

ACCORDO DI PROGRAMMA (art. 34 D.lgs. n. 267/2000)
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI



Scuola Media R. Masi

SCUOLA MASI

Relazione tecnica
– Fasi 2 e 3 –

Benevento. Luglio 2017

Consulenti Scientifici:

prof. Ing. Giuseppe Maddaloni



prof. Ing. Maria Rosaria Pecce



INDICE

1	Premessa	4
2	FASE 1.....	5
2.1	Inquadramento dell'edificio.....	5
2.2	Documentazione disponibile.....	7
2.3	Le indagini e le verifiche svolte nel 2003.....	12
2.4	Ispezione visiva	12
3	FASE 2.....	12
3.1	Rilievo strutturale	13
3.2	Caratterizzazione meccanica dei materiali	16
3.3	Verifiche secondo le NTC 2008	21
3.3.1	Livello di conoscenza e fattore di confidenza	21
3.3.2	Proprietà dei materiali	25
3.3.3	Caratteristiche del sottosuolo.....	25
3.3.4	Analisi dei carichi gravitazionali.....	28
3.3.5	Valutazione dell'azione sismica.....	28
3.3.6	Combinazioni di carico	30
3.3.7	Metodo di analisi.....	32
3.3.8	Codice di calcolo – EdiLus	32
3.3.8.1	Modello di calcolo	33
3.3.8.2	Sezioni di calcolo	36
3.3.9	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali (travi e pilastri).....	37
3.3.10	Verifiche allo SLU per carichi verticali.....	37
3.3.10.1	Verifiche del solaio.....	44
3.3.11	Verifiche allo SLV per azioni sismiche.....	45
3.3.11.1	Verifiche di travi e pilastri	45
3.3.11.2	Verifiche di resistenza dei nodi	47
3.3.12	Verifiche allo SLD per azioni sismiche	48

3.4	Verifiche semplificate per azioni sismiche.....	48
3.4.1	Verifica a taglio.....	51
3.4.2	Verifica a flessione.....	52
3.5	Osservazioni sulle verifiche sismiche.....	53
4	FASE 3: Indicazioni preliminari degli interventi	54
5	Conclusioni.....	60
6	Valutazione della vita nominale restante o residua.....	61
	Bibliografia.....	63

1 Premessa

Il Comune di Atripalda (Av) in data 19/12/2016 ha stipulato con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli Studi del Sannio di Benevento, un Accordo di Programma, ai sensi dell'art. 34 del D.Lgs. n. 267/2000, per lo svolgimento di un'attività di ricerca sugli edifici scolastici pubblici, finalizzato alla valutazione del loro rischio sismico mediante i più moderni approcci di analisi strutturale e con l'individuazione di massima di eventuali interventi di miglioramento/adeguamento.

L'accordo è riferito ai seguenti tre plessi scolastici:

- Scuola elementare “**Mazzetti**” - via **Manfredi**, Atripalda (Av);
- Scuola media “**R. Masi**” - via **Pianodardine**, Atripalda (Av);
- Scuola materna “**N. Adamo**” - via **S. Giacomo**, Atripalda (Av).

Le attività previste nell'accordo stipulato si articolano in 3 fasi, a conclusione di ognuna delle quali il Dipartimento si è impegnato a produrre una relazione sui seguenti esiti della ricerca:

FASE 1: a) Ispezione visiva preliminare delle costruzioni in oggetto;
 b) Esame della documentazione tecnica disponibile.

FASE 2: a) Rilievi degli elementi strutturali, indagini sui materiali costruttivi, caratteristiche dei terreni di fondazione, individuazione delle armature nei principali elementi strutturali in c.a.;
 b) Verifica della sicurezza strutturale per i carichi verticali effettuata sulla base dei dati disponibili;
 c) Verifica della sicurezza strutturale nei confronti delle azioni sismiche effettuata sulla base dei dati disponibili;
 d) Valutazione del livello di sicurezza per carichi gravitazionali e per azioni sismiche della costruzione nello stato di fatto;
 e) Relazione conclusiva.

FASE 3: a) Indicazioni preliminari degli interventi di miglioramento o adeguamento sismico e di consolidamento strutturale.

Per quanto concerne il Dipartimento, la responsabilità scientifica dell'accordo è del **prof. ing. Giuseppe Maddaloni** e della **prof.ssa ing. Maria Rosaria Pecce**.

La relazione per le attività della FASE 1 delle tre scuole, è stata inviata al comune di Atripalda via PEC il giorno 14/06/2017 (prot. n. 670 del comune di Atripalda).

Nella presente relazione, **per la sola scuola R. Masi**, dopo aver sinteticamente riportato i contenuti della relazione della FASE 1, vengono descritte le attività delle **FASE 2 e 3**.

2 FASE 1

Nella FASE 1 sono state svolte tre principali attività:

- Ricerca e raccolta di tutte le informazioni disponibili relative alle strutture degli edifici scolastici in oggetto. Tali dati sono ricavabili attraverso un'attenta lettura: (a) delle relazioni e disegni strutturali originari depositati presso il Genio Civile o presso gli Uffici Tecnici dell'ente responsabile o presso la Prefettura; (b) di eventuali ulteriori progetti redatti per lavori successivamente eseguiti sugli edifici; (c) di documentazione tecnica relativa ad indagini effettuate;
- Sopralluoghi per prendere visione dello stato dei luoghi ed effettuare un primo riscontro tra le informazioni raccolte e lo stato di fatto;
- Analisi critica dei dati disponibili.

Nel seguito si illustrano i risultati della FASE 1 per l'edificio della scuola Masi.

2.1 Inquadramento dell'edificio

Il plesso scolastico Masi è situato in via Pianodardine nel comune di Atripalda. Si sviluppa su un pendio di un rilevato con quote variabili, ma il corpo aule oggetto dello studio è situato ad una quota di circa 300 m s.l.m.. Esso è circondato da un ampio piazzale e risulta facilmente accessibile grazie alla presenza di una strada (**Figura 2.1**).

Nella **Figura 2.2** si riportano alcune foto dell'esterno della scuola.

Il plesso della scuola Masi è composto da un corpo aule costituito da un piano seminterrato, tre piani fuori terra e il sottotetto. Il corpo aule è collegato con due scale esterne alla palestra e a un padiglione adibito a uffici. Nella **Figura 2.3** si riporta la planimetria del piano terra di tutti i vari corpi che costituiscono il plesso scolastico con indicazione del corpo aule oggetto del presente lavoro di valutazione del rischio sismico.



Figura 2.1 - Vista aerea del plesso scolastico "R. Masi"



Figura 2.2 Vista dall'esterno della scuola media "R. Masi"

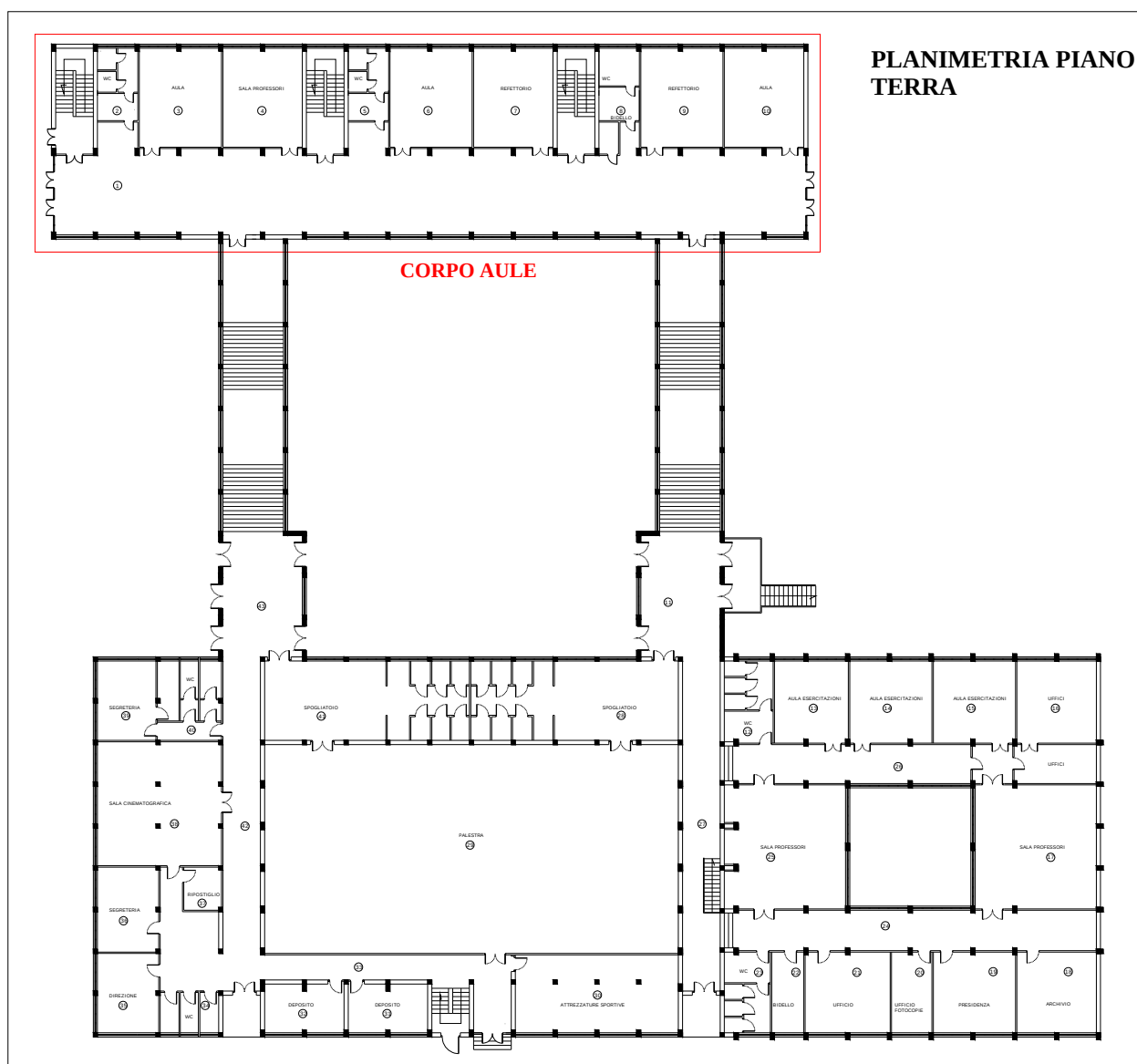


Figura 2.3 Planimetria del piano terra del plesso scolastico “R. Masi”

2.2 Documentazione disponibile

Il Comune di Atripalda ha fornito alcuni documenti relativi alla scuola in oggetto. I documenti si riferiscono ai risultati di indagini diagnostiche, commissionate dal comune di Atripalda ed affidate nell'anno 2003 alla ditta Engineering srl con sede ad Atripalda (Av). Il comune ha inoltre fornito dei documenti contenenti l'analisi dei risultati delle indagini stesse nonché alcune verifiche di sicurezza effettuate dall'ing. Massimo de Iasi con studio ad Avellino.

Il comune di Atripalda ha inoltre fornito alcuni documenti relativi al progetto strutturale originario, che risulta quasi completo.

Nell'**Allegato 1** si riportano alcuni dei documenti forniti dal comune.

Il progetto strutturale originario è stato sviluppato mediante le metodologie di calcolo dell'epoca, in campo elastico-lineare considerando solo i carichi verticali, in accordo con le normative vigenti che negli anni '70 consideravano Atripalda non sismica.

L'edificio è in c.a. ed è strutturalmente concepito con 3 telai nella direzione longitudinale e 7 telai in direzione trasversale. I solai, del tipo latero cementizio, scaricano tutti sui telai longitudinali realizzati con travi a spessore. Le scale sono in c.a. con trave a ginocchio. Le fondazioni sono realizzate con plinti. L'edificio nella sua parte destinata alle aule, è stato costruito in 2 lotti, così come indicato nella **Figura 2.4**.

Le travi sono caratterizzate dalla presenza di armature sagomate.

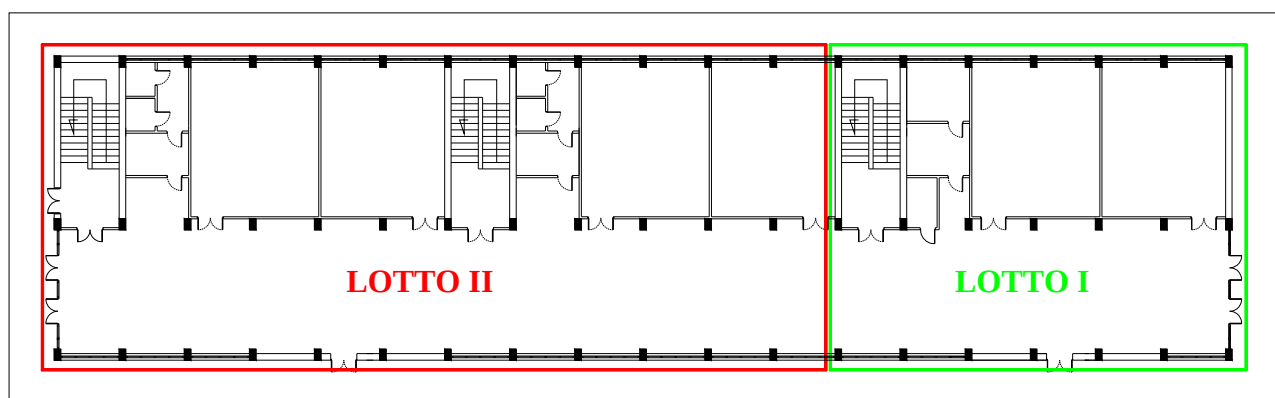


Figura 2.4 Indicazione dei lotti costituenti il corpo aule

Da un attento esame dei documenti si è rilevato che sono disponibili quasi tutte le informazioni sulle dimensioni degli elementi strutturali e sulle loro armature, mentre non vi sono informazioni sulle quote di imposta della fondazione.

Il comune di Atripalda ha fornito in formato elettronico le planimetrie dei vari livelli della costruzione. Dai grafici architettonici si evince che l'edificio occupa una superficie di circa 760 mq ed è costituito da tre livelli fuori terra e uno seminterrato.

Il piano seminterrato occupa solo una parte della superficie ed è ubicato di sotto della porzione identificata come lotto 2. È accessibile dalla scala che lo collega al piano terra ed è suddiviso in due ambienti, uno utilizzato come locale caldaia e l'altro come deposito.

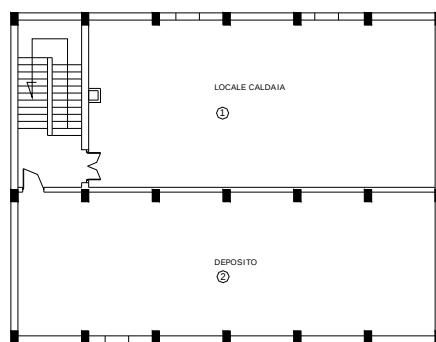


Figura 2.5 Pianta piano seminterrato

Il piano terra, il primo piano e il piano secondo sono utilizzati per le funzioni didattiche, pertanto presentano aule, sala professori, refettori e servizi igienici. Il piano terra risulta accessibile dai due lati corti dell'edificio e presenta inoltre delle aperture sul lato nord-est che consentono, tramite due scale esterne, il collegamento con il corpo palestra e il padiglione uffici. I piani primo e secondo sono accessibili da tre scale interne ed è inoltre presente una scala di emergenza esterna. Il sottotetto è adibito a deposito ed è collegato al piano secondo dalle sole tre scale interne. Dalla **Figura 2.6** alla **Figura 2.9** sono riportate le piante relative ai suddetti piani con l'indicazione degli ambienti, così come desunto dai grafici forniti dal comune.

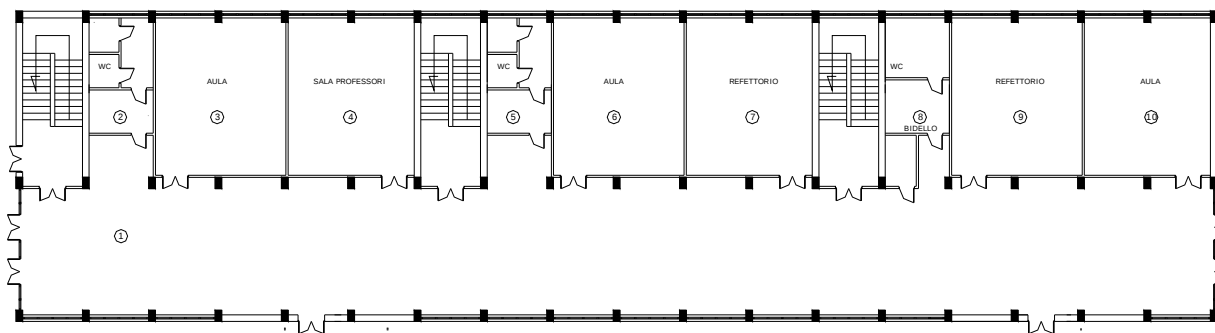


Figura 2.6 Pianta piano terra

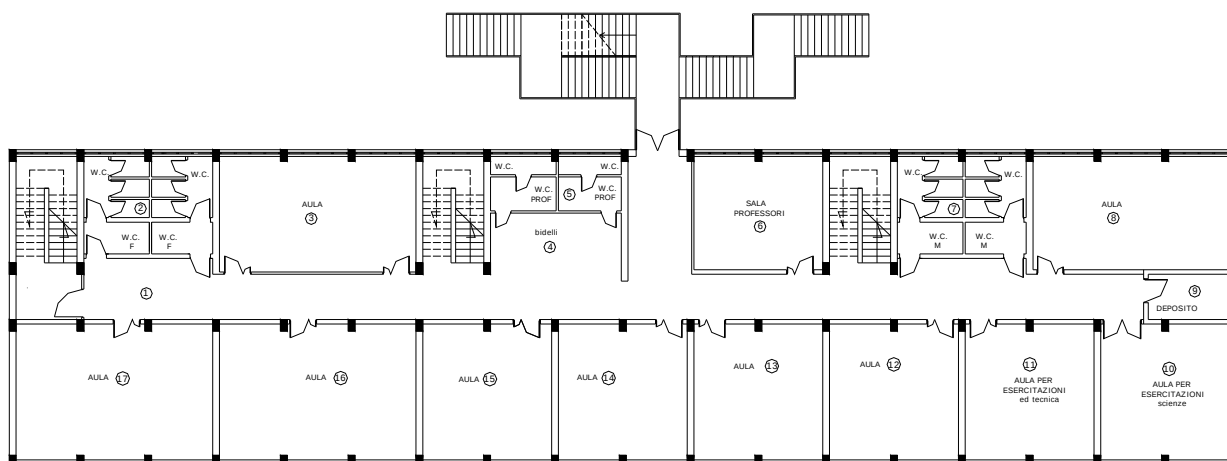


Figura 2.7 Pianta piano primo

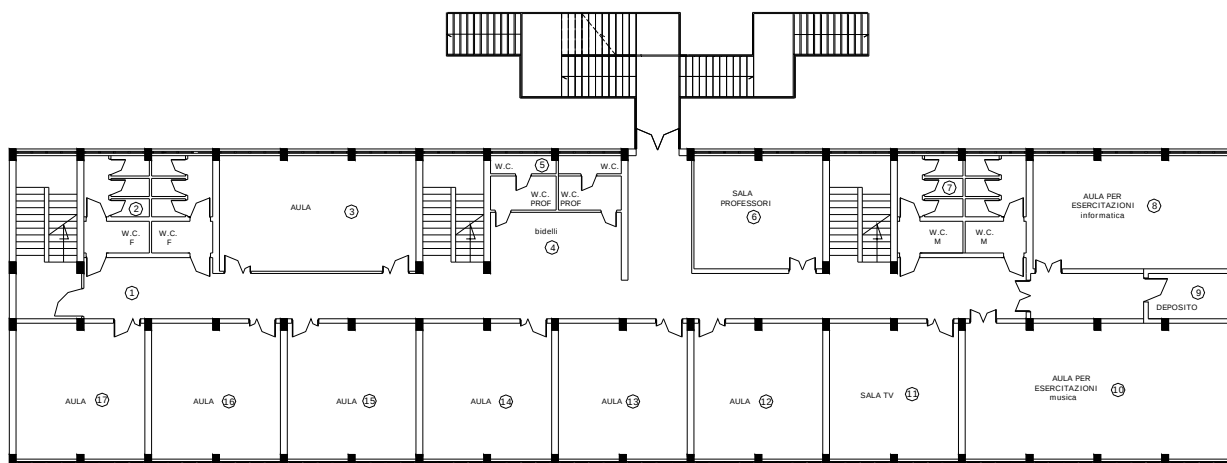


Figura 2.8 Pianta piano secondo

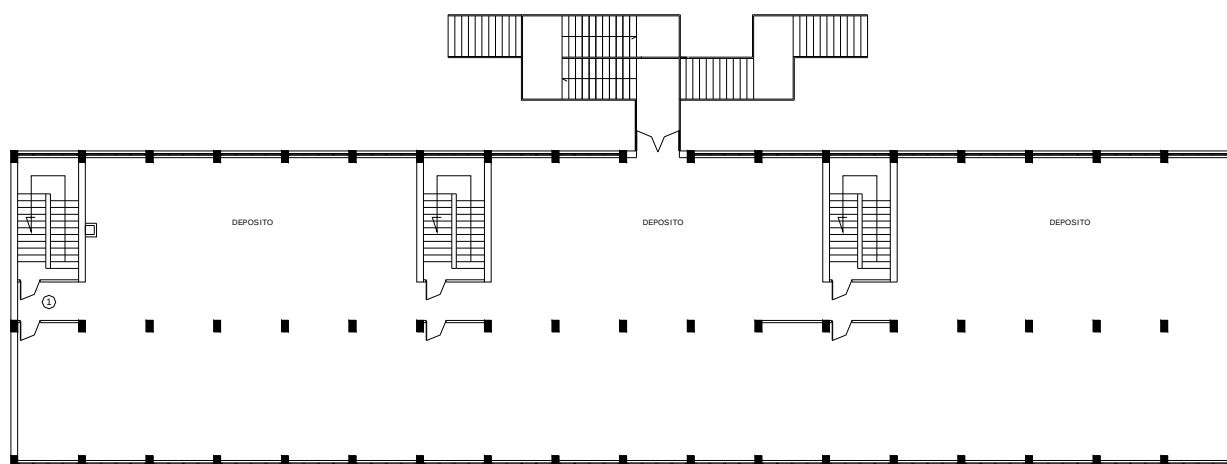


Figura 2.9 Pianta sottotetto

Dai documenti del progetto originario, ed in particolare dalla pianta del piano seminterrato riportata in **Figura 2.10**, si rileva che il solaio di calpestio del piano seminterrato appoggia direttamente a terra, non essendo presente la trave centrale nella direzione longitudinale.

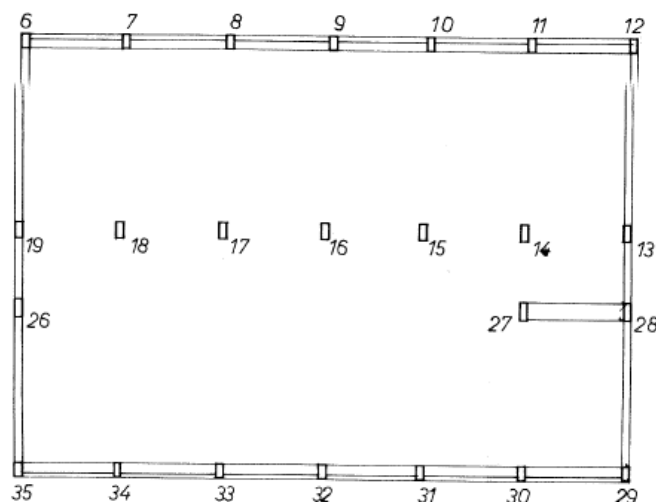


Figura 2.10 Pianta originale delle pareti e delle travi del seminterrato

I plinti del corpo aule della scuola sono in totale 63 e a seconda della posizione hanno dimensioni variabili: 1.8 m x 1.8 m, 2.2 m x 2.2 m e 2.7 m x 2.7 m, con uno spessore di magrone costante e pari a 0.4 m, come riportato nella **Figura 2.11** estratta dalle tavole originali.

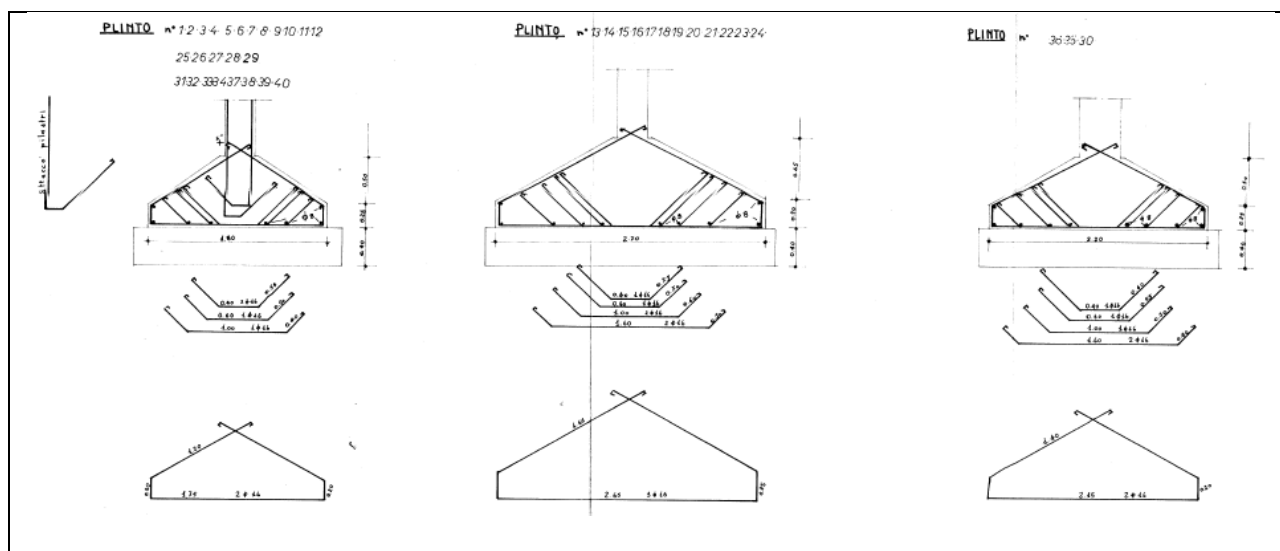


Figura 2.11 Stralcio delle tavole originali contenente dimensioni e armature dei plinti

Il solaio è latero-cementizio di spessore 25 cm, con soletta di 5 cm e laterizio da 20 cm.

2.3 Le indagini e le verifiche svolte nel 2003

Anche la documentazione relativa alle indagini e verifiche svolte nel 2003 è stata esaminata in dettaglio.

Nel 2003 è stata anche eseguita una verifica di sicurezza dell'edificio per soli carichi verticali, effettuata considerando la normativa dell'epoca di costruzione. Il modello strutturale presenta alcune difformità sia rispetto al progetto originario che allo stato di fatto dell'edificio. Si tratta comunque di aspetti che influenzano poco gli esiti della verifica per carichi verticali. Le analisi svolte nel 2003 non hanno riguardato la verifica sismica dell'edificio. Si evidenzia che nel 2003 non c'erano indicazioni sulle modalità e sul numero delle prove in sito da svolgere e nemmeno su come procedere per le verifiche di sicurezza. Le prove e le verifiche svolte forniscono comunque indicazioni utili sulla struttura.

2.4 Ispezione visiva

Nei giorni 12/04/2017 e 30/05/2017 sono state effettuate delle ispezioni in sito per verificare lo stato di fatto dell'edificio scolastico. L'ispezione ha riguardato l'edificio solo nella parte del corpo aule, rilevando le posizioni e le dimensioni degli elementi strutturali che la compongono e le altezze di ogni impalcato. È stata posta molta attenzione ai rilievi geometrici del seminterrato, delle fondazioni e della copertura, in quanto nei progetti originari non erano presenti informazioni sufficienti per poter definire una corretta e completa configurazione strutturale. In **Allegato 2** sono riportate le foto dei vari ambienti che compongono l'edificio con i rispettivi coni ottici.

3 FASE 2

Dopo la prima fase conoscitiva basata sull'esame della documentazione disponibile e sulle ispezioni visive, è stata avviata la fase di indagine ed analisi di dettaglio. Si deve considerare che, in generale, per eseguire verifiche di sicurezza di un edificio esistente, non vi sono ancora indicazioni di dettaglio nelle normative (in Europa è in preparazione un annesso dell'Eurocodice 2 e in Italia ci sono delle indicazioni solo nella Circolare 617/2009) e nella letteratura. Inoltre, per la valutazione del rischio sismico, le diverse procedure di modellazione e di analisi che si possono adottare, sono ancora oggetto di ricerca.

La valutazione della sicurezza dell'edificio scolastico in oggetto è stata effettuata mediante le seguenti attività:

- controllo in sito dei dati forniti dal progetto strutturale originario;

- analisi delle prove sperimentali disponibili (per la determinazione delle caratteristiche dei materiali);
- modellazione dell'edificio e analisi strutturale;
- verifica per carichi gravitazionali;
- valutazione del rischio sismico;

Come verrà successivamente discusso più nel dettaglio, per la valutazione del rischio sismico dell'edificio scolastico "R. Masi", si è ritenuto di assumere un livello di conoscenza LC1.

Le caratteristiche del terreno sono state assunte sulla base di limitate informazioni fornite dalla committenza. Per l'elaborazione di un progetto di adeguamento/miglioramento sarà quindi necessario svolgere ulteriori indagini.

3.1 Rilievo strutturale

Come già descritto nei paragrafi precedente, nei giorni 12/04/2017 e 30/05/2017 sono state effettuate delle ispezioni in sito per verificare lo stato di fatto dell'edificio scolastico. Il rilievo ha quindi consentito di verificare la geometria degli elementi strutturali riportati nei progetti originari.

Innanzitutto è stata indagata una parte delle fondazioni della struttura accessibile dal seminterrato, rilevando che la quota di spiccato dei plinti è variabile. Per valutarne la variabilità, sono state misurate le altezze dei pilastri che collegano i plinti all'impalcato a quota 0.00 m. Si rileva che le colonne al di sopra dei plinti esterni del lato lungo risultano avere altezza pari a 2.20 m da un lato e 1.20 m dal lato opposto; le colonne sui plinti centrali risultano di altezza pari a 1.00 m; le colonne sui plinti che sostengono i pilastri della scala risultano di altezza pari a 1.30 m. Tali misure si riferiscono alla distanza tra testa plinto e intradosso del solaio, come riportato nella **Figura 3.1**.

Dal confronto tra il progetto originario e le misure effettuate in sito, è emerso che sussistono alcune differenze. Si riportano nel seguito le differenze rilevate distinguendolo per le travi in elementi del Lotto 1 e del Lotto 2 (**Figura 2.4**). Si riporta una carpenteria con la numerazione delle travi per facilitare l'individuazione degli elementi descritti. Si precisa che l'indicazione della travata di piano P1-P20-P39-P45 fa riferimento all'insieme delle travi comprese tra i pilastri stessi (**Figura 3.2**).



Figura 3.1 Misurazione altezza pilastri al di sopra dei plinti

TRAVI LOTTO 2	DIMENSIONI B x H (cm)	
	Progetto originario	Rilievo in situ
Travata di piano n. P1-P20-P39-P45	20 x 60	20 x 50
Travata di piano n. P7-P26-P41-P51	50 x 25	25 x 50
Travata reggi cornicione n. P1-P20-P45	20 x 60	25 x 50
Travata di sottotetto n. P1-P20-P39-P45	50 x 25	25 x 50
Travata reggi cornicione n. P7-P26-P41-P51*	-	25 x 45
Travi di collegamento plinti**	-	30 x 60

Nota* La distinta delle armature della travata in oggetto non è riportata nei progetti originali. Pertanto, dopo aver verificato che tale trave è emergente e avente sezione 25 cm x 45 cm, si è considerata la stessa armatura della trave P1-P20-P39-P45, poiché la pianta dell'edificio è composta da unità ripetitive.

Nota** Le travi di collegamento nel LOTTO 2 non sono riportate nei progetti originali. Dalle verifiche in situ, si è constatato che le travi di collegamento presenti nel LOTTO 1 si estendono anche per il LOTTO 2 ed hanno sezione costante 30x60cm. La disposizione di suddette travi è riportata in carpenteria a quota 0.00m.

Tabella 3.1 Differenze rilevate tra progetto originale delle travi del lotto 2

TRAVI LOTTO 1	DIMENSIONI B x H (cm)	
	Progetto originario	Rilievo in situ
Travata di piano, sottotetto e reggi cornicione n. P19-P38-P63	20 x 50	25 x 50
Travata reggi cornicione n. P19-P18-P17-P16-P15-P14-P13*	-	40 x 25
Travi colleganti i due lotti**	-	Come travi adiacenti

Nota* La distinta delle armature della trave in oggetto non è riportata nei progetti originali. Pertanto si è considerata la stessa armatura e sezione della trave P63-P62-P61-P60-P59-P58-P57 presente sul lato opposto (40x25). Ciò è suggerito anche dal fatto che la trave adiacente P1-P2-P3-P4-P5-P6-P7-P8-P9-P10-P11-P12 ha la stessa sezione ed armatura.

Nota** Le travi che collegano i due lotti sono state considerate con stessa sezione ed armatura delle travi adiacenti, poiché hanno le medesime caratteristiche.

Tabella 3.2 Differenze rilevate tra progetto originale delle travi del lotto 1

TRAVI: VANO SCALA

Nei progetti originali risulta che le travi in corrispondenza del pianerottolo di riposo nel vano scala sono riportate in distinta alla stessa quota degli impalcati. Dalle verifiche in situ è emerso che la quota effettiva di tali travi è in corrispondenza del pianerottolo di riposo e cioè a metà dell'altezza di interpiano.

PILASTRI

Nei progetti originari non sono riportate le quote dello spiccato in fondazione. Dalle verifiche in situ si è constatato che le quote dello spiccato sono variabili, in particolare quelle al di sotto del piano cantinato non sono misurabili, pertanto queste ultime sono state assunte pari a quelle più corte nella zona ispezionabile, quindi di 1 m.

Nei progetti originali viene riportato che le sezioni dei pilastri sono costanti per ogni piano. Ciò risulta vero solo per lo spiccato, il piano cantinato e il piano terra. Per i piani al di sopra del piano terra (a partire dalla quota 3.50 m fuori terra) si ha che i pilastri agli angoli e quelli perimetrali sul lato corto, in corrispondenza del telaio centrale, hanno sezione costante 25 cm x 45 cm fino al piano di copertura. I restanti pilastri riducono la propria sezione salendo di piano.

Per facilitare l'individuazione degli elementi descritti, nella **Figura 3.2** si riporta una carpenteria con la numerazione delle colonne.

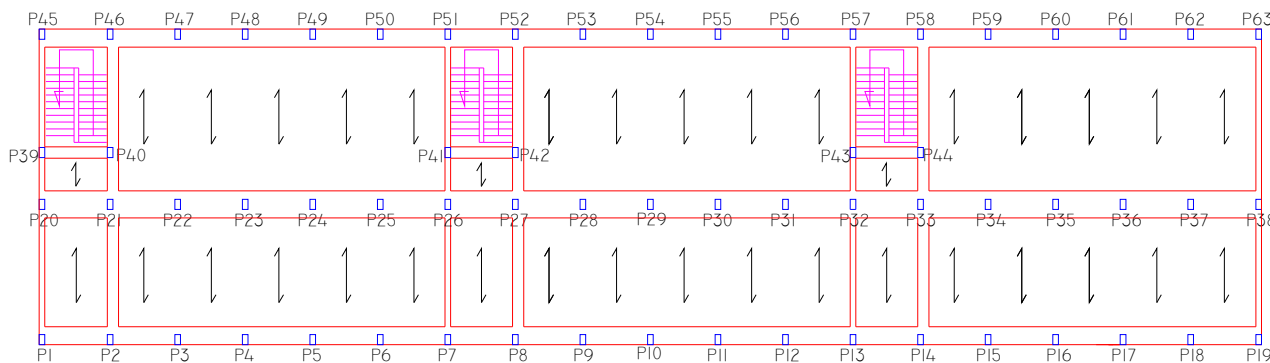


Figura 3.2 Carpenteria piano tipo

Dall'analisi dei documenti originali, è risultata assente la distinta ferri della travata centrale (P20-P38) del piano seminterrato. Pertanto sono stati eseguiti dei saggi per verificarne la geometria, in particolare sono state indagate 3 sezioni, la prima in mezzzeria della trave, la seconda a 20cm dalla colonna e la terza in adiacenza alla colonna sul lato opposto. Nelle immagini di **Figura 3.3** è possibile verificare i ferri rilevati.



Figura 3.3 Saggi sulla trave centrale del seminterrato

Dai saggi è emerso che le staffe hanno un diametro di 6 mm e un passo di 20cm. I ferri inferiori rilevati non sono sagomati in corrispondenza della colonna, ma risultano dritti e attraversano la zona nodale proseguendo nella trave adiacente. Non è stato possibile verificare la presenza dei ferri sagomati e quindi dell'armatura superiore in appoggio, ma nella modellazione si è ipotizzato che questi siano sufficienti ad assorbire le sollecitazioni agenti.

3.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per valutare le resistenze dei materiali acciaio e calcestruzzo di cui si compone la struttura, è stata prima di tutto analizzata la documentazione dei progetti originari. Dalle relazioni di calcolo delle strutture a firma dell'Ing. Carmine Spagnuolo, si rileva quanto segue:

“I solai sono del tipo misto latero-cemento tipo “Provera”, con armatura metallica in acciaio ad alto limite di elasticità, $\sigma_f=2200\text{kg/cm}^2$, e con calcestruzzo della classe 200. Le massime sollecitazioni ammissibili nel conglomerato e nel ferro sono state fissate in conformità del regolamento vigente per l'esecuzione di opere in c.c.a., prevedendo l'uso di conglomerato di cemento normale (Portland) di provata resistenza e ferro omogeneo.”

Dall'analisi dei dati contenuti nella relazione tecnica riferita al monitoraggio dell'edificio, sono state ricavate le informazioni sui materiali acciaio e calcestruzzo. In particolare, sono state realizzate prove sclerometriche, ultrasoniche, estrazione e schiacciamento di carote di calcestruzzo e prelievo e trazione delle barre di armatura. Tali prove sono state condotte dalla società di monitoraggio e prove in sito ENGINEERING s.r.l.. I campioni prelevati sono stati in seguito testati dal "LABORATORIO EDIL-TEST s.r.l." e le prove eseguite sono state certificate dal direttore del laboratorio Ing. Renato Erra.

Si riportano in **Figura 3.4** e in **Figura 3.5** alcune immagini relative alla relazione tecnica di cui sopra.

Per quanto concerne la resistenza del calcestruzzo, analizzando i risultati delle prove, si è deciso di non utilizzare quelli riferiti allo schiacciamento delle micro-carote dal diametro di 52 mm in quanto la resistenza media a compressione ottenuta di 15.72 MPa potrebbe essere stata influenzata dalla presenza di inerti di dimensione significativi. Pertanto, a vantaggio di sicurezza si è assunta come resistenza del calcestruzzo, la resistenza media ricavata dallo schiacciamento delle sole carote con diametro 100 mm. Tale valore è pari a **14.23 MPa**.

Valutando invece i risultati delle prove non distruttive, si è ritenuto, come per altro fatto anche dall'Ing. De Iasi, che la resistenza media del calcestruzzo, ricavata dalle prove sclerometriche (41.7 MPa) risulti troppo elevata e discorde dalle prove di schiacciamento, pertanto tale valore non viene considerato.

**DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE
DEL CALCESTRUZZO MEDIANTE PROVE A ROTTURA
(compressione monoassiale)**

PROVE A ROTTURA CLS (Compressione monoassiale)					
DIAMETRO CAROTE 100 mm. - CORPO "A"					
Sezione	Carico rottura N/mm ²	Carico rottura kg/cm ²	Carico rottura cubico N/mm ²	Carico rottura cubico kg/cm ²	Carbonat. Media (mm)
C0A/1P	11,50	112,77	11,80	115,72	52,00
C1A/2P	16,80	164,75	17,20	168,67	11,00
C2A/3P	14,40	141,21	14,80	145,14	11,00
MEDIA	14,23	139,58	14,60	143,17	24,67

PROVE A ROTTURA CLS (Compressione monoassiale)					
DIAMETRO CAROTE 52 mm. - CORPO "A"					
Sezione	Carico rottura N/mm ²	Carico rottura kg/cm ²	Carico rottura cubico N/mm ²	Carico rottura cubico kg/cm ²	Carbonat. Media (mm)
CE1B/P2	19,10	187,90	23,90	234,38	35,00
CE1A/PA	14,80	145,14	18,50	181,42	43,00
CE1A/PC	15,40	151,02	19,30	189,27	27,00
CE1A/TC1	18,50	181,42	23,10	226,53	24,00
CE1A/TC1	14,20	139,25	17,80	174,56	60,00
CE1A/PD	12,30	120,82	15,40	151,02	25,00
MEDIA	15,72	154,13	19,67	192,86	35,67

Si considera una σ_{carim} del calcestruzzo pari a 1/3 del valore medio di rottura pari a circa 60 kg/cm². Tale assunzione è inoltre giustificata sia dalle prove eseguite su carote di 52 mm che su carote di grande diametro di 100 mm. Non si è tenuto conto delle prove sclerometriche in quanto non molto attendibili, mentre i valori delle prove ad ultrasuoni confermano la classe ipotizzata del calcestruzzo. I valori medi tra i due gruppi di prove a rottura su carote sono di 143,17,19 e 192,86 kg/cm² e pertanto considerando 1/3 del valore si può ipotizzare ai fini delle verifiche un valore pari a 60 kg/cm² come σ_{carim} ai fini delle verifiche strutturali. Praticamente si potrebbe fare riferimento ad un calcestruzzo Rck 150.

**DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE
DELL'ACCIAIO MEDIANTE PROVE DI TRAZIONE DA
BARRE PRELEVATE IN SITO**

PROVE A ROTTURA ACCIAIO (Trazione)					
DIAMETRO BARRE VAR DA 14 A 16 mm. - CORPO "A"					
Sezione	Carico snervam. N/mm ²	Carico snervam. kg/cm ²	Carico rottura barra N/mm ²	Carico rottura barra kg/cm ²	Diametro barra (mm)
B0/1P	353,00	3461,69	489,80	4803,22	16
B1/1P	291,80	2861,54	463,70	4547,27	14
B2/P2	433,90	4255,04	661,00	6482,10	14
B2/1P	414,50	4065,77	498,10	4864,82	14
B1/2P	366,10	3590,16	542,10	5316,10	14
B0/2P	410,50	4025,57	527,60	5173,91	16
MEDIA	378,32	3709,98	530,38	5201,20	
	>	>	>	>	
FeB32K	315,00	3089,05	490,00	4805,19	
NORME UNI 564 (febbraio 1964) e UNI 6407 (MARZO 1969)					

Si considera una σ_{carim} dell'acciaio pari a 1/2 del valore medio di snervamento pari a 1600 kg/cm². Tale assunzione è inoltre giustificata dalle norme UNI sulle barre lisce che riportano valori minimi del carico di snervamento e del carico di rottura per i diversi tipi di acciaio a barre lisce. Le prove eseguite su alcune barre prelevate presentano valori superiori ai valori di norma del FeB32K con σ_{carim} pari a 1600 kg/cm².

RICERCA ARMATURE			
Pilastro tipo	6 ferri long.	diametro ferri = 14 mm	passo staffe piele 15 cm.
Trave centrale piano 1°	6 Φ 16		
Trave centrale piano 2°	4 Φ 16		

Figura 3.4 Sintesi delle prove di compressione e trazione eseguite su calcestruzzo e acciaio

**DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO
MEDIANTE PROVE SCLEROMETRICHE E PROVE AD ULTRASUONI ESEGUITE
SUI PILASTRI**

PROVE SCLEROMETRICHE ESEGUITE SU 20 PILASTRI		
Sezione	R.M.C. Resist. Meccan. Compres. Mpa	R.M.C. Resist. Meccan. Compres. Kg/cm ²
SC0/1	42,00	411,87
SC0/2	35,00	343,23
SC0/3	48,00	480,52
SC0/4	39,00	382,45
SC0/5	49,00	480,52
SC1/6	51,00	500,13
SC1/7	48,00	480,52
SC1/8	42,00	411,87
SC1/9	51,00	500,13
SC2/10	47,00	460,91
SC2/11	46,00	451,10
SC2/12	52,00	509,94
SC2/13	43,00	421,68
SC3/14	43,00	421,68
SC3/15	47,00	460,91
SC3/16	49,00	480,52
SC3/17	45,00	441,29
SC3/18	55,00	539,36
SC0B/19	32,00	313,61
SC0B/20	33,00	323,61
MEDIA	41,70	454,37

PROVE ULTRASUONI SU cls ESEGUITE SU 22 PILASTRI			
v < 2400 m/s --- Rck < 15 Mpa 2400 m/s < v < 3000 m/s --- 15 Mpa < Rck < 20 Mpa v > 3000 m/s --- 20 Mpa < Rck < 25 Mpa			
Sezione	V (m/s)	Rck (Mpa)	Rck (kg/cm ²)
U0/1	2612,30	16,77	164,45
U0/2	1871,30	15,00	147,10
U0/3	2711,50	17,60	172,55
U0/4	2714,40	17,62	172,79
U0/5	2766,50	18,22	178,68
U1/6	2617,80	16,82	164,90
U1/7	2637,10	16,98	166,47
U1/8	2670,90	17,26	169,24
U1/9	2299,90	15,00	147,10
U2/10	2408,50	15,07	147,79
U2/11	2558,90	16,32	160,08
U2/12	2702,70	17,52	171,83
U2/13	2431,90	15,27	149,70
U3/18	2658,60	17,16	168,31
U3/17	2741,20	17,84	174,96
U3/16	2639,90	17,00	166,70
U3/15	2191,60	15,00	147,10
U3/14	2131,30	15,00	147,10
U0B/19	1805,10	15,00	147,10
U0B/20	2690,60	17,42	170,85
U0B/21	2722,30	17,69	173,44
U0B/22	2469,10	15,58	152,74
MEDIA	2391,15	15,80	154,92

Figura 3.5 Sintesi delle prove sclerometri e prove ultrasoniche eseguite sul calcestruzzo

Le prove ultrasoniche forniscono invece un valore di resistenza media di 15.5 MPa, molto prossimo alla resistenza media rilevata dalle prove di schiacciamento delle carote. A tale proposito si sottolinea che attualmente sclerometro e prove soniche sono utilizzate in combinazione per ottenere la prova SONREB, che nel 2003 non era ancora molto diffusa; tuttavia i dati disponibili non possono essere

rielaborati in termini di prova SONREB perché le due prove (sclerometro e ultrasuoni) non sono state realizzate negli stessi punti.

Con riferimento alle sole carote di diametro 100 mm, l'applicazione delle formule di letteratura di correlazione, implementate al fine di ottenere un valore di resistenza a compressione cilindrica tenendo conto dei diversi fattori geometrici ed ambientali (vedi **Allegato 3**), conduce ad un valore medio di resistenza cilindrica pari a **f_{cm}=14.09 MPa**. Tale valore viene infine trasformato in resistenza media cubica dividendolo per 0.83 ed ottenendo **R_{cm}=16.98 MPa** (**Tabella 3.3**).

Campione	Dimensione Carota			f _{car} [MPa]	metodi	f _{cis,i} [MPa]	f _{c,m} [MPa]	R _{c,m} [MPa]	R _{c,m} [MPa]
C0A/1P	d	94	mm	11.50	Masi	11.39	11.38	13.72	16.98
	l	100	mm		NTC2008	11.38			
C1A/2P	d	94	mm	16.80	Masi	16.64	16.63	20.04	
	l	100	mm		NTC2008	16.62			
C2A/3P	d	94	mm	14.40	Masi	14.27	14.26	17.18	
	l	100	mm		NTC2008	14.25			

Tabella 3.3 Resistenza cubica media elaborata

Per le barre di armatura si fa riferimento a quanto riportato in **Figura 3.4** dove sono presenti i risultati sintetici delle prove di trazione eseguite sulle barre estratte, da cui si ricava un valore medio di resistenza a snervamento **f_{ym}=378.32 MPa** e il valore medio di resistenza a rottura pari a **f_{tm}=530.35MPa**. La Engeneering s.r.l. assume pertanto che l'acciaio testato sia assimilabile a un FeB32K, ma tale tipologia di acciaio viene definito per la prima volta nel D.M. del 30/05/1972 quindi successivo alla data di progettazione dell'opera in oggetto. Facendo riferimento a quanto riportato nel lavoro di Verderame et al. 2011 "*Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980*", si può rilevare che nel periodo 1960-1970 gli acciai più comunemente impiegati sono stati gli AQ42, AQ50 e AQ60. Nella **Tabella 3.4** si riportano i risultati di alcune prove eseguite su tali tipologie di acciaio:

	AQ42 (MPa)	AQ50 (MPa)	AQ60 (MPa)
n°prove	3520	3278	949
Media	322.3	370.9	435.4

Tabella 3.4 Resistenza media dei tipici acciai utilizzati nel periodo 1950-1972

Come si può verificare, il valore di resistenza media a snervamento dell'acciaio ricavato dalle prove eseguite sulle barre di armatura della scuola Masi ($f_{ym}=378.3$ MPa), è molto prossimo al valore medio riportato in **Tabella 3.4** riferito all'acciaio AQ50 ($f_{ym}=370.9$ MPa). Per la scuola Masi è pertanto molto probabile che come acciaio in barre sia stata utilizzata la tipologia **AQ50**.

3.3 Verifiche secondo le NTC 2008

3.3.1 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Per stimare il livello di conoscenza e quindi il Fattore di Confidenza FC da adottare nella verifiche degli elementi, si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo C8.1.B della Circolare n. 617 del 2009.

Si ricorda che come indicato nel paragrafo C8.7.2.1, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Nella **Tabella 3.5** si riporta per edifici in c.a., uno stralcio della circolare, con i livelli di conoscenza e i relativi fattori di confidenza che si possono assumere nonché i conseguenti metodi di analisi applicabili.

Nella **Tabella 3.6** si riportano, per i dettagli strutturali e per le proprietà meccaniche dei materiali, le indagini minime richieste per raggiungere un determinato livello di conoscenza.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	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		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

Tabella 3.5 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

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)}
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 3.6 Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

Nel caso in esame, essendo disponibile il progetto originario, come si può vedere dalle indicazioni riportate in **Tabella 3.5**, si potrebbe adottare qualsiasi livello di conoscenza e quindi qualsiasi metodo di analisi. Tuttavia da una valutazione semplificata del rischio sismico (anno di costruzione, norme vigenti all'epoca, irregolarità in pianta e in altezza, numero di piani, geometria degli elementi strutturali), si può affermare che l'edificio presenta una vulnerabilità molto elevata con dettagli costruttivi (travi a spessore larghe rispetto all'appoggio sui pilastri, nodi e travi con poche staffe) che non consentono di sfruttare molto la duttilità degli elementi. È sembrato inopportuno adottare pertanto una modellazione non lineare, e si è ritenuto più conveniente procedere con un'analisi lineare adottando un livello di conoscenza LC1.

Per verificare la possibilità di adottare un livello di conoscenza LC1 si deve tener presente che la costruzione presenta 4 impalcati (piano terra, piano primo, piano secondo e sottotetto) ognuno dei quali si sviluppa su una superficie di circa 760 m².

Si ricorda che secondo norma per ottenere verifiche limitate dei dettagli costruttivi, è necessario rilevare le armature per il 15% degli elementi (**Tabella 3.6**). Nel caso specifico è però possibile fare riferimento alla nota *a*) riportata in circolare e relativa proprio al rilievo dei dettagli costruttivi. Tale nota riporta testualmente: “Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano 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.”. Nel caso di specie, si rileva che l'edificio è strutturato in tre blocchi identici, ognuno composto da 20 pilastri e 25 travi per piano. Considerando inoltre che gli elementi sui due lati lunghi esterni sono gli stessi, si può desumere che si possono considerare come se ci fossero solo 8 pilastri e 11 travi a piano (così come evidenziato nella **Figura 3.6**). Pertanto per soddisfare il criterio di norma di “verifiche limitate” sui dettagli costruttivi, dovrebbero essere ispezionati $8 \times 4 \times 15\% = 5$ pilastri e $11 \times 4 \times 15\% = 7$ travi per piano. Per la scuola Masi sono state invece complessivamente effettuati solo 4 saggi: due durante i sopralluoghi del 12/04/2017 e del 30/05/2017, (§3 **Figura 3.3**), altri due nell'ambito delle verifiche svolte 2003. Data la ripetitività e la semplicità dello schema strutturale dell'edificio e considerato il fatto che lo stesso è stato progettato per soli carichi gravitazionali e quindi senza particolari dettagli costruttivi, è sembrato irrilevante effettuare ulteriori saggi invasivi.

Per le proprietà meccaniche dei materiali, dalla **Tabella 3.6** si rileva che per il calcestruzzo è necessario 1 provino ogni 300 m² di piano e un campione di armatura per piano dell'edificio. Tali valori fanno

riferimento a ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro, ...), pertanto dato che ogni piano ha una superficie di circa 760 m², sono necessari 3 provini di calcestruzzo per ogni elemento trave e pilastro, quindi un totale di $3 \times 2 \times 4 = 24$ carote di calcestruzzo. Per le barre di armatura sono invece necessari 2 campioni per piano, uno per la trave e uno per la colonna, pertanto un totale di $2 \times 4 = 8$ campioni di armatura.

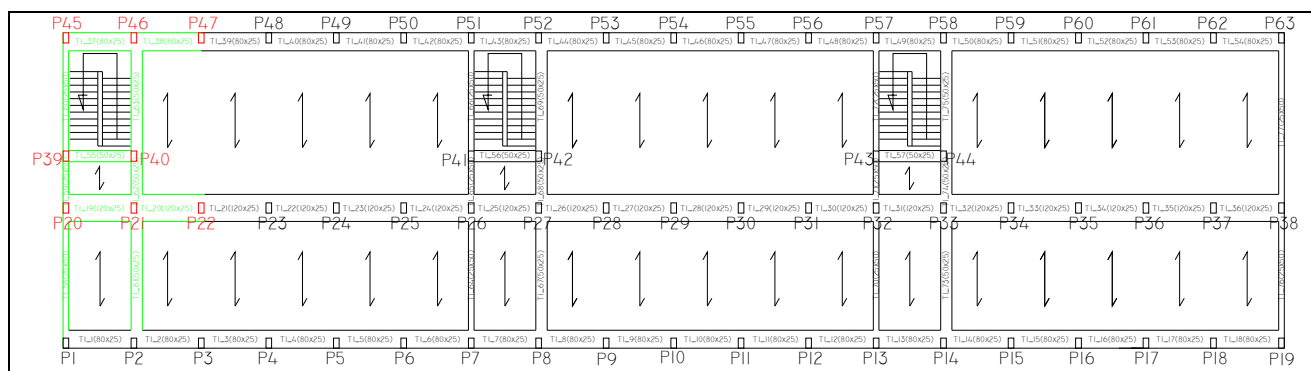


Figura 3.6 Elementi travi (in verde) e pilastri (in rosso) da utilizzare per il conteggio degli elementi da indagare

Nelle indagini del 2003 risulta che sono state effettuate le seguenti prove sui materiali:

- N. 5 prove di rottura a compressione su carote in cls di diametro 100 mm (di cui n. 3 carote eseguite nel corpo aule);
- N. 8 prove di rottura a compressione su carote in cls di diametro 52 mm (di cui n. 6 carote eseguite nel corpo aule);
- N. 13 prove di carbonatazione eseguite sulle carote estratte;
- N. 6 prove di trazione su barre di acciaio prelevate tutte dal corpo aule;
- N. 20 prove sclerometriche (di cui n. 18 eseguite nel corpo aule);
- N. 22 prove ultrasoniche (di cui n. 18 eseguite nel corpo aule).

Pertanto con riferimento al corpo aule oggetto di studio, sono state eseguite 9 prove di compressione sulle carote estratte, 6 prove di trazione sulle barre di armatura prelevate e un totale di 36 prove non distruttive. Come riportato alla nota c) della Tabella C8A.1.3.b della Circolare, *“Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.”*

Come detto, per il calcestruzzo a rigore sono necessarie 24 prove distruttive, oppure in alternativa risultano sufficienti 12 prove distruttive, integrate da 36 prove non distruttive. Nel caso in esame si hanno a disposizione 36 prove non distruttive; quindi per attenersi rigorosamente alle tabelle della Circolare 617/2009 si dovrebbero integrare le 9 prove sul calcestruzzo con altre 3 prove distruttive.

Per le barre di armatura invece sono necessarie 8 prove di trazione ma ne sono state eseguite solo 6, quindi ne mancano ancora 2.

Anche per i materiali, come per i dettagli costruttivi, non è sembrato opportuno procedere con altre prove, in quanto i risultati già disponibili appaiono poco dispersi.

In conclusione sulla base della documentazione disponibile e degli approfondimenti effettuati (rilievo strutturale, individuazione dei dettagli costruttivi e determinazione delle caratteristiche dei materiali) si assume il livello di conoscenza 1 (LC1) con relativo fattore di confidenza $FC=1.35$.

3.3.2 Proprietà dei materiali

Secondo quanto riportato nelle NTC 2008 al paragrafo 8.7.2, nelle costruzioni in cemento armato soggette ad azioni sismiche si individuano due tipi di elementi/meccanismi:

- elementi/meccanismi “duttili”: travi e pilastri soggette a flessione semplice o pressoflessione;
- elementi/meccanismi “fragili”: travi e pilastri soggetti a taglio, nodi.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi “duttili” si impiegano le proprietà dei materiali definite dalle indagini eseguite divise per il fattore di confidenza pari a 1.35. Per la capacità di elementi/meccanismi “fragili”, le resistenze dei materiali sono divise per il fattore di confidenza pari a 1.35 e per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1.5 per il cls ed 1.15 per l'acciaio.

Nella tabella seguente si riportano i valori delle caratteristiche di calcolo dei materiali assunti per le verifiche e calcolate a partire dalle resistenze medie determinate dalle prove in-situ così come riportato nel paragrafo precedente:

Elemento/Meccanismo	Calcestruzzo [MPa]	Acciaio [MPa]
	$f_{cm}=14.09$	$f_{ym}=378.3$
Duttile	$f_{cd}=0.85f_{cm}/FC=8.9$	$f_{yd}=f_{ym}/FC=280.0$
Fragile	$f_{cd}=f_{cm}/FC/g=7.0$	$f_{yd}=f_{ym}/FC/g=243.7$

Tabella 3.7 Proprietà dei materiali

3.3.3 Caratteristiche del sottosuolo

Per la definizione delle caratteristiche del sottosuolo è stato preso in considerazione lo studio geologico del PUC del comune di Atripalda redatto nel 2016 e fornito dal committente. In particolare si è fatto riferimento ai seguenti elaborati:

- carta geolitologica;
- carta indicazione indagini geognostiche;

- Allegato A: Stratigrafie, certificati prove laboratorio geotecnico, prospezioni sismiche (indagini geognostiche relative al PUC);
- Allegato B: Stratigrafie, profili penetrometrici, certificati prove laboratorio geotecnico, prospezioni sismiche (relative a precedenti indagini geognostiche).

Dalla carta geolitologica (**Figura 3.7**) si ricava che nella zona di ubicazione dell'edificio vi sono affioramenti di tufo colonnare grigio o giallastro.

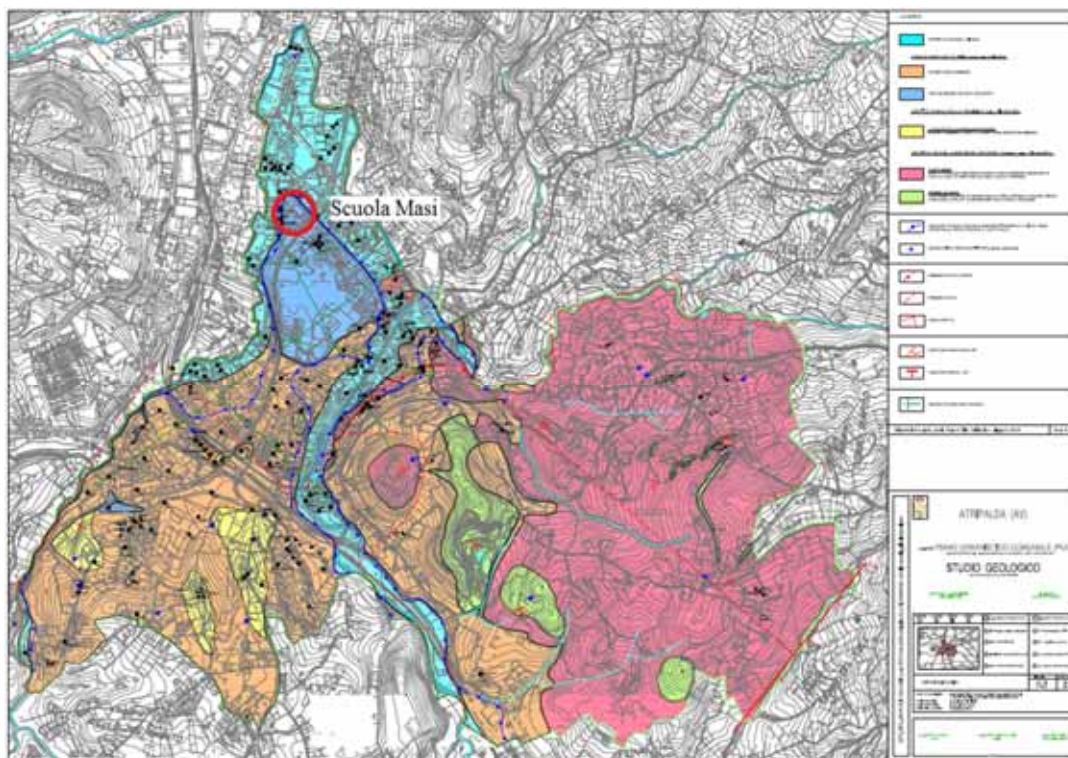


Figura 3.7 Carta geolitologica con indicazione plesso scolastico Masi

Dalla carta delle indicazioni delle indagini geognostiche (**Figura 3.8**) sono invece stati individuati i sondaggi e le prove eseguite nella zona di ubicazione dell'edificio.

In Figura 3.9 viene rappresentato uno stralcio della carta sopra riportata con particolare riferimento alle indagini eseguite nelle adiacenze della costruzione in oggetto.

La valutazione di tali documenti ha quindi consentito di assumere una categoria di sottosuolo C. Per le proprietà meccaniche del terreno per il calcolo del carico limite, sono stati assunti in via cautelativa i seguenti valori, che rappresentano gli usuali valori per i terreni costituenti la categoria di sottosuolo C:

- peso per unità di volume $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
- coesione efficace $c' = 5 \text{ kPa}$

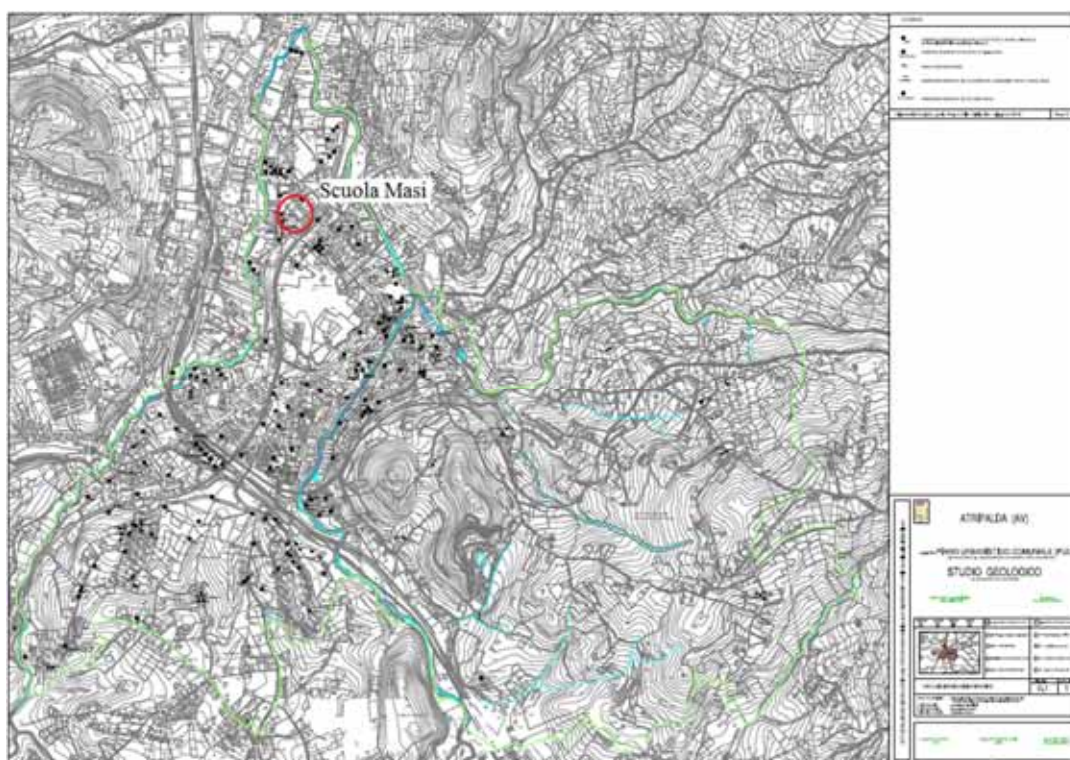


Figura 3.8 Carta indicazione indagini diagnostiche con indicazione plesso scolastico Masi

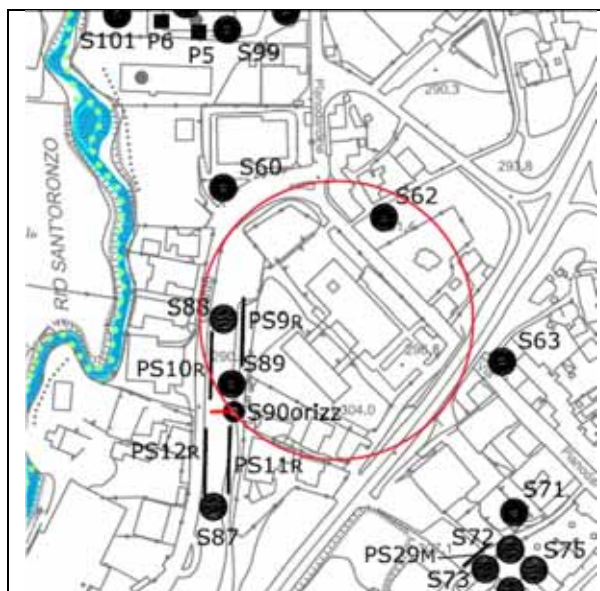


Figura 3.9 Indagini eseguite in adiacenza all'edificio

3.3.4 Analisi dei carichi gravitazionali

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni della NTC 2008. Il carico gravitazionale dei solai viene valutato per ogni impalcato per unità di superficie. Il carico della tamponatura, espresso per unità di superficie, viene trasformato in carico per unità di lunghezza direttamente dal software definendo l'altezza del compagno che grava sulla singola trave.

Per il solaio di copertura il carico prodotto dalla neve è stato valutato secondo quanto prescritto al paragrafo §3.4 delle NTC 2008.

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i valori dei carichi calcolati:

Impalcato	G_{1k} kN/m^2	G_{2k} kN/m^2	Q_k kN/m^2	$Q_{k,neve}$ kN/m^2
Piano terra	2.50	2.00	3.00	-
Piano primo	2.50	2.00	3.00	-
Piano secondo	2.50	2.00	3.00	-
Sottotetto	2.50	2.00	3.00	-
Copertura	2.50	0.30	0.50	0.56
Cornicione	3.00	-	0.50	-

Tabella 3.8 Carichi gravitazionali per unità di superficie

3.3.5 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità con le indicazioni riportate al capitolo 3.2 delle NTC 2008. Si è assunta una vita nominale pari a 50 anni ed una classe d'uso III, cui è associato il coefficiente d'uso $C_u=1.5$ (essendo una costruzione con funzioni pubbliche e sociali). Il valore del periodo di riferimento per l'azione sismica è quindi $V_R=75$ anni. Per la verifica allo stato limite ultimo si farà riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Per la verifica di integrità degli elementi secondari si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD).

In **Tabella 3.9** si riportano i valori riferiti all'azione sismica di verifica calcolati per i diversi stati limite:

Classe d'uso	Stato limite	V_R anni	P_{V_R} —	T_R anni
III	SLD	75	63%	75
	SLV	75	10%	712

Tabella 3.9 Periodo di ritorno azione sismica di verifica

In funzione delle coordinate geografiche del sito in cui si trova l'edificio sono quindi state determinati i parametri sismici per sottosuolo rigido orizzontale da utilizzare per la determinazione delle azioni sismiche, ricavati dalla Tabella 1 dell'allegato B alle NTC 2008 (**Tabella 3.10**).

Classe d'uso	Stato limite	a_g g	F_0 —	T_c^* s
III	SLD	0.088	2.330	0.325
	SLV	0.235	2.395	0.376

Tabella 3.10 Parametri sismici per sottosuolo rigido orizzontale

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria C. Si è inoltre assunto il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_T pari a 1.2 (pendii con pendenza media $i > 15^\circ$), anche se, per le caratteristiche del sottosuolo, qualora si dovesse procedere ad un progetto di adeguamento/miglioramento, sono necessarie ulteriori indagini. Sono stati quindi ricavati i valori di tutti gli altri parametri necessari a definire lo spettro elastico per i diversi stati limite secondo quanto indicato dalla normativa. I risultati sono riportati sinteticamente in **Tabella 3.11**.

Classe d'uso	Stato limite	S_S [-]	C_C [-]	S_T [-]	S [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
III	SLD	1.50	1.522	1.20	1.80	0.165	0.494	1.943
	SLV	1.371	1.446	1.20	1.645	0.183	0.548	2.516

Tabella 3.11 Parametri spettro sismico elastico

Nella definizione degli spettri elastici è stato considerato uno smorzamento viscoso convenzionale $\xi = 5\%$, per cui si ottiene $\eta = 1$. Le relazioni per il calcolo dello spettro di risposta di progetto sono analoghe a quelle utilizzate nel caso di spettro elastico, sostituendo al posto del coefficiente η il coefficiente $1/q$, dove con q è indicato il fattore di struttura.

Nel rispetto delle indicazioni della Circolare 617/09 in merito ai metodi di analisi di edifici esistenti in c.a., è stato applicato un calcolo lineare (il solo consentito con livello di conoscenza LC1) con fattore di struttura q ; i valori di q considerati sono due:

- $q = 3.0$ per la verifica degli elementi/meccanismi duttili;
- $q = 1.5$ per la verifica degli elementi/meccanismi fragili.

La scelta del fattore di struttura $q=3.0$ per i meccanismi duttili è stata assunta sulla base delle indicazioni normative. Per comprendere se il valore del fattore di struttura q fosse adeguato o meno, si è comunque anche proceduto ad effettuare delle verifiche semplificate di duttilità delle sezioni e rispetto della gerarchia di resistenza. Come era facile aspettarsi, dato che la struttura è stata progettata con una normativa che trascurava tali criteri, introdotti diversi anni dopo, le verifiche risultano in molti casi non soddisfatte. Alcuni dettagli delle verifiche sono riportati in **Allegato 4**.

Gli spettri di risposta utilizzati sono riportati in **Figura 3.10**.

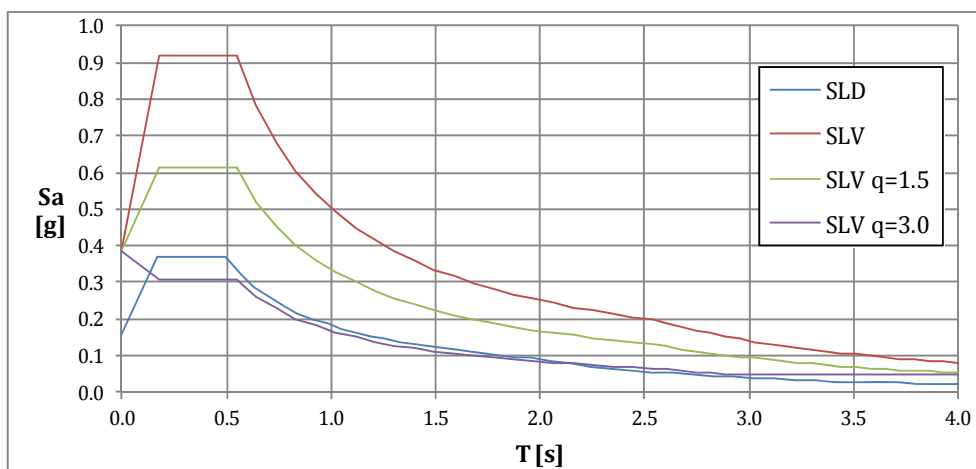


Figura 3.10 Spettri di risposta elastici e di progetto

3.3.6 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo a quanto indicato nelle NTC 2008, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione rara (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione frequente (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione sismica (SLO, SLD, SLV):

$$E + G_{1k} + G_{2k} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

dove:

- G_{1k} sono i carichi permanenti strutturali;
 G_{2k} sono i carichi permanenti non strutturali;
 Q_{ki} sono i carichi variabili (sovraccarico accidentale, azione della neve);
 E sono le azioni sismiche;
 γ_i sono i coefficienti parziali amplificativi delle azioni;
 ψ_i sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Per i coefficienti parziali amplificativi delle azioni, si assumono i seguenti valori (da Tabella 2.6.1 delle NTC 2008):

Coeff. parziale	Carico sfavorevole	Carico favorevole
γ_{G1}	1.3	1.0
γ_{G2}	1.3	0.0
γ_{Qki}	1.5	0.0

Tabella 3.12 Coefficienti parziali amplificativi delle azioni

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione delle azioni variabili, i valori da considerare sono indicati di seguito (da Tabella 2.5.1 delle NTC 2008):

Tipo di carico “j”	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Cat. C – Scuole/scale	0.7	0.7	0.6
Cat. H - Coperture	0.0	0.0	0.0
Neve (quota ≤ 1000 m)	0.5	0.2	0.0

Tabella 3.13 Coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le diverse combinazioni sono realizzate e applicate alla struttura in maniera automatica dal software di calcolo utilizzato per le verifiche, il quale sarà descritto nel seguito. Esse sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare e considerando ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, come sollecitazione di base (Q_{ki} nelle formule precedenti).

3.3.7 Metodo di analisi

Per il livello di conoscenza raggiunto (LC1), la circolare 617/09 consente di calcolare le azioni sismiche con analisi lineare statica o dinamica. Nel presente lavoro si è proceduto con la seconda, calcolando le azioni del terremoto con l'analisi dinamica modale. Il numero di modi di vibrazione considerato (50) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Direzione sisma	% Tot. Masse eccitate	% Masse I modo	Periodo I modo
X	89.1%	54.9%	1.11 s
Y	90.6%	32.9%	0.98 s

Tabella 3.14 Percentuale masse eccitate

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica della sollecitazione, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata la tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa). Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, secondo le varie combinazioni di carico. Il calcolo è stato effettuato mediante un software di calcolo agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito. Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale, e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

3.3.8 Codice di calcolo – EdiLus

Per modellare la struttura ed eseguire l'analisi modale e le verifiche strutturali è stato utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti (FEM) EdiLus, di cui si riportano in **Tabella 3.15** la denominazione e i riferimenti principali.

Nome del Software	EdiLus
Versione	32.00e
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	89110303
Intestatario Licenza	UNIVERSITA' STUDI DEL SANNIO
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli, 83048 Montella (AV)

Tabella 3.15 Codice di calcolo EdiLus

Il software permette di effettuare il calcolo completo della struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi “beam” (travi e pilastri) e “shell” (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L’input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi di Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall’elevata affidabilità dimostrata e dall’ampia documentazione a disposizione anche se trattandosi di un software basato su un approccio molto standard sono state affiancate altre analisi numeriche basate sui principi più avanzati dell’analisi sismica e sviluppate con approcci semplificati o mediante il software SAP2000.

3.3.8.1 Modello di calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

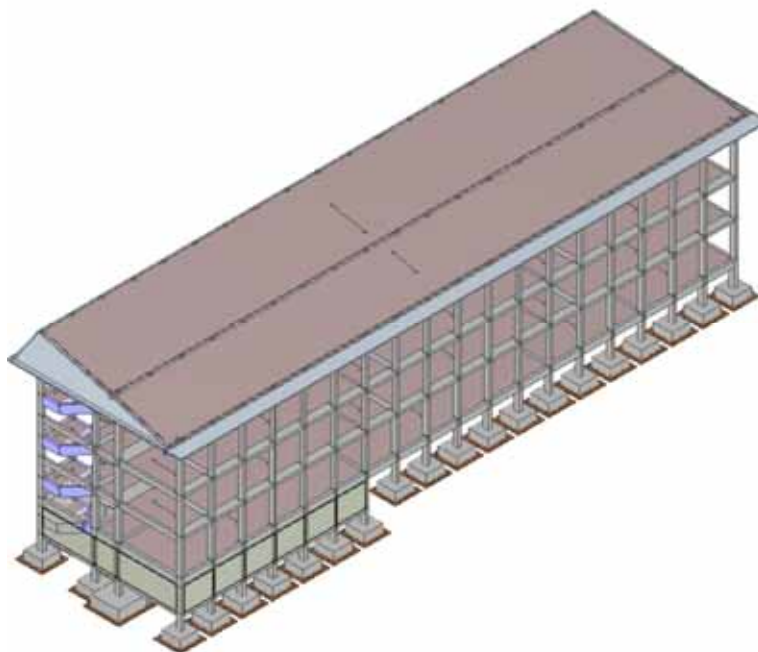


Figura 3.11 Vista anteriore FEM– lato Nord-Est

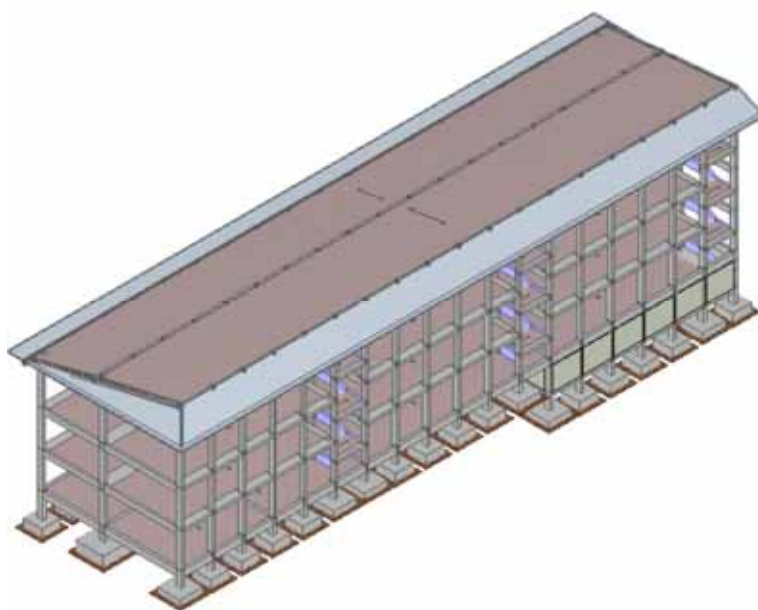


Figura 3.12 Vista posteriore FEM– lato Sud-Ovest

Qui di seguito (**Figura 3.13** e **Figura 3.14**) è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

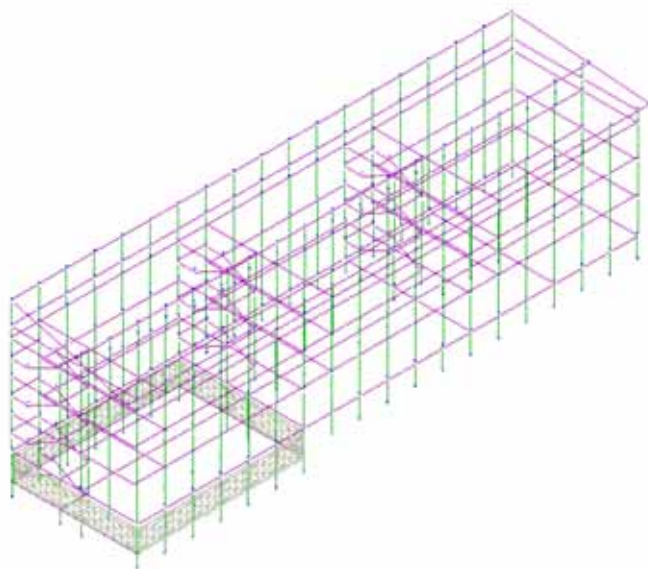


Figura 3.13 Vista anteriore FEM– lato Nord-Est

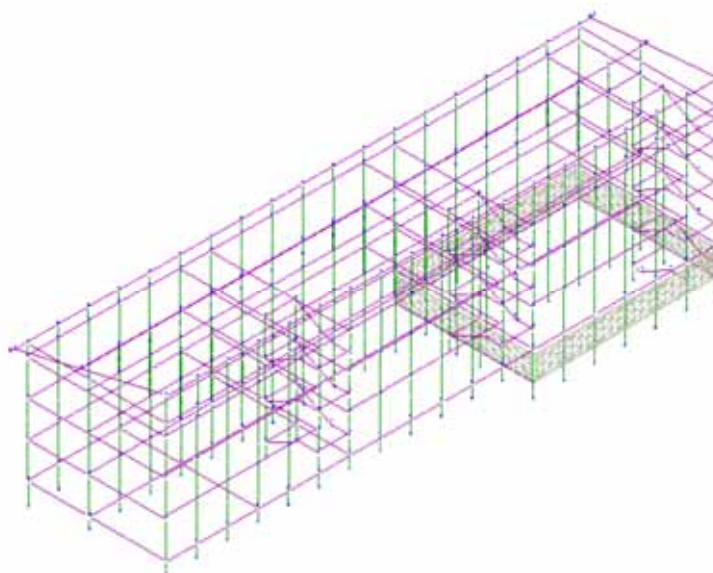


Figura 3.14 Vista posteriore FEM– lato Sud-Ovest

Sia le travi che i pilastri sono schematizzati con un tratto flessibile collegato direttamente al nodo, infatti il modello FEM è stato generato trascurando i braccetti rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega.

3.3.8.2 Sezioni di calcolo

La definizione delle sezioni per la verifica secondo NTC 2008 è stata effettuata seguendo diversi criteri per le travi e per i pilastri, individuati a partire dal confronto tra i risultati ottenuti dalle indagini in-situ e dal progetto originale.

Per quanto riguarda le dimensioni geometriche e le armature si è fatto riferimento al progetto originale ed alle informazioni ricavate dal rilievo in sito. Nella seguente figura si riporta la distinta ferri di una trave del progetto originale confrontata con la distinta ferri della medesima trave implementata in Edilus.

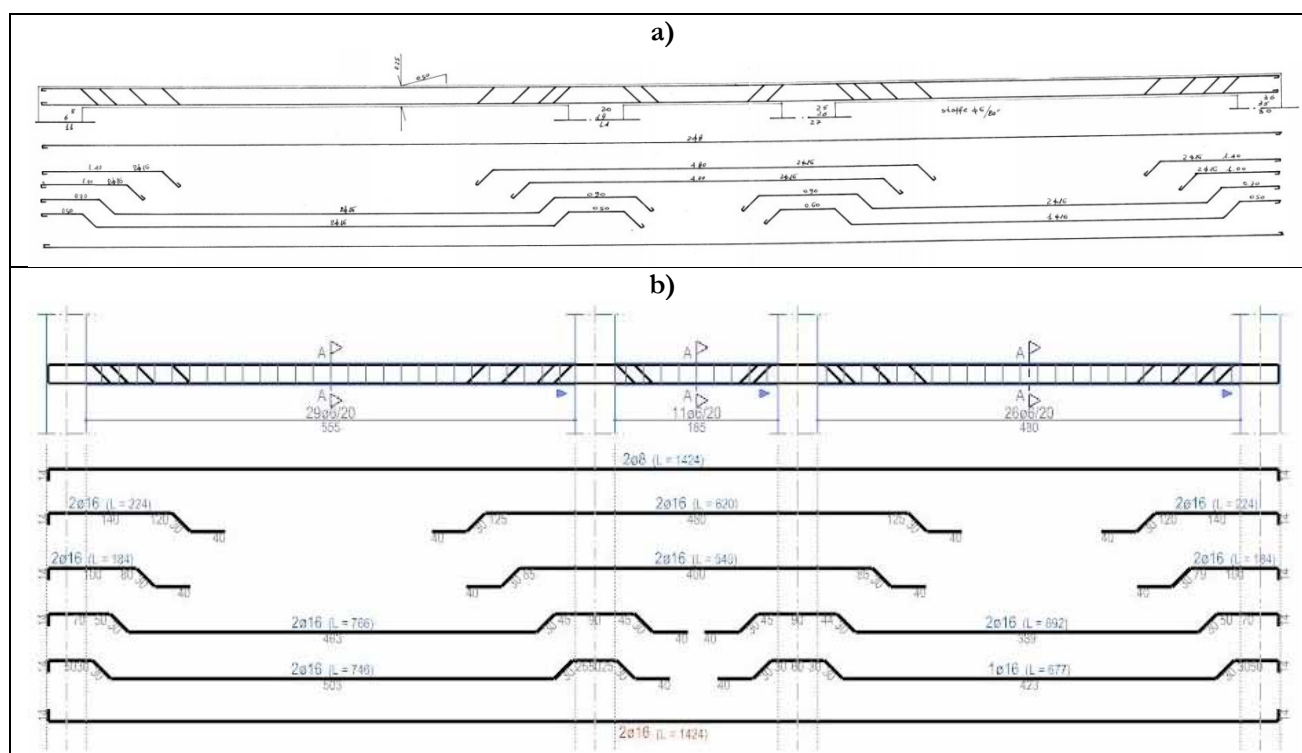


Figura 3.15 Esempio distinta armature della medesima trave: a) tavole originali; b) Edilus

Il programma non consente di inserire gli uncini ma assegna in maniera automatica la lunghezza di ancoraggio funzione del diametro delle barre. Tale differenza non inficia in alcun modo i risultati del calcolo.

3.3.9 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali (travi e pilastri)

La verifica di resistenza degli elementi viene svolta con il seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma, nel caso delle verifiche sotto azioni sismiche;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui verificare l'elemento considerato, calcolando il coefficiente di sicurezza come rapporto tra la resistenza ultima e la sollecitazione minima e massima agente;
- per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni delle sollecitazioni, individuando quella che determina il minimo coefficiente di sicurezza.

Nel caso di sollecitazione semplice, il coefficiente di sicurezza viene calcolato come rapporto tra la resistenza e la sollecitazione. Nel caso di sollecitazione composta, il coefficiente di sicurezza viene calcolato utilizzando la relazione generica di seguito riportata:

$$FS = \left[\left(\frac{E_{d,i}}{R_{d,i}} \right)^\alpha + \left(\frac{E_{d,j}}{R_{d,j}} \right)^\alpha \right]^{-1}$$

3.3.10 Verifiche allo SLU per carichi verticali

Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza a flessione retta e a taglio in funzione del coefficiente di sicurezza CS che il software restituisce per ogni elemento. Se il coefficiente di sicurezza è inferiore all'unità si ha quindi che la sollecitazione è maggiore della resistenza della sezione considerata e quindi la verifica non è soddisfatta. Il software calcola il CS in diversi punti della sezione, indicando con % L_{LI} la percentuale della lunghezza libera di inflessione, a partire dell'estremo iniziale. Più precisamente effettua il calcolo in diversi punti dell'elemento a partire dall'estremo iniziale e spostandosi in misura percentuale della lunghezza libera di inflessione L_{LI} dell'elemento (0% - 12,5% - 25% - 37,5% - 50% - 62,5% - 75% - 87,5% - 100%), intesa come la lunghezza del tratto deformabile dell'elemento. Per una maggiore comprensione dei risultati e per una più immediata visione delle cause di una scarsa resistenza dell'elemento, il programma suddivide il calcolo del CS per l'armatura inferiore e per l'armatura superiore.

Gli elementi non verificati sono indicati con il colore giallo, quelli verificati in grigio.

Nella **Figura 3.16** sono riportati i risultati grafici della verifica a flessione degli elementi travi e pilastri, nella **Figura 3.17** quelli per taglio.

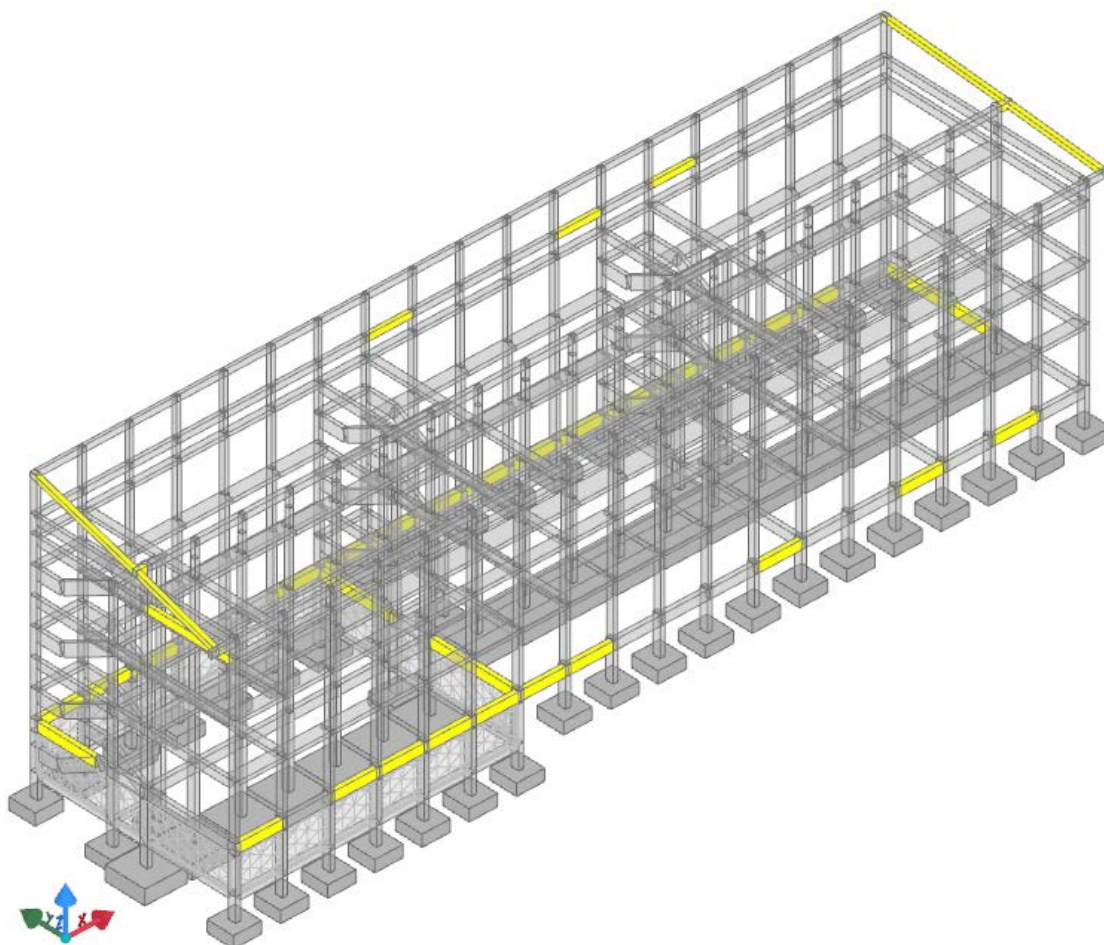


Figura 3.16 Elementi non verificati a FLESSIONE per CARICHI VERTICALI

Mentre i pilastri sono tutti verificati, si osserva che ci sono travi con coefficiente di sicurezza minore dell'unità, tuttavia si chiarisce che:

- le **travi di copertura** sul lato corto sono elementi fittizi non presenti nella reale configurazione strutturale, ma richiesti necessariamente dal software per la chiusura del solaio di copertura e per l'aggancio delle pareti laterali inclinate, pertanto le verifiche non devono essere considerate;
- tutte le **restanti travi** risultano non verificate per momento negativo (fibre tese superiori) per un piccolo tratto dove le armature superiori vengono sagomate a 45 gradi verso il basso. Si tratta tuttavia di un risultato trascurabile legato al fatto che all'epoca del progetto, le sollecitazioni sulle travi venivano calcolate con schemi semplici risolti a mano e con vincoli diversi da quelli forniti da un modello di telaio 3D, quindi sussiste una differenza tra i diagrammi delle sollecitazioni forniti dal software e quelli ottenuti all'epoca di progetto. Queste differenze non sono presenti nelle sezioni più sollecitate di estremità ma nei punti dove le armature vengono sagomate e cioè dove il momento è prossimo ad assumere valore nullo.

Inoltre si deve considerare che le travi in c.a. per effetto della fessurazione, sono in grado di ridistribuire anche il 15% delle sollecitazioni, facendo migrare le stesse dalle zone più sollecitate a quelle meno sollecitate.

Come si evince dalla **Figura 3.17**, anche per il taglio alcune verifiche non sono soddisfatte. Tuttavia valgono le stesse considerazioni illustrate per la flessione, in aggiunta al fatto che la posizione dei ferri sagomati, con i quali è stata valutata la capacità a taglio delle travi, non può essere definita con certezza.

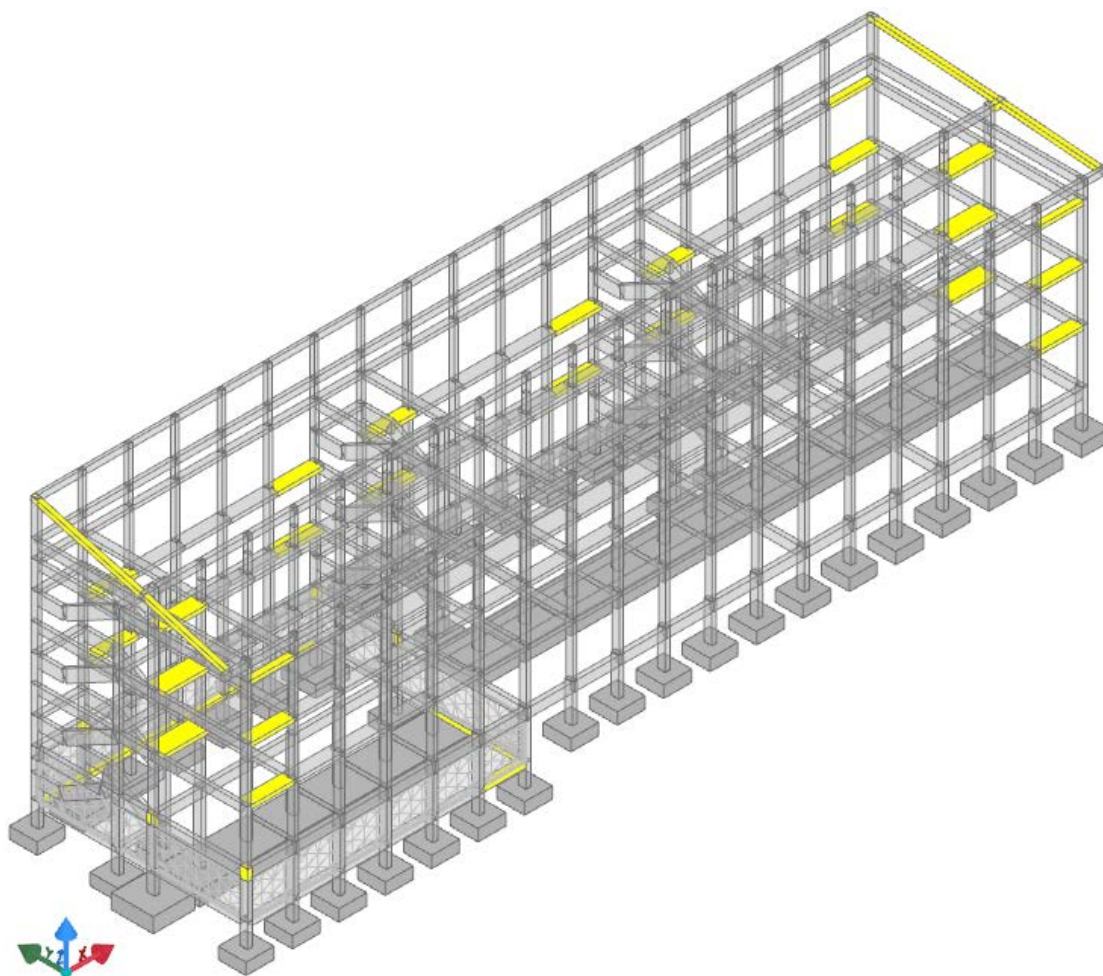


Figura 3.17 Elementi non verificati a TAGLIO SLU per CARICHI VERTICALI

In sintesi, la presenza di alcuni coefficienti di sicurezza inferiori all'unità nelle travi per le verifiche a flessione e taglio, non influenza il livello di sicurezza degli elementi, che si possono ritenere tutti soddisfacenti per carichi gravitazionali SLU secondo le NTC2008.

Dalle verifiche eseguite dal software sono state escluse quelle a torsione degli elementi, in quanto il programma effettua tale verifica considerando come ferri longitudinali resistenti i soli ferri di parete. Si rileva infatti che per sollecitazioni torcenti trascurabili (dell'ordine di pochi kNm) vi sono travi che non contenendo ferri di parete non risultano verificate, ma che invece possono trovare il minimo contributo resistente richiesto nell'armatura longitudinale. Per le travi a ginocchio della scala si è proceduto invece ad effettuare una verifica a torsione dato che, per la presenza dei gradini a mensola incastrati alla trave stessa, sussistono sollecitazioni torcenti non trascurabili. Per i carichi gravanti sulla scala, si è assunto che l'analisi dei carichi del pianerottolo sia la stessa del solaio di calpestio, a meno del carico variabile che risulta per categoria C di 4kN/m^2 .

Per i gradini si ricavano i carichi riportati nella seguente tabella:

Elemento	G_{1k} kN/m^2	G_{2k} kN/m^2	Q_{1k} kN/m^2
Pianerottolo	2.50	2.00	4.00
Gradini e rampa	4.00	1.36	4.00

Tabella 3.16 Carichi gravitazionali per unità di superficie

Con tali valori si sono quindi calcolati i carichi agenti sui 2 tratti di trave che compongono la trave a ginocchio (**Figura 3.18**):

- Per il tratto orizzontale il pianerottolo si considera incastrato alla trave, trasferendo i seguenti

$$\text{carichi: } q_v = q \cdot \frac{L}{2} \text{ e } T_{Ed} = q \cdot \frac{L^2}{12};$$

- Per il tratto inclinato il gradino rappresenta una mensola incastrata nella trave, trasferendo i

$$\text{seguenti carichi: } q_v = q \cdot L \text{ e } T_{Ed} = q \cdot \frac{L^2}{2}$$

dove q_v rappresenta il carico verticale e T_{Ed} il momento torcente, tali azioni vengono combinate con il peso proprio dell'elemento strutturale. Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo dell'elemento, considerato incastrato agli estremi.

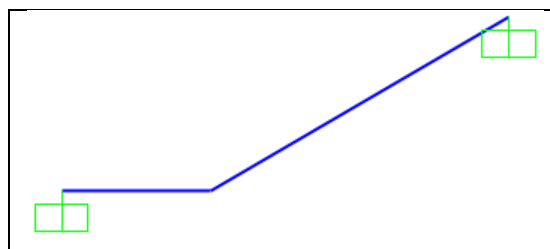


Figura 3.18 Modello FEM della trave a ginocchio

Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime agenti:

$M_{t,max}$	$M_{flex,max}$	N_{max}
kNm	kNm	kN
26.6	-35.0	70.7

Tabella 3.17 Sollecitazione massime

Tali sollecitazioni si ricavano in corrispondenza dell'incastro superiore della trave a ginocchio; la sezione risulta tenso-inflessa. Nella **Figura 3.19** si riporta la sezione resistente di riferimento.

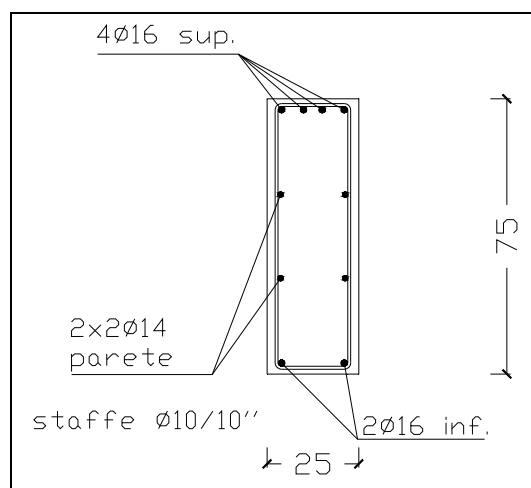


Figura 3.19 Sezione trave a ginocchio in corrispondenza del piano (misure in cm)

Verifica a tenso-flessione

Utilizzando le proprietà dei materiali precedentemente definite (§ 3.3.2), si valuta il momento resistente ultimo negativo della sezione, applicando lo sforzo normale di trazione N_{Ed} riportato in **Tabella 3.17**, calcolato secondo quanto riportato al §4.1.2.1.2 NTC2008. Tale valore viene confrontato con il momento sollecitante massimo calcolato. Si verifica che utilizzando anche solo due barre superiori la verifica risulta soddisfatta, ricavando:

$$M_{Ed} = 35kNm \leq M_{Rd} = 54kNm$$

Verifica a torsione

Applicando quanto riportato al § 4.1.2.1.4 NTC2008 si effettua la verifica a torsione della sezione, utilizzando i ferri longitudinali ivi presenti e non necessari a resistere alla sollecitazione flessionale ($4\phi 14$ di parete + $2\phi 16$ inferiori + $2\phi 16$ superiori). Nel seguente grafico è riportato l'andamento delle resistenze $T_{r,cd}$, $T_{r,sd}$ e $T_{r,ld}$ al variare dell'angolo ϑ di inclinazione delle bielle.

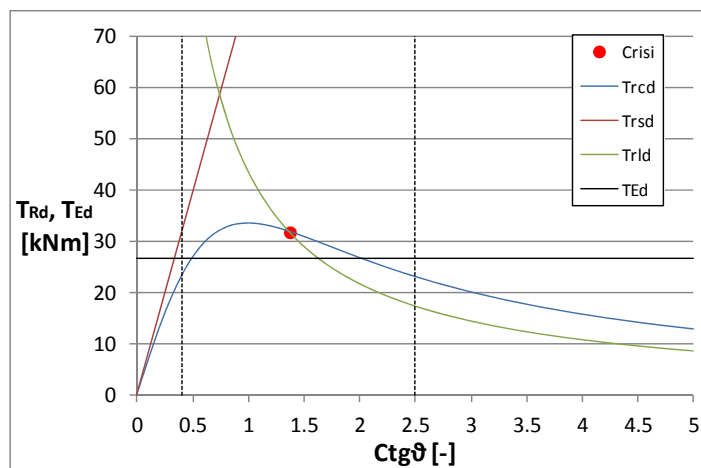


Figura 3.20 Andamento delle resistenze torsionali

Dal grafico si può riscontrare come la verifica è soddisfatta risultando $T_{Ed} = 26.6 \text{ kNm} \leq T_{Rd} = 31.9 \text{ kNm}$, infatti il punto di intersezione del momento torcente ultimo resistente $T_{r,cd} = T_{r,ld}$ è superiore al momento torcente sollecitante T_{Ed} . e si ricava per una $\text{Cot}\vartheta = 1.37$, compresa quindi nell'intervallo 0.4-2.5, con rottura contemporanea di ferri longitudinali e calcestruzzo.

Verifica combinata taglio-torsione

La verifica a taglio viene omessa essendo effettuata direttamente dal software così come si può verificare dalla **Figura 3.17** in cui le travi a ginocchio hanno CS maggiore dell'unità. Si riporta comunque il grafico dell'andamento delle curve $V_{r,cd}$, $V_{r,sd}$ (calcolato con le sole staffe e trascurando la componente dei ferri sagomati) e del taglio sollecitante V_{Ed} .

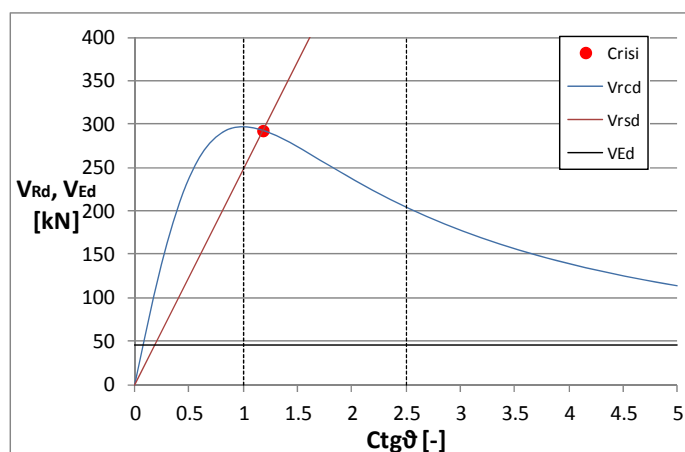


Figura 3.21 Andamento delle resistenze a taglio

La crisi avviene pertanto con una $Cot\theta = 1.18$, compresa quindi nell'intervallo 1-2.5, con rottura contemporanea di staffe e calcestruzzo.

Per la verifica combinata taglio-torsione si fa riferimento a quanto riportato nell'NTC2008 al 4.1.2.1.4: *“Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:*

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio, sommando o sottraendo su ogni lato le aree richieste sulla base del verso delle relative tensioni.

Per l'angolo θ delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto un unico valore per le due verifiche di taglio e torsione.”

Pertanto nel calcolo delle resistenze a taglio e torsione lato calcestruzzo si fa riferimento alla $Cot\theta$ ricavata per la torsione che risulta essere la maggiore e fornisce pertanto il valore minimo della resistenza della biella di calcestruzzo, ricavando quanto segue:

$$\frac{26.6}{31.9} + \frac{45.4}{283.3} = 0.99$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica Plinti

Per la verifica strutturale dei plinti allo SLU il software esegue la verifica a flessione, per momento positivo e negativo, e la verifica a punzonamento. Tali verifiche risultano tutte soddisfatte con i seguenti coefficienti minimi:

-Flessione: $CS=1.2$;

-Punzonamento: $CS=1.14$.

Verifica Carico Limite

Infine le verifiche a carico limite della fondazione diretta allo SLU risultano anch'esse soddisfatte fornendo un coefficiente minimo di sicurezza pari a 4.03.

3.3.10.1 Verifiche del solaio

I solai dell'edificio sono della tipologia con travetti in c.a.p. e laterizi di alleggerimento. Non essendo nota la tipologia dei travetti e quindi il numero di fili, la loro posizione ed il livello di precompressione, non è stato possibile effettuare verifiche a flessione. Per quanto riguarda le verifiche a taglio si è proceduto trascurando l'eventuale presenza di armatura aggiuntiva inferiore sugli appoggi ed effettuando, a vantaggio di sicurezza, una verifica della sezione di solo calcestruzzo negli appoggi di estremità (sugli appoggi di continuità dovrebbe esserci l'armatura superiore a flessione dei travetti). Il taglio sollecitante è stato calcolato per uno schema semplificato di trave su due appoggi, assumendo $V_{sd} = ql/2$. La verifica consiste nel confrontare la resistenza a trazione del calcestruzzo, calcolata secondo le NTC 2008 come $f_{ctd} = 0,3f_{ck}^{2/3}/FC$ (assumendo il valore medio della resistenza in luogo del valore caratteristico ed $FC = 1.35$), con la tensione principale di trazione, assunta pari alla tensione tangenziale calcolata in campo elastico con la relazione seguente:

$$\tau = \frac{V_{sd}S_G}{I_G b_t}$$

Per quanto riguarda il fattore di confidenza, non essendo possibile stabilire il livello di conoscenza del solaio a causa dell'impossibilità di eseguire prove adeguate, quali il prelievo del calcestruzzo dai travetti, che presentano sempre dimensioni ridotte, si è scelto di assumere FC pari al valore corrispondente al livello di conoscenza LC1, che rappresenta il livello di conoscenza più basso.

Avendo assunto che la resistenza media a compressione del calcestruzzo è pari a 14 MPa, la resistenza a trazione per le verifiche risulta $f_{ctd} = 1.30 \text{ MPa}$.

I risultati delle verifiche a taglio sono riportati in **Tabella 3.18** e fanno riferimento al solaio di luce maggiore ($L=7.1 \text{ m}$). Le verifiche risultano soddisfatte.

τ MPa	f_{ctd} MPa
0.89	1.30

Tabella 3.18 Risultati verifiche del solaio

3.3.11 Verifiche allo SLV per azioni sismiche

Le azioni sismiche utilizzate per la verifica e calcolate secondo la nuova normativa (NTC 2008), risultano molto gravose per la struttura in esame in quanto questa è stata progettata per soli carichi gravitazionali. Pertanto per condizioni sismiche le verifiche non risultano soddisfatte per molti elementi strutturali.

3.3.11.1 Verifiche di travi e pilastri

I risultati relativi a travi e pilastri sono riassunti in **Tabella 3.19** e **Tabella 3.20**, nelle quali si riporta la percentuale di elementi non verificati (valutata sia per tutta la struttura sia in riferimento ai singoli impalcati) e il valore del fattore di sicurezza (cioè il rapporto tra capacità e domanda) che viene raggiunto e/o superato per almeno il 50 % degli elementi. Quasi l'85 % dei pilastri non è verificato a taglio e a flessione. Sia per le travi che per i pilastri si evince che la sollecitazione flessionale è quella più gravosa, come è possibile osservare dalle curve di frequenza cumulata dei coefficienti di sicurezza di tutti gli elementi strutturali dell'edificio riportate in **Figura 3.22**.

TRAVERI	n° elementi	FLESSIONE		TAGLIO	
		% elementi non verificati	Valore FS 50%	% elementi non verificati	Valore FS 50%
Interrato	55	90.9	-	32.7	-
Piano Terra	89	100	-	67.4	-
Piano Primo	89	82.0	-	67.4	-
Piano Secondo	92	39.1	-	26.1	-
Sottotetto	42	23.8	-	4.8	-
Copertura	36	5.6	-	50.0	-
Edificio	403	64.8	0.73	45.2	1.17

Tabella 3.19 Risultati verifiche di resistenza Travi SLV

PILASTRI	n° elementi	FLESSIONE		TAGLIO	
		% elementi non verificati	Valore FS 50%	% elementi non verificati	Valore FS 50%
Fondazione	63	73.0	-	90.5	-
Piano Terra	69	100.0	-	100.0	-
Piano Primo	69	100.0	-	100.0	-
Piano Secondo	69	100.0	-	52.2	-
Sottotetto	57	26.3	-	26.3	-
Edificio	327	82.0	0.57	75.2	0.57

Tabella 3.20 – Risultati verifiche di resistenza Pilastri SLV

I valore medi dei coefficienti FS valutati, per i pilastri del piano terra, sui soli elementi non verificati, risultano essere pari a 0.33 a flessione e 0.34 taglio.

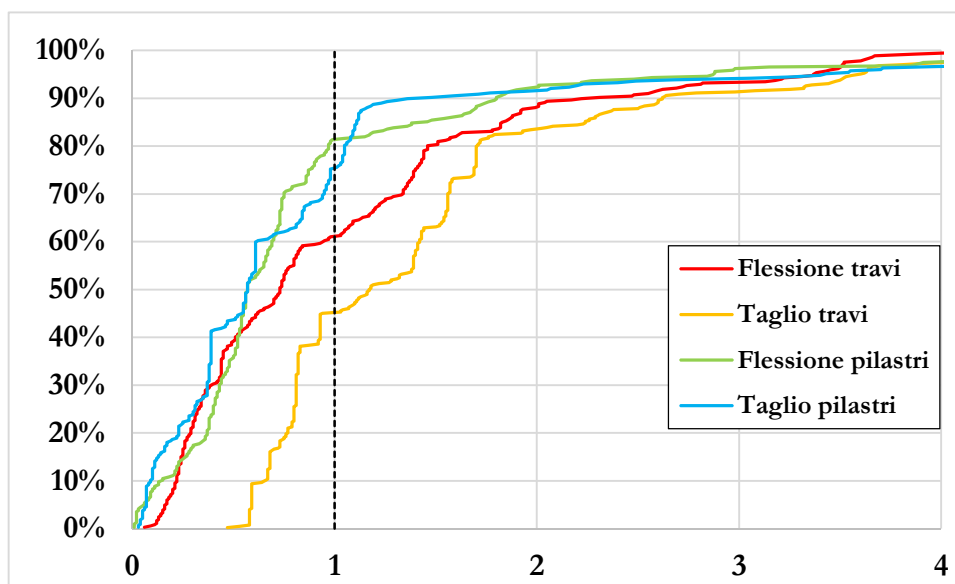


Figura 3.22 Curve di frequenza cumulata degli FS – SLV – Edificio

In termini di rischio sismico i risultati forniscono un rapporto tra la PGA capace e la PGA di domanda pari al 12% per le travi e all'8% per i pilastri con un'accelerazione massima a cui l'edificio è in grado di rispondere allo SLV pari a circa 0.045 m/s^2 per le travi e 0.031 m/s^2 per i pilastri.

3.3.11.2 Verifiche di resistenza dei nodi

Questa verifica, in accordo a quanto riportato nella Circolare 617/09, consiste in un controllo sulle tensioni principali di trazione e compressione nel calcestruzzo effettuata su tutti i nodi che risultano non confinati (vedi NTC 2008 al punto 7.4.4.3.). Si assumono quindi per ogni nodo non confinato due coefficienti di sicurezza, ottenuti dal rapporto tra la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo e la tensione principale di compressione nel nodo (FC_C) e dal rapporto tra la resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo e la tensione principale di trazione nel nodo (FC_T).

La verifica a trazione risulta essere la più gravosa, in quanto la quasi totalità dei nodi presenta coefficiente di sicurezza inferiore all'unità, mentre la verifica a compressione non è soddisfatta per circa l'80% dei nodi.

I risultati sono riassunti sinteticamente in **Tabella 3.21** e nel diagramma in **Figura 3.23**. Anche per i nodi si riporta il valore del fattore di sicurezza (cioè il rapporto tra capacità e domanda) che viene raggiunto e/o superato per almeno il 50 % degli elementi.

NODI	n° elementi	% elementi non verificati	Valore FS 50%
Verifica a Compressione	333	76.3	0.55
Verifica a Trazione	333	98.2	0.18

Tabella 3.21 Risultati verifiche dei nodi

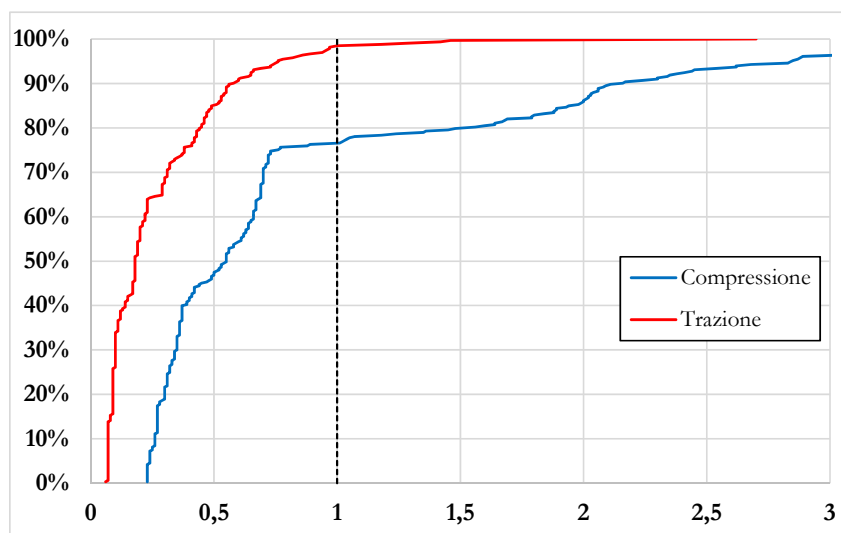


Figura 3.23 Curve di frequenza cumulata FS

3.3.12 Verifiche allo SLD per azioni sismiche

La verifica di integrità degli elementi non strutturali è condotta per gli stati limite di esercizio allo SLD per controllare che l'azione sismica non produca negli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili, la limitazione dei danni allo SLD viene controllata attraverso agli spostamenti interpiano. La norma fissa il seguente limite per le costruzioni in c.a. allo SLD con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura:

$$d_r \leq 0,005h$$

in cui d_r è lo spostamento interpiano e h è l'altezza del piano.

Nel caso in esame le verifiche non risultano soddisfatte. I valori utilizzati per la verifica e forniti dal software di calcolo sono riportati in **Tabella 3.22** in cui H_{Lv} è l'altezza di interpiano.

In termini di rischio sismico i risultati forniscono un rapporto tra la PGA capace e la PGA di domanda pari al 66% con un'accelerazione massima a cui l'edificio è in grado di rispondere allo SLD pari a circa 0.102 m/s².

	H_{Lv}	$d_{d,X}$	$d_{d,Y}$	d_{lim}	$d_{lim} - d_{d,X}$	$d_{lim} - d_{d,Y}$	Note
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
Copertura	2.35	0.10	0.48	1.18	1.08	0.70	Verificato
Sottotetto	1.15	0.13	0.56	0.58	0.45	0.01	Verificato
Piano secondo	3.5	1.32	2.09	1.75	0.43	-0.34	Non verificato
Piano primo	3.5	2.11	2.66	1.75	-0.36	-0.91	Non verificato
Piano terra	3.5	2.38	2.31	1.75	-0.63	-0.56	Non verificato
Interrato	3	0.22	0.63	1.5	1.28	0.87	Verificato

Tabella 3.22 Verifica SLD

3.4 Verifiche semplificate per azioni sismiche

Per avere un'interpretazione più chiara ed una visione globale della risposta sismica della struttura che possa anche indirizzare la scelta di eventuali interventi, sono state svolte alcune valutazioni semplificate sia quantitative che qualitative. In primo luogo è stata effettuata una valutazione delle sollecitazioni dovute alle azioni sismiche orizzontali calcolando le forze sismiche statiche equivalenti allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

In accordo alle NTC 2008, per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato. Nel caso in esame, essendo presenti le pareti armate nel piano interrato, si assume che tale piano sia rigido, pertanto l'altezza dell'edificio viene computato da quota 0.00m con un'altezza di $H=14$ m.

Ne risulta pertanto:

$$T_1 = 0.075 \cdot 14^{3/4} = 0.543s$$

Noto il periodo fondamentale è stata determinata l'accelerazione di progetto intercettando l'ordinata dello spettro di progetto (riportato al §3.3.5 in **Figura 3.10**) all'ascissa T_1 :

Fattore di struttura	$S_d(T_1)$
$q = 3.00$	0.307 g
$q = 1.50$	0.613 g

Tabella 3.23 Accelerazione di progetto per le verifiche duttili e fragili

Nella seguente tabella si riporta il confronto tra i periodi e le relative accelerazioni ricavate per l'analisi statica lineare e l'analisi dinamica lineare. Per quest'ultima si fa riferimento ai periodi ricavati dall'analisi modale del primo modo nella direzione considerata.

Analisi	q	Direzione	T1	Se
	[-]		[s]	[g]
Statica	3	x	0.54	0.31
		y	0.54	0.31
Dinamica		x	1.11	0.15
		y	0.98	0.16

Tabella 3.24 Confronto tra analisi statica lineare e analisi dinamica lineare

Dal confronto tra le due analisi si può rilevare come i periodi calcolati con la formula semplificata della normativa per l'analisi statica lineare risultano circa la metà di quelli calcolato con l'analisi modale; ciò comporta un valore di accelerazione spettrale circa doppio rispetto a quello valutato con l'analisi dinamica. Si deve considerare che l'analisi modale effettuata sul telaio 3D dell'edificio non tiene conto della collaborazione della tamponature, che invece possono modificare sostanzialmente rigidità e resistenza di un edificio in c.a. soprattutto con telai deformabili come nel caso in esame. Tale aspetto è stato approfondito di recente da alcuni ricercatori e risulta ad oggi un argomento di ricerca molto attuale (Kose M. M. (2009). *Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls*. Engineering Structures 31(1):93-102.; Negro P, Verzelletti G (1996) *Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudodynamic tests*. Earthquake Engineering and Structural Dynamic 25(8):753-773; Ricci P., De Risi M.T., Verderame G.M., Manfredi G. (2013) *Influence of infill distribution and design typology on seismic performance of low- and mid- rise RC buildings*. Bull Earthquake Eng 11(5):1585-1616.).

La **forza sismica totale** alla base (quota 0.00m) della costruzione nel caso di analisi statica si calcola con la seguente espressione:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda$$

dove:

- $S_d(T_1)$: accelerazione di progetto al periodo T_1 ;
- λ : coefficiente riduttivo posto pari a 0.85 poiché la struttura ha più di 3 orizzontamenti;
- W : peso totale sismico della struttura calcolato moltiplicando la massa della struttura per l'accelerazione di gravità (pari a 34'708 kN).

Di seguito sono riportati i valori di F_b per i fattori di struttura 1.50 e 3.00:

Fattore di struttura	F_h [kN]
$q = 3.00$ (verifiche a flessione)	9046
$q = 1.50$ (verifiche a taglio)	18092

Tabella 3.25 Forza sismica di progetto per verifiche duttili e fragili

3.4.1 Verifica a taglio

Noto il tagliante alla base dei pilastri del piano terra, si è introdotta una ipotesi estremamente semplificata assumendo che tale azione sia uniformemente distribuita a tutti i pilastri del piano terra in numero pari a 63:

$$V_{Ed,P} = \frac{F_h}{n_p} = 287 \text{ kN}$$

Si tratta ovviamente di una ipotesi approssimata per ottenere un valore delle sollecitazioni nei pilastri basato solo sul numero degli elementi verticali resistenti. Il taglio resistente è stato calcolato secondo le indicazioni delle NTC2008 considerando per la sezione di dimensioni 25 cm x 45 cm, la presenza di armatura a taglio (rappresentata da staffe di diametro 6 mm con un passo di 15 cm) e valutando anche il contributo resistente nel caso di sezione senza specifiche armature a taglio.

q	F _h	n _p	V _{Ed,p}	V _{Rd,p} [kN]					
				Con staffe		Senza staffe		Effettivo (MAX)	
[-]	[kN]	[-]	[kN]	x	y	x	y	x	y
1.5	18092	63	287	61	117	84	75	84	117

Tabella 3.26 Verifica semplificata a taglio colonne piano terra

Ne consegue che, per azioni orizzontali, la resistenza dei pilastri a taglio risulta ampiamente insufficiente in entrambe le direzioni (con coefficienti circa pari a 0.25 in direzione x e 0.3 in direzione y), anche ponendosi nella ottimistica ipotesi di ripartizione uniforme delle azioni su tutti i pilastri.

Questo risultato risulta confrontabile con quello di dettaglio ottenuto dall'analisi dinamica lineare e riportato nel paragrafo 3.3.11.1, che tiene conto della rigidità effettiva degli elementi e che presenta un coefficiente di sicurezza medio a piano terra pari a 0.34 per la verifica a taglio. La verifica semplificata ha motivo di essere considerata soprattutto in direzione longitudinale x, dove è possibile pensare che l'azione sismica si possa ripartire in maniera abbastanza uniforme su tutti i pilastri. Infatti in direzione longitudinale l'analisi dinamica lineare fornisce un taglio variabile tra 51 kN e 187 kN contro il taglio uniforme ottenuto dall'analisi statica pari a 287 kN. Per la direzione y la presenza dei vani scala, comporta che le azioni di taglio si concentrano principalmente nelle colonne tozze del vano scala stesso. Infatti in direzione trasversale l'analisi dinamica lineare fornisce un taglio variabile da un minimo di 19 kN ad un massimo di 1042 kN. Tali valori sono quindi poco confrontabili con il taglio uniforme ottenuto dall'analisi statica pari a 287 kN.

3.4.2 Verifica a flessione

La verifica a flessione è stata effettuata sui pilastri del piano terra considerando il momento resistente massimo, funzione dello sforzo assiale presente nei pilastri per effetto dei carichi verticali in combinazione sismica.

Per il calcolo del momento sollecitante, si è fatto riferimento allo schema di telaio shear type, con pilastri deformabili e travi infinitamente rigide, che fornisce una distribuzione dei momenti con valori uguali ai due estremi del pilastro. Tale scelta consente di effettuare la verifica considerando un valore minimo della sollecitazione, poiché se le travi fossero deformabili, i momenti sui pilastri risulterebbero maggiori nella sezione di base. Il momento sollecitante sul singolo pilastro è stato calcolato con la seguente formula:

$$M_{Ed,p} = V_{Ed,p} \cdot \frac{h}{2}$$

essendo $h=3.50$ m l'altezza dei pilastri del primo piano.

q	F_h	n_p	$V_{Ed,p}$	h	$M_{Ed,p}$	$M_{Rd,p}$	
						[kNm]	
[-]	[kN]	[-]	[kN]	[m]	[kNm]	x	y
3	9046	63	144	3.5	251.3	62	99

Tabella 3.27 Verifica semplificata a flessione colonne piano terra

Ne consegue che la resistenza dei pilastri a momento flettente a quota 0.00m risulta ampiamente insufficiente (con coefficienti di sicurezza pari 0.25 in direzione x e 0.4 in direzione y).

Questo risultato è confrontabile con quello di dettaglio ottenuto dall'analisi dinamica, che tiene conto della rigidezza effettiva degli elementi, e presenta un coefficiente di sicurezza medio a piano terra pari a 0.36.

3.5 Osservazioni sulle verifiche sismiche

I risultati ottenuti permettono di effettuare osservazioni sulla risposta sismica dell'edificio secondo due prospettive: (a) comportamento globale; (b) comportamento locale.

Il comportamento globale appare estremamente irregolare soprattutto per l'organizzazione strutturale caratterizzata da una forte differenza tra la direzione longitudinale x e la direzione trasversale y ; infatti in direzione x ci sono solo 3 telai su cui l'azione sismica si ripartisce in modo abbastanza uniforme, mentre in direzione y ci sono i telai dei vani scala, caratterizzati da una rigidezza elevata per la presenza delle travi a ginocchio e dei conseguenti pilastri tozzi. Inoltre l'elevato rapporto tra i lati dell'edificio (circa 4) insieme alla posizione dei vani scala comporta una irregolarità in pianta non trascurabile, che determina un'elevata sollecitazione nel piano dell'impalcato, anche indebolito in diversi punti dalla foratura della scala. Sempre da un punto di vista globale, la modesta rigidezza della struttura resistente (travi a spessore, pilastri non collegati in una direzione), confermata anche dalla verifica SLD non soddisfatta, fa ragionevolmente pensare ad una non trascurabile influenza delle tamponature sul comportamento strutturale e quindi ad un'ulteriore contributo alla irregolarità della risposta strutturale sotto azioni sismiche. Infine, sempre da un punto di vista globale si deve rilevare che i telai longitudinali sono caratterizzati da travi a spessore di larghezza di 120 cm che appoggiano sui pilastri secondo il lato di larghezza 45 cm configurando una situazione di trasferimento delle sollecitazioni trave-pilastro evidentemente inefficiente. Infatti le larghezze delle travi a spessore b_t , riportate nella **Tabella 3.28** non rispondono alle prescrizioni delle attuali limitazioni imposte dalla normativa per le travi a spessore b_{lim} (§7.6.4.1.1 delle NTC2008): *“La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate “a spessore”, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.”*

SEZIONE	PIANO	TRAVATA	b_t	h_t	b_{pil}	b_{lim}
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
120X25	Terra	Interna	120	25	45	70
80x25	Terra	Esterna	80	25	45	57.5
120X25	Primo	Interna	120	25	40	65
80x25	Primo	Esterna	80	25	40	52.5
100X25	Primo	Interna	100	25	35	60

Tabella 3.28 Larghezza limite delle travi a spessore

Sia la duttilità che la resistenza di queste travi a spessore, che sono fondamentali in direzione x , sono sicuramente ridotte da questa carenza nella zona di collegamento al pilastro, e quindi l'effettiva risposta della struttura è sicuramente peggiore di quella considerata nel modello di calcolo.

Da un punto di vista locale, si rileva che, pur avendo adottato il valor massimo del fattore di struttura consentito dalla Circolare 617/2009 ($q=3$), le verifiche di quasi tutti gli elementi strutturali sono largamente insoddisfatte. Alle verifiche locali è collegato il calcolo del rischio sismico definito dal rapporto tra capacità e domanda in termini di accelerazioni, che risulta pari al 12% per le travi e all'8% per i pilastri.

La verifica relativa alle fondazioni risulta soddisfatta poiché i plinti, considerando anche l'allargamento del calcestruzzo magro di sottofondo, sono di grandi dimensioni, tuttavia tra il primo solaio e la testa del plinto vi sono tratti di pilastri molto tozzi che non risultano verificati a taglio con coefficienti di sicurezza modesti. Inoltre i plinti non sono collegati tra loro e quindi si deve verificare l'effetto degli spostamenti orizzontali relativi. Si ribadisce infine che per le caratteristiche del sottosuolo, come precedentemente precisato, sono stati assunti valori tipici per categoria di sottosuolo C, pertanto la situazione reale potrebbe risultare ulteriormente sfavorevole. Qualora si dovesse procedere ad un progetto di adeguamento/miglioramento, sono necessarie ulteriori indagini.

4 FASE 3: Indicazioni preliminari degli interventi

Le osservazioni riportate in sintesi nel paragrafo precedente indicano chiaramente che l'edificio ha forti carenze degli elementi in termini di resistenza ma anche di duttilità (trave a spessore, pilastri tozzi delle scale), ma che accanto a questo problema vi sono delle situazioni di irregolarità globale e di debolezza locale che non possono essere eliminate con un solo tipo intervento. Nel seguito si discutono 4 tipi di intervento che potrebbero essere seguiti per un adeguamento/miglioramento sismico dell'edificio:

- a. Incremento di resistenza
 - b. Incremento di duttilità
 - c. Incremento sia di duttilità sia di resistenza
 - d. Riduzione degli effetti delle azioni sismiche
-
- a. Le verifiche effettuate mediante l'analisi dinamica lineare mostrano chiaramente forti carenze di resistenza a flessione e taglio di travi e pilastri nonché di tutti i nodi non confinati. Tale risultato è stato ottenuto nonostante sia stata attribuita alla struttura una discreta duttilità mediante il

massimo fattore di struttura ($q=3$) che si può assumere per le verifiche a flessione in accordo con le indicazioni della Circolare 617/2009. Pertanto un intervento di rinforzo degli elementi strutturali sarebbe estremamente invasivo (tutte le travi, i pilastri e i nodi) e soprattutto dovrebbe interessare anche tutte le fondazioni, con costi molto elevati. In ogni caso l'intervento si dovrebbe accoppiare con un provvedimento che elimini in direzione y l'influenza dell'elevata rigidità della scala ed introduca delle travi per creare dei telai resistenti anche in direzione y . Inoltre in direzione x si deve rendere efficiente la trave a spessore che ha una base eccessivamente larga rispetto alla dimensione del pilastro su cui appoggia.

In alternativa si potrebbe incrementare la resistenza dell'edificio introducendo nuovi elementi resistenti (pareti, controventi, pilastri) in grado di assorbire quasi integralmente l'azione sismica; in tal caso l'intervento potrebbe essere meno invasivo se i nuovi elementi fossero concentrati, ma in corrispondenza di essi sarebbero comunque necessari sostanziali interventi in fondazione per assorbire le nuove elevate e concentrate azioni sismiche. Inoltre l'efficacia dell'intervento dovrebbe essere garantita da una sufficiente rigidità e resistenza del solaio nel piano, che deve trasferire le azioni ai nuovi elementi. Anche in questo caso nella direzione y , la presenza dei vani scala, potrebbe rappresentare una irregolarità nella ripartizione delle azioni sismiche e quindi richiedere un apposito intervento.

- b. Nel caso dell'edificio in esame, un intervento di solo incremento della duttilità appare inefficace poiché le carenze in termini di resistenza sono rilevanti e soprattutto vi sono delle irregolarità (scala, trave a ginocchio e assenza di telai in direzione y) che non possono essere compensate da un incremento di duttilità degli elementi. A tale proposito è stato effettuato un nuovo calcolo dell'edificio ipotizzando un fattore di struttura $q=5$ che si potrebbe ottenere con un incremento di duttilità per le crisi a flessione. I risultati delle verifiche a flessione sono riassunti nelle **Tabella 4.1** e **Tabella 4.2**, che riportano la percentuale di elementi non verificati (valutata sia per tutta la struttura sia in riferimento ai singoli impalcati) e il valore del fattore di sicurezza dell'edificio che viene raggiunto e/o superato in almeno il 50 % degli elementi.

Sia per le travi che per i pilastri si evince che le verifiche flessionali risultano ancora largamente non soddisfatte, come è possibile osservare dalle curve di frequenza cumulata dei coefficienti di sicurezza di tutti gli elementi strutturali dell'edificio riportate in **Figura 4.1**. In termini globali, considerando le sole verifiche flessionali, la capacità in accelerazione passa da 0.045 m/s^2 a 0.062 m/s^2 ed il rapporto tra la PGA capace e la PGA di domanda passa dal 12% al 16%.

TRAVI	n° elementi	FLESSIONE	
		% elementi non verificati	Valore FS 50%
Interrato	55	89.1	-
Piano Terra	89	86.5	-
Piano Primo	89	57.3	-
Piano Secondo	92	35.9	-
Sottotetto	42	28.6	-
Copertura	36	16.7	-
Edificio	403	56.8	1.03

Tabella 4.1 Risultati verifiche di resistenza Travi SLV-q=5

PILASTRI	n° elementi	FLESSIONE	
		% elementi non verificati	Valore FS 50%
Fondazione	63	39.7	-
Piano Terra	69	100.0	-
Piano Primo	69	85.5	-
Piano Secondo	69	39.1	-
Sottotetto	57	26.3	-
Edificio	327	59.6	0.91

Tabella 4.2 Risultati verifiche di resistenza Pilastri SLV-q=5

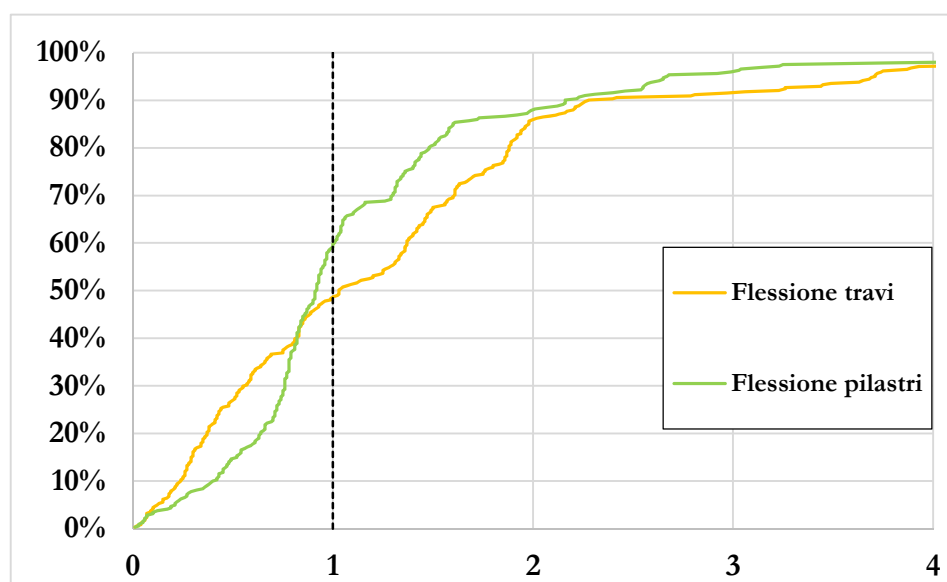


Figura 4.1 Curve di frequenza cumulata dei FS – SLV q=5 – Edificio

c. Un intervento misto, cioè con incremento sia di duttilità sia di resistenza, potrebbe essere una soluzione sicuramente più efficiente, ma come discusso già per gli interventi di tipo a. o b., ci sono alcuni aspetti dell'organizzazione strutturale che dovrebbero essere comunque corretti e quindi si arriverebbe ad intervenire su tutta la struttura in modo invasivo con elevati costi anche tenuto conto del ripristino degli elementi non strutturali. Per evidenziare ulteriormente la necessità di effettuare comunque degli interventi per ridurre/eliminare alcune irregolarità dell'organizzazione strutturale è stata fatta un'ipotesi di intervento consistente nell'isolare i vani scala dell'edificio, ottenendo 3 vani scala e 3 corpi di fabbricare di forma quasi quadrata, e realizzando dei telai nella direzione trasversale y introducendo nuove travi emergenti per collegare i pilastri, così come riportato nella **Figura 4.2**. In questo modo l'azione sismica risulta ripartita in modo più uniforme sugli elementi resistenti verticali.

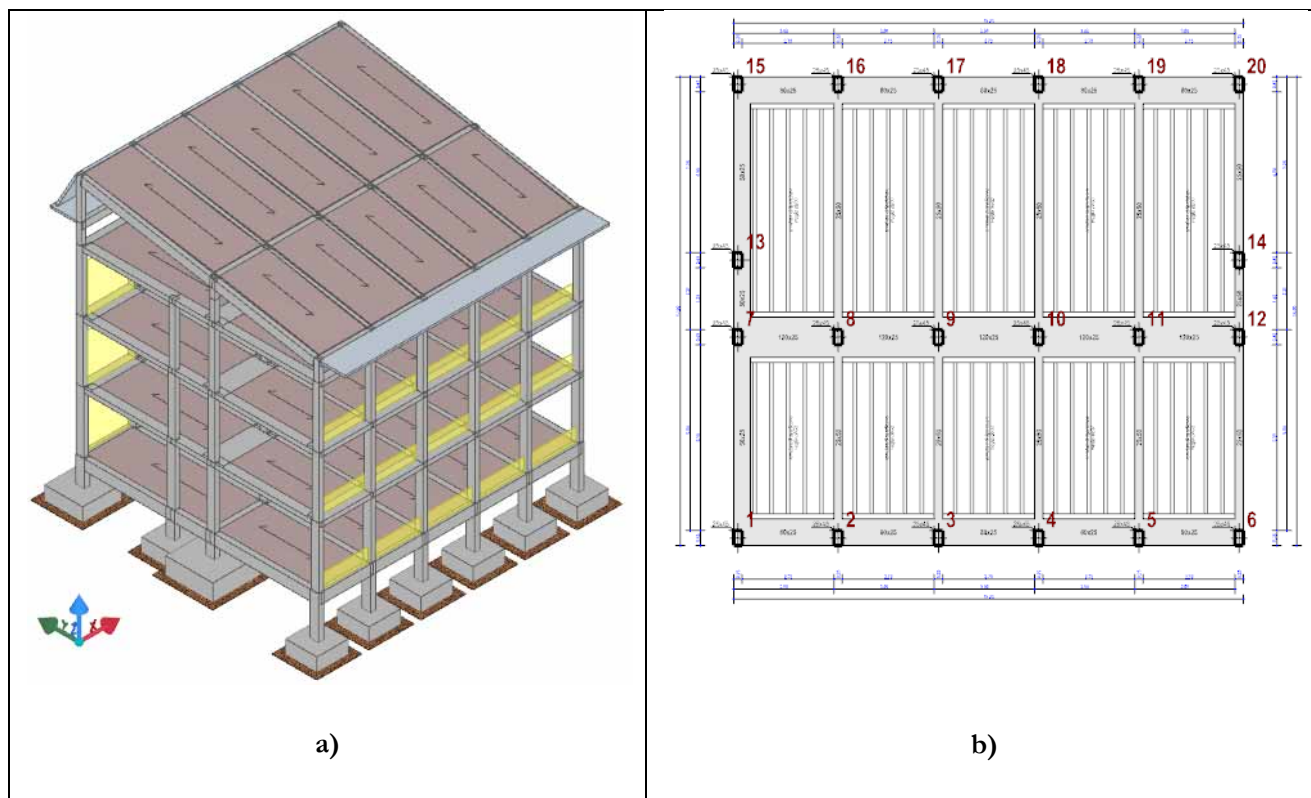


Figura 4.2 Intervento di miglioramento: a) Vista 3D; b) Carpenteria piano terra

I nuovi elementi sono realizzati con calcestruzzo di classe C28/35 e acciaio B450C e la verifica è stata effettuata attraverso un'analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q=5$, considerando quindi un intervento di rinforzo a taglio ed incremento di duttilità a flessione.

I risultati relativi a travi e pilastri sono riassunti in **Tabella 4.3** e **Tabella 4.4**, nelle quali si riporta la percentuale di elementi non verificati (valutata sia per tutta la struttura sia in riferimento ai singoli impalcati). Sia per le travi che per i pilastri si evince che le verifiche risultano ancora non soddisfatte. In **Figura 4.3** si riporta un confronto tra le curve di frequenza cumulata dei coefficienti di sicurezza dell'edificio intero e di un singolo corpo di fabbrica (entrambi per il caso di $q=5$) per le travi (**Figura 4.3 a**) e per i pilastri (**Figura 4.3 b**). Come si può osservare la percentuale di elementi non verificati si è notevolmente ridotta. Inoltre il rapporto tra capacità e domanda in accelerazione, considerando solamente le verifiche a flessione di travi e pilastri, è passato dal 16% dell'edificio intero al 29% del singolo corpo di fabbrica, dimostrando l'importanza di questo intervento globale in accoppiamento con quello di incremento di duttilità e resistenza.

TRAVI	n° elementi	FLESSIONE	Valore FS 50%	TAGLIO	Valore FS 50%
		% elementi non verificati		% elementi non verificati	
Interrato	29	72.4	-	17.2	-
Piano Terra	29	48.3	-	55.2	-
Piano Primo	29	34.5	-	55.2	-
Piano Secondo	29	13.8	-	20.7	-
Sottotetto	10	0.0	-	0.0	-
Copertura	22	0.0	-	22.7	-
Edificio	148	33.1	1.36	32.4	1.44

Tabella 4.3 Risultati verifiche di resistenza Travi SLV

PILASTRI	n° elementi	FLESSIONE	Valore FS 50%	TAGLIO	Valore FS 50%
		% elementi non verificati		% elementi non verificati	
Interrato	20	0.0	-	70.0	-
Piano Terra	20	100.0	-	100.0	-
Piano Primo	20	100.0	-	100.0	-
Piano Secondo	20	15.0	-	30.0	-
Sottotetto	18	33.3	-	27.8	-
Edificio	78	62.8	0.96	66.3	0.79

Tabella 4.4 – Risultati verifiche di resistenza Pilastri SLV

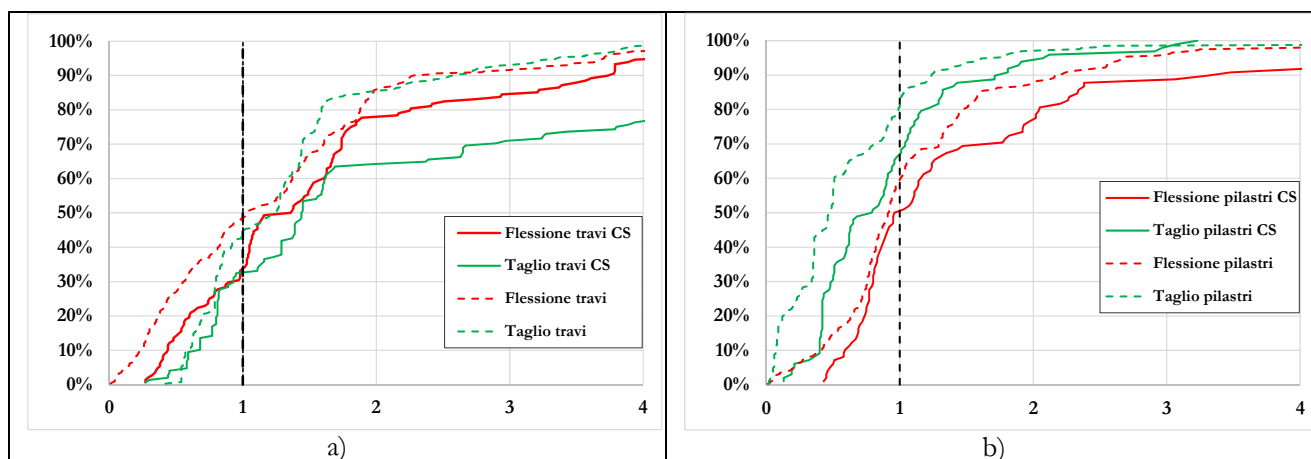


Figura 4.3 Confronto tra il modello intero e il corpo isolato: a) Travi; b) Pilastrì

d. Le gravi carenze nella risposta sismica in termini di organizzazione strutturale, dovute al fatto che l'edificio è stato progettato solo per carichi gravitazionali, privilegiano sicuramente un intervento indirizzato alla riduzione delle azioni sismiche sulla struttura mediante l'inserimento di sistemi di dissipazione/smorzamento. In questo modo i provvedimenti sulla struttura esistente potrebbero essere molto ridotti (qualche intervento locale sui nodi, sulle travi e sui vani scala è sicuramente necessario) e gli interventi più impegnativi si avrebbero nelle zone in cui vengono inseriti tali elementi come ad esempio i controventi dissipativi. Tali controventi consentirebbero di smorzare gli effetti del sisma riducendo drasticamente gli interventi in fondazione alle sole zone dove vengono inseriti i controventi stessi. Inoltre i controventi possono essere progettati per prefissati livelli di danno che si intendono accettare sulla struttura esistente. Esistono diverse soluzioni tecnologiche per la realizzazione di controventi dissipativi e ci sono approcci fortemente innovativi che propongono anche la realizzazione di vere e proprie

Per quanto riguarda eventuali interventi per il degrado dei materiali, durante le ispezioni non sono stati rilevati evidenti segni di ammaloramento, tranne che localmente nell'interrato in una zona limitata dove le armature appaiono corrose alla base di una colonna e necessitano di un intervento.

5 Conclusioni

Le analisi numeriche svolte, insieme alla valutazione del rischio sismico secondo metodologie più avanzate, hanno condotto alle seguenti conclusioni sintetiche:

- I materiali presentano caratteristiche meccaniche sufficientemente conformi a quanto previsto nel progetto originario con un livello di degrado modesto;
- Per quanto riguarda il degrado dei materiali, non sono stati rilevati evidenti segni di ammaloramento, tranne che localmente nell'interrato in una zona limitata dove le armature appaiono corrose alla base di una colonna e necessitano di un intervento;
- **La capacità della struttura per carichi verticali appare adeguata anche facendo riferimento ai nuovi requisiti normativi (NTC2008);**
- **La capacità della struttura per le azioni sismiche previste dalla normativa vigente (NTC2008), appare insufficiente non solo per carenze di resistenza dei singoli elementi strutturali, ma anche per una concezione e organizzazione strutturale completamente avulsa dai criteri di progettazione sismica, coerentemente con il fatto che la struttura è stata progettata nel Comune di Atripalda nel 1966 quando la zona non era classificata come sismica.**

Per quanto riguarda l'analisi dei possibili interventi di adeguamento/miglioramento si evince che:

- Gli interventi di miglioramento/adeguamento sismico si presentano molto onerosi proprio perché le carenze non sono solo nelle dimensioni degli elementi strutturali, nelle armature e nei materiali ma soprattutto nell'organizzazione strutturale;
- Gli interventi di miglioramento/adeguamento devono necessariamente correggere alcuni aspetti dell'organizzazione strutturale (telai in una sola direzione, vani scala molto rigidi, forma molto allungata dell'edificio, travi a spessore di base molto maggiore della larghezza del pilastro che intersecano, fondazioni su plinti isolati con tratti di pilastro tozzo, presenza di pareti in una parte del piano interrato, pilastri tozzi nel vano scala) pertanto l'approccio più efficace è quello di inserire comunque elementi di controvento dissipativi unitamente ad alcuni interventi locali.
- Il quadro tracciato nell'analisi svolta indica sicuramente la necessità di una progettazione degli interventi di adeguamento/miglioramento con tecniche avanzate ed innovative, ma soprattutto richiede una fase di approfondimento preliminare nella fase progettuale per valutare la convenienza di un intervento rispetto alla demolizione e ricostruzione dell'edificio, poiché in ogni caso si possono prevedere costi elevati.

6 Valutazione della vita nominale restante o residua

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 23 marzo 2003, i proprietari o i gestori di opere strategiche hanno l'obbligo di realizzare verifiche sismiche entro cinque anni dall'entrata in vigore della norma. Tale termine è stato poi prorogato più volte negli anni.

Il 4 novembre 2010 è stata diffusa la circolare del Capo Dipartimento della Protezione Civile con i chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche. La Circolare del 4 novembre chiarisce che i proprietari/gestori di opere strategiche per finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, se ottengono dalle verifiche livelli di sicurezza inferiori a quelli di una struttura adeguata possono determinare, in base al livello di adeguatezza, il tempo entro il quale attivare l'intervento. In questo modo, possono essere ridotti eventuali provvedimenti di chiusura di edifici che comportino gravi disagi sociali. La Circolare del 2 febbraio 2009, n.617 fornisce ulteriori chiarimenti sui tempi di attivazione degli interventi in seguito agli esiti delle verifiche. In base a questa normativa, la Pubblica Amministrazione che abbia la responsabilità di un'opera che è stata soggetta a verifica deve tener conto dell'esito della verifica in sede di pianificazione triennale. Al punto C.8.3 della Circolare è riportato: *“Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito”*.

Il Comitato Tecnico Scientifico dell'Emilia Romagna nella seduta del 27 luglio 2010 si è espressa come segue sul problema della valutazione della vita nominale restante o residua di una struttura: *“In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che legghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò premesso e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione, si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui $(T_{INT} C_U) / T_{C_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0.105$ essendo C_U il coefficiente d'uso e $T_{C_{SLV}}$ il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita.*

Il T_{SLV}^C è valutabile come $T_{SLV}^C = T_{SLV}^D (\alpha)^{1/0.41}$

dove:

- $\alpha = PGA_C / PGA_D$ è l'indice di rischio ottenuto come rapporto tra il valore della PGA di capacità e quella di domanda;
- T_{SLV}^D rappresenta il periodo di ritorno dell'azione sismica nella condizione di progetto allo SLV pari a 712 anni.

Il calcolo del T_{INT} è condizionato dal valore dell'indice di rischio α che si assume per la sua determinazione. Per l'edificio esaminato, pur ribadendo che dai risultati globali e di dettaglio ottenuti, appare evidente un elevato rischio sismico, coerentemente con i moderni approcci concettuali, l'utilizzo del solo valore minimo del parametro α , cioè calcolato con riferimento all'elemento strutturale con il minore coefficiente di sicurezza, non appare di per sé un parametro esaustivo per rappresentare la reale situazione di rischio globale di una struttura, nonché per definire l'entità degli interventi da realizzare per migliorare la sicurezza, poiché non fornisce informazioni sul numero di elementi non verificati. Per questo motivo nel grafico di **Figura 6.1**, dove è rappresentata la curva che lega l'indice di rischio α al tempo di intervento, è riportato il valore di T_{INT} valutato in corrispondenza del valore medio dell'indice di rischio α calcolato cioè come media dei rapporti tra PGA di capacità e PGA di domanda per tutti gli elementi strutturali con rapporto minore di 1. **Il valore di T_{INT} così calcolato risulta di 10 anni.**

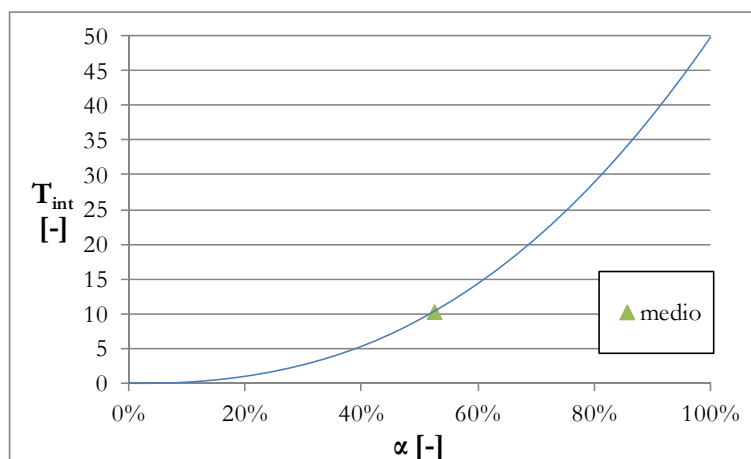


Figura 6.1 Andamento del rapporto α con il tempo di intervento T_{INT}

E' chiaro che il tempo di intervento è solo un concetto virtuale utilizzabile come strumento per stabilire la priorità nell'ambito di un insieme di edifici della stessa classe per i quali è stata seguita la stessa procedura nella determinazione del rapporto α .

Bibliografia

Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2008), Strutture in cemento armato. Basi della progettazione. HOEPLI.

Kose M. M. (2009). Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. Engineering Structures 31(1):93-102.

Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M. (2007), Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato. IUSS Press.

Negro P, Verzelletti G (1996) Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudodynamic tests. Earthquake Engineering and Structural Dynamic 25(8):753-773.

Ricci P., De Risi M.T., Verderame G.M., Manfredi G. (2013) Influence of infill distribution and design typology on seismic performance of low- and mid- rise RC buildings. Bull Earthquake Eng 11(5):1585-1616.

Verderame G.M., Ricci P., Esposito M., Sansiviero F.C. (2011). Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980. Atti del XXVI Convegno Nazionale AICAP.

ACCORDO DI PROGRAMMA (ART. 34 D.LGS. N. 267/2000)
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI



SCUOLA MEDIA R. MASI

SCUOLA MASI

ALLEGATO 1 TAVOLE ORIGINALI

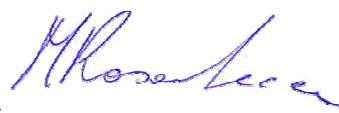
BENEVENTO. LUGLIO 2017

CONSULENTI SCIENTIFICI:

PROF. ING. GIUSEPPE MADDALONI

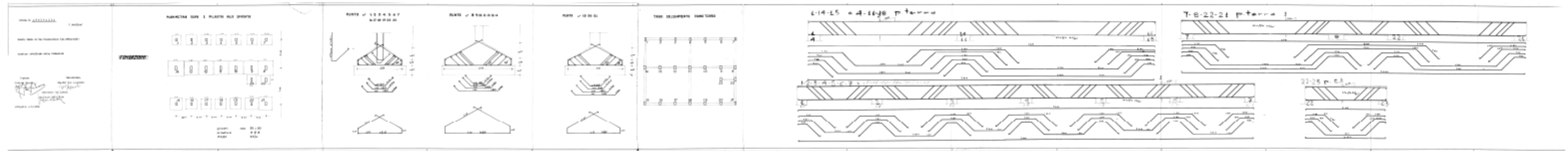


PROF. ING. MARIA ROSARIA PECCE



Allegato 1 – Tavole originali

Lotto 1 – Armature metalliche delle fondazioni
--



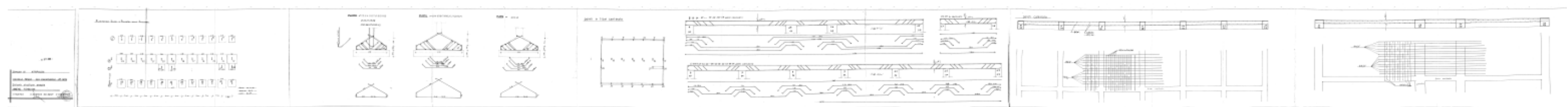
Lotto 1 – Armature metalliche dei solai e scale



Lotto 1 – Armature metalliche delle travi portanti

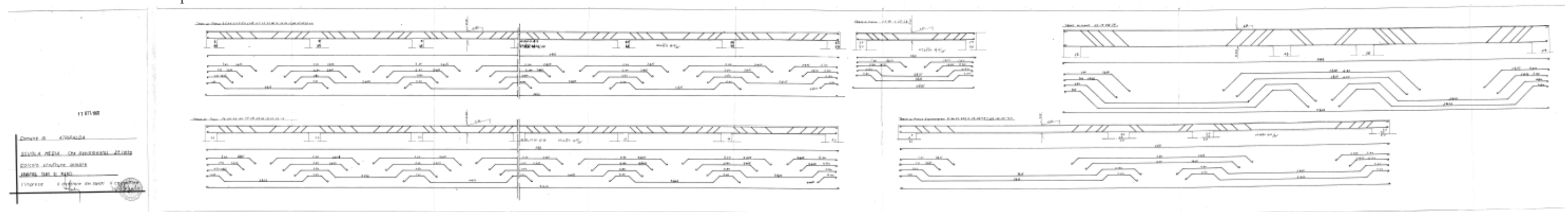


Lotto 2 – Armature metalliche delle fondazioni

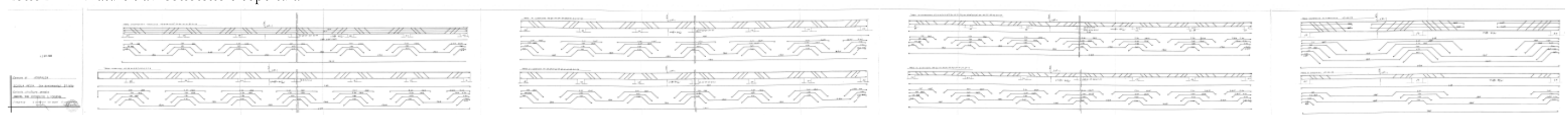


Lotto 2 – Armature metalliche dei solai e scale

Lotto 2 – Armature travi di piano



Lotto 2 – Armature travi sottotetto e copertura



ACCORDO DI PROGRAMMA (art. 34 D.lgs. n. 267/2000)
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI



Scuola Media R. Masi

SCUOLA MASI

Allegato 2 Rilievi fotografici

Benevento. Luglio 2017

Consulenti Scientifici:

prof. Ing. Giuseppe Maddaloni



prof. Ing. Maria Rosaria Pecce



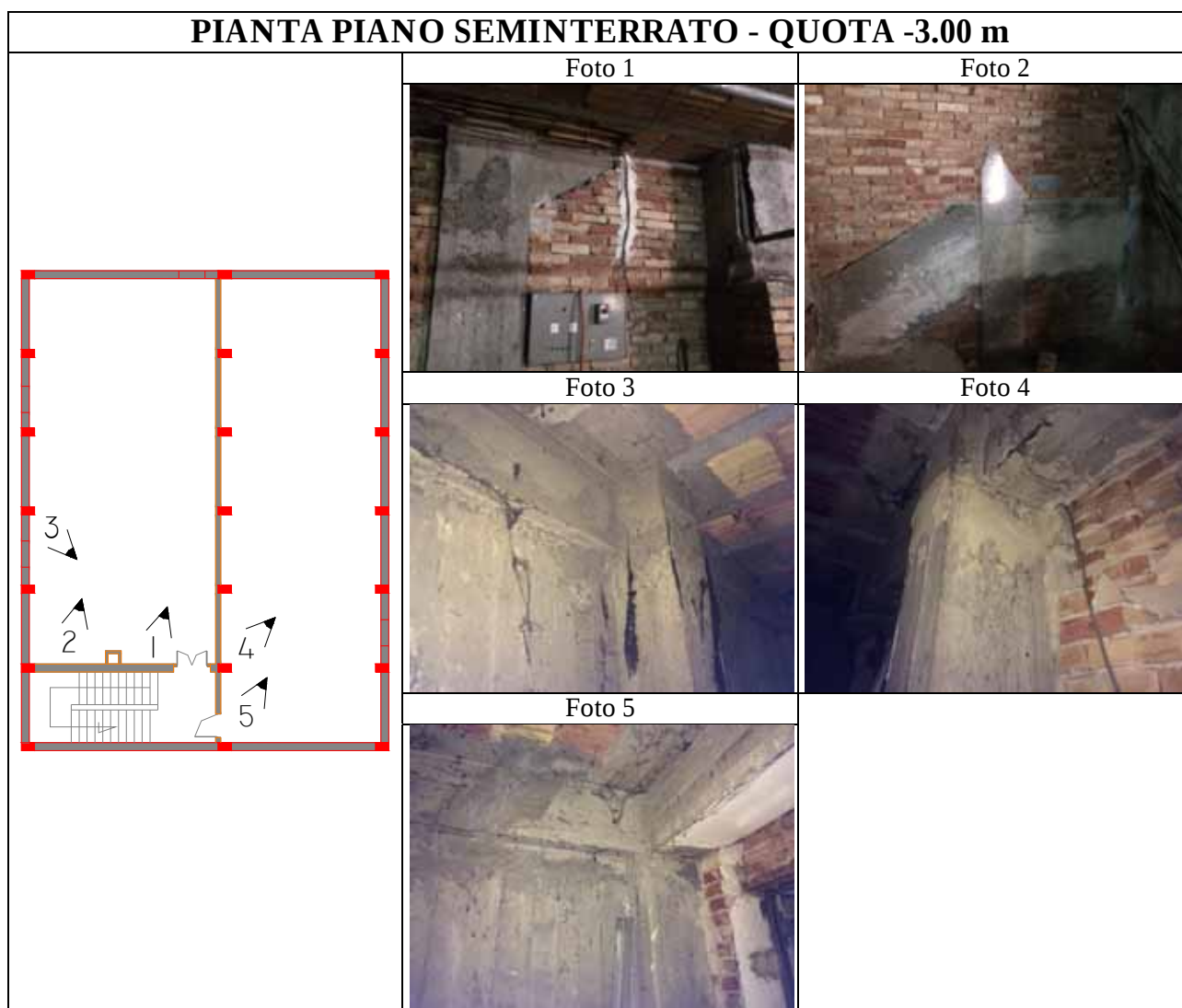


Figura 1 Rilievo fotografico piano seminterrato

PIANTA PIANO TERRA - QUOTA 0.00 m

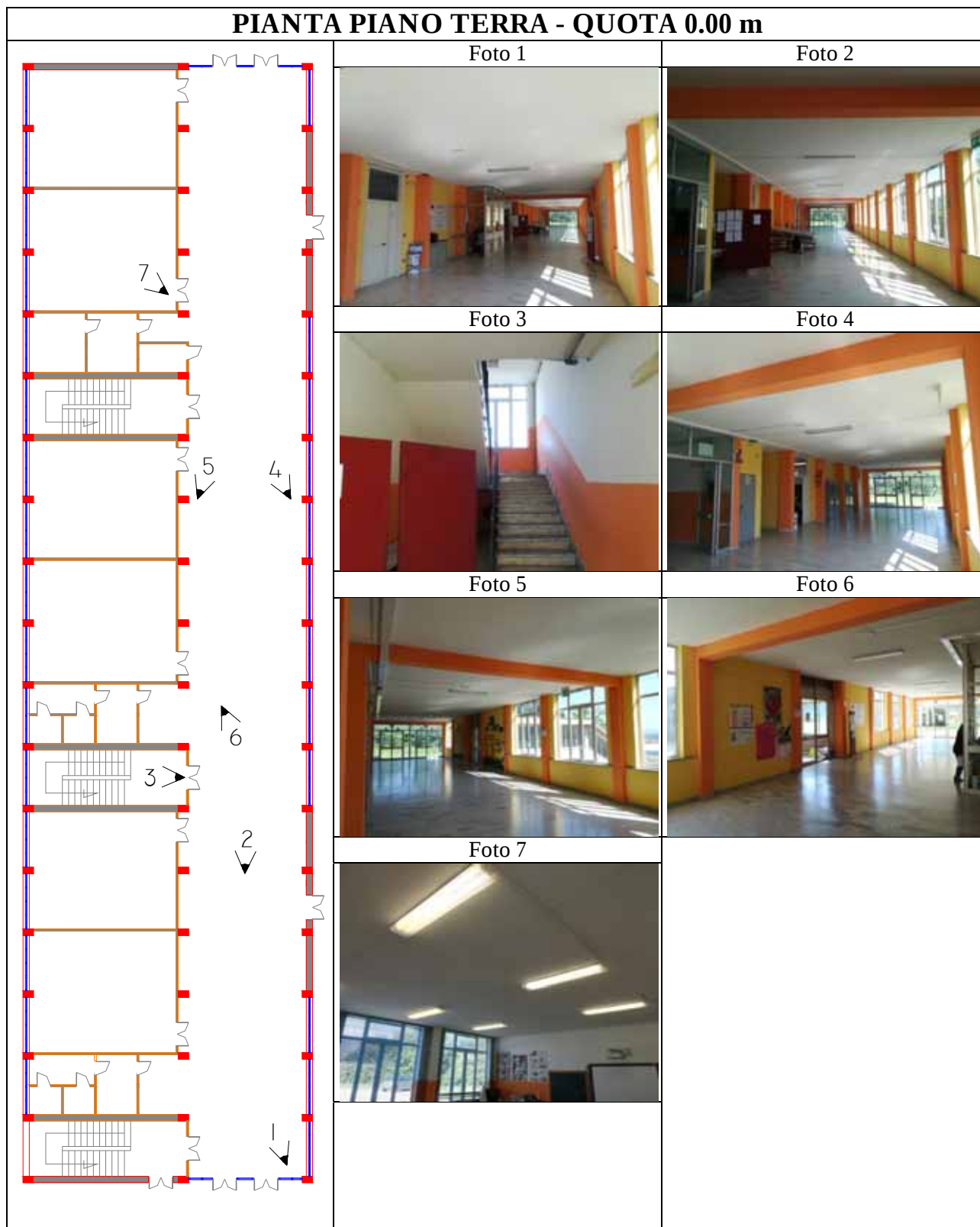


Figura 2 Rilievo fotografico piano terra

PIANTA PIANO PRIMO - QUOTA +3.50 m

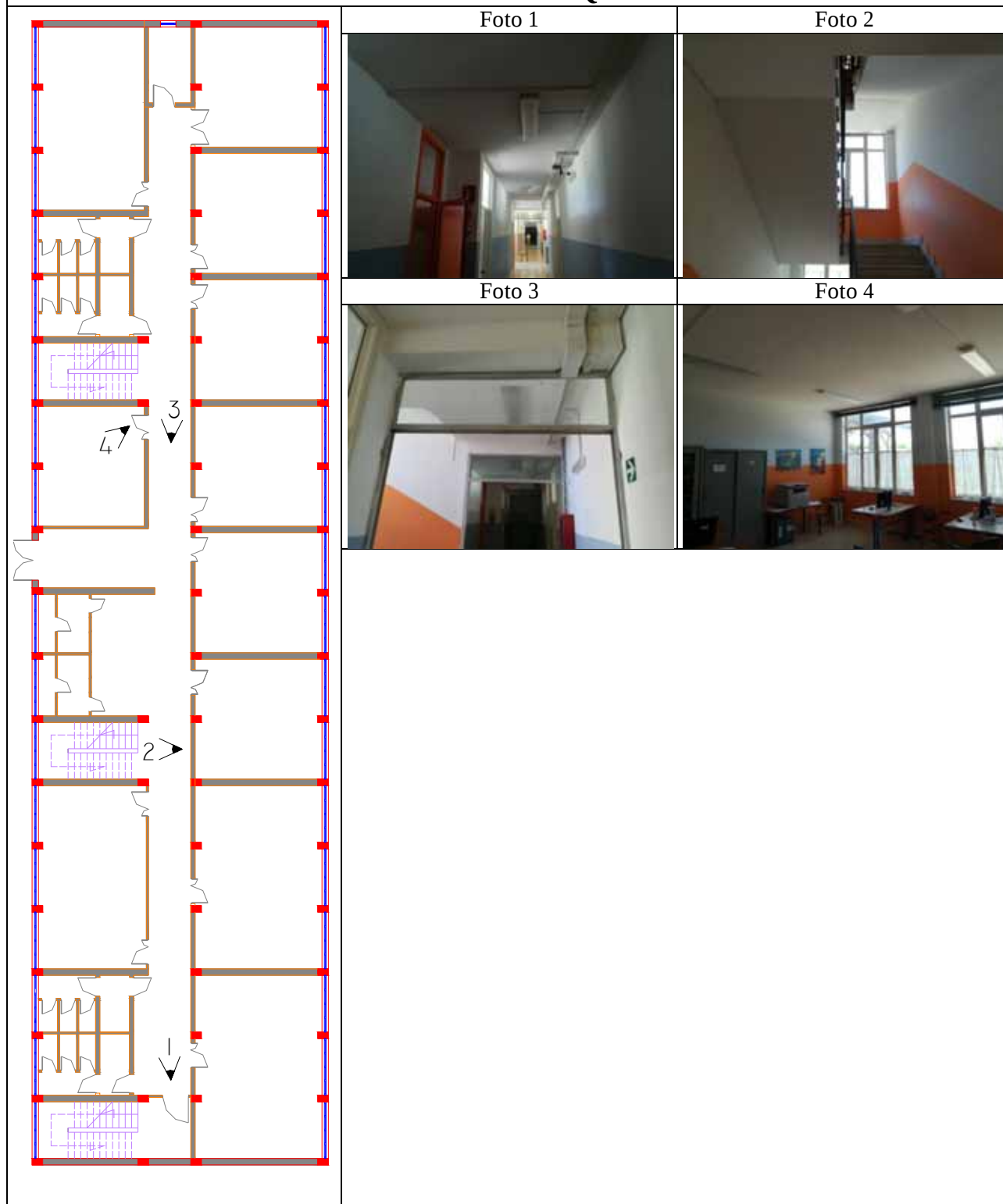


Figura 3 Rilievo fotografico piano primo

PIANTA PIANO SECONDO - QUOTA +7.00 m

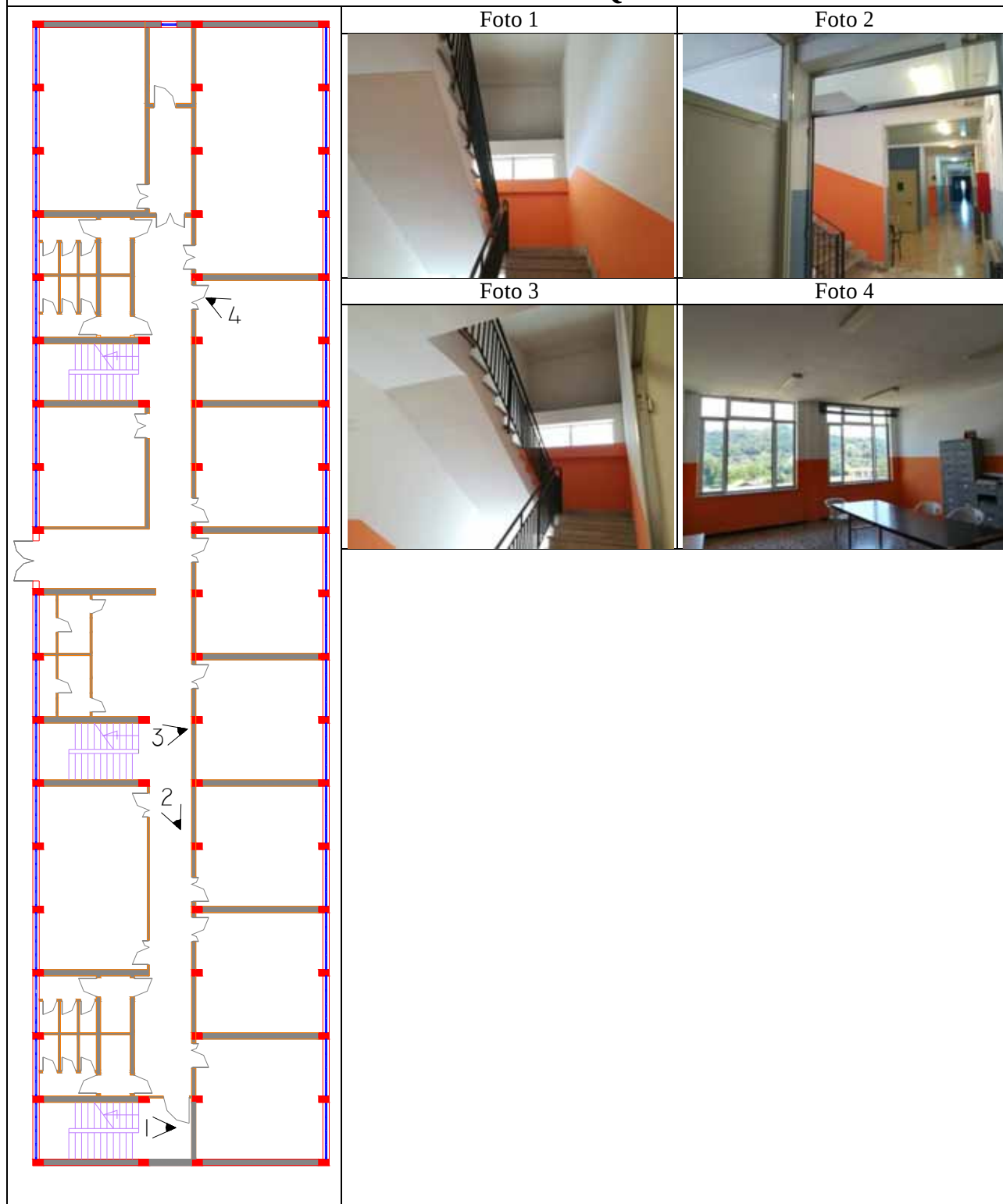


Figura 4 Rilievo fotografico piano secondo



Figura 5 Rilievo fotografico piano sottotetto

ACCORDO DI PROGRAMMA (art. 34 D.lgs. n. 267/2000)
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI



Scuola Media R. Masi

SCUOLA MASI

Allegato 3
Risultati carote testate nel
2003

Benevento. Luglio 2017

Consulenti Scientifici:

prof. Ing. Giuseppe Maddaloni



prof. Ing. Maria Rosaria Pecce



- Sintesi dei risultati delle carote testate nel 2003

Campione	Diensione Carota			f _{car} [MPa]	metodi	f _{cis,i} [MPa]	f _{c,m} [MPa]	R _{c,m} [MPa]	R _{c,m} [MPa]
C0A/1P	d	94	mm	11.50	Masi	11.39	11.38	13.72	16.98
	l	100	mm		NTC2008	11.38			
C1A/2P	d	94	mm	16.80	Masi	16.64	16.63	20.04	
	l	100	mm		NTC2008	16.62			
C2A/3P	d	94	mm	14.40	Masi	14.27	14.26	17.18	
	l	100	mm		NTC2008	14.25			
CE1A/PB	d	45	mm	19.10	Masi	19.44	19.04	22.94	
	l	45	mm		NTC2008	18.65			
CE1A/PA	d	45	mm	14.80	Masi	18.83	18.12	21.83	
	l	90	mm		NTC2008	17.41			
CE1A/PC	d	45	mm	15.40	Masi	19.59	18.85	22.71	
	l	90	mm		NTC2008	18.12			
CE1A/TC1	d	45	mm	18.50	Masi	23.53	22.65	27.29	22.31
	l	90	mm		NTC2008	21.76			
CE1A/TC2	d	45	mm	14.20	Masi	18.06	17.38	20.94	
	l	90	mm		NTC2008	16.71			
CE1A/PD	d	45	mm	12.30	Masi	15.65	15.06	18.14	
	l	90	mm		NTC2008	14.47			

- **Prove di schiacciamento carota C0A/1P**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	94	mm
l	100	mm
Ch/D	0.82	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i> dia. 94 1.01	
diam	75	1.03		
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

fcore <	20 MPa	1.2
fcore >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} =$ 11.50 MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \text{ 11.39 MPa }$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	94	mm
l	100	mm
Ch/D	0.84	

correzione per il disturbo (Cd) 1.18

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} =$ 11.50 MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \text{ 11.38 MPa }$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f_{car} [MPa]	metodi	$f_{cis,i}$ [MPa]	$f_{c,m}$ [MPa]
d	94	mm	11.50	Masi	11.39	11.38
l	100	mm		NTC2008	11.38	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **13.72 MPa**

- **Prove di schiacciamento carota C1A/2P**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	94	mm
l	100	mm
Ch/D	0.82	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i>	
diam	75	1.03	dia. 94	1.01
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

f _{core} <	20 MPa	1.2
f _{core} >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **16.80** MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \boxed{16.64} \text{ MPa}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	94	mm
l	100	mm
Ch/D	0.84	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **16.80** MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \boxed{16.62} \text{ MPa}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f _{car} [MPa]	metodi	f _{cis,i} [MPa]	f _{c,m} [MPa]
d	94	mm	16.80	Masi	16.64	16.63
l	100	mm		NTC2008	16.62	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **20.04** MPa

- **Prove di schiacciamento carota C2A/3P**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	94	mm
l	100	mm
Ch/D	0.82	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i>	
diam	75	1.03	dia. 94	1.01
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

fcore <	20 MPa	1.2
fcore >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} = 14.40$ MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 14.27 \text{ MPa}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	94	mm
l	100	mm
Ch/D	0.84	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} = 14.40$ MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 14.25 \text{ MPa}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f_{car} [MPa]	metodi	$f_{cis,i}$ [MPa]	$f_{c,m}$ [MPa]
d	94	mm	14.40	Masi	14.27	14.26
l	100	mm		NTC2008	14.25	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **17.18 MPa**

- **Prove di schiacciamento carota CE1A/PB**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	45	mm
l	45	mm
Ch/D	0.80	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i>	
diam	75	1.03	dia. 45	1.06
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

f _{core} <	20 MPa	1.2
f _{core} >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **19.10** MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \mathbf{19.44 \text{ MPa}}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	45	mm
l	45	mm
Ch/D	0.83	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **19.10** MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \mathbf{18.65 \text{ MPa}}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f _{car} [MPa]	metodi	f _{cis,i} [MPa]	f _{c,m} [MPa]
d	45	mm	19.10	Masi	19.44	19.04
l	45	mm		NTC2008	18.65	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **22.94 MPa**

- **Prove di schiacciamento carota CE1A/PA**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i>	
diam	75	1.03	dia. 45	1.06
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

f _{core} <	20 MPa	1.2
f _{core} >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **14.80** MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \mathbf{18.83 \text{ MPa}}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **14.80** MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \mathbf{17.41 \text{ MPa}}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f _{car} [MPa]	metodi	f _{cis,i} [MPa]	f _{c,m} [MPa]
d	45	mm	14.80	Masi	18.83	18.12
l	90	mm		NTC2008	17.41	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **21.83 MPa**

- **Prove di schiacciamento carota CE1A/PC**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i>	
diam	75	1.03	dia. 45	1.06
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

f _{core} <	20 MPa	1.2
f _{core} >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **15.40** MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \mathbf{19.59 \text{ MPa}}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **15.40** MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \mathbf{18.12 \text{ MPa}}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f _{car} [MPa]	metodi	f _{cis,i} [MPa]	f _{c,m} [MPa]
d	45	mm	15.40	Masi	19.59	18.85
l	90	mm		NTC2008	18.12	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **22.71 MPa**

- **Prove di schiacciamento carota CE1A/TC1**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

parametro di influenza del diametro della carota ($Cdia$)

diam	50	1.06	interpolazione	
diam	75	1.03	dia. 45	1.06
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

fcore <	20 MPa	1.2
fcore >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} = 18.50$ MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 23.53 \text{ MPa}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} = 18.50$ MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 21.76 \text{ MPa}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f_{car} [MPa]	metodi	$f_{cis,i}$ [MPa]	$f_{c,m}$ [MPa]
d	45	mm	18.50	Masi	23.53	22.65
l	90	mm		NTC2008	21.76	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **27.29 MPa**

- **Prove di schiacciamento carota CE1A/TC2**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i>	
diam	75	1.03	dia. 45	1.06
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

f _{core} <	20 MPa	1.2
f _{core} >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **14.20** MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = \mathbf{18.06 \text{ MPa}}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto f_{car,i} = **14.20** MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = \mathbf{16.71 \text{ MPa}}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f _{car} [MPa]	metodi	f _{cis,i} [MPa]	f _{c,m} [MPa]
d	45	mm	14.20	Masi	18.06	17.38
l	90	mm		NTC2008	16.71	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **20.94 MPa**

- **Prove di schiacciamento carota CE1A/PD**

METODO DI MASI (2005)

caratteristiche geometriche del provino estratto (Ch/D)

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

parametro di influenza del diametro della carota (Cdia)

diam	50	1.06	<i>interpolazione</i>	
diam	75	1.03	dia. 45	1.06
diam	100	1		
diam	125	0.99		
diam	150	0.98		

correzione per armatura inclusa nella carota (Ca)

diam 10	-----	1.03	(per diametri piccoli)
diam 20	-----	1.13	(per diametri elevati)

correzione per disturbo provino (Cd)

fcore <	20 MPa	1.2
fcore >	20 MPa	1.1

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} = 12.30$ MPa

$$f_{cis,i} = (Ch/D \times Cdia \times Ca \times Cd) \times f_{car,i} = 15.65 \text{ MPa}$$

METODO NTC2008 - EN13791 - LINEE GUIDA C.S.LL.PP.

caratteristiche geometriche del provino estratto

d	45	mm
l	90	mm
Ch/D	1.00	

correzione per il disturbo (Cd) **1.18**

APPLICAZIONE FORMULA

Valore sperimentale ottenuto $f_{car,i} = 12.30$ MPa

$$f_{cis,i} = Ch/D \times Cd \times f_{car,i} = 14.47 \text{ MPa}$$

VALORE MEDIO DELLE PROVE DISTRUTTIVE DI COMPRESSIONE

Diensione Carota			f_{car} [MPa]	metodi	$f_{cis,i}$ [MPa]	$f_{c,m}$ [MPa]
d	45	mm	12.30	Masi	15.65	15.06
l	90	mm		NTC2008	14.47	

Il corrispondente valore **medio cubico** risulta pari a **18.14 MPa**

ACCORDO DI PROGRAMMA (art. 34 D.lgs. n. 267/2000)
TRA IL COMUNE DI ATRIPALDA
E IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO DI BENEVENTO
FINALIZZATO ALLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI
EDIFICI SCOLASTICI COMUNALI



Scuola Media R. Masi

SCUOLA MASI

Allegato 4
Verifiche locali di duttilità e
gerarchia delle resistenze

Benevento. Luglio 2017

Consulenti Scientifici:

prof. Ing. Giuseppe Maddaloni



prof. Ing. Maria Rosaria Pecce



Indice

1	Introduzione.....	3
2	Duttilità delle sezioni	3
2.1	Generalità	3
2.2	Curvatura allo snervamento.....	4
2.3	Curvatura ultima.....	5
3	Gerarchia delle resistenze.....	5
3.1	Gerarchia Taglio – Flessione (NTC 2008, §7.4.4.1)	6
3.1.1	Travi.....	6
3.1.2	Pilastri.....	8
3.2	Gerarchia Trave – Pilastro (NTC 2008, §7.4.4.2)	9
4	Risultati del calcolo.....	10

1 Introduzione

Sono state effettuate alcune verifiche locali delle sezioni di travi e pilastri e dei nodi trave-pilastro, schematizzate nel seguente elenco:

- Duttilità
- Gerarchia taglio – flessione
- Gerarchia trave – pilastro

2 Duttilità delle sezioni

2.1 Generalità

La duttilità è definita come la capacità di un elemento strutturale di deformarsi, quando soggetta ad un carico, assorbendo energia sotto forma di deformazione plastica, prima di raggiungere il collasso. L'opposto della duttilità è la fragilità, ossia l'incapacità di un materiale di plasticizzarsi prima della rottura, per cui il collasso viene raggiunto senza una deformazione plastica che precede la crisi. Per problemi di costi economici, la sopravvivenza delle strutture in cemento armato sottoposte ad azioni eccezionali può non essere affidata alla sola resistenza; si deve invece prevedere la fuoriuscita della struttura dal campo elastico, con deformazioni plastiche anche rilevanti, senza però mai raggiungere il collasso. È necessario pertanto che le strutture posseggano una adeguata duttilità. A livello del materiale, la duttilità si valuta dai legami costitutivi, essa si definisce numericamente in modo semplice se il legame costitutivo è elasto-plastico. In particolare la duttilità μ si definisce come il rapporto fra la deformazione ultima e la deformazione di snervamento:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Dalla duttilità del materiale si passa alla duttilità della sezione, il comportamento strutturale è definito dal diagramma Momento-Curvatura, ossia il grafico di tutte le coppie $(M, 1/r)$ ottenuto applicando ad una sezione un momento M , il quale restituisce una curvatura $1/r$. La normativa semplifica il diagramma Momento-Curvatura, individuando la curvatura allo snervamento χ_y e la curvatura ultima χ_u . La duttilità rotazionale μ è data dal rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura allo snervamento:

$$\mu = \frac{\chi_u}{\chi_y}$$

Pertanto è possibile stabilire il tipo di comportamento di un materiale o di una sezione in base al valore della duttilità, la quale vale minimo 1 (comportamento fragile) e può solo aumentare (comportamento duttile):

- $\mu = 1$, **COMPORTAMENTO FRAGILE**, solo fase elastica;
- $\mu > 1$, **COMPORTAMENTO DUTTILE**, fase elastica seguita da una fase plastica.

Nel caso in studio si è considerato che la sezione è verificata quando la duttilità assume un valore non minore di 10.

La duttilità delle sezioni dell'elemento studiato definirà un certo comportamento più o meno duttile dell'elemento strutturale, che a sua volta, insieme a tutti gli altri elementi, definirà se il comportamento dell'intera struttura è duttile o fragile.

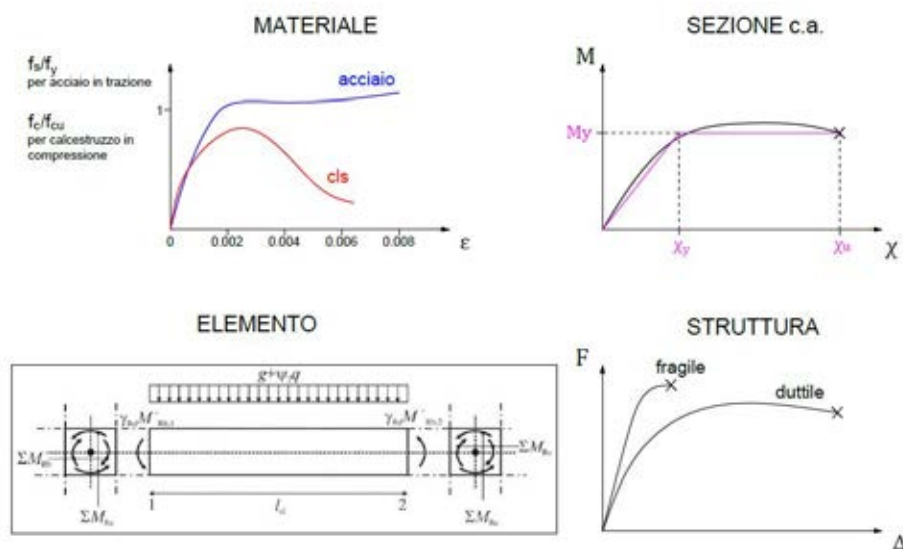


Figura 1 Criteri generali per la valutazione della duttilità

2.2 Curvatura allo snervamento

Prima della condizione di snervamento la sezione è in campo elastico, si entra in campo plastico quando l'acciaio raggiunge la tensione di snervamento f_{yk} . In tale condizione, in corrispondenza dell'acciaio, si registra una deformazione ε_{sy} , ricavata tramite la Legge di Hooke ponendosi nel limite della condizione elastica, ossia immediatamente prima del raggiungimento della tensione di snervamento:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = E_s \cdot \varepsilon_{sy} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Dalla triangolazione del diagramma delle deformazioni, la curvatura allo snervamento si ottiene dividendo la deformazione allo snervamento per la distanza dell'armatura dall'asse neutro in condizione di snervamento, ricavato dall'annullamento del momento statico:

$$\chi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{d - x_{n,y}}$$

2.3 Curvatura ultima

La curvatura ultima χ_u si calcola in condizione di rottura della sezione, ossia quando il calcestruzzo raggiunge la sua deformazione ultima ε_{cu} pari allo 0.35%, considerando la presenza della sola armatura in trazione.

Dalla triangolazione del diagramma delle deformazioni, la curvatura ultima si ottiene dividendo la deformazione ultima per l'asse neutro in condizione ultima, ricavato dall'equilibrio alla traslazione delle azioni agenti:

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{n,u}}$$

3 Gerarchia delle resistenze

L'attuale normativa (NTC 2008) impone alle nuove strutture il rispetto della **gerarchia delle resistenze**, garantendo lo sviluppo di deformazioni plastiche in modo che la rottura di un singolo elemento non si abbia a causa di meccanismi fragili, i quali non danno segni evidenti di deformazione prima del collasso, ma per meccanismi duttili, dove prima del collasso si ha una deformazione plastica evidente seguita dalla rottura dell'elemento. Per ovviare a tale problema si progettano gli elementi strutturali in modo che gli elementi fragili siano più resistenti degli elementi duttili.

Questi concetti portano ad una serie di prescrizioni nella progettazione, per esempio, per ogni elemento strutturale (trave e pilastro) la resistenza a taglio deve essere maggiore della resistenza flessionale, in modo da escludere ogni possibilità di crisi dovuta al taglio negli elementi (gerarchia taglio-flessione). Lo sviluppo di cerniere plastiche nelle travi piuttosto che nelle colonne evita un meccanismo di collasso per oscillazione laterale delle colonne, garantito da una resistenza flessionale maggiore degli elementi colonna rispetto agli elementi trave (gerarchia trave-pilastro). Tali accorgimenti conferiscono alla struttura un comportamento duttile, in tal modo, prima di collassare, la struttura dà segno di crisi

imminente, a differenza del comportamento fragile in cui non si hanno deformazioni plastiche ma la rottura avviene subito dopo una prima fase elastica.

3.1 Gerarchia Taglio – Flessione (NTC 2008, §7.4.4.1)

3.1.1 Travi

Si studiano 4 differenti schemi per ogni trave (considerata appoggiata - appoggiata), su ognuna di esse agisce un carico distribuito q e una coppia di momenti concordi agli appoggi. La luce della trave L è presa pari alla luce netta, ossia al netto dei pilastri.

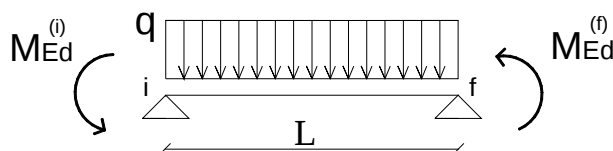


Figura 2 Schema di calcolo per la gerarchia taglio-flessione nelle travi

1. $\begin{cases} q = f(G_{k1} + G_{k2}) \\ M_{Ed} \text{ orari} \end{cases}$
2. $\begin{cases} q = f(G_{k1} + G_{k2}) \\ M_{Ed} \text{ antiorari} \end{cases}$
3. $\begin{cases} q = f(G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{2j} \cdot Q_k) \\ M_{Ed} \text{ orari} \end{cases}$
4. $\begin{cases} q = f(G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{2j} \cdot Q_k) \\ M_{Ed} \text{ antiorari} \end{cases}$

Per ogni schema va calcolata la sollecitazione di taglio agli appoggi, ottenuta considerando che il momento flettente agente in estremità è preso pari al momento resistente della sezione in appoggio premoltiplicato per un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , assunto pari, rispettivamente, ad 1.20 per strutture in CD”A”, ad 1.00 per strutture in CD”B”. Quindi per la struttura in esame si considera un fattore di sovrarresistenza pari a 1.00.

$$M_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$$

Per il principio della sovrapposizione degli effetti, si scompone lo schema in 2 sottoschemi elementari per il calcolo del taglio agli estremi B e C. Si riporta lo schema nel caso di momenti concordi orari agli appoggi:

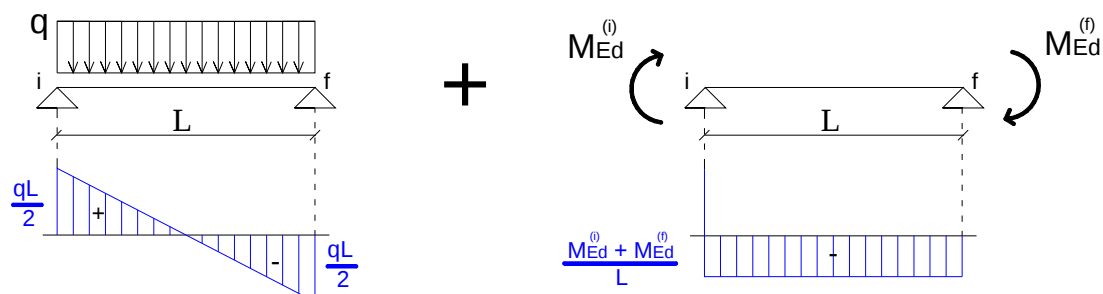


Figura 3 Diagramma del taglio per le travi

$$\begin{cases} V_{Ed}^{(i)} = \frac{q \cdot L}{2} - \frac{M_{Ed}^{(i)} + M_{Ed}^{(f)}}{L} \\ V_{Ed}^{(f)} = -\frac{q \cdot L}{2} - \frac{M_{Ed}^{(i)} + M_{Ed}^{(f)}}{L} \end{cases}$$

Dei valori del taglio agli appoggi calcolati per i quattro schemi si è interessati al valore massimo (in valore assoluto). Affinché la gerarchia taglio-flessione sia soddisfatta, il taglio sollecitante deve risultare minore o uguale al taglio resistente della sezione:

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd}$$

Nelle prime due combinazioni di carico, il carico uniformemente distribuito q è pari alla somma del carico permanente strutturale G_{k1} e del carico permanente non strutturale G_{k2} , moltiplicati per la lunghezza di influenza. Nelle altre due combinazioni di carico, si considera anche l'apporto del carico accidentale Q_k , premoltiplicato per il coefficiente di combinazione Ψ_{2i} , i cui valori sono riportati nella tabella che segue in funzione della categoria dell'edificio, in tal caso la struttura è in **CATEGORIA C** (Ambienti suscettibili di affollamento), per cui si assume un coefficiente di combinazione pari a 0.6.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse 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 ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1 Valori dei coefficienti di combinazione

3.1.2 Pilastri

Per i pilastri il procedimento è analogo, la differenza è che si considera un unico schema di carico, poiché non c'è nessun carico distribuito q agente e le armature longitudinali dei pilastri sono simmetriche. Lo schema di calcolo consiste in una trave appoggiata-appoggiata, su cui è applicata una coppia di momenti concordi agli appoggi.

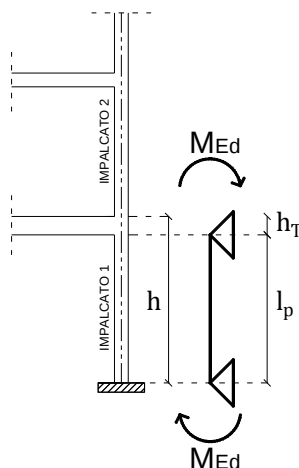


Figura 4 Schema di calcolo per la gerarchia taglio-flessione nei pilastri

l_1 è l'altezza libera del pilastro, ossia l'altezza dell'impalcato h_1 , depurata dell'altezza della trave h_{T1} appartenente all'impalcato:

$$l_1 = h_1 - h_{T1}$$

Si calcola la sollecitazione di taglio agli appoggi, ottenuta considerando che il momento flettente agente in estremità è preso pari al momento resistente della sezione in appoggio premoltiplicato per un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} .

$$M_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$$

Si riporta lo schema di calcolo nel caso di momenti concordi orari agli appoggi, per il calcolo del taglio:

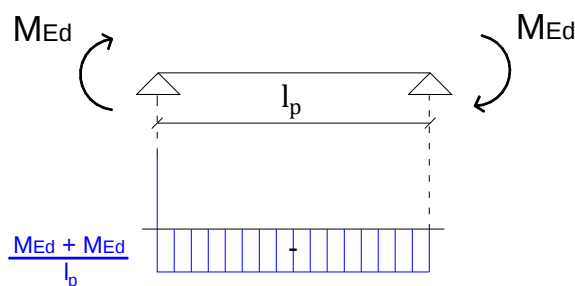


Figura 5 Diagramma del taglio per i pilastri

$$V_{Ed}^{(inf)} = V_{Ed}^{(sup)} = - \frac{M_{Ed} + M_{Ed}}{l_p}$$

Affinchè la gerarchia taglio-flessione sia soddisfatta, il taglio sollecitante deve risultare minore o uguale al taglio resistente della sezione:

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd}$$

Il calcolo deve essere effettuato nelle due direzioni x e y.

3.2 Gerarchia Trave – Pilastro (NTC 2008, §7.4.4.2)

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Dove:

- γ_{Rd} è pari a 1.30 per le strutture in CD''A'' e pari a 1.10 per le strutture in CD''B'', pertanto si considera nel caso in esame pari a 1.10.

- $M_{g,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;
- $M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Il calcolo va svolto nelle due direzioni x e y e considerando prima il momento della trave a sinistra negativo e quello della trave a destra positivo e poi al contrario, ossia il momento della trave a sinistra positivo e quello della trave a destra negativo.

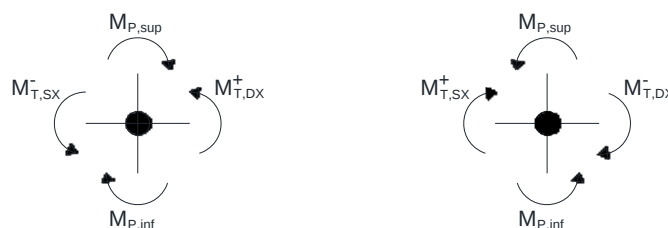


Figura 6 Momenti resistenti da applicare ai nodi

4 Risultati del calcolo

Il calcolo della duttilità è stato effettuato per le sole travi nelle sezioni di estremità, tenendo conto dell'inversione del segno dei momenti a causa dell'azione sismica (M+ ed M-). Nel caso di studio si è considerato che la sezione è verificata quando la duttilità assume un valore non minore di 10.

La valutazione della gerarchia delle resistenze taglio-flessione, relativamente alle travi, è stata effettuata escludendo i seguenti elementi:

- Travi di copertura;
- Travi reggi cornicione;
- Travi di cantinato;
- Travi di collegamento in testa alle pareti del piano interrato.

La valutazione della gerarchia delle resistenze taglio-flessione, relativamente ai pilastri, è stata effettuata solo per 12 pilastrate, poiché le restanti sono soggette ai medesimi carichi, inoltre essa va svolta nelle due direzioni x e y.

La valutazione della gerarchia delle resistenze trave-pilastro è stata effettuata per i nodi di cui si conoscono le resistenze dei pilastri confluenti (12), escludendo i seguenti elementi:

- Nodi al di sopra dei plinti;
- Nodi alla quota delle travi reggi cornicione;
- Nodi in copertura.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati, in termini di percentuale, delle verifiche di gerarchia e duttilità delle sezioni di travi e pilastri analizzate. I risultati ottenuti per pilastri e nodi, sono stati successivamente estesi per tutti gli elementi simili per carichi e geometria.

VERIFICHE	TIPO ELEMENTO	Q.tà	VERIFICHE	
			soddisfatte	non soddisfatte
Duttilità sezioni	sezioni travi	1664	59%	41%
Gerarchia taglio-flessione	travi e pilastri	539	51%	49%
Gerarchia trave-pilastro	nodi	220	44%	56%

Tabella 2 Risultati delle verifiche di gerarchia delle resistenze e duttilità