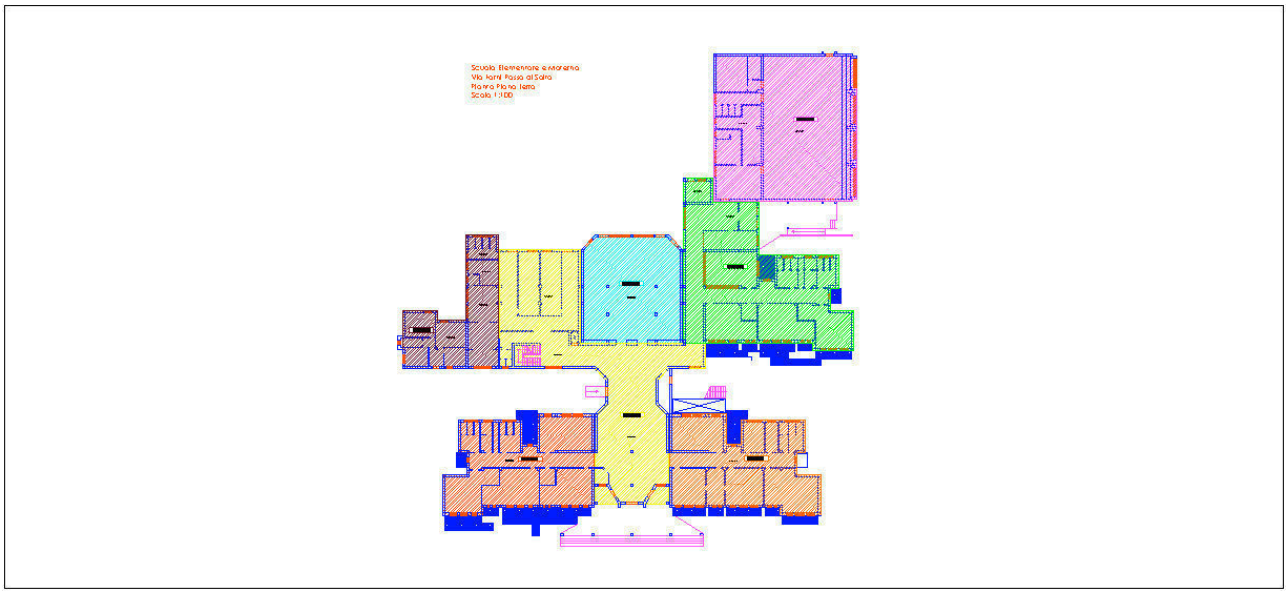
COMUNE DI CATANZARO

PROGETTAZIONE PRELIMINARE DI CONSOLIDAMENTO PER IL RIPRISTINO DELL'AGIBILITA' DELLA SCUOLA MATERNA ED ELEMENTARE DI VIA FORNI LOC. FORTUNA



TAV. 01	RELAZIONE ILLUSTRATIVA		
	versione	data	aggiornamento
	00	11.11.2013	

IL R.U.P.

IL PROGETTISTA
ing. Franco Marino

Premessa

L'Amministrazione Comunale di Catanzaro, ha incaricato lo scrivente di redigere il Progetto preliminare di consolidamento per il ripristino dell'agibilità della Scuola Elementare Via Forni località Fortuna.

Appare scontato che, a seguito di sopralluoghi in sito, il solo consolidamento statico e sismico, non sarà sufficiente a garantire l'agibilità della scuola stante lo stato di degrado funzionale in cui versano gli edifici che compongono il plesso.

Tuttavia si cercherà di valutare anche quest'ultimo aspetto in modo da avere un quadro generale degli interventi da realizzare, essendo alcuni interventi di carattere strutturale, complementari ad alcuni lavori di carattere architettonico.

A titolo esemplificativo si pensi al rinforzo strutturale di un pilastro inglobato nella muratura perimetrale con infissi a ridosso del medesimo elemento portante.

In fase di realizzazione, analogamente all'esempio riportato, si potranno riscontrare casi in cui una lavorazione potrebbe essere ripetuta nel caso di lavori edili architettonici eseguiti in periodi diversi dalle lavorazioni di ordine strutturale.

Un progetto preliminare di consolidamento strutturale, si dovrebbe basare su elementi tecnici certi derivanti da una precedente verifica statica e sismica eseguita in base ai dettami normativi contenuti nel capitolo 8 delle Norme tecniche sulle costruzioni D.M. 14.01.2008 e nella relativa circolare esplicativa n° 617/2009.

Nel caso in esame non è stata condotta alcuna verifica, perciò lo scrivente si adopererà comunque a valutare quanto serve secondo i criteri descritti nei paragrafi successivi.

In particolare le proprietà dei materiali e i dettagli strutturali sono stati dedotti dalle sole prove esistenti e sono stati utilizzati per la verifica, simulandola come se dette prove fossero sufficienti all'adozione del livello di conoscenza adottato.

In fase di progetto esecutivo, si dovrà ricorrere ad ulteriori prove per verificare l'attendibilità della successiva esposizione tecnica.

1. DESCRIZIONE SOMMARIA

Il plesso "Scuola Elementare Via Forni" in località Fortuna, oggetto della presente relazione, è costituito da n° 7 corpi di fabbrica, la cui costruzione risale ai primi anni '80.

Per detti edifici, non è stato possibile reperire la documentazione tecnica architettonica e strutturale, per cui la loro descrizione si baserà esclusivamente sull'esame visivo dello stato di fatto riscontrato.

Dal punto di vista architettonico, tutti gli edifici appaiono in un grave stato di degrado, dovuto in parte ad una carenza di manutenzione ordinaria e, in modo molto più sostanziale, agli atti vandalici susseguitisi in successione dalla data di chiusura della scuola.

Per quanto riguarda le strutture, esse non denotano alcuna criticità a livello esteriore.

Tutti i corpi di fabbrica hanno le strutture costituite da telai tra di loro ortogonali.

Detti involucri strutturali, sono adiacenti tra loro e separati da giunti tecnici di circa 10 cm, quindi conformi ai dettami normativi vigenti all'epoca della costruzione del plesso.

Consistenza e caratteristiche costruttive dei corpi di fabbrica

Corpo A

Destinazione:	Palestra con servizi annessi
N° di piani:	1 fuori terra
Altezza interna:	7,10 m palestra – 2,70 m servizi
Pilastri servizi:	in c.a. dimensioni 40x40
Travi servizi:	in c.a. dimensioni 40x40 e 40x60
Solaio servizi:	copertura piana in latero cemento h=20 cm
Pilastri palestra:	in c.a. dimensioni 40x120
Travi palestra:	in c.a. dimensioni 40x60, 40x80 e 60x120
Solaio servizi:	copertura piana tegoli in c.a.p.
Fondazioni:	in c.a. travi rovesce a T 40x140x35
Tompagnature:	muratura in laterizi forati intonacati s=40 cm
Superfici:	servizi S = 200,00 m² - palestra S = 400,00 m²
Volumi:	servizi V = 580,00 m³ - palestra V = 2840,00 m³

Corpo B

Destinazione:	Aule e spazi ricreativi
N° di piani:	2 fuori terra
Altezza interna:	3,20 m piano terra – 3,20 m primo piano
Pilastri:	in c.a. dimensioni 40x40
Travi:	in c.a. dimensioni 40x40, 40x60 e 40x80

Solaio intermedio:	in latero cemento h=40 cm
Solaio copertura:	copertura piana in latero cemento h=20 cm
Fondazioni:	in c.a. travi rovesce a T 40x140x35
Tompagnature:	muratura in laterizi forati intonacati s=40 cm
Superfici:	piano terra S = 527,00 m² - primo piano S = 350,00 m²
Volumi:	V = 2890,00 m³

Corpo C

Destinazione:	Auditorium
N° di piani:	1 fuori terra
Altezza interna:	5,20 m
Pilastri:	in c.a. dimensioni 40x40
Travi:	in c.a. dimensioni 40x60 e 40x80
Solaio intermedio:	in latero cemento h=20 cm
Solaio copertura:	copertura piana in latero cemento h=20 cm
Fondazioni:	in c.a. travi rovesce a T 40x140x35
Tompagnature:	muratura in laterizi forati intonacati s=40 cm
Superfici:	piano terra S = 300,00 m²
Volumi:	V = 1620,00 m³

Corpo D

Destinazione:	Residenza e altri spazi
N° di piani:	1 fuori terra
Altezza interna:	3,20 m
Pilastri:	in c.a. dimensioni 40x40
Travi:	in c.a. dimensioni 40x60 e 40x80
Solaio intermedio:	in latero cemento h=20 cm
Solaio copertura:	copertura piana in latero cemento h=20 cm
Fondazioni:	in c.a. travi rovesce a T 40x140x35
Tompagnature:	muratura in laterizi forati intonacati s=40 cm
Superfici:	piano terra S = 220,00 m²
Volumi:	V = 638,00 m³

Corpo E

Destinazione:	Aule e spazi ricreativi
N° di piani:	2 fuori terra
Altezza interna:	3,20 m piano terra – 3,20 m primo piano
Pilastri:	in c.a. dimensioni 40x40
Travi:	in c.a. dimensioni 40x40, 40x60 e 40x80

Solaio intermedio:	in latero cemento h=40 cm
Solaio copertura:	copertura piana in latero cemento h=20 cm
Fondazioni:	in c.a. travi rovesce a T 40x140x35
Tompagnature:	muratura in laterizi forati intonacati s=40 cm
Superfici:	piano terra S = 350,00 m² - primo piano S = 350,00 m²
Volumi:	V = 2380,00 m³

Corpo F

Destinazione:	Aule e spazi ricreativi
N° di piani:	2 fuori terra
Altezza interna:	3,20 m piano terra – 3,20 m primo piano
Pilastri:	in c.a. dimensioni 40x40
Travi:	in c.a. dimensioni 40x40, 40x60 e 40x80
Solaio intermedio:	in latero cemento h=40 cm
Solaio copertura:	copertura piana in latero cemento h=20 cm
Fondazioni:	in c.a. travi rovesce a T 40x140x35
Tompagnature:	muratura in laterizi forati intonacati s=40 cm
Superfici:	piano terra S = 350,00 m² - primo piano S = 350,00 m²
Volumi:	V = 2380,00 m³

Corpo G

Destinazione:	Atrio
N° di piani:	2 fuori terra
Altezza interna:	3,20 m piano terra – 3,20 m primo piano
Pilastri:	in c.a. dimensioni 40x40
Travi:	in c.a. dimensioni 40x40, 40x60 e 40x80
Solaio intermedio:	in latero cemento h=40 cm
Solaio copertura:	copertura piana in latero cemento h=20 cm
Fondazioni:	in c.a. travi rovesce a T 40x140x35
Tompagnature:	muratura in laterizi forati intonacati s=40 cm
Superfici:	piano terra S = 628,00 m² - primo piano S = 365,00 m²
Volumi:	V = 3375,00 m³

I livelli superiori dei corpi di fabbrica B, D e F, sono accessibili tramite scale esterne, mentre i livelli del corpo di fabbrica G (atrio), sono serviti da scale interne e da ascensori.

Figura 1 - Planimetria generale del plesso Piano terra

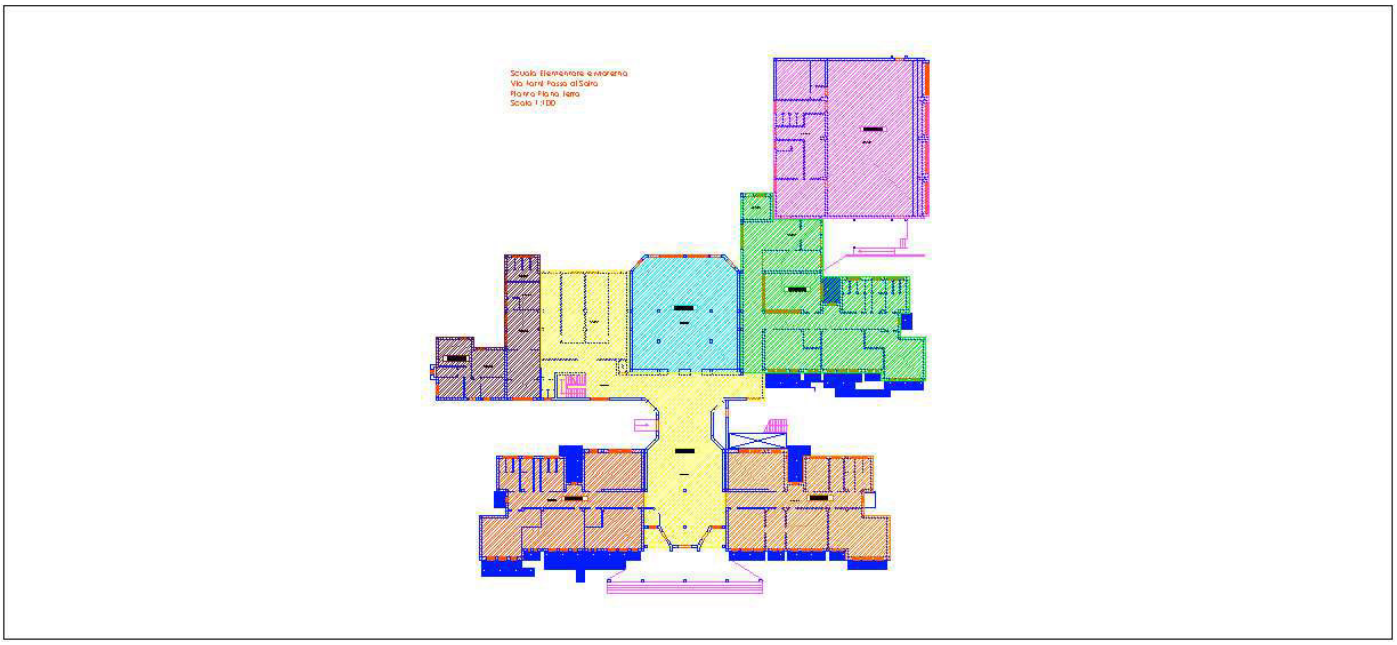


Figura 2 - Planimetria generale del plesso Piano primo



Facendo seguito a quanto espresso in premessa, i paragrafi successivi descriveranno i passi svolti per la stesura di una verifica strutturale che si riferirà a n° 2 edifici, in particolare il Corpo E ed il Corpo A.

La scelta di detti edifici è dettata dal fatto che il Corpo E è del tutto identico al Corpo F ed al Corpo B, ed il Corpo A è realizzato con elementi strutturali diversi rispetto agli altri corpi di fabbrica, i restanti corpi di fabbrica, hanno caratteristiche costruttive simili al Corpo E preso in esame.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Questa indagine sulla sicurezza statica e sismica della Scuola Elementare è stata svolta facendo riferimento alla seguente normativa:

· Regio Decreto Legge 16 novembre 1939 “Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”.

· Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 23 maggio 1957 n. 1472 “Armature delle strutture in cemento armato”.

· Decreto Ministeri Infrastrutture, Interni e Protezione Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".

· Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Sono state inoltre tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

Ordinanza PCM n.3274 del 20.03.2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica." e successive modifiche ed integrazioni.

3. INDAGINE CONOSCITIVA DELLA STRUTTURA

L’indagine conoscitiva è iniziata cercando di reperire la documentazione tecnico storica degli edifici, ma l’Amministrazione comunale, non è stata in grado di fornire alcuna documentazione relativa agli elaborati progettuali relativi alla costruzione dell’edificio scolastico.

La stessa Amministrazione comunale, al fine di verificare lo stato delle strutture ha incaricato il laboratorio TECNO SUD S.r.l. di Reggio Calabria ed il laboratorio PREMAC S.r.l. di Feroleto Antico (CZ), di effettuare prove distruttive e non distruttive sui materiali e sugli elementi strutturali.

3.1 DOCUMENTAZIONE ACQUISITA

Nessun elaborato tecnico disponibile.

3.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E PROVE ESEGUITE

3.2.1 Edifici Scolastici (1982)

Causa la mancanza di alcuna documentazione, non è stato possibile stabilire le caratteristiche dei materiali utilizzati in fase di progetto, quindi le stesse sono state desunte dalla normativa all'epoca vigente ed in particolare dal D.M 26 marzo 1980 in cui venivano assegnate le seguenti caratteristiche:

- acciaio ad aderenza migliorata con tensione caratteristica di snervamento f_{yk} >= 375 N/mm² (FeB38k) e f_{yk} >= 430 N/mm² (FeB44k) e valore minimo di allungamento a rottura pari al 14% e 12% rispettivamente per FeB38k e FeB44k;
- calcestruzzo con tensione caratteristica di rottura a compressione σ_{R28g} >= 150 kg/cm² per gli elementi soggetti a flessione e pressoflessione semplice;

3.2.2 Prove eseguite

TECNO SUD S.r.l.

CORPO DI FABBRICA *PIANO TERRA*	**ELEMENTO**	**SIGLA SONDAGGIO**	**TIPO DI PROVA**	
1	Trave 1-8	54 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 21-22	53 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 21	20 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 8	19 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 28-29	16 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 1-8	15 TS	Carota cls	1 provino
2	Trave 8-9	50 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 12-13	49 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 12	22 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 6	21 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 14-16	18 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 11-14	17 TS	Carota cls	1 provino
3	Trave 18-19	52 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 10-16	51 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 16	24 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 17	23 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 2-9	14 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 24-25	13 TS	Carota cls	1 provino
4	Trave 1-2	48 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 5-6	47 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 6	30 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 5	29 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 6-7	12 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 7-12	11 TS	Carota cls	1 provino
5	Trave 10-13	42 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 21-22	41 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 21	26 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 16	25 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 15-17	2 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 13-14	1 TS	Carota cls	1 provino
6	Trave 12-13	44 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 13-14	43 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 6	28 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 13	27 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 1-2	4 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 2-3	3 TS	Carota cls	1 provino
7	Trave 6-7	46 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 9-13	45 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 10	32 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 7	31 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 16-17	6 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 13-15	5 TS	Carota cls	1 provino
8	Trave 22-23	40 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 18-19	39 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 37	43 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 19	33 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 2-10	10 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 9-10	9 TS	Carota cls	1 provino
9	Trave 7-10	38 TS	Carota cls	1 provino
	Trave 6-7	37 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 11	36 TS	Carota cls	1 provino
	Pilastro 7	35 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 16-17	8 TS	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 12-15	7 TS	Carota cls	1 provino

PREMAC S.r.l.

CORPO DI FABBRICA *PIANO TERRA*	**ELEMENTO**	**SIGLA SONDAGGIO**	**TIPO DI PROVA**	
1	Trave 21-22	CA1 T-5	Carota cls	2 provini
	Trave fondazione 1-8	CA0 T-32	Carota cls	2 provini
	Pilastro 21	CA0 P-2	Carota cls	2 provini
	Pilastro 8	PB0 P-1	Barra	1 provino
2	Trave 18-14	CA1 T-7	Carota cls	2 provini
	Pilastro 17	CA0 P-4	Carota cls	2 provini
3	Trave 8-C	CA1 T-34	Carota cls	2 provini
	Pilastro A	CA0 P-1	Carota cls	2 provini
	Trave 6-7	PB0 T-4	Barra	1 provino
4	Trave 8-9	CA1 T-6	Carota cls	2 provini
	Trave fondazione 11-14	CA0 T-39	Carota cls	2 provini
	Pilastro 9	CA0 P-3	Carota cls	2 provini
	Trave 1-2	PB0 P-1	Barra	1 provino
5	Trave fondazione 1-2	CA0 T-33	Carota cls	1 provino
6	Trave 18-19	CA1 T-15	Carota cls	2 provini
	Pilastro 19	CA0 P-14	Carota cls	2 provini
	Trave di fondazione 2-10	CA0 T-37	Carota cls	2 provini
7	Trave 5-6	CA1 T-9	Carota cls	1 provino
	Trave 6-7	CA1 T-11	Carota cls	1 provino
	Pilastro 5	CA0 P-8	Carota cls	1 provino
	Pilastro 7	CA0 P-10	Carota cls	1 provino
	Trave fondazione 16-17	CA0 T-37	Carota cls	1 provino
8	Trave 5-6	CA1 T-13	Carota cls	2 provini
	Pilastro 16	CA0 P-12	Carota cls	2 provini
	Trave di fondazione 13-14	CA0 T-35	Carota cls	2 provini
9	Trave 6-7	CA1 T-17	Carota cls	2 provini
	Pilastro 7	CA0 P-16	Carota cls	2 provini
	Trave di fondazione 16-17	CA0 T-38	Carota cls	2 provini
CORPO DI FABBRICA *PIANO PRIMO*	**ELEMENTO**	**SIGLA SONDAGGIO**	**TIPO DI PROVA**	
1	Trave 14-15	CA2 T-23	Carota cls	2 provini
	Pilastro 22	CA1 P-22	Carota cls	2 provini
2	Trave 10-11	CA2 T-25	Carota cls	2 provini
	Pilastro 17	CA1 P-24	Carota cls	2 provini
3	Trave 5-6	CA2 T-19	Carota cls	2 provini
	Pilastro 5	CA1 P-18	Carota cls	2 provini
4	Trave 8-9	CA2 T-21	Carota cls	2 provini
	Pilastro 12	CA1 P-20	Carota cls	2 provini
5	Trave 4-6	PB2 T-5	Barra	1 provino
	Pilastro angolo scala	PB1 P-3	Barra	1 provino
6	Trave 12-13	CA2 T-27	Carota cls	2 provini
	Trave 14-15	CA2 T-29	Carota cls	2 provini
	Pilastro 20	CA1 P-26	Carota cls	2 provini
	Pilastro 22	CA1 P-28	Carota cls	2 provini
9	Trave 2-7	CA2 T-31	Carota cls	2 provini
	Pilastro 7	CA1 P-30	Carota cls	2 provini

Oltre alle prove sui materiali ai fini del calcolo della resistenza la PREMAC S.r.l. ha effettuato delle prove per la definizione dei dettagli costruttivi, che di seguito si elencano:

- n° 7 saggi sulle fondazioni
- verifica dell'orditura dei solai
- n° 33 prove pacometriche al primo piano (18 su pilastri e 15 su travi)
- 11 saggi diretti al primo piano (5 su pilastri e 6 su travi)
- n° 38 prove pacometriche al piano terra (19 su pilastri e 19 su travi)
- 20 saggi diretti al piano terra (10 su pilastri e 10 su travi)

QUADRO D'INSIEME DI TUTTE LE PROVE SUI MATERIALI

CORPI CALCESTRUZZO	**PILASTRI P.T.**		**PILASTRI 1° P.**		**TRAVI FOND.**		**TRAVI P.T.**		**TRAVI 1° P.**	
	Carote	Provini	Carote	Provini	Carote	Provini	Carote	Provini	Carote	Provini
A	3	4	1	2	3	4	3	4	1	2
B	3	4	2	4	3	4	3	4	2	4
C	4	6			3	4	4	6		
D	3	4			3	4	3	4		
E	3	4	1	2	3	4	3	4	1	2
F	3	4	1	2	2	2	3	4	1	2
G	8	10	2	4	8	10	8	10	2	4
TOTALE	**27**	**36**	**7**	**14**	**25**	**32**	**27**	**37**	**77**	**14**

CORPI ACCIAIO	**PILASTRI P.T.**		**PILASTRI 1° P.**		**TRAVI FOND.**		**TRAVI P.T.**		**TRAVI 1° P.**	
	Barre	Provini	Barre	Provini	Carote	Provini	Barre	Provini	Barre	Provini
A										
B										
C										
D										
E	1	1								
F										
G			1	1	1	1	1	1	1	1
TOTALE	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**

Al fine di raggiungere il **Livello di conoscenza LC2** dovranno necessariamente essere eseguite ulteriori prove in sito al fine di determinare da una parte le caratteristiche meccaniche dei materiali e dall'altra le geometrie e i pesi della struttura, di seguito si riporta il quadro di riferimento.

CORPI Calcestruzzo	**PROVINI PILASTRI P.T.**		**PROVINI PILASTRI 1° P.**		**PROVINI TRAVI FOND.**		**PROVINI TRAVI P.T.**		**PROVINI TRAVI 1° P.**	
	Estratti	Previsti	Estratti	Previsti	Estratti	Previsti	Estratti	Previsti	Estratti	Previsti
A	4	4			4	4	4	4	2	
B	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
C	6	2			4	2	6	2		
D	4	2			4	2	4	2		
E	4	4	2	4	4	4	4	4	2	4
F	4	4	2	4	2	4	4	4	2	4
G	10	4	4	4	10	4	10	4	4	4
TOTALE	**36**	**24**	**12**	**16**	**32**	**24**	**37**	**24**	**12**	**16**

CORPI ACCIAIO	**PILASTRI P.T.**		**PILASTRI 1° P.**		**TRAVI FOND.**		**TRAVI P.T.**		**TRAVI 1° P.**	
	Barre	Provini	Barre	Provini	Carote	Provini	Barre	Provini	Barre	Provini
A	0	2			0	2	0	2		
B	0	2	0	2	0	2	0	2	0	2
C	0	2			0	2	0	2		
D	0	2			0	2	0	2		
E	1	2	0	2	0	2	0	2	0	2
F	0	2	0	2	0	2	0	2	0	2
G	0	2	1	1	1	2	1	2	1	2
TOTALE	**1**	**12**	**1**	**8**	**1**	**12**	**1**	**12**	**1**	**8**

Dalla lettura dei quadri emerge che occorre procedere all'esecuzione di nuove prove sui materiali per il raggiungimento dei livelli di conoscenza considerati, come di seguito riepilogato:

PROVE NECESSARIE PER LIVELLO LC2

- estrazione di n° 2 carote di cls (4 provini) per i pilastri al primo piano
- estrazione di n° 2 carote di cls (4 provini) per le travi al primo piano
- estrazione di n° 11 barre d'acciaio per i pilastri al piano terra
- estrazione di n° 7 barre d'acciaio per i pilastri al piano terra
- estrazione di n° 11 barre d'acciaio per le travi di fondazione
- estrazione di n° 11 barre d'acciaio per le travi al piano terra
- estrazione di n° 7 barre d'acciaio per le travi al primo piano

Di seguito si riporta il quadro di confronto tra il numero travi e pilastri ed il numero di prove sui dettagli costruttivi, necessarie rispetto alla quantità degli elementi medesimi per il raggiungimento del livello di conoscenza LC2.

CORPI	PIANO TERRA						PIANO PRIMO			
	n° travi	35%	n° pilastri	35%	n° fondaz.	35%	n° travi	35%	n° pilastri	35%
A	22	8	15	6	22	8				
B	52	20	35	13	52	20	43	16	29	11
C	25	10	17	6	25	10				
D	33	13	21	8	33	13				
E	43	17	29	11	43	17	43	17	29	11
F	43	17	29	11	43	17	43	17	29	11
G	40	15	38	15	40	15	24	10	29	11
TOTALE	**258**	**100**	**184**	**70**	**258**	**100**	**153**	**60**	**116**	**44**

Dalla lettura dei quadri emerge che occorre procedere all'esecuzione di nuove prove sui dettagli costruttivi per il raggiungimento dei livelli di conoscenza considerati, come di seguito riepilogato:

- n° 100 prove su travi di fondazione (fatte n° 7 – da fare n° 93)
- n° 100 prove su travi al piano terra (fatte n° 29 – da fare n° 71)
- n° 70 prove su pilastri al piano terra (fatte n° 29 – da fare n° 41)
- n° 60 prove su travi al primo piano (fatte n° 21 – da fare n° 39)
- n° 44 prove su pilastri al primo piano (fatte n° 23 – da fare n° 21)

3.2.2.1 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e delle barre di armatura

Per la valutazione delle resistenze caratteristiche del calcestruzzo, si è utilizzato il metodo proposto dalla CONCRETE SOCIETY che fornisce la resistenza cubica in situ $\mathbf{R_{cub}}$ e la resistenza cubica convenzionale $\mathbf{R_{cub,conv}}$ del calcestruzzo attraverso i seguenti passaggi:

1. Determinazione di $\mathbf{R_{car}}$ (*Resistenza cilindrica unitaria*). Il valore viene assunto dal dato fornito dal laboratorio prove.
2. Determinazione di $\mathbf{R_{cil}}$ (*Resistenza cilindrica*), che si ottiene attraverso la formula: $\mathbf{R_{cil} = R_{car}\ [\ 2/(1{,}5+1/(h/D))]}$ con **h** = altezza carota e **D** = diametro carota.
3. Valutazione della resistenza cubica attuale (in situ) $\mathbf{R_{cub}}$ che si ottiene tramite la seguente formula:
   $\mathbf{R_{cub} = 1{,}25 \times R_{cil}}$
4. Valutazione della resistenza cubica convenzionale $\mathbf{R_{cub,conv}}$ che si ottiene tramite la seguente formula:
   $\mathbf{R_{cub,conv} = 1{,}30 \times R_{cub}}$

Nelle tabelle seguenti, si riportano i risultati delle prove in sito con i relativi valori di della resistenza cubica convenzionale del calcestruzzo, calcolati col suddetto metodo, e i risultati delle prove in sito dell'acciaio.

Nel caso in esame, essendo **h/D = 1**, i valori $\mathbf{R_{car}}$ e $\mathbf{R_{cub}}$ coincidono, perciò nella tabella relativa al calcestruzzo sarà riportato direttamente il valore $\mathbf{R_{cub}}$

Nelle tabelle seguenti, si riportano i risultati delle prove in sito con i relativi valori di della resistenza cubica convenzionale del calcestruzzo, calcolati col suddetto metodo, e i risultati delle prove in sito dell'acciaio.

PREMAC

Nel caso in esame, essendo **h/D = 1**, i valori $\mathbf{R_{car}}$ e $\mathbf{R_{cub}}$ coincidono, perciò nella tabella relativa al calcestruzzo sarà riportato direttamente il valore $\mathbf{R_{cub}}$

TECNOSUD

Nel caso in esame, essendo **h/D = 2** i valori $\mathbf{R_{car}}$ e $\mathbf{R_{cil}}$ coincidono

Tabella 2 - Valori di resistenza a compressione del calcestruzzo

Carota	Provino	Struttura	R_{car} (N/mmq)	R_{cub} (N/mmq)	$R_{cub,conv}$ (N/mmq)	Media
PREMAC	1	Pilastro piano terra	11,9	11,9	15,47	15,53
	2	Pilastro piano terra	12,0	12,0	15,60	
PREMAC	1	Pilastro piano terra	21,5	21,5	27,95	27,43
	2	Pilastro piano terra	20,7	20,7	26,91	
PREMAC	1	Pilastro piano terra	10,2	10,2	13,26	13,71
	2	Pilastro piano terra	10,9	10,9	14,17	
PREMAC	1	Pilastro piano terra	10,1	10,1	13,13	13,39
	2	Pilastro piano terra	10,5	10,5	13,65	
PREMAC	1	Pilastro piano terra	6,4	6,4	8,32	8,32
	2	Pilastro piano terra	6,4	6,4	8,32	
PREMAC	1	Pilastro piano terra	7,2	7,2	9,36	9,49
	2	Pilastro piano terra	7,4	7,4	9,62	

PREMAC	1 2	Pilastro piano terra Pilastro piano terra	11,0 12,2	11,0 12,2	14,30 15,86	15,08
PREMAC	1 2	Pilastro piano terra Pilastro piano terra	8,9 9,6	8,9 9,6	11,57 12,48	12,02
PREMAC	1 2	Pilastro piano terra Pilastro piano terra	11,1 12,0	11,1 12,0	14,43 15,60	15,01
Σ						**129,98**
MEDIA						**14,44**
PREMAC	1 2	Pilastro primo piano Pilastro primo piano	8,4 9,4	8,4 9,4	10,92 12,22	11,57
PREMAC	1 2	Pilastro primo piano Pilastro primo piano	22,1 24,3	22,1 24,3	28,73 31,59	30,16
PREMAC	1 2	Pilastro primo piano Pilastro primo piano	8,8 9,8	8,8 9,8	11,44 15,21	13,32
PREMAC	1 2	Pilastro primo piano Pilastro primo piano	14,9 17,2	14,9 17,2	19,37 22,36	20,86
PREMAC	1 2	Pilastro primo piano Pilastro primo piano	12,2 11,7	12,2 11,7	15,86 15,21	15,53
PREMAC	1 2	Pilastro primo piano Pilastro primo piano	8,8 9,4	8,8 9,4	11,44 12,22	11,83
PREMAC	1 2	Pilastro primo piano Pilastro primo piano	9,7 10,9	9,7 10,9	12,61 14,17	13,39
Σ						**86,50**
MEDIA						**14,41**
PREMAC	1 2	Fondazioni Fondazioni	7,7 8,1	7,7 8,1	10,01 10,53	10,27
PREMAC	1 2	Fondazioni Fondazioni	10,6 10,9	10,6 10,9	13,78 14,17	13,97
PREMAC	1 2	Fondazioni Fondazioni	12,4 12,7	12,4 12,7	16,12 16,51	16,31
PREMAC	1 2	Fondazioni Fondazioni	6,1 7,3	6,1 7,3	7,93 9,49	8,71
PREMAC	1 2	Fondazioni Fondazioni	11,8 11,0	11,8 11,0	15,34 14,30	14,82
PREMAC	1 2	Fondazioni Fondazioni	8,6 8,3	8,6 8,3	11,18 10,79	10,98
PREMAC	1 2	Fondazioni Fondazioni	8,5 7,6	8,5 7,6	11,05 9,88	10,46
Σ						**76,81**
MEDIA						**12,80**
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	27,4 26,6	27,4 26,6	35,62 34,58	35,10
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	26,8 27,3	26,8 27,3	34,84 35,49	35,16
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	33,2 36,1	33,2 36,1	43,16 46,93	45,04
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	6,0 6,1	6,0 6,1	7,80 7,93	7,86
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	8,0 8,1	8,0 8,1	10,40 10,53	10,46
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	6,6 6,9	6,6 6,9	8,58 8,97	8,77
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	20,4 19,3	20,4 19,3	26,52 25,09	25,80
PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	8,8 9,9	8,8 9,9	11,44 12,87	12,15

PREMAC	1 2	Trave 1^ livello Trave 1^ livello	27,0 33,2	27,0 33,2	35,10 43,16	39,13
Σ						**135,30**
MEDIA						**19,32**
PREMAC	1 2	Trave 2^ livello Trave 2^ livello	11,0 11,6	11,0 11,6	14,30 15,08	14,69
PREMAC	1 2	Trave 2^ livello Trave 2^ livello	23,8 23,2	23,8 23,2	30,94 30,16	30,55
PREMAC	1 2	Trave 2^ livello Trave 2^ livello	29,1 27,1	29,1 27,1	37,83 35,23	36,53
PREMAC	1 2	Trave 2^ livello Trave 2^ livello	14,4 16,8	14,4 16,8	18,72 21,84	20,28
PREMAC	1 2	Trave 2^ livello Trave 2^ livello	14,5 15,9	14,5 15,9	18,85 19,50	19,17
PREMAC	1 2	Trave 2^ livello Trave 2^ livello	19,7 21,1	19,7 21,1	25,61 27,43	26,52
PREMAC	1 2	Trave 2^ livello Trave 2^ livello	9,6 9,7	9,6 9,7	12,48 12,61	12,54
Σ						**123,75**
MEDIA						**20,62**

Carota	***Provino***	***Struttura***	R_{car} *(N/mmq)*	R_{cub} *(N/mmq)*	$R_{cub,conv}$ *(N/mmq)*	***Media***
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	6,4	14,87	19,33	19,33
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	6,1	7,62	9,90	9,90
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	18,9	23,62	30,70	30,70
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	10,8	13,50	17,55	17,55
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	12,6	15,75	20,47	20,47
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	7,9	9,87	12,83	12,83
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	6,3	7,87	10,23	10,23
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	5,3	6,62	8,60	8,60
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	4,6	5,75	7,47	7,47
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	5,4	6,75	8,77	8,77
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	5,5	6,87	8,93	8,93
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	9,6	12,00	15,60	15,60

TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	10,1	12,62	16,40	16,40
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	5,5	6,87	8,93	8,93
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	4,6	5,75	7,47	7,47
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	7,1	8,87	11,53	11,53
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	5,0	6,25	8,12	8,12
TECNOSUD	1	Pilastro piano terra	8,0	10,00	13,00	13,00
Σ						**205,13**
MEDIA						**12,06**
TECNOSUD	1	Fondazioni	8,5	10,62	13,80	13,80
TECNOSUD	1	Fondazioni	12,7	15,87	20,63	20,63
TECNOSUD	1	Fondazioni	11,3	14,12	18,35	18,35
TECNOSUD	1	Fondazioni	7,1	8,87	11,53	11,53
TECNOSUD	1	Fondazioni	14,0	17,5	22,75	22,75
TECNOSUD	1	Fondazioni	11,0	13,75	17,87	17,87
TECNOSUD	1	Fondazioni	10,2	12,75	16,57	16,57
TECNOSUD	1	Fondazioni	13,2	16,50	21,45	21,45
TECNOSUD	1	Fondazioni	10,6	13,25	17,22	17,22
TECNOSUD	1	Fondazioni	11,8	14,75	19,17	19,17
TECNOSUD	1	Fondazioni	11,1	13,87	18,03	18,03
TECNOSUD	1	Fondazioni	12,5	15,62	20,30	20,30
TECNOSUD	1	Fondazioni	10,1	12,62	16,40	16,40

TECNOSUD	1	Fondazioni	11,5	14,37	18,68	18,68
TECNOSUD	1	Fondazioni	9,9	12,37	16,08	16,08
TECNOSUD	1	Fondazioni	10,5	13,12	17,05	17,05
TECNOSUD	1	Fondazioni	10,5	13,12	17,05	17,05
TECNOSUD	1	Fondazioni	6,8	8,50	11,05	11,05
Σ						**313,98**
MEDIA						**17,44**
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	18,6	23,25	30,22	30,22
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	20,6	25,75	36,07	36,07
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	22,0	27,50	37,57	37,57
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	22,3	27,87	36,23	36,23
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	26,6	33,25	43,22	43,22
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	23,1	28,87	37,53	37,53
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	5,5	6,87	8,93	8,93
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	4,5	5,62	7,30	7,30
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	15,2	19,00	24,70	24,70
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	14,8	18,50	24,05	24,05
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	9,6	12,00	15,60	15,60
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	6,0	36,08	46,90	46,90
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	3,7	4,62	6,00	6,00

TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	12,3	15,37	19,98	19,98
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	21,2	26,50	34,45	34,45
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	20,3	25,37	32,98	32,98
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	11,2	14,00	15,60	15,60
TECNOSUD	1	Travi 1^ livello	12,9	16,12	20,95	20,95
Σ						**388,16**
MEDIA						**24,26**

Tabella 3 - Valori di resistenza a trazione dell'acciaio PREMAC

Prelievo	***Ø (mm)***	***Struttura***	f_y *(N/mmq)*	f_t *(N/mmq)*
PB1P-3	14	Piano primo	443	694
PB2T-5	14	Piano primo	516	749
PB0P-1	14	Piano terra	395	606
PB1T-2	16	Piano terra	486	685
PB0T-4	14	Fondazioni	483	728

Di seguito si riportano i valori medi cumulativi degli elementi di piano:

Tabella 4a - Valori medi di resistenza a compressione del calcestruzzo PREMAC

Elementi	$R_{cub,conv}$ *(N/mmq)*
Pilastri primo piano (*)	14,41
Travi 2^ livello (*)	20,62
Pilastri piano terra	14,44
Travi 1^ livello (*)	19,32
Fondazioni (*)	12,80

(*) sono stati scartati i valori evidenziati in giallo da ritenersi anomali

Tabella 4b - Valori medi di resistenza a compressione del calcestruzzo TECNOSUD

Elementi	$R_{cub,conv}$ *(N/mmq)*
Pilastri piano terra (*)	12,06
Travi 1^ livello (*)	24,62
Fondazioni	17,44

(*) sono stati scartati i valori evidenziati in giallo da ritenersi anomali

Tabella 4c - Valori medi di resistenza da utilizzare nella verifica

Elementi	$R_{cub,conv}$ *(N/mmq)*
Pilastri primo piano (*)	14,41
Travi 2^ livello (*)	20,62
Pilastri piano terra	13,25
Travi 1^ livello (*)	19,97
Fondazioni (*)	15,12

3.2.2.2 Caratteristiche geometriche delle barre di armatura

Per le caratteristiche geometriche delle barre di armatura degli elementi strutturali in calcestruzzo armato ordinario, intese come diametro e disposizione delle stesse, si farà riferimento alle sole barre estratte dalla PREMAC.

La tensione di snervamento, scaturisce dalla lettura dei risultati delle prove in sito, che hanno messo in risalto una sostanziale omogeneità degli aspetti qualitativi delle barre utilizzate per ogni piano, ed in considerazione di ciò, si è assunto, la tensione di snervamento f_y = 330 *N/mmq* , corrispondente, sostanzialmente, al minimo valore delle medie riscontrate per ogni piano.
Detto valore è stato diviso per il fattore di confidenza Fc = 1,20 conseguenza del livello di conoscenza assunto LC2.

Tabella 8 – Resistenza della tensione di snervamento dell'acciaio

Livello	f_y *(N/mmq)*	$f_{y\ assunto}$ *(N/mmq)*	***Fc***	$f_{y\ calcolo}$ *(N/mmq)*
Piano terra	440	440	1,20	3666

4. ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi intrinseci e permanenti è stata eseguita in base ai dettami della Circolare n° 18591 del 9 novembre 1978 e all'esame visivo dei materiali utilizzati per la pavimentazione dei solai.

4.1 ANALISI DEI PESI PROPRI E DEI CARICHI PERMANENTI

Si riportano di seguito le tabelle contenenti le analisi dei carichi relativi ai pesi propri ed ai carichi permanenti per l'edificio scolastico e la palestra nel loro stato attuale.

Solaio in laterocemento h= 36+4 (1° Impalcato corpo E)				
	Dimensioni(m)		Peso unitario	Peso complessivo
	larghezza	spessore		
Peso proprio solaio				**4,00 KN/m**
Pavimentazione	1,00	0,02	20,0	0,40 KN/m
Massetto	1,00	0,03	20,0	0,60 KN/m
Intonaco	1,00	0,015	20,0	0,30 KN/m
Incidenza Tramezzi	1,00	1,00	1,0	1,00 KN/m
Pesi permanenti portati				**2,30 KN/m**
Gk solaio				**6,30 KN/m**

Solaio in laterocemento h= 16+4 (Copertura servizi corpo A e Corpo E)				
	Dimensioni (m)		Peso unitario	Peso complessivo
	larghezza	spessore		
Peso proprio solaio				**3,00 KN/m**
Pavimentazione	1,00	0,02	20,0	0,40 KN/m
Massetto	1,00	0,03	20,0	0,60 KN/m
Intonaco	1,00	0,015	20,0	0,30 KN/m
Pesi permanenti portati				**1,30 KN/m**
Gk solaio				**4,30 KN/m**
Tegoli (Copertura palestra)				
	Dimensioni (m)		Peso unitario	Peso complessivo
	larghezza	spessore		
Peso proprio tegoli				**3,00 KN/m**
Pavimentazione	1,00	0,02	20,0	0,40 KN/m
Massetto	1,00	0,03	20,0	0,60 KN/m
Pesi permanenti portati				**1,00 KN/m**
Gk solaio				**4,00 KN/m**

Rampe scala				
	Dimensioni(m)		Peso unitario	Peso complessivo
	larghezza	spessore		
Soletta in c.a.	1,00	0,075	25,0	1,88 KN/m
Gradini in c.a.	0,30	0,17	20,0	1,65 KN/m
Peso proprio				**3,53 KN/m**
Pavimentazione	1,00	0,02	20,0	0,40 KN/m
Intonaco	1,00	0,015	20,0	0,30 KN/m
Pesi permanenti portati				**0,70 KN/m**
Arrotondamento				0,07 KN/m
Gk rampe				**4,30 KN/m**

Pianerottolo scale h=15cm				
	Dimensioni (m)		Peso unitario	Peso complessivo
	larghezza	spessore		
Soletta in c.a.	1,00	0,15	25,0	3,75 KN/m
Peso proprio				**3,75 KN/m**
Pavimentazione	1,00	0,02	20,0	0,40 KN/m
Intonaco	1,00	0,015	20,0	0,30 KN/m
Massetto	1,00	0,02	20,0	0,40 KN/m
Pesi permanenti portati				**1,20 KN/m**
Arrotondamento				0,07 KN/m
Gk pianerottolo				**5,00 KN/m**

Muratura esterna				
	Dimensioni (m)		Peso unitario	Peso complessivo
	altezza	spessore		
Laterizi forati	1,00	0,30	8,0	2,40 KN/m
Intonaci	1,00	0,030	20,0	0,60 KN/m
Peso proprio				**3,00 KN/m**
Gk Tamponatura				**3,00 KN/m**

4.2 SOVRACCARICHI VARIABILI

I sovraccarichi variabili sono stati determinati in base a quanto stabilito dalla citata circolare, per quanto riguarda il progetto simulato e dal D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" per la verifica vera e propria.

I sovraccarichi variabili considerati sono indicati nella tabella seguente:

Tabella 9 - Sovraccarichi variabili di normativa 1980

Tipologia di Solaio	*Sovraccarico variabile*
Solaio intermedio corpo E	3,50 kN/m²
Aggetti e scale esterne	4,00 kN/m²
Coperture	1,00 kM/m²

Tabella 10 - Sovraccarichi variabili di normativa NTC 2008

Tipologia di Solaio	*Sovraccarico variabile*
Solaio intermedio corpo E	3,00 kN/m²
Aggetti e scale esterne	4,00 kN/m²
Coperture manutenzione	0,50 kN/m²
Coperture neve	Da calcolo

4.3 CARICO NEVE

Il carico della neve sulle coperture è stato valutato, come previsto dal D.M. 14/01/2008, con la seguente espressione:

$q_s = \mu_i \ q_{sk} \ C_E \ C_t$	
REGIONE DI APPARTENENZA	ZONA III
a_s	10 m
q_{sk} = 0.60 kN/m²	0.60 kN/m²
C_E	1
C_t	1
α	0°
$\mu_1 = \mu_2$	0,8
q_s	0.48 kN/m²

5. ANALISI DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA

5.1 ANALISI DELLA STRUTTURA

Sono state condotte valutazioni sulla sicurezza, sia in condizioni statiche sia sismiche. Le verifiche sismiche sono state eseguite ai soli Stati Limite Ultimi (SLV) così come previsto dal punto 8.3 del NTC 2008. Nel calcolo, l'interazione suolo-struttura è stata considerata attraverso il modello semplificativo di suolo alla Winkler.

Per la modellazione sono stati utilizzati esclusivamente elementi di tipo trave e solai rigidi nel proprio piano.

E' stata condotta un'analisi dinamica lineare in condizioni statiche e sismiche per verificare la rispondenza tra armature esistenti di travi e pilastri e armature richieste dal calcolo e, conseguentemente, per raffrontare le domande e le capacità relative ai vari elementi resistenti.

Successivamente all'analisi dinamica lineare, è stata condotta l'analisi statica non lineare (comunemente denominata push-over) per conoscere **qualitativamente** la risposta dell'edificio esistente e quindi l'esistenza o meno di riserve di duttilità e resistenza dell'edificio nel suo complesso.

Dall'esame visivo è stata accertata l'assenza di fessurazioni significative per cui è stato adottato il valore pieno del modulo di elasticità E, sia nell'analisi lineare sia nell'analisi non lineare push-over, anche se, in quest'ultimo caso, in presenza di fessurazioni, si sarebbe potuto utilizzare comunque il valore intero di E, poiché questo tipo di analisi tiene conto del degrado del materiale durante l'incremento della spinta sismica.

Ad esclusione dei tamponamenti perimetrali, non esistono strutture secondarie che, con le loro masse partecipanti o con la loro posizione in pianta, possano influire in modo sostanziale alla risposta sismica dell'edificio.

Con riferimento alle tamponature esterne, la loro distribuzione simmetrica rispetto agli elementi strutturali principali e rispetto alla planimetria dell'edificio fa si che gli stessi non incidano in maniera importante sulla risposta sismica dell'edificio, inoltre l'assenza di piani morbidi e di grossi vuoti all'interno delle tamponature stesse, rassicura circa l'esclusione di tali elementi dalla modellazione strutturale.

Diversamente, qualora la distribuzione planimetrica o altimetrica dei muri perimetrali fosse stata disomogenea, si sarebbe ricorso alla modellazione di tali elementi con pendoli incernierati considerati nelle analisi come elementi strutturali.

Per la caratterizzazione del suolo di fondazione, si è fatto riferimento allo studio geologico commissionato dalla committenza.

La geometria, i materiali e le armature delle strutture di fondazione e di elevazione sono stati dedotti dal rilievo in sito, nonché dalle prove e dalle

indagini eseguite in sito ed in laboratorio dalla PREMAC S.r.l. e dalla TECNO SUD S.r.l.

L'analisi è stata fatta attraverso l'utilizzo di un programma agli elementi finiti EDISIS della NEWSOFT di Rende (CS) regolarmente licenziato.

Figura 2 - Modello della struttura Corpo E

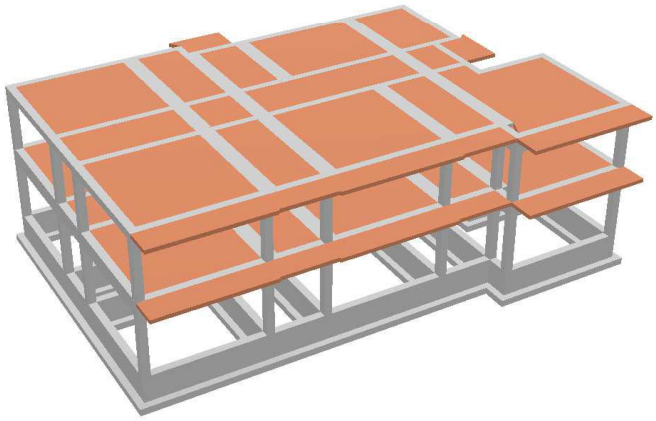
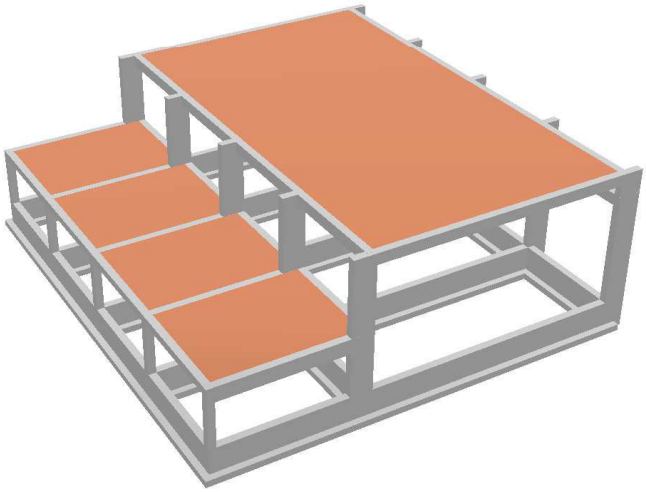


Figura 3 - Modello della struttura Palestra Corpo A



5.2 LIVELLO DI CONOSCENZA

Sono state condotte campagne di prove in situ **estese**, sia per la conoscenza dei dettagli strutturali sia per la conoscenza della proprietà dei materiali, per cui, **è stato assunto il livello di conoscenza LC2**.

Tabella 10 - Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

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** *limitate* verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca **e** *limitate* prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con *limitate* verifiche in situ **oppure** *estese* verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con *limitate* prove in-situ **oppure** *estese* prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con *limitate* 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

Il fattore di confidenza utilizzato per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali è FC = 1,20.

5.3 RESISTENZE DI CALCOLO

Il fattore di confidenza FC sarà utilizzato per la determinazione delle resistenze di calcolo, unitamente ai coefficienti parziali utilizzati per le nuove costruzioni.

In definitiva i valori delle resistenze di calcolo che si utilizzeranno nella verifica saranno:

$f_{cd} = f_{ck}/FC\gamma_c$ e $f_{yd} = f_{yk}/FC\gamma_F$ dove:

f_{cd} = resistenza di calcolo del calcestruzzo

f_{ck} = resistenza caratteristica del calcestruzzo dedotta dalle prove in situ;

γ_c = 1,50 coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio

f_{yk} = tensione di snervamento dell'acciaio dedotta dalle prove in situ;

γ_F = 1,15 coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio

FC = fattore di confidenza pari a 1,20

5.4 RISULTATI DELL'ANALISI DI VERIFICA CORPO E

5.4.1 Analisi statica in assenza di sisma

Le risultanze dei calcoli statici, hanno evidenziato quanto segue:

- superamento della tensione ammissibile del terreno di fondazione, per condizione ultima , da parte della maggior parte delle travi di fondazione;

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e ultima in gran parte delle travi poste sui vari livelli, a causa del valore dei momenti agenti rispetto ai momenti resistenti;

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e ultima in gran parte dei pilastri;

- superamento del valore massimo ammissibile delle fessurazioni in alcune travi.

L'esame visivo degli elementi più sollecitati non ha evidenziato la presenza di deformazioni o fessurazioni degli elementi strutturali che possano presagire uno stato di pericolo imminente. Per quanto riguarda il terreno di fondazione, questo

risulta sovraccaricato soprattutto agli angoli del corpo scuola. Tuttavia, la assenza di indicazioni di cedimenti differenziali, impediti dalle travi di fondazione molto rigide testimonia il buon comportamento del sistema terreno-fondazioni nei quasi cinquant'anni di vita della struttura, anche considerando che i terreni di fondazioni si sono consolidati nell'arco del tempo.

Nelle successive figure sono evidenziati in rosso, gli elementi strutturali maggiormente sollecitati in condizioni di carico quasi permanente, parte dei quali non sono verificati sotto l'azione dei soli carichi statici.

Figura 3 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione del calcestruzzo (in rosso)

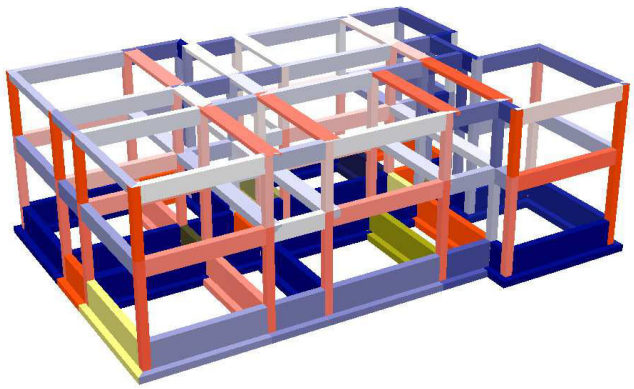
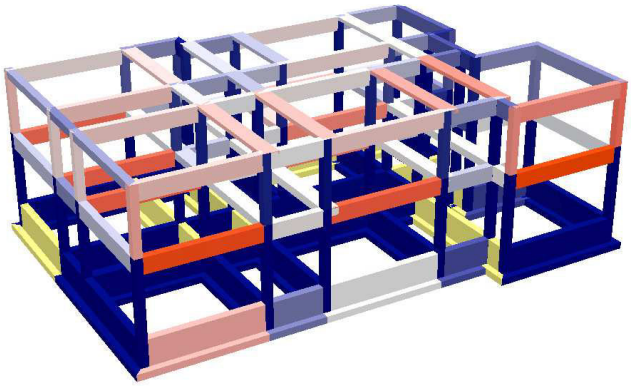


Figura 4 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione dell'acciaio (in rosso)



5.4.2 Analisi sismica

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

Legge 05/11/1971, n.1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."

Legge 02/02/74, n.64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

D.M. del 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni."

Sono state inoltre tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

Ordinanza PCM n.3274 del 20.03.2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica." e successive modifiche ed integrazioni.

5.4.2.1 Modellazione della struttura

La struttura è vista come un organismo tridimensionale composto da elementi resistenti diversi: travi, pilastri, pareti, solai e platee, ciascuno dei quali descritto come solido tridimensionale di dimensione finita.

Nella valutazione delle caratteristiche di rigidezza degli elementi si tiene conto della dimensione finita delle sezioni e dell'ingombro finito dei nodi di interconnessione.

Coerentemente con le caratteristiche degli edifici in cemento armato, il modello tiene conto del contributo irrigidente di ciascun solaio, modellando questi con elementi finiti bidimensionali connessi alle travi di contorno.

Le travi di fondazione sono trattate dal programma come graticcio di travi elastiche su suolo elastico alla Winkler.

Nell'analisi viene assunto un coefficiente di rigidezza di Winkler variabile da elemento ad elemento in funzione delle dimensioni di base.

5.4.2.2 Criteri adottati per le analisi statiche

L'analisi dei carichi è svolta considerando i volumi reali al netto delle sovrapposizioni, per quanto riguarda i pesi propri, e le aree effettive di incidenza, per quanto riguarda i sovraccarichi.

Nella valutazione degli sforzi normali, ai fini della verifica dei pilastri e solo per questa, si è tenuto conto dell'azione non contemporanea dei carichi accidentali riducendo il carico accidentale gravante ai piani sovrastanti; si è assunto un fattore riduttivo del 0% per il piano immediatamente sovrastante a quello considerato e del 15% per i piani superiori.

Si è tenuto conto del fatto che i carichi permanenti sono parzialmente applicati già in fase di costruzione e quindi la deformazione assiale prodotta da questi è parzialmente compensata in fase di getto, riducendo di un fattore 100% la deformabilità assiale dei pilastri ai fini della analisi per la condizione di carico permanente, e solo di questa.

Il calcolo per le singole azioni statiche è condotto assumendo un comportamento elastico lineare.

5.4.2.3 Criteri adottati per l'analisi sismica

La verifica alle azioni sismiche è stata condotta con il metodo dinamico per sovrapposizione modale.

Per tenere conto di effetti dinamici locali, è stata utilizzata una distribuzione uniforme della massa sismica su tutti elementi. Per gli elementi monodimensionali è stato utilizzato un elemento finito con dodici variabili di spostamento nodale, con l'aggiunta di due ulteriori parametri che governano delle funzioni di forma interne (bubble functions).

Inoltre è stata messa in conto un'eccentricità sismica accidentale pari al 5% delle massime dimensioni in pianta in direzione X e Y.

Gli effetti delle azioni sismiche orizzontali e verticali sono valutati mediante analisi dinamica linearizzata e sovrapposizione dei contributi modali, utilizzando la tecnica degli spettri di risposta, con le modalità prescritte dalla normativa.

La formula di combinazione modale utilizzata è la nota SRSS, in accordo con le normative vigenti.

Sono stati considerati i seguenti stati limite di verifica, per i quali la normativa fissa l'azione sismica con una data probabilità di superamento, in un periodo di riferimento dipendente dal tipo e dalla classe d'uso della costruzione:

-SLO: S.l. di Operatività sismica (probabilità di superamento 81%)

-SLD: S.l. di Danno sismico (probabilità di superamento 63%)

-SLV: S.l. di Salvaguardia della vita ovvero Ultimo sismico (probabilità di superamento 10%)

-SLC: S.l. di Collasso sismico (probabilità di superamento 5%)

Per ciascuno degli stati limite indicati sono stati valutati i periodi di ritorno dell'azione sismica, tenendo conto della probabilità di superamento prescritta dalla norma e ricavando il periodo di riferimento per l'azione sismica in base al tipo di costruzione e alla classe d'uso.

In funzione dei periodi di ritorno e delle coordinate geografiche del sito, si valutano infine i parametri di pericolosità sismica per gli stati limite di interesse, estrapolando i valori dalle tabelle allegate alla normativa.

5.4.2.4 Modalità di progetto e verifica

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti col metodo degli stati limite in accordo con le norme tecniche e le modalità operative specificate nel citato D.M. del 14/01/2008, applicati in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.

Sono state considerate le combinazioni di azioni corrispondenti ai seguenti stati limite: quasi permanente, frequente, raro, ultimo non sismico, ultimo sismico, danno sismico e operatività sismico.

Le verifiche delle sezioni sono condotte in campo elastico per gli stati limite di esercizio (verifiche tensionali e di fessurazione), ed in campo non lineare per gli stati limite ultimi (verifiche di resistenza ultima).

Gli elementi strutturali sono stati progettati in accordo con quanto prescritto nel citato D.M. del 14/01/2008.

Le verifiche sono finalizzate alla definizione di indicatori di rischio come definiti nell'Allegato 2 al decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21 Ottobre 2003.

Il calcolo delle PGA corrispondenti a ciascun stato limite è stato condotto eseguendo delle analisi multiple, eseguite incrementando in successione la *ag* (PGA) e controllando a valle di ogni analisi il soddisfacimento delle verifiche previste per ciascun stato limite. Il valore di *ag* (PGA) che corrisponde all'ultimo soddisfacimento delle verifiche è stato assunto quale *PGA* dello stato limite correlato.

In conclusione si calcolano i rapporti tra l'accelerazione ammissibile di picco al suolo per i vari stati limite (PGA_{SLV} e PGA_{SLD}) e l'accelerazione richiesta di picco al suolo ($PGA_{10\%}$ e $PGA_{63\%}$), così definiti:

$\alpha_u = PGA_{SLV} / PGA_{10\%}$

$\alpha_e = PGA_{SLD} / PGA_{63\%}$

Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e è considerato un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

La valutazione delle caratteristiche dinamiche dell'edificio è stata condotta mediante una analisi modale eseguita sul modello strutturale descritto nei paragrafi precedenti. Poiché la norma suggerisce di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, nel caso in esame l'analisi è stata effettuata considerando i primi 18 modi di vibrazione della struttura.

5.4.2.5 Risultati dei calcoli

Generalmente, nella stragrande maggioranza dei casi, le strutture realizzate negli anni sessanta, non posseggono i requisiti di resistenza richiesti dalla nuova normativa antisismica vigente (D.M. 14/01/2008).

Il caso in esame conferma quanto appena esposto e di seguito si riportano i grafici in cui sono evidenziati (in rosso), gli elementi strutturali dove sono raggiunti o superati i valori di resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio.

Figura 5 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione del calcestruzzo (in rosso)

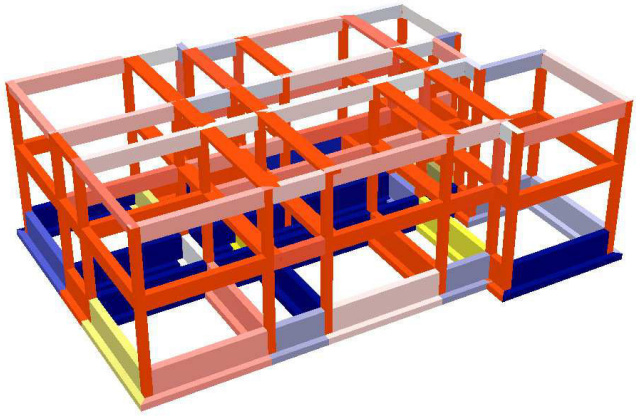
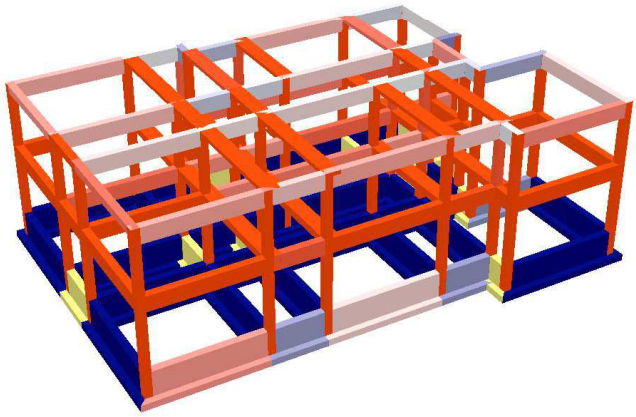


Figura 6 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione dell'acciaio (in rosso)



Successivamente all'analisi lineare, come ampiamente descritto in precedenza, è stata condotta l'analisi push over che in pratica calcola la riserva di duttilità che una struttura possiede nei confronti dell'azione sismica nei vari stati limite e detta riserva di duttilità è esplicitata in pratica dai rapporti tra le accelerazioni di picco al suolo derivanti dallo spettro di risposta e le accelerazioni ammissibili di picco al suolo scaturite dal calcolo.

Nella successiva tabella, si esplicano graficamente tali rapporti.

I valori delle PGA e degli indici di rischio sono i seguenti:

PGA_{SLV} = 0,122

PGA_{SLD} = 0,121

$\alpha_u = PGA_{SLV} / PGA_{10\%}$ = 0,501

$\alpha_e = PGA_{SLD} / PGA_{63\%}$ = 1,379

Il valore α_u molto inferiore all'unità significa che **l'edificio ha un livello di rischio medio** rispetto a quello richiesto per i nuovi edifici, mentre il valore di α_e , superiore all'unità, significa che l'edificio risponde ai requisiti di agibilità richieste dall'attuale normativa.

5.5 RISULTATI DELL'ANALISI DI VERIFICA CORPO A - PALESTRA

5.5.1 Analisi statica in assenza di sisma

Le risultanze dei calcoli statici, hanno evidenziato quanto segue:

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e ultima trave 1 livello 1;

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e pilastro 1 livello 1;

5.5.2 Analisi statica in presenza di sisma

Le risultanze dei calcoli statici, hanno evidenziato quanto segue:

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e ultima trave 1 livello 1;

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e pilastro 1 livello 1;

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e ultima trave 1 livello 1;

- verifica di resistenza non soddisfatta in condizioni quasi permanente, rara e trave 2 fondazioni;

Analogamente a quanto relazionato per l'edificio Corpo E, si riportano i dati relativi alla verifica della palestra Corpo A.

Assenza di sisma (figg. 8 e 9) con di sisma (figg. 10 e 11)

Figura 8 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione del calcestruzzo (in rosso)

.

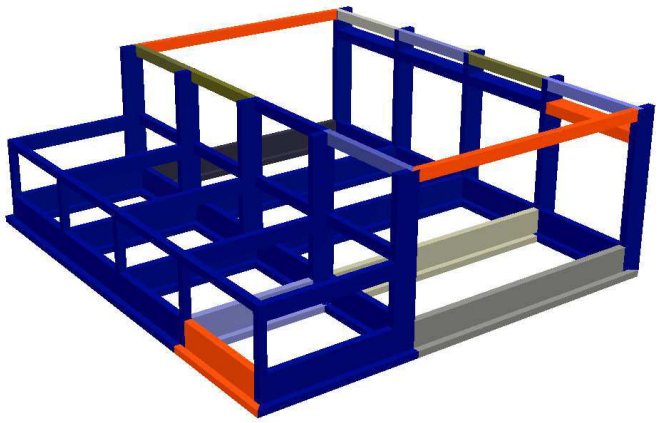


Figura 9 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione dell'acciaio (in rosso)

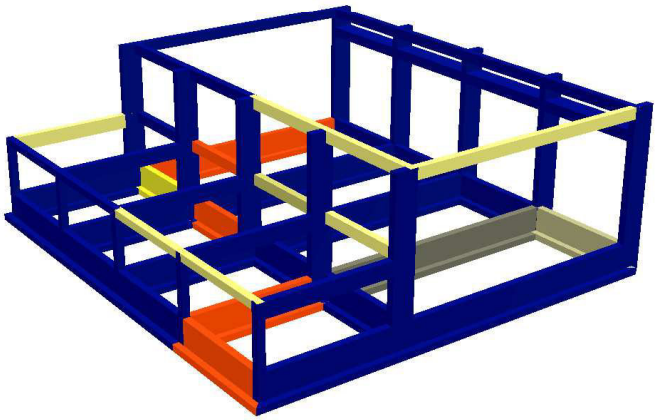


Figura 10 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione del calcestruzzo (in rosso)

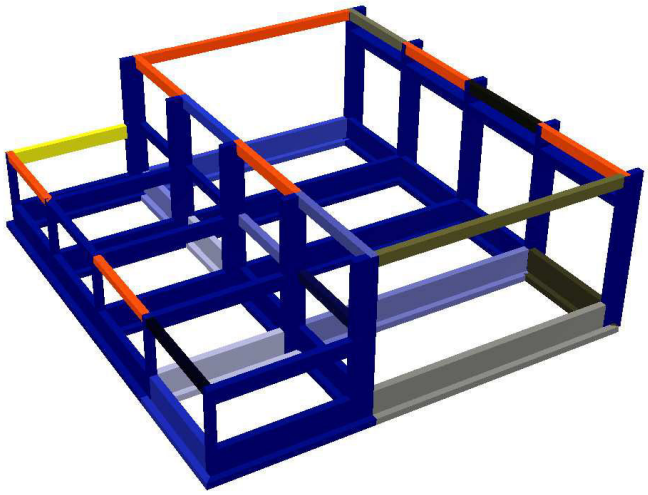
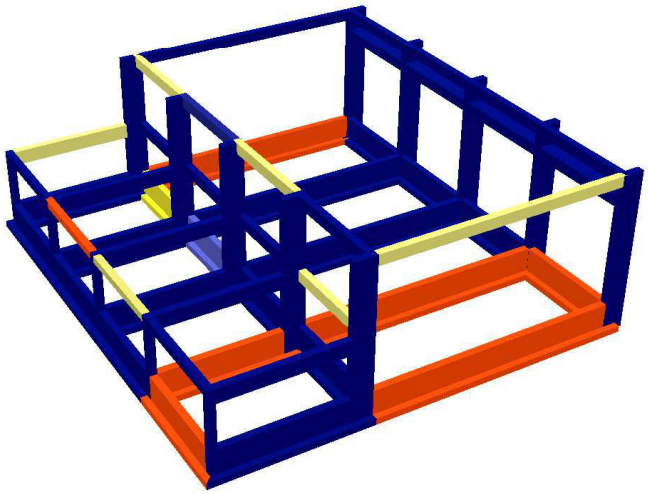


Figura 11 - Modello della struttura stato attuale con valori critici di tensione dell'acciaio (in rosso)



I valori delle PGA e degli indici di rischio sono i seguenti:

PGA_{SLV} = 0,494

PGA_{SLD} = 0,141

$\alpha_u = PGA_{SLV} / PGA_{10\%} = 2,237$

$\alpha_e = PGA_{SLD} / PGA_{63\%} = 1,793$

I valori α_u e α_e superiori all'unità, consentono di affermare che l'edificio risponde ai requisiti di agibilità richieste dall'attuale normativa.

6. CONCLUSIONI

Le strutture hanno ha una vita di circa trent'anni e si trovano in condizioni accettabili. I valori di resistenza dei materiali non hanno raggiunto valori accettabili per il Corpo E , a differenza del Corpo A, tuttavia la duttilità delle strutture compensa in parte le carenze emerse. Si tratta comunque di strutture ben progettate e ben costruite.

Le strutture non mostrano segni di danno dovuti a cedimenti differenziali delle fondazioni o sollecitazioni indotte.

Ciononostante, in considerazione del fatto che le strutture sono state progettate con normative oggi superate, esse non manifestano in tutti gli elementi strutturali la sicurezza richiesta ad un edificio nuovo progettato secondo la normativa vigente.

Come indicato nell'OPCM3274/2003 e nel D.M. 14/01/2008, per le verifiche sismiche sono stati usati i valori medi delle resistenze dei materiali.

Quanto alle indicazioni da normativa in relazione ai risultati sopra riportati e alle azioni da intraprendere, nella Circolare 2 febbraio 2009 si afferma al punto C8.3 Valutazione della Sicurezza:

*Le NTC individuano due grandi categorie di situazioni nelle quali **è obbligatorio effettuare la verifica di sicurezza**, essendo entrambe le categorie comunque riconducibili ad un significativo peggioramento delle condizioni di sicurezza iniziali o di progetto secondo la normativa dell'epoca della costruzione:*

- variazioni, improvvise o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo (ad esempio: danni dovuti al terremoto, a carichi verticali eccessivi, a urti, etc., danni dovuti a cedimenti fondali, degrado delle malte nella muratura, corrosione delle armature nel c.a., etc., errori progettuali o esecutivi, incluse le situazioni in cui i materiali o la geometria dell'opera non corrispondano ai dati progettuali);

- variazioni dovute all'intervento dell'uomo, che incide direttamente e volontariamente sulla struttura (v. § 8.4 delle NTC) oppure sulle azioni (ad esempio: aumento dei carichi verticali dovuto a cambiamento di destinazione d'uso), o che incide indirettamente sul comportamento della struttura (ad esempio gli interventi non dichiaratamente strutturali, già discussi nel § 8.2 delle NTC).

"… Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- *stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure*
- *a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali. ...*

" … Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento. …

E' evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; …"

Per carichi controllati dall'uomo si intendono fondamentalmente i carichi usati in condizioni statiche (carichi permanenti e carichi variabili non sismici). Visto che molte verifiche non risultano soddisfatte, si riportano qui le considerazioni già affermate nei paragrafi precedenti.

Nel caso in esame, non sussistono le condizioni per obbligare il Proprietario ad effettuare la verifica di sicurezza, infatti la struttura non è mai stata, negli anni, condizionata dall'intervento dell'uomo sia in merito alle strutture sia in merito alla variazione dei carichi permanenti e d'esercizio. Per quanto riguarda le fondazioni, lo stato tensionale del terreno sotto carichi statici risulta alto. Tuttavia, non si rilevano cedimenti differenziali o stati fessurativi ad essi ricollegabili.

Continua la Circolare 2 febbraio 2009, in modo specifico per quanto riguarda le condizioni di carico sismico:

"… più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). 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 … "

In conclusione, nel caso della struttura in esame, risultando la stessa inadeguata a resistere alle azioni statiche e sismiche, la decisione sul da farsi

spetta alla Proprietà. In considerazione del fatto che la struttura risulta inadeguata sotto i carichi statici è plausibile e raccomandabile eseguire interventi di miglioramento/adeguamento affinchè diminuisca drasticamente il numero di elementi strutturali attualmente non verificati sotto l'azione dei carichi statici, parimenti, data la non rispondenza delle strutture alle sollecitazioni sismiche in condizioni ultime, ribadendo la non obbligatorietà dell'adeguamento sismico delle strutture, si raccomanda di procedere alla valutazione di interventi atti a migliorare l'assetto dell'insieme strutturale, per aumentare l'indice di rischio e quindi diminuire il livello di pericolosità.

Relativamente al solo Corpo E, le considerazioni testé descritte si condensano in due ipotesi di lavoro da sottoporre al Proprietario, che di seguito si accennano :

1. rinforzo strutturale di 16 pilastri al piano terra con l'impiego di tecniche tradizionali (incamiciamento) e di tecniche innovative (FRP), da utilizzare per il raggiungimento dell'effettiva resistenza a taglio richiesta dall'analisi svolta considerando tali interventi già realizzati.

Dall'analisi scaturiscono i seguenti risultati:

PGA_{SLV} = 0,187

PGA_{SLD} = 0,121

$\alpha_u = PGA_{SLV} / PGA_{10\%} = 0,768$

$\alpha_e = PGA_{SLD} / PGA_{63\%} = 1,379$

Il valori α_u è migliorato rispetto alla verifica ante intervento e consente di rendere la scuola più sicura.

Tale ipotesi è suffragata dal fatto che la struttura è regolare sia in pianta che in altezza e dall'analisi dinamica, i primi due modi di vibrare escludono l'azione torcente, quindi non necessita l'inserimento di elementi dissipatori.

Anche per gli altri corpi di fabbrica rimane valida l'ipotesi di rinforzo di elementi strutturali, stante l'omogeneità della tipologia costruttiva, quindi si può parlare di **intervento di rinforzo locale diffuso.**

Come premesso l'ipotesi dell'intervento proposto dovrà essere confermata dalla verifica sismica in fase di progetto esecutivo, che si dovrà basare sugli ulteriori risultati delle ulteriori prove in situ.

Dal punto di vista normativo, le Regioni hanno emanato direttive e regolamenti per l'accesso ai finanziamenti previsti per la messa in sicurezza degli edifici scolastici e, in generale, per gli edifici strategici ed importanti in genere.

A titolo esemplificativo, la Regione Abruzzo ha stabilito che il rapporto **$\alpha_u = PGA_{SLV} / PGA_{10\%}$** dovrà essere maggiore o uguale al valore di **0,650** per poter accedere ai finanziamenti post terremoto, la Regione Toscana ha stabilito tale valore maggiore o uguale a **0,750**, mentre il **valore minimo assunto dalla Regione Calabria, è pari a 0,600**.