

REVISIONI AGGIORNAMENTI A B C D E				
1° EMISS.	Primo emissione		VG.RT.01	13.06.2018
RICHIEDENTE/APPLICANTE	OGGETTO/OBJECT		FILE	DATA/ DATE

COMUNE di CHIAVARI
CITTA' METROPOLITANA di GENOVA



**VALUTAZIONE VULNERABILITA' SISMICA,
INDAGINI PRELIMINARI E PROGETTAZIONE DI FATTIBILITA' TECNICA
ED ECONOMICA DELL'EDIFICIO SCOLASTICO
IIS CABOTO GIOVANNI, VIA G.B.GHIO 2**

A. TERMINI DI RICEVERE I RICORSI AMMINISTRATIVI - VII (A.0) RIPRODURRE O COMUNICARE A. II (R.V. II) CONTINUIO DEI PRESINTE - II (ARONA.0)	Committente: Città Metropolitana di Genova, Direzione Sviluppo Economico e Sociale Servizio Edilizia Piazzale Mazzini 2, 16122 Genova P.I. 00949170104															
	Progettisti: Ing. Serena UGOLINI Ing. Mauro CADEMARTORI Ing. Sara FRUMENTO Dott. Geol. Gabriele STAGNARO Ing. Stefano NAPPI															
SUBJECT: OGGETTO: PROGETTAZIONE DI FATTIBILITA' INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO RELAZIONE TECNICA	DATA: DATE: 13.06.2018	SCALE: SCALE: FILE: VG.RT.01 P.C. STYLE:	TAVOLA: <table border="1"> <tr> <td>VG</td> <td>RT</td> <td>01</td> <td></td> <td>01</td> </tr> <tr> <td>VIA GHIO</td> <td>REL. TECNICA</td> <td>NUMERO PROG.</td> <td>REVIS.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> </table>				VG	RT	01		01	VIA GHIO	REL. TECNICA	NUMERO PROG.	REVIS.	FOGLIO
	VG	RT	01		01											
VIA GHIO	REL. TECNICA	NUMERO PROG.	REVIS.	FOGLIO												
				 <i>Serena Ugolini</i>												

INDICE

INDICE	2
1. INTRODUZIONE	3
2. DESCRIZIONE DELL’EDIFICIO	4
<i>Piano semi-interrato</i>	4
<i>Piano terra</i>	5
<i>Piano primo</i>	5
<i>Piano secondo</i>	6
3. VULNERABILITÀ RISCONTRATE	11
3.1 SOLAI E COPERTURE	12
3.2 ELEMENTI ORIZZONTALI: TRAVI.....	12
3.3 ELEMENTI VERTICALI: PILASTRI.....	12
3.4 SISTEMA FONDALE.....	12
4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PROPOSTI	13
4.1 SOLAI	13
4.1.1 <i>Piano di indagine prescritto</i>	13
4.1.2 <i>Proposte di intervento e verifiche preliminari</i>	13
- ANALISI DEI CARICHI AGGIORNATA.....	14
- VERIFICHE SOLAI POST-RINFORZO.....	16
<i>Solaio S1 – Verifiche stato rinforzato</i>	16
<i>Solaio S2 - Verifiche stato rinforzato</i>	17
<i>Solaio S6 - Verifiche stato rinforzato</i>	22
4.2 ELEMENTI ORIZZONTALI: TRAVI.....	25
4.2.1 <i>Piano di indagine prescritto</i>	25
4.2.2 <i>Proposte di intervento e verifiche preliminari</i>	26
- VERIFICHE TRAVI POST-RINFORZO	26
4.3 ELEMENTI VERTICALI: PILASTRI.....	31
4.3.1 <i>Piano di indagine prescritto</i>	31
4.3.2 <i>Proposte di intervento e verifiche preliminari</i>	31
- VERIFICHE PILASTRI POST-RINFORZO	31
4.4 INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SISTEMA FONDALE	38
5. STATO DELLA STRUTTURA POST-INTERVENTO	39
5.1 TASSI DI SFRUTTAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI RAGGIUNGIBILI POST-INTERVENTO	39
6. INDICE DI VULNERABILITÀ RAGGIUNGIBILE POST-INTERVENTO	40
7. CONCLUSIONI	40

1. INTRODUZIONE

La presente relazione corrisponde alla relazione illustrativa del progetto preliminare circa l'adeguamento sismico del plesso scolastico *IIS Caboto Giovanni* con sede in Via G.B. Ghio 2, sito nel Comune di Chiavari in Provincia di Genova (GE). L'elaborazione di questo documento ha come dati di partenza i risultati delle indagini diagnostiche strutturali condotte sulla struttura, nonché l'analisi di vulnerabilità sismica e la compilazione della “*Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico*”.

In questi documenti, utili alla redazione del progetto preliminare, è illustrata l'attività svolta dal RTP Ugolini – Cademartori – Frumento – Stagnaro – Nappi, al fine di valutare l'indice di vulnerabilità sismico del plesso scolastico *IIS Caboto Giovanni*.

Estratto “Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico” per il plesso scolastico IIS Caboto Giovanni con sede in Via G.B. Ghio 2, sito nel Comune di Chiavari in Provincia di Genova (GE).

28) Indicatori di rischio			
Stato limite		Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno elevato ad a
B	di collasso (α_{uc})	$1 = (PGA_{CLC} / PGA_{DLC})$	$1 = (TR_{CLC} / TR_{DLC})^a$
C	per la vita (α_{uv})	$< 0.147 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$	$< 0.174 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^a$
D	di inagibilità (α_{ed})	$> 1 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$	$> 1 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^a$
E	per l'operatività (α_{eo})	$> 1 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$	$> 1 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^a$

Dall'analisi di vulnerabilità sismica condotta si riscontra che la capacità della struttura di resistere all'azione sismica di progetto è molto bassa, pari al 15%. Tale risultato ha le sue spiegazioni che corrispondono a diversi aspetti:

- 1) La costruzione originaria è stata edificata nel 1965, pertanto prima dei criteri prestazionali che caratterizzano la progettazione oggi;
- 2) La normativa tecnica di riferimento era il r.d. 2229/1939, in cui erano date prescrizioni circa le geometrie e le armature minime da porre nelle sezioni resistenti;
- 3) Il R.T.P. ha potuto svolgere le indagini diagnostiche solo durante l'attività scolastica pertanto, le interferenze tra le due attività ha implicato la scelta limitata delle aree di indagine ed assunzioni per analogia circa la presenza di armature all'intradosso degli elementi strutturali orizzontali (travi e pilastri), in quanto tale ricerca avrebbe comportato la rottura delle pavimentazioni;

- 4) Analoga osservazione circa i nodi trave pilastro: ne sono stati indagati alcuni, ma una verifica ed una visione più diffusa non è stata possibile in quanto anche in questo caso gli scassi necessari dovevano essere operati a plesso chiuso;
- 5) A prescindere dall'analisi sismica, le verifiche di resistenza in condizioni statiche di alcuni elementi strutturali non risultano soddisfatte alle attuali normative, ciò non significa che la costruzione non sia adeguata alle norme dell'epoca ma tale affermazione ha più riscontro se vi fossero a disposizione le carpenterie e vi potesse essere la possibilità di indagare e riscontrare direttamente in sito gli elementi oggetto di non verifica;
- 6) L'indice di rischio, così come riportato nella scheda, corrisponde alla prima rottura che si verifica nella costruzione ciò esclude la possibile redistribuzione delle azioni che potrebbe derivare;

La finalità di questo progetto è quindi valutare una linea di intervento al fine di adeguare sismicamente la struttura, prescrivendo preliminarmente il superamento delle condizioni statiche richieste dalle NTC18, ma ancor prima un piano di indagine diagnostico e geognostico volto a superare i limiti imposti all'attività di questo incarico.

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio è costituito da quattro piani (uno seminterrato e tre fuori terra) ed ha struttura a telaio bidirezionale in calcestruzzo armato e travi per lo più emergenti rispetto allo spessore del solaio.

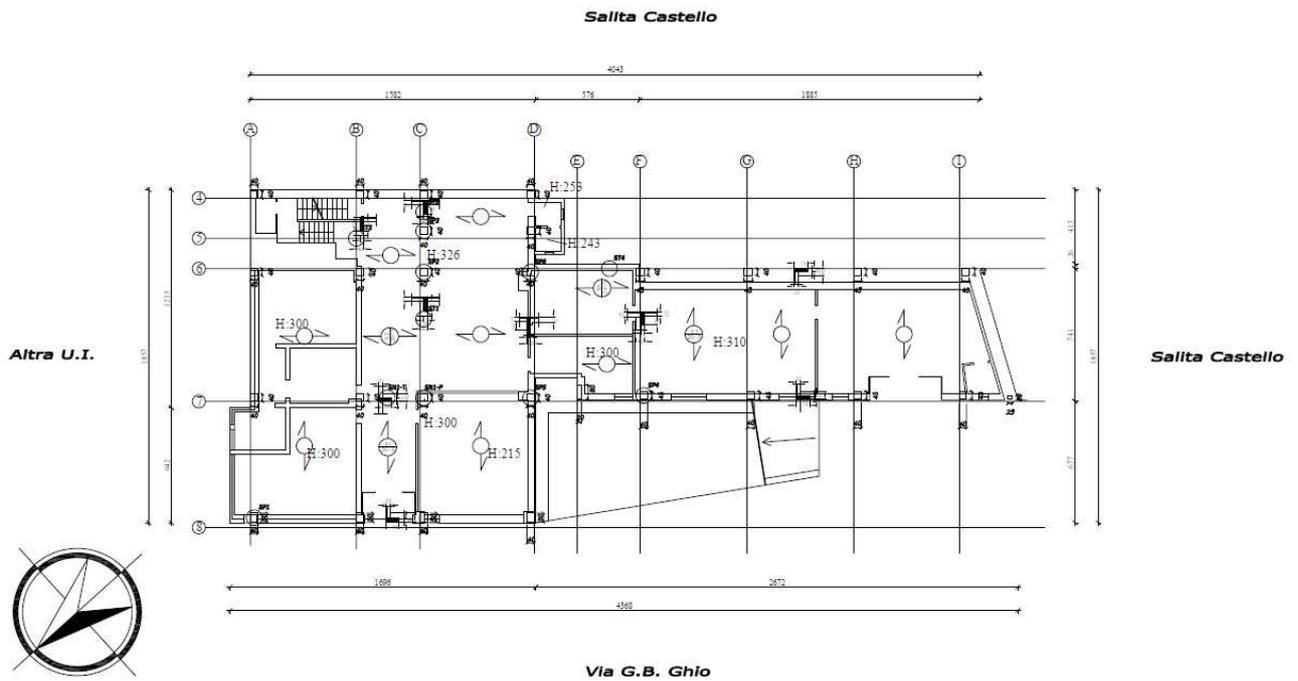
Gli orizzontamenti corrispondono alla tecnologia latero-cemento, con volterrane accostate tra loro inferiormente e travetti armati e gettati in opera; superiormente è presente una sottile cappa in calcestruzzo.

Nel corso degli anni la costruzione ha subito alcune modifiche: la più importante è avvenuta nel 1983, con la sopraelevazione di un piano dell'intero corpo sud-ovest e l'ampliamento del corpo principale al secondo piano, per la creazione di due nuovi locali.

Nel seguito si riporta una breve descrizione circa la geometria, corrispondente a ciascun livello della costruzione.

Piano semi-interrato

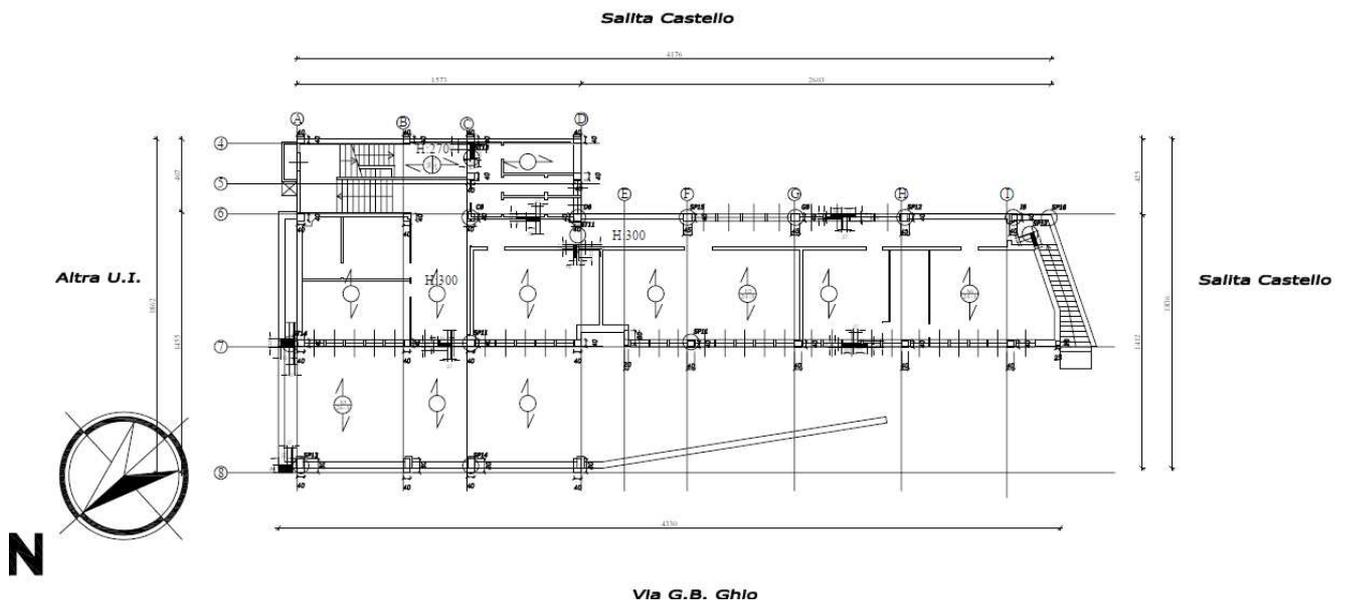
È costituito da un corpo centrale rettangolare principale avente dimensioni 16 m x 19 m e da uno laterale pressoché trapezio di dimensioni 28 m x 7.5 m. L'altezza netta di interpiano è pari a 3m.



Planimetria Piano Seminterrato

Piano terra

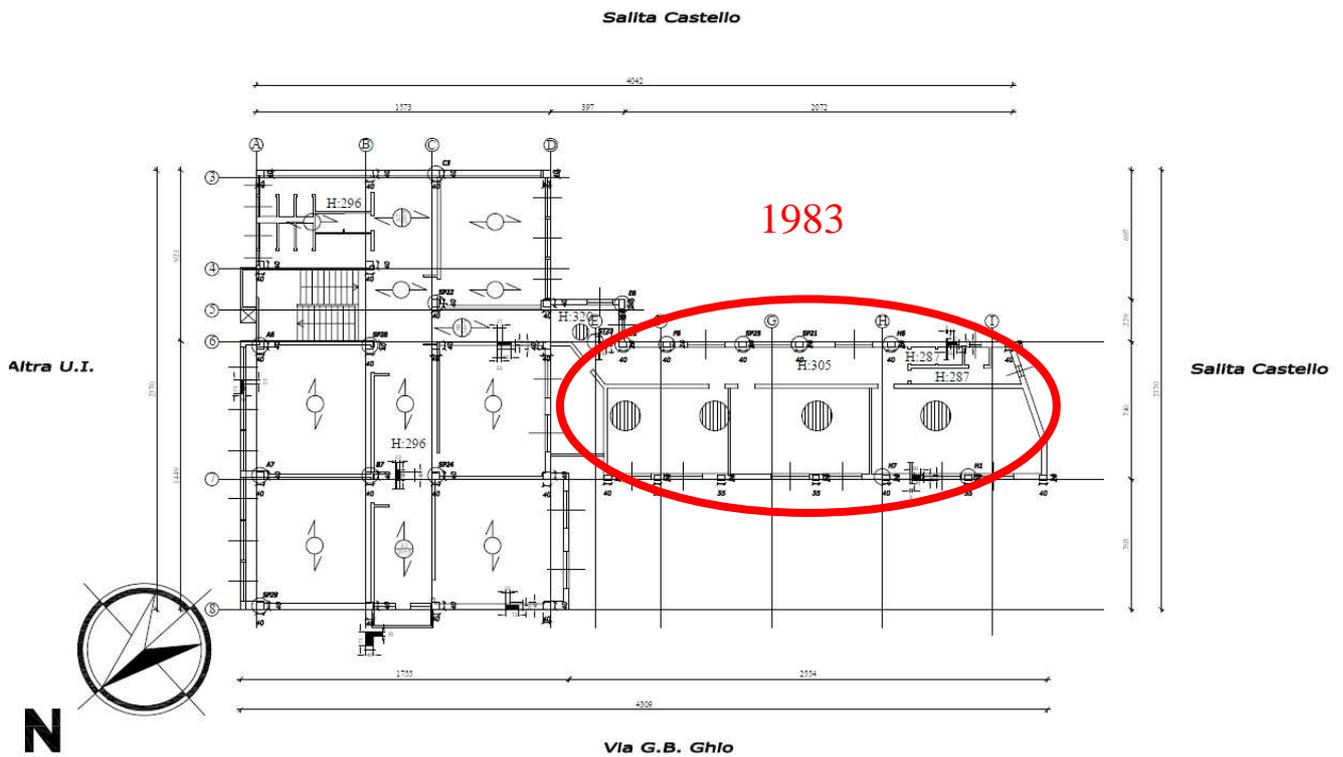
È costituito da un corpo centrale rettangolare di dimensioni avente dimensioni pari a 16 m x 19 m e da uno laterale pressoché trapezio di dimensioni 28 m x 7.5 m circa. L'altezza netta di interpiano è pari a 3 m.



Planimetria Piano Terra

Piano primo

È costituito da un corpo centrale rettangolare di dimensioni avente dimensioni pari a 16 m x 24 m e da uno laterale pressoché trapezio di dimensioni 28 m x 7.5 m circa. L'altezza netta di interpiano è pari a 3 m.

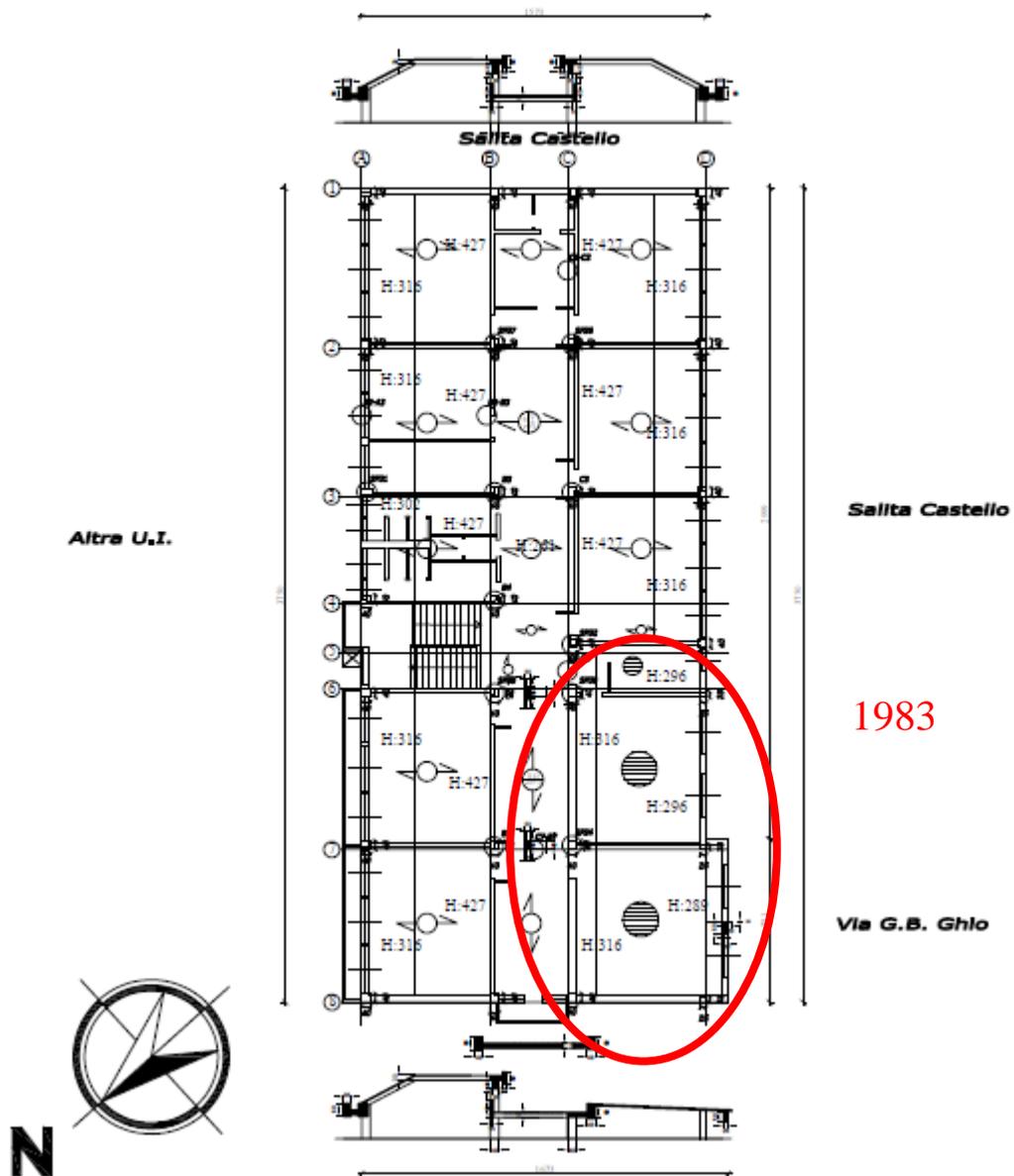


Planimetria Primo Piano

Il corpo laterale è frutto della sopraelevazione eseguita nel 1983. Dalla ricerca documentale il corpo di fabbrica doveva essere in muratura portante, in fase esecutiva è stato invece realizzato in calcestruzzo armato.

Piano secondo

È costituito da un corpo centrale rettangolare di dimensioni aventi dimensioni pari a 16 m x 37.5 m. L'altezza netta di interpiano minima è pari a 3.16 m, mentre la massima 4.27 m. Fatta eccezione per il corridoio centrale, che è coperto da un solaio piano, le coperture delle aule hanno un solaio inclinato.



Planimetria Secondo Piano

Nella figura sovrastante la zona segnata con un circolo è frutto della sopraelevazione del 1983: si è trattato di fatto della creazione di una volumetria, i precedenti terrazzi sono stati chiusi sul perimetro e coperti con un solaio in lamiera semplicemente appoggiato al perimetro.



Vista panoramica dall'alto



Facciata ed ingresso principale da Via Ghio



Facciata ed ingresso su salita al Castello



Vista del corpo principale prospiciente via Ghio



Vista della rampa carrabile a nord con la scala di emergenza situata al secondo piano

3. VULNERABILITÀ RISCONTRATE

Dalle indagini e dalle verifiche condotte appare chiaro che l'edificio scolastico per essere ritenuto adeguato alle attuali normative (NTC18), come tutti gli edifici della medesima epoca di costruzione, debba essere adeguato staticamente e sismicamente. Gioco forza, aspetto non trascurabile, il ruolo dettato dal confronto dei requisiti strutturali tra regio decreto e NTC18; il carattere di queste ultime è puramente prestazionale e di rispetto delle gerarchie delle resistenze. La struttura è attualmente operativa ed in esercizio; basandosi sul rilievo del quadro fessurativo e di degrado, sono stati riscontrati le seguenti criticità:

- 1) La geometria è estremamente irregolare e la disposizione dei telai è tipica degli anni '60 – '70, dove era prediletta la soluzione del porticato ed i pilastri a vista in facciata;
- 2) La tecnologia costruttiva corrisponde al calcestruzzo armato con orizzontamenti latero cemento, con travetti gettati in opera;
- 3) Da sottolineare la rastremazione al contrario che esibiscono i pilastri del piano terra rispetto al seminterrato, ovvero si ha una sezione geometrica resistente maggiore al piano terra rispetto al livello sottostante;
- 4) La copertura originaria è pesante ma può essere considerata infinitamente rigida nel proprio piano. Da un lato questo si traduce in un'alta quantità di massa potenzialmente sollecitabile in caso di sisma;
- 5) La sopraelevazione del corpo laterale al primo piano ed i volumi ricavati al secondo piano sono caratterizzati da elementi verticali disallineati e da travi di bordo aggettanti, che implicano un'eccentricità sui pilastri di sostegno, nonché sulle travi su cui sono appoggiati;
- 6) La copertura leggera metallica sui volumi aggiunti nel 1985 non ha alcuna funzione strutturale, ovvero non consente una redistribuzione sugli elementi strutturali;
- 7) Degno di nota il quadro fessurativo che interessa gli elementi strutturali e non: espulsione del copriferro e avanzato stato di corrosione nelle armature esposte;
- 8) Sono presenti diffusi elementi non strutturali vulnerabili, quali: il comignolo, le tamponature e tramezze. Il comignolo in particolare rappresenta, allo stato limite di SLV, elemento di vulnerabilità, ovvero potrebbe subire un ribaltamento in quota a seguito dell'accelerazione sismica di progetto, per questo si prescrive un placcaggio dello stesso mediante angolari e fasce metalliche.

In merito alle verifiche condotte a seguito della campagna di indagine sono da segnalare lo stato di sfruttamento, superiore all'unità, sia dei pilastri del secondo piano sia le travi ai diversi piano dell'edificio. Gioca un ruolo fondamentale la sopraelevazione del 1983, in quanto la struttura portante poggia in modo massivo ed eccentrico sul corpo di fabbrica originario, rappresentando una vulnerabilità dal punto di vista sia statico sia dinamico.

Altro aspetto non trascurabile riguarda la vita di utilizzo dell'edificio scolastico: il corpo di fabbrica originale risale al 1965, pertanto la struttura ad oggi ha 53 anni di vita. Sempre riferendosi all'età di prima costruzione, non erano vigenti le attuali norme tecniche e il dimensionamento delle sezioni portanti si riferiva per lo più al soddisfacimento dei requisiti geometrici, quali ad esempio percentuale di armatura rispetto alla sezione lorda.

3.1 Solai e coperture

Per quanto concerne i solai si riscontra una crisi a momento negativo in tutte le sezioni indagate: tale risultato può essere ascrivibile in parte all'assunzione fatta circa le armature a momento negativo, in quanto non è stato possibile indagare l'estradosso del solaio e verificare la presenza o meno delle corrispondenti armature, agendo anche in ipotesi di armatura non specifica a taglio.

Le prove di carico condotte hanno dimostrato che, per quanto la struttura sia stata realizzata con altri tipi di requisiti normativi (R.d. 2229/1939), il carico nominale che è stato raggiunto è pari a 400 kg/mq. Ciò avvalorata la qualità dei solai di impalcato presenti, unica fenomenologia di dissesto corrisponde al potenziale sfondellamento delle pignatte (Allegato N. 3 della Relazione di vulnerabilità) e l'incidenza che i coefficienti sia di combinazione dei carichi sia di riduzione delle resistenze dei materiali costituenti hanno sulle prestazioni effettive.

3.2 Elementi orizzontali: travi

In questi elementi, dalle verifiche numeriche, condotte si riscontra uno sfruttamento elevato in termini di momento flettente positivo e negativo. Alcune sezioni non risultano verificate a taglio.

È da sottolineare la geometria della parte laterale sopraelevata: l'interfaccia tra il corpo aggiunto e quello sottostante appare appoggiato all'esistente e non spinottato, inoltre la struttura portante del 1983 è estremamente massiva ed aggettante rispetto al prospetto principale.

3.3 Elementi verticali: pilastri

I pilastri del corpo originario, quello del 1965, presentano una geometria rastremata al contrario in altezza, ovvero la sezione trasversale tra il piano seminterrato ed il piano terra subisce un aumento, ciò implica un'eccentricità del solo carico verticale nonché un'eccentricità delle travi impostate su di essi.

I pilastri rappresentano una debolezza della costruzione, in quanto molti non risultano avere una sezione idonea a sopportare le sollecitazioni statiche di calcolo ai sensi delle NTC18. In particolare, i pilastri posti al secondo piano nella parte arretrata esibiscono un tasso di sfruttamento superiore all'unità del 20%-55%. Anche per questi elementi, come per le travi, si ha un disallineamento verticale del filo del pilastro tra parte del 1965 e quella sopraelevata nel 1983, che comporta un'eccentricità non trascurabile del corpo aggiunto sul perimetro ed è dubbia la ripresa verticale e la continuità tra i due corpi di fabbrica.

3.4 Sistema fondale

Secondo quanto riportato nella relazione geologica redatta in data 10 maggio 2018 dal Dott. Geol. Gabriele Stagnaro: *“Le analisi svolte nel presente studio hanno permesso di determinare con accuratezza il modello geologico del sito e le caratteristiche sismiche dei terreni. In particolare, si è accertata l'assenza*

di particolari effetti di amplificazione sismica sia stratigrafici che topografici. Le fondazioni del fabbricato sono fondate in prevalenza sul livello riferibile alle porzioni più fratturate del substrato roccioso, che tuttavia assume le caratteristiche di bedrock sismico già a profondità inferiori ai 3 metri rispetto al livello delle fondazioni”.

Non è stato riscontrato un quadro fessurativo tale da far pensare a fenomeni di cedimento fondale.

Nulla può essere asserito in merito alle fondazioni, in quanto non è stato possibile svolgere durante l’incarico, scavi campione per accertare la tipologia di sistema fondale e valutare la presenza o meno di travi di fondazione avente funzione di ripartizione del carico.

4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PROPOSTI

Nell’ottica di un futuro adeguamento sismico, i professionisti prescrivono che prima di intraprendere qualsiasi tipo di consolidamento siano svolte indagini sugli elementi che in quest’incarico non è stato possibile svolgere.

Di seguito, per ciascun elemento portante vengono indicate le indagini caldamente consigliate per affinare ulteriormente la conoscenza, unitamente al reperimento di progetti di supporto al momento non reperiti e riscontrati presso gli uffici territoriali competenti.

4.1 Solai

4.1.1 Piano di indagine prescritto

Per quanto concerne questi elementi, analizzati in questo incarico esclusivamente al loro intradosso, occorre indagare in merito alla quantità di armatura disposta momento negativo. Ciò implica rottura all’estradosso dell’elemento in corrispondenza del travetto; tale lavorazione consiste nelle seguenti fasi:

- Demolizione pavimentazione;
- Demolizione sottofondo;
- Scasso fino al vivo del ferro.

Tale operazione deve essere eseguita in campata ed in prossimità dell’appoggio per gli 11 campi di solaio indagati durante questo incarico al fine di incrociare e completare le informazioni.

4.1.2 Proposte di intervento e verifiche preliminari

L’esecuzione dell’intervento di rinforzo si rende necessaria in quanto molti dei solai esistenti non risultano verificati nei confronti delle azioni flettenti e di taglio; le verifiche, come già detto, sono state condotte sulla base dei carichi di progetto e delle armature rilevate durante la campagna d’indagini effettuata sull’edificio e potranno essere ulteriormente approfondite a valle dell’esecuzione di indagini integrative (in particolare allo scopo di meglio identificare il quantitativo d’armatura realmente presente al lembo superiore dei travetti dei solai).

Il rinforzo consisterà nel getto di una cappa collaborante in calcestruzzo strutturale alleggerito (Tipo Leca 1800), all’estradosso di tutti i solai dei piani intermedi e di una porzione della copertura, all’interno del

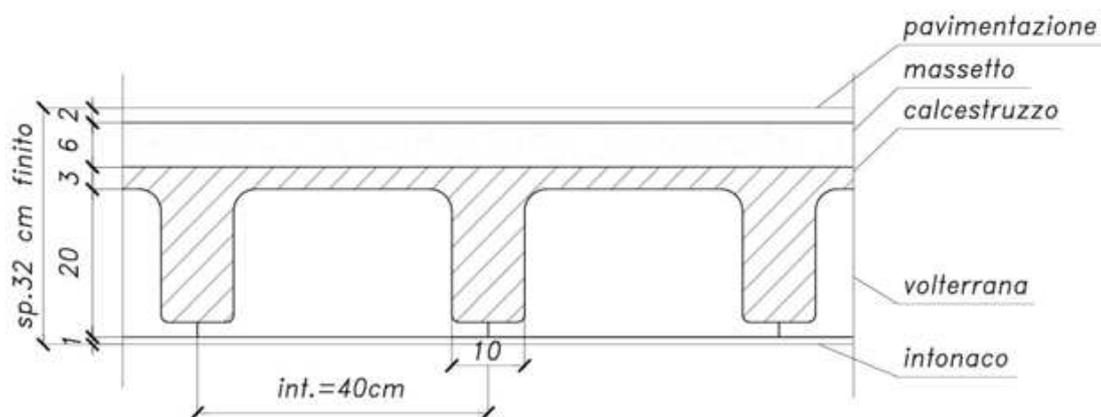
quale verrà posizionata sia la rete di ripartizione che l'armatura superiore necessaria per il soddisfacimento delle verifiche dei travetti nei confronti delle sollecitazioni di momento negativo.

Inoltre, per quanto riguarda i campi di solaio, in cui non risultano soddisfatte neppure le verifiche nei confronti del momento positivo e del taglio, si dispone la sostituzione di una fila di volterrane ogni due, in senso parallelo a quello dei travetti esistenti (Intervento tipo 1), con una nuova trave in cemento armato, realizzata in spessore di solaio ed adeguatamente armata.

- **Analisi dei carichi aggiornata**

Nei casi in cui si esegua solo la cappa di rinforzo in calcestruzzo alleggerito (Intervento tipo 3), questa andrà sostanzialmente a sostituire l'attuale spessore del massetto non strutturale, pertanto i carichi non varieranno significativamente e le sollecitazioni agenti si possono considerare coincidenti con quelle calcolate per i solai nella configurazione attuale. Gli schemi che seguono esplicitano il calcolo dei carichi riferiti al singolo travetto nella configurazione attuale e in quella di progetto.

SOLAIO DI CALPESTIO DEL PIANO SEMINTERRATO IN LATEROCEMENTO (20+3)						
Descrizione elemento		s [m]	i [m]	γ [daN/m ³]	carico [daN/m ²]	carico travetto [daN/m]
Stratigrafia solaio	pavimentazione	0,02	0,40	2000,00	40,00	16,00
	massetto	0,06		2000,00	120,00	48,00
	calcestruzzo	0,03		2400,00	72,00	28,80
	volterrana+calcestruzzo	0,20		-	208,00	83,20
	intonaco	0,01		2000,00	20,00	8,00
Stratigrafia tramezze	mattoni	0,00		1100,00	0,00	0,00
	intonaco	0,00		2000,00	0,00	0,00
Altri carichi agenti	q_k [d.m. 275/1975] (*)		0,40		350,00	140,00
	Neve [§ 3.4 NTC18]		0,40		100,00	40,00

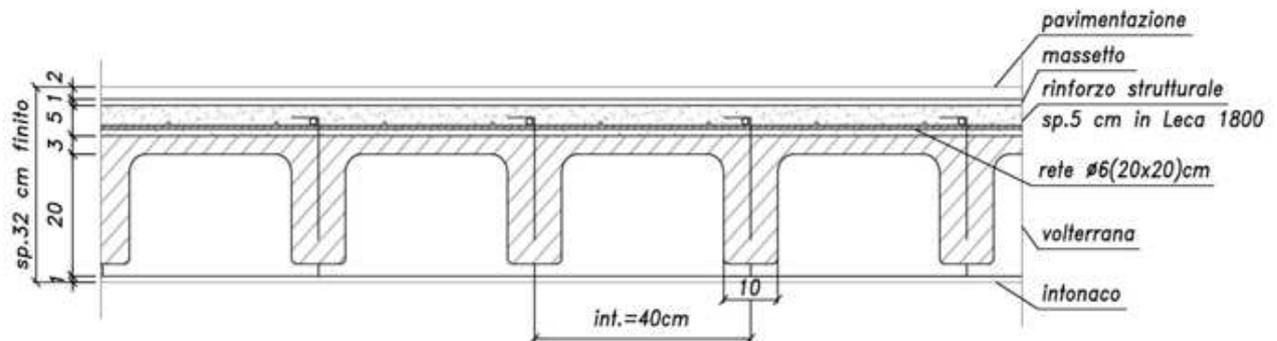


Solaio S1: stratigrafia prima dell'intervento

2 - Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	184,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	0,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat. C1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	

Solaio S1: carichi caratteristici agenti prima dell'intervento

SOLAIO DI CALPESTIO DEL PIANO SEMINTERRATO IN LATEROCEMENTO (20+3)						
Descrizione elemento		s [m]	i [m]	γ [daN/m ³]	carico [daN/m ²]	carico travetto [daN/m]
Stratigrafia solaio	pavimentazione	0,02	0,40	2000,00	40,00	16,00
	massetto	0,01		2000,00	20,00	8,00
	cappa rinforzo	0,05		1800,00	90,00	36,00
	calcestruzzo	0,03		2400,00	72,00	28,80
	volterrana+calcestruzzo	0,20		-	208,00	83,20
	intonaco	0,01		2000,00	20,00	8,00
Stratigrafia tramezze	mattoni	0,00		1100,00	0,00	0,00
	intonaco	0,00		2000,00		
Altri carichi agenti	q_k [d.m. 275/1975] (*)		0,40		350,00	140,00
	Neve [§ 3.4 NTC18]		0,40		100,00	40,00



Solaio S1: stratigrafia dopo l'intervento

2 - Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	180,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	0,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat. C1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	

Solaio S1: carichi caratteristici agenti dopo l'intervento

- **Verifiche solai post-rinforzo**

Si riportano nel seguito le verifiche di alcuni solai tipologici, nella configurazione finale post-rinforzo.

Solaio S1 – Verifiche stato rinforzato

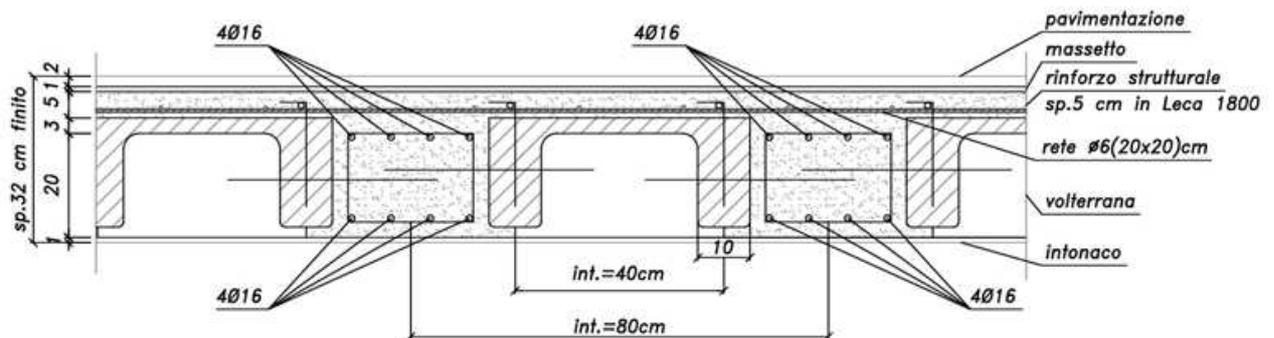
VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
<u>Materiali:</u>					
Cls.	Rcm (Mpa)=	25,1	coeff.cls.	gamma c	1,5
	fcm/FC	17,3		gamma s	1,15
	fcm	20,8		FC	1,2
			Acciaio: fyk (Mpa)=		365
			ftk		490
			fyd		264,5
			Es		200000,00
			eps yd		0,001322464
<u>Caratteristiche geometriche:</u>					
	bw (mm)=	100,0		<u>Sollecitazione taglio</u>	
	h (mm)=	270,0	(SLU) Vsd (kN)=		15,27
	c (mm)=	30,0	d=	240,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	603,0			
			rol'=	0,02	
	$1+(200/d)^{1/2}$	= 1,91			
	vmin	= 0,386	k=	1,91	
zione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,386	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	17963,1			
	Vrd (kN)=	17,96			
	<u>Verifica SLU:</u>	Vrd1/Vsd=			
			1,18	deve essere >	verificato

La verifica risulta soddisfatta

Solaio S2 - Verifiche stato rinforzato

Nei casi in cui si esegua oltre alla cappa di rinforzo anche l'intervento di sostituzione di una fila di volterrane ogni due, in senso parallelo a quello dei travetti esistenti, con una nuova trave in cemento armato, le sollecitazioni sulla nuova trave di rinforzo, che sostituisce integralmente la funzione dei vecchi travetti, sono calcolate considerando il carico aggiuntivo dovuto al peso proprio della nuova trave. L'analisi dei carichi e le verifiche sono esplicitate nel seguito.

SOLAIO DI CALPESTIO DEL PIANO SEMINTERRATO IN LATEROCEMENTO (20+3)						
Descrizione elemento		s [m]	i [m]	γ [daN/m ³]	carico [daN/m ²]	carico sulla trave di rinforzo [daN/m]
Stratigrafia solaio	pavimentazione	0,02	0,80	2000,00	40,00	32,00
	massetto	0,01		2000,00	20,00	16,00
	cappa rinforzo	0,05		1800,00	90,00	72,00
	calcestruzzo	0,03		2400,00	72,00	57,60
	volterrana+calcestruzzo	0,20		-	208,00	166,40
	intonaco	0,01		2000,00	20,00	16,00
Stratigrafia tramezze	mattoni	0,08		1100,00	160,00	128,00
	intonaco	0,02		2000,00		
Altri carichi agenti	q_k [d.m. 275/1975] (*)		0,80		350,00	280,00
	Neve [§ 3.4 NTC18]		0,80		100,00	80,00



Solaio S2: stratigrafia dopo l'intervento

2 - Valori caratteristici dei carichi gravanti sulla singola trave

G_{k1}	=	478,80	daN/m	carico permanente strutturale
G_{k2}	=	128,00	daN/m	carico permanente non strutturale
$Q_{k1,cat. C1}$	=	280,00	daN/m	carico variabile
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve

2 - Carichi amplificati SLU

G_1	=	622,44	daN/m
G_2	=	192	daN/m
Q_1	=	420	daN/m
QSLU	=	1234,44	daN/m

Trave Continua - File: PS_S2

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo: **Piano seminterrato_trave rinforzo S2**

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): **3**

Appoggi Sezioni

Camp. N°	Luca	Perm.	Var.	Sez. N°
1	6,1	12,35	0	1
2	3,4	12,35	0	1
3	5,9	12,35	0	1

App.	Largh.
1	0,2
2	0,2
3	0,2
4	0,2

Vincoli di estremità

Sinistra Destra

Appoggio

Incastro

Libero

Elastico

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: **100**

Visualizza Stampa

M I M+T

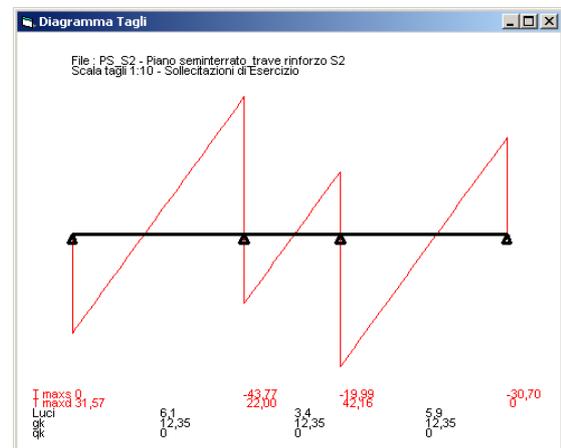
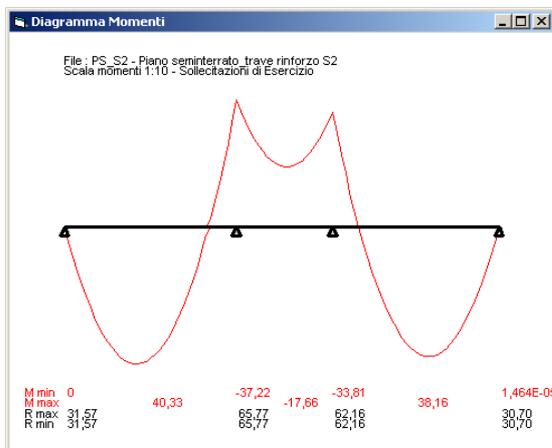
DWG Esporta Blocco ?

Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	40,33	2,593	40,33	2,593	1,03E-01	1,03E-01
2	-37,22		-37,22			
m	-17,66	1,855	-17,66	1,855	-2,24E-02	-2,24E-02
3	-33,81		-33,81			
m	38,16	3,416	38,16	3,416	9,16E-02	9,16E-02
4	1,464E-05		1,464E-05			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		31,57	31,57	31,57
2	-43,77	22	65,77	65,77
3	-19,99	42,16	62,16	62,16
4	-30,7		30,7	30,7



$$M_{\max} = 40,33 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -37,22 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{centr.}} = 43,77 \text{ kN}$$

$$T_{\text{lat.}} = 31,57 \text{ kN}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: PS_S2_Mmax_RINFORZATO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Piano seminterrato_S2_Mmax RINFORZATO

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	22	1	8,04	3
			2	8,04	19

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 40,33 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali: B450C Leca 1800

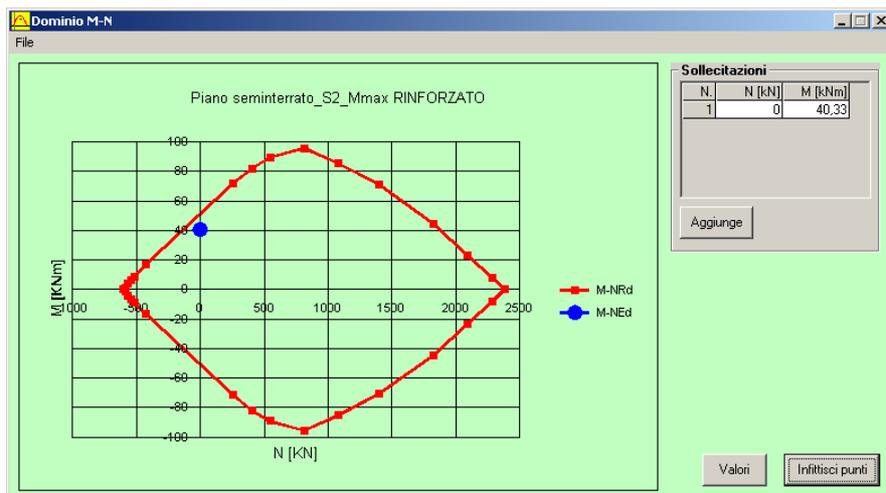
ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 375 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 27 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,875 ‰ σ_{c,adm}: 13,5 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,8
 τ_{c1}: 2,257

M_{xRd}: 51,78 kNm
 σ_c: -27 N/mm²
 σ_s: 375 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 15,73 ‰
 d: 19 cm
 x: 3,458 x/d: 0,182
 δ: 0,7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello
 Precompresso



La verifica risulta soddisfatta

Verifica C.A. S.L.U. - File: P5_S2_Mmin_RINFORZATO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez., Rett., Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Piano seminterrato_S2_Mmin RINFORZATO

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	22

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	3
2	8,04	19

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C Leca 1800

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	375 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	27
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,875 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

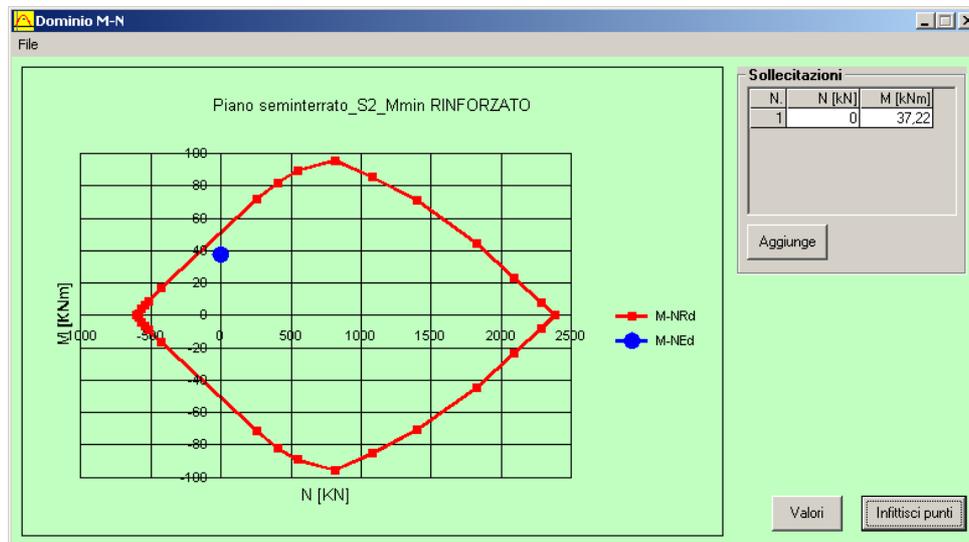
x x/d

δ

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso



La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio centrale					
<u>Materiali:</u>					
Cls.	Rck (Mpa)=	45,0	coeff.cls.	gamma c	1,5
	fck	40,5		gamma s	1,15
	fcmm	48,5			
	fcd	27,0			
	fcd	23,0	Acciaio: fyk (Mpa)=		450
	fctm	3,5		ftk	540
	fctk05	2,5		fyd	391,3
	fctk95	4,6		Es	200000,00
	Ec	35330,1		eps yd	0,001956522
<u>Caratteristiche geometriche:</u>					
	bw (mm)=	300,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	220,0		(SLU) Vsd (kN)=	43,77
	c (mm)=	30,0	d=	190,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	603,0			
			rol'=	0,010579	
	$1+(200/d)^{1/2}$	= 2,00			
	vmin =	0,354	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,354	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	47868,7			
	Vrd (kN)=	47,87			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
			1,09	deve essere >1,0	verificato

La verifica risulta soddisfatta

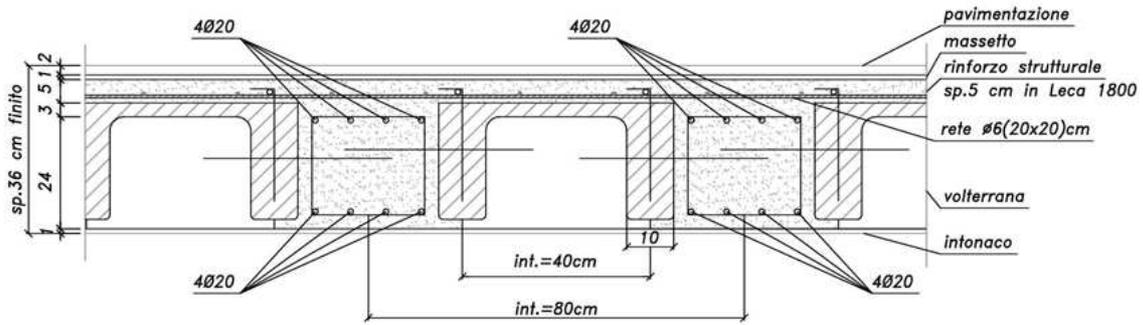
VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio laterale					
Materiali:					
Cls.	Rck (Mpa)=	45,0		coeff.cls. gamma c	1,5
	fck	40,5		gamma s	1,15
	fcm	48,5			
	fcd	27,0			
	fcd	23,0		Acciaio: fyk (Mpa)=	450
	fctm	3,5		ftk	540
	fctk05	2,5		fyd	391,3
	fctk95	4,6		Es	200000,00
	Ec	35330,1		eps yd	0,001956522
Caratteristiche geometriche:					
	bw (mm)=	300,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	220,0		(SLU) Vsd (kN)=	31,57
	c (mm)=	30,0		d=	190,0
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	603,0			
			rol'=	0,010579	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,354	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,354	
	sig cp=	0,00			
RESISTENZA A TAGLIO:					
	Vrd (N)=	47868,7			
	Vrd (kN)=	47,87			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
			1,52	deve essere >1,0	verificato

La verifica risulta soddisfatta

Solaio S6 - Verifiche stato rinforzato

Nei casi in cui si esegua oltre alla cappa di rinforzo anche l'intervento di sostituzione di una fila di volterrane ogni due, in senso parallelo a quello dei travetti esistenti, con una nuova trave in cemento armato, le sollecitazioni sulla nuova trave di rinforzo, che sostituisce integralmente la funzione dei vecchi travetti, sono calcolate considerando il carico aggiuntivo dovuto al peso proprio della nuova trave. L'analisi dei carichi e le verifiche sono esplicitate nel seguito.

SOLAIO DI CALPESTIO DEL PIANO TERRA IN LATEROCEMENTO (24+3)						
Descrizione elemento		s [m]	i [m]	γ [daN/m ³]	carico [daN/m ²]	carico sulla trave di rinforzo [daN/m]
Stratigrafia solaio	pavimentazione	0,02	0,80	2000,00	40,00	32,00
	massetto	0,01		2000,00	20,00	16,00
	cappa rinforzo	0,05		1800,00	90,00	72,00
	calcestruzzo	0,03		2400,00	72,00	57,60
	volterrana+calcestruzzo	0,24		-	243,00	194,40
Stratigrafia tramezze	intonaco	0,01		2000,00	20,00	16,00
	mattoni	0,08		1100,00	160,00	128,00
	intonaco	0,02		2000,00		
Altri carichi agenti	q_k [d.m. 275/1975] (*)		0,80		350,00	280,00
	Neve [§ 3.4 NTC18]		0,80		100,00	80,00



2 - Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto

G_{k1}	=	528,40	daN/m	carico permanente strutturale
G_{k2}	=	128,00	daN/m	carico permanente non strutturale
$Q_{k1, cat. C1}$	=	280,00	daN/m	carico variabile
$Q_{k, neve}$	=	0,00	daN/m	neve

2 - Carichi amplificati SLU

G_1	=	686,92	daN/m
G_2	=	192	daN/m
Q_1	=	420	daN/m
Q_{SLU}	=	1298,92	daN/m

Trave 1 Campata - File: PT_S6 rinforzato

File Unità Opzioni ?

Titolo: Piano terra_S6

Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m: 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	12,99	12,99	0	7,4

N° Carichi CONCENTRATI kN: 0 Zoom

N° Coppie CONCENTRATE kNm: 0 Zoom

Luce: 7,4 m J: 6.667 cm⁴ Sezione

E: 29.000 MPa Distanze parziali

Risultati

Reazioni vincolari				
MA	kNm	0	MB	0
RA	kN	48,06	RB	48,06
Φ_A	[rad]	0,1134	Φ_B	0,1134
max M+		88,92	x max M+	3,7
max M-		-1,417E-05	x max M-	7,4
f max	m	0,2623	x f max	3,7

Diagrammi

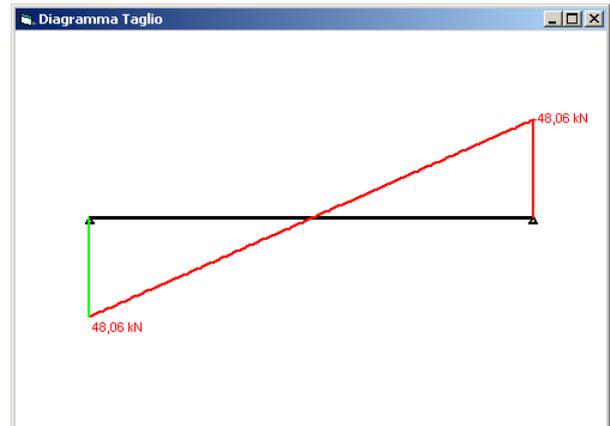
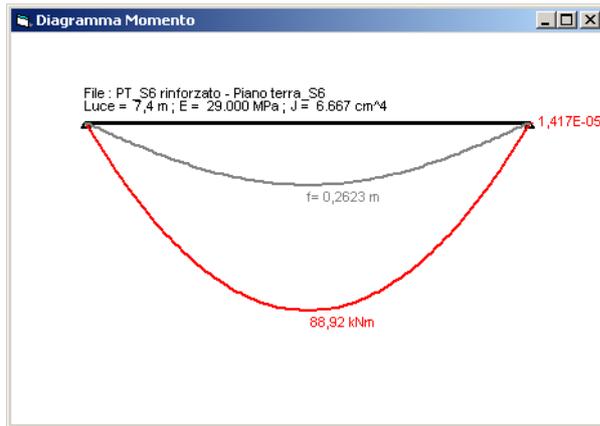
Visualizza M V f

Stampa

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	0	48,06	0

N° sezioni di calcolo: 100 Calcola



$$M_{\max} = 88.92 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 48.06 \text{ kN}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: PS_S6_Mmax_RINFORZATO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Piano seminterrato_S6_Mmax RINFORZATO

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	26	1	12,57	3
			2	12,57	23

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 88,92 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

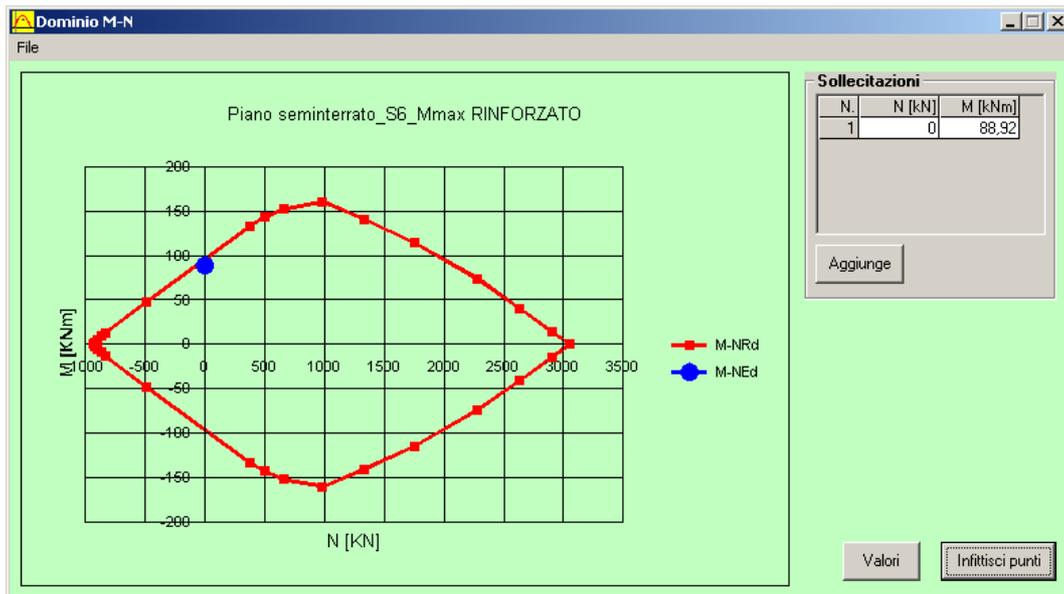
Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C Leca 1800
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 375 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 27 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,875 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{cl} 2,257

M_{xRd} 97,79 kNm
 σ_c -27 N/mm²
 σ_s 375 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 16,87 ‰
 d 23 cm
 x 3,952 x/d 0,1718
 δ 0,7

Metodo di rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso



La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio			
appoggio laterale			
Materiali:			
Cls.	Rck (Mpa)=	45,0	coeff.cls. gamma c = 1,5
	fck	40,5	gamma s = 1,15
	fc _m	48,5	
	f _{cd}	27,0	
	f _{cd}	23,0	Acciaio: f _{yk} (Mpa)= 450
	f _{ctm}	3,5	f _{tk} = 540
	f _{ctk05}	2,5	f _{yd} = 391,3
	f _{ctk95}	4,6	E _s = 200000,00
	E _c	35330,1	eps yd = 0,001956522
Caratteristiche geometriche:			
	bw (mm)=	300,0	Sollecitazione taglio
	h (mm)=	260,0	(SLU) V _{sd} (kN)= 48,06
	c (mm)=	30,0	d= 230,0
Armatura longitudinale	As _l (mmq)=	603,0	
			rho _l ' = 0,008739
	1+(200/d) ^{1/2} =	1,93	
	v _{min} =	0,346	k = 1,93
azione assiale (N pil. o precompr.)	N _{sd} (N)=	0,0	ni = 0,346
	sig _{cp} =	0,00	
RESISTENZA A TAGLIO:			
	V _{rd} (N)=	52536,2	
	V _{rd} (kN)=	52,54	
	Verifica SLU: V _{rd1} /V _{sd} =		
		1,09	deve essere >1,0
			verificato

La verifica risulta soddisfatta

4.2 Elementi orizzontali: travi

4.2.1 Piano di indagine prescritto

Anche per questo tipo di elemento la conoscenza dell'armatura a momento negativo in particolare è minima. Altro aspetto la conoscenza dei nodi trave-pilastro è fondamentale per comprendere se vi è o

meno un confinamento, fondamentale a trasmettere tra gli elementi le sollecitazioni. Pertanto, occorre prevedere uno scrostamento al vivo delle armature dei nodi trave-pilastro, quindi prevedere:

- Rilievo ferri armatura trave concorrente nel nodo;
- Rilievo ferri armatura pilastro concorrente nel nodo;
- Rilievo ferri nel nodo per valutare la presenza o meno di staffe di confinamento.

A queste operazioni si accompagna la parziale demolizione all'estradosso della trave, per il rilievo (visivo o mediante pacometro) dell'armatura al lembo superiore.

Il numero di punti di indagine indicativo a piano è pari a 4, 2 nel corpo centrale e 2 nel corpo laterale.

4.2.2 Proposte di intervento e verifiche preliminari

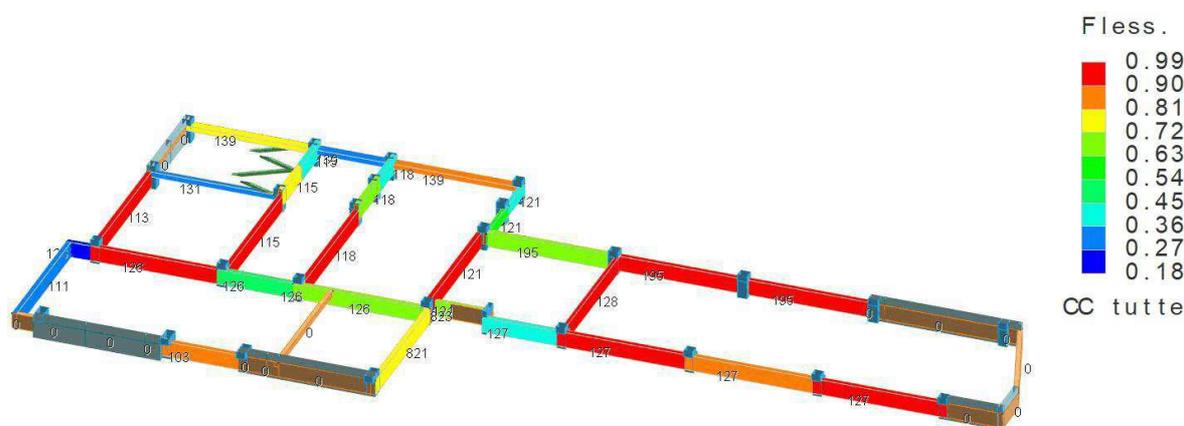
L'esecuzione dell'intervento di rinforzo si rende necessaria in quanto molte delle travi esistenti non risultano verificate nei confronti delle azioni flettenti e di taglio; le verifiche, come già detto, sono state condotte sulla base dei carichi di progetto e delle armature rilevate durante la campagna d'indagini effettuata sull'edificio e potranno essere ulteriormente approfondite a valle dell'esecuzione di indagini integrative (in particolare allo scopo di meglio identificare il quantitativo d'armatura realmente presente al lembo superiore delle travi).

Il rinforzo consisterà nell'inserimento all'interno del getto della cappa collaborante in calcestruzzo strutturale alleggerito (Leca 1800), di armatura superiore aggiuntiva, in corrispondenza degli appoggi sui pilastri, per ottenere il soddisfacimento delle verifiche nei confronti delle sollecitazioni di momento negativo.

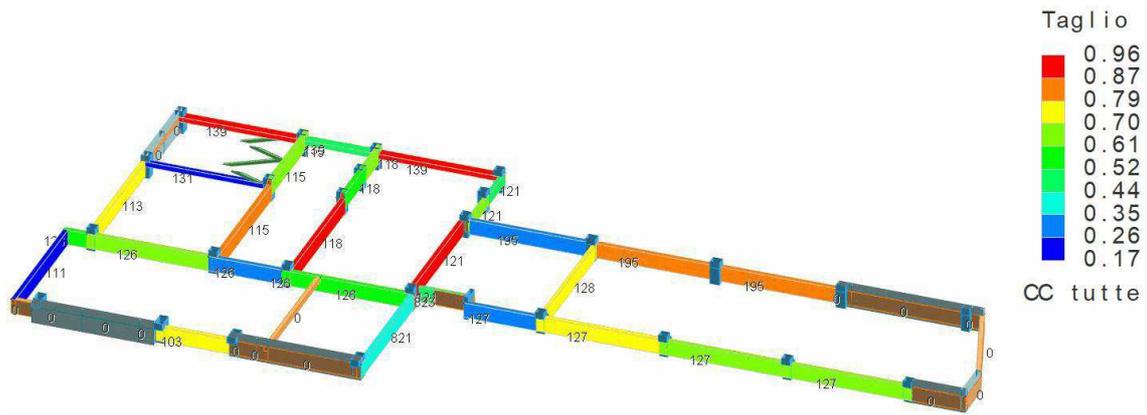
Inoltre, per quanto riguarda le campate delle travi, in cui non risultano soddisfatte neppure le verifiche nei confronti del momento positivo e del taglio, si dispone la fasciatura dell'intradosso con fibre di carbonio longitudinali e trasversali con sagomatura d U.

- Verifiche travi post-rinforzo

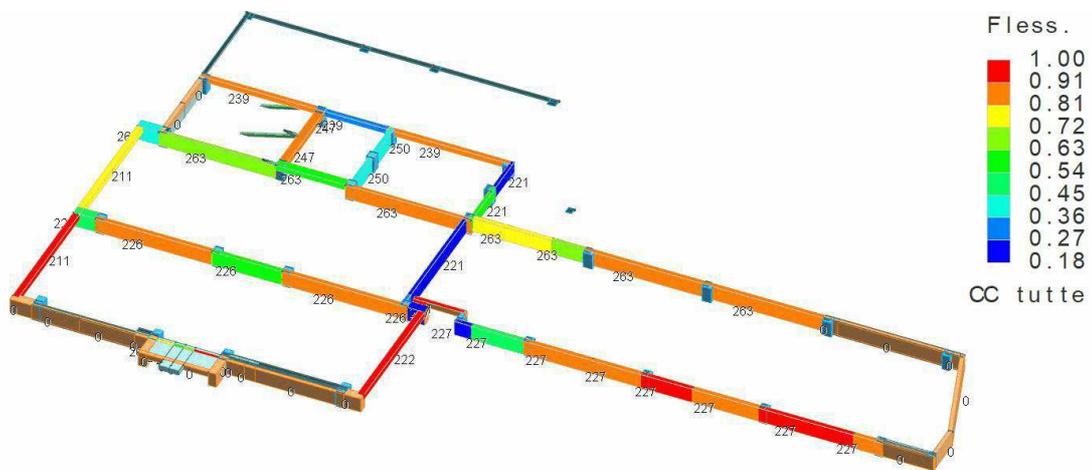
Si riportano nel seguito le verifiche delle travi dei diversi piani dell'edificio, nella configurazione finale post-rinforzo.



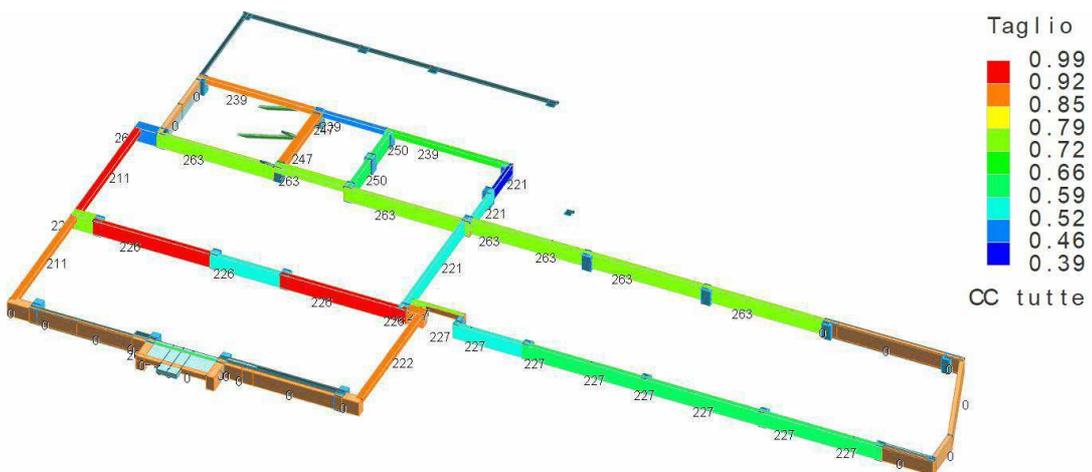
Travi -Tassi di sfruttamento flessione PS



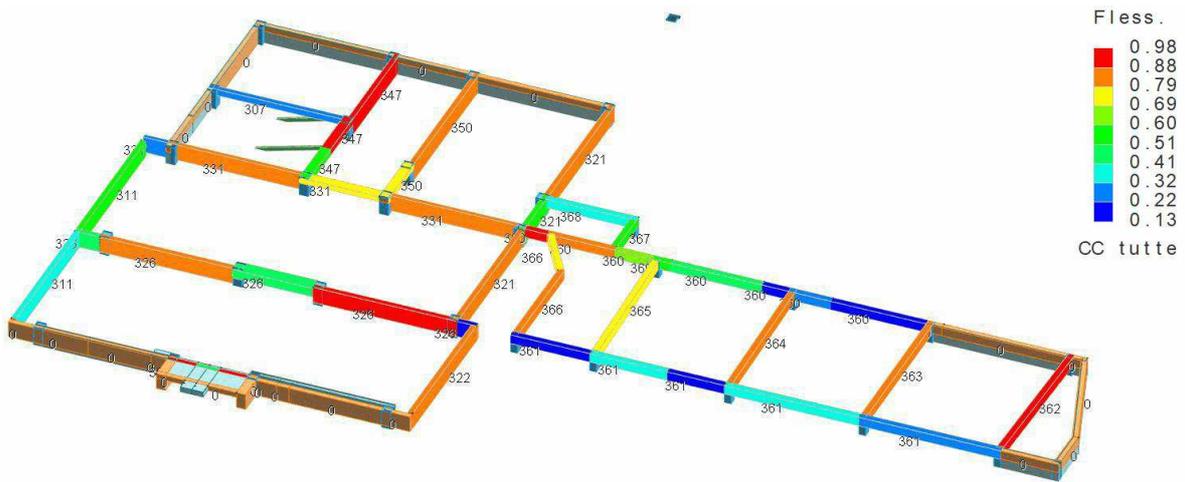
Travi -Tassi di sfruttamento taglio PS



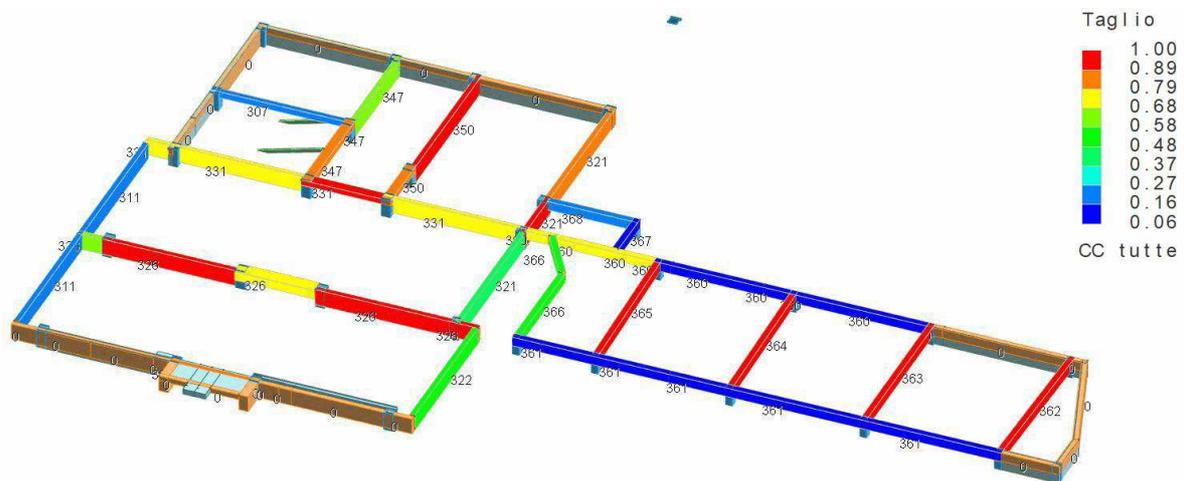
Travi -Tassi di sfruttamento flessione PT



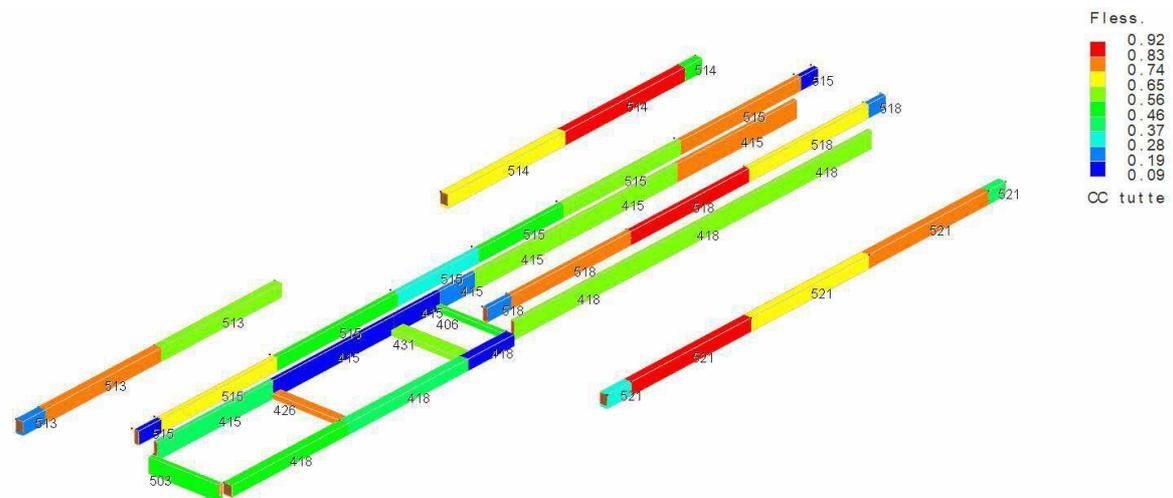
Travi -Tassi di sfruttamento taglio PT



Travi -Tassi di sfruttamento flessione P1



Travi -Tassi di sfruttamento taglio P1



Travi -Tassi di sfruttamento flessione P2

4.3 Elementi verticali: pilastri

4.3.1 Piano di indagine prescritto

Analogamente a quanto prescritto nelle travi, anche per i pilastri, soprattutto quelli rastremati dall'alto verso il basso, occorre approntare una particolare attenzione nel rilievo dell'armatura. È fondamentale per questi elementi strutturali situati ai diversi piano poter operare uno scasso perimetrale al fine di individuare per filo la presenza su tutti e quattro i lati delle armature longitudinali, nonchè il passo delle staffe distinto tra appoggio e mezzera.

4.3.2 Proposte di intervento e verifiche preliminari

L'edificio attualmente è caratterizzato da una struttura sismo-resistente costituita da telai formati da travi e pilastri in cemento armato, disposti in entrambe le direzioni principali; ne deriva che, nell'attuale configurazione, i pilastri risultano avere sollecitazioni flettenti e di taglio di notevole entità.

In base ai predimensionamenti effettuati, risulta che interventi di rinforzo localizzati sui singoli elementi non possono far sì che le verifiche finali risultino soddisfatte.

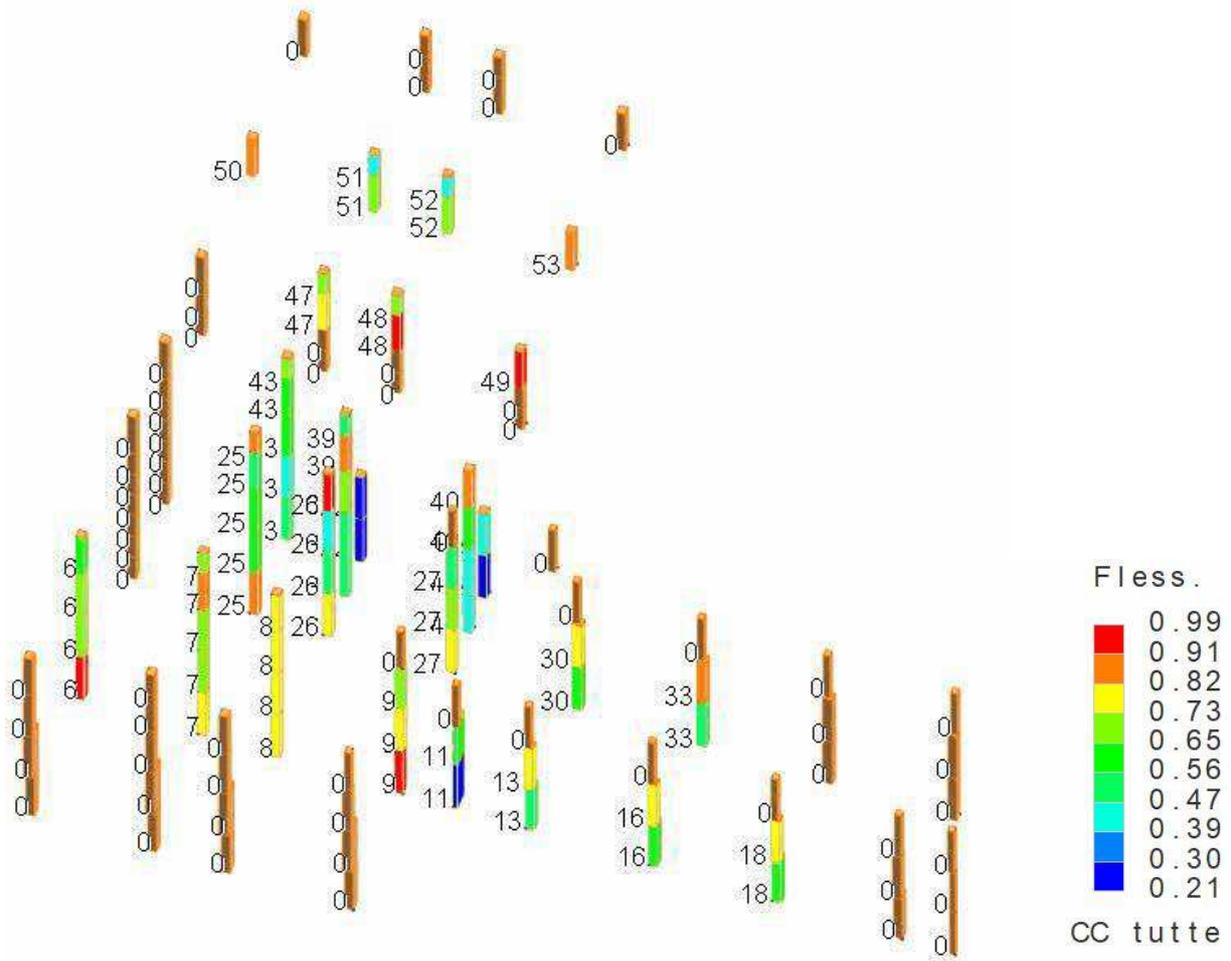
Si rende necessaria l'esecuzione di un intervento preliminare sull'intera costruzione, che consiste nell'inserimento di nuovi setti in cemento armato, continui dal piano fondazione alla sommità dell'edificio, avente funzione di assorbire una buona parte dell'azione sismica, facendo diminuire e in qualche caso annullare le sollecitazioni sui pilastri esistenti.

I nuovi elementi devono essere resi solidali a quelli esistenti, con adeguati collegamenti con ancoranti chimici, affinché le due strutture possano comportarsi in modo solidale tra loro.

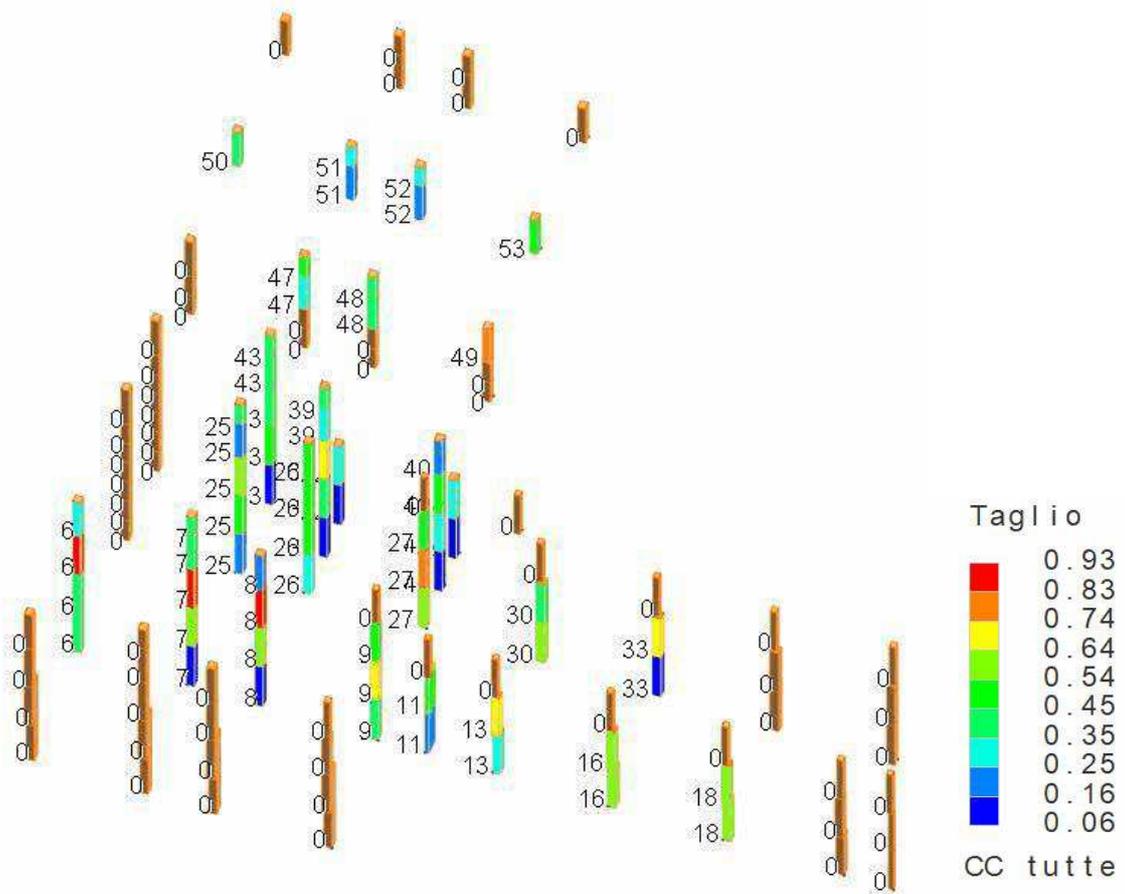
Infine, soltanto in alcuni pilastri in cui, anche a seguito dell'inserimento dei nuovi setti non risultano soddisfatte le verifiche a presso-flessione e a taglio, si dispone la fasciatura con fibre di carbonio longitudinali e trasversali o, in alternativa, l'incamiciatura in acciaio (quest'ultima limitata a pochissimi elementi che risultano particolarmente sollecitati e corrispondono al piano seminterrato ed al camino).

- Verifiche pilastri post-rinforzo

Si riportano nel seguito le verifiche dei pilastri dell'edificio, nella configurazione finale post-rinforzo.

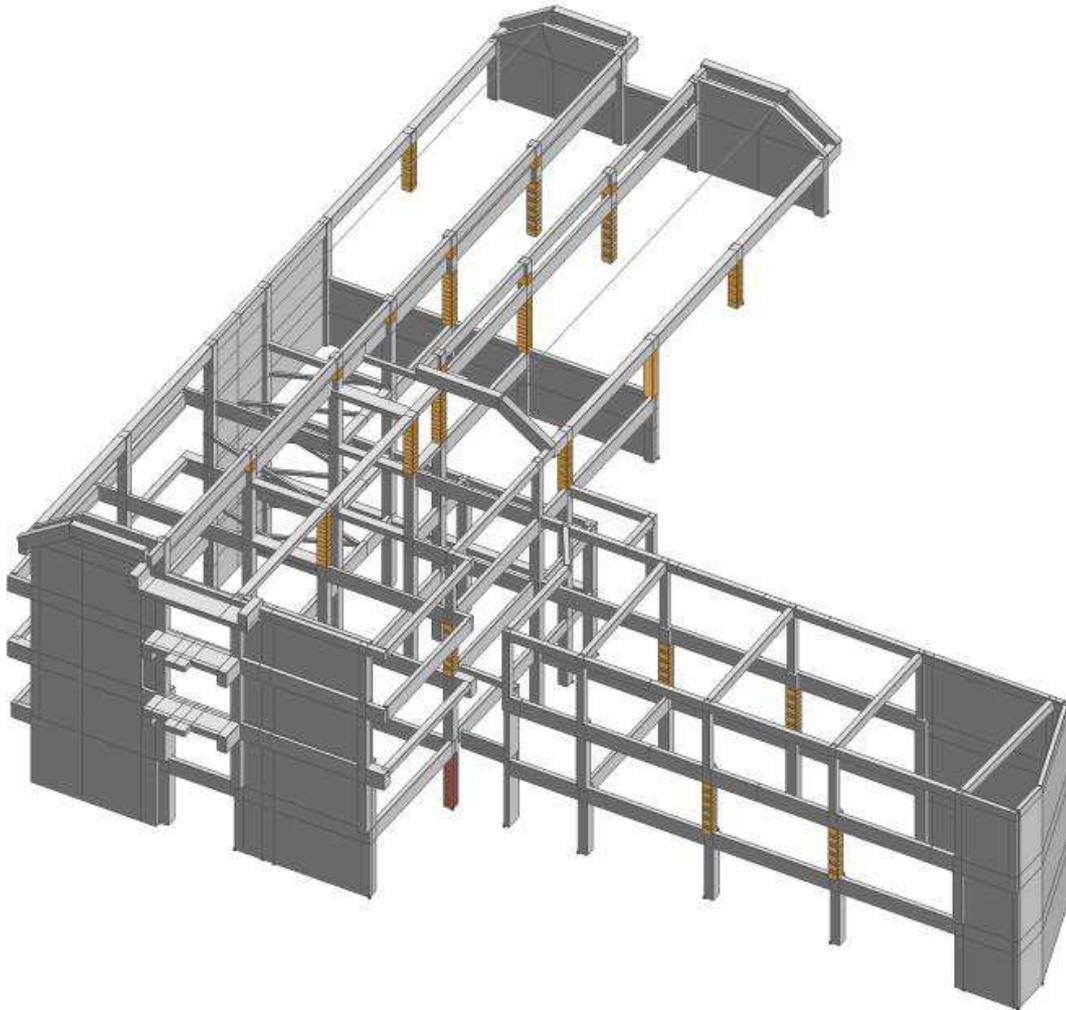


Pilastri-Tassi di sfruttamento flessione



Pilastri-Tassi di sfruttamento taglio

Le immagini che seguono rappresentano, piano per piano, le modalità di rinforzo dei pilastri con fibre in carbonio e incamiciatura in acciaio.



Rinforzo pilastri

4.4 Indagini geologiche e geotecniche del sistema fondale

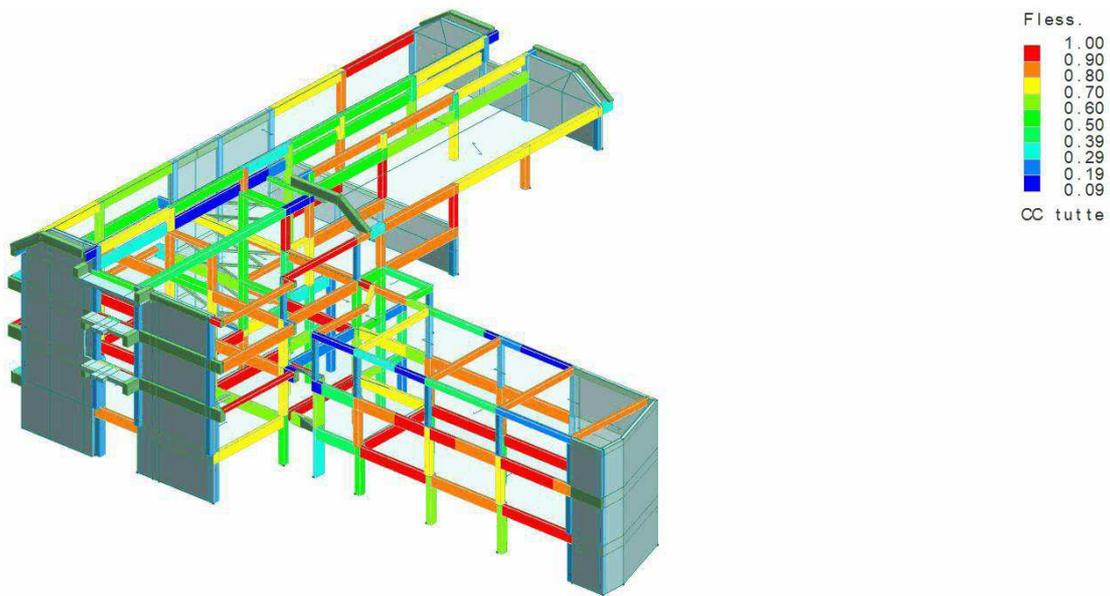
In virtù dell'impossibilità durante l'incarico di aver avuto accesso alle fondazioni è necessario prevedere un quadro diagnostico volto a classificarle anche alla luce, eventuale, di inserire nuove parti portanti, i setti, che sono continui da cielo a terra e devono avere una propria fondazione.

A questo proposito si prescrive l'esecuzione di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo a profondità 10 m, accompagnato da prove in sito ed in laboratorio.

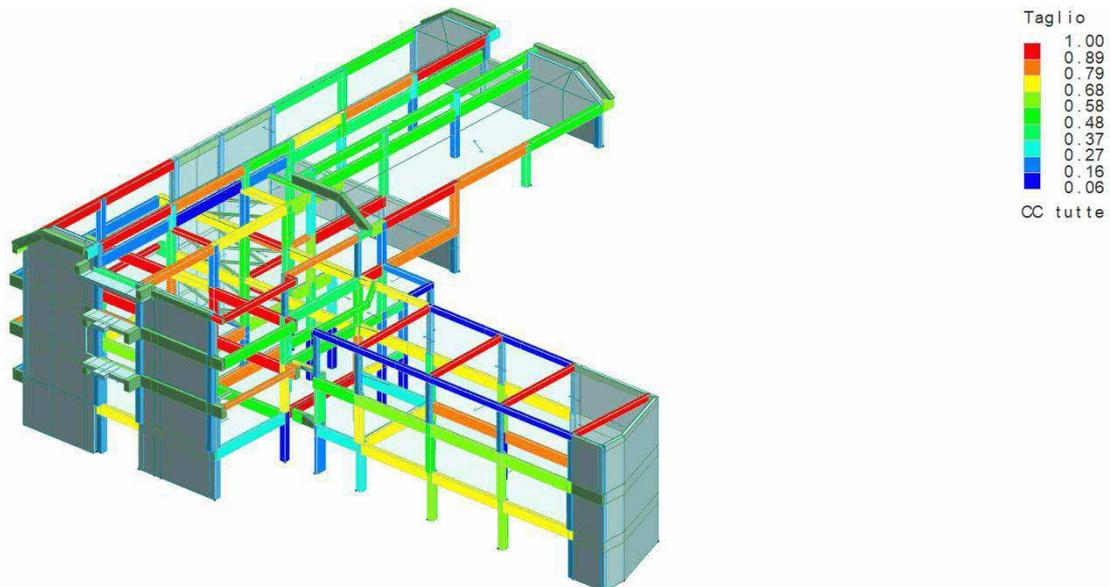
5. STATO DELLA STRUTTURA POST-INTERVENTO

Nelle seguenti immagini è riportato una prima verifica preliminare circa l'eventuale attuazione degli interventi previsti, si osserva che il tasso di sfruttamento della struttura è inferiore o uguale all'unità, non venendo di fatto mai superata.

5.1 Tassi di sfruttamento elementi strutturali raggiungibili post-intervento



Tassi sfruttamento flessione



Tassi sfruttamento taglio

6. INDICE DI VULNERABILITÀ RAGGIUNGIBILE POST-INTERVENTO

Come per lo stato di fatto, anche per questo progetto di fattibilità è stata condotta un'analisi dinamica lineare volta a verificare l'incremento delle prestazioni strutturali. La presenza dei setti unita ad impalcati che distribuiscono al meglio l'azione sismica, nonché gli elementi strutturali opportunamente rinforzati, consente di raggiungere un comportamento uniforme, convalidato dal superamento dell'unità del parametro ζ_E e da tempi di ritorno ben superiori ai 75 anni, vita nominale della costruzione.

Capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno

Nome indice di sicurezza	PGA_{CLV} <g>	ζ_{ESLV} (A_g)	$T_{r,CLV}$	ζ_{ESLV} (T_R)	PGA_{CLC} <g>	ζ_{ESLC} (A_g)	$T_{r,CLC}$	ζ_{ESLC} (T_R)
(1) Cemento armato, acciaio - Verifiche a taglio	0.155	1.301	1462	1.343	0.155	1.000	1462	1.000
(2) Cemento armato, acciaio - Verifiche dei nodi	0.186	1.560	2475	1.667	0.155	1.000	1462	1.000
(3) Cemento armato, acciaio - Verifiche di deformazione o di resistenza a flessione o pressoflessione	0.186	1.560	2475	1.667	0.155	1.000	1462	1.000

Capacità e domanda - riepilogo generale

TCC	$PGAD$ <g>	$PGAC$ <g>	ζ_E (A_g)	$T_{R,D}$	P_{VRD}	$T_{R,C}$	P_{VRC}	ζ_E (T_R)
SLO	0.039	>0.039	>1	45	81.00	>45	<81.00	>1
SLD	0.048	>0.048	>1	75	63.00	>75	<63.00	>1
SLV	0.119	0.155	1.301	712	10.00	1462	5.00	1.343
SLC	0.155	0.155	1.000	1462	5.00	1462	5.00	1.000

7. CONCLUSIONI

Il progetto preliminare di adeguamento qui elaborato, si basa sulla seguente prescrizione: in mancanza di documentazione di progetto dell'opera esistente occorre affinare la conoscenza della costruzione e le lavorazioni ed indagini prescritte possono essere condotte unicamente a scuola chiusa.

La parte aggiunta nel 1983 deve essere demolita (intervento tipo 2) e ricostruita al fine di garantire un'adeguata connessione (evitando sfalsamenti in altezza e disallineamenti fonte di eccentricità) ma anche una geometria più performante in termini di masse e rigidzze. In merito a questa misura si prescrive una delocalizzazione delle attività presenti nel corpo laterale.

I solai di piano devono essere rinforzati o attraverso il semplice getto della cappa armata (intervento tipo 3) o mediante l'inserimento, a volterrane alternate, di una trave in calcestruzzo alleggerito armato opportunamente inghisata alle estremità ed ai travetti del solaio. Per quanto concerne le scale è previsto in graticcio di travi HEA 100 all'intradosso in modo da supportare lo snello solaio strutturale.

Le tamponature, in virtù, sia delle indagini che devono essere svolte sia delle fasciature che devono essere inserite sui pilastri e sulle travi, se ne prevede la demolizione e ricostruzione prevedendo con lo scheletro portante un opportuno ammortamento.

Ultimo elemento non strutturale ma fonte di vulnerabilità: il comignolo di cui sono stati calcolati i meccanismi locali che hanno evidenziato un potenziale ribaltamento in quota; a questo proposito si può prevedere o un'incamiciatura a tutta altezza o la sua sostituzione.

Analogamente per i canali di gronda, estremamente massivi, se ne prevede la sostituzione con elementi più snelli e leggeri.

Infine, riscontrato l'elevato numero di elementi soggetti a fenomeni di corrosione (pilastri di facciata ed intradosso balconi) si prescrive un procedimento di passivazione del ferro e ricostruzione del copriferro.