

REVISIONI AGGIORNAMENTI A B C D E F				
	1° EMISS.	Primo emissione	VG.RV.01	13.06.2018
RICHIEDENTE/APPLICANTE	OGGETTO/OBJEKT	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 RIFERIMENTO: RICORSAMENTI VII (A-D) RIPRODURRE O COMUNICARE A. II (R.V. II) CONTENUTO DEI PRESBITI - II (ARONCA)	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: RELAZIONE DI VULNERABILITA' E RISCHIO SISMICO	DATA: DATE: 13.06.2018	SCALA: SCALE: FILE: VG.RV.01	TAVOLA:			
			VG	RV	01	01
		P.C. STY.E:	VIA GHIO	RELAZ. VULNER	NUMERO PROG.	REVIS. FOGLIO



Serena Ugolini

SOMMARIO

SOMMARIO	2
1. INTRODUZIONE	5
2. NORME DI RIFERIMENTO	6
3. RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE.....	7
3.1 ESAME DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE ED ANALISI STORICO CRITICA.....	7
3.2 DATI DIMENSIONALI E SCHEMI PLANO ALTIMETRICI.....	8
<i>Piano semi-interrato</i>	<i>8</i>
<i>Piano terra</i>	<i>9</i>
<i>Piano primo.....</i>	<i>9</i>
<i>Piano secondo</i>	<i>11</i>
3.3 CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL SITO.....	15
<i>Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei</i>	
<i>parametri geotecnici</i>	<i>15</i>
<i>Caratterizzazione sismica del sito</i>	<i>16</i>
3.4 QUADRO FESSURATIVO E/O DI DEGRADO	16
3.5 RILIEVO MATERICO E DEI PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	27
3.5.1 <i>Solai</i>	<i>28</i>
<i>Piano seminterrato.....</i>	<i>29</i>
<i>Piano terra</i>	<i>31</i>
<i>Piano primo.....</i>	<i>31</i>
<i>Piano secondo.....</i>	<i>32</i>
3.5.2 <i>Travi e pilastri.....</i>	<i>33</i>
3.5.3 <i>Murature esterne e tramezze.....</i>	<i>33</i>
3.6 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E SINTESI DELLE VULNERABILITÀ RISCONTRATA E/O POSSIBILI	34
4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	35
5. INDAGINI SPECIALISTICHE	38
5.1 PREMESSA.....	38
5.2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO E DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI.....	39
5.3 DESCRIZIONE DELLE SINGOLE INDAGINI.....	41
5.3.1 <i>Localizzazione ferri d'armatura</i>	<i>41</i>
<i>Generalità</i>	<i>41</i>
<i>Limitazioni.....</i>	<i>41</i>
5.3.2 <i>Prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo (UNI EN 12504 pt. 1)</i>	<i>41</i>
<i>Generalità</i>	<i>41</i>
<i>Operazioni correlate incluse nella lavorazione</i>	<i>41</i>
<i>Limitazioni.....</i>	<i>41</i>
<i>Relazione Vulnerabilità</i>	<i>2</i>

5.3.3	<i>Prova di compressione su carota (UNI EN 12390/3)</i>	42
	<i>Operazioni correlate incluse nella lavorazione</i>	42
5.3.4	<i>Campionamento barre di acciaio d'armatura in opera e prova di trazione</i>	42
	<i>Generalità</i>	42
	<i>Operazioni correlate incluse nella lavorazione</i>	42
5.3.5	<i>Indagine tipo pull-out su calcestruzzo armato</i>	42
	<i>Generalità</i>	42
	<i>Operazioni correlate incluse nella lavorazione</i>	42
5.3.6	<i>Verifica durezza acciaio in sito</i>	43
	<i>Generalità</i>	43
5.3.7	<i>Indagine endoscopica</i>	43
	<i>Generalità</i>	43
	<i>Operazioni correlate incluse nella lavorazione</i>	43
	<i>Limitazioni</i>	43
5.3.8	<i>Prova di carico a spinta su solaio in latero-cemento</i>	43
5.3.9	<i>Sonreb</i>	44
	<i>Generalità</i>	44
	<i>Prove sclerometriche</i>	45
	<i>Prove ultrasoniche</i>	45
5.3.10	<i>Prove pacometriche</i>	46
5.4	RESTITUZIONE INDAGINI DIAGNOSTICHE	46
6.	VERIFICHE NUMERICHE	48
6.1	IPOTESI DI MODELLAZIONE	48
6.2	ANALISI DEI CARICHI	52
6.2.1	<i>Azioni statiche</i>	52
	<i>Carichi agenti sul solaio del piano semi-interrato (S1, S2 sp.20+3):</i>	52
	<i>Carichi agenti sul solaio del piano semi-interrato (S3 sp.24+3):</i>	52
	<i>Carichi agenti sul solaio del piano terra (S4 sp.24+3):</i>	52
	<i>Carichi agenti sul solaio del piano primo (S5,S6,S7 sp.24+3):</i>	52
	<i>Carichi agenti sulla copertura del piano secondo (S11,S12, copertura inclinata sp.20+3):</i>	53
	<i>Carichi agenti sulla scala:</i>	53
	<i>Carichi agenti sulla copertura della sopraelevazione:</i>	53
6.2.2	<i>Carico neve</i>	53
6.2.3	<i>Carico delle tramezze</i>	54
6.2.4	<i>Carico pareti perimetrali</i>	55
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO	56
6.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	57
6.4.1	<i>Risultati prove carotaggio</i>	57
6.4.2	<i>Risultati prove pull-out</i>	58
6.4.3	<i>Risultati prove sonreb</i>	59

6.4.4	<i>Riepilogo delle prove sui materiali</i>	60
6.5	VERIFICA NEI CONFRONTI DEI CARICHI STATICI	61
6.5.1	<i>Parametri di calcolo in condizioni statiche</i>	61
6.5.2	<i>Metodi di verifica</i>	61
6.5.3	<i>Verifiche pilastri e travi</i>	63
6.5.4	<i>Verifica scala in c.a.</i>	69
6.5.5	<i>Verifiche solai</i>	72
	<i>Verifica solaio piano seminterrato (S1)</i>	73
	<i>Verifica solaio piano seminterrato (S2)</i>	76
	<i>Verifica solaio piano seminterrato (S3)</i>	81
	<i>Verifica solaio piano terra (S4)</i>	84
	<i>Verifica solaio piano terra (S5)</i>	89
	<i>Verifica solaio piano terra (S6)</i>	94
	<i>Verifica solaio piano primo (S7)</i>	97
	<i>Verifica solaio piano primo (S8)</i>	102
	<i>Verifica solaio piano secondo (S11)</i>	107
	<i>Verifica solaio piano secondo (S12)</i>	112
	<i>Verifica solaio piano secondo inclinato (copertura)</i>	115
6.5.6	<i>Riepilogo verifiche dei solai</i>	118
6.6	VERIFICA NEI CONFRONTI DELL'AZIONE SISMICA	127
6.6.1	<i>Parametri di calcolo in condizioni sismiche</i>	127
6.6.2	<i>Verifiche pilastri e travi</i>	130
6.6.3	<i>Valutazione indici di sicurezza</i>	135
6.6.4	<i>Analisi dei meccanismi locali</i>	136
	<i>Meccanismo di ribaltamento della canna fumaria</i>	136
	<i>Meccanismo di ribaltamento della tamponatura (spessore 40 cm)</i>	140
7.	CONCLUSIONI	145

1. INTRODUZIONE

La presente relazione consiste nel documento di supporto alla “*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 quanto in essa 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* con sede in Via G.B. Ghio 2, sito nel Comune di Chiavari in Provincia di Genova (GE).

L’attività del RTP risponde a quanto contenuto nel contratto stipulato con la Città Metropolitana di Genova avente come oggetto “*SER.18.00006 – Affidamento Servizi di Valutazione vulnerabilità sismica, indagini preliminari e Progettazione di fattibilità tecnica ed economica dell’edificio scolastico*”.

Le prestazioni da eseguirsi in relazione al presente incarico consistono nelle seguenti attività:

- 1) Reperimento documentazione storica e/o tecnica di riferimento;
- 2) Indagini preliminari (sondaggi, analisi storico-critica, rilievo geometrico strutturale, quadro fessurativo, prove pacometriche, prove soniche, prove pull out, prove di carico, carotaggio ecc.);
- 3) Valutazione vulnerabilità e rischio sismico (Relazione Metodologica, attuazione delle verifiche tecniche di sicurezza sismica e redazione del documento di valutazione dei livelli di rischio);
- 4) Progettazione di fattibilità tecnica ed economica (relazione illustrativa, relazione tecnica strutturale statica e sismica, reazione sugli studi ed indagini preliminari elaborati grafici, calcolo sommario delle spese, quadro economico di progetto, cronoprogramma delle fasi illustrative ecc.);
- 5) Documentazione progettuale contrattuale.

All’interno della relazione a supporto 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* (Ordinanza n. 3274/2003 – art. 2, commi 3 e 4, d.m. 14.01.2008)” è esposta una dettagliata descrizione della composizione plano-volumetrica dell’intero plesso scolastico, nonché delle relative tipologie costruttive con particolare riferimento alle strutture portanti di elevazione e quelle strutture portate orizzontali.

Sono stati, infatti, eseguiti una serie di sopralluoghi finalizzati al rilievo geometrico, fotografico e fessurativo e/o degrado dell’edificio ed alla verifica dello stato di conservazione delle strutture, compresa la successiva valutazione statica e sismica del corpo di fabbrica.

Suddetta fase è avvenuta parallelamente all’analisi degli elaborati architettonici e strutturali reperiti presso gli Uffici Territoriali competenti, ciò ha permesso la ricostruzione circa l’evoluzione subita dall’edificio nel corso della sua vita di utilizzo.

Dopodiché è stata condotta un’indagine diagnostica volta a qualificare i materiali costruttivi nonché la tecnologia costruttiva, al fine di raggiungere un livello di conoscenza LC2 (Norme Tecniche delle Costruzioni – aggiornamento 2018) come previsto all’art.3 del disciplinare di incarico.

Una volta conclusa la campagna diagnostica in situ, sono state restituite le informazioni raccolte. al fine di costruire un apposito modello di calcolo atto a simulare il comportamento meccanico della costruzione esistente, individuandone le vulnerabilità statiche e sismiche per poi ipotizzare una possibile soluzione di consolidamento.

2. NORME DI RIFERIMENTO

L'incarico affidato sarà svolto nel rispetto delle seguenti normative:

- R.D.L. 16 novembre 1939 n.2228 e 2229 (G.U. 18 aprile 1940 n.92) *“Norme per l'accettazione dei leganti idraulici”*;
- D.M. 30/05/1972 *“Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- D.M. n. 275 del 18/12/1975 *“Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici di funzionalità didattica, edilizia ed urbanistica, da osservarsi nella esecuzione di opere di edilizia scolastica”*;
- Legge 11 gennaio 1996, n. 23 (in GU n. 15 -Serie generale- del 19 gennaio 1996) *“Norme per l'edilizia scolastica”*;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n.3274
- D.P.C.M. 21 ottobre 2003 *“Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente a capo del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 17 settembre 2004 n.3376;
- Ordinanze del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 06 agosto 2005 e in data 23 maggio 2007;
- Circolare C.S.LL.PP. n. 617 del 02/02/2009
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 15 aprile 2010, pubblicata sulla G.U.n.144 del 23 giugno 2010;
- D.G.R. n. 216/2017 *“OPCM 3519/2006. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria”*;
- D. Lgs. 50/2016 *“Codice degli Appalti”*;
- DM Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018 *“Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”*;

Si sottolinea che l'incarico è stato stipulato dopo l'uscita dell'aggiornamento delle norme tecniche delle costruzioni. Tale testo, al momento della redazione di questa relazione di vulnerabilità, non è corredato ancora della relativa circolare esplicativa (al momento in fase di revisione), pertanto si utilizzeranno i concetti contenuti nella circ. 617/2009.

3. RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

3.1 Esame della documentazione disponibile ed analisi storico critica

Da un controllo effettuato presso l'ufficio che gestisce l'archivio delle pratiche strutturali della Città Metropolitana di Genova, non risulta presente alcuna documentazione progettuale inerente la struttura portante del fabbricato.

Tutti i dati relativi alla costruzione, necessari per il raggiungimento del livello di conoscenza richiesto (LC2), sono quindi frutto delle indagini che sono state svolte a partire dal 27 aprile 2018.

Pertanto, si è deciso di procedere preliminarmente con l'esecuzione di una campagna di indagini sulle strutture esistenti; tale attività è stata svolta a cura di una società specializzata in tale settore (EDILCONTROL) e dai Professionisti incaricati.

Al termine della campagna di indagini, è stata redatta la relativa relazione specialistica di dettaglio, comprensiva dei certificati di prova; le prove sui materiali sono state effettuate dal laboratorio Edilcontrol di Arenzano (GE), che è in possesso della concessione del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

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.

3.2 Dati dimensionali e schemi piano altimetrici

Ai sensi delle Ntc18 una costruzione è da intendersi regolare in altezza ed in elevazione se (§ 7.2):

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

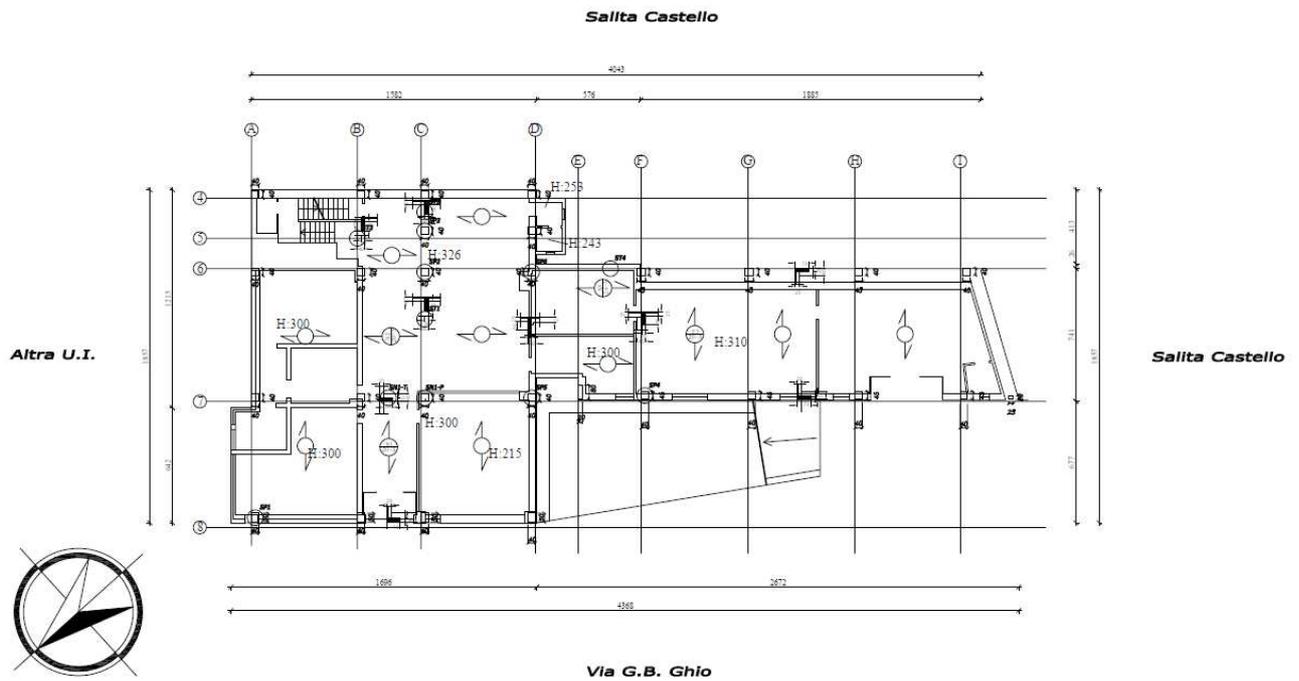
- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengono in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

La struttura risulta non è regolare in pianta e in altezza.

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

Piano semi-interrato

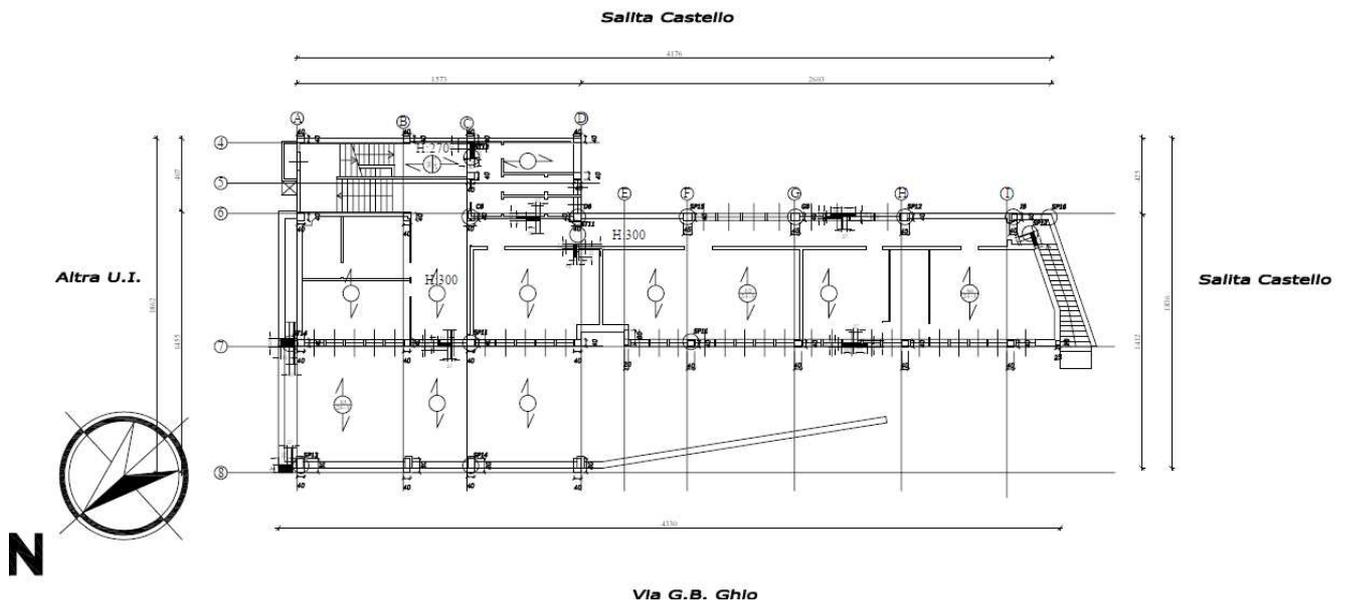
È costituito da un corpo centrale rettangolare principale avente dimensioni 16 m x 19 m e da uno laterale pressoché trapezio di dimensioni 28 m x 7.5 mm. L'altezza netta di interpiano è pari a 3m.



Planimetria Piano Seminterrato

Piano terra

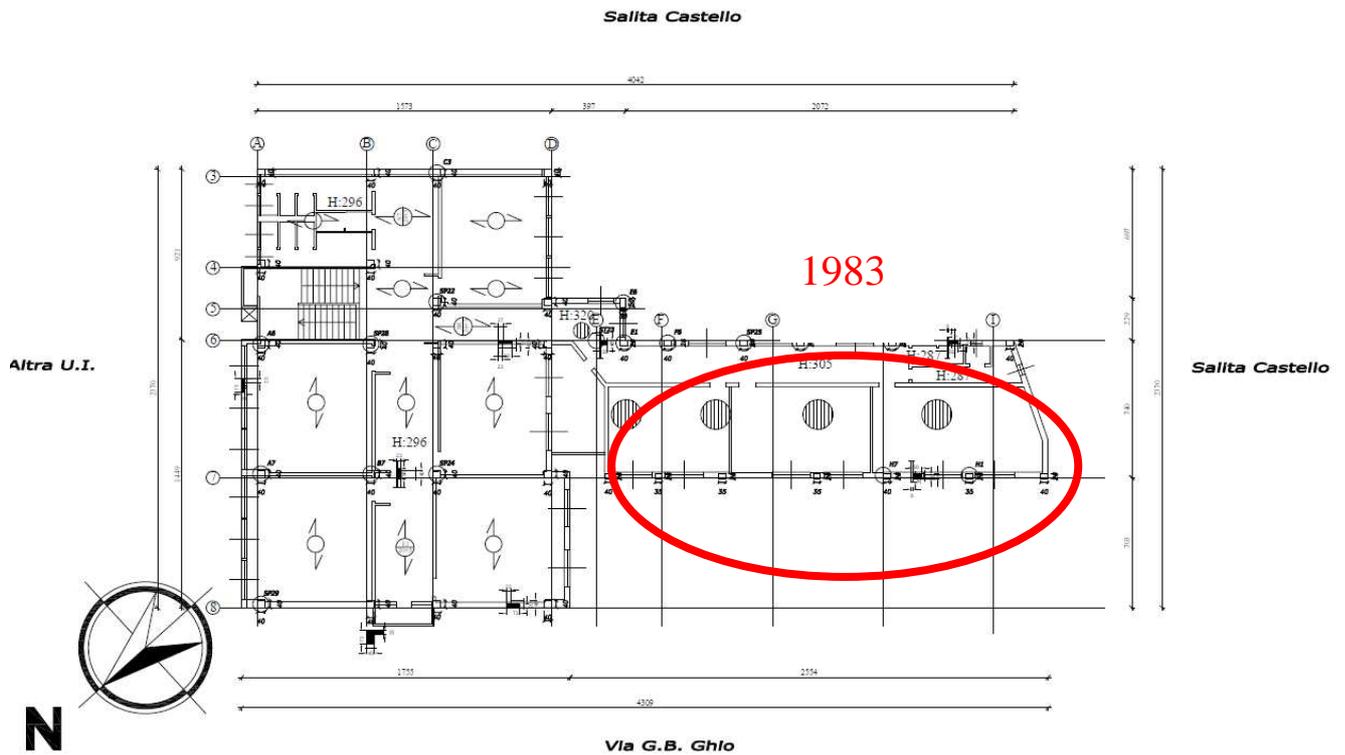
È costituito da un corpo centrale rettangolare di dimensioni avente dimensioni pari a 16 m x 19 m e da uno laterale pressoché trapezio di dimensioni 28 m x 7.5 m circa. L'altezza netta di interpiano è pari a 3 m.



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.

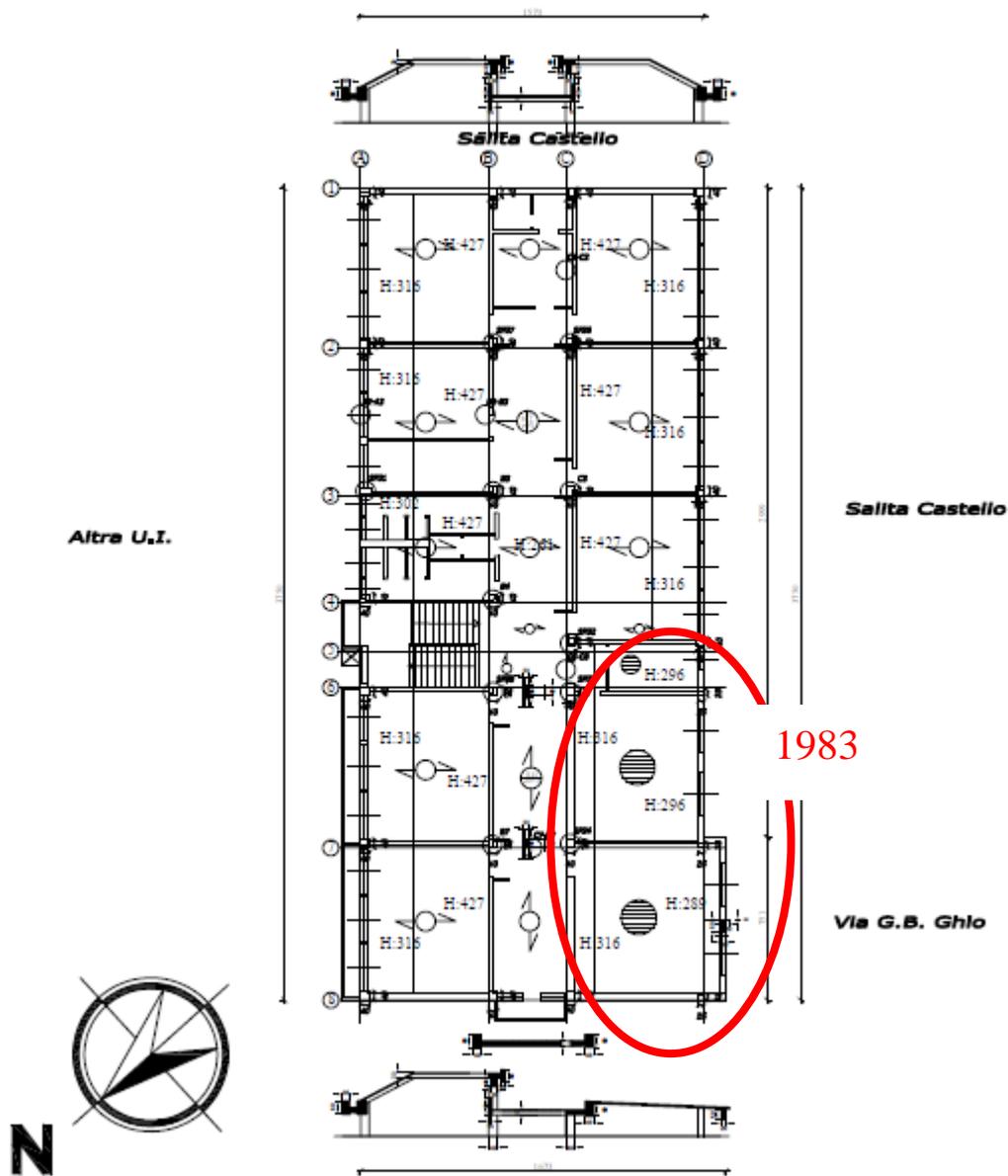


Planimetria Primo Piano

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

3.3 Caratteristiche geomorfologiche del sito

Secondo quanto riportato nella relazione geologica (Allegato N. 1) 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”.

Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici

- *Coperture sciolte-riporti:*

Angolo di attrito caratteristico ϕ'_m : 28°

Coesione effettiva caratteristica c'_m : 0 Kg/cm²

Peso di volume saturo γ : 1.85 t/m³

- *Livello di alterazione del substrato roccioso:*

Angolo di attrito caratteristico ϕ'_m : 29°

Coesione effettiva caratteristica c'_m : 0.160 Kg/cm²

Peso di volume saturo γ : 2.13 t/m³

- *Substrato roccioso:*

Angolo di attrito medio ϕ'_m : 34°

Coesione effettiva caratteristica c'_m : 0.220 MPa

Peso di volume saturo γ : 2.40 t/m³



Sezione geologica estratta dalla relazione a firma del Geol. Gabriele Stagnaro (10 maggio 2018, Allegato 1)

Caratterizzazione sismica del sito

Riportando nuovamente quanto riportato nella relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Gabriele Stagnaro: “Nel caso in esame, con riferimento alla verticale di indagine più cautelativa, ed assumendo quale riferimento per l’assegnazione della categoria di suolo il piano di imposta delle fondazioni, si rileva come il substrato roccioso con $V_s > 800$ m/sec sia posto a profondità inferiori a 3 metri. Pertanto, la categoria di suolo su cui basare i calcoli dei coefficienti sismici è **la classe A: terreni rigidi con $V_s > 800$ m/sec comprendenti uno strato di alterazione non superiore a 3 metri. La categoria topografica è T_1** ”.

3.4 Quadro fessurativo e/o di degrado

L’analisi dello stato dei luoghi è stata eseguita nelle date 2, 3, 7 e 12 maggio 2018 ed ha interessato l’intera costruzione. Come già precedentemente scritto, la scuola si articola su quattro piani fuori terra: seminterrato, terra, primo e secondo piano (Allegato n. 2).

Nel 1983 è stato oggetto di una sopraelevazione che ha interessato l’ala laterale posta al primo piano prospiciente Via Ghio ed alcuni locali al secondo piano. L’intervento di sopraelevazione è facilmente distinguibile grazie alla copertura differente rispetto alla costruzione originaria, che consiste in una semplice lamiera metallica insistente sul perimetro strutturale.

La copertura originaria del corpo di fabbrica corrisponde alla tecnologia costruttiva del calcestruzzo armato e, come confermato dalle indagini svolte, è costituita da travetti gettati in opera e pignatte. Questa copertura, sul perimetro, è aggettante ed è caratterizzata da una rigidità che consente di formulare

L'ipotesi successiva di solaio infinitamente rigido nel proprio piano, di contro la tecnologia costruttiva per sua definizione la colloca nella tipologia di “*copertura pesante*”.

Dal progetto depositato presso il Comune di Chiavari, precedentemente il plesso scolastico era di proprietà comunale, si evince che la sopraelevazione dovesse essere realizzata in muratura portante.

Fin dai primi sopralluoghi tale informazione era quanto mai dubbia, infatti, sia dalla lettura dei prospetti prima e dalle indagini diagnostiche poi, si è riscontrato che la tecnologia portante principale corrisponde al calcestruzzo armato. In questo intervento si riscontrano numerose criticità tra cui il disallineamento verticale tra pilastro esistente e sopraelevato e le travi a sbalzo rispetto al filo medio del pilastro, entrambi fonte di eccentricità e sollecitazioni flettenti aggiuntive (Foto rilievo esterni).

Altro aspetto riscontrato dalla lettura dei nodi sullo scheletro originario, la nuova struttura è stata appoggiata non dando continuità al filo del pilastro. Sul cordolo del piano terra è stata impostata (probabilmente semplicemente appoggiata e senza alcuna connessione) una trave di bordo gettata in opera di altezza pari a circa 60 cm.



Particolare nodo trave pilastro (foto n. 259 Allegato n.2)

Per la lettura del quadro fessurativo e di degrado si rimanda all'allegato fotografico (Allegato N. 2) in cui sono riportate tutte le fotografie del fabbricato, nonché alle tavole grafiche in cui, oltre ad essere riportati i punti di vista, sono indicati con apposita legenda le criticità riscontrate.

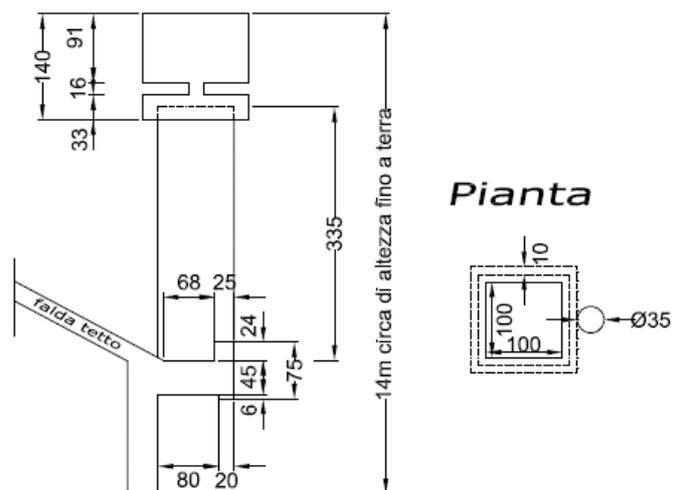
L'illustrazione fotografica del quadro fessurativo e di degrado (Allegato N. 2 e Tavole N. VG.QF.01.01-06) è riportata suddividendo l'intera costruzione in livelli, distinta ulteriormente tra ambienti esterni ed interni. Quanto riscontrato è possibile sintetizzarlo come segue:

- non sono visibili segni di sofferenza delle strutture portanti verticali ed orizzontali quali evidenti stati deformativi o fessurazioni riconducibili a meccanismi di taglio e/o pressoflessione;
- disallineamento verticale tra corpo del 1965 e quello aggiunto del 1983, pilastri posizionati in falso con travi aggettanti;
- a livello strutturale si osserva un degrado avanzato del copriferro dei componenti strutturali esterni: specie nei pilastri e nelle travi perimetrali l'armatura è a vista (saltato completamente il copriferro) e denota un avanzato stato di corrosione;
- è lecito ipotizzare che i nodi trave pilastro non siano adeguatamente confinati;

- la copertura del corpo originario è pesante e massiva, presenta elementi aggettanti su tutto il perimetro dell'edificio;
- i balconi presentano all'intradosso un avanzato stato di degrado accompagnato dall'espulsione del copriferro;
- l'intradosso dei solai di piano, soprattutto nel porticato e nelle aule al secondo piano, appare sfogliato. A supporto di questa considerazione la presenza di teli di protezione disposti nelle aule al secondo piano;
- le tamponature non presentano fessurazioni perimetrali di distacco dal telaio portante in calcestruzzo armato;
- il comignolo, continuo da cielo a terra, sventa rispetto alla copertura di 4.75 m.



Sezione



Pianta

Rilievo del comignolo, quale elemento di vulnerabilità non strutturale

Infine, la Città Metropolitana di Genova ha fornito ai professionisti incaricati di redigere l'analisi di vulnerabilità della scuola in oggetto il seguente documento: “*Libretto sanitario sullo sfondellamento dei solai*” (Allegato n. 3) redatto il 19 luglio 2016 da Tecnoindagini Srl a firma dell'ing. Marco Gallotta.

In questo documento si evincono le seguenti informazioni:

“le analisi condotte hanno infatti permesso di riscontrare zone degli intradossi dei solai nell'Aula 3 e 9 al piano secondo; nel Porticato al piano terra caratterizzate tuttora da un elevato rischio di crollo (zone connotate da una condizione pericolosa). In questi casi si dovrà intervenire tempestivamente al fine di ripristinare le normali condizioni di agibilità, inibendo al contempo la fruizione degli stessi locali da parte dell'utenza, sino al termine delle idonee lavorazioni di messa in sicurezza. Durante il sopralluogo sono state inoltre ravvisate porzioni dei solai connotate invece da uno stato di conservazione pessimo: data la situazione rilevata, in questo secondo caso dovrà essere programmato un piano di interventi per le stesse porzioni. Si consiglia di comprendere negli stessi interventi le zone degradate limitrofe e di tenere sotto controllo le restanti porzioni in cui è stata individuata una situazione scadente, poiché in questi casi il fenomeno è innescato e l'unica differenza è sul tempo di evoluzione.

Per quantificare il grado di rischio legato ad un possibile sfondellamento occorre analizzare i due principali fattori che definiscono la quantità di materiale soggetto a un possibile crollo. Il peso dell'intonaco tradizionale di tipo civile è di circa 18 kg/mq per ogni centimetro di spessore. È evidente che l'incremento di spessore provoca un aumento proporzionale di peso.

Le misurazioni dello spessore dello strato di finitura dell'intradosso, effettuate nelle posizioni laddove eseguiti i rilievi delle tipologie costruttive, hanno consentito di riscontrare valori differenti.

Per quantificare il grado di rischio legato ad un possibile sfondellamento occorre analizzare i due principali fattori che definiscono la quantità di materiale soggetto a un possibile crollo.

Il peso dell'intonaco tradizionale di tipo civile è di circa 18 kg/mq per ogni centimetro di spessore. È evidente che l'incremento di spessore provoca un aumento proporzionale di peso. Le misurazioni dello spessore dello strato di finitura dell'intradosso, effettuate nelle posizioni laddove eseguiti i rilievi delle tipologie costruttive, hanno consentito di riscontrare valori differenti.

Ciò non impedisce però di ravvisare in altri punti spessori differenti da quelli misurati. In particolare, lo spessore maggiore della finitura può portare ad un più rapido degrado dello strato di supporto. Nel caso di distacchi simultanei anche di parti di laterizio, tale peso va incrementato ulteriormente di circa 10 kg/mq. Il secondo fattore fondamentale è l'estensione del fenomeno. L'esperienza ottenuta da anni di osservazioni insegna che in molti casi, tale aspetto è quello rilevante. Infatti, se si considera di estendere i carichi ipotizzati precedentemente su una superficie di circa 1÷2 mq, è chiaro che un crollo improvviso di ≈65 kg di materiale costituisce un pericolo. Inoltre, spesso, il fenomeno risulta tanto più imprevedibile quanto più è elevata la superficie ammalorata”.

A conclusione del suddetto documento è data la prescrizione di monitoraggio dei solai ammalorati, situazione che durante il rilievo del quadro fessurativo non è stata riscontrata, fatta eccezione per la rete di protezione dalla caduta intonaco, presente al secondo piano.

Di seguito si riporta una tabella in cui sono indicati i diversi punti di presa fotografica, suddiviso per piano a cui è associata una breve descrizione dello stato degli elementi. Per la visione di ogni singola foto si rimanda all' Allegato N. 2, mentre per il punto di presa alle Tavole N. VG.QF.01.01-06.

ESTERNO			
Foto	Piano	Nome	Descrizione
01	Esterno	IMG_3561.JPG	Prospetto principale: seminterrato, piano terra e primo piano (sopraelevazione 1983).
02	Esterno	IMG_3529.JPG	Angolo Via Ghio – Salita Castello.
03	Esterno	IMG_3565.JPG	Prospetto principale: particolare rastremazione pilastro piano terra verso seminterrato.
04	Esterno	IMG_3567.JPG	Prospetto principale: ingresso carrabile e pedonale scuola.
05	Esterno	IMG_3532.JPG	Porticato Scuola.
06	Esterno	IMG_3531.JPG	Prospetto sud-est – Salita Castello: elementi di vulnerabilità corrispondenti a mensole aggettanti poste a copertura del piano terra.
07	Esterno	IMG_3569.JPG	Particolare prospetto principale verso porticato.
08	Esterno	IMG_3571.JPG	Prospetto principale: nodo trave-pilastro con espulsione diffusa del copriferro sugli elementi strutturali.
09	Esterno	IMG_3572.JPG	Prospetto principale: umidità e distacco di intonaco, trave di bordo caratterizzata da espulsione di copriferro in corrispondenza delle staffe.
10	Esterno	IMG_3574.JPG	Prospetto principale: nodo trave-pilastro con espulsione diffusa del copriferro sugli elementi strutturali.
11	Esterno	IMG_3576.JPG	Zoom figura 10: espulsione di intonaco e copriferro.
12	Esterno	IMG_3577.JPG	Prospetto principale su Via Ghio: elementi di vulnerabilità corrispondenti a coperture aggettanti e balconi di piano.
13	Esterno	IMG_3578.JPG	Particolare balcone: espulsione del copriferro in corrispondenza delle travi, dell'intradosso del solaio abbinato a espulsione di intonaco localizzato in corrispondenza delle caditoie.
14	Esterno	IMG_3580.JPG	
15	Esterno	IMG_3581.JPG	
16	Esterno	IMG_3582.JPG	
17	Esterno	IMG_3584.JPG	Particolare angolo nord.
18	Esterno	IMG_3585.JPG	Entrata lato nord-est.
19	Esterno	IMG_3533.JPG	Prospetto nord-est: espulsione copriferro in corrispondenza della trave di bordo di copertura e degli orrizzontamenti relativi ai diversi piani. Elemento di vulnerabilità: comignolo emergente rispetto alla copertura per una altezza pari a 465 m.
20	Esterno	IMG_3534.JPG	
21	Esterno	IMG_3535.JPG	
22	Esterno	IMG_3586.JPG	Particolare prospetto nord-est: intonaco fortemente ammalorato.
23	Esterno	IMG_3588.JPG	Prospetto nord-est: particolare nodo trave-soletta.
24	Esterno	IMG_3590.JPG	Prospetto nord-est: elemento di vulnerabilità balcone aggettante e caditoia fortemente ammalorata.
25	Esterno	IMG_3592.JPG	Prospetto nord-est: espulsione copriferro.
26	Esterno	IMG_3593.JPG	Prospetto nord-est vista da Salita Castello.

27	Esterno	IMG_3594.JPG	
28	Esterno	IMG_3596.JPG	Vista da Salita Castello: particolare copertura emergente.
29	Esterno	IMG_3598.JPG	Angolo sud (Salita Castello).
30	Esterno	IMG_3600.JPG	Particolare retro Scuola: intonaco ammalorato con tracce di interventi di manutenzione.
31	Esterno	IMG_3601.JPG	Particolare caditoia copertura aggettante.
32	Esterno	IMG_3603.JPG	Andamento a gradoni della costruzione (Salita Castello).
33	Esterno	IMG_3605.JPG	Contesto territoriale retro Scuola.
34	Esterno	IMG_3604.JPG	Accesso da Salita Castello.
35	Esterno	IMG_3607.JPG	Vista giardino e plesso scolastico da Salita Castello.
36	Esterno	IMG_3608.JPG	Prospetto sud-est (retro): particolare piano terra e primo piano, quest'ultimo oggetto di sopraelevazione (1983).
37	Esterno	IMG_3609.JPG	
38	Esterno	IMG_3610.JPG	

SEMINTERRATO			
Foto	Piano	Nome	Descrizione
01	Seminterrato	IMG_4097.JPG	Particolare scala di accesso interno.
02	Seminterrato	IMG_4098.JPG	Punto di prova ST3
03	Seminterrato	IMG_4099.JPG	Punto di prova ST5: sonreb e rilievo ferri
04	Seminterrato	IMG_4100.JPG	
05	Seminterrato	IMG_4101.JPG	
06	Seminterrato	IMG_4102.JPG	Punti di prova sui pilastri al seminterrato.
07	Seminterrato	IMG_4103.JPG	
08	Seminterrato	IMG_4104.JPG	
09	Seminterrato	IMG_4105.JPG	
10	Seminterrato	IMG_4106.JPG	
11	Seminterrato	IMG_4107.JPG	Particolare nodo trave con vista ferri
12	Seminterrato	IMG_4108.JPG	
13	Seminterrato	IMG_4109.JPG	Pavimentazione dove non si riscontrano avvallamenti.
14	Seminterrato	IMG_4110.JPG	
15	Seminterrato	IMG_4111.JPG	Particolare pilastro-tamponatura.
16	Seminterrato	IMG_4112.JPG	Pavimentazione dove non si riscontrano avvallamenti.
17	Seminterrato	IMG_4113.JPG	Rilievo trave: carotaggio e vista ferri.
18	Seminterrato	IMG_4114.JPG	Intradosso solaio S2 (stratigrafia).
19	Seminterrato	IMG_4115.JPG	Intradosso solaio S1 (stratigrafia).
20	Seminterrato	IMG_4116.JPG	Aula informatica: rilievo pilastro SP1, particolare pavimentazione nulla da segnalare.
21	Seminterrato	IMG_4117.JPG	
22	Seminterrato	IMG_4118.JPG	

23	Seminterrato	IMG_4119.JPG	
24	Seminterrato	IMG_4120.JPG	
25	Seminterrato	IMG_4121.JPG	
26	Seminterrato	IMG_4122.JPG	Ingresso corpo laterale.
27	Seminterrato	IMG_4123.JPG	Intradosso solaio S3 (stratigrafia).
28	Seminterrato	IMG_4124.JPG	Rilievo trave di bordo ST4.
29	Seminterrato	IMG_4125.JPG	
30	Seminterrato	IMG_4126.JPG	Aula laterale laboratorio informatico.
31	Seminterrato	IMG_4127.JPG	
32	Seminterrato	IMG_4128.JPG	
33	Seminterrato	IMG_4129.JPG	Laboratorio fotografico.
34	Seminterrato	IMG_4130.JPG	
35	Seminterrato	IMG_4131.JPG	
36	Seminterrato	IMG_4132.JPG	
37	Seminterrato	IMG_4133.JPG	
38	Seminterrato	IMG_4134.JPG	
39	Seminterrato	IMG_4135.JPG	Atrio seminterrato (aula magna).
40	Seminterrato	IMG_4136.JPG	
41	Seminterrato	IMG_4137.JPG	Ingresso intercapedine sotto il punto di prova ST4.
42	Seminterrato	IMG_4138.JPG	Particolare intercapedine dove si riscontrano: <ul style="list-style-type: none"> • Tramezza in forati (spessore 12 cm); • Intradosso solaio di calpestio del piano terra corrispondente a pignatte e travetti gettati in opera; • Trave di bordo dove si riscontra il passo delle staffe.
43	Seminterrato	IMG_4139.JPG	
44	Seminterrato	IMG_4141.JPG	
45	Seminterrato	IMG_4142.JPG	
46	Seminterrato	IMG_4143.JPG	
47	Seminterrato	IMG_4144.JPG	
48	Seminterrato	IMG_4147.JPG	
49	Seminterrato	IMG_4148.JPG	
50	Seminterrato	IMG_4149.JPG	
51	Seminterrato	IMG_4150.JPG	
52	Seminterrato	IMG_4151.JPG	Particolare rilievo solaio S3.
53	Seminterrato	IMG_4152.JPG	
54	Seminterrato	IMG_4153.JPG	
55	Seminterrato	IMG_4154.JPG	
56	Seminterrato	IMG_4155.JPG	Intercapedine posta su filo D, dove è stato rilevato nodo trave pilastro e una corrosione in stato avanzato delle armature a taglio.
57	Seminterrato	IMG_4156.JPG	
58	Seminterrato	IMG_4157.JPG	
59	Seminterrato	IMG_4158.JPG	
60	Seminterrato	IMG_4159.JPG	

PIANO TERRA			
Foto	Piano	Nome	Descrizione
101	Piano Terra	IMG_4062.JPG	Particolare rampa scale piano terra.
102	Piano Terra	IMG_4063.JPG	Ingresso Scuola-atrio principale.
103	Piano Terra	IMG_4064.JPG	Porticato: nodo trave-pilastro (rilievo ferri al piede del pilastro).
104	Piano Terra	IMG_4065.JPG	Nodo trave-pilastro (filo 7).
105	Piano Terra	IMG_4067.JPG	Rilievo pilastri B8 e C8 con espulsione intonaco dei corri mano.
106	Piano Terra	IMG_4068.JPG	
107	Piano Terra	IMG_4069.JPG	Rilievo con scasso dei pilastri rastremati al piano terra, aggettanti rispetto al perimetro della Scuola.
108	Piano Terra	IMG_4070.JPG	
109	Piano Terra	IMG_4071.JPG	
110	Piano Terra	IMG_4072.JPG	
111	Piano Terra	IMG_4073.JPG	Intradosso solaio del porticato (punto di prova S5).
112	Piano Terra	IMG_4074.JPG	Particolare atrio principale di ingresso.
113	Piano Terra	IMG_4075.JPG	Locali bidelli posti al piano terra.
114	Piano Terra	IMG_4076.JPG	
115	Piano Terra	IMG_4077.JPG	
116	Piano Terra	IMG_4078.JPG	Ingresso corpo laterale agli uffici e alla presidenza.
117	Piano Terra	IMG_4079.JPG	Trave ricalata (punto di prova ST11).
118	Piano Terra	IMG_4080.JPG	Pilastri indagati.
119	Piano Terra	IMG_4081.JPG	
120	Piano Terra	IMG_4082.JPG	Particolare tramezza interna.
121	Piano Terra	IMG_4083.JPG	Travi ricalate perimetrali caratterizzate da espulsione del copriferro. Intonaco rimosso per la conduzione delle indagini.
122	Piano Terra	IMG_4084.JPG	
123	Piano Terra	IMG_4086.JPG	
124	Piano Terra	IMG_4087.JPG	Particolare pavimentazione corridoio uffici.
125	Piano Terra	IMG_4088.JPG	Trave ricalata (punto di prova ST11).
126	Piano Terra	IMG_4089.JPG	Corridoio verso uscita secondaria Salita Castello.
127	Piano Terra	IMG_4090.JPG	Locale bidelli prospiciente vano scala di accesso al piano seminterrato.
128	Piano Terra	IMG_4091.JPG	Pianerottolo di accesso alle scale del seminterrato.
129	Piano Terra	IMG_4092.JPG	Vista laterale trave ricalata ST13.
130	Piano Terra	IMG_4093.JPG	
131	Piano Terra	IMG_4094.JPG	Particolare solaio S4.
132	Piano Terra	IMG_4095.JPG	Punto di indagine pull-out (SSC6).
133	Piano Terra	IMG_4096.JPG	Scale piano terra vs seminterrato.

PIANO PRIMO			
Foto	Piano	Nome	Descrizione
201	Piano Primo	IMG_3998.JPG	Aula n.16: vista pavimentazione e confini perimetrali.
202	Piano Primo	IMG_3999.JPG	
203	Piano Primo	IMG_4001.JPG	
204	Piano Primo	IMG_4002.JPG	
205	Piano Primo	IMG_4003.JPG	Aula n.2 (3°D): particolare pilastro e muratura in cassa vuota.
206	Piano Primo	IMG_4004.JPG	
207	Piano Primo	IMG_4005.JPG	
208	Piano Primo	IMG_4006.JPG	
209	Piano Primo	IMG_4007.JPG	
210	Piano Primo	IMG_4008.JPG	
211	Piano Primo	IMG_4009.JPG	
212	Piano Primo	IMG_4010.JPG	
213	Piano Primo	IMG_4011.JPG	Aula n.14 (laboratorio ECDL): intonaco ammalorato intradosso solaio, pavimentazione nulla da segnalare.
214	Piano Primo	IMG_4012.JPG	
215	Piano Primo	IMG_4013.JPG	
216	Piano Primo	IMG_4014.JPG	
217	Piano Primo	IMG_4015.JPG	
218	Piano Primo	IMG_4016.JPG	
219	Piano Primo	IMG_4017.JPG	
220	Piano Primo	IMG_4018.JPG	Aula n.4 (2°D): punto di prova pilastro SP28, nulla da segnalare.
221	Piano Primo	IMG_4019.JPG	
222	Piano Primo	IMG_4020.JPG	
223	Piano Primo	IMG_4021.JPG	
224	Piano Primo	IMG_4022.JPG	
225	Piano Primo	IMG_4023.JPG	Vista corridoio verso balcone aggettante, sui cui è interdetto l'accesso.
226	Piano Primo	IMG_4024.JPG	Particolare prova pull-out.
227	Piano Primo	IMG_4025.JPG	Particolare punto di prova: carotaggio, pull-out e rilievo ferri.
228	Piano Primo	IMG_4026.JPG	Classe n.12 (1°D).
229	Piano Primo	IMG_4027.JPG	
230	Piano Primo	IMG_4028.JPG	
231	Piano Primo	IMG_4029.JPG	
232	Piano Primo	IMG_4030.JPG	Corridoio corpo principale.
233	Piano Primo	IMG_4031.JPG	Scale di servizio.
234	Piano Primo	IMG_4032.JPG	Particolare intradosso solaio S7.
235	Piano Primo	IMG_4033.JPG	Corridoio verso corpo laterale.

236	Piano Primo	IMG_4034.JPG	Rilievo trave filo 6.
237	Piano Primo	IMG_4035.JPG	Rilievo solaio S8.
238	Piano Primo	IMG_4036.JPG	Uscita emergenza verso Salita Castello.
239	Piano Primo	IMG_4037.JPG	Punti di prova esterni.
240	Piano Primo	IMG_4038.JPG	
241	Piano Primo	IMG_4039.JPG	
242	Piano Primo	IMG_4040.JPG	Scrostamento trave ST23.
243	Piano Primo	IMG_4041.JPG	Corridoio corpo laterale: particolare copertura metallica.
244	Piano Primo	IMG_4042.JPG	Aula n.20 (2°A): intradosso solaio di copertura caratterizzato da semplice lamiera metallica, pavimentazione dell'aula in cotto.
245	Piano Primo	IMG_4043.JPG	
246	Piano Primo	IMG_4044.JPG	
247	Piano Primo	IMG_4045.JPG	
248	Piano Primo	IMG_4046.JPG	Aula n.22 (1°C): intradosso solaio di copertura caratterizzato da semplice lamiera metallica, pavimentazione dell'aula in cotto, punti di prova pull-out e rilievo ferri.
249	Piano Primo	IMG_4047.JPG	
250	Piano Primo	IMG_4048.JPG	
251	Piano Primo	IMG_4049.JPG	
252	Piano Primo	IMG_4050.JPG	
253	Piano Primo	IMG_4051.JPG	Aula n.24 (2°C): intradosso solaio di copertura caratterizzato da semplice lamiera metallica, pavimentazione dell'aula in cotto.
254	Piano Primo	IMG_4052.JPG	
255	Piano Primo	IMG_4053.JPG	
256	Piano Primo	IMG_4054.JPG	
257	Piano Primo	IMG_4055.JPG	
258	Piano Primo	IMG_4056.JPG	Corridoio corpo laterale: particolare copertura metallica.
259	Piano Primo	IMG_4057.JPG	Nodo cordolo pilastro: particolare sopraelevazione.
260	Piano Primo	IMG_4058.JPG	Rilievo trave.
261	Piano Primo	IMG_4059.JPG	Nodo cordolo pilastro: particolare sopraelevazione.
262	Piano Primo	IMG_4060.JPG	Snodo corpo principale e corpo laterale.
263	Piano Primo	IMG_4061.JPG	

PIANO SECONDO			
Foto	Piano	Nome	Descrizione
301	Piano Secondo	IMG_3923.JPG	Particolare rilievo solaio S11.
302	Piano Secondo	IMG_3924.JPG	Aula n.31 (4°D): particolari costruttivi corrispondenti a: <ul style="list-style-type: none"> • Intersezione copertura piana con falda inclinata: non è presente trave ma semplice piegatura dei travetti; • Travi di copertura a coltello; • Pavimentazione in graniglia.
303	Piano Secondo	IMG_3925.JPG	
304	Piano Secondo	IMG_3926.JPG	
305	Piano Secondo	IMG_3927.JPG	
306	Piano Secondo	IMG_3928.JPG	

307	Piano Secondo	IMG_3929.JPG	Aula n.35 (1°A): particolari costruttivi corrispondenti a: <ul style="list-style-type: none"> • Intersezione copertura piana con falda inclinata: non è presente trave ma semplice piegatura dei travetti; • Travi di copertura a coltello; • Pavimentazione in graniglia.
308	Piano Secondo	IMG_3930.JPG	
309	Piano Secondo	IMG_3931.JPG	
310	Piano Secondo	IMG_3932.JPG	
311	Piano Secondo	IMG_3933.JPG	
312	Piano Secondo	IMG_3934.JPG	Aula n.29 (5°C): particolari costruttivi corrispondenti a: <ul style="list-style-type: none"> • Intersezione copertura piana con falda inclinata: non è presente trave ma semplice piegatura dei travetti; • Travi di copertura a coltello; • Pavimentazione in graniglia.
313	Piano Secondo	IMG_3935.JPG	
314	Piano Secondo	IMG_3936.JPG	
315	Piano Secondo	IMG_3937.JPG	
316	Piano Secondo	IMG_3938.JPG	Aula n.37 (3°C): particolari costruttivi corrispondenti a: <ul style="list-style-type: none"> • Intersezione copertura piana con falda inclinata: non è presente trave ma semplice piegatura dei travetti; • Travi di copertura a coltello; • Traccia orditura travetti gettati in opera; • Pavimentazione in graniglia.
317	Piano Secondo	IMG_3939.JPG	
318	Piano Secondo	IMG_3940.JPG	
319	Piano Secondo	IMG_3941.JPG	
320	Piano Secondo	IMG_3942.JPG	Corridoio uscita di sicurezza laterale verso scala metallica di sicurezza.
321	Piano Secondo	IMG_3943.JPG	
322	Piano Secondo	IMG_3944.JPG	
323	Piano Secondo	IMG_3945.JPG	
324	Piano Secondo	IMG_3946.JPG	
325	Piano Secondo	IMG_3947.JPG	Trave a coltello (filo B) in corrispondenza dell'uscita di sicurezza.
326	Piano Secondo	IMG_3948.JPG	Aula n.39 (5°A): particolari costruttivi corrispondenti a: <ul style="list-style-type: none"> • Intersezione copertura piana con falda inclinata: non è presente trave ma semplice piegatura dei travetti; • Travi di copertura a coltello; • Traccia orditura travetti gettati in opera; • Pavimentazione in graniglia.
327	Piano Secondo	IMG_3949.JPG	
328	Piano Secondo	IMG_3950.JPG	
329	Piano Secondo	IMG_3951.JPG	
330	Piano Secondo	IMG_3952.JPG	Punti di prova SP32 (ex SP39 NEW) e SP39 (ex SP39 A).
331	Piano Secondo	IMG_3953.JPG	
332	Piano Secondo	IMG_3954.JPG	Aula n.41.
333	Piano Secondo	IMG_3955.JPG	
334	Piano Secondo	IMG_3956.JPG	Aula n.43 (4°C): vano corrispondente a sopraelevazione (1983). L'intradosso della copertura è caratterizzato da una lamiera metallica.
335	Piano Secondo	IMG_3957.JPG	
336	Piano Secondo	IMG_3958.JPG	
337	Piano Secondo	IMG_3959.JPG	
338	Piano Secondo	IMG_3960.JPG	
339	Piano Secondo	IMG_3961.JPG	Punti di prova nel corridoio.
340	Piano Secondo	IMG_3962.JPG	
341	Piano Secondo	IMG_3963.JPG	

342	Piano Secondo	IMG_3964.JPG	Aula n.21 (3°A): particolari costruttivi corrispondenti a: <ul style="list-style-type: none"> • Intersezione copertura piana con falda inclinata: non è presente trave ma semplice piegatura dei travetti; • Travi di copertura a coltello; • Traccia orditura travetti gettati in opera; • Pavimentazione in graniglia.
343	Piano Secondo	IMG_3965.JPG	
344	Piano Secondo	IMG_3966.JPG	
345	Piano Secondo	IMG_3967.JPG	
346	Piano Secondo	IMG_3968.JPG	Punti di prova corridoio: <ul style="list-style-type: none"> • Solaio S11; • Pilastro SP34.
347	Piano Secondo	IMG_3969.JPG	
348	Piano Secondo	IMG_3970.JPG	
349	Piano Secondo	IMG_3971.JPG	Aula n.45 (4°A): vano corrispondente a sopraelevazione (1983). L'intradosso della copertura è caratterizzato da una lamiera metallica.
350	Piano Secondo	IMG_3972.JPG	
351	Piano Secondo	IMG_3973.JPG	
352	Piano Secondo	IMG_3974.JPG	
353	Piano Secondo	IMG_3975.JPG	Sala insegnanti, vista dei travetti.
354	Piano Secondo	IMG_3976.JPG	
355	Piano Secondo	IMG_3977.JPG	
356	Piano Secondo	IMG_3978.JPG	
357	Piano Secondo	IMG_3979.JPG	Aula n.19 (5°D): vengono riscontrati teli di protezione disposti all'intradosso della copertura per possibile manifestazione di sfondellamento.
358	Piano Secondo	IMG_3980.JPG	
359	Piano Secondo	IMG_3981.JPG	
360	Piano Secondo	IMG_3982.JPG	
361	Piano Secondo	IMG_3983.JPG	
362	Piano Secondo	IMG_3984.JPG	
363	Piano Secondo	IMG_3985.JPG	Particolare pavimentazione corridoio ed orditura travetti.
364	Piano Secondo	IMG_3986.JPG	
365	Piano Secondo	IMG_3987.JPG	Scale di servizio.
366	Piano Secondo	IMG_3988.JPG	
367	Piano Secondo	IMG_3990.JPG	Rilievo ferri.
368	Piano Secondo	IMG_3991.JPG	
369	Piano Secondo	IMG_3992.JPG	Particolare stacco di copertura tra corpo ordinario e sopraelevazione del 1983. Rilievo intradosso soletta.
370	Piano Secondo	IMG_3993.JPG	
371	Piano Secondo	IMG_3994.JPG	
372	Piano Secondo	IMG_3995.JPG	
373	Piano Secondo	IMG_3996.JPG	
374	Piano Secondo	IMG_3997.JPG	

3.5 Rilievo materico e dei particolari costruttivi

La costruzione originaria, nonchè la sopraelevazione eseguita nel 1983, corrispondono alla tecnologia costruttiva in calcestruzzo armato. Come poi è stato riscontrato durante l'esecuzione della campagna di

indagini ed ai diversi sopralluoghi, le armature impiegate nei due corpi di fabbrica sono differenti: barre lisce nella struttura del 1965, barre ad aderenza migliorata per l'ampliamento volumetrico del 1983.

Di seguito sono riportati i rilievi degli elementi costituenti la struttura, ottenuti basandosi esclusivamente sulla dimensione geometrica degli elementi, rilevata a seguito di scrostamenti e rimozione del copriferro, in corrispondenza dell'intradosso dei solai e delle pareti divisorie tra i diversi ambienti scolastici, al fine di quantificare il peso strutturale (G_1) e non strutturale (G_2) da attribuire ai diversi elementi.

3.5.1 Solai

Al fine di riscontrare la tipologia di orizzontamento a ciascun livello è stata dapprima svolto un rilievo qualitativo, utile a identificare le principali campiture di solaio. Dopodiché, sono stati operati scrostamenti all'intradosso di ciascun solaio al fine di individuare e misurare (Tavole VG.IS.01.01-05):

- Armatura a campione di ciascun travetto;
- Interasse travetti;
- Geometria della pignatta (base ed altezza);
- Spessore getto di calcestruzzo di completamento;
- Spessore massetto;
- Spessore pavimentazione.

A supporto di quest'attività, sono state condotte indagini endoscopiche al fine di perturbare al minimo le condizioni del solaio per ottenere una geometria più completa ed esaustiva.

Come si evince dalle stratigrafie riportate di seguito, tutti i solai afferiscono alla tecnologia costruttiva di solaio latero cemento, con travetti gettati in opera, dove la differenza sostanziale corrisponde all'armatura principale presente in ciascun travetto (riportato a titolo di esempio il report fotografico relativo al solaio S3, posizionato al piano seminterrato).



Foto n. 52

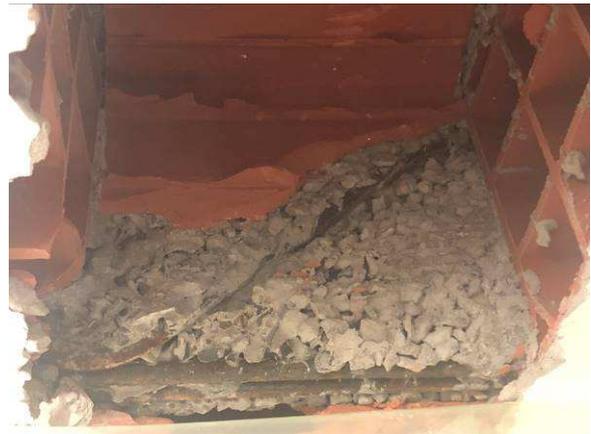


Foto n. 53

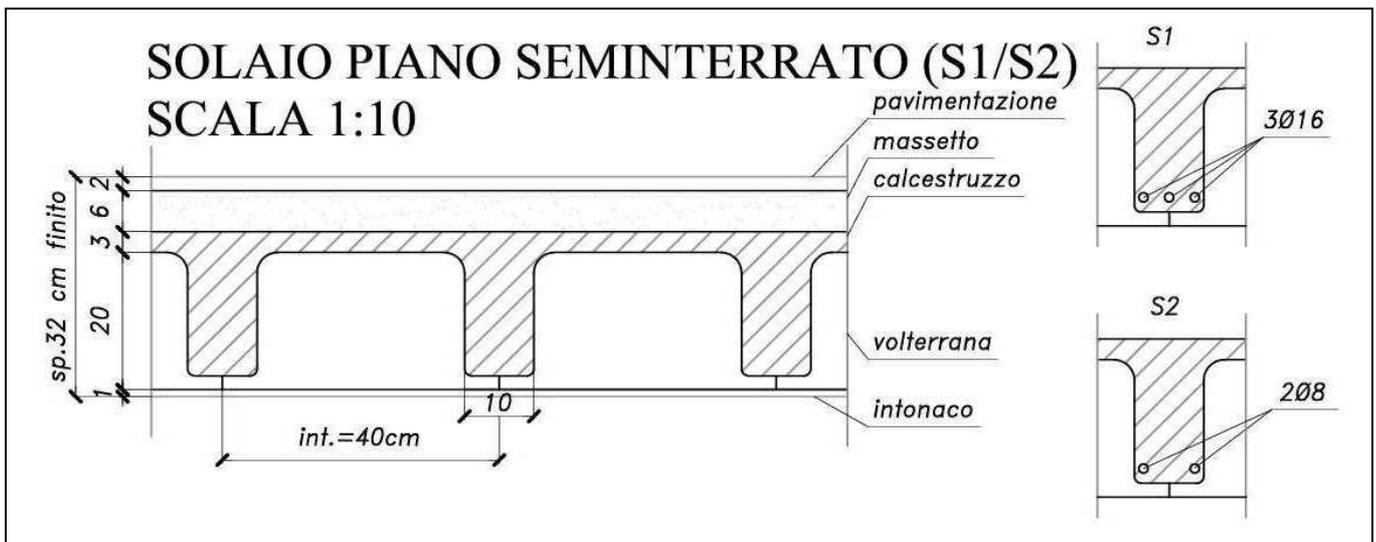


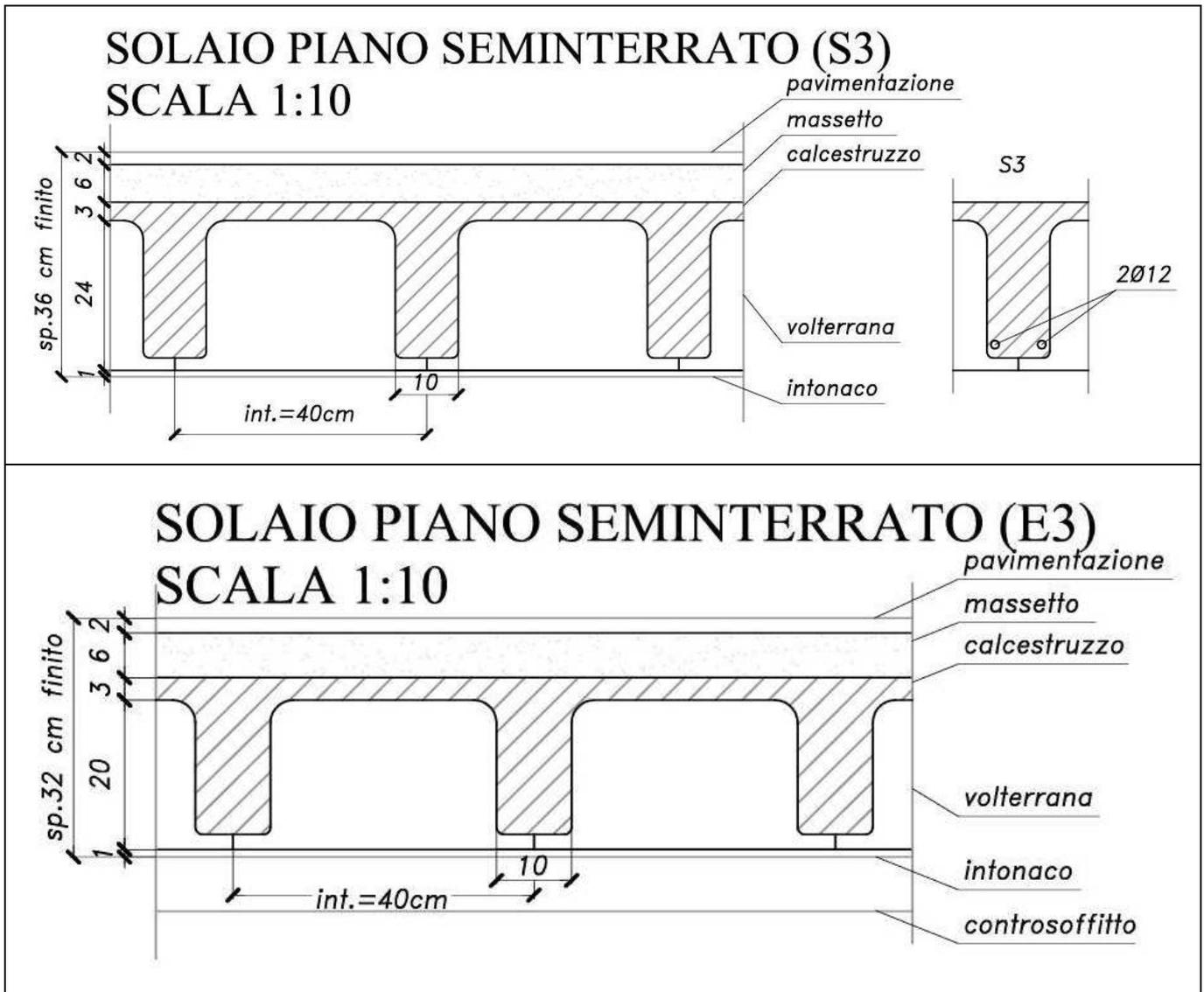
Foto n. 54



Foto n. 55

Piano seminterrato





L'intradosso del solaio di calpestio del piano terra è visibile alle spalle del filo n. 6, dove era posizionato, con tutta probabilità un secondo ingresso al plesso scolastico (foto n. 41 a 47 Allegato N.2).

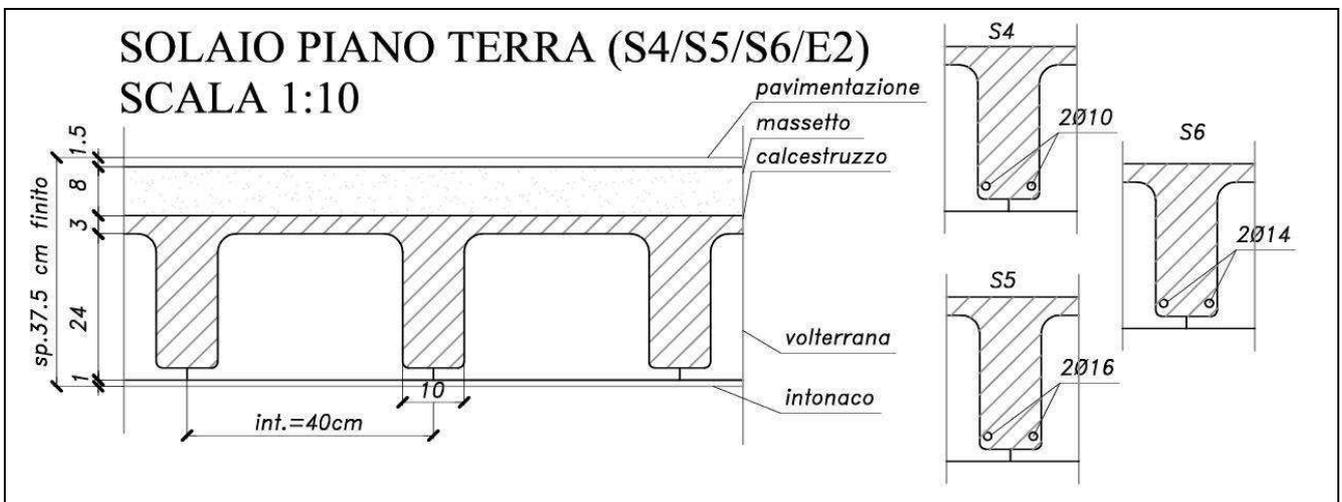


Figura 44

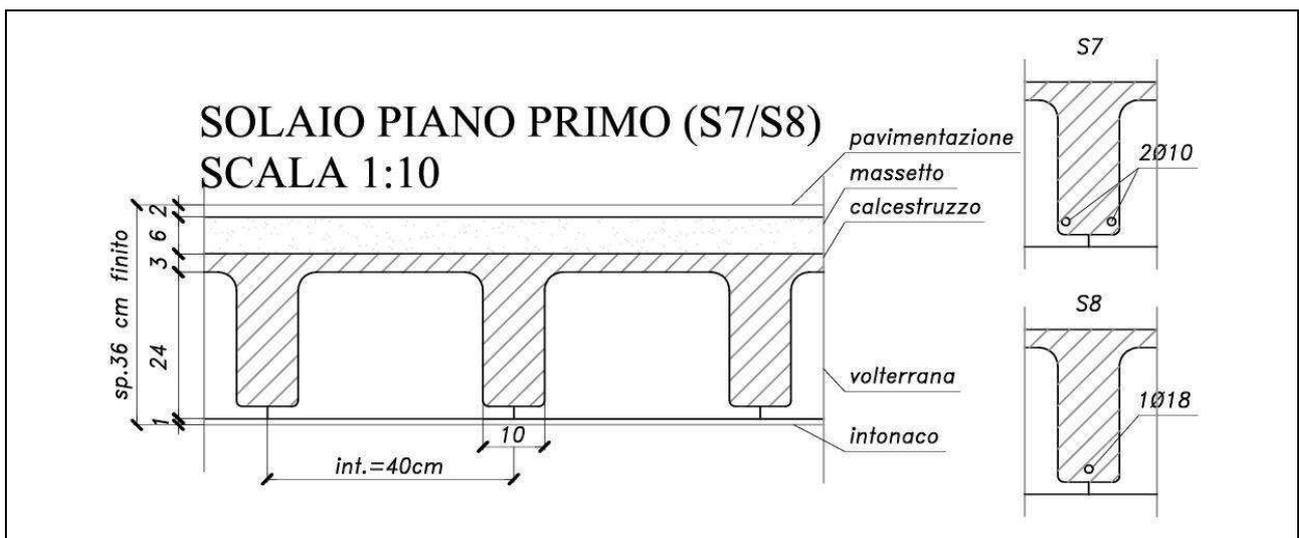


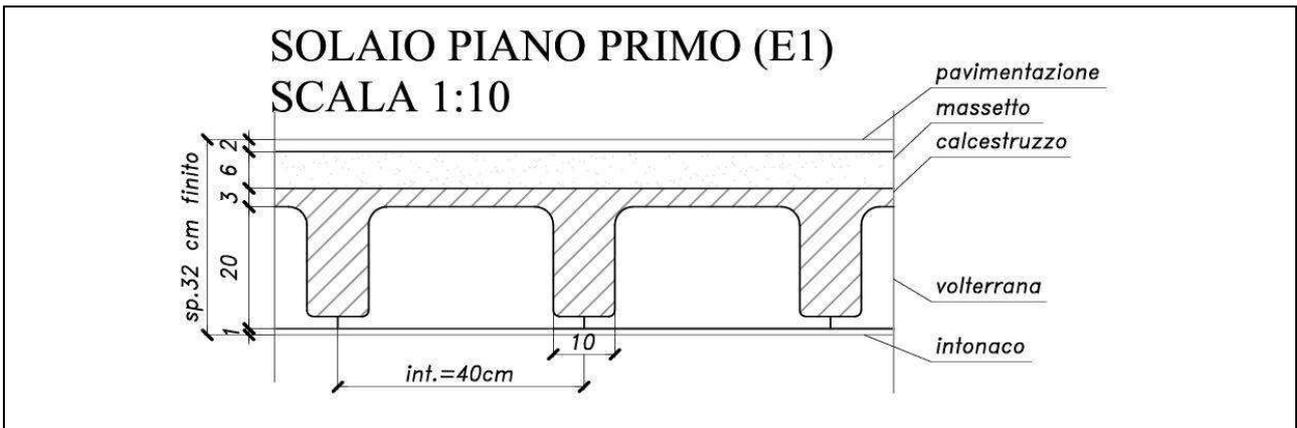
Figura 47

Piano terra

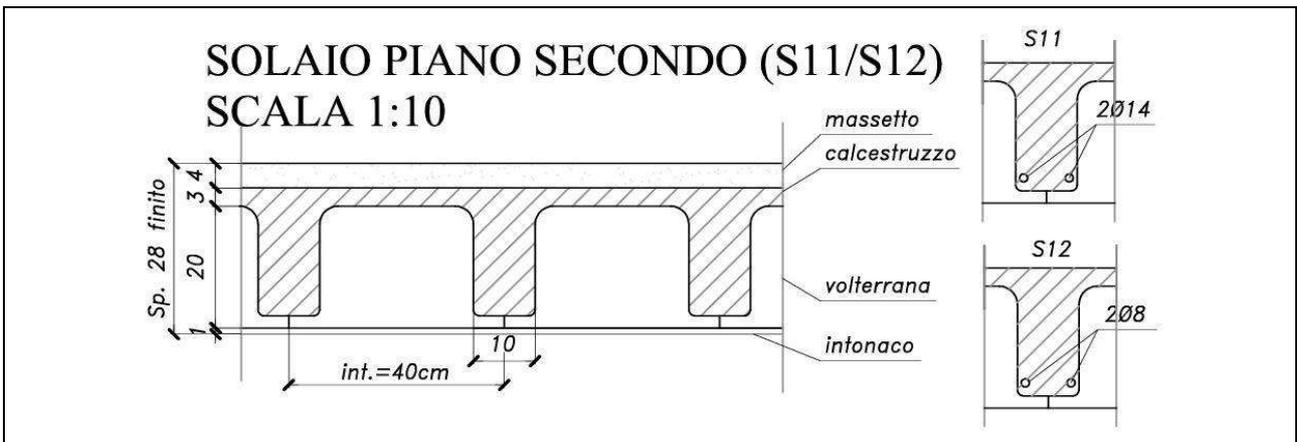


Piano primo





Piano secondo



3.5.2 Travi e pilastri

Le travi ed i pilastri sono stati individuati a partire dalle planimetrie acquisite dalla Città Metropolitana di Genova, poi opportunamente modificate in virtù del conseguente rilievo strutturale effettuato.

La geometria degli elementi portanti, costituenti lo scheletro strutturale, è stata riportata nelle tavole grafiche di restituzione delle indagini strutturali condotte (TAVOLA N. VG.RS.01.01-05).

Nelle suddette tavole sono stati individuati i fili di riferimento, sia per la successiva modellazione sia per la pianificazione dell'attività diagnostica svolta in situ.

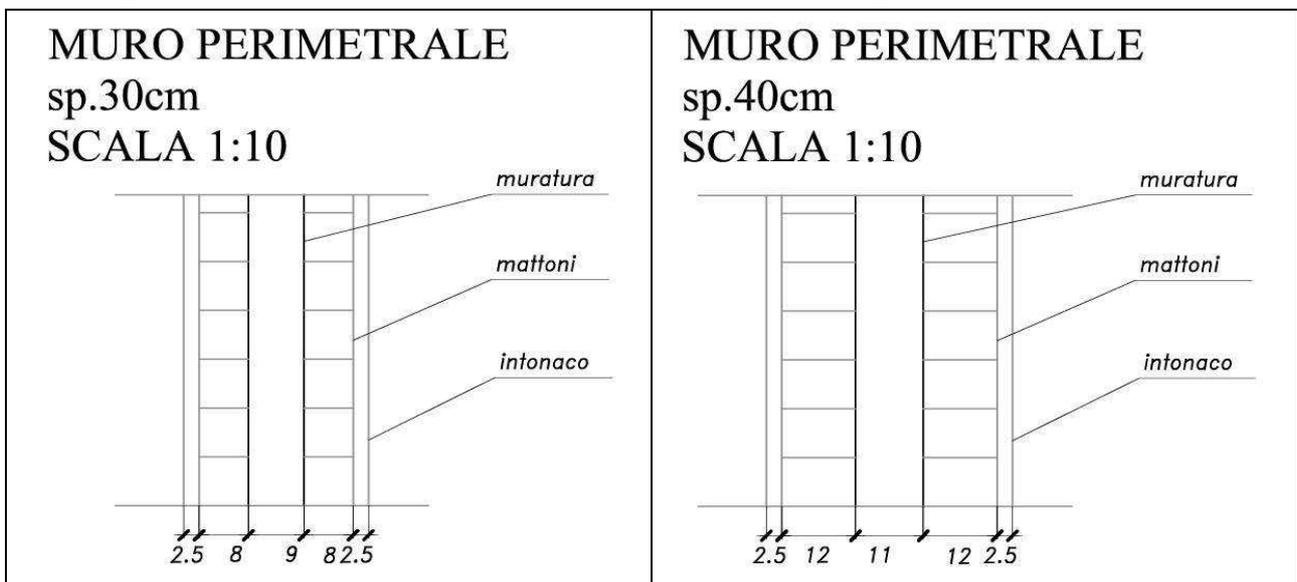
Le travi di piano, in calcestruzzo armato, si distinguono principalmente tra elementi ricalati e a spessore. In entrambi i casi, attraverso o scasso (successiva misurazione del ferro) o rilievo pacometrico è stato possibile individuare l'armatura all'intradosso.

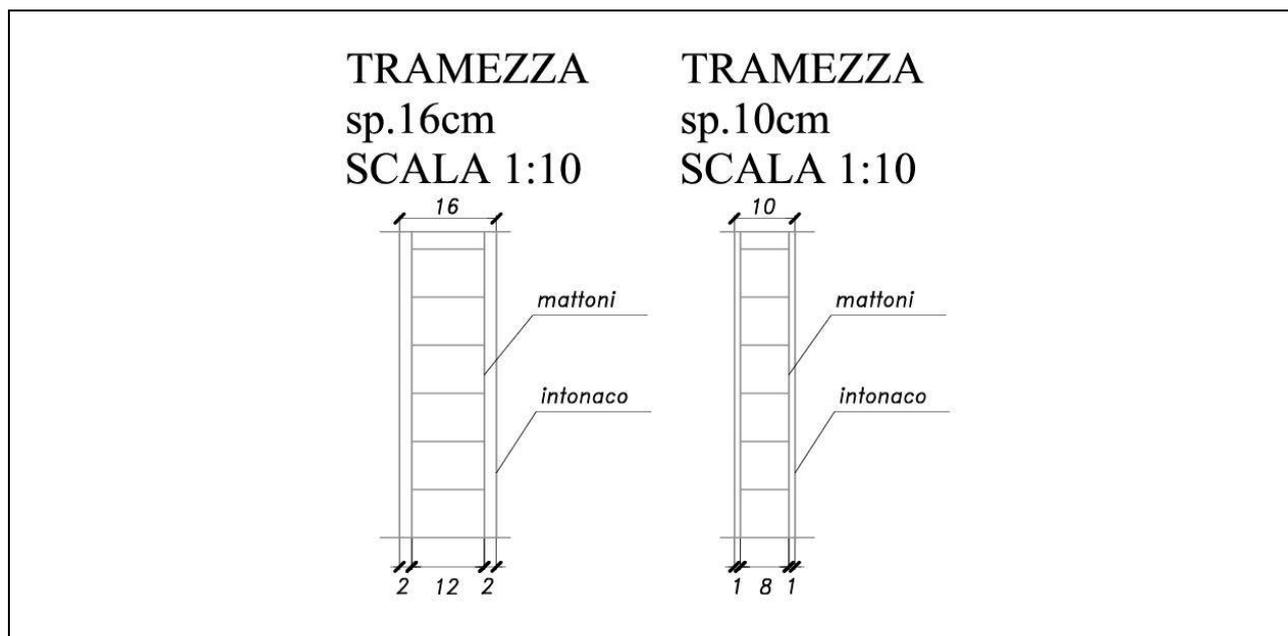
Operazione non banale, invece, nel caso dell'armatura a momento negativo, in quanto la demolizione del pavimento avrebbe interferito con le attività scolastiche in corso e un'eventuale previsione di chiusura delle aule o degli spazi comuni non era una soluzione contemplabile.

Per quanto concerne i pilastri, occorre osservare quanto segue: quelli afferenti alla struttura originaria (1965) subiscono una rastremazione dall'alto verso il basso, ciò implica un'eccentricità dei carichi verticali che si riporta fino al piano di fondazione. Al primo piano nell'ala corrispondente alla sopraelevazione si ha un disassamento del baricentro rispetto al piano inferiore, inoltre le travi sono posizionate a sbalzo.

3.5.3 Murature esterne e tramezze

Dal rilievo diretto effettuato tramite demolizione e in seguito alle indagini endoscopiche, è stato possibile ottenere informazioni sufficienti per poter descrivere con accuratezza la stratigrafia dei muri perimetrali e delle tamponature interne, utili alla definizione dei meccanismi locali degli elementi non strutturali.





3.6 Descrizione della struttura e sintesi delle vulnerabilità riscontrata e/o possibili

In conclusione, al presente capitolo è opportuno trarre le seguenti considerazioni strutturali e non:

- 1) L'edificio principale quello del 1965 è stato costruito secondo dettami normativi differenti da quelli attuali, ovvero le norme tecniche delle costruzioni (aggiornamento 2018);
- 2) 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;
- 3) La tecnologia costruttiva corrisponde al calcestruzzo armato con orizzontamenti latero cemento, con travetti gettati in opera;
- 4) 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;
- 5) 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;
- 6) 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;
- 7) La copertura leggera metallica sui volumi aggiunti nel 1985 non ha alcuna funzione strutturale, ovvero non consente una redistribuzione sugli elementi strutturali;
- 8) Degno di nota il quadro fessurativo che interessa gli elementi strutturali e non: espulsione del copriferro e avanzato stato di corrosione nelle armature esposte;
- 9) Sono presenti diffusi elementi non strutturali vulnerabili, quali: il comignolo, le tamponature e tramezze.

4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

L'analisi è stata svolta modellando l'intero edificio, con l'ausilio del programma di calcolo Modest v8.16 (Tecnisoft) e del solutore XFinest (Harpaceas).

Secondo quanto riportato nella Circolare n. 617 del 02/02/2009 al §C8.7.2.4: “*Gli effetti dell'azione sismica possono essere valutati con uno dei metodi di cui al par. 7.3 delle NTC, con le seguenti precisazioni. Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in “duttili” e “fragili”.*”

Il metodo di analisi scelto è “l'analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q”.

Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q:

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al par. 7.3.3.1 delle NTC, alla condizione di utilizzare lo spettro di progetto, definito al par. 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q, il cui valore è scelto nel campo tra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche....

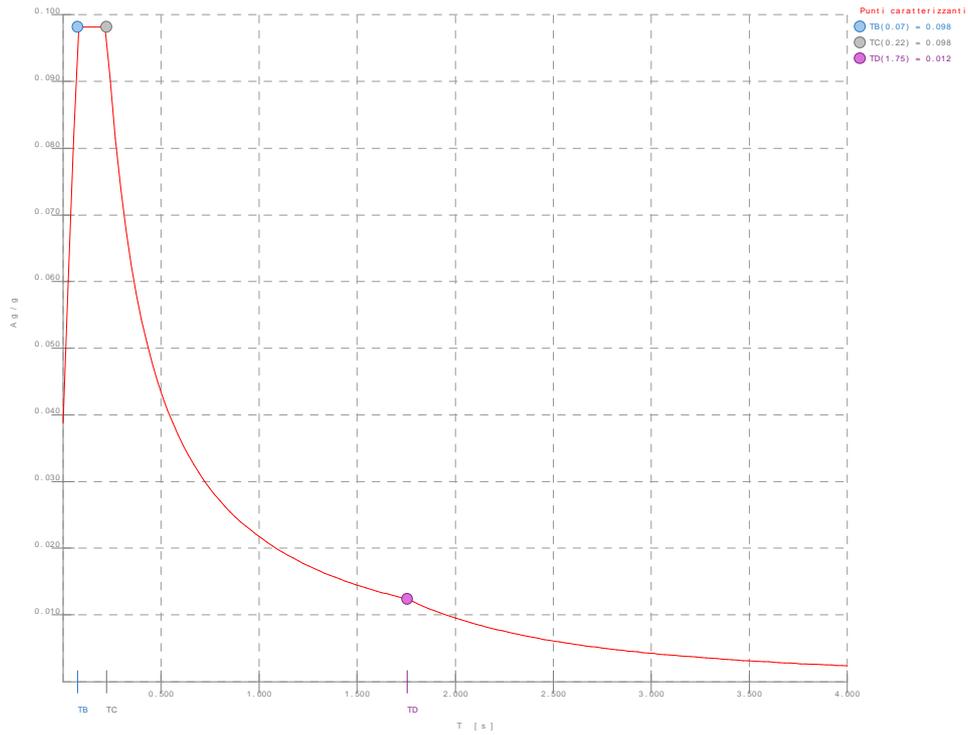
...Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali “duttili” devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali “fragili” devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza.

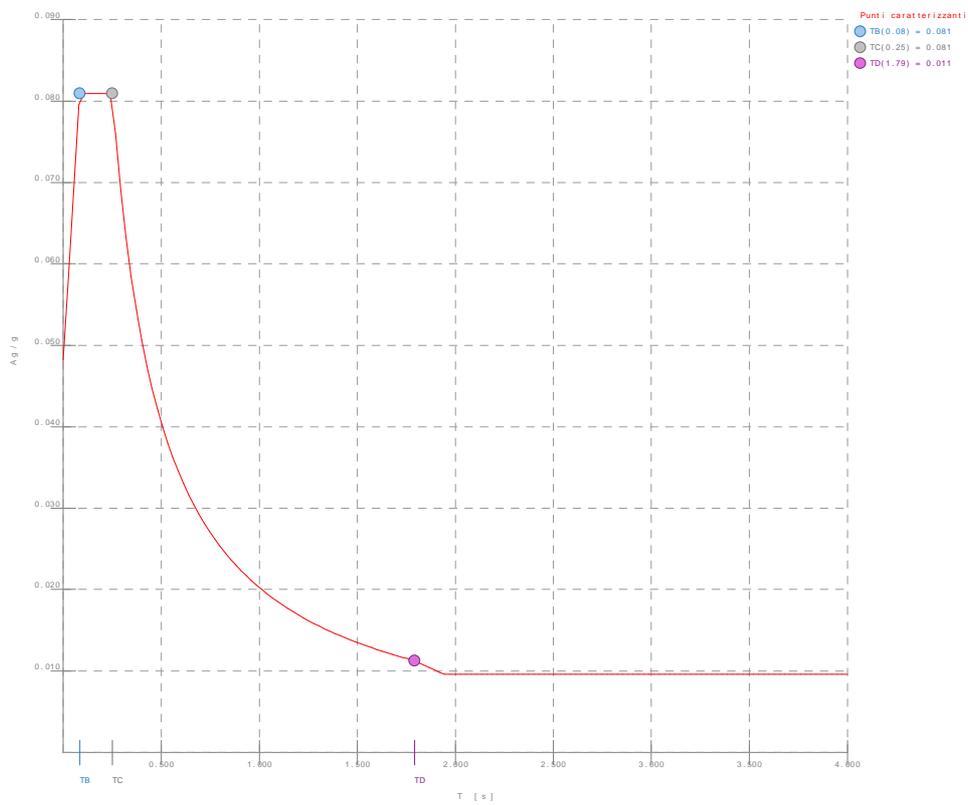
Nel caso in esame, è stato scelto un valore del fattore di struttura $q=1,5$.

Nella tabella seguente sono indicati i principali parametri identificativi degli spettri di risposta:

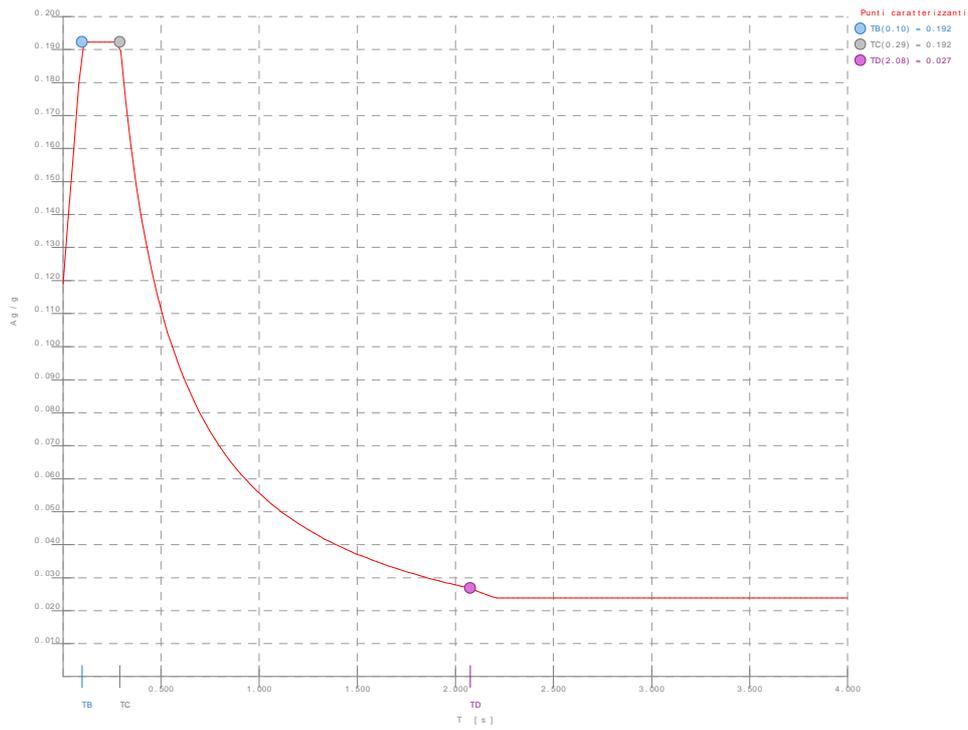
TCC	T_R	A_g <g>	FO	TC*	S_s	C_c
SLO	45	0.0387	2.53	0.22	1.00	1.00
SLD	75	0.0482	2.52	0.25	1.00	1.00
SLV	712	0.1190	2.42	0.29	1.00	1.00
SLC	1462	0.1547	2.39	0.29	1.00	1.00



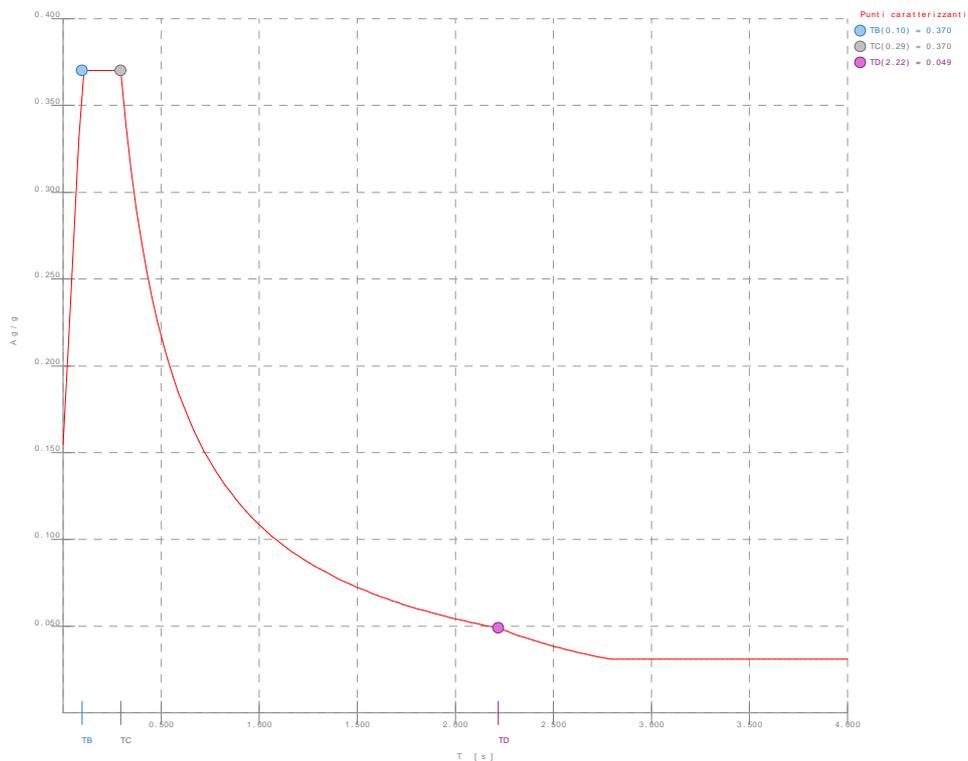
Spettro SLO



Spettro SLD



Spettro SND
(= Stato Limite di Salvaguardia Non Dissipativo)



Spettro SLC

5. INDAGINI SPECIALISTICHE

5.1 Premessa

La procedura per la valutazione della sicurezza prevede le seguenti fasi:

- analisi storico-critica, ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione;
- rilievo geometrico-strutturale, riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi;
- caratterizzazione dei materiali e del loro degrado, sulla base di documentazione già disponibile, verifiche in situ e indagini sperimentali.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, possono essere individuati i “livelli di conoscenza” definendo così gli opportuni “fattori di confidenza”, utili a ridurre le proprietà meccaniche del materiale costruttivo.

In particolare, si distinguono i seguenti livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza limitata;
- LC2: Conoscenza adeguata;
- LC3: Conoscenza accurata.

Nel caso in esame, è richiesto dalla Committenza il raggiungimento del livello di conoscenza LC2.

Il livello di conoscenza può essere acquisito sulla base dello studio della documentazione progettuale originale inerente le strutture (depositata presso gli enti competenti all'epoca della costruzione) e/o mediante lo studio della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali allo stato attuale dell'opera.

Da un controllo effettuato presso l'ufficio che gestisce l'archivio delle pratiche strutturali della Città Metropolitana di Genova e presso il Comune di Chiavari (proprietario in precedenza dell'immobile), non risulta presente alcuna documentazione progettuale inerente le strutture portanti del fabbricato oggetto di valutazione della vulnerabilità sismica.

Pertanto, si è deciso di procedere preliminarmente con l'esecuzione di una campagna di indagini sulle strutture esistenti, svolta in parte dalla Società Edilcontrol di Arenzano e in parte dai professionisti incaricati.

Al termine della campagna di indagini, è stata fornita la relativa relazione specialistica di dettaglio, comprensiva dei certificati di prova; le prove sui materiali sono state effettuate dal laboratorio Edilcontrol in possesso della concessione del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

5.2 Descrizione dell'edificio e della campagna di indagini

Da un controllo effettuato presso l'ufficio che gestisce l'archivio delle pratiche strutturali della Città Metropolitana di Genova, non risulta presente alcuna documentazione progettuale inerente le strutture del fabbricato.

Tutti i dati relativi alla struttura necessari per il raggiungimento del livello di conoscenza richiesto sono quindi frutto delle indagini che sono state effettuate in sito, concordate con la Committenza ed il dirigente scolastico. L'interferenza con l'attività scolastica in corso è stata estremamente vincolante sia per la scelta dei punti di indagine sia per la loro conduzione. Ciò ha limitato, seppur cercando di soddisfare i requisiti di conoscenza imposti dalla normativa, la posizione dei punti da indagare, non potendo contemplare una delocalizzazione delle attività.

Pertanto, si è deciso di procedere preliminarmente con l'esecuzione di una campagna di indagini sulle strutture esistenti, svolta a cura di una società specializzata in tale settore e dai Professionisti incaricati.

Al termine della campagna di indagini, è stata redatta la relativa relazione specialistica di dettaglio, comprensiva dei certificati di prova; le prove sui materiali sono state effettuate dal laboratorio Edilcontrol di Arenzano (GE) che è in possesso della concessione del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

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

Quest'ultimo è del tipo in 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.

La copertura delle porzioni sopraelevate è costituita da una lamiera in acciaio.

La campagna di indagini è stata svolta tramite:

- indagini di tipo diretto:
 - carotaggi nel calcestruzzo e successiva prova di compressione monoassiale in laboratorio;
 - prelievo barre di armatura con successiva prova di trazione delle stesse in laboratorio;
- indagini di tipo indiretto:
 - sul calcestruzzo*: prove Sonreb, combinazione di ultrasoniche e sclerometro, con successiva rielaborazione dei risultati, pull-out;
 - sulle barre di armatura*: prove di microdurezza, indagine pacometrica e rilievo visivo previa rimozione del copriferro.

sui solai: endoscopie atte a indagarne la stratigrafia e due prove di carico sui solai.

Per il raggiungimento del livello di conoscenza LC2 “Conoscenza adeguata”, si è reso necessario reperire le seguenti informazioni:

- geometria (carpenterie): rilievo ex-novo completo;
- dettagli strutturali: estese verifiche in-situ;
- proprietà dei materiali: estese prove in-situ;
- fondazioni: non sono state eseguite indagini in merito, a supporto di tale scelta l’osservazione che dall’indagine geologica emerge un suolo di tipo A, non si riscontro cedimenti di fondazione e ancora una volta si sottolinea che l’attività si è dovuta svolgere durante il corso dell’attività scolastica, pertanto non era contemplabile l’ipotesi di chiusura o limitazione di fruizione degli spazi al piano seminterrato in quanto ivi sono presenti laboratori e l’aula magna. Dal confronto con la Città Metropolitana si è convenuto che l’impiego di metodi di indagine indiretta non avrebbe garantito la sicura e completa conoscenza del piano fondale. A livello di restituzione, pertanto, si è considerato l’edificio incastrato alla base.

Più dettagliatamente, per quanto riguarda i dettagli costruttivi, occorre verificare la quantità e la disposizione dell’armatura per almeno il 35% degli elementi (tenendo conto di eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale).

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

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

Tabella C8A.1.3° Circolare n. 617/2009

Per l’identificazione delle proprietà dei materiali, la norma vigente prevede per ciascuna tipologia di elemento strutturale (travi e pilastri) l’estrazione di 2 provini di calcestruzzo ogni 300 m² di piano

dell'edificio e 2 campioni di armatura per piano dell'edificio, con la possibilità di sostituire non più del 50% di prove distruttive con un più ampio numero (almeno il triplo) di prove non distruttive, tarate su quelle distruttive.

Nel seguito si descrivono in modo più dettagliato le singole tipologie di indagini eseguite.

5.3 Descrizione delle singole indagini

Di seguito si riporta una breve descrizione delle indagini condotte sull'edificio scolastico, rimandando agli allegati per descrizioni ulteriori.

5.3.1 Localizzazione ferri d'armatura

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito del "Rilievo dei dettagli costruttivi" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e alla Circolare esplicativa n.617 del 02/02/2009. Il rilievo della disposizione e della profondità dei rinforzi avviene in maniera assolutamente non invasiva mediante localizzatore di armature; in funzione della geometria e della profondità delle barre può essere necessario procedere ad una locale rimozione di copriferro per accertare i diametri in gioco in maniera diretta.

Limitazioni

Profondità max. per la stima del copriferro 10 cm c.ca.

Profondità max. per la stima del diametro 6 cm c.ca.

5.3.2 Prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo (UNI EN 12504 pt. 1)

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito della "Definizione delle caratteristiche dei materiali" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.617 del 02/02/2009, completata dalla prova di compressione sul provino estratto. Ai sensi della normativa è la prova irrinunciabile per fornire un valore certo di resistenza a compressione del conglomerato; il campionamento avviene tramite carotaggio a umido con utensile elettrico munito di foretto da 100mm (standard) o diametri diversi. La carota estratta viene quindi sottoposta a taglio e rettifica per ricavare un provino utile per la prova di compressione.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Mappatura dei rinforzi metallici senza rilievo

Eventuale utilizzo di sistemi di aspirazione polveri e acqua del carotaggio

Misura della profondità di carbonatazione sul provino estratto (UNI 9944)

Limitazioni

Profondità di carotaggio standard pari a circa due diametri;

Relazione Vulnerabilità

Non praticabile il carotaggio dal basso all'alto con utensile standard.

5.3.3 Prova di compressione su carota (UNI EN 12390/3)

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Misura della profondità di carbonatazione sul provino estratto (UNI 9944)

Taglio e rettifica della carota

Emissione del certificato di prova

5.3.4 Campionamento barre di acciaio d'armatura in opera e prova di trazione

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito della "Definizione delle caratteristiche dei materiali" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.617 del 02/02/2009, completata dalla prova di trazione sul provino estratto. Il campionamento avviene tramite taglio mediante smerigliatrice angolare in corrispondenza di una barra esposta mediante scalpellatura.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Mappatura dei rinforzi metallici

Rimozione del copriferro

5.3.5 Indagine tipo pull-out su calcestruzzo armato

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito della "Definizione delle caratteristiche dei materiali" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.617 del 02/02/2009. Essa consiste nella misura della forza necessaria a strappare dal calcestruzzo un inserto metallico standardizzato (tre strappi ogni punto di misura); l'informazione così ottenuta permette di valutare qualitativamente la resistenza del conglomerato, evidenziando comparativamente le eventuali differenze fra i diversi elementi. In mancanza di prove dirette di compressione su carote i responsi di questa prova possono fornire una stima indicativa della resistenza meccanica del conglomerato attraverso varie espressioni di bibliografia. In abbinamento alle prove dirette di compressione questa indagine consente di:

- ridurre il numero di carotaggi necessari;
- garantire che i punti scelti per i carotaggi siano rappresentativi della struttura;
- mediante la costruzione di curve di correlazione specifiche per la struttura investigata, estendere l'informazione delle prove di compressione ad un numero superiore di elementi, in conformità a quanto specificato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Mappatura dei rinforzi metallici senza rilievo

Rimozione dell'eventuale strato di intonaco

Relazione Vulnerabilità

5.3.6 Verifica durezza acciaio in sito

Generalità

Scopo dell'indagine sarà misurare la durezza dei materiali metallici in opera. Le prove saranno eseguite utilizzando un durometro portatile. Le zone d'indagine saranno preventivamente lucidate mediante leggera molatura con carta abrasiva a grana fine. Secondo norma UNI EN ISO 18265 i risultati della durezza, sono convertibili in carichi di rottura dell'acciaio (espressi in MPA) secondo tabelle di conversione contenute nella norma.

Si precisa che i dati dell'acciaio in sito non verranno utilizzati per la determinazione della resistenza dell'acciaio ma verranno soltanto confrontati con quelli ottenuti dalle prove dirette sul materiale per confermarne la validità.

5.3.7 Indagine endoscopica

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito del "Rilievo dei dettagli costruttivi" su strutture in calcestruzzo o muratura così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.617 del 02/02/2009. Essa consiste nel rilievo degli spessori e delle stratigrafie di murature o solai mediante ispezione con endoscopio rigido a direzione di visione variabile di diametro 8mm e acquisizione della relativa documentazione fotografica su supporto digitale.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Esecuzione della foratura (diametro standard 25mm)

Limitazioni

Profondità massima di indagine con strumentazione standard pari a circa 70cm.

5.3.8 Prova di carico a spinta su solaio in latero-cemento

Le prove saranno svolte mediante la metodologia a spinta: si applicheranno due forze concentrate disposte ai terzi della luce del solaio mediante pistoni oleopneumatici che impartiscono il carico su profilati metallici di impronta 15×100cm direttamente posizionati sulla struttura da testare. I pistoni utilizzeranno come contrasto il solaio soprastante a quello di prova. Il carico di collaudo sarà applicato secondo le modalità definite dal tecnico che ha richiesto le prova che, sotto la sua responsabilità indicherà l'entità del carico e le relative progressioni, la permanenza e quant'altro, nonché le indicazioni relative alla regolarità della prova durante lo svolgimento della stessa. Il carico di collaudo sarà raggiunto per mezzo di incrementi prefissati e sarà ripetuto per un numero di cicli a discrezione del tecnico che segue la prova. La misura delle deformazioni sarà effettuata mediante il posizionamento di massimo nove comparatori elettronici centesimali collegati ad una centralina di acquisizioni dati. Durante lo svolgimento della prova gli spostamenti saranno visualizzati in tempo reale in modalità sia numerica che grafica. La restituzione dei dati sarà contenuta in una relazione comprendente la descrizione della prova, lo schema di posizionamento

del carico e dei comparatori, la documentazione fotografica, gli spostamenti misurati ed i grafici delle deformazioni per ogni comparatore, sia in funzione del carico che nel dominio del tempo.

5.3.9 *Sonreb*

Generalità

Il metodo (SONREB) si basa sulla combinazione dei risultati ottenuti, nelle stesse zone di prova, con prove sclerometriche ed ultrasoniche, correlando l'indice di rimbalzo (REBound) con la velocità delle onde ultrasoniche (SONic), con la resistenza a compressione del calcestruzzo, attraverso una opportuna calibrazione della relazione che lega queste tre grandezze, effettuata mediante regressione statistica dei valori sperimentali.

La validità del metodo SONREB deriva dalla compensazione delle imprecisioni dei due metodi non distruttivi utilizzati. Infatti, come si apprende dalla letteratura scientifica, si osserva che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica, e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce.

L'utilizzo dello sclerometro è regolamentato dalla norma UNI 9189 ed è esplicitamente richiamato anche in alcune Istruzioni di norme relative agli interventi su edifici danneggiati dal sisma. Esso è molto diffuso nella pratica professionale corrente per cui verrà descritto con lo scopo principale di chiarirne i presupposti fisici e la scarsa affidabilità nella determinazione della resistenza.

Lo sclerometro è costituito da una massa battente d'acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione a contatto della superficie di prova. Il metodo consiste nel misurare l'altezza di rimbalzo della massa, dopo che questa è stata proiettata, con una data energia, contro la superficie da saggiare; mediante delle curve, in dotazione allo strumento o diversamente ottenute, l'indice sclerometrico, proporzionale all'altezza di rimbalzo, è correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo.

Per ridurre gli errori commessi con le due metodologie sopra descritte è stato sviluppato il metodo combinato

L'applicazione del metodo Sonreb richiede la valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica V e dell'indice di rimbalzo S , a partire dai quali è possibile ottenere la resistenza del calcestruzzo R_c mediante espressioni del tipo:

$$R_c = a * S^b * V^c$$

Ai fini della restituzione sono state utilizzate le seguenti correlazioni, presenti in letteratura, che forniscono la resistenza cubica media del calcestruzzo.

In bibliografia vengono fornite numerose espressioni del

tipo (4.1), tra le altre:

1a) $R_{c,1} = 9.27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$ Rilem NDT 4,1993

1b) $R_{c,2} = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$ Di Leo, Pascale, 1994

$$1c) R_{c,3} = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85} \quad \text{Gasparik, 1992}$$

in cui R_c è la resistenza cubica a compressione in [N/mm²], S è l'indice sclerometrico e V è la velocità ultrasonica in [m/s].

L'applicazione richiede la valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica e dell'indice di rimbalzo con i quali entrare nel grafico suddetto.

La rielaborazione è stata distinta tra edificio originario del 1965 e quello relativo all'ampliamento del 1983, mediando poi i risultati per ciascun piano dell'edificio.

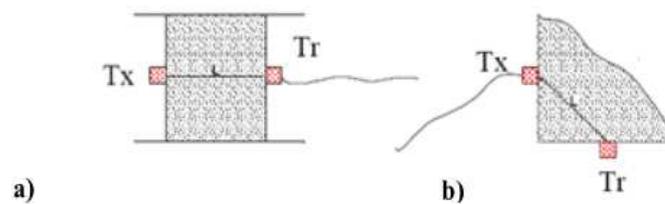
Prove sclerometriche

Sono finalizzate alla determinazione della resistenza del calcestruzzo tramite misura della durezza superficiale, mediante valutazione del rimbalzo di una sfera metallica contenuta in apposito cilindro cavo. Sono le prove più comunemente utilizzate, sebbene i valori che restituiscono, se non abbinati alle prove ultrasoniche (metodo SonReb), risultano, spesso, essere poco significativi. Come indicato dalle norme UNI, l'indice di rimbalzo deve essere valutato come la media sul numero di battute eseguite nella stessa area di misura (è sbagliato ripeterle sullo stesso identico punto fisico) la cui superficie sia stata opportunamente preparata (non abbia asperità). Le aree su cui si eseguono le battute sclerometriche devono risultare interne alle zone di solo calcestruzzo circoscritte dal reticolo delle armature individuate mediante misure pacometriche. Si dovrà evitare di eseguire misurazioni in corrispondenza di calcestruzzo distaccato o palesemente deteriorato. La valutazione della resistenza di porzioni di calcestruzzo deteriorato è ottenibile, quando possibile, solo mediante prelievo e successiva prova di compressione dei campioni.

Prove ultrasoniche

Le indagini ultrasoniche consentono la determinazione delle caratteristiche elasto-dinamiche dei materiali, attraverso l'analisi delle modalità di propagazione delle onde elastiche al loro interno. La misurazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici, generati da un trasduttore elettro-acustico messo a contatto con una delle superfici dell'elemento in calcestruzzo, si basa sulla misura del tempo impiegato dall'impulso ad attraversare la massa del campione di prova e a raggiungere la sonda ricevente; il segnale elettronicamente amplificato è convertito in una misura temporale, questa indica il tempo impiegato dall'impulso a percorrere la distanza L intercorrente tra la sonda ricevente e la trasmittente. Il metodo si basa sul fatto che le modalità di propagazione di un segnale sonico impulsivo quali la velocità, l'ampiezza e la frequenza, sono funzione sia delle proprietà elastiche sia dello stato di integrità del mezzo attraversato. In particolare, la velocità di propagazione degli impulsi in un mezzo è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo attraversato (modulo elastico e coefficiente di Poisson) e della sua densità, mentre eventuali disomogeneità e zone degradate variano la velocità di propagazione assorbendo parzialmente l'onda vibrazionale. Il rilievo consiste nel produrre vibrazioni meccaniche con un trasduttore (trasmittente) mantenuto in contatto con una superficie del mezzo in esame. Dopo aver attraversato un percorso di lunghezza nota L , l'impulso è convertito in segnale elettrico ed un circuito elettronico permette di misurare il tempo dell'impulso. La velocità di propagazione (V) è ricavata attraverso la relazione:

$$V = L/T$$



Letture ultrasoniche: a) dirette; b) indirette

5.3.10 Prove pacometriche

Il pacometro è uno strumento utilizzato per localizzare in modo rapido ed accurato la presenza e l'orientamento delle barre nel calcestruzzo armato e misurare con buona precisione lo spessore del copri ferro ed il diametro dei ferri d'armatura. Il rilievo dei ferri d'armatura con il metodo elettromagnetico risulta l'indispensabile fase preliminare per qualunque tipologia di controllo su strutture in c.a. In particolare, questo tipo di indagine viene utilizzata per l'individuazione di zone libere utili all'esecuzione delle prove non invasive (metodo microsismico) e semi distruttive (pull out, microcarotaggi), per verificare la corrispondenza tra gli elementi metallici rilevati e quelli dichiarati dal costruttore, per determinare la posizione di ferri verticali e staffe durante le indagini preliminari su edifici esistenti, qualora risultino assenti tavole strutturali e progetti dettagliati. Lo strumento sfrutta il principio delle correnti passive: un conduttore massiccio, come può essere un'armatura, sottoposto ad un campo d'induzione magnetica dissipa una certa quantità di potenza in funzione della sua resistività e geometria. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Un sistema d'informazione direzionale indica se la sonda si avvicina o si allontana dalla barra permettendo di raggiungere precisioni molto elevate, dell'ordine del millimetro. La posizione delle barre viene individuata con estrema precisione e rapidità grazie alla presenza di spie audio e indicazioni luminose.

5.4 Restituzione indagini diagnostiche

Si riporta qui di seguito gli allegati di riferimento, ed a cui si rimanda, in cui sono contenute le risultanze delle indagini diagnostiche condotte:

- **Allegato N. 4**
 - Rilievo ferri di armatura;
 - Carotaggio elemento c.a e successiva prova di compressione su carota estratta (preliminare prova di carbonatazione);
 - Prelievo barre di armatura e relativa prova di trazione;
 - Pull-out;
 - Durezza acciaio;
 - Indagine endoscopica

- **Allegato N. 5:** prova di carico su n. 2 solai, entrambi hanno raggiunto un carico nominale di 400 kg/mq.
- **Allegato N. 6:** restituzione prove Sonreb
- **Tavole VG.RP.01.01-05:** restituzione indagine pacometrica.

6. VERIFICHE NUMERICHE

L'analisi dell'edificio è stata svolta con l'ausilio del programma di calcolo Modest v8.16 (Tecnisoft) e del solutore XFinest (Harpaceas).

Il metodo di analisi scelto è "l'analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q".

6.1 Ipotesi di modellazione

Il modello è stato costruito in base alle dimensioni geometriche rilevate, tenendo conto anche degli allineamenti reali dei pilastri e dell'eccentricità trave-pilastro.

Per quanto riguarda i vincoli esterni, tutti i pilastri sono stati incastrati alla base. Gli impalcati sono considerati rigidi nel proprio piano, tranne la copertura in lamiera che non può essere considerata tale.

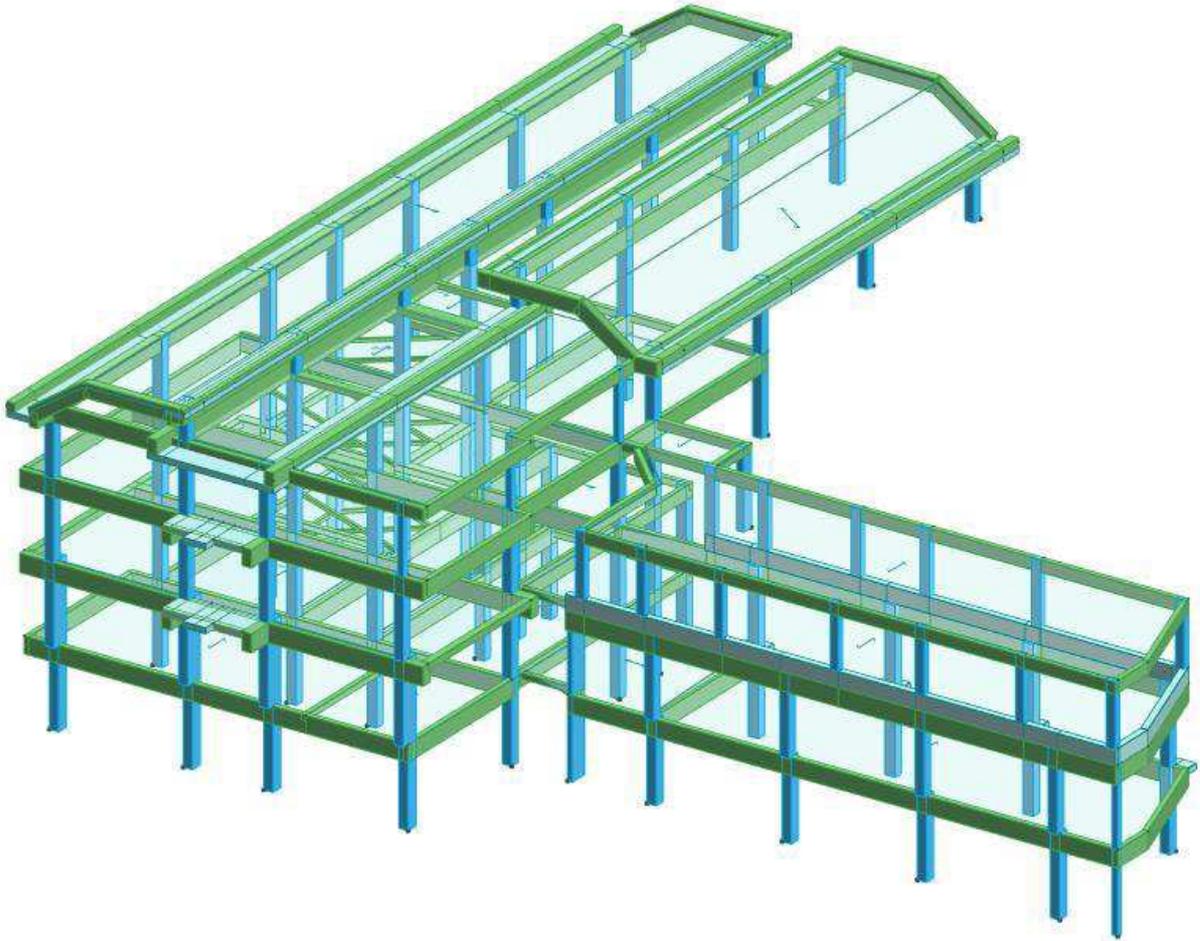
Per quanto riguarda le armature dei singoli elementi strutturali, sono state inserite quelle dedotte dal rilievo diretto e dalle indagini indirette, ipotizzando armatura analoga per elementi simili tra loro in dimensioni e caratteristiche, sulla base del principio di ripetitività strutturale.

Per quanto concerne i pilastri è stato sempre considerato il diametro dedotto dalle indagini strutturali, in particolare il rilievo dei ferri (previo scasso) longitudinali e staffe integrato con la lettura pacometrica.

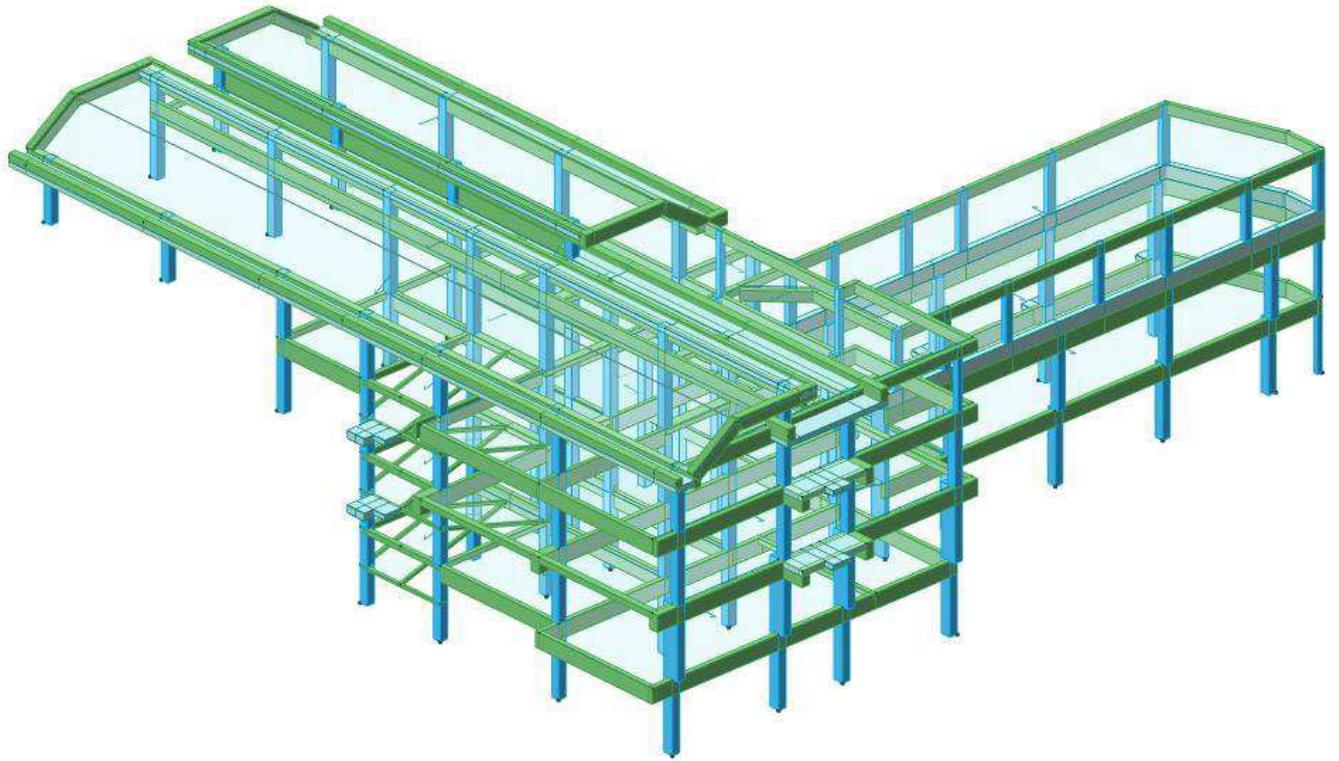
In virtù dell'epoca di costruzione, la percentuale di sezione di armatura rispetto a quella geometrica così determinata è stata confrontata con quella minima prescritta rispettivamente dal r.d. 2229/1939 e, per quanto successiva, dal d.m. del 30 maggio 1975. Quest'ultimo, per quanto successivo all'epoca di costruzione, aveva una prescrizione più stringente rispetto a quella del r.d., pertanto è stato applicato a favore di sicurezza.

Normativa	Arm.Longit.	Arm.Trasversale	Verifiche	Copriferr o	Interferro
R.D. 2229/39	0,8% fino a 2000cm ² 0,5% oltre 8000 cm ²	$P_{staf} = \min(1/2L_{min}, 10\phi_{min})$	n=6,8,10 Metodo T.A.	2 cm	min(2cm, ϕ)
D.M. 30/05/72	0,6-5% A_{cls} s.n. 0,3% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min(2cm, ϕ)
D.M. 30/05/74	$\geq 0,6\%$ A_{cls} s.n. 0,3-5% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Stati limite	"	"
D.M. 26/03/80	$\geq 0,8\%$ A_{cls} s.n. 0,3-6% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=15 Metodo T.A. Stati limite	"	"
D.M. 09/01/96	"			"	"

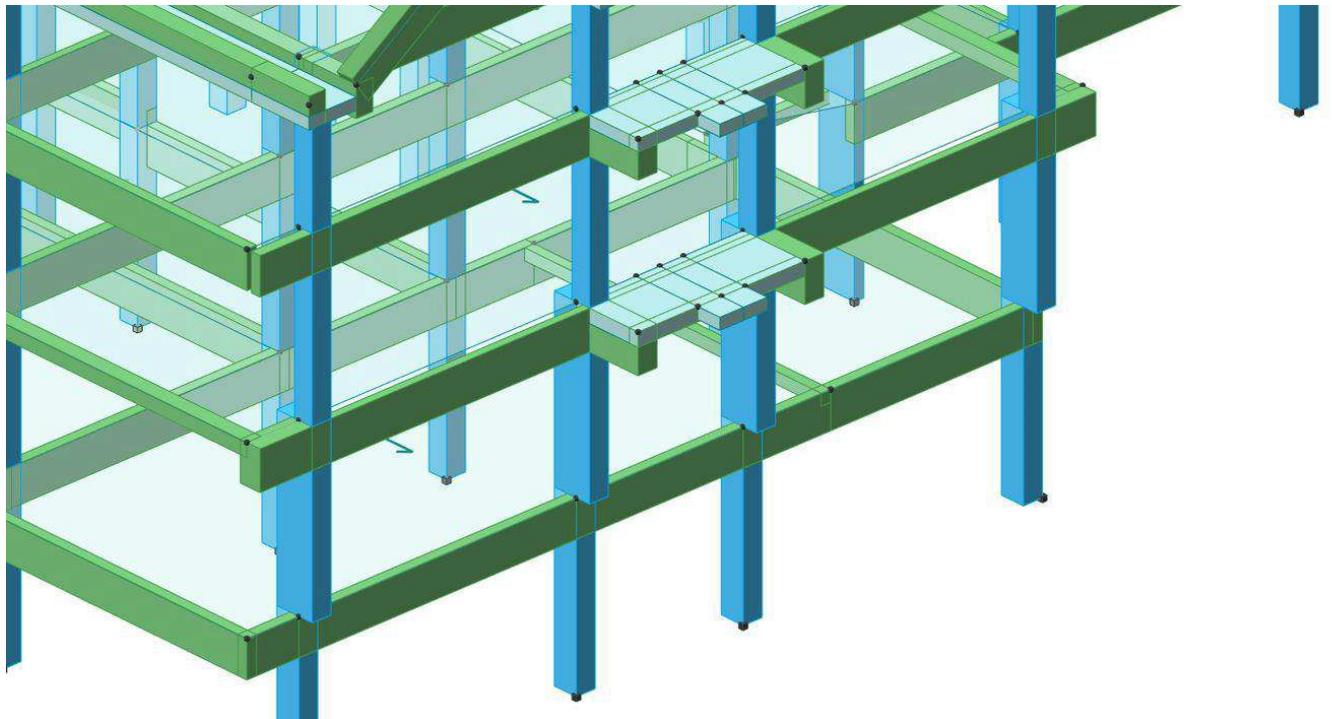
Schema riepilogativo delle prescrizioni sull'armatura minima presente nei pilastri.



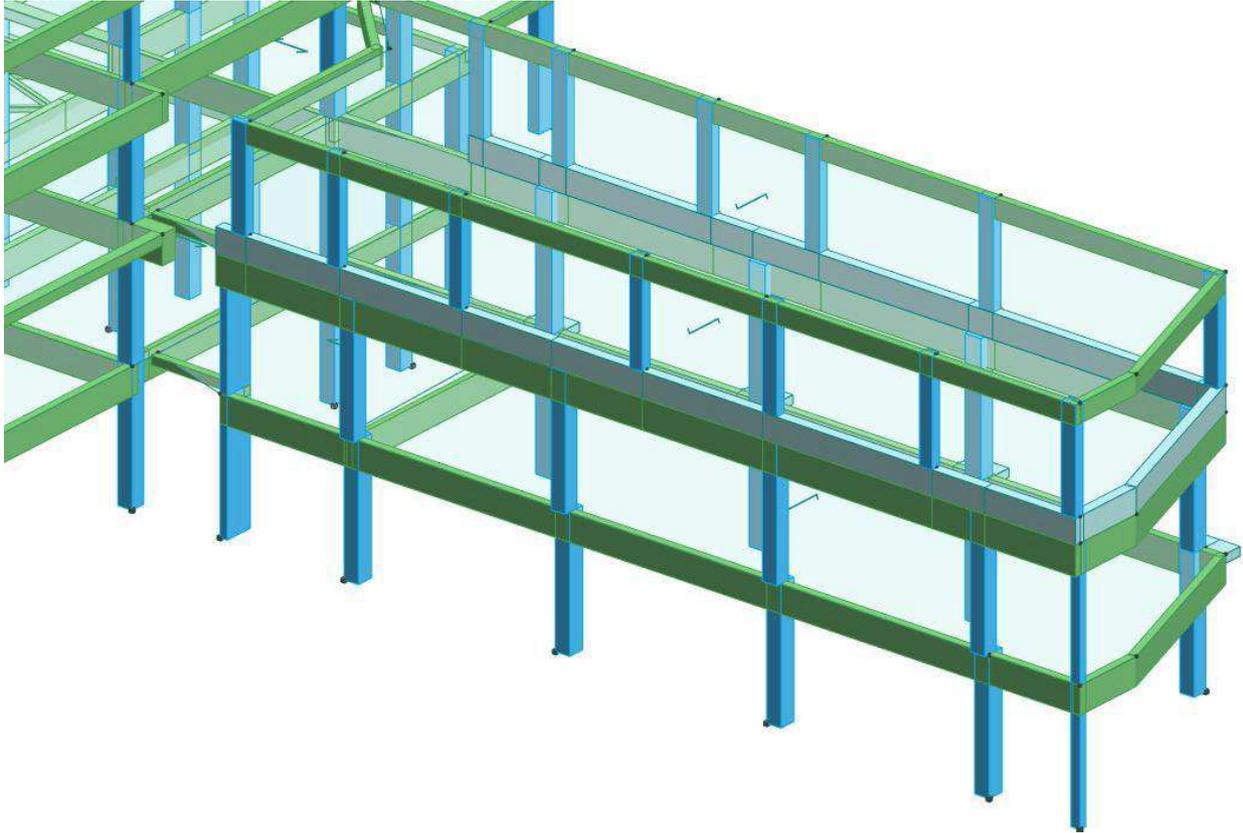
Modello completo – vista 1



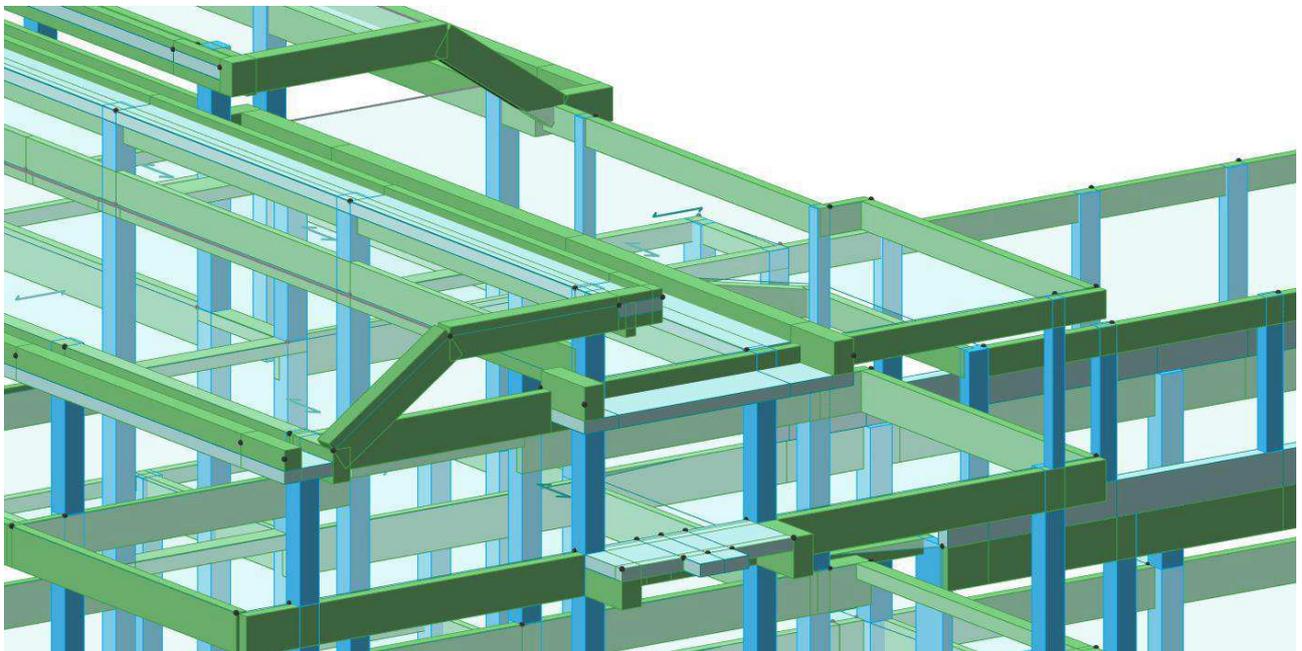
Modello completo – vista 2



Modello - vista parziale 1



Modello - vista parziale 2



Modello - vista parziale 3

6.2 Analisi dei carichi

6.2.1 Azioni statiche

Sono stati considerati i carichi derivanti dal peso proprio dei solai esistenti in e quelli corrispondenti al massetto e alla pavimentazione attualmente presenti sui solai; inoltre, sono stati adottati sovraccarichi permanenti (tramezze esistenti) e variabili distribuiti non minori da quelli desunti dall' "Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 17/01/2018) e dalle "Norme tecniche relative all'edilizia scolastica" (D.M. 275/1975)

Carichi agenti sul solaio del piano semi-interrato (S1, S2 sp.20+3):

Peso proprio del solaio in latero-cemento esistente	$G_{k1} = 280 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti compiutamente definiti:	$G_{k1} = 180 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti non compiutamente definiti (tramezze):	$G_{k2} = 160 \text{ daN/mq}$
Carico variabile:	$Q_{k1} = 350 \text{ daN/mq}$
Carico variabile (neve)	$Q_{kneve} = 0 \text{ daN/mq}$

Carichi agenti sul solaio del piano semi-interrato (S3 sp.24+3):

Peso proprio del solaio in latero-cemento esistente	$G_{k1} = 315 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti compiutamente definiti:	$G_{k1} = 180 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti non compiutamente definiti (tramezze):	$G_{k2} = 160 \text{ daN/mq}$
Carico variabile:	$Q_{k1} = 350 \text{ daN/mq}$
Carico variabile (neve)	$Q_{kneve} = 0 \text{ daN/mq}$

Carichi agenti sul solaio del piano terra (S4 sp.24+3):

Peso proprio del solaio in latero-cemento esistente	$G_{k1} = 315 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti compiutamente definiti:	$G_{k1} = 210 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti non compiutamente definiti (tramezze):	$G_{k2} = 160 \text{ daN/mq}$
Carico variabile:	$Q_{k1} = 350 \text{ daN/mq}$
Carico variabile (neve)	$Q_{kneve} = 0 \text{ daN/mq}$

Carichi agenti sul solaio del piano primo (S5,S6,S7 sp.24+3):

Peso proprio del solaio in latero-cemento esistente	$G_{k1} = 315 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti compiutamente definiti:	$G_{k1} = 180 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti non compiutamente definiti (tramezze):	$G_{k2} = 160 \text{ daN/mq}$
Carico variabile:	$Q_{k1} = 350 \text{ daN/mq}$
Carico variabile (neve)	$Q_{kneve} = 0 \text{ daN/mq}$

Carichi agenti sulla copertura del piano secondo (S11,S12, copertura inclinata sp.20+3):

Peso proprio del solaio in latero-cemento esistente	$G_{k1} = 280 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti compiutamente definiti:	$G_{k1} = 100 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti non compiutamente definiti (tramezze):	$G_{k2} = 0 \text{ daN/mq}$
Carico variabile:	$Q_{k1} = 0 \text{ daN/mq}$
Carico variabile (neve)	$Q_{kneve} = 80 \text{ daN/mq}$

Carichi agenti sulla scala:

Peso proprio della soletta in calcestruzzo (sp. 12cm)	$G_{k1} = 300 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti compiutamente definiti:	$G_{k1} = 200 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti non compiutamente definiti:	$G_{k2} = 100 \text{ daN/mq}$
Carico variabile:	$Q_{k1} = 400 \text{ daN/mq}$
Carico variabile (neve)	$Q_{kneve} = 0 \text{ daN/mq}$

Carichi agenti sulla copertura della sopraelevazione:

Peso proprio del solaio in lamiera grecata (sp. 8cm)	$G_{k1} = 15 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti compiutamente definiti:	$G_{k1} = 0 \text{ daN/mq}$
Carichi permanenti non compiutamente definiti (tramezze):	$G_{k2} = 0 \text{ daN/mq}$
Carico variabile:	$Q_{k1} = 0 \text{ daN/mq}$
Carico variabile (neve)	$Q_{kneve} = 80 \text{ daN/mq}$

Non è stato possibile effettuare indagini per risalire alle caratteristiche della lamiera utilizzata per la copertura a causa dei problemi di accessibilità; tuttavia ai fini delle verifiche globali della struttura, si è tenuto conto dei carichi ad essa relativi.

6.2.2 Carico neve

Sulla base delle indicazioni riportate nella normativa di riferimento il carico neve sulle coperture viene calcolato mediante la seguente espressione:

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

Dove:

μ_i : coefficiente di forma per le coperture;

q_{sk} : carico neve al suolo;

C_E : coefficiente di esposizione;

C_T : coefficiente termico.

Il valore del carico neve al suolo q_{sk} dipende dalla zonizzazione nazionale. Nel caso in esame la Regione Liguria si trova in zona II, il Comune di Genova si trova sul livello del mare, pertanto, il valore di q_{sk} è assunto pari a 1.00 kN/m^2 .

In relazione al coefficiente di esposizione C_E , si assume, per classe di topografia ‘Normale’, il valore unitario di C_E . Anche il coefficiente termico C_T viene assunto pari a 1.

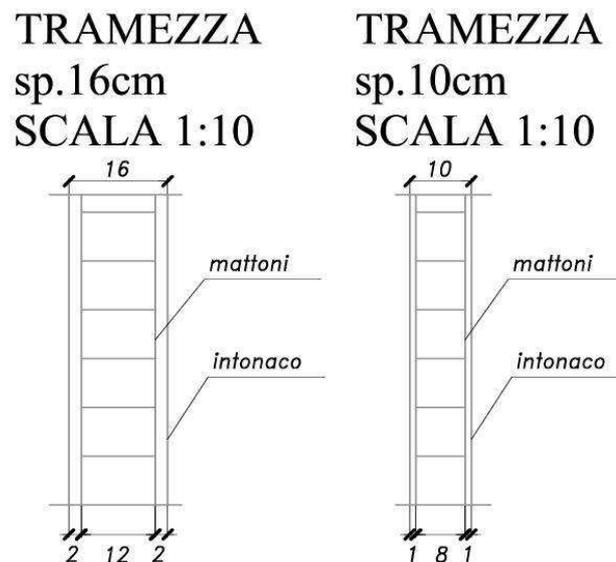
μ_i è assunto pari a 0.8.

Pertanto:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1 \cdot 1 = 0.80 \text{ kN/m}^2.$$

6.2.3 Carico delle tramezze

Si riportano le immagini relative alle due tipologie di tramezze che sono state individuate:



Per quanto riguarda la tipologia avente spessore 16 cm si ha che:

$$g_{k2} = 1100 \times 0.12 + 2000 \times 0.04 = 212 \text{ kg/m}^2$$

Tenendo conto di un'altezza netta media del solaio pari a 3m:

$$G_{k2} = 212 \times 3 = 636 \text{ kg/m} > 500 \text{ kg/m}.$$

Il peso di questo tipo di tramezza, è stato considerato tenendo conto della sua effettiva posizione sul solaio, conseguentemente a quanto esplicitato nelle norme vigenti.

Per quanto riguarda la tipologia avente spessore 10cm si ha che:

$$g_{k2} = 1100 \times 0.08 + 2000 \times 0.02 = 128 \text{ kg/m}^2$$

Tenendo conto di un'altezza netta media del solaio pari a 3m:

$$G_{k2} = 128 \times 3 = 385 \text{ kg/m} \quad \text{si ha che:} \quad 300 < 385 < 500 \text{ [kg/m]}$$

Il peso di questo tipo di tramezza, è stato considerato assumendo un carico uniformemente distribuito sul solaio pari a $g_{2k}=1.60\text{kN/m}^2$, conseguentemente a quanto esplicitato nelle norme vigenti.

6.2.4 Carico pareti perimetrali

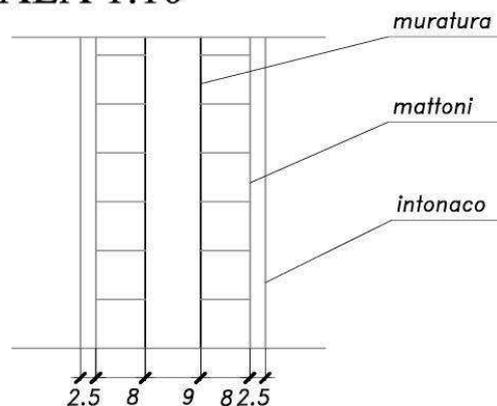
I carichi agenti sulle travi perimetrali dell'edificio sono stati calcolati sulla base del rilievo effettivo delle stratigrafie delle pareti perimetrali.

Si riportano le immagini relative alle due tipologie murarie individuate:

MURO PERIMETRALE

sp.30cm

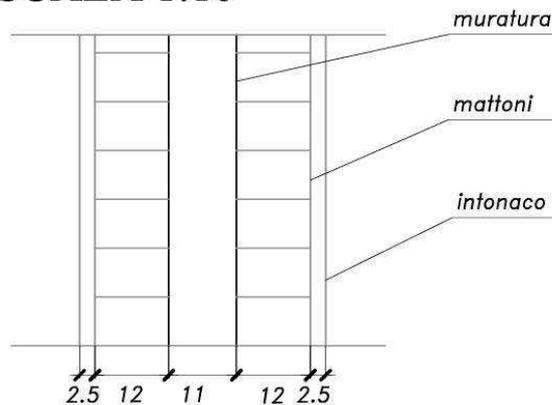
SCALA 1:10



MURO PERIMETRALE

sp.40cm

SCALA 1:10



Per quanto riguarda la tipologia avente spessore 30cm si ha che:

$$g_{k2}=1100 \times 0.08 \times 2 + 2000 \times 0.05 = 276 \text{ kg/m}^2$$

Tenendo conto che essa è stata individuata nel piano primo dove l'altezza netta del solaio è mediamente pari a 3m:

$$G_{k2}=276 \times 3 = 828 \text{ kg/m} \approx 900 \text{ kg/m.}$$

Per quanto riguarda la tipologia avente spessore 40cm si ha che:

$$g_{k2}=1100 \times 0.12 \times 2 + 2000 \times 0.05 = 364 \text{ kg/m}^2$$

Tenendo conto che essa è stata individuata nel piano secondo dove l'altezza netta del solaio è mediamente pari a 3m:

$$G_{k2}=364 \times 3 = 1090 \text{ kg/m} \approx 1100 \text{ kg/m.}$$

6.3 Combinazioni di carico

Le immagini seguenti servono a mostrare le combinazioni di carico adottate e i relativi coefficienti di amplificazione delle azioni, in accordo alle NTC2018:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Carichi caratteristici	Tab. 2.6.I (sfavorevole)			Tab. 2.5.I		
	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G_{k1}	1,30					
G_{k2}		1,50				
$Q_{k1, \text{cat. C1}}$			1,50	0,70	0,70	0,60
$Q_{k, \text{neve}}$				0,50	0,20	0,00

6.4 Caratteristiche dei materiali

Si riportano nel seguito le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio, desunte dai risultati delle prove di laboratorio e delle prove indirette e utilizzati nelle verifiche.

Alcuni valori riportati nelle tabelle seguenti sono barrati e corrispondono a quelli non considerati ai fini della determinazione della resistenza media dei materiali strutturali.

6.4.1 Risultati prove carotaggio

EDIFICIO ORIGINALE + SOPRAELEVAZIONE		
N. CAROTAGGIO	Rcm	Rcm _{corretto}
1	14,4	15,8
2	19,5	21,3
3	10,3	11,3
4	47,9	47,9
5	28,7	30,6
6	32,8	34,4
7	26,9	28,8
8	32,9	34,5
9	22,9	24,8
10	24,5	26,5
11	22,5	24,5
12	31,2	32,9
13	21,1	22,9
14	53,8	53,8
15	33,7	35,2
16	20,5	22,3
MEDIA		
	25,99	27,58

EDIFICIO ORIGINARIO			SOPRAELEVAZIONE		
N. CAROTAGGIO	Rcm	Rcm _{corretto}	N. CAROTAGGIO	Rcm	Rcm _{corretto}
1	14,4	15,8			
2	19,5	21,3			
3	10,3	11,3			
4	47,9	47,9			
5	28,7	30,6			
6	32,8	34,4			
7	26,9	28,8			
8	32,9	34,5			
9	22,9	24,8			
12	31,2	32,9			
13	21,1	22,9			
14	53,8	53,8			
15	33,7	35,2			
16	20,5	22,3			
MEDIA			MEDIA		
	26,37	27,90		23,50	25,50

6.4.2 Risultati prove pull-out

EDIFICIO ORIGINARIO + SOPRAELEVAZIONE	
N. PULL-OUT	Rcm
1	15,8
2	24,8
3	24,2
4	21,4
5	28,9
6	30,6
7	29,4
8	28,7
9	31,3
10	29,4
11	29,2
12	22,8
13	21,5
14	32,3
15	30,6
16	24,2
17	21,7
18	30,4
MEDIA	
	27,07

EDIFICIO ORIGINARIO		SOPRAELEVAZIONE	
N. PULL-OUT	Rcm	N. PULL-OUT	Rcm
1	15,8		
2	24,8		
3	24,2		
4	21,4		
5	28,9		
6	30,6		
7	29,4		
8	27,6		
9	30		
10	29,4		
11	28,1		
		12	22,8
		13	21,5
14	32,3		
15	30,6		
16	24,2		
17	21,7		
18	30,4		
MEDIA		MEDIA	
	27,55		22,15

6.4.3 Risultati prove sonreb

Le tabelle seguenti mostrano i risultati relativi alle prove Sonreb eseguite: per ogni piano sono stati ottenuti tre valori diversi di resistenza del calcestruzzo, con altrettanti metodi di calcolo. Successivamente, come mostrato nell'ultima colonna della tabella seguente, i valori ottenuti sono stati mediati per ciascun piano ed in funzione dell'età di costruzione.

Piano	Rilem NDT 4, 1993	Di Leo, Pascale, 1994	Gasparik, 1992	$R_{c,media,SONRE}$ B
SI	13,1	14,3	15,8	18
PT - 1965	21,5	22,6	24,0	23
1P - 1965	19,8	20,9	23,2	21,3
1P - 1983	23,7	25,2	26,3	25,1
2P	22,6	23,5	25,3	24

Il passaggio successivo è stato quello di mediare i risultati ottenuti per i singoli piani in modo tale da ottenere un unico valore per il calcestruzzo dell'edificio originario e uno per la parte di edificio sopraelevata in un secondo momento.

EDIFICIO ORIGINARIO			SOPRAELEVAZIONE (1P-1983)		
Rcm	22		Rcm	25,1	

6.4.4 Riepilogo delle prove sui materiali

In questo paragrafo è riportato un riepilogo finale delle resistenze valutate a seguito delle prove condotte sui materiali. Le diverse prove restituiscono un valore medio che deve essere opportunamente ridotto in funzione della conoscenza raggiunta (LC2) attraverso un fattore di confidenza (FC) pari a 1, 2. Inoltre, occorre operare una distinzione tra elemento duttile e fragile, quest'ultimo prevede la riduzione di suddetta resistenza attraverso un coefficiente γ_c (per il calcestruzzo) o γ_s (per l'acciaio). Di seguito si riportano le formule utilizzate per determinare la resistenza di calcolo dei materiali.

Per il calcestruzzo si ha:

$$f_{cd,duttile} = f_{cm} / FC$$

$$f_{cd,fragile} = f_{cm} / (FC * \gamma_c)$$

Per l'acciaio si ha:

$$f_{yd,duttile} = f_{cm} / FC$$

$$f_{yd,fragile} = f_{cm} / (FC * \gamma_s)$$

Calcestruzzo

CALCESTRUZZO			SOPRAELEVAZIONE		
EDIFICIO ORIGINARIO			SOPRAELEVAZIONE		
	Rcm	fcm		Rcm	fcm
carotaggi+pull-out+sonreb	25,66	21,30	carotaggi+pull-out+sonre	24,24	20,12

Come evidenziato dalle tabelle precedenti, i valori di resistenza del calcestruzzo calcolati per l'edificio originario e per la porzione in sopraelevazione, sono analoghi tra loro e riconducibili ad un'unica tipologia di calcestruzzo, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella seguente.

CALCESTRUZZO	
Rcm _{fin} [N/mm ²]	fcm _{fin} [N/mm ²]
25,0	20,8
$\gamma_c = 1,5$	
FC = 1,2	
da cui deriva:	
fcd _{mecc.duttile} [N/mm ²]	fcd _{mecc.fragile} [N/mm ²]
17,3	11,5

Acciaio

Le caratteristiche di resistenza dell'acciaio per cemento armato sono state desunte dai risultati delle prove di laboratorio effettuate su alcune barre prelevate in opera; i valori ottenuti sono stati ulteriormente

confrontati con i dati derivanti dalle prove di durezza. Queste ultime non sono state inserite direttamente nella media per la determinazione della resistenza dell'acciaio, ma semplicemente utilizzate come confronto con le prime, per confermarne la validità.

ACCIAIO			
EDIFICIO ORIGINARIO			
	fyk	ftk	
(trazione)	365	493	
(microdurezza)	-	491	
	$\gamma_s = 1,15$	FC= 1,2	
da cui deriva:			
fyd _{mecc.duttili} [N/mm ²]	304,0		
fyd _{mecc.fragili} [N/mm ²]	264,3		

ACCIAIO			
SOPRAELEVAZIONE			
	fyk	ftk	
Feb38k	375	450	
	$\gamma_s = 1,15$	FC= 1,2	
da cui deriva:			
fyd _{mecc.duttili} [N/mm ²]	312,5		
fyd _{mecc.fragili} [N/mm ²]	271,7		

I valori evidenziati in blu sono quelli finali delle resistenze dei materiali che sono state utilizzati nelle verifiche.

6.5 Verifica nei confronti dei carichi statici

6.5.1 Parametri di calcolo in condizioni statiche

Per valutazione della sicurezza occorre svolgere 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. 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. Non è in genere necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove.

Il D.M. 17 gennaio 2018 e la Circolare applicativa n.617 del 2 febbraio 2009, al capitolo 8 sulle costruzioni esistenti, specifica che “La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti”.

6.5.2 Metodi di verifica

In accordo con quanto prescritto dalle NTC 2018, è stata valutata la resistenza a taglio attraverso la seguente relazione presente al paragrafo 4.1.2.3.5.1:

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \tag{4.1.22}$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \tag{4.1.23}$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Per quanto riguarda la verifica di resistenza della sezione nei riguardi delle azioni flettenti, seguendo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.3.4.2, sono state assunte le seguenti relazioni:

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

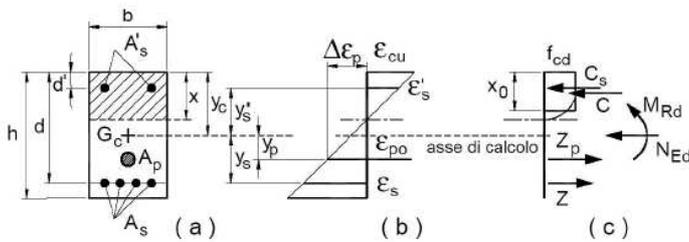


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \tag{4.1.18a}$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \tag{4.1.18b}$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_{ϕ} è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

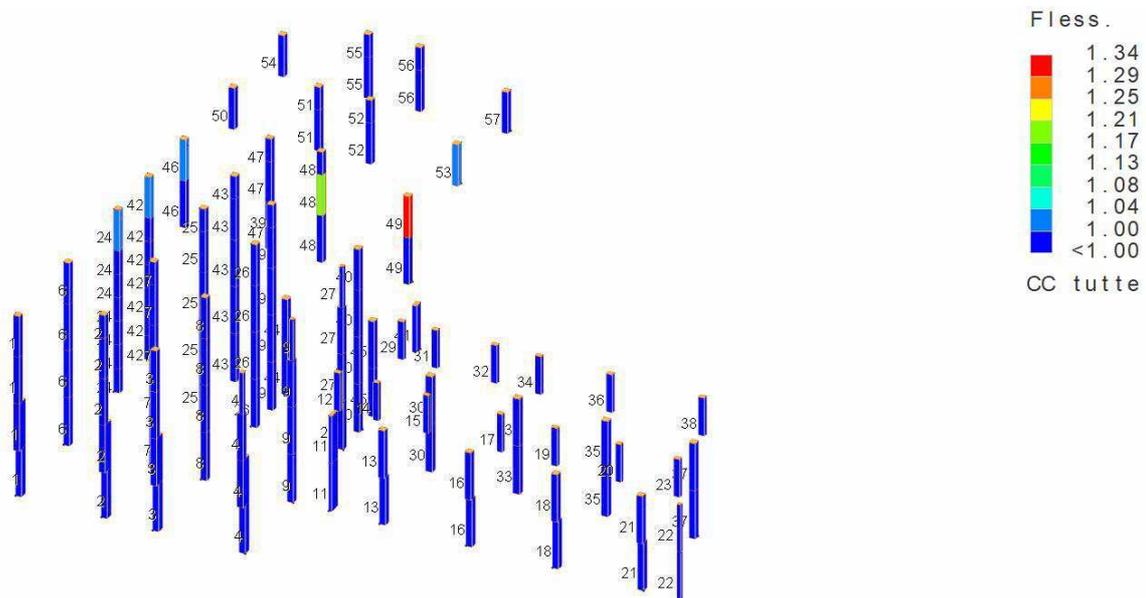
μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

6.5.3 Verifiche pilastri e travi

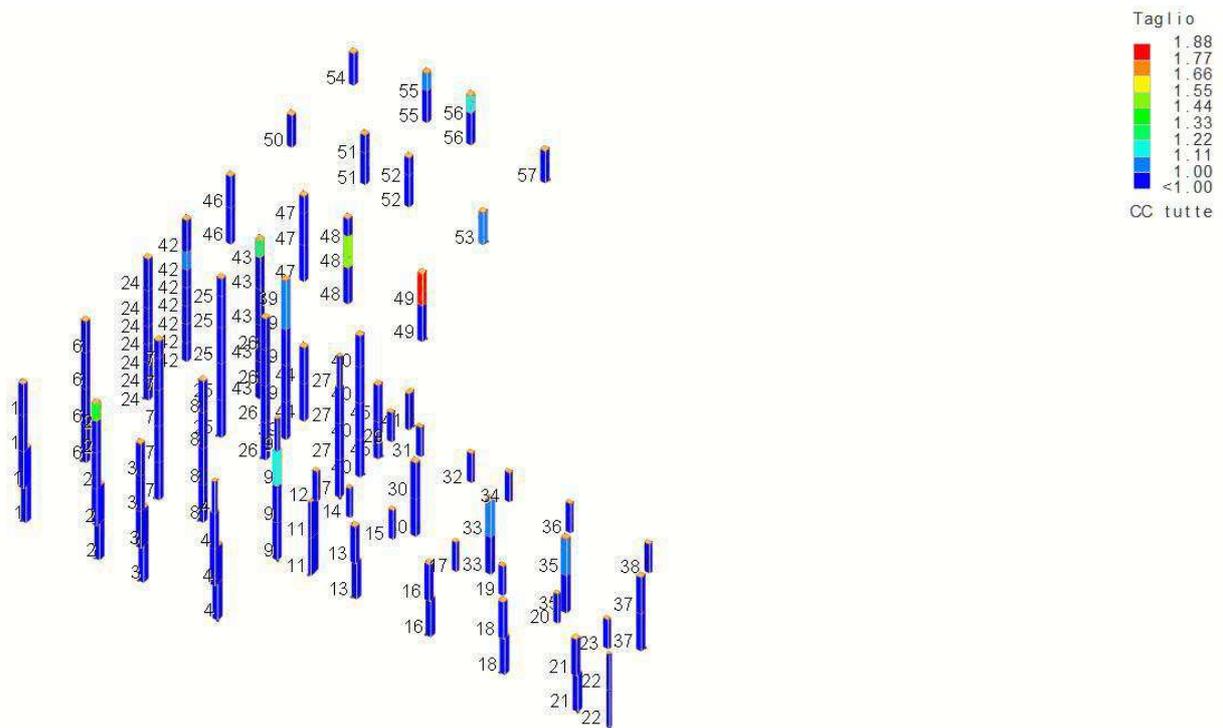
Le verifiche dei singoli elementi strutturali sono desunte dal modello di calcolo globale dell'edificio, ed ottenute sulla base delle caratteristiche definite per i materiali esistenti.

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative dei tassi di sfruttamento di travi e pilastri, in condizioni statiche, dove valori superiori all'unità indicano una situazione di sofferenza dell'elemento strutturale. Anticipando i risultati qui di seguito rappresentati si evince quanto segue:

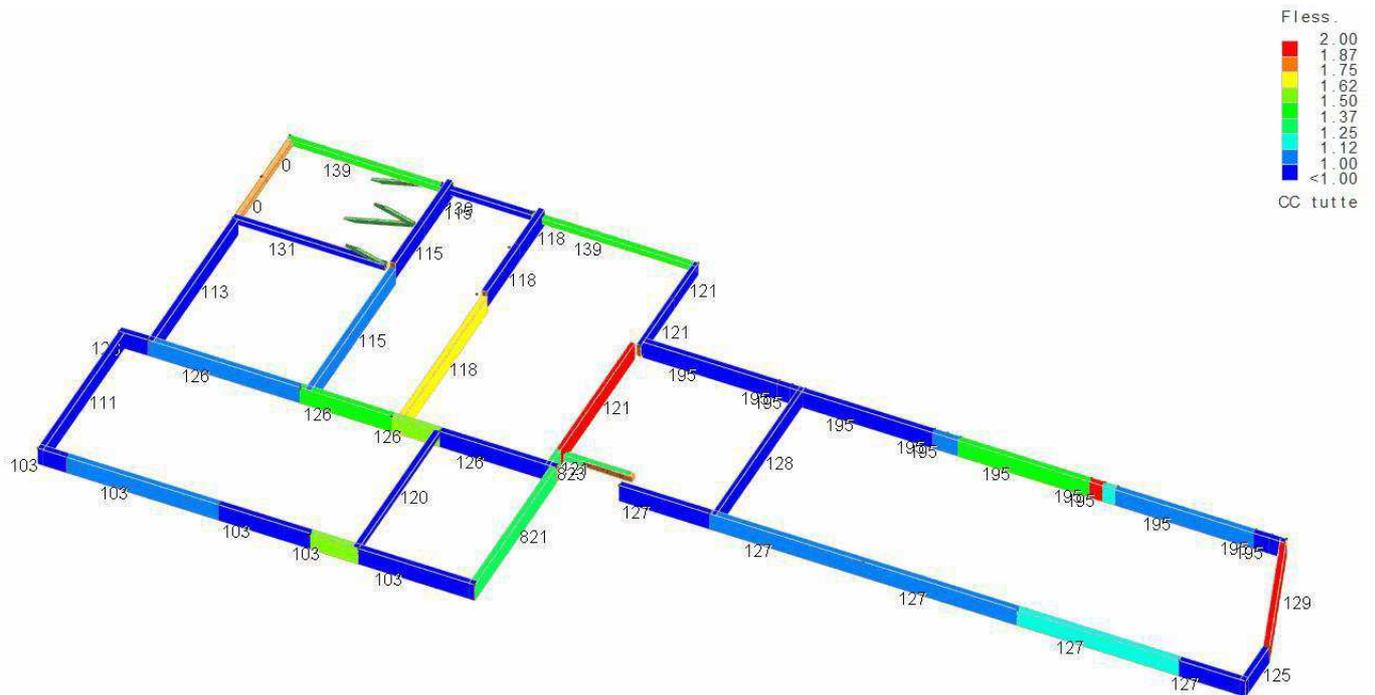
- 20%-55% di sfruttamento in più dei pilastri posti al secondo piano nella parte arretrata;
- Travi non verificate a flessione: si sottolinea che la possibilità di non aver potuto indagare l'armatura a momento negativo, a causa dell'attività didattica in corso, nonché l'assenza di un progetto strutturale a supporto dell'attività, ha comportato l'assunzione e quindi l'estensione per analogia agli elementi non indagati.



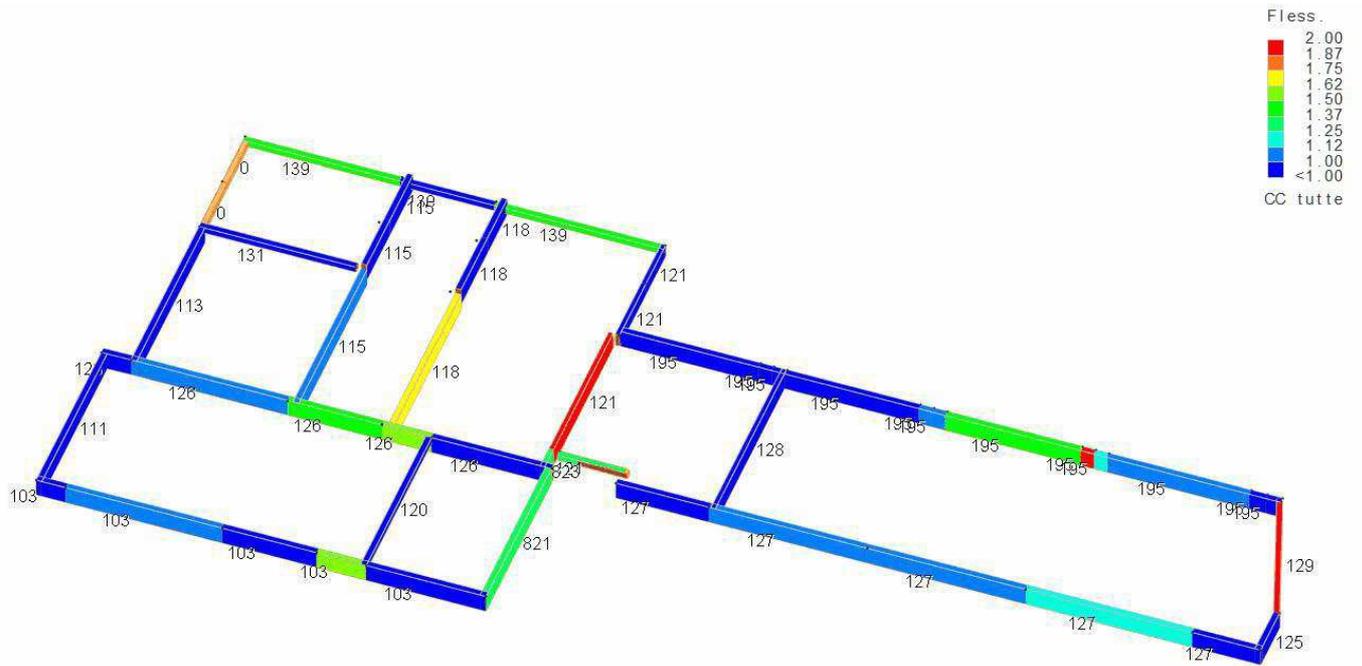
Pilastri SLU sfruttamento pressoflessione



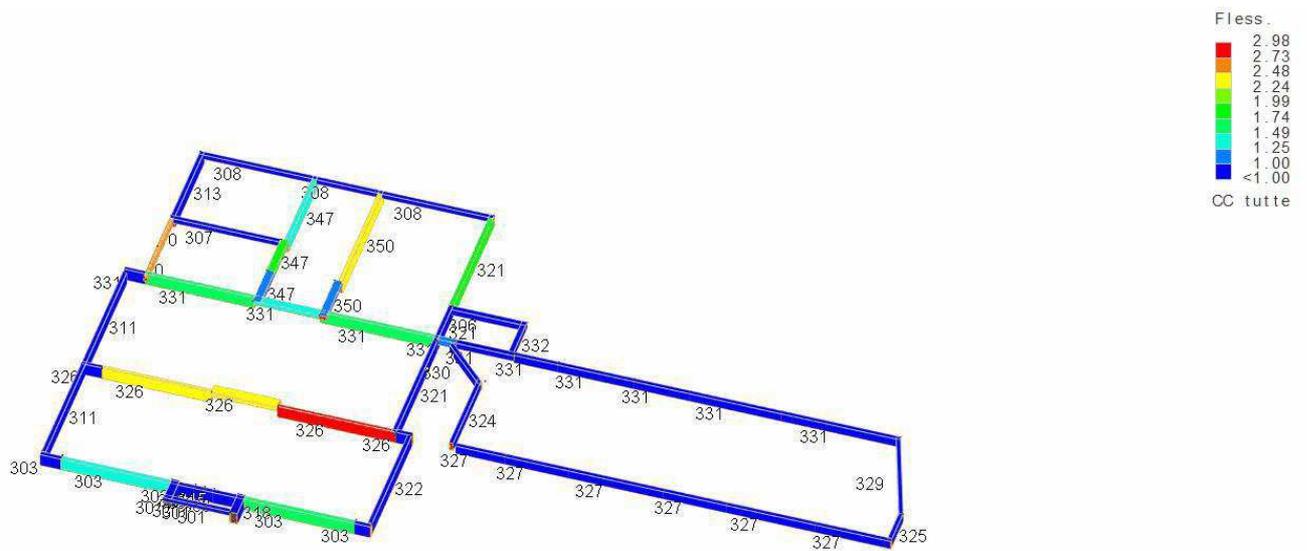
Pilastri SLU sfruttamento taglio



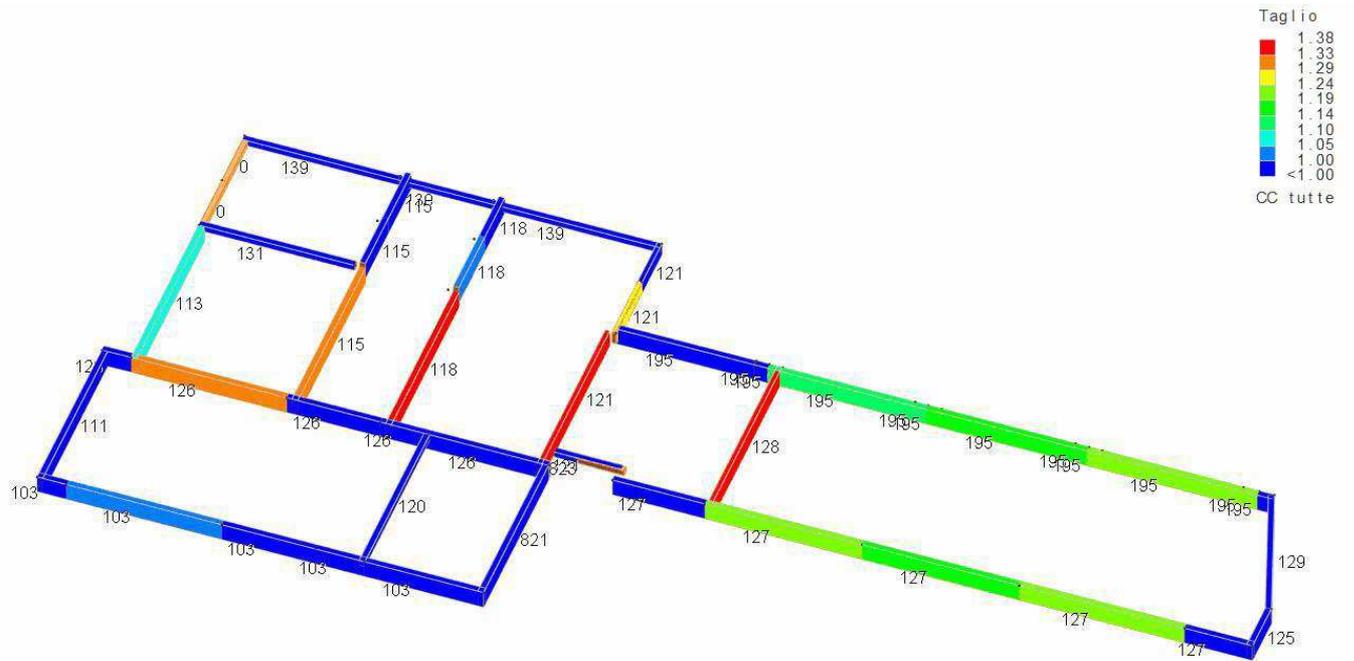
Travi PS SLU sfruttamento flessione



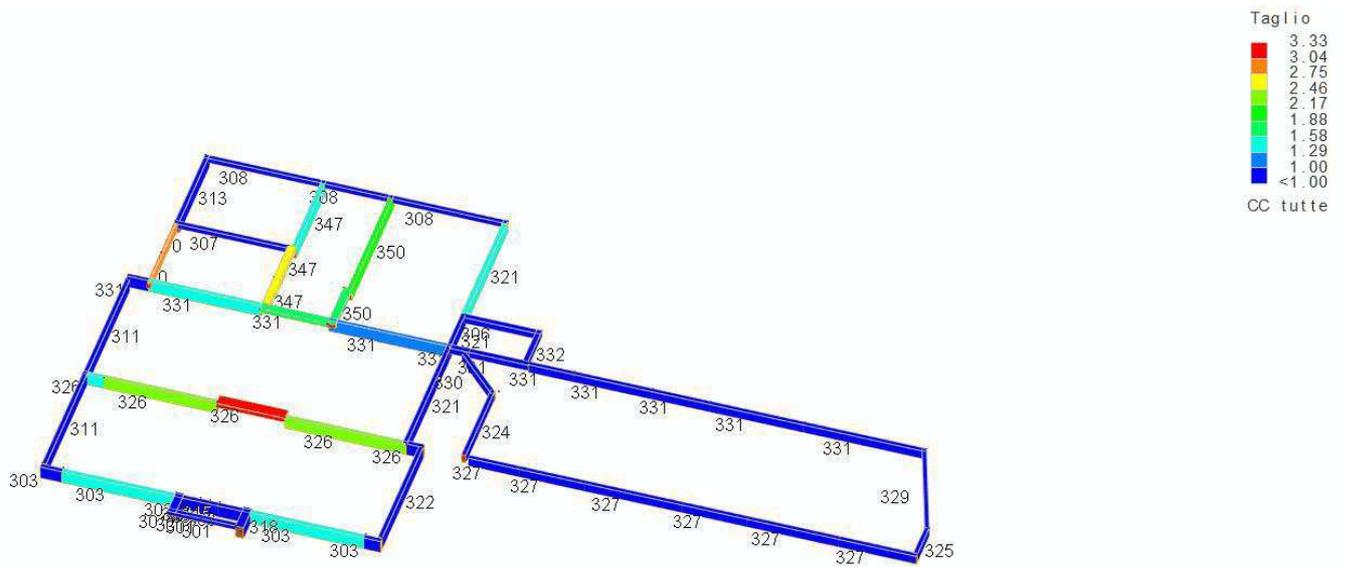
Travi PT SLU sfruttamento flessione



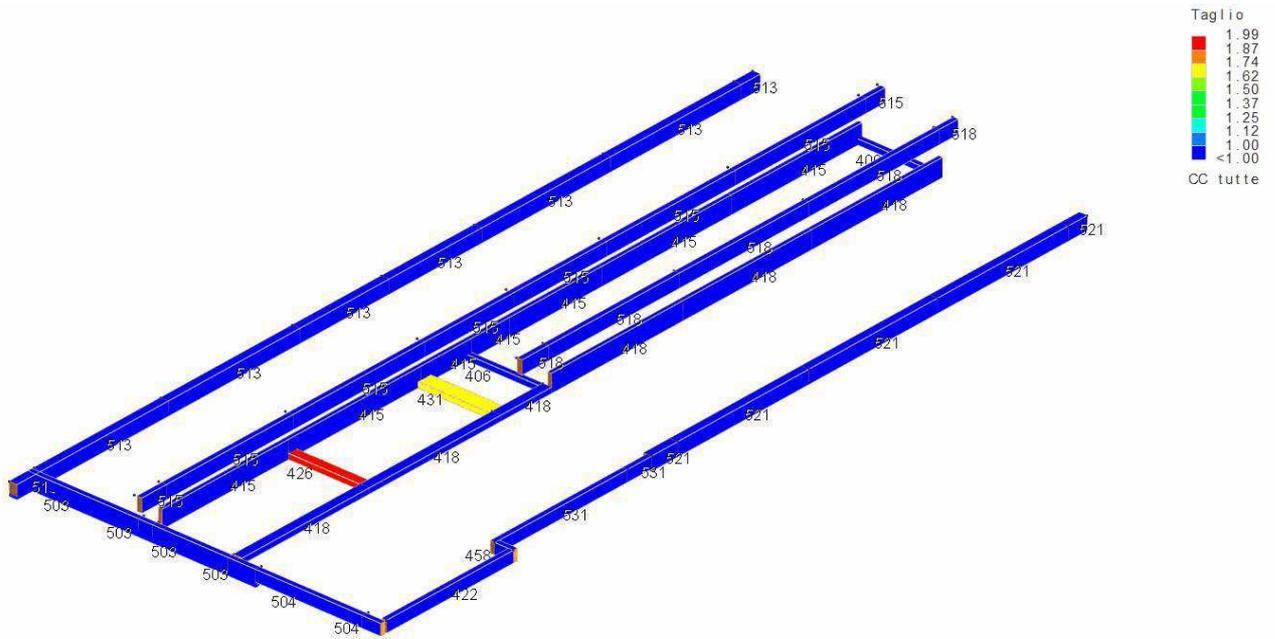
Travi P1 SLU sfruttamento flessione



Travi PT SLU sfruttamento taglio



Travi P1 SLU sfruttamento taglio



Travi P2 SLU sfruttamento taglio

6.5.4 Verifica scala in c.a.

Le verifiche sono state eseguite considerando uno schema statico di semplice appoggio ed il quantitativo di armatura effettivamente rilevato in sito.

Trave 1 Campata - File: rampa scala_SLU

Titolo: rampa scala_SLU

Vincoli: App. - App. Inc. - Inc. Inc. - App. Mensola Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m: 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	14	14	0	3,1

N° Carichi CONCENTRATI kN: 0 Zoom

N° Coppie CONCENTRATE kNm: 0 Zoom

Luce: 3,1 m J: 80,14 cm⁴ Sezione

E: 29.000 MPa Distanze parziali

Risultati

Reazioni vincolari				
MA	kNm	0	MB	0
RA	kN	21,7	RB	21,7
φ _A	[rad]	0,7477	φ _B	0,7477
max M+		16,82	x max M+	1,55
max M-		0	x max M-	0
f max	m	0,7242	x f max	1,55

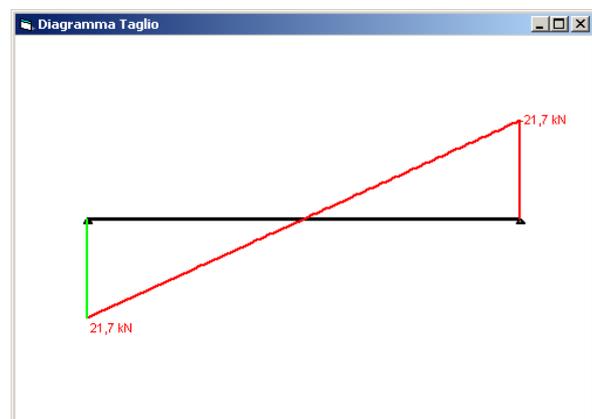
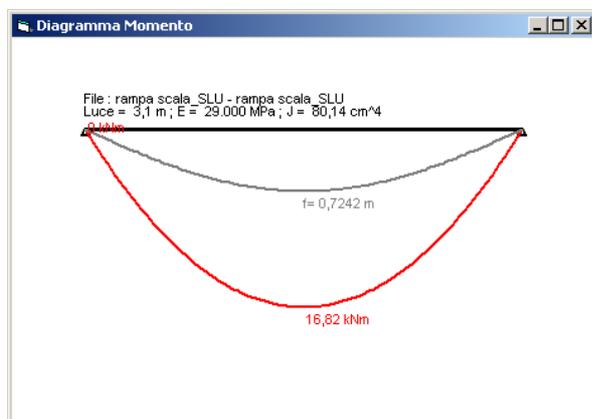
Diagrammi: M V C

Risultati all'ascissa x:

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	0	21,7	0

N° sezioni di calcolo: 100

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute



$$M_{\max} = 16.82 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 21.7 \text{ kN}$$

Si riporta la verifica della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: rampa scala_SLU ssc20

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

Titolo: rampa scala_SLU

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	12

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,36	2
2	3,93	10

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 16,82 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

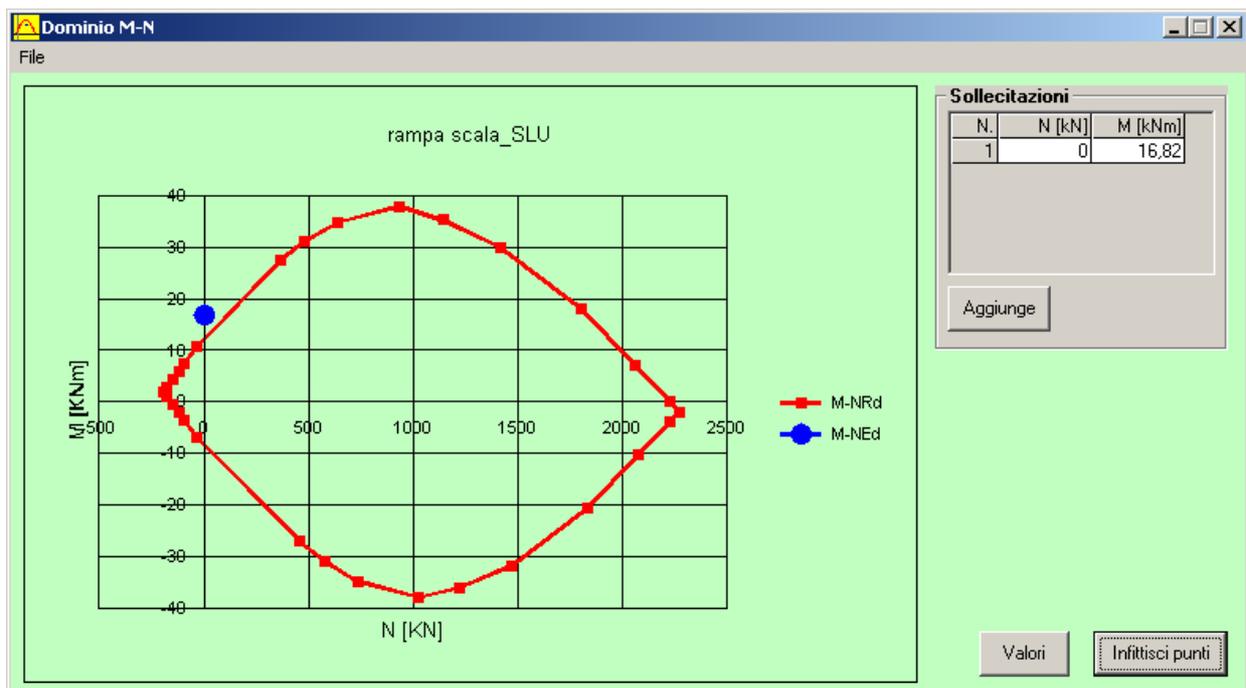
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 acc esiste cls esiste
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 304,2 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17,33
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,521 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 8,5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0,5333
 τ_{c1} 1,686

M_{xRd} 12,3 kN m
 σ_c -17,33 N/mm²
 σ_s 304,2 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 22,2 ‰
 d 10 cm
 x 1,362 x/d 0,1362
 δ 0,7

Calcoli:
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



La verifica non risulta soddisfatta.

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)=	1000,0		<u>Sollecitazione taglio</u>	
	h (mm)=	120,0	(SLU) Vsd (kN)=	21,70	
	c (mm)=	20,0	d=	100,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	393,0			
			rol'=	0,00393	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,412	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,412	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	45495,6			
	Vrd (kN)=	45,50			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
			2,10	deve essere >	verificato

La verifica risulta soddisfatta.

6.5.5 Verifiche solai

In questo paragrafo verranno elencate le verifiche eseguite sui solai dei vari piani della struttura, precedute dal calcolo del carico gravante su ogni singolo travetto, considerando una larghezza d'influenza pari a 0.40m. Per quanto riguarda le armature, dal momento che non è stato possibile eseguire indagini distruttive per la ricerca dei ferri a momento negativo (in quanto, durante il periodo di attività scolastica avrebbe comportato la demolizione di ampie porzioni della pavimentazione), sono state fatte ipotesi sulla base della tipologia di costruzione e dell'anno della sua edificazione. Infatti, secondo le pratiche costruttive dell'epoca, almeno uno dei ferri presenti nella parte inferiore del travetto veniva piegato verso l'alto in prossimità degli appoggi, affinché potesse lavorare anche a momento negativo.

Si anticipa qui di seguito la tabella di riepilogo circa il soddisfacimento delle verifiche di resistenza dei solai di piano e di copertura.

	flessione (+)	flessione (-)	taglio centrale	taglio laterale
S1	SI	X	X	NO (0,97)
S2	NO (0,34)	NO (0,18)	NO (0,41)	NO (0,69)
S3	NO (0,53)	X	X	NO (0,66)
S4	NO (0,66)	NO (0,28)	NO (0,48)	NO (0,88)
S5	SI	NO (0,38)	NO (0,42)	SI
S6	NO (0,55)	X	X	NO (0,71)
S7	NO (0,61)	NO (0,33)	NO (0,48)	NO (0,84)
S8	NO (0,70)	NO (0,30)	NO (0,49)	NO(0,90)
S11	SI	NO (0,56)	SI	SI
S12	SI	X	X	SI
copertura inclinata	SI	X	X	SI
scala	NO (0,73)	X	X	SI

Riepilogo verifiche di resistenza sui solai indagati

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.

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.

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) e l'incidenza che i coefficienti sia di combinazione dei carichi sia di riduzione delle resistenze dei materiali costituenti incidano potenzialmente sulle prestazioni effettive.

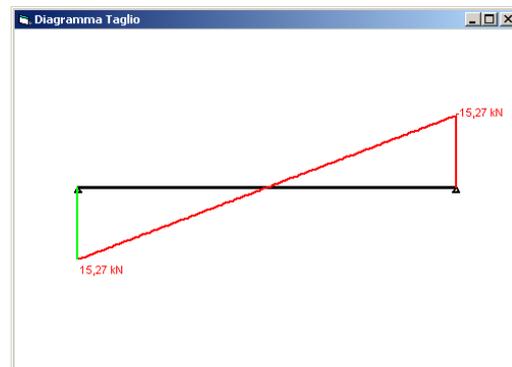
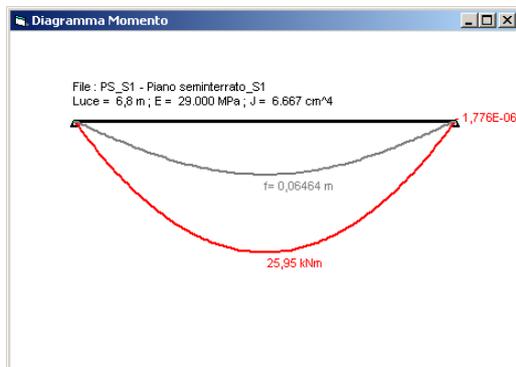
Verifica solaio piano seminterrato (S1)

Si tratta di un solaio ad una campata disposto in semplice appoggio.

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	

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	239,2	daN/m
G_2	=	0	daN/m
Q_1	=	210	daN/m
Q_{SLU}	=	449,2	daN/m

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute:



$M_{max} = 25.95 \text{ kNm}$

$T_{max} = 15.27 \text{ kN}$

Le indagini hanno consentito di individuare 3 ϕ 16 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la relativa verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: P5_S1

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

Titolo: Piano seminterrato_S1

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	19

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,03	20

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

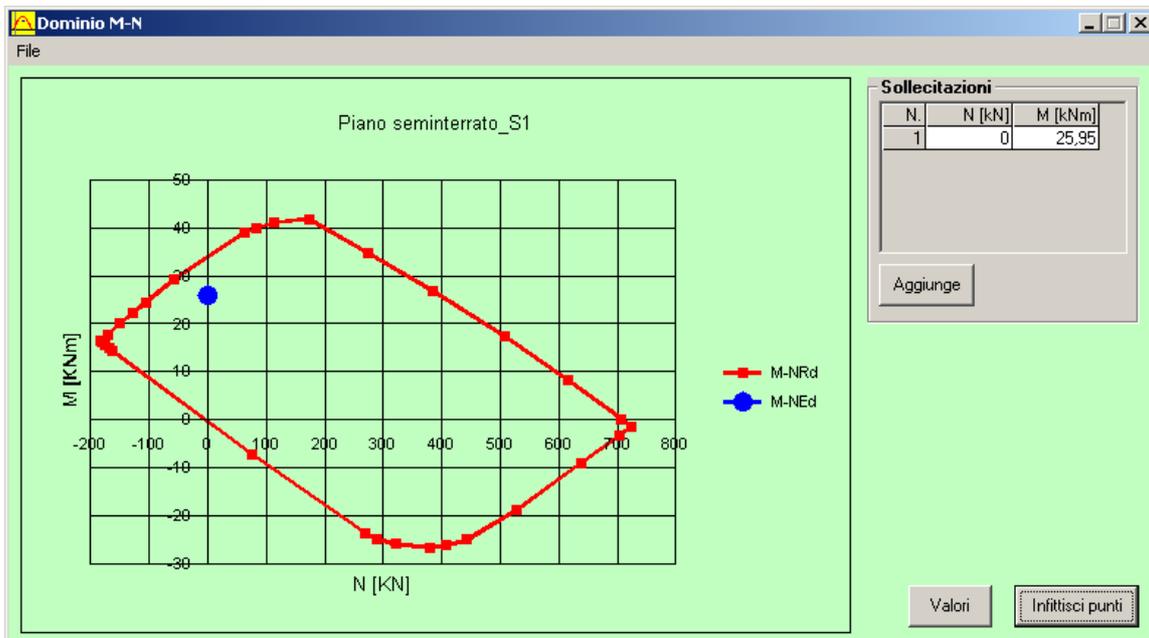
Materiali

acc. esisten.		cls. esisten.	
ϵ_{su}	67,5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	304,2 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 %
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	17,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,521 %	$\sigma_{c,adm}$	8,5
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm ²	τ_{co}	0,5333
		τ_{c1}	1,686

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 17,8 %
d 20 cm
x 3,287 x/d 0,1643
 δ 0,7

N° rett.
Calcola MRd
L₀ cm
 Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

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		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	220,0	(SLU) Vsd (kN)=	15,27	
	c (mm)=	30,0	d=	190,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	603,0			
			rol'=	0,02	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,412	k=	2,00	
zione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,412	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	14868,6			
	Vrd (kN)=	14,87			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
		0,97	deve essere >	non verificato	

La verifica non risulta soddisfatta.

Verifica solaio piano seminterrato (S2)

Si tratta di un solaio a tre campate disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	184,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	64,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat. C1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	239,2	daN/m
G_2	=	96	daN/m
Q_1	=	210	daN/m
Q_{SLU}	=	545,2	daN/m

Trave Continua - File: PS_S2

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo: Piano seminterrato_S2

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 3

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	6,1	5,45	0	1
2	3,4	5,45	0	1
3	5,9	5,45	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

δ 1 ? Calcolo

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 5

Scale fisse Taglio 1: 5

Freccia 1: 0,05

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

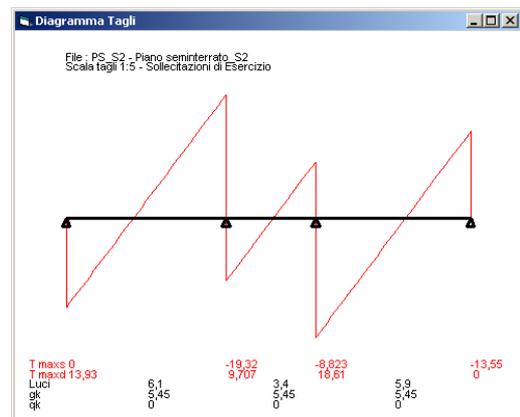
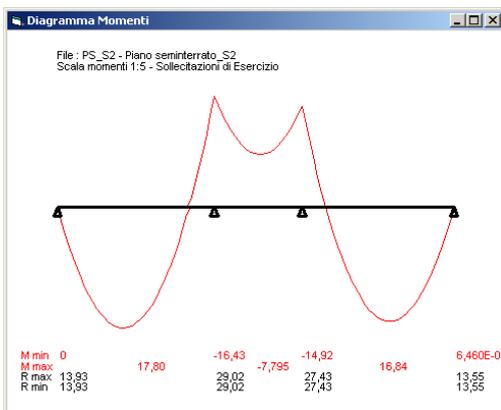
M I M+T

DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	17,8	2,593	17,8	2,593	4,54E-02	4,54E-02
2	-16,43		-16,43			
m	-7,795	1,855	-7,795	1,855	-9,87E-03	-9,87E-03
3	-14,92		-14,92			
m	16,84	3,416	16,84	3,416	4,04E-02	4,04E-02
4	6,46E-06		6,46E-06			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		13,93	13,93	13,93
2	-19,32	9,707	29,02	29,02
3	-8,823	18,61	27,43	27,43
4	-13,55		13,55	13,55



$$M_{\max} = 17,80 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -16,43 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 19,32 \text{ kN}$$

Le indagini hanno consentito di individuare 2 ϕ 8 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione considerando sia il momento positivo sia quello negativo massimi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PS_S2_Mmax

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

Titolo: Piano seminterrato_S2_Mmax

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	19

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,01	20

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 17,8 kNm
 M_{yEd} 0

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

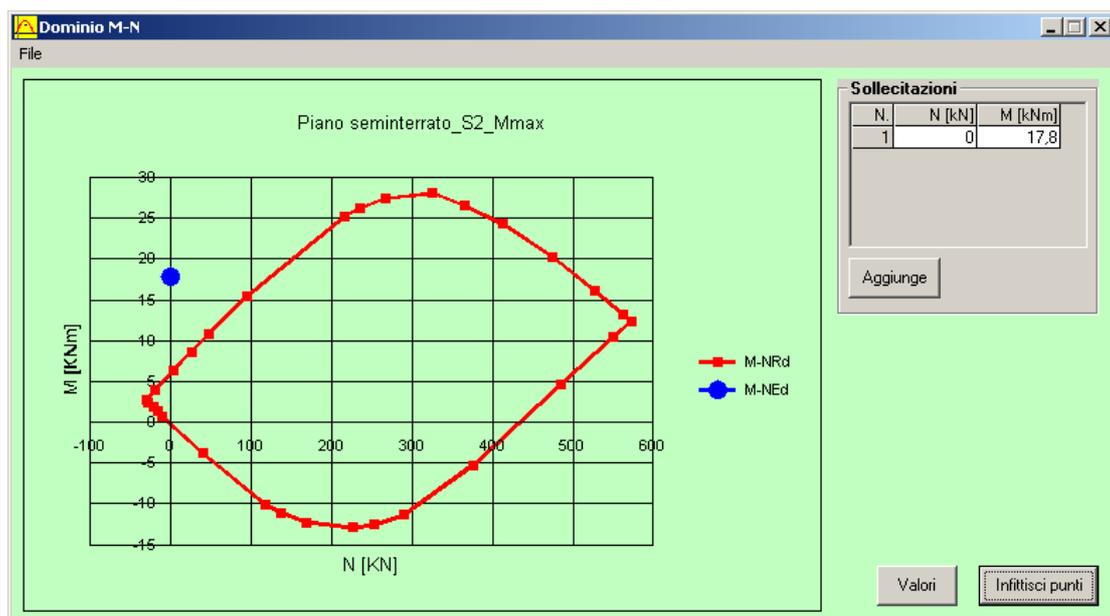
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 acc esistei cls esistei
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 304,2 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17,33
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,521 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 8,5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0,5333
 τ_{c1} 1,686

Parametri di progetto:
 M_{xRd} 6,068 kNm
 σ_c -17,33 N/mm²
 σ_s 304,2 N/mm²
 ϵ_c 2,187 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 20 cm
 x 0,627 x/d 0,03138
 δ 0,7

Altri parametri:
 N° rett 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



La verifica non risulta soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P5_S2_Mmin

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

Titolo: Piano seminterrato_S2_Mmin

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	19
2	40	3

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0,5	20

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: 0 yN: 0

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

acc. esisten		cls. esisten	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	304,2 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	17,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,521 ‰	$\sigma_{c,adm}$	8,5
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0,5333
		τ_{c1}	1,686

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} : 2,973 kN m

σ_c : -17,33 N/mm²

σ_s : 304,2 N/mm²

ϵ_c : 3,5 ‰

ϵ_s : 61,54 ‰

d: 20 cm

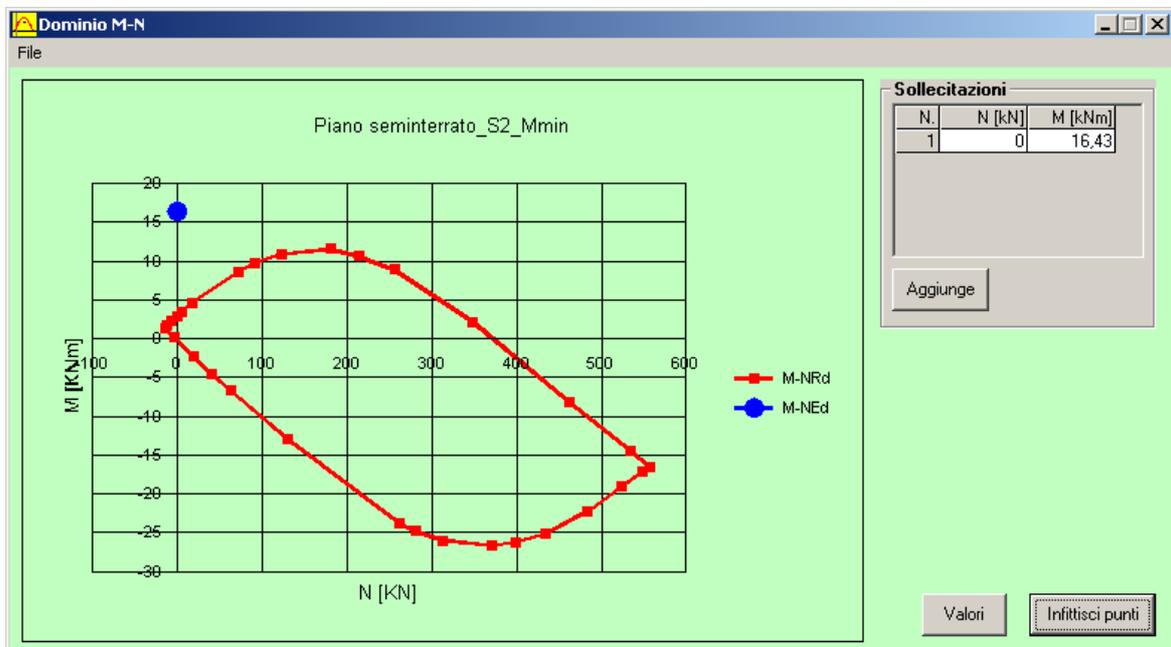
x: 1,076 x/d: 0,05382 δ : 0,7

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 : 0 cm Col. modello

Precompresso



La verifica non risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio centrale					
<u>Materiali:</u>					
Cls.	Rcm (Mpa)=	25,1	coeff.cls.	gamma c	1,5
	fc _m /FC	17,3		gamma s	1,15
	fc _m	20,8		FC	1,2
			Acciaio: fy _k (Mpa)=		365
			ft _k		490
			fy _d		264,5
			Es		200000,00
			eps y _d		0,001322464
<u>Caratteristiche geometriche:</u>					
	bw (mm)=	100,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	220,0	(SLU) V _{sd} (kN)=	19,32	
	c (mm)=	30,0	d=	190,0	
Armatura longitudinale	As _l (mmq)=	50,0			
			rol'=	0,002632	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	v _{min} =	0,412	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	N _{sd} (N)=	0,0	n _i =	0,412	
	sig _{cp} =	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	V _{rd} (N)=	7830,8			
	V _{rd} (kN)=	7,83			
	<u>Verifica SLU:</u> V _{rd1} /V _{sd} =				
			0,41	deve essere >	non verificato

Le verifica non risulta soddisfatta.

appoggio laterale					
<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)=	220,0	(SLU) Vsd (kN)=	13,93	
	c (mm)=	30,0	d=	190,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	101,0			
			rol'=	0,005316	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,412	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,412	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	9559,8			
	Vrd (kN)=	9,56			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
			0,69	deve essere >	non verificato

Le verifica non risulta soddisfatta.

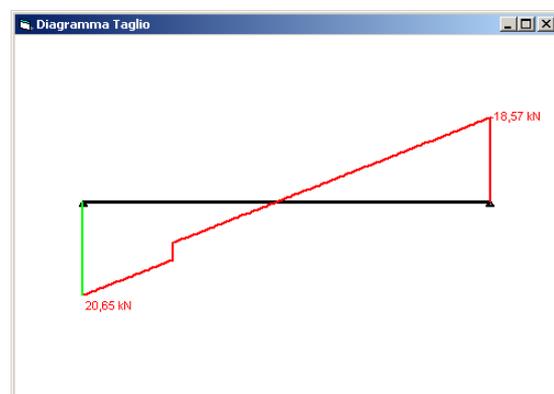
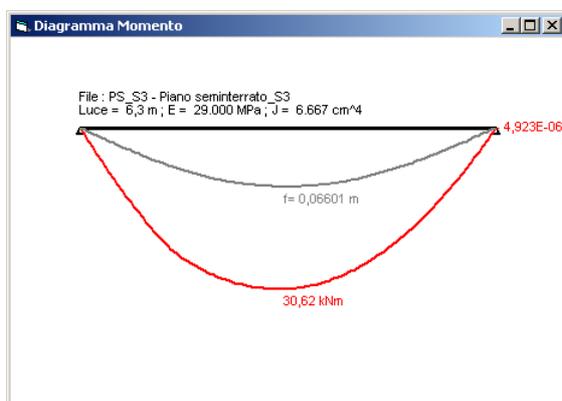
Verifica solaio piano seminterrato (S3)

Si tratta di un solaio ad una campata disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	198,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	64,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat.c1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	
G_{k2conc}	=	250,00	daN	carico concentrato permanente non strutturale	

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	257,4	daN/m
G_2	=	96	daN/m
Q_1	=	210	daN/m
G_{2conc}	=	375	daN
$QSLU$	=	563,4	daN/m

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute:



$$M_{\max} = 30.62 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 20.65 \text{ kN}$$

Le indagini hanno consentito di individuare $2\phi 12$ disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PS_S3

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

Titolo: **Piano seminterrato_S3**

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	24

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 30,62 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali:
 acc esisten: ϵ_{su} 67,5‰, f_{yd} 304,2 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,521‰, $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm²
 cls esisten: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 17,33, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 8,5, τ_{co} 0,5333, τ_{c1} 1,686

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

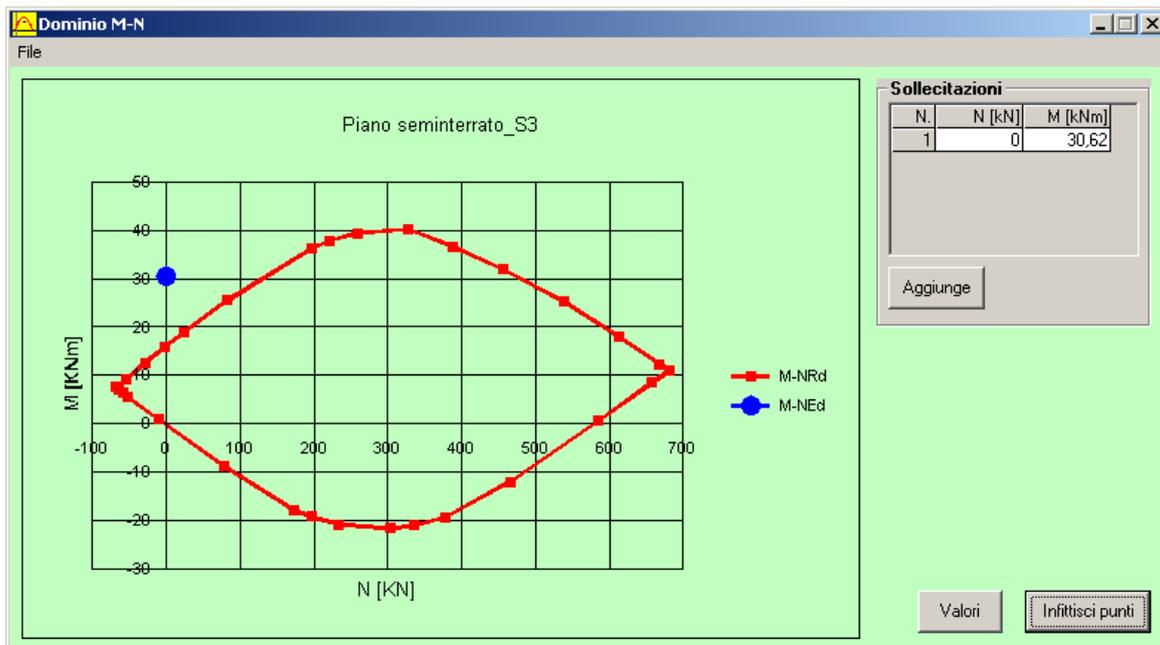
N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd}: 16,15 kNm
 σ_c : -17,33 N/mm²
 σ_s : 304,2 N/mm²
 ϵ_c : 3,5‰
 ϵ_s : 65,55‰
 d: 24 cm
 x: 1,216 x/d: 0,05069
 δ : 0,7



La verifica non risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite DM2008 - elementi senza armatura a taglio					
Materiali:					
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
Caratteristiche geometriche:					
	bw (mm)=	100,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=		20,65
	c (mm)=	30,0	d=	230,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	226,0			
			rol'=	0,009826	
	$1+(200/d)^{1/2}$	= 1,93			
	vmin =	0,391	k=	1,93	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,391	
	sig cp=	0,00			
RESISTENZA A TAGLIO:					
	Vrd (N)=	13723,0			
	Vrd (kN)=	13,72			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
			0,66	deve essere >	non verificato

Le verifica non risulta soddisfatta.

Verifica solaio piano terra (S4)

Si tratta di un solaio a due campate disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	210,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	64,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat.c1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU					
G_1	=	273	daN/m		
G_2	=	96	daN/m		
Q_1	=	210	daN/m		
Q_{SLU}	=	579	daN/m		

Trave Continua - File: PT_S4

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo: Piano Terra_S4

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 2 Appoggi Sezioni

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	3,7	5,79	0	1
2	6	5,79	0	1

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

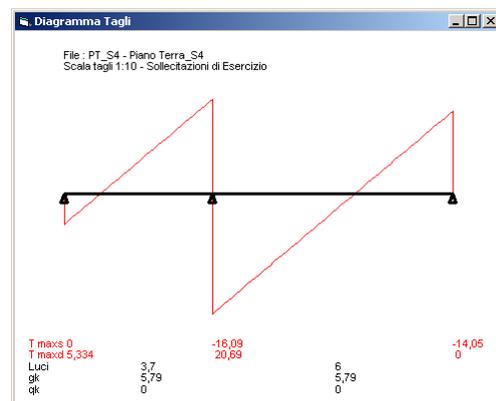
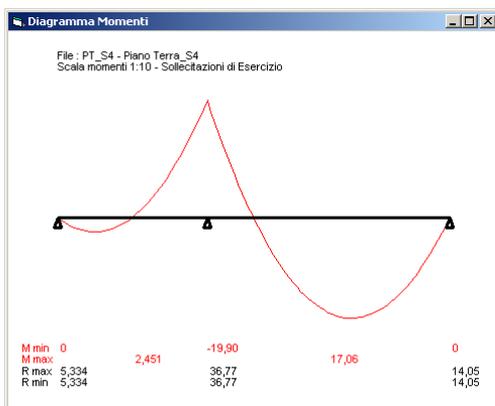
DWG Esporta Blocco ?

Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	2,451	0,8763	2,451	0,8763	-2,09E-03	-2,09E-03
2	-19,9		-19,9			
m	17,06	3,581	17,06	3,581	2,33E-02	2,33E-02
3	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		5,334	5,334	5,334
2	-16,09	20,69	36,77	36,77
3	-14,05		14,05	14,05



$$M_{\max} = 17,06 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -19,90 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 20,69 \text{ kN}$$

Le indagini hanno consentito di individuare 2 ϕ 10 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione considerando sia il momento positivo sia quello negativo massimi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PT_54Mmax

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

Titolo: Piano Terra_54 Mmax

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	24

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 17,06 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Tipo rottura:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

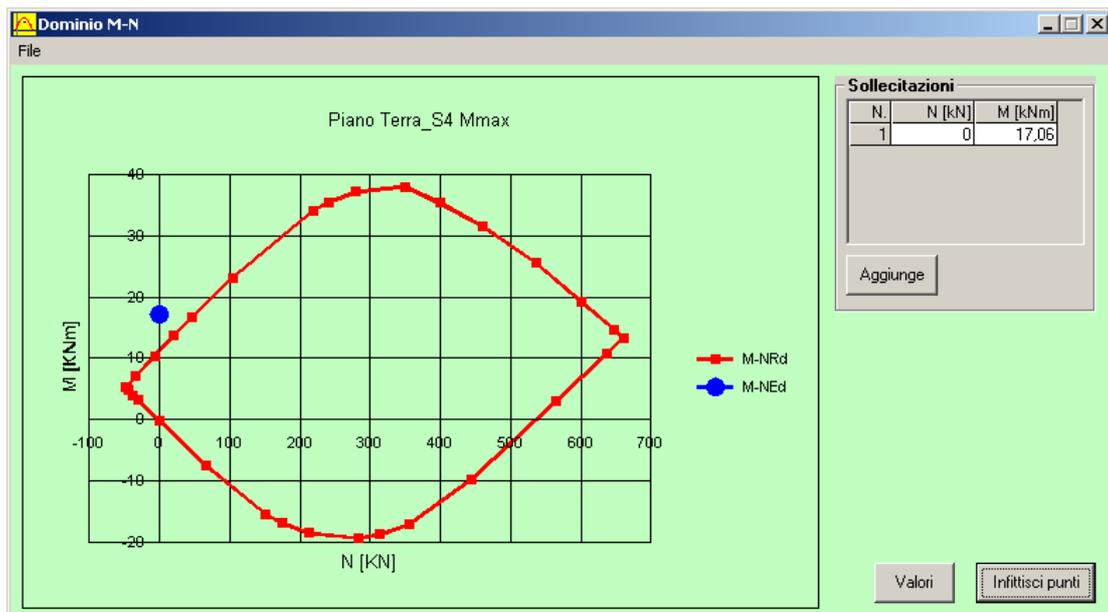
Materiali:

acc. esister		cls. esister	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	304,2 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	17,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,521 ‰	$\sigma_{c,adm}$	8,5
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0,5333
		τ_{c1}	1,686

M_{xRd}: 11,29 kN m

σ_c : -17,33 N/mm²
 σ_s : 304,2 N/mm²
 ϵ_c : 2,661 ‰
 ϵ_s : 67,5 ‰
 d: 24 cm
 x: 0,910 x/d: 0,03793
 δ : 0,7

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



La verifica non risulta soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PT_S4 Mmin

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

Titolo: Piano Terra_S4 Mmin

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	23
2	40	3

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0,79	24

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

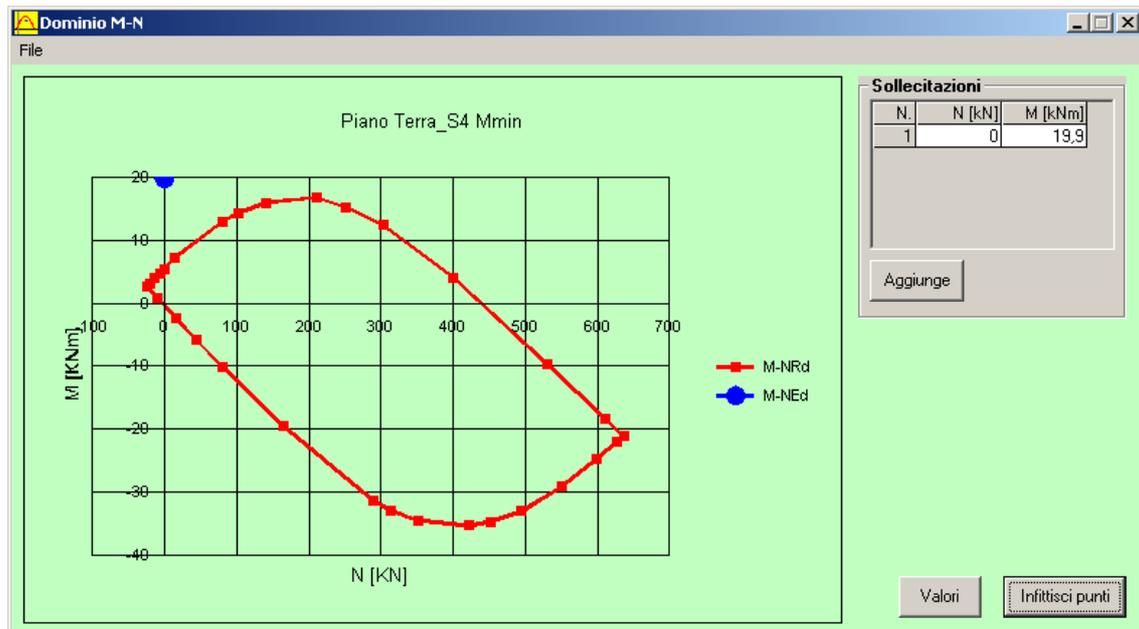
Materiali

acc esistenti cls esistenti

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ



La verifica non risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio centrale					
<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		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=	20,69	
	c (mm)=	20,0	d=	240,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	79,0			
			rol'=	0,003292	
	$1+(200/d)^{1/2}$	= 1,91			
	vmin =	0,386	k=	1,91	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,386	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	9844,1			
	Vrd (kN)=	9,84			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
			0,48	deve essere >	non verificato

Le verifica non risulta soddisfatta.

appoggio laterale					
<u>Materiali:</u>					
Cls.	Rcm (Mpa)=	25,1	coeff.cls.	gamma c	1,5
	fc _m /FC	17,3		gamma s	1,15
	fc _m	20,8		FC	1,2
			Acciaio: fy _k (Mpa)=		365
			ft _k		490
			fy _d		264,5
			Es		200000,00
			eps _{y_d}		0,001322464
<u>Caratteristiche geometriche:</u>					
	bw (mm)=	100,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	260,0	(SLU) V _{sd} (kN)=	14,05	
	c (mm)=	20,0	d=	240,0	
Armatura longitudinale	As _l (mmq)=	157,0			
			rol'=	0,006542	
	$1+(200/d)^{1/2}$	= 1,91			
	v _{min}	= 0,386	k=	1,91	
azione assiale (N pil. o precompr.)	N _{sd} (N)=	0,0	ni=	0,386	
	sig _{cp}	= 0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	V _{rd} (N)=	12376,6			
	V _{rd} (kN)=	12,38			
	<u>Verifica SLU:</u> V _{rd1} /V _{sd} =				
			0,88	deve essere >	non verificato

Le verifica non risulta soddisfatta.

Verifica solaio piano terra (S5)

Si tratta di un solaio a due campate disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	210,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	64,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat.c1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	273	daN/m
G_2	=	96	daN/m
Q_1	=	210	daN/m
Q_{SLU}	=	579	daN/m

Trave Continua - File: PT_S5

Titolo: Piano Terra_S5

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 2

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez.N°
1	7,1	5,79	0	1
2	7	5,79	0	1

Appoggi: 1 (0,2), 2 (0,2), 3 (0,2)

Vincoli di estremità: Sinistra (Appoggio, Incastro, Libero, Elastico), Destra (Appoggio, Incastro, Libero, Elastico)

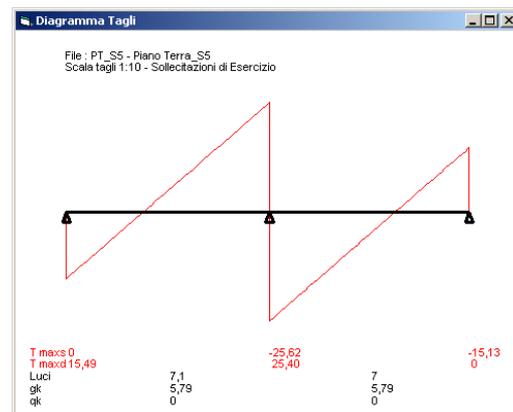
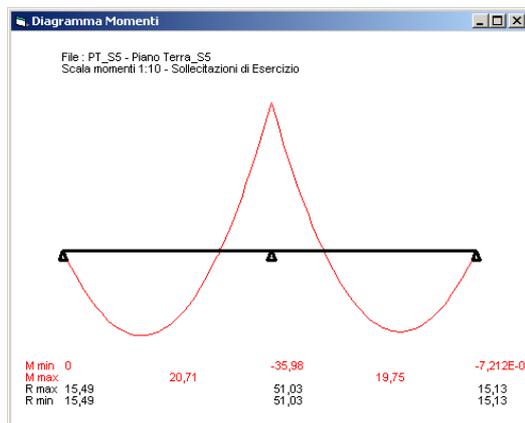
Diagrammi: Visualizza Deformata, Scale fisse Taglio 1, Freccia 1, N. Punti Plottaggio: 100

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	20,71	2,698	20,71	2,698	3,52E-02	3,52E-02
2	-35,98		-35,98			
m	19,75	4,34	19,75	4,34	3,20E-02	-8,44E-09
3	7,212E-04		7,212E-04			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		15,49	15,49	15,49
2	-25,62	25,4	51,03	51,03
3	-15,13		15,13	15,13

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute:



$M_{max}=20.71 \text{ kNm}$

$M_{min}=-35.98 \text{ kNm}$

$T_{max}=25.62 \text{ kN}$

Le indagini hanno consentito di individuare 2 ϕ 16 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PT_S5Mmax

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

Titolo: Piano Terra_S5_Mmax

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.02	24

Tipologia 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: 0 yN: 0

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

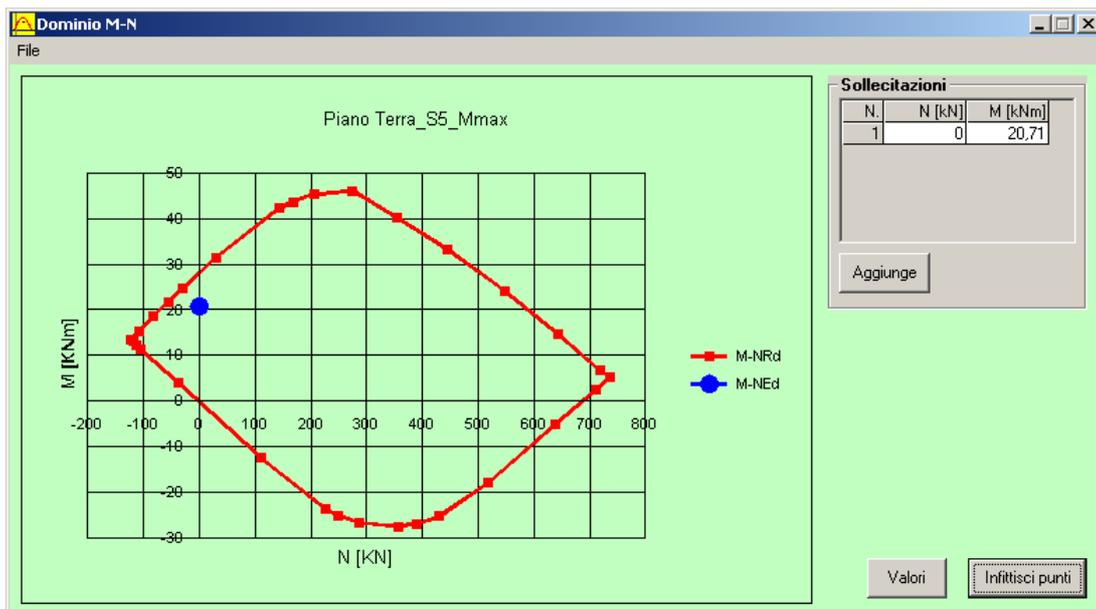
acc. esiste		cls. esiste	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	304.2 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	17.33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.521 ‰	$\sigma_{c,adm}$	8.5
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0.5333
		τ_{c1}	1.686

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Calcoli:
 M_{xRd} : 28.24 kNm
 σ_c : -17.33 N/mm²
 σ_s : 304.2 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 35.14 ‰
 d : 24 cm
 x : 2.174 x/d : 0.09059
 δ : 0.7

Parametri:
 N° rett.: 100
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PT_S5Mmin

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

Titolo: Piano Terra_S5_Mmin

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	23
2	40	3

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,01	24

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

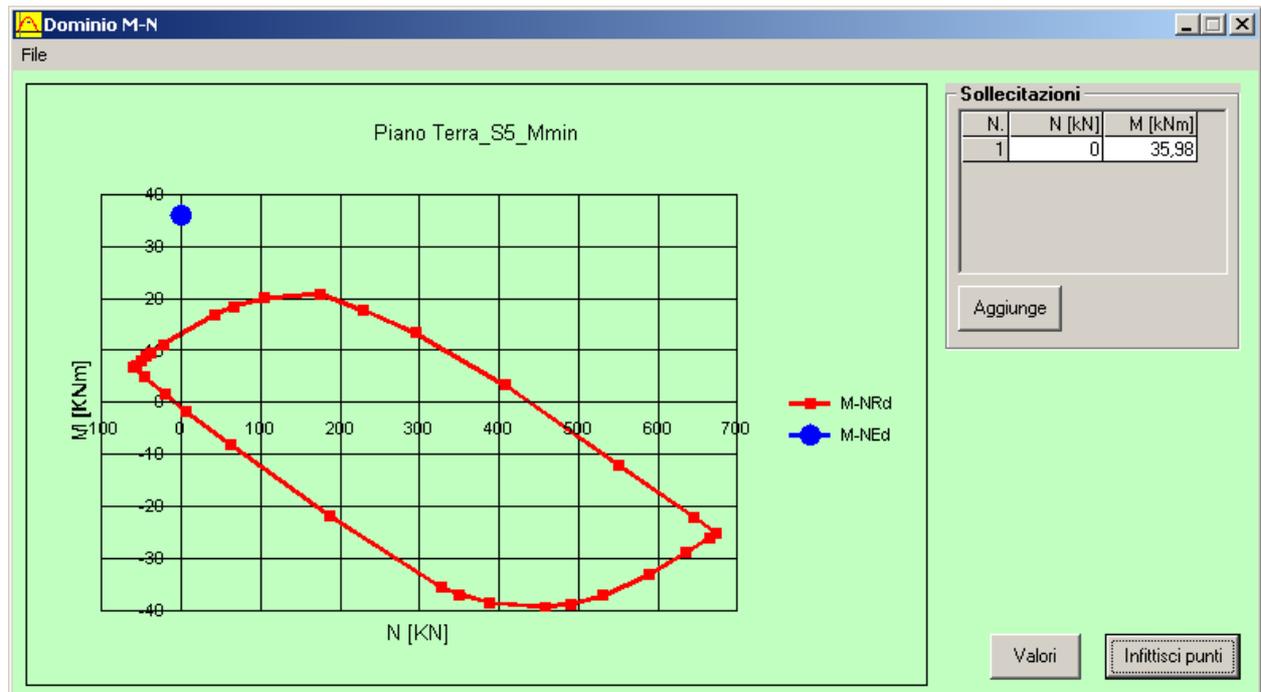
N° rett.

L₀ cm
 Precompresso

Materiali:

acc. esisten.		cls. esisten.	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> %	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> %
f_{yd}	<input type="text" value="304,2"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/>
E_s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="17,33"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,521"/> %	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="8,5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="0"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,5333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1,686"/>

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ



Le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio centrale					
<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)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=		25,62
	c (mm)=	30,0	d=	230,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	201,0			
			rol'=	0,008739	
	$1+(200/d)^{1/2}$	= 1,93			
	vmin =	0,391	k=	1,93	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,391	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	13197,1			
	Vrd (kN)=	13,20			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
			0,52	deve essere >	non verificato

Le verifica non risulta soddisfatta.

appoggio laterale						
<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		Sollecitazione taglio	
		h (mm)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=		15,50
		c (mm)=	30,0	d=	230,0	
	Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	402,0			
				rol'=	0,017478	
		$1+(200/d)^{1/2}$	= 1,93			
		vmin =	0,391	k=	1,93	
	azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,391	
		sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>						
		Vrd (N)=	16627,4			
		Vrd (kN)=	16,63			
		Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
				1,07	deve essere >	verificato

Le verifica risulta soddisfatta.

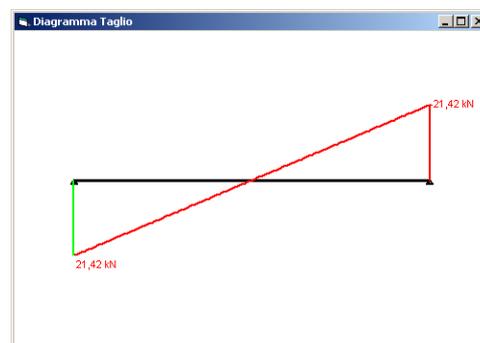
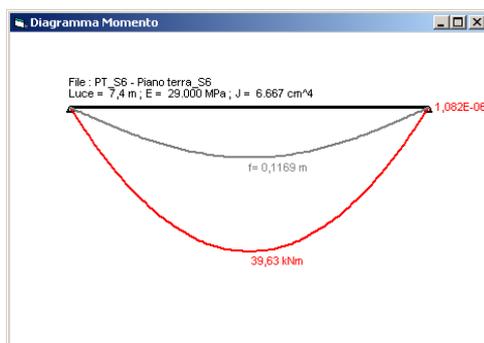
Verifica solaio piano terra (S6)

Si tratta di un solaio ad una campata disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto				
G_{k1}	=	210,00	daN/m	carico permanente strutturale
G_{k2}	=	64,00	daN/m	carico permanente non strutturale
$Q_{k1, cat. C1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile
$Q_{k, neve}$	=	0,00	daN/m	neve

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	273	daN/m
G_2	=	96	daN/m
Q_1	=	210	daN/m
Q_{SLU}	=	579	daN/m

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute:



$M_{max}=39.63 \text{ kNm}$

$T_{max}=21.42 \text{ kN}$

Le indagini hanno consentito di individuare 2 ϕ 14 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PT_S6

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

Titolo: **Piano Terra_S6**

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,08	24

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: **0** kN
 M_{Ed}: **39,63** kNm
 M_{yEd}: **0**

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: **100**

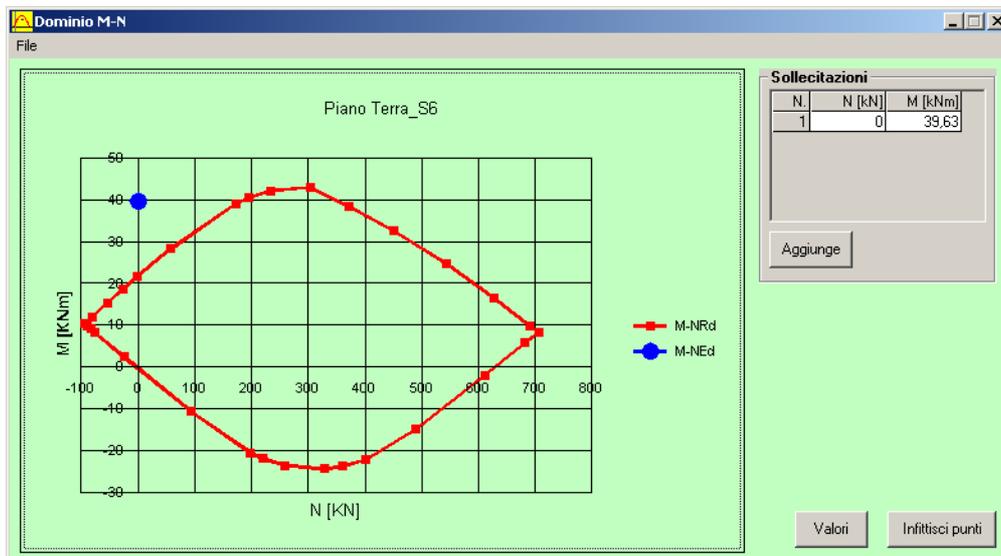
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: **0** cm Col. modello

Precompresso

Materiali:

acc esistei	cls esistei
ϵ_{su} : 67,5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 304,2 N/mm²	ϵ_{cu} : 3,5 ‰
E_s : 200.000 N/mm²	f_{cd} : 17,33
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0,8 ?
ϵ_{syd} : 1,521 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 8,5
$\sigma_{s,adm}$: 0 N/mm²	τ_{co} : 0,5333
	τ_{c1} : 1,686

M_{xRd}: **21,83** kNm
 σ_c : **-17,33** N/mm²
 σ_s : **304,2** N/mm²
 ϵ_c : **3,5** ‰
 ϵ_s : **47** ‰
 d: **24** cm
 x: **1,663** x/d: **0,06931**
 δ : **0,7**



La verifica non risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
Materiali:					
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
Caratteristiche geometriche:					
	bw (mm)=	100,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=		21,42
	c (mm)=	30,0	d=	230,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	308,0			
			rol'=	0,013391	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	1,93			
	vmin =	0,391	k=	1,93	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,391	
	sig cp=	0,00			
RESISTENZA A TAGLIO:					
	Vrd (N)=	15214,7			
	Vrd (kN)=	15,21			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
		0,71	deve essere >		non verificato

Le verifica non risulta soddisfatta.

Verifica solaio piano primo (S7)

Si tratta di un solaio a tre campate disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	198,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	64,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat.c1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	257,4	daN/m
G_2	=	96	daN/m
Q_1	=	210	daN/m
QSLU	=	563,4	daN/m

Trave Continua - File: P1_S7

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo: **Piano Primo S7**

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): **3** Appoggi: **4** Sezioni: **4**

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	6,1	5,64	0	1
2	3,4	5,64	0	1
3	5,9	5,64	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

δ **1** ? Calcolo

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: **100**

Visualizza Stampa

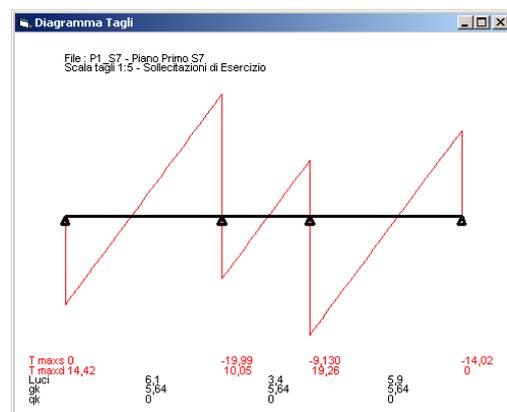
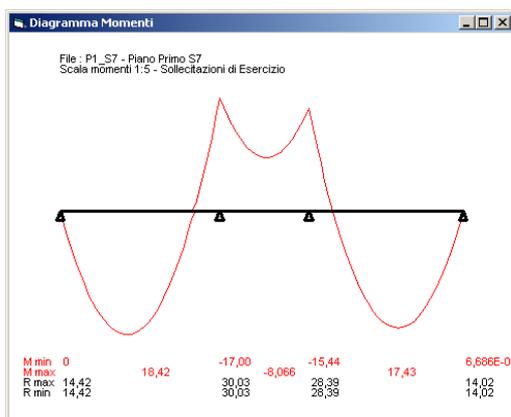
M **I** **M ± T**

DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	18,42	2,593	18,42	2,593	4,70E-02	4,70E-02
2	-17		-17			
m	-8,066	1,855	-8,066	1,855	-1,02E-02	-1,02E-02
3	-15,44		-15,44			
m	17,43	3,416	17,43	3,416	4,18E-02	4,18E-02
4	6,686E-06		6,686E-06			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		14,42	14,42	14,42
2	-19,99	10,05	30,03	30,03
3	-9,13	19,26	28,39	28,39
4	-14,02		14,02	14,02



$$M_{\max} = 18,42 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -17,00 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 19,99 \text{ kN}$$

Le indagini hanno consentito di individuare 2 ϕ 10 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione considerando sia il momento positivo sia quello negativo massimi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P1_57Mmax

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

Titolo: Piano primo_57_Mmax

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	24

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

Tipologia Rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

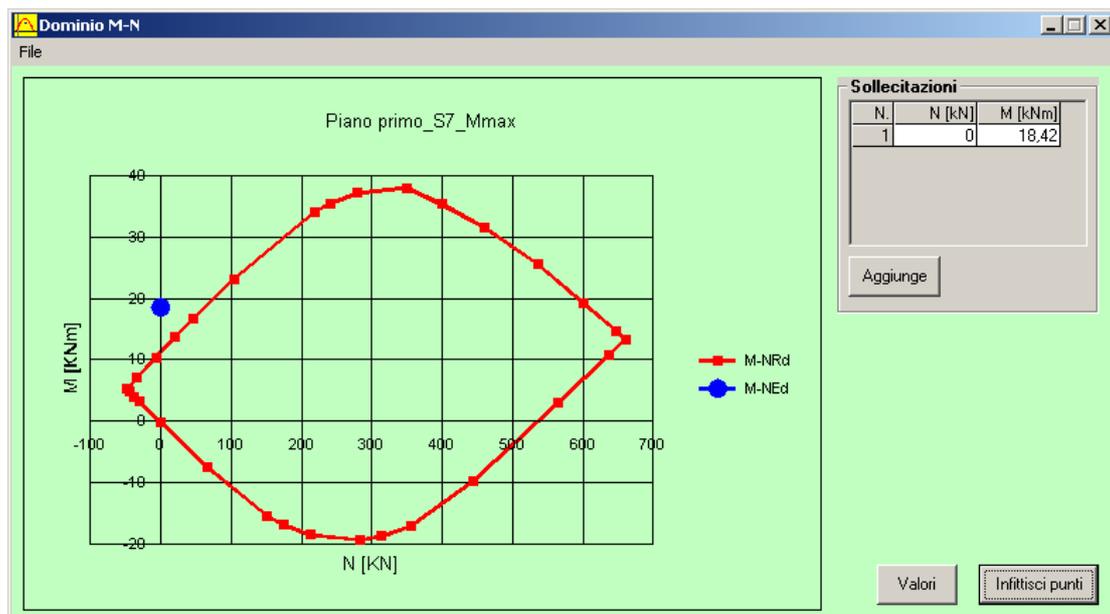
Materiali:

acc. esistei		cls. esistei	
ϵ_{su}	67,5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	304,2 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 %
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	17,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,521 %	$\sigma_{c,adm}$	8,5
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0,5333
		τ_{c1}	1,686

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

Calcoli:
 M_{xRd} 11,29 kN m
 σ_c -17,33 N/mm²
 σ_s 304,2 N/mm²
 ϵ_c 2,661 %
 ϵ_s 67,5 %
 d 24 cm
 x 0,910 x/d 0,03793
 δ 0,7

Parametri:
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso



La verifica non risulta soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P1_S7Mmin

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

Titolo: Piano primo_S7_Mmin

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

N*	b [cm]	h [cm]
1	10	23
2	40	3

N*	As [cm²]	d [cm]
1	0,79	24

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 17 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

acc esistei		cls esistei	
ϵ_{su}	67,5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	304,2 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 %
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	17,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,521 %	$\sigma_{c,adm}$	8,5
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm ²	τ_{co}	0,5333
		τ_{c1}	1,686

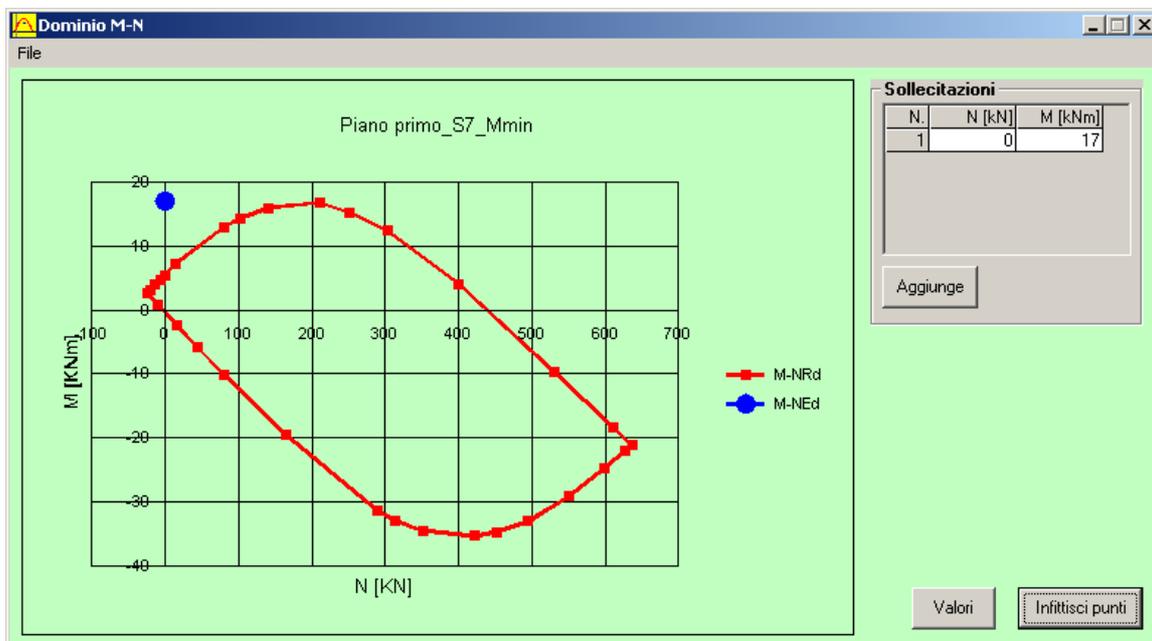
M_{xRd} 5,596 kN m

σ_c -17,33 N/mm²
 σ_s 304,2 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 45,71 %
 d 24 cm
 x 1,707 x/d 0,07112
 δ 0,7

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello

Precompresso



La verifica non risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio centrale					
<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)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=	19,99	
	c (mm)=	30,0	d=	230,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	79,0			
			rol'=	0,003435	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	1,93			
	vmin =	0,391	k=	1,93	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,391	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	9667,0			
	Vrd (kN)=	9,67			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
			0,48	deve essere >	non verificato

La verifica non risulta soddisfatta.

appoggio laterale					
<u>Materiali:</u>					
Cls.	Rcm (Mpa)=	25,1	coeff.cls.	gamma c	1,5
	fc _m /FC	17,3		gamma s	1,15
	fc _m	20,8		FC	1,2
			Acciaio: fy _k (Mpa)=		365
			ft _k		490
			fy _d		264,5
			Es		200000,00
			eps y _d		0,001322464
<u>Caratteristiche geometriche:</u>					
	bw (mm)=	100,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	260,0	(SLU) V _{sd} (kN)=	14,42	
	c (mm)=	30,0	d=	230,0	
Armatura longitudinale	As _l (mmq)=	157,0			
			ro _l '=	0,006826	
	1+(200/d) ^{1/2} =	1,93			
	v _{min} =	0,391	k=	1,93	
azione assiale (N pil. o precompr.)	N _{sd} (N)=	0,0	ni=	0,391	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	V _{rd} (N)=	12153,9			
	V _{rd} (kN)=	12,15			
	<u>Verifica SLU:</u> V _{rd1} /V _{sd} =				
			0,84	deve essere >	non verificato

La verifica non risulta soddisfatta.

Verifica solaio piano primo (S8)

Si tratta di un solaio a due campate disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	198,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	64,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat.c1}$	=	140,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	0,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	257,4	daN/m
G_2	=	96	daN/m
Q_1	=	210	daN/m
Q_{SLU}	=	563,4	daN/m

Trave Continua - File: P1_S8

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo : **Piano Primo S8**

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : **2** Appoggi Sezioni

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez.N°	App.	Largh.
1	3,4	5,64	0	1	1	0,2
2	5,9	5,64	0	1	2	0,2
					3	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

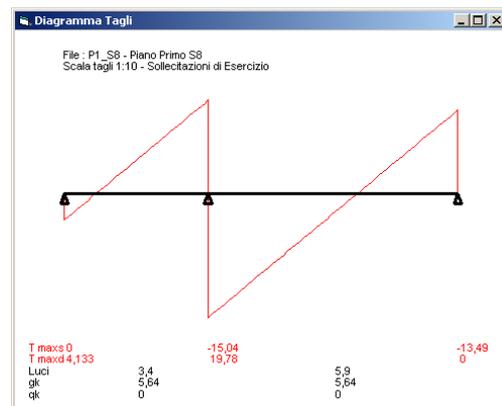
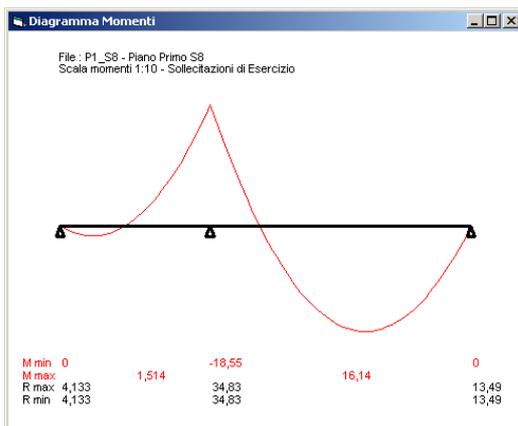
DWG Esporta Blocco ?

Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	1,514	0,7351	1,514	0,7351	-3,59E-03	-3,59E-03
2	-18,55		-18,55			
m	16,14	3,465	16,14	3,465	3,70E-02	-6,94E-18
3	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		4,133	4,133	4,133
2	-15,04	19,78	34,83	34,83
3	-13,49		13,49	13,49



$$M_{\max} = 16,14 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -18,55 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 19,78 \text{ kN}$$

Le indagini hanno consentito di individuare $2\phi 10$ disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione considerando sia il momento positivo sia quello negativo massimi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P1_58Mmax

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

Titolo: **Piano primo_S8_Mmax**

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	24

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviate

Materiali:

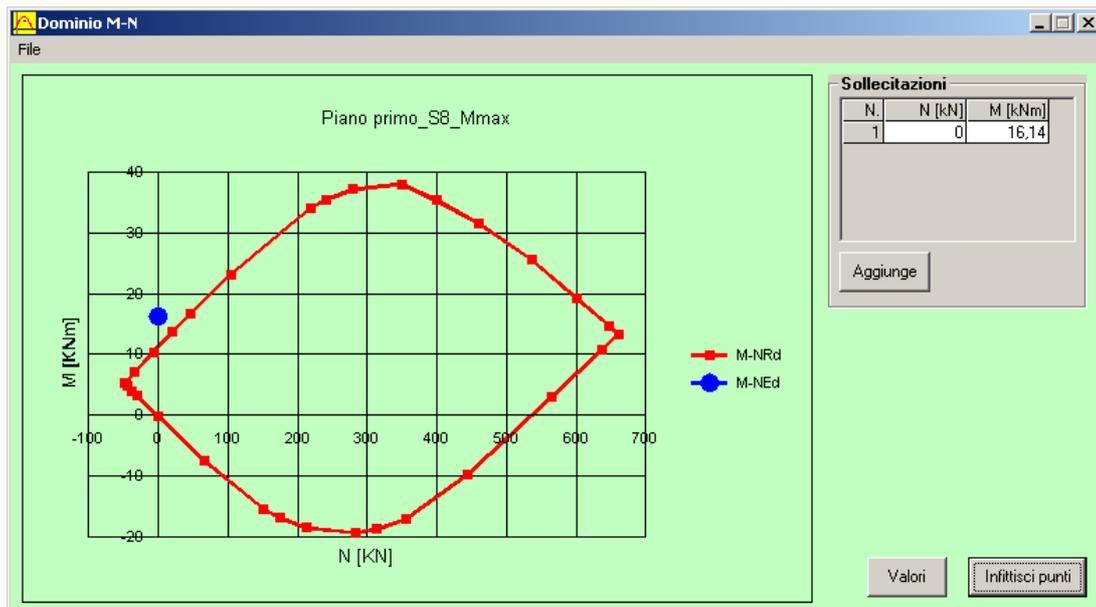
acc esiste		cls esiste	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="304,2"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="17,33"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,521"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="8,5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="0"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0,5333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1,686"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

N° rett.

L₀ cm
 Precompresso



La verifica non risulta soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P1_58Mmin

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

TITOLO : Piano primo_58_Mmin

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	23
2	40	3

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0,79	24

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

N° rett.

Calcola MRd

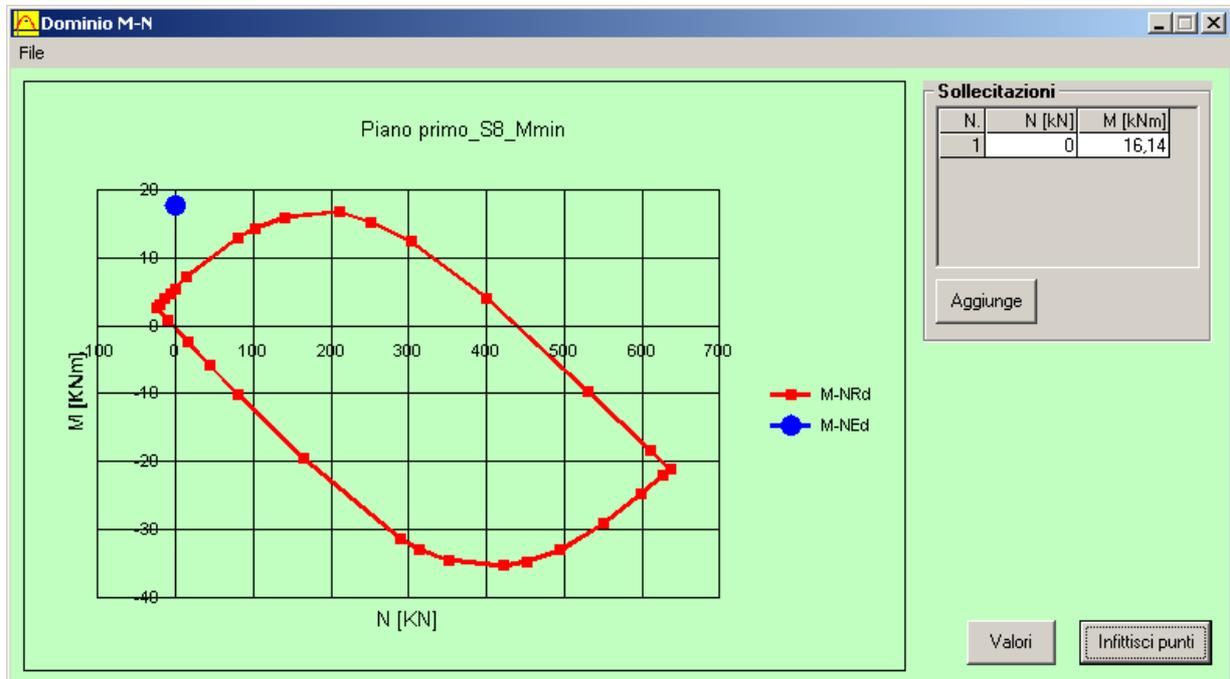
L₀ cm

Precompresso

Materiali

acc esiste %o cls esiste %o
 ϵ_{su} %o ϵ_{c2} %o
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %o
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} %o $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %o
 ϵ_s %o
d cm
x x/d
 δ



La verifica non risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio centrale					
<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		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=	19,78	
	c (mm)=	30,0	d=	230,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	79,0			
			rol'=	0,003435	
	$1+(200/d)^{1/2}$	= 1,93			
	vmin =	0,391	k=	1,93	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,391	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	9667,0			
	Vrd (kN)=	9,67			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
			0,49	deve essere >	non verificato

La verifica non risulta soddisfatta.

appoggio laterale					
<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)=	260,0	(SLU) Vsd (kN)=	13,50	
	c (mm)=	30,0	d=	230,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	157,0			
			rol'=	0,006826	
	$1+(200/d)^{1/2}$ =	1,93			
	vmin =	0,391	k=	1,93	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,391	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	12153,9			
	Vrd (kN)=	12,15			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
			0,90	deve essere >	non verificato

La verifica non risulta soddisfatta.

Verifica solaio piano secondo (S11)

Si tratta di un solaio a due campate disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	152,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	0,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat. c1}$	=	0,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	32,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU (solo 1 carico variabile)					
G_1	=	197,6	daN/m		
G_2	=	0	daN/m		
Q_1	=	48	daN/m		
QSLU	=	245,6	daN/m		

Trave Continua - File: P2_S11

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo: Piano Secondo S11

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 2 Appoggi Sezioni

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°	App.	Largh.
1	7,2	2,45	0	1	1	0,2
2	7	2,45	0	1	2	0,2
					3	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

DWG Esporta Blocco ?

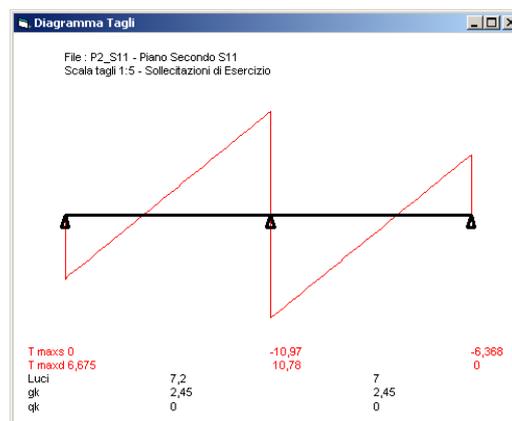
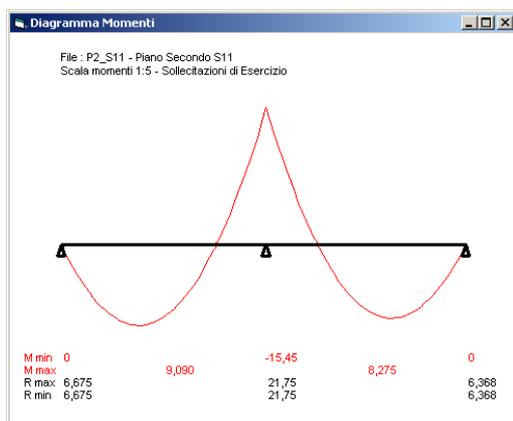
Calcolo

δ 1 ?

Resultati

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		6,675	6,675	6,675
2	-10,97	10,78	21,75	21,75
3	-6,368		6,368	6,368

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	9,09	2,682	-9,09	2,682	1,60E-02	-6,94E-18
2	-15,45		-15,45			
m	8,275	4,429	8,275	4,429	1,33E-02	1,33E-02
3	0		0			



$M_{max}=9.09 \text{ kNm}$

$M_{min}=-15.45 \text{ kNm}$

$T_{max}=10.97 \text{ kN}$

Le indagini hanno consentito di individuare 2 ϕ 14 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione considerando sia il momento positivo sia quello negativo massimi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P2_S11Mmax

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

Titolo: Piano secondo_S11_Mmax

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	19

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,08	20

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 9,09 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

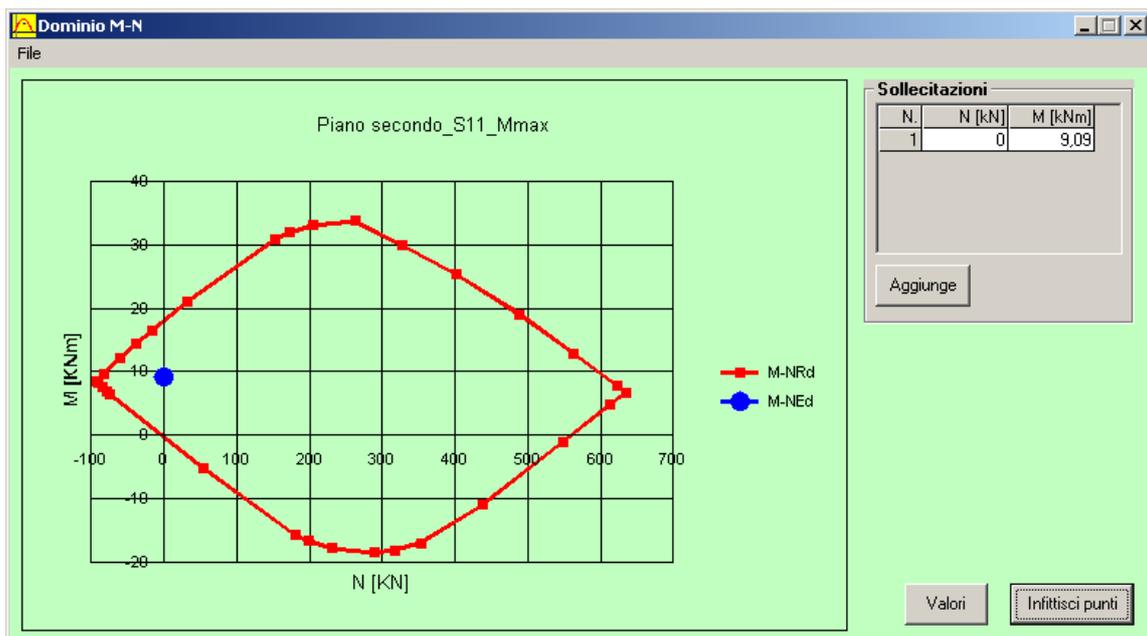
Precompresso

Materiali

acc. esistei		cls. esistei	
ϵ_{su}	67,5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	304,2 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 %
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	17,33
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,521 %	$\sigma_{c,adm}$	8,5
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm ²	τ_{co}	0,5333
		τ_{c1}	1,686

M_{xRd} 18,09 kN m

σ_c -17,33 N/mm²
 σ_s 304,2 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 38,55 %
d 20 cm
x 1,665 x/d 0,08323
 δ 0,7



La verifica risulta soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P2_S11Mmin

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

Titolo: Piano secondo_S11_Mmin

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	19
2	40	3

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,54	20

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

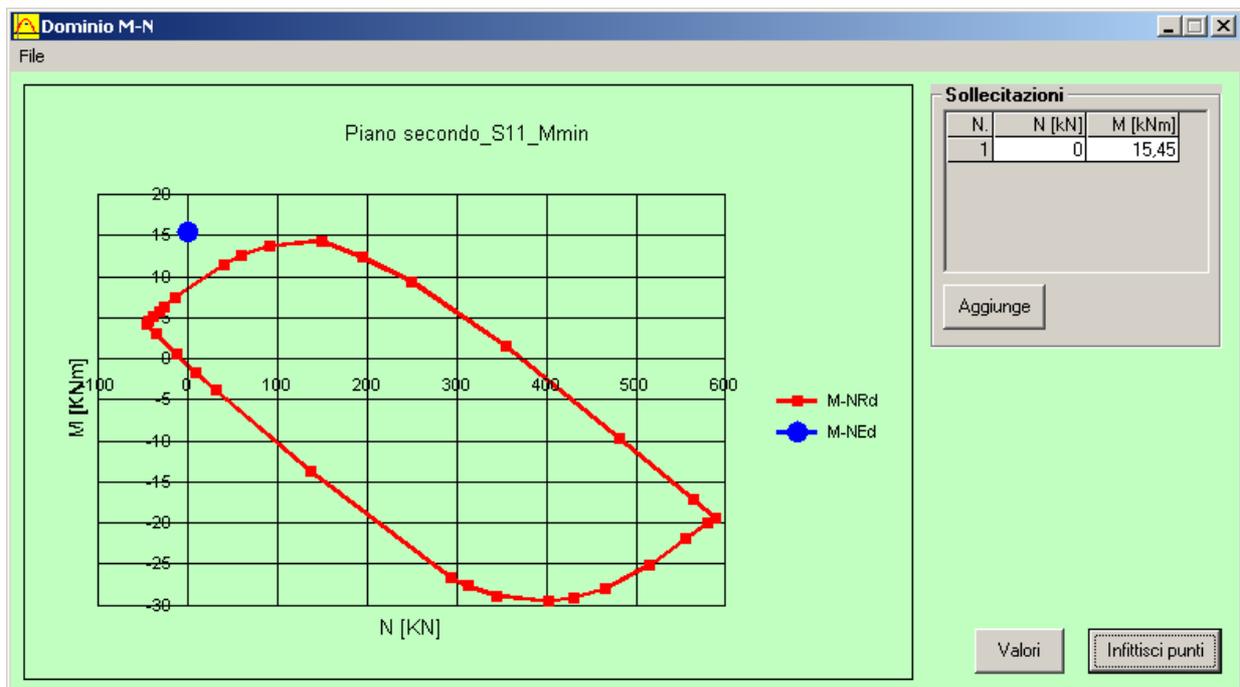
Precompresso

Materiali

acc esiste	cls esiste
ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="304,2"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="17,33"/> N/mm²
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,521"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="8,5"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="0"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0,5333"/> N/mm²
	τ_{c1} <input type="text" value="1,686"/> N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



La verifica non risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
appoggio centrale					
Materiali:					
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
Caratteristiche geometriche:					
	bw (mm)=	100,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	220,0	(SLU) Vsd (kN)=		10,97
	c (mm)=	30,0	d=	190,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	154,0			
			rol'=	0,008105	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,412	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,412	
	sig cp=	0,00			
RESISTENZA A TAGLIO:					
	Vrd (N)=	11003,1			
	Vrd (kN)=	11,00			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
			1,00	deve essere >	verificato

Le verifica risulta soddisfatta.

appoggio laterale					
Materiali:					
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
Caratteristiche geometriche:					
	bw (mm)=	100,0		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	220,0	(SLU) Vsd (kN)=	6,68	
	c (mm)=	30,0	d=	190,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	308,0			
			rol'=	0,016211	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,412	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,412	
	sig cp=	0,00			
RESISTENZA A TAGLIO:					
	Vrd (N)=	13863,0			
	Vrd (kN)=	13,86			
	Verifica SLU: Vrd1/Vsd=				
			2,08	deve essere >	verificato

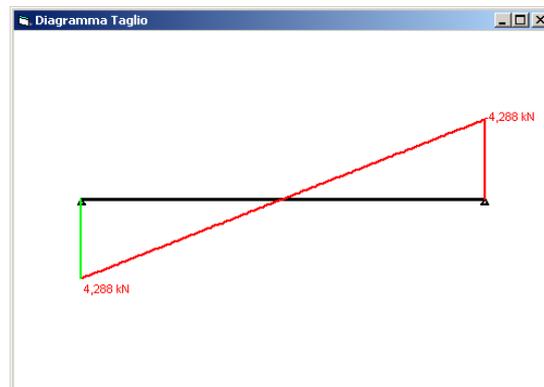
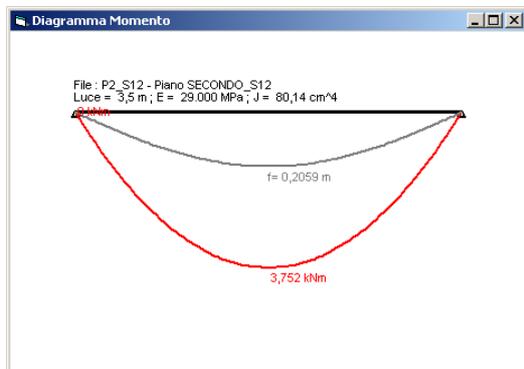
Le verifica risulta soddisfatta.

Verifica solaio piano secondo (S12)

Si tratta di un solaio a tre campate disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	152,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	0,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat. c1}$	=	0,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	32,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU			
G_1	=	197,6	daN/m
G_2	=	0	daN/m
Q_1	=	48	daN/m
QSLU	=	245,6	daN/m



$M_{max}=3.752\text{kNm}$

$T_{max}=4.288\text{ kN}$

Le indagini hanno consentito di individuare 2 ϕ 8 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P2_S12

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

Titolo: **Piano secondo_S12**

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	19

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.01	20

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 3,75 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

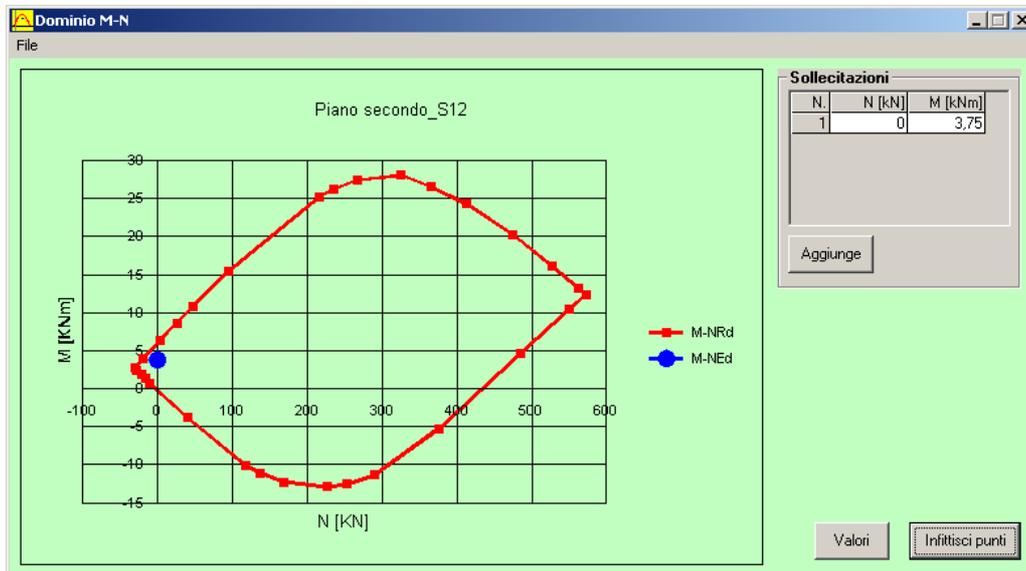
Materiali

acc esistenti	cls esistenti
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 304,2 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 17,33
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,521 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8,5
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm ²	τ_{co} 0,5333
	τ_{c1} 1,686

M_{xRd} 6,068 kNm

σ_c -17,33 N/mm²
 σ_s 304,2 N/mm²
 ϵ_c 2,187 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 20 cm
 x 0,627 x/d 0,03138
 δ 0,7

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



La verifica risulta soddisfatta.

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		Sollecitazione taglio	
	h (mm)=	220,0	(SLU) Vsd (kN)=		4,28
	c (mm)=	30,0	d=		190,0
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	101,0			
			rol'=		0,005316
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,412	k=		2,00
azione assiale (N pil. o precompr.) Nsd (N)=		0,0	ni=		0,412
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	9559,8			
	Vrd (kN)=	9,56			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
			2,23	deve essere >	verificato

Le verifica risulta soddisfatta.

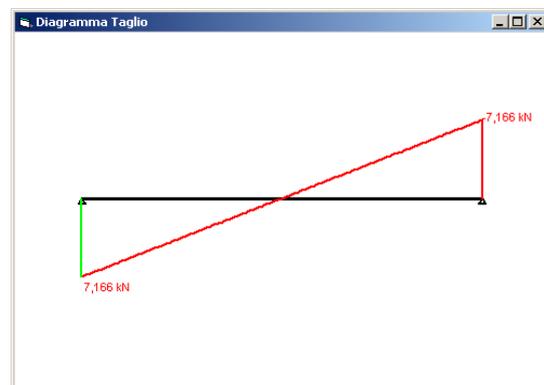
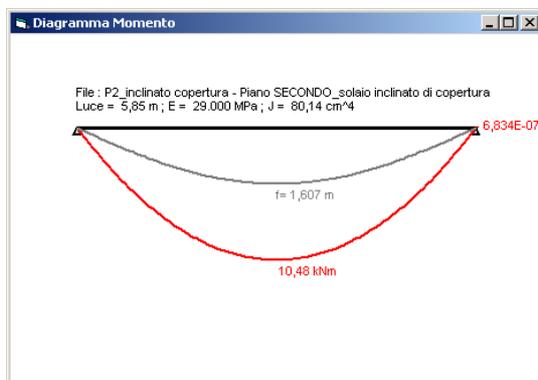
Verifica solaio piano secondo inclinato (copertura)

Si tratta di un solaio ad una campata disposto in semplice appoggio.

Valori caratteristici dei carichi gravanti sul singolo travetto					
G_{k1}	=	152,00	daN/m	carico permanente strutturale	
G_{k2}	=	0,00	daN/m	carico permanente non strutturale	
$Q_{k1,cat. C1}$	=	0,00	daN/m	carico variabile	
$Q_{k,neve}$	=	32,00	daN/m	neve	

Carichi amplificati SLU (solo 1 carico variabile)					
G_1	=	197,6	daN/m		
G_2	=	0	daN/m		
Q_1	=	48	daN/m		
QSLU	=	245,6	daN/m		

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute:



$M_{max}=10.48 \text{ kNm}$

$T_{max}=7.166 \text{ kN}$

Le indagini hanno consentito di individuare 3φ16 disposti inferiormente nella sezione. Si riporta quindi la verifica della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: P2_Copertura inclinato

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

Titolo: Piano secondo_COPERTURA_INCLINATO

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	3
2	10	19

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,03	20

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

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

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

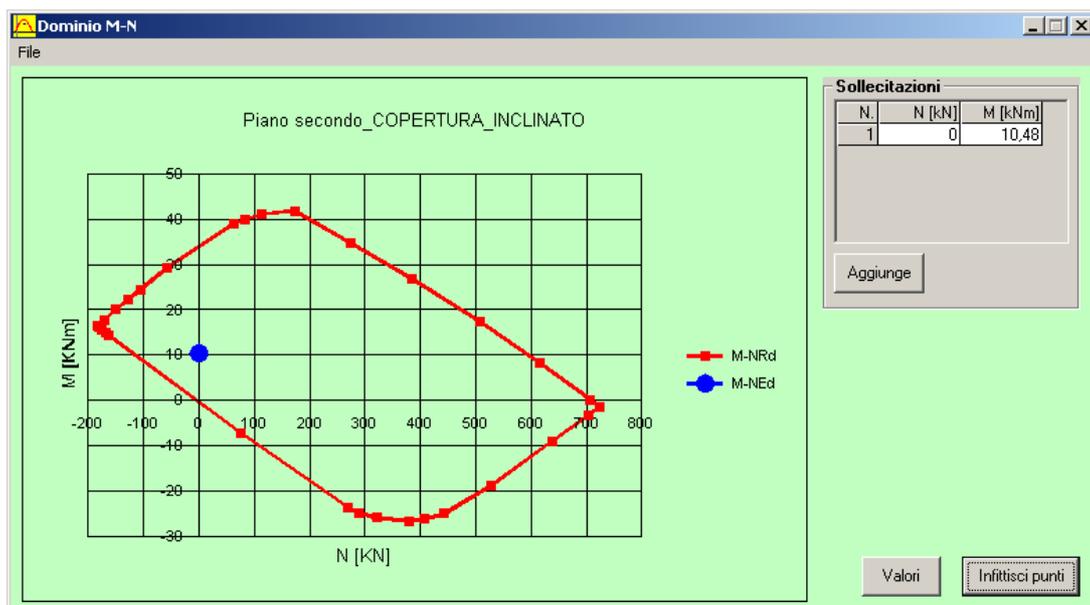
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Devata

Materiali:
 acc esisten cls esisten
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm} %
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} %
 τ_{c1} %

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**
 L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO Stati Limite - elementi senza armatura a taglio					
<u>Materiali:</u>					
Cls.	Rcm (Mpa)=	25,1	coeff.cls.	gamma c	1,5
	fc _m /FC	17,3		gamma s	1,15
	fc _m	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)=	220,0	(SLU) Vsd (kN)=		7,17
	c (mm)=	30,0	d=	190,0	
Armatura longitudinale	Asl (mmq)=	603,0			
			rol'=	0,02	
	$1+(200/d)^{1/2} =$	2,00			
	vmin =	0,412	k=	2,00	
azione assiale (N pil. o precompr.)	Nsd (N)=	0,0	ni=	0,412	
	sig cp=	0,00			
<u>RESISTENZA A TAGLIO:</u>					
	Vrd (N)=	14868,6			
	Vrd (kN)=	14,87			
	<u>Verifica SLU:</u> Vrd1/Vsd=				
			2,07	deve essere >	verificato

La verifica risulta soddisfatta.

6.5.6 Riepilogo verifiche dei solai

La tabella seguente riassume tutte le verifiche eseguite sui solai indagati in modo diretto.

	flessione (+)	flessione (-)	taglio centrale	taglio laterale
S1	SI	X	X	NO (0,97)
S2	NO (0,34)	NO (0,18)	NO (0,41)	NO (0,69)
S3	NO (0,53)	X	X	NO (0,66)
S4	NO (0,66)	NO (0,28)	NO (0,48)	NO (0,88)
S5	SI	NO (0,38)	NO (0,42)	SI
S6	NO (0,55)	X	X	NO (0,71)
S7	NO (0,61)	NO (0,33)	NO (0,48)	NO (0,84)
S8	NO (0,70)	NO (0,30)	NO (0,49)	NO(0,90)
S11	SI	NO (0,56)	SI	SI
S12	SI	X	X	SI
copertura inclinata	SI	X	X	SI
scala	NO (0,73)	X	X	SI

Le immagini che seguono rappresentano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'estensione a tutti i solai per analogia delle verifiche effettuate sui campi di solaio indagati in modo diretto.

LEGENDA:



Verifica soddisfatta



Verifica non soddisfatta



Verifica da approfondire in fase esecutiva



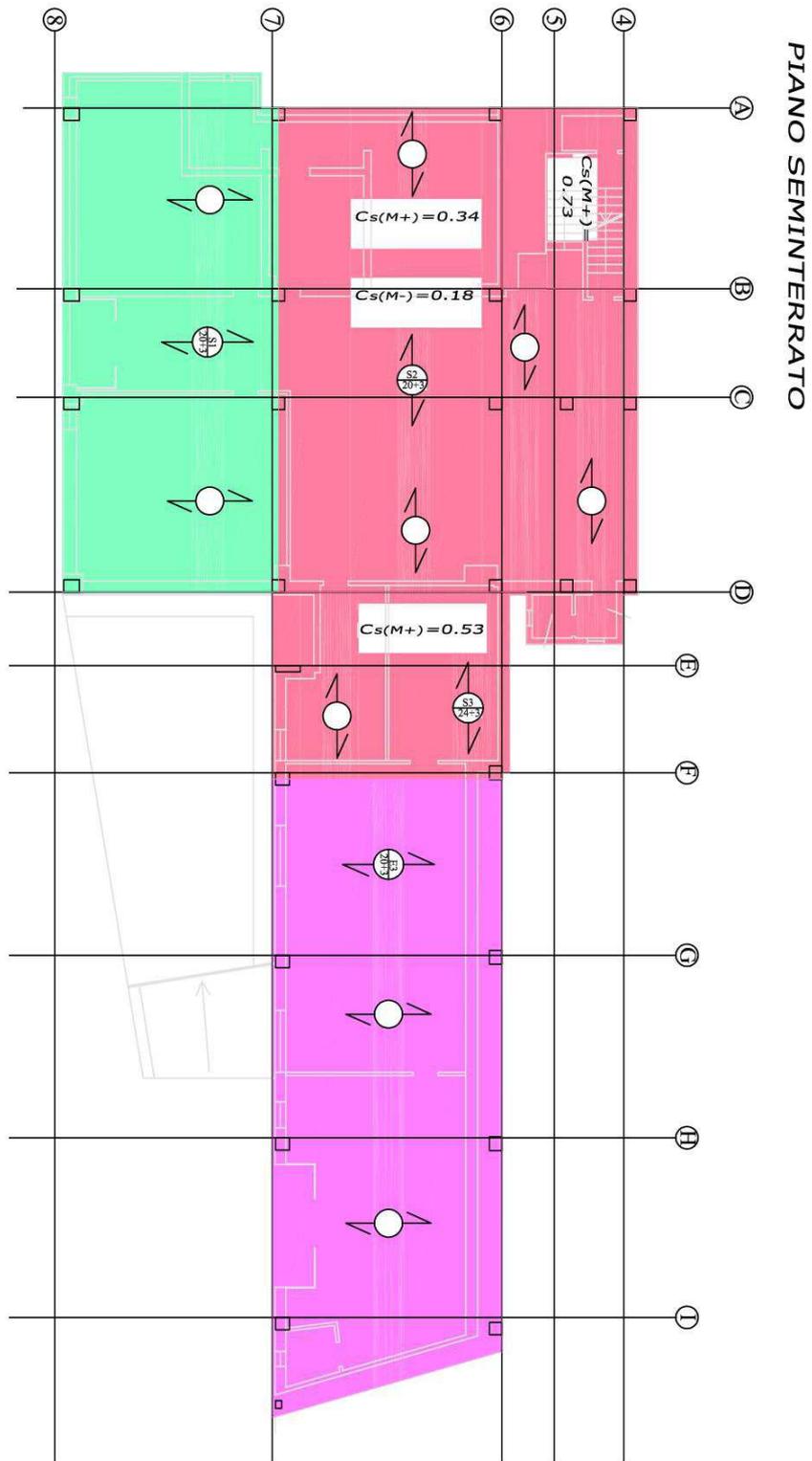
Verifica non eseguita

$Cs(T_c)$ = Coefficiente di sicurezza
taglio appoggio centrale

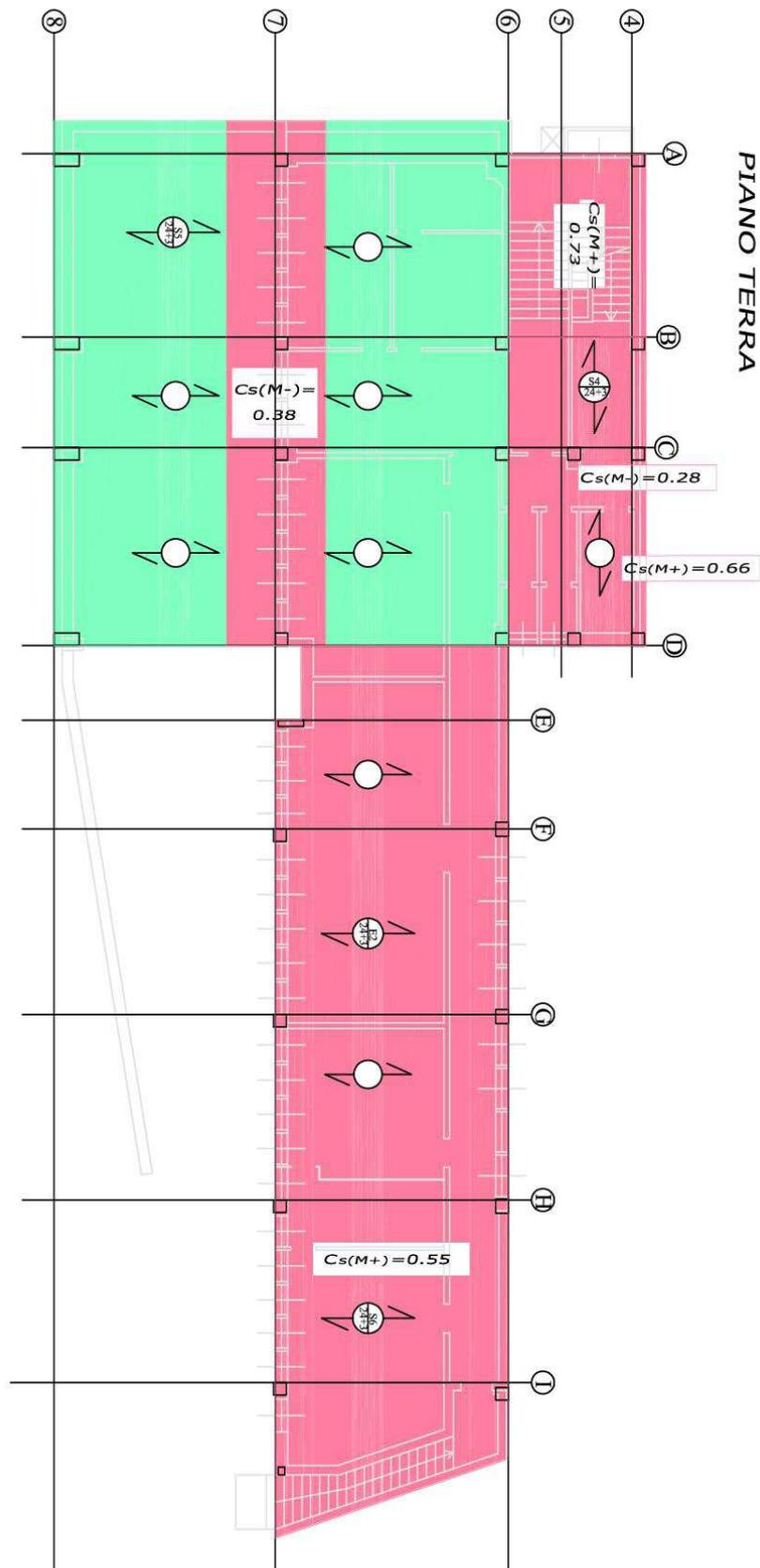
$Cs(T_L)$ = Coefficiente di sicurezza
taglio appoggio laterale

$Cs(M+)$ = Coefficiente di
sicurezza momento positivo

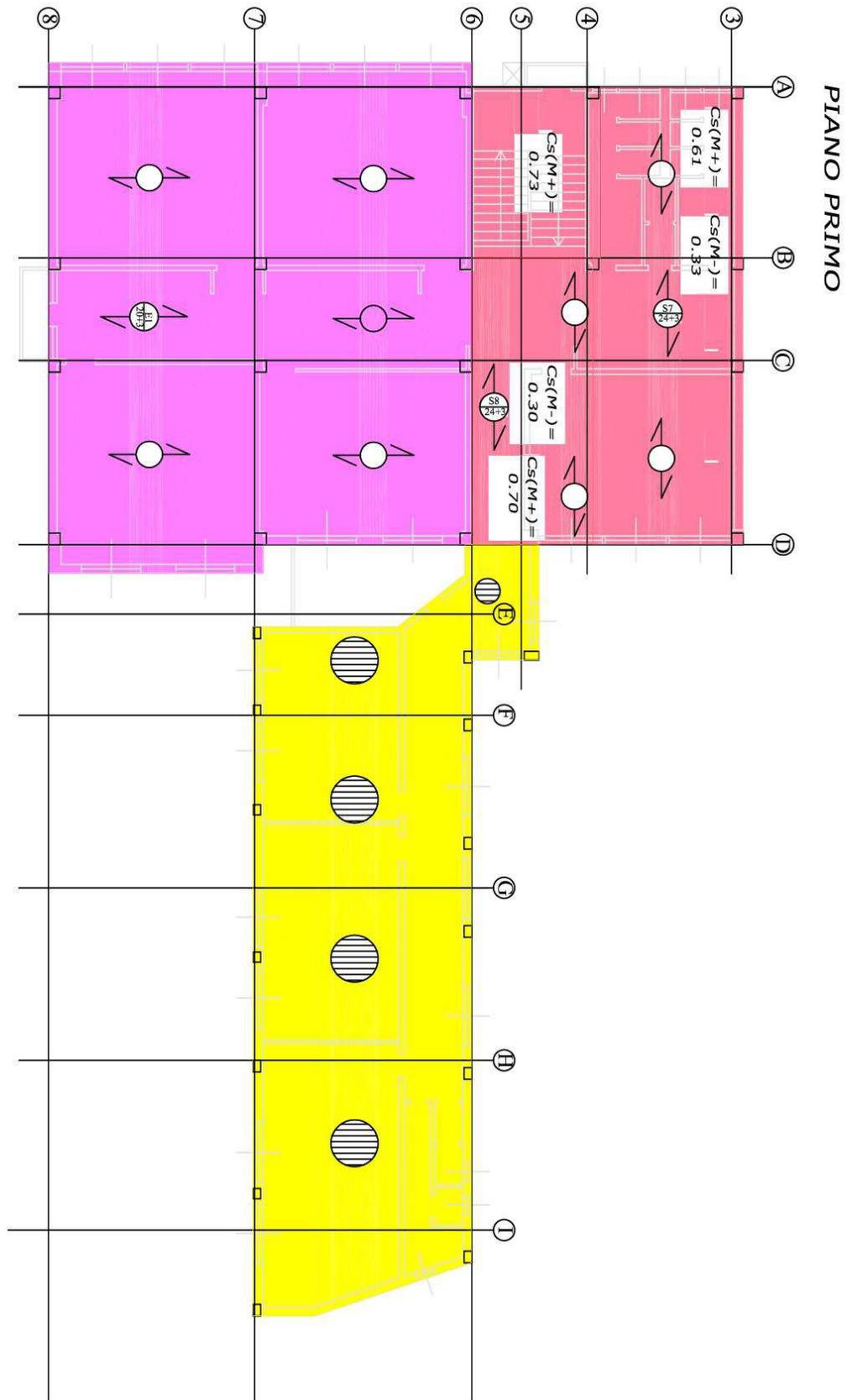
$Cs(M-)$ = Coefficiente di sicurezza
momento negativo



Piano seminterrato – Verifiche a flessione

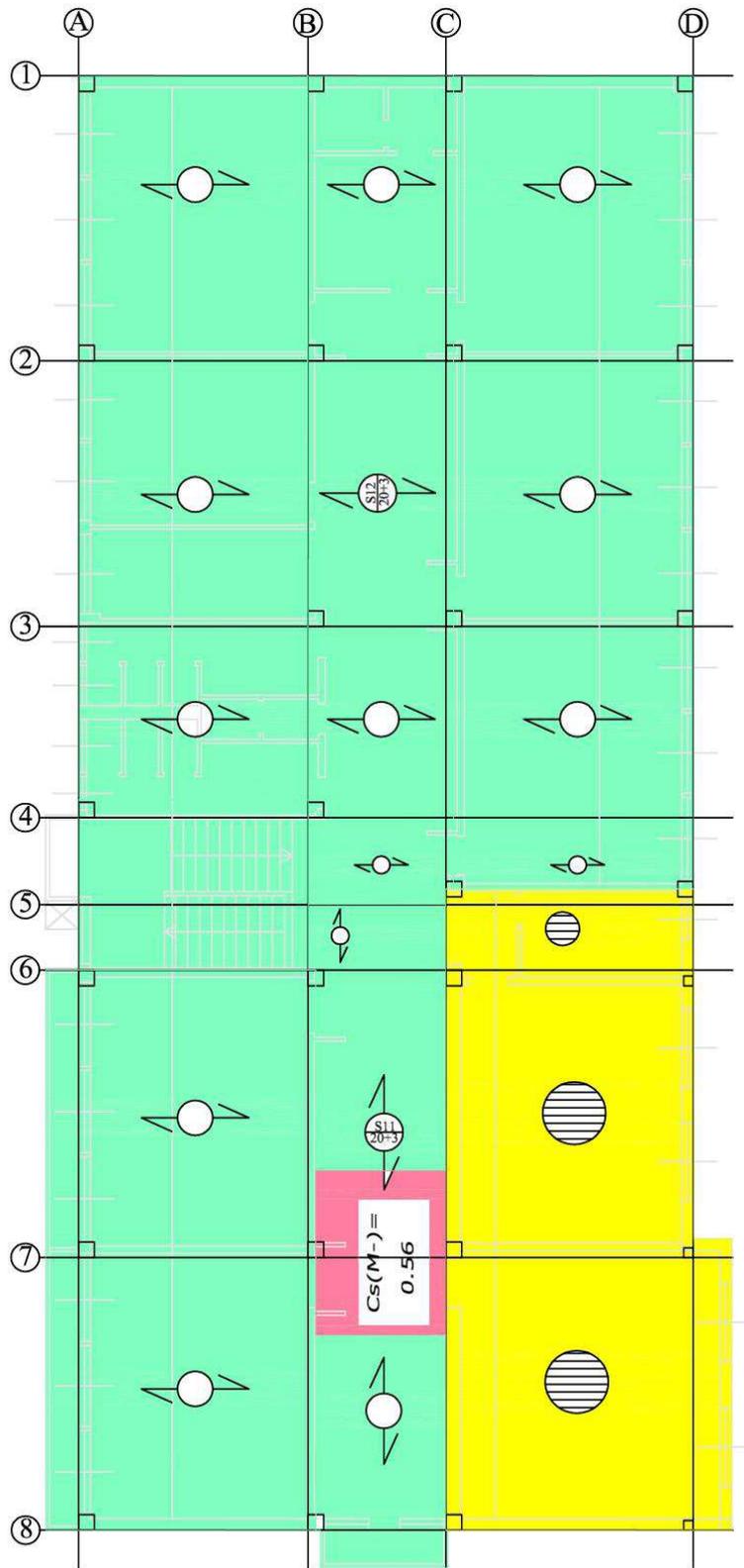


Piano terra – Verifiche a flessione

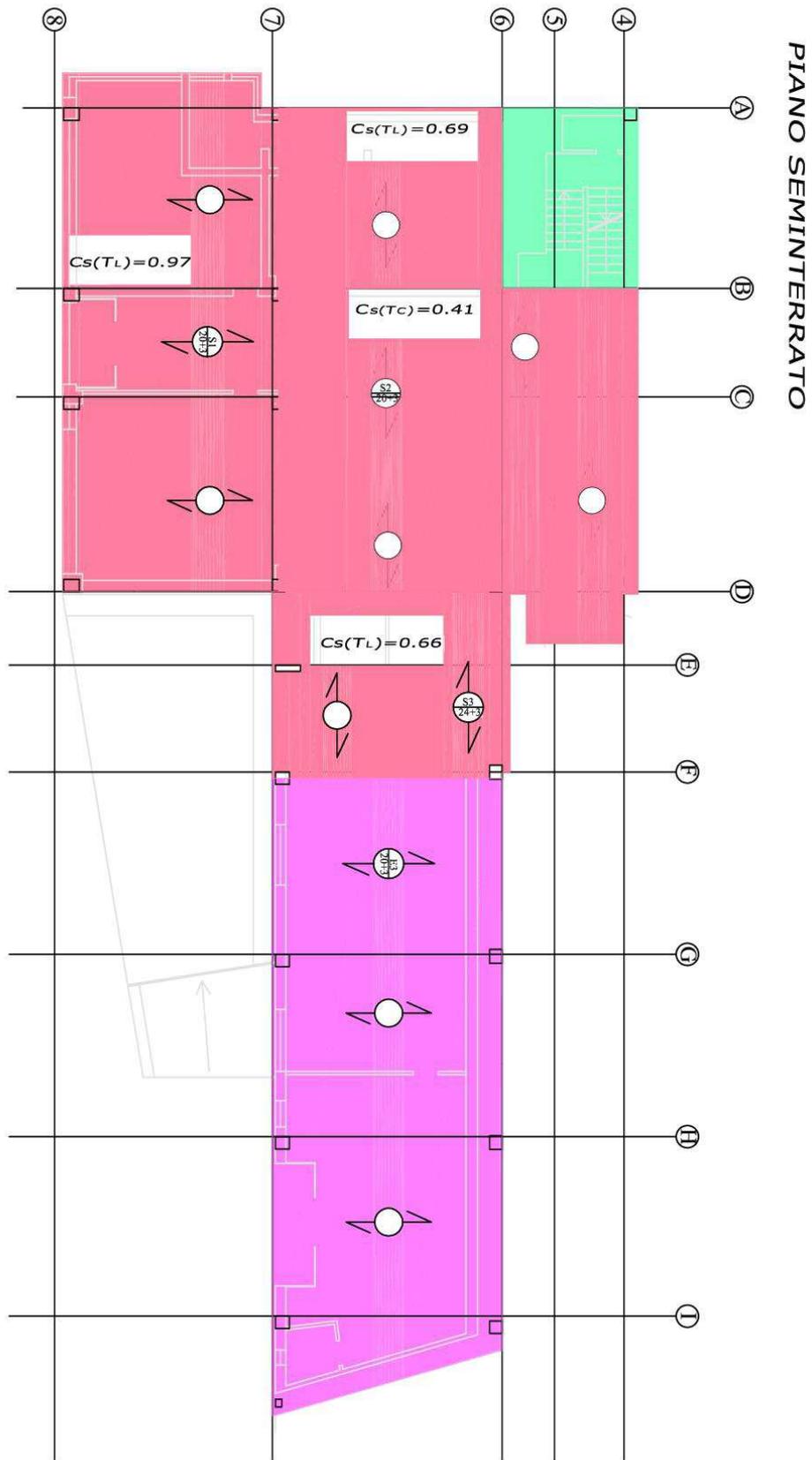


Piano primo – Verifiche a flessione

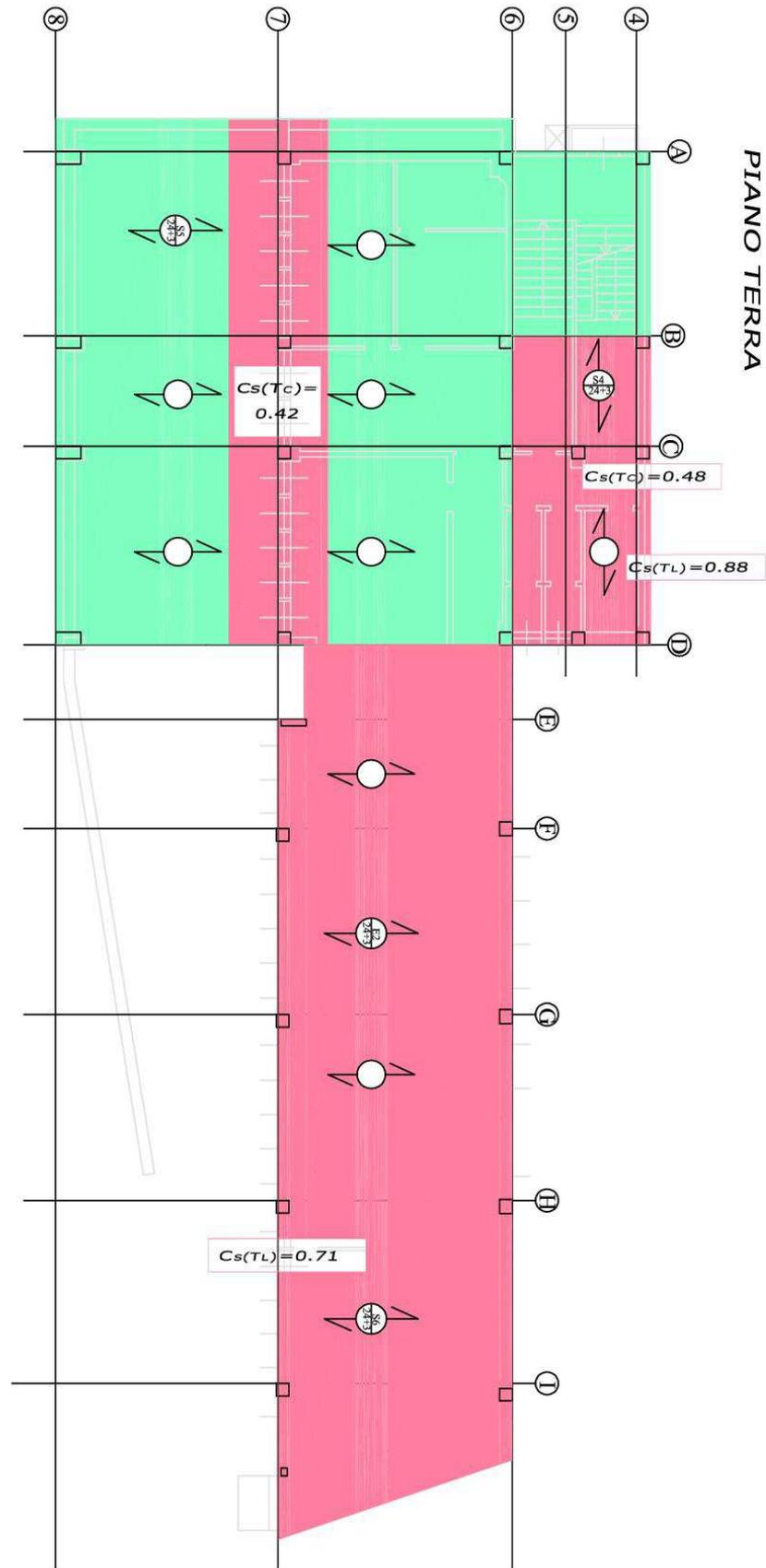
PIANO SECONDO



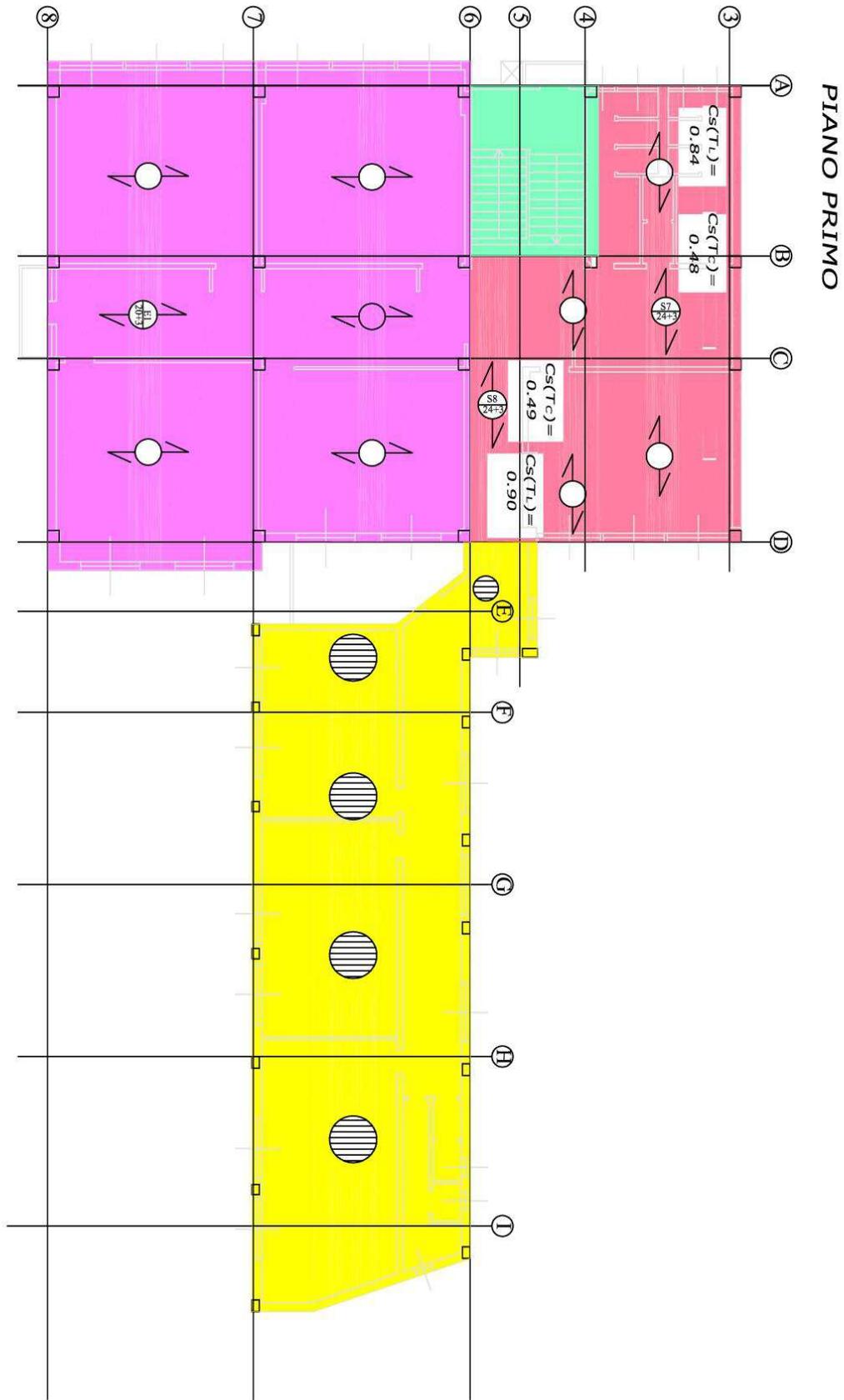
Piano secondo – Verifiche a flessione



Piano seminterrato – Verifiche a taglio

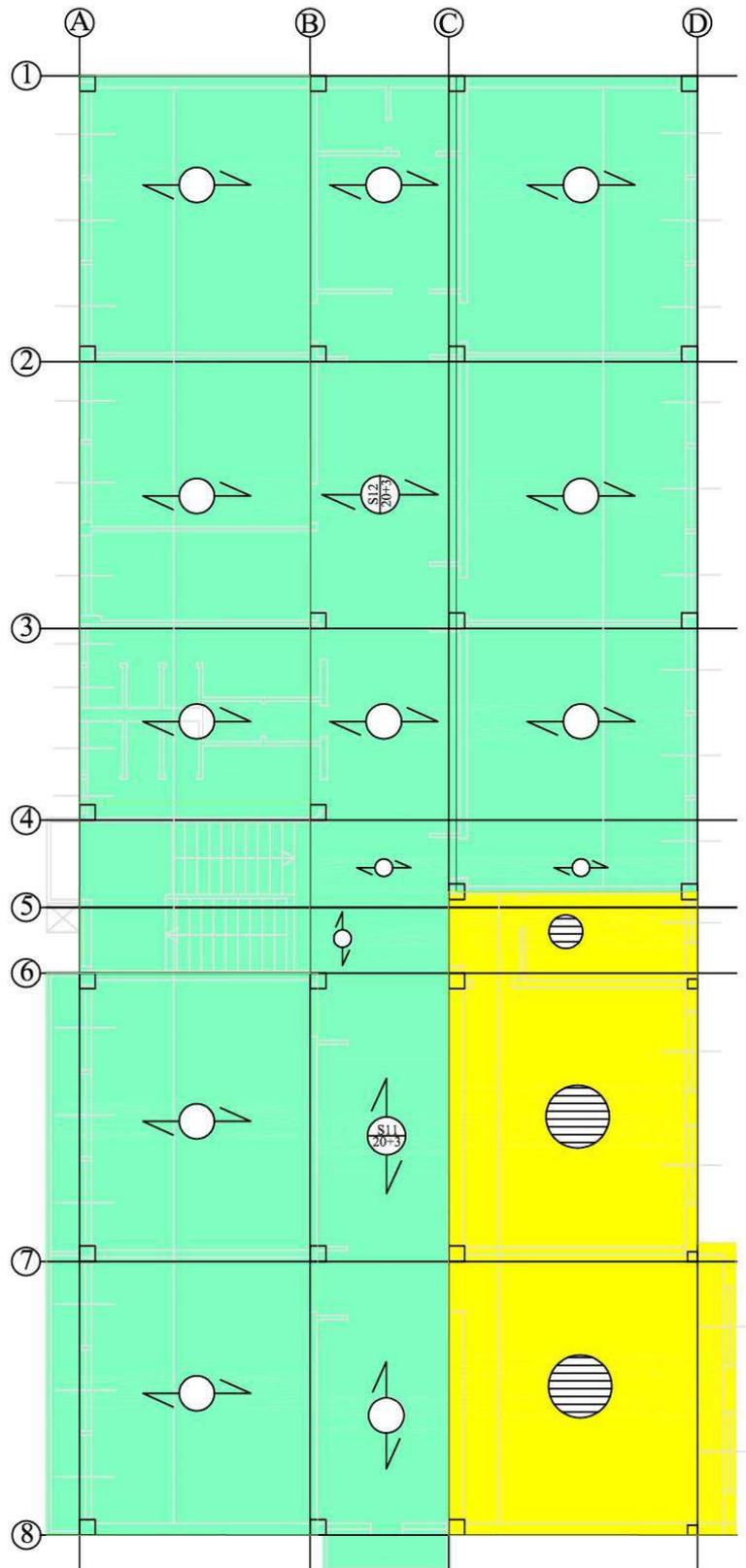


Piano terra – Verifiche a taglio



Piano primo – Verifiche a taglio

PIANO SECONDO



Piano secondo – Verifiche a taglio

6.6 Verifica nei confronti dell'azione sismica

6.6.1 Parametri di calcolo in condizioni sismiche

L'analisi è stata svolta modellando l'intero edificio, con l'ausilio del programma di calcolo Modest v8.16 (Tecnisoft) e del solutore XFinest (Harpaceas).

Secondo quanto riportato nella Circolare n. 617 del 02/02/2009 al C8.7.2.4: *“Gli effetti dell'azione sismica possono essere valutati con uno dei metodi di cui al par. 7.3 delle NTC, con le seguenti precisazioni. Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in “duttili” e “fragili”.*

Il metodo di analisi scelto è “l'analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q”.

Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q:

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al par. 7.3.3.1 delle NTC, alla condizione di utilizzare lo spettro di progetto, definito al par. 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q, il cui valore è scelto nel campo tra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche....

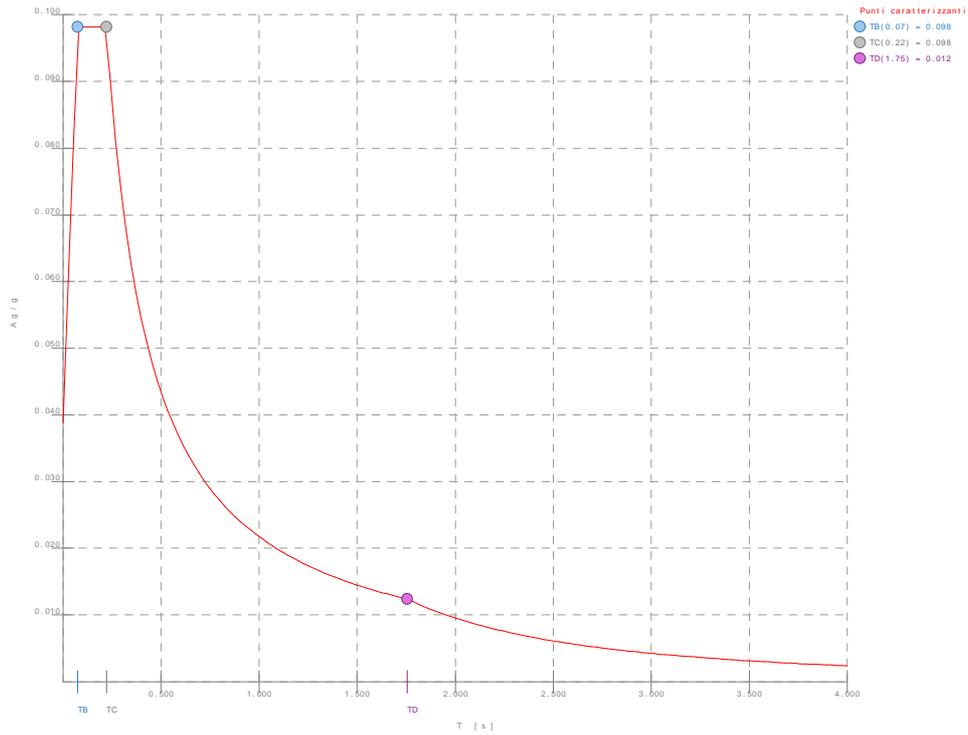
...Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali “duttili” devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali “fragili” devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza.

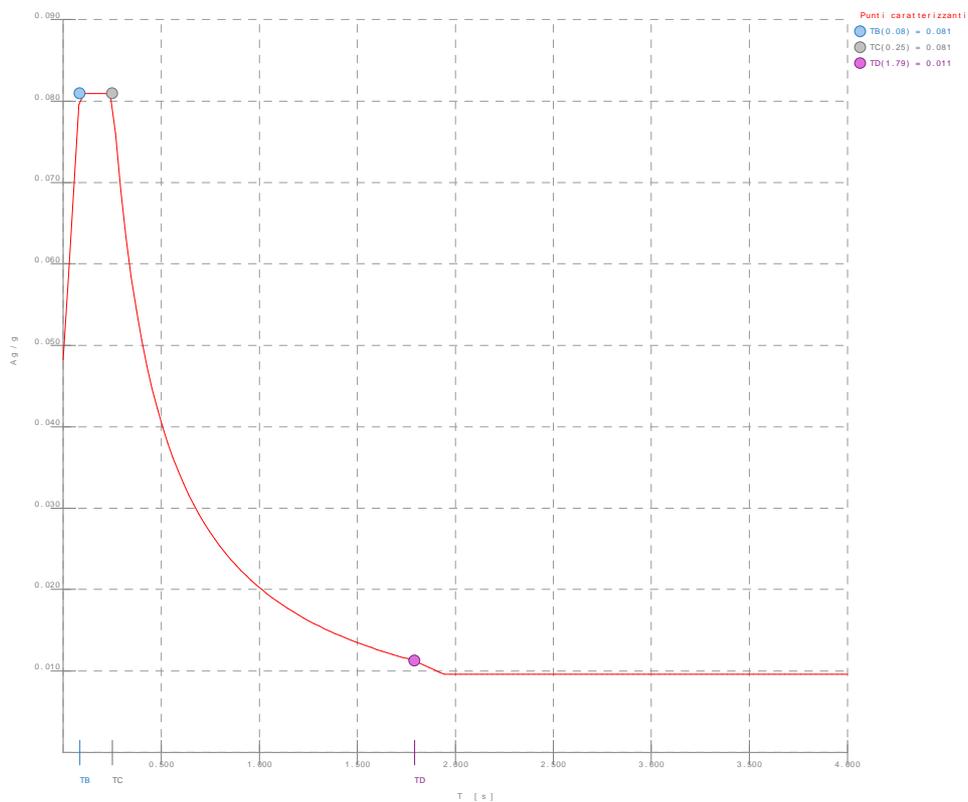
Nel caso in esame, è stato scelto un valore del fattore di struttura $q=1,5$.

Nella tabella seguente sono indicati i principali parametri identificativi degli spettri di risposta:

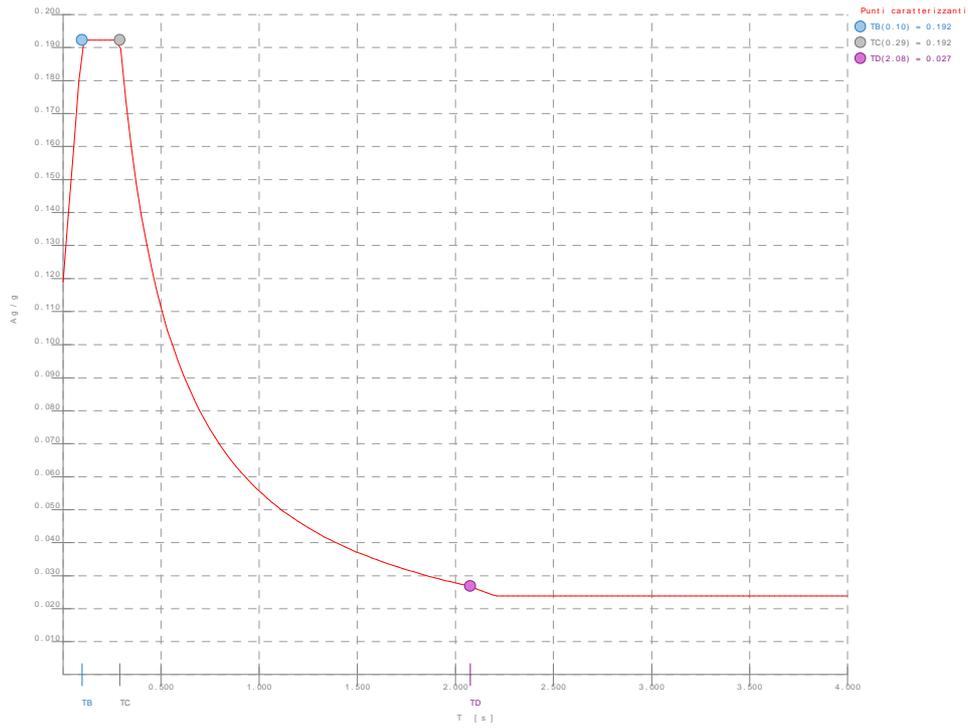
TCC	T_R	A_g <g>	FO	TC*	S_s	C_c
SLO	45	0.0387	2.53	0.22	1.00	1.00
SLD	75	0.0482	2.52	0.25	1.00	1.00
SLV	712	0.1190	2.42	0.29	1.00	1.00
SLC	1462	0.1547	2.39	0.29	1.00	1.00



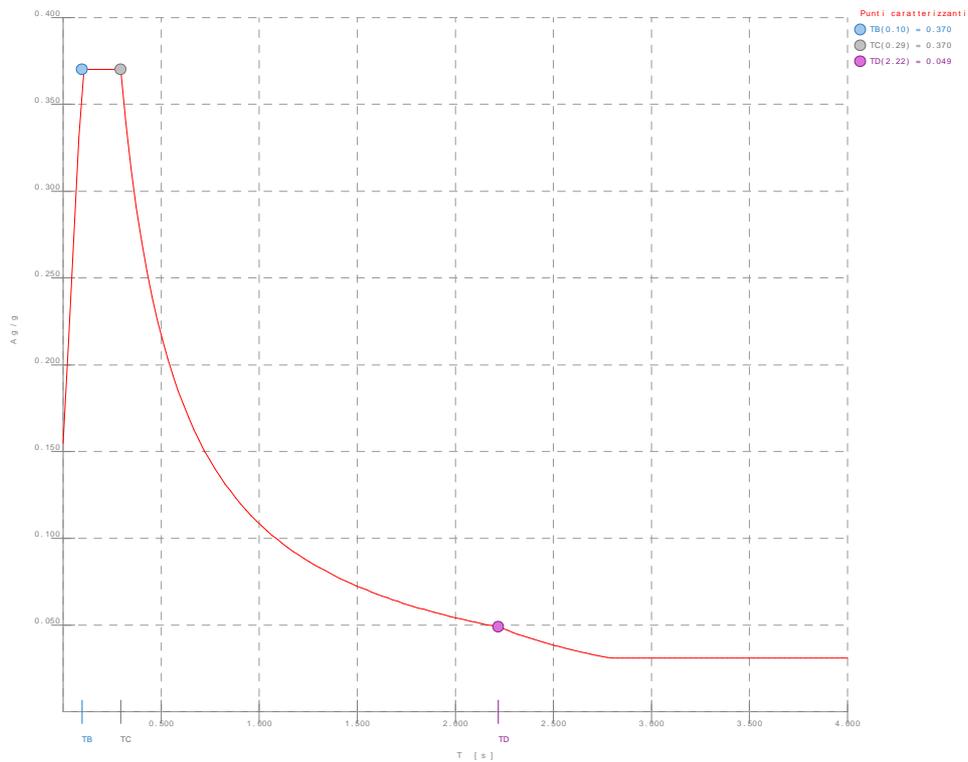
Spettro SLO



Spettro SLD



Spettro SND

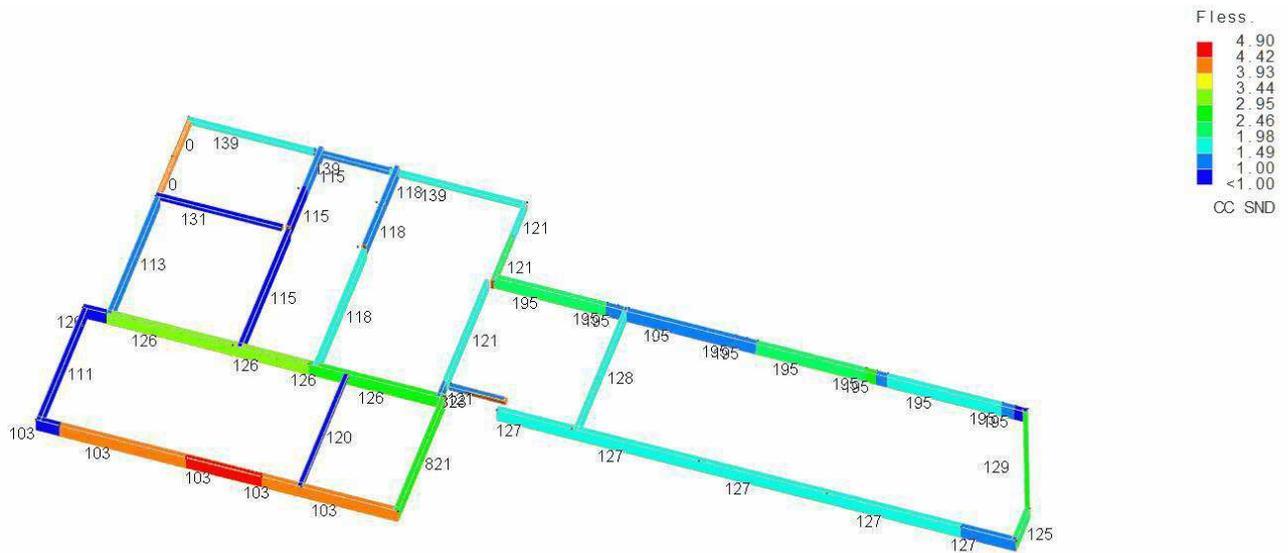


Spettro SLC

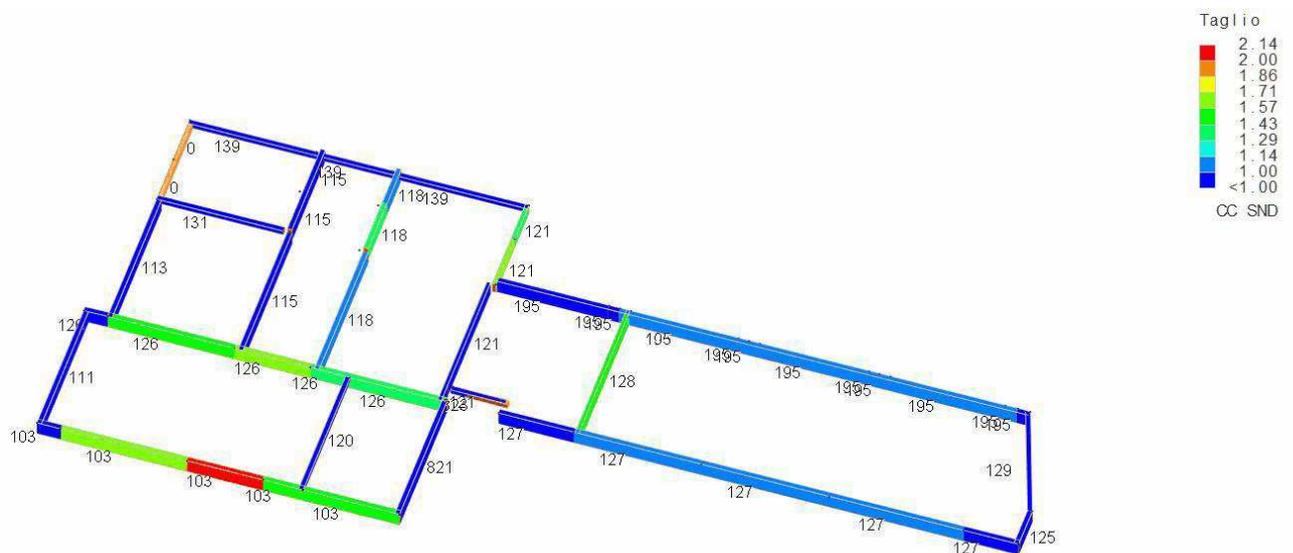
6.6.2 Verifiche pilastri e travi

Le verifiche dei singoli elementi strutturali sono desunte dal modello di calcolo globale dell'edificio, ed ottenute sulla base delle caratteristiche definite per i materiali esistenti.

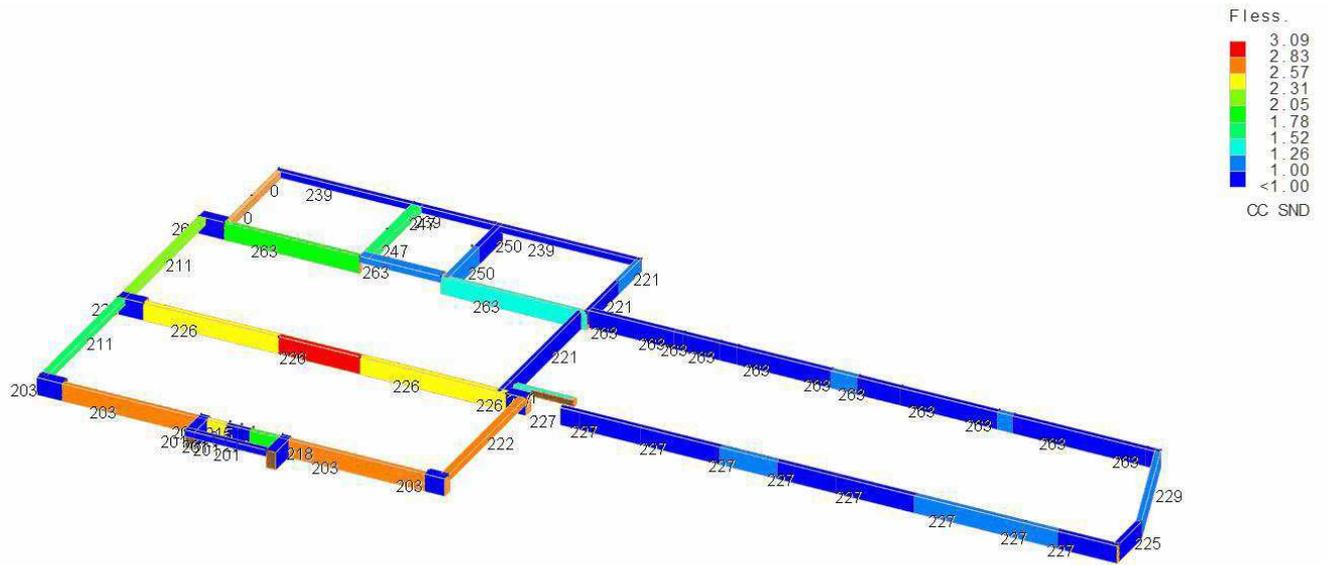
Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative dei tassi di sfruttamento di travi e pilastri, in condizioni sismiche.



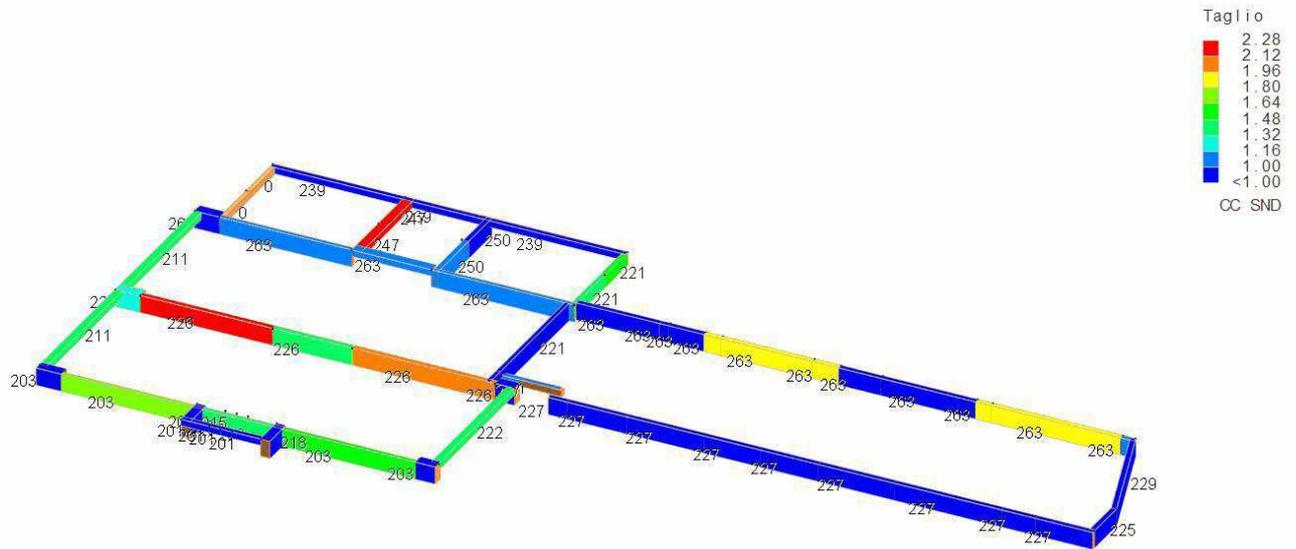
Travi PS SLV sfruttamento flessione



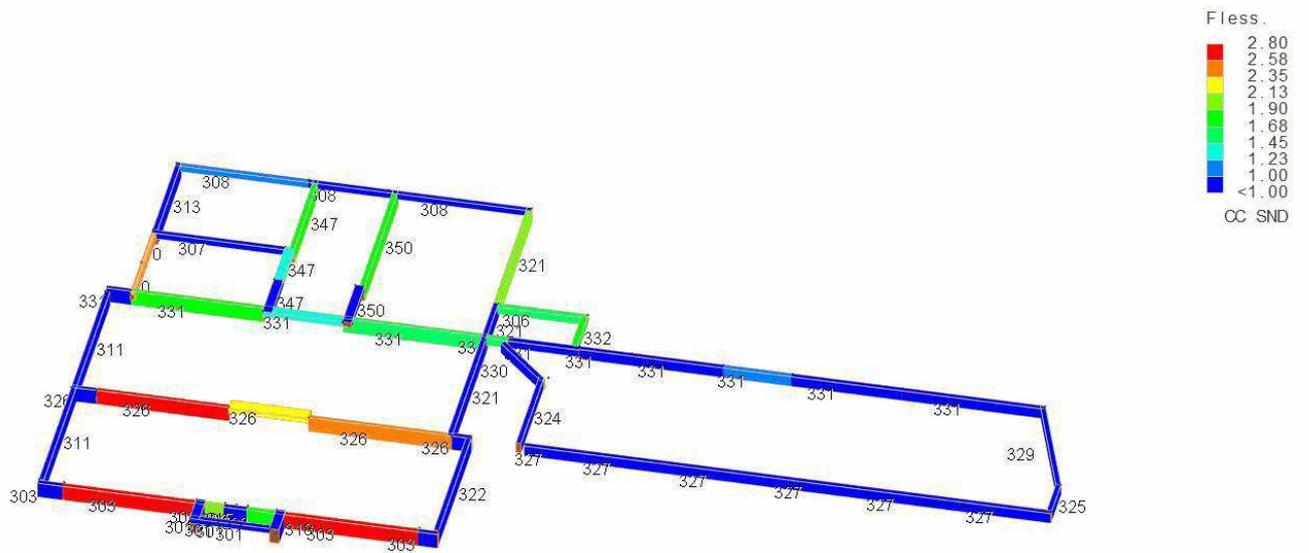
Travi PS SLV sfruttamento taglio



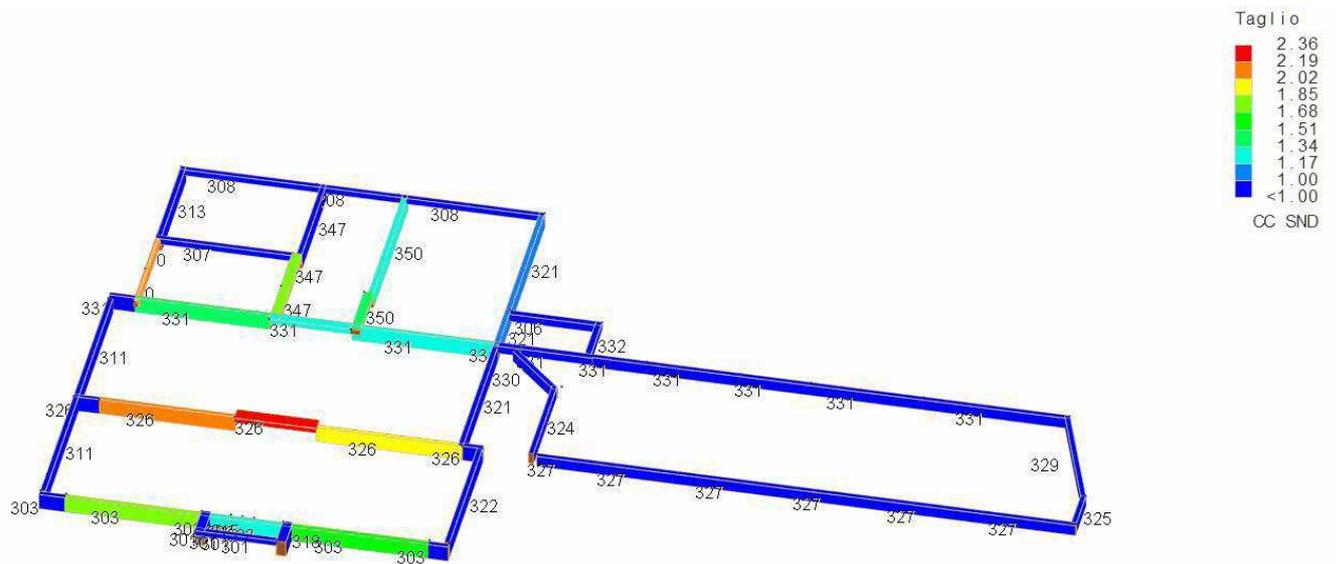
Travi PT SLV sfruttamento flessione



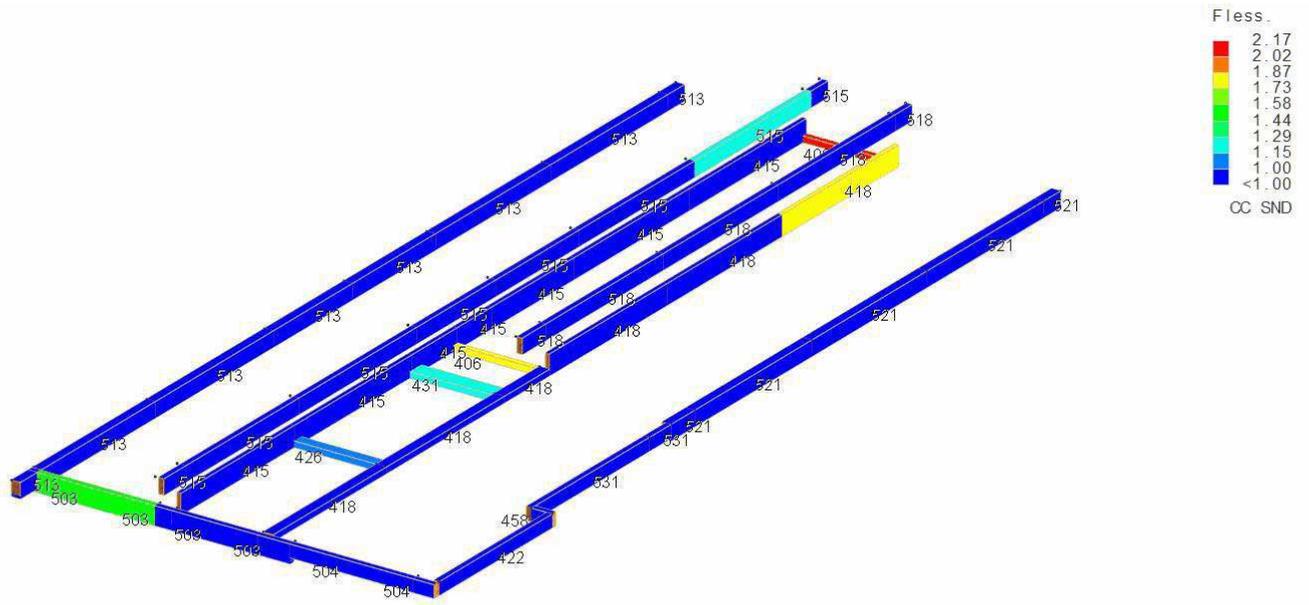
Travi PT SLV sfruttamento taglio



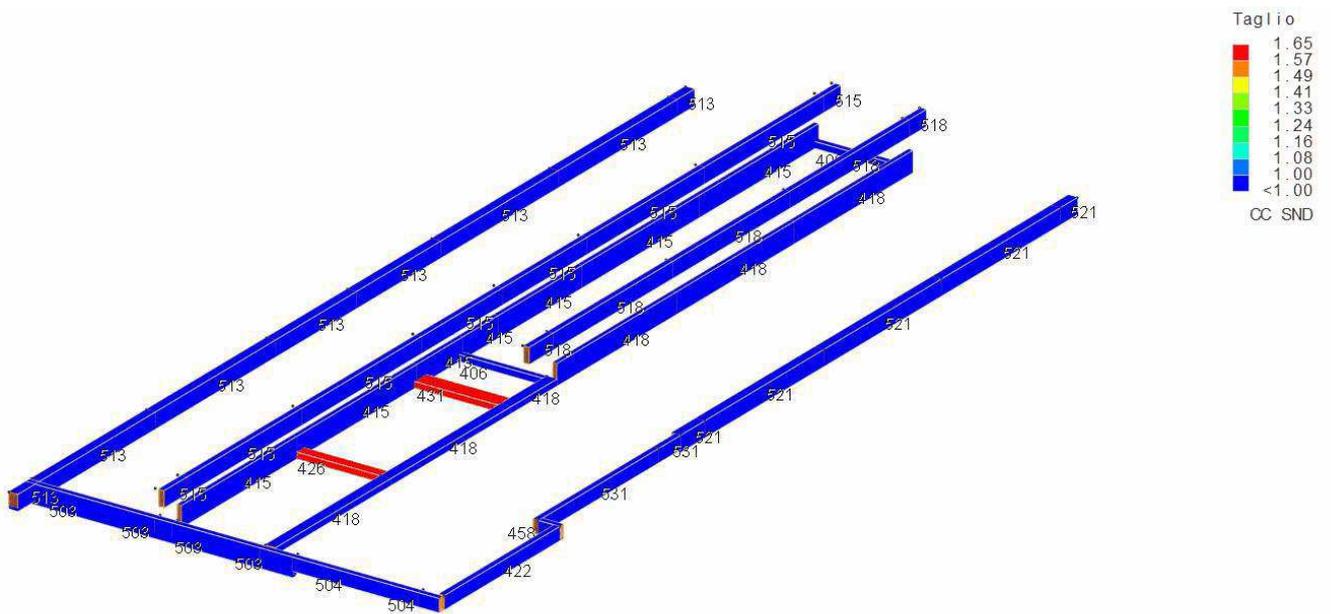
Travi P1 SLV sfruttamento flessione



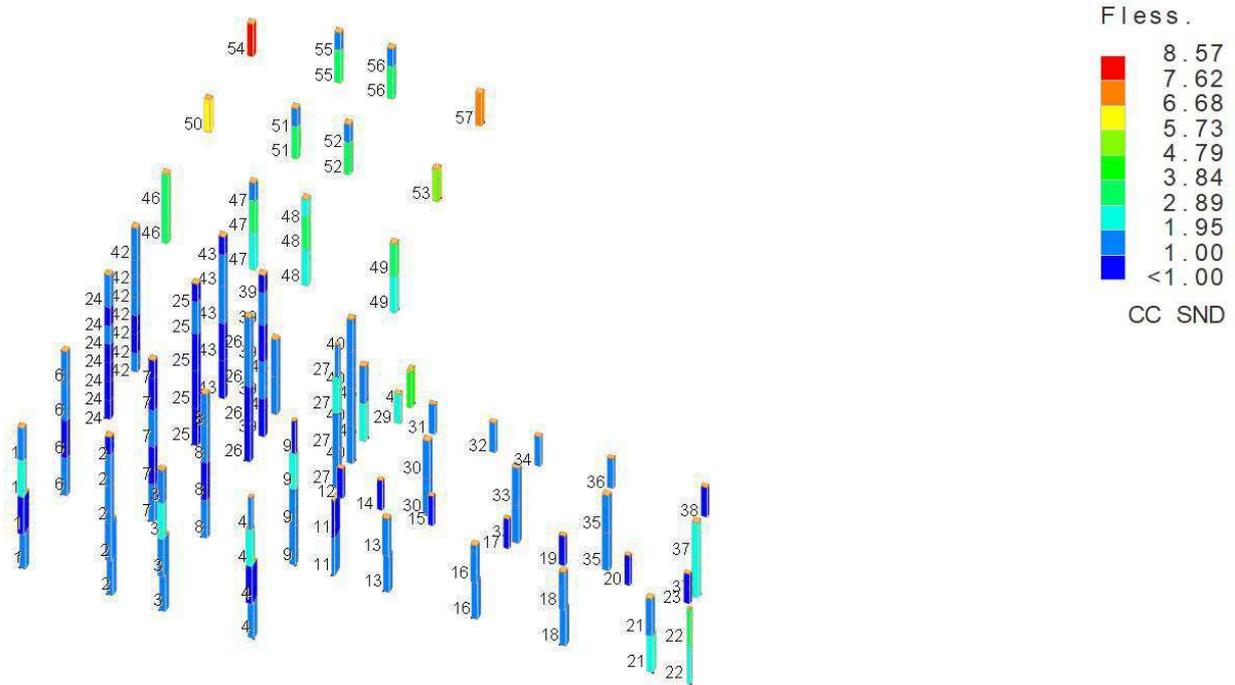
Travi P1 SLV sfruttamento taglio



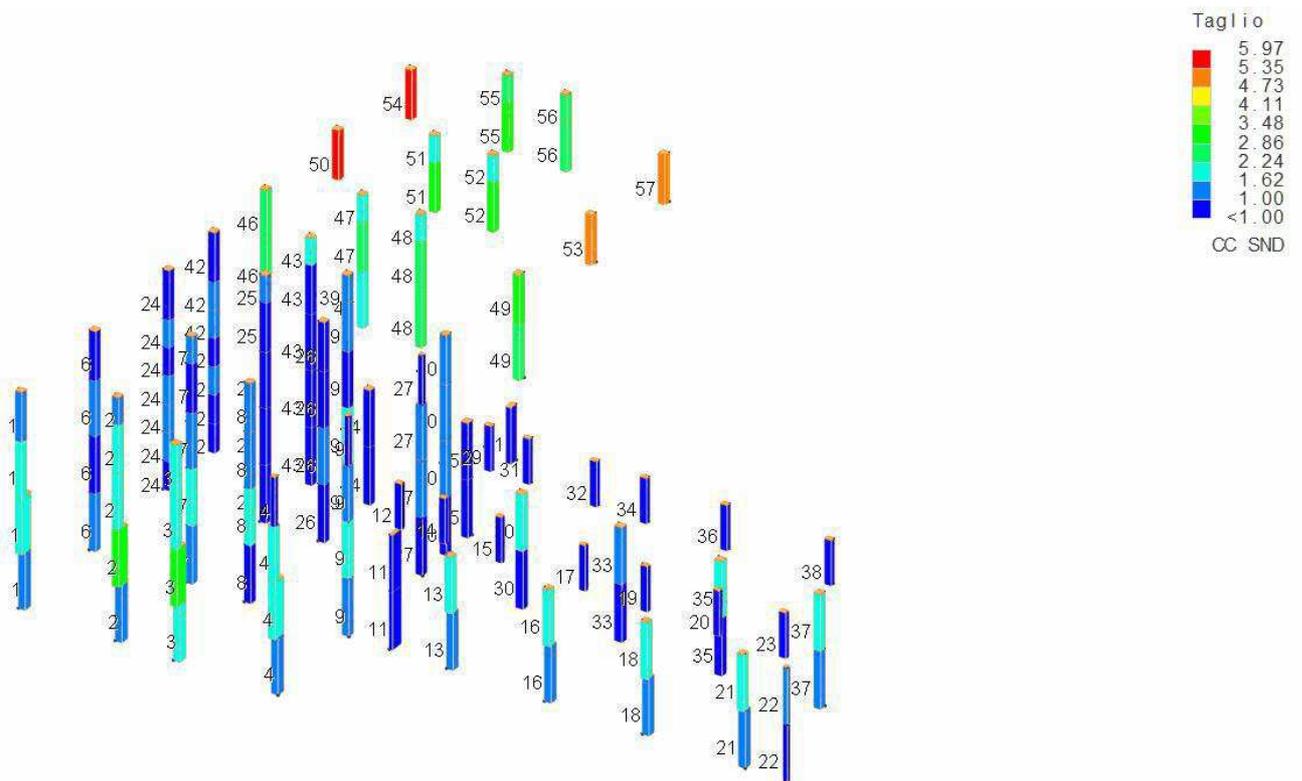
Travi P2 SLV sfruttamento flessione



Travi P2 SLV sfruttamento taglio



Pilastri SLV sfruttamento pressoflessione



Pilastri SLV sfruttamento taglio

6.6.3 Valutazione indici di sicurezza

Sono stati valutati gli indici di sicurezza separatamente per i diversi elementi strutturali, divisi in categorie omogenee, e per tipologia di rottura:

- flessione/pressoflessione (rottura duttile);
- taglio (rottura fragile);
- rottura dei nodi trave-pilastro.

In programma riporta al termine del calcolo, per ognuno degli indicatori richiesti e per ognuno degli stati limite considerati:

- PGA di domanda e PGA di capacità ed il relativo indice di sicurezza calcolato come rapporto tra le due;
- P_{Vr} di domanda e di capacità;
- Periodi di ritorno (T_R) di domanda e di capacità ed il relativo indice di sicurezza valutato come il loro rapporto elevato alla potenza 0.41.

Inoltre, viene riportato un riepilogo generale degli indici di sicurezza minori tra quelli richiesti.

L'indice di sicurezza globale viene assunto come il minimo tra quelli calcolati: fondamentale la valutazione dell'indice globale che caratterizza la vulnerabilità della struttura. Già in condizioni statiche alcuni elementi soggetti ai soli carichi verticali esibivano tassi di sfruttamento superiori all'unità. Tale aspetto si riflette anche nella valutazione sismica: elementi non idonei staticamente, rappresentano di partenza elemento di vulnerabilità. L'indice rappresentativo del comportamento strutturale è riferito al primo elemento che raggiunge la sua massima resistenza e, non potendo garantire il comportamento anelastico e di redistribuzione delle azioni, il limite dell'edificio coincide con quello dell'elemento più debole. I professionisti incaricati hanno indagato in merito e ciò che risulta, a prescindere dall'azione sismica è prevedere un rinforzo di elementi strutturali previa indagine strutturale più approfondita che attesti l'effettiva carpenteria delle sezioni resistenti.

Capacità e domanda - riepilogo generale

TCC	PGA_D <g>	PGA_C <g>	$\zeta_E (A_g)$	$T_{R,D}$	PVR_D	$T_{R,C}$	PVR_C	$\zeta_E (T_R)$
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	<0.017	<0.147	712	10.00	<10	>99.94	<0.174
SLC	0.155	0.155	1.000	1462	5.00	1462	5.00	1.000

6.6.4 Analisi dei meccanismi locali

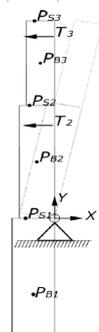
Di seguito sono riportate le verifiche dei meccanismi locali degli elementi non strutturali, ovvero la canna fumaria in calcestruzzo armato e le tamponature che costituiscono lo scheletro portante dell'edificio.

Per entrambi gli elementi sono state eseguite verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia e allo Stato Limite di Operatività, considerando rispettivamente il meccanismo al piano di campagna ed alla diversa quota di imposta dell'elemento, quest'ultimo a considerare l'effetto di amplificazione strutturale dell'azione sismica che attiva il meccanismo.

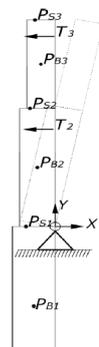
In tutti i casi è stato seguito il procedimento "analisi cinematica lineare" prevista dalla circ. 617/2009.

Meccanismo di ribaltamento della canna fumaria

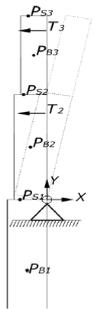
RIBALTAMENTO COMIGNOLO												
Descrizione						P [kN]	Xg=□y [m]	Yg=□x [m]	P□x	P□y	P□x ²	
Elemento	γ [kN/m ³]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]							
Canna fumaria cava PT	2.5	0.12	1	0.2256	3.45	1.95	0.5	1.7	3.4	1.0	5.8	
Canna fumaria cava 1P	2.5	0.12	1	0.2256	3.40	1.92	0.5	5.2	9.9	1.0	50.9	
Canna fumaria cava 2P	2.5	0.12	1	0.2256	3.80	2.14	0.5	8.8	18.8	1.1	164.1	
Canna fumaria cava sopratetto	2.5	0.12	1	0.2256	3.64	2.05	0.5	12.5	25.6	1.0	318.7	
Comignolo	2.5	0.2	1.2	0.44	1.40	1.54	0.6	15.0	23.1	0.9	345.8	
M _{stab}	=	5.0		kN*m		momento stabilizzante						
M _{rib}	=	80.6		kN*m		momento ribaltante						
□ ₀	=	0.061				moltiplicatore del cinematicismo						
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' - SLV (Circ. 617/2009)												
M*	=	0.748				massa partecipante al meccanismo						
e*	=	0.77				% di massa partecipante al meccanismo						
FC	=	1.200				fattore di confidenza						
a*	=	0.656		m/s ²		accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLV						
a _g	=	1.167		m/s ²								
a* _g	=	0.584		m/s ²		accelerazione spettrale al suolo - SLV						
□ _u	=	1.124		verificato								
il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale												
H _{tot}	=	15.685		m		altezza complessiva costruzione						
C _c	=	0.075				costruzione in calcestruzzo						
T ₁	=	0.591		s		periodo proprio approssimato						
F ₀	=	2.420										
S	=	1.000										
S _e (T ₁)	=	1.386				<u>dipende da T1 e dove si colloca nello spettro</u>						
z	=	14.285				quota della cerniera (base comignolo)						
□	=	0.911										
N	=	5.000				numero piani complessivi costruzione						
γ	=	1.364										
a* _{g,quota}	=	0.861		m/s ²		diviso per q = 2						
□ _u	=	0.763		non verificato								



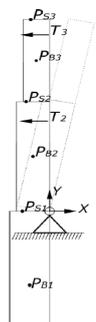
SLO -RIBALTAMENTO COMIGNOLO												
Descrizione						P [kN]	Xg=δy [m]	Yg=δx [m]	Pδx	Pδy	Pδx ²	Pδy ²
Elemento	γ [kN/m ³]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]							
Canna fumaria cava PT	2.5	0.12	1	0.2256	3.45	1.95	0.5	1.7	3.4	1.0	5.8	
Canna fumaria cava 1P	2.5	0.12	1	0.2256	3.40	1.92	0.5	5.2	9.9	1.0	50.9	
Canna fumaria cava 2P	2.5	0.12	1	0.2256	3.80	2.14	0.5	8.8	18.8	1.1	164.1	
Canna fumaria cava sopratetto	2.5	0.12	1	0.2256	3.64	2.05	0.5	12.5	25.6	1.0	318.7	
Comignolo	2.5	0.2	1.2	0.44	1.40	1.54	0.6	15.0	23.1	0.9	345.8	
M _{stab}	=	5.0		kN*m	momento stabilizzante							
M _{rib}	=	80.6		kN*m	momento ribaltante							
α ₀	=	0.061			moltiplicatore del cinematismo							
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' – SLV (Circ. 617/2009)												
M*	=	0.748			massa partecipante al meccanismo							
e*	=	0.77			% di massa partecipante al meccanismo							
FC	=	1.200			fattore di confidenza							
α*	=	0.656		m/s ²	accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLO							
a _g	=	0.380		m/s ²								
α* _g	=	0.380		m/s ²	accelerazione spettrale al suolo - SLO							
α _u	=	1.729		verificato								
<u>il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale</u>												
H _{tot}	=	15.685		m	altezza complessiva costruzione							
C _c	=	0.075			costruzione in calcestruzzo							
T ₁	=	0.591		s	periodo proprio approssimato							
F ₀	=	2.530										
S	=	1.000										
S _c (T ₁)	=	0.357			dipende da T1 e dove si colloca nello spettro							
z	=	14.285			quota della cerniera (base comignolo)							
Ψ	=	0.911										
N	=	5.000			numero piani complessivi costruzione							
γ	=	1.364										
α* _{g,quota}	=	0.444		m/s ²	divido per q = 1							
α _u	=	1.478		verificato								



RIBALTAMENTO COMIGNOLO + CANNA FUMARIA												
Descrizione		γ [kN/m ³]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]	P [kN]	$X_g = \square y$ [m]	$Y_g = \square x$ [m]	P $\square x$	P $\square y$	P $\square x^2$
Elemento												
Canna fumaria cava PT		2.5	0.12	1	0.2256	3.45	1.9458	0.5	1.7	3.4	1.0	5.8
Canna fumaria cava 1P		2.5	0.12	1	0.2256	3.40	1.9176	0.5	5.2	9.9	1.0	50.9
Canna fumaria cava 2P		2.5	0.12	1	0.2256	3.80	2.1432	0.5	8.8	18.8	1.1	164.1
Canna fumaria cava sopratetto		2.5	0.12	1	0.2256	3.64	2.05014	0.5	12.5	25.6	1.0	318.7
Comignolo		2.5	0.2	1.2	0.44	1.40	1.54	0.6	15.0	23.1	0.9	345.8
M _{stab}	=		5.0		kN*m		momento stabilizzante					
M _{rib}	=		80.6		kN*m		momento ribaltante					
\square_0	=		0.061				moltiplicatore del cinematico					
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' – SLV (Circ. 617/2009)												
M*	=		0.748				massa partecipante al meccanismo					
e*	=		0.77				% di massa partecipante al meccanismo					
FC	=		1.200				fattore di confidenza					
α^*	=		0.656		m/s ²		accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLV					
a_g	=		1.167		m/s ²							
α^*_{g}	=		0.584		m/s ²		accelerazione spettrale al suolo - SLV					
\square_u	=		1.124		verificato							
Il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale												
H _{tot}	=		15.685		m		altezza complessiva costruzione					
C _c	=		0.075				costruzione in calcestruzzo					
T ₁	=		0.591		s		periodo proprio approssimato					
F ₀	=		2.420									
S	=		1.000									
S _e (T ₁)	=		1.386				dipende da T1 e dove si colloca nello spettro					
z	=		10.650				quota della cerniera (base comignolo)					
\square	=		0.679									
N	=		5.000				numero piani complessivi costruzione					
γ	=		1.364									
$\alpha^*_{g, quota}$	=		0.642		m/s ²		divido per q = 2					
\square_u	=		1.023		verificato							

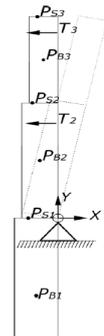


SLO -RIBALTAMENTO COMIGNOLO + CANNA FUMARIA												
Descrizione		γ [kN/m ³]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]	P [kN]	Xg= δ y [m]	Yg= δ x [m]	P δ x	P δ y	P δ x ²
Elemento												
Canna fumaria cava PT		2.5	0.12	1	0.2256	3.45	1.9458	0.5	1.7	3.4	1.0	5.8
Canna fumaria cava 1P		2.5	0.12	1	0.2256	3.40	1.9176	0.5	5.2	9.9	1.0	50.9
Canna fumaria cava 2P		2.5	0.12	1	0.2256	3.80	2.1432	0.5	8.8	18.8	1.1	164.1
Canna fumaria cava sopratetto		2.5	0.12	1	0.2256	3.64	2.05014	0.5	12.5	25.6	1.0	318.7
Comignolo		2.5	0.2	1.2	0.44	1.40	1.54	0.6	15.0	23.1	0.9	345.8
M _{stab}	=		5.0		kN*m		momento stabilizzante					
M _{rib}	=		80.6		kN*m		momento ribaltante					
α_0	=		0.061				moltiplicatore del cinematismo					
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' - SLV (Circ. 617/2009)												
M*	=		0.748				massa partecipante al meccanismo					
e*	=		0.77				% di massa partecipante al meccanismo					
FC	=		1.200				fattore di confidenza					
α^*	=		0.656		m/s ²		accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLO					
a _g	=		0.380		m/s ²							
α^*_g	=		0.380		m/s ²		accelerazione spettrale al suolo - SLO					
α_u	=		1.729		verificato							
<u>Il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale</u>												
H _{tot}	=		15.685		m		altezza complessiva costruzione					
C _c	=		0.075				costruzione in calcestruzzo					
T ₁	=		0.591		s		periodo proprio approssimato					
F ₀	=		2.530									
S	=		1.000									
S _e (T ₁)	=		0.357				dipende da T1 e dove si colloca nello spettro					
z	=		10.650				quota della cerniera (base comignolo)					
Ψ	=		0.679									
N	=		5.000				numero piani complessivi costruzione					
γ	=		1.364									
$\alpha^*_{g,quota}$	=		0.331		m/s ²		divido per q = 1					
α_u	=		1.983		verificato							

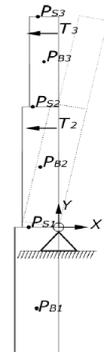


Meccanismo di ribaltamento della tamponatura (spessore 40 cm)

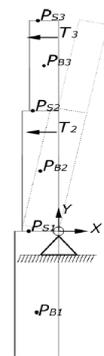
RIBALTAMENTO TAMPONATURA PT (1 m di profondità, valutato a m lineare)											
Descrizione						P [kN]	Xg=□y [m]	Yg=□x [m]	P□x	P□y	P□x ²
Elemento	G [kN/m ²]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]						
Tamponatura	3.64	0.4	1	0.64	3.00	10.92	0.5	1.5	16.4	5.5	24.6
M _{stab}	=	5.5		kN*m	momento stabilizzante						
M _{rib}	=	16.4		kN*m	momento ribaltante						
□ ₀	=	0.333			moltiplicatore del cinematicismo						
C 8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' - SLV (Circ. 617/2009)											
M*	=	1.113			massa partecipante al meccanismo						
e*	=	1.00			% di massa partecipante al meccanismo						
FC	=	1.200			fattore di confidenza						
a*	=	2.725		m/s ²	accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLV						
a _g	=	1.167		m/s ²							
a* _g	=	0.584		m/s ²	accelerazione spettrale al suolo - SLV						
□ _u	=	4.669			verificato						
<u>il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale</u>											
Htot	=	14.150		m	altezza complessiva costruzione						
C _c	=	0.075			costruzione in calcestruzzo						
T ₁	=	0.520		s	periodo proprio da modellazione numerica						
F ₀	=	2.420									
S	=	1.000									
S _e (T ₁)	=	1.576			dipende da T1 e dove si colloca nello spettro						
z	=	3.500			quota della cerniera PT						
□	=	0.247									
N	=	5.000			numero piani complessivi costruzione						
γ	=	1.364									
a* _{g,quota}	=	0.266		m/s ²	divido per q = 2						
□ _u	=	10.256			verificato						



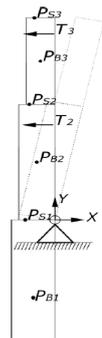
SLO -RIBALTAMENTO TAMPONATURA PT (1 m di profondità, valutato a m lineare)											
Descrizione						P [kN]	Xg=δy [m]	Yg=δx [m]	Pδx	Pδy	Pδx ²
Elemento	G [kN/m ²]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]						
Tamponatura	3.64	0.4	1	0.64	3.00	10.92	0.5	1.5	16.4	5.5	24.6
M _{stab}	=	5.5			kn*m	momento stabilizzante					
M _{rib}	=	16.4			kn*m	momento ribaltante					
α ₀	=	0.333				moltiplicatore del cinematismo					
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' - SLV (Circ. 617/2009)											
M*	=	1.113				massa partecipante al meccanismo					
e*	=	1.00				% di massa partecipante al meccanismo					
FC	=	1.200				fattore di confidenza					
α*	=	2.725			m/s ²	accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLO					
a _g	=	0.380			m/s ²						
α* _g	=	0.380			m/s ²	accelerazione spettrale al suolo - SLO					
α _u	=	7.178				verificato					
<u>Il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale</u>											
H _{tot}	=	3.000			m	altezza complessiva costruzione					
C _c	=	0.075				costruzione in calcestruzzo					
T ₁	=	0.171			s	periodo proprio approssimato					
F ₀	=	2.530									
S	=	1.000									
S _c (T ₁)	=	0.357				dipende da T1 e dove si colloca nello spettro					
z	=	3.500				quota della cerniera (base comignolo)					
Ψ	=	1.167									
N	=	5.000				numero piani complessivi costruzione					
γ	=	1.364									
α* _{g,quota}	=	0.569			m/s ²	divido per q = 1					
α _u	=	4.792				verificato					



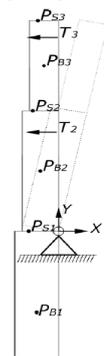
SLO -RIBALTAMENTO TAMPONATURA 1P (1 m di profondità, valutato a m lineare)											
Descrizione						P [kN]	Xg=δy [m]	Yg=δx [m]	Pδx	Pδy	Pδx ²
Elemento	G [kN/m ²]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]						
Tamponatura	3.64	0.4	1	0.64	3.00	10.92	0.5	1.5	16.4	5.5	24.6
M _{stab}	=	5.5				kn*m	momento stabilizzante				
M _{rib}	=	16.4				kn*m	momento ribaltante				
α ₀	=	0.333				moltiplicatore del cinematismo					
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' - SLV (Circ. 617/2009)											
M*	=	1.113				massa partecipante al meccanismo					
e*	=	1.00				% di massa partecipante al meccanismo					
FC	=	1.200				fattore di confidenza					
α*	=	2.725				m/s ²	accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLO				
a _g	=	0.380				m/s ²					
α* _g	=	0.380				m/s ²	accelerazione spettrale al suolo - SLO				
α _u	=	7.178				verificato					
<u>Il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale</u>											
H _{tot}	=	3.000				m	altezza complessiva costruzione				
C _c	=	0.075				costruzione in calcestruzzo					
T ₁	=	0.171				s	periodo proprio approssimato				
F ₀	=	2.530									
S	=	1.000									
S _c (T ₁)	=	0.357				dipende da T1 e dove si colloca nello spettro					
z	=	6.950				quota della cerniera (base comignolo)					
Ψ	=	2.317									
N	=	5.000				numero piani complessivi costruzione					
γ	=	1.364									
α* _{g,quota}	=	1.129				m/s ²	divido per q = 1				
α _u	=	2.413				verificato					



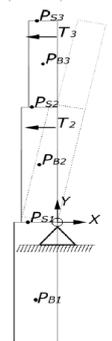
RIBALTAMENTO TAMPONATURA 1P (1 m di profondità, valutato a m lineare)											
Descrizione						P [kN]	Xg=y [m]	Yg=x [m]	P _x	P _y	P _x ²
Elemento	G [kN/m ²]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]						
Tamponatura	3.64	0.4	1	0.64	3.00	10.92	0.5	1.5	16.4	5.5	24.6
M _{stab}	=	5.5		kN*m	momento stabilizzante						
M _{rib}	=	16.4		kN*m	momento ribaltante						
□ ₀	=	0.333			moltiplicatore del cinematismo						
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' – SLV (Circ. 617/2009)											
M*	=	1.113			massa partecipante al meccanismo						
e*	=	1.00			% di massa partecipante al meccanismo						
FC	=	1.200			fattore di confidenza						
a*	=	2.725		m/s ²	accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLV						
a _g	=	1.167		m/s ²							
a* _g	=	0.584		m/s ²	accelerazione spettrale al suolo - SLV						
□ _u	=	4.669		verificato							
<u>Il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale</u>											
Htot	=	14.150		m	altezza complessiva costruzione						
C _c	=	0.075			costruzione in calcestruzzo						
T ₁	=	0.520		s	periodo proprio da modellazione numerica						
F ₀	=	2.420									
S	=	1.000									
S _e (T ₁)	=	1.576			dipende da T1 e dove si colloca nello spettro						
z	=	6.950			quota della cerniera 1P						
□	=	0.491									
N	=	5.000			numero piani complessivi costruzione						
γ	=	1.364									
a* _{g,quota}	=	0.528		m/s ²	divido per q = 2						
□ _u	=	5.165		verificato							



SLO - RIBALTAMENTO TAMPONATURA 2P (1 m di profondità, valutato a m lineare)											
Descrizione						P [kN]	Xg=δy [m]	Yg=δx [m]	Pδx	Pδy	Pδx ²
Elemento	G [kN/m ²]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]						
Tamponatura	3.64	0.4	1	0.64	3.00	10.92	0.5	1.5	16.4	5.5	24.6
M _{stab}	=	5.5				kn*m	momento stabilizzante				
M _{rib}	=	16.4				kn*m	momento ribaltante				
α ₀	=	0.333				moltiplicatore del cinematismo					
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' - SLV (Circ. 617/2009)											
M*	=	1.113				massa partecipante al meccanismo					
e*	=	1.00				% di massa partecipante al meccanismo					
FC	=	1.200				fattore di confidenza					
α*	=	2.725				m/s ²	accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLO				
a _g	=	0.380				m/s ²					
α* _g	=	0.380				m/s ²	accelerazione spettrale al suolo - SLO				
α _u	=	7.178				verificato					
Il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale											
Htot	=	3.000				m	altezza complessiva costruzione				
C _c	=	0.075				costruzione in calcestruzzo					
T ₁	=	0.171				s	periodo proprio approssimato				
F ₀	=	2.530									
S	=	1.000									
S _c (T ₁)	=	0.357				dipende da T1 e dove si colloca nello spettro					
z	=	10.750				quota della cerniera (base comignolo)					
Ψ	=	3.583									
N	=	5.000				numero piani complessivi costruzione					
γ	=	1.364									
α* _{g,quota}	=	1.747				m/s ²	divido per q = 1				
α _u	=	1.560				verificato					



RIBALTAMENTO TAMPONATURA 2P (1 m di profondità, valutato a m lineare)											
Descrizione						P [kN]	Xg=ly [m]	Yg=lx [m]	P _x	P _y	P _x ²
Elemento	G [kN/m ²]	s [m]	base [m]	A [mq]	h [m]						
Tamponatura	3.64	0.4	1	0.64	3.00	10.92	0.5	1.5	16.4	5.5	24.6
M _{stab}	=	5.5		kN*m	momento stabilizzante						
M _{rib}	=	16.4		kN*m	momento ribaltante						
□ ₀	=	0.333			moltiplicatore del cinematisimo						
C8A.4.2.2 VALUTAZIONE CURVA DI CAPACITA' – SLV (Circ. 617/2009)											
M*	=	1.113			massa partecipante al meccanismo						
e*	=	1.00			% di massa partecipante al meccanismo						
FC	=	1.200			fattore di confidenza						
a*	=	2.725		m/s ²	accelerazione spettrale necessaria al suolo per l'attivazione del meccanismo a SLV						
a _g	=	1.167		m/s ²							
a* _g	=	0.584		m/s ²	accelerazione spettrale al suolo - SLV						
□ _u	=	4.669		verificato							
<u>Il blocco si trova in quota, quindi c'è l'amplificazione strutturale</u>											
Htot	=	14.150		m	altezza complessiva costruzione						
C _c	=	0.075			costruzione in calcestruzzo						
T ₁	=	0.520		s	periodo proprio da modellazione numerica						
F ₀	=	2.420									
S	=	1.000									
S _c (T ₁)	=	1.576			dipende da T1 e dove si colloca nello spettro						
z	=	10.750			quota della cerniera 1P						
□	=	0.760									
N	=	5.000			numero piani complessivi costruzione						
γ	=	1.364									
a* _{g,quota}	=	0.816		m/s ²	divido per q = 2						
□ _u	=	3.339		verificato							



7. CONCLUSIONI

Rimandando alla scheda di sintesi della Protezione civile, in cui sono riportati gli indici di rischio corrispondenti alla struttura, questo documento ne rappresenta un'integrazione sostanziale.

L'indice di sicurezza globale viene assunto come il minimo tra quelli calcolati: fondamentale la valutazione di suddetto indice che caratterizza la vulnerabilità della struttura. Già in condizioni statiche alcuni elementi soggetti ai soli carichi verticali esibivano tassi di sfruttamento superiori all'unità. Tale aspetto si riflette anche nella valutazione sismica: elementi non idonei staticamente, rappresentano di partenza elemento di vulnerabilità. L'indice rappresentativo del comportamento strutturale è riferito al primo elemento che raggiunge la sua massima resistenza e, non potendo garantire il comportamento anelastico e di redistribuzione delle azioni, il limite dell'edificio coincide con quello dell'elemento più debole. I professionisti incaricati hanno indagato in merito e ciò che risulta, a prescindere dall'azione sismica è prevedere un rinforzo di elementi strutturali previa indagine strutturale più approfondita che attesti l'effettiva carpenteria delle sezioni resistenti.

Dalle indagini e dalle verifiche condotte appare chiaro che l'edificio scolastico per essere ritenuto adeguato alle attuali normative, 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.

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.

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.

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.

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) e l'incidenza che i coefficienti sia di combinazione dei carichi sia di riduzione delle resistenze dei materiali costituenti hanno sulle prestazioni effettive.

Infine, osservazione riguarda il metodo ovvero l'interferenza tra l'attività scolastica in corso e la diagnostica ha limitato fortemente quest'ultima, in quanto non essendo possibile a livello logistico la chiusura di alcune aule, non è stato possibile effettuare uno scavo campione per la verifica della tecnologia costruttiva corrispondente alle fondazioni ed al contempo non è stato possibile operare locali demolizioni all'estradosso dei solai di calpestio per la verifica della presenza o meno delle armature a momento negativo.

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, ovvero: presenza di armatura a momento negativo, grado di confinamento dei nodi e tipologia di fondazioni effettivamente presenti.