

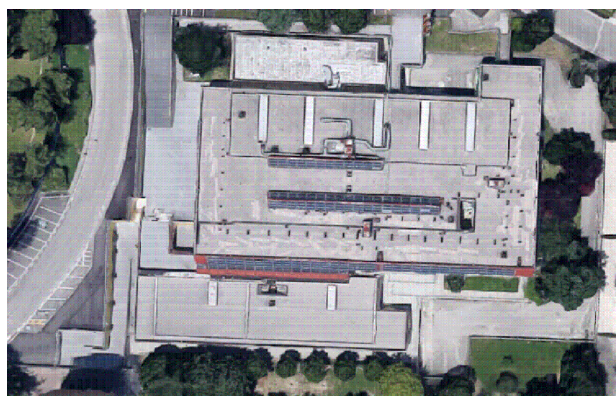


Comune di Ascoli Piceno

Bando P12/2018 Procedura telematica aperta sotto soglia comunitaria
per l'affidamento del contratto avente ad oggetto

VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL PATRIMONIO EDILIZIO
SCOLASTICO DEL COMUNE DI ASCOLI PICENO - LOTTO 3

CIG: 7711667CEA



COMMITTENTE: COMUNE DI ASCOLI PICENO - Settore Tecnico Edilizia, Attività Produttive e Ambiente
Dirigente Servizio Tecnico: Arch. Ugo Galanti
Responsabile del Procedimento: Ing. Rosanna Gabrielli

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI:

M.T. PROGETTI Studio Associato
Mandatario Capogruppo
Ing. Umberto Tassi



EUTECNE S.r.l.
Mandante

EUTECNE S.r.l.
architettura | ingegneria

Ing. Gennaioli Marco
Mandante

Ing. Baldelli Barbara
Mandante

UNILAB SPERIMENTAZIONE S.R.L.
Mandante

OGGETTO: RELAZIONE TECNICA SCUOLA DELL'INFANZIA E PRIMARIA
"DON GIUSSANI" MONTICELLI

TAV.:

RT_M

SCALA: - PLOTTAGGIO: - FILE: 1888 RT

REV.	DATA	REDATTO	APPROVATO	MOTIVAZIONE
A	20/07/2020		U. TASSI	PRIMA EMISSIONE
B				
C				





INDICE

1. INTRODUZIONE	5
2. NORME DI RIFERIMENTO.....	5
3. RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE	6
3.1. Esame della documentazione disponibile ed analisi storico-critica	6
3.2. Dati dimensionali e schemi piano-altimetrici	8
3.2.1. Inquadramento generale	9
3.2.2. Descrizione delle destinazioni d'uso dei diversi locali	9
3.2.3. Documentazione fotografica.....	10
3.3. Caratteristiche geomorfologiche del sito	10
3.4. Quadro fessurativo e di degrado	11
3.5. Descrizione della struttura portante e sintesi delle vulnerabilità riscontrate e/o possibili.....	11
3.5.1. Osservazioni sulla relazione di calcolo originale.....	12
3.6. Rilievo materico e dei particolari costruttivi.....	21
3.7. Identificazione delle strutture di fondazione	22
4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	24
5. INDAGINI SPECIALISTICHE.....	30
5.1. Carotaggi.....	33
5.2. Scelta della classe del CLS.....	36
5.3. Barre da c.a. –prove Brinell.....	37
5.4. Raffronto dettagli costruttivi	38
6. VERIFICHE NUMERICHE	40
6.1. Analisi dei carichi.....	40
6.1.1. Analisi dei carichi permanenti strutturali e permanenti portati	40
6.1.2. Azione della neve.....	51

6.1.3.	Azione del vento	53
6.2.	Combinazione delle azioni	59
6.3.	Fattore di comportamento	61
6.4.	Modellazione della struttura	62
6.5.	Metodi di analisi e criteri di verifica	66
6.5.1.	Tipologia di analisi – Blocco 1	66
6.5.2.	Tipologia di analisi – Blocco 2	68
6.5.3.	Criteri di verifica	69
6.6.	Verifica nei confronti dei carichi statici	70
6.7.	Verifica a momento positivo delle travi	72
6.7.1.1.	Verifica trave T1	75
6.7.1.2.	Verifica trave T2	78
6.7.1.3.	Verifica trave T3	79
6.7.1.4.	Verifica trave T6	80
6.7.1.5.	Verifica trave T7	82
6.7.1.6.	Verifica trave T9	84
6.7.1.7.	Verifica trave T10	86
6.7.1.8.	Verifica trave T11	88
6.7.1.9.	Verifica trave T12	90
6.7.1.10.	Verifica trave T14	92
6.7.1.11.	Verifica trave T15	94
6.8.	Verifica a momento negativo delle travi in condizione SLU	95
6.8.1.1.	Verifica trave T2	96
6.8.1.2.	Verifica trave T10	97
6.9.	Verifica a taglio delle travi in condizione SLU	101
6.9.1.1.	Verifica trave T2	103

6.9.1.2.	Verifica trave T10.....	106
6.9.1.3.	Verifica trave T14.....	112
6.9.1.4.	Considerazioni conclusivi inerenti la verifica a taglio	112
6.10.	Verifica nei confronti dei carichi indotti dal sisma.....	113
6.10.1.	Verifica meccanismi duttili – Blocco 1	113
6.10.2.	Verifica meccanismi fragili – Blocco 1	114
6.10.3.	Verifica meccanismi nodo – Blocco 1	114
6.10.4.	Verifica meccanismi duttili – Blocco 2	115
6.10.5.	Verifica meccanismi fragili – Blocco 2	115
6.10.6.	Verifica meccanismi nodo – Blocco 2	116
6.10.7.	Verifiche agli SLO – Blocco 1	116
6.10.8.	Verifiche agli SLO – Blocco 2	117
6.10.9.	Sintesi degli indici di rischio – Blocco 1.....	118
6.10.10.	Sintesi degli indici di rischio – Blocco 2.....	121
6.10.11.	Verifica giunto sismico	123
6.10.12.	Analisi degli elementi secondari - tamponature	127
7.	VITA NOMINALE RESTANTE E STIMA DEL TEMPO DI INTERVENTO.....	127
8.	CONCLUSIONI.....	128
8.1.	Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi.....	128
8.1.1.	Vulnerabilità non quantificabili riscontrate	128
8.1.2.	Grado di sicurezza nei confronti delle azioni statiche.....	128
8.1.3.	Interventi più opportuni per l'adeguamento statico.....	128
8.1.4.	Grado di sicurezza nei confronti delle azioni indotte dal sisma	128
8.1.5.	Interventi più opportuni per l'adeguamento o miglioramento sismico	130
ALLEGATI	133	
A.1 Documentazione fotografica dello stato attuale.....	133	

A.2 Relazioni e certificati delle prove effettuate in sito o presso un laboratorio accreditato.....	133
A.3 Tabulati di calcolo.....	133
A.4 Scheda di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico.....	133

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è redatta su incarico del Comune di Ascoli e tratta la valutazione della vulnerabilità sismica della scuola dell'infanzia e primaria "*Don Giussani*" di Monticelli realizzata con struttura portante in c.a.. Non sono oggetto di verifica gli impianti che completano il fabbricato.

2. NORME DI RIFERIMENTO

Normativa adottata per le verifiche tecniche:

- D.M. del 17.01.2018: "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- CIRCOLARE del 21 gennaio 2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive;
- Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005 recanti Modifiche e Integrazioni alla Ord. 3274.
- D.P.C.M. del 21.10.2003: "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".
- Leggi 5.11.1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Norme CNR 10012/85 - Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni.
- D.M. 11.03.1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioni.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- Leggi e decreti successivi. Se applicabili.

3. RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

Il rilievo geometrico-strutturale effettuato ha interessato sia la geometria complessiva dell'organismo che quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le strutture in aderenza. Si sono individuati gli organismi resistenti della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

3.1. Esame della documentazione disponibile ed analisi storico-critica

Per una corretta ricostruzione della storia evolutiva del fabbricato è necessario ma soprattutto utile poter esaminare gli elaborati di progetto originali.

La documentazione disponibile fornita dall'Amministrazione e o reperita presso il Genio Civile è la seguente:

- Carpenterie delle strutture di fondazione
- Armature strutture di fondazione
- Particolare di dettaglio del collegamento tra i pilastri in c.a. (parzialmente gettati in opera) e le travi di fondazioni
- Progetto architettonico (planimetrie e sezioni)
- Elaborati di progetto dei solai della palestra e dell'auditorium
- Relazione di calcolo delle strutture in elevazione
- Relazione di calcolo delle scale e del muro in c.a.
- Alcuni documenti inerenti la rendicontazione economica
- Certificati d'origine dei materiali della parte prefabbricata della ditta SICEPS s.p.a., azienda interna della ditta Benini s.p.a. inerenti i pilastri e le travi prefabbricate.
- Certificati prove di compressione eseguite sui cubetti dei pannelli di solai e delle travi di fondazione
- Prova di carico sui solai di lunghezza maggiore relativi alla zona palestra e all'auditorium

Gli elaborati sono a firma dell'Ing. Dario Mascellani iscritto all'Ordine degli Ingegneri della provincia di Ferrara al numero 681 mentre la D.L. era affidata all'Ing. A. Raffaeli.

Dopo aver esaminato la documentazione di cui sopra è stato possibile ricostruire le geometrie delle strutture principali, avere informazioni sui materiali utilizzati per la costruzione e conoscere alcuni dettagli costruttivi. I sopralluoghi effettuati durante lo svolgimento dell'incarico sono stati necessari per accertare la veridicità di

dei documenti esaminati e determinare le sezioni geometriche degli elementi strutturali non riportati negli elaborati di progetto.

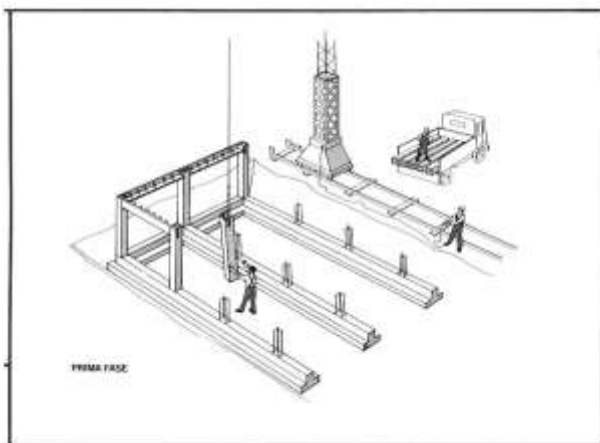
Dagli elaborati reperiti non è stato possibile determinare con esattezza i dettagli costruttivi che caratterizzano il sistema costruttivo della scuola denominato “*Structurapid*” come ad esempio:

- L’armatura disposta all’estradosso delle travi prefabbricate
- La profondità di inserimento della trave all’interno del pilastro (comunque ipotizzata almeno pari allo spessore della crosta del cassero del pilastro stesso e pari quindi a 7cm)
- La modalità di collegamento dei solai che sono appoggiati all’estradosso della trave e poi rigettati insieme alla parte in opera della trave stessa
- La modalità di collegamento dei pannelli o dei parapetti realizzati in CLS
- La modalità di collegamento tra i piastri tra un piano e l’altro, ipotizzata uguale alla modalità di collegamento tra il piastrino e la trave di fondazione.

La maggior parte di questi particolari non sono indagabili con prove non invasive in quanto restituiscono risultati poco attendibili e non è possibile eseguire prove invasive in quanto i saggi potrebbero essere troppo “importanti” e arrecar danno alla struttura.

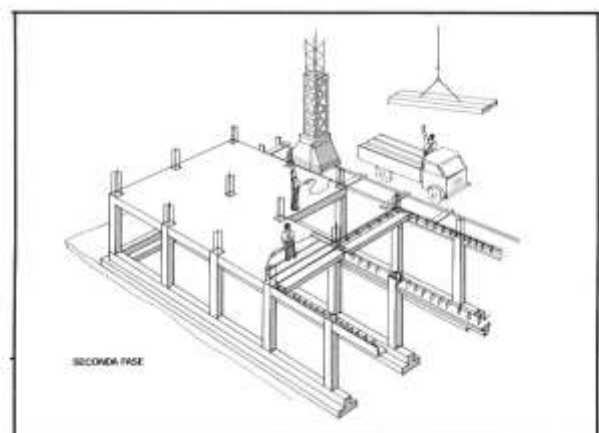
Si procede ora ad una breve descrizione del sistema costruttivo Structurapid.

Sistema “*Structurapid*”

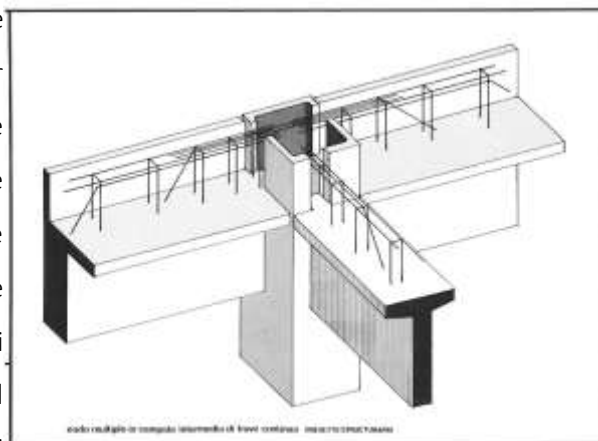


spessore della parte prefabbricata era quello sufficiente ad includere l’armatura necessaria alla verifica di calcolo. Una volta posizionato in opera il pilastro veniva riempito di CLS e completato con monconi di congiungimento.

Tale sistema, nato alla fine degli anni ‘40 ad opera dell’Ing. Leon Battista Gaburri prevedeva la realizzazione di pilastri prefabbricati vuoti internamente per tutta la loro lunghezza e muniti di aperture per l’incastro delle travi. Lo



Le travi, prefabbricate anche queste per la parte inferiore al solaio, hanno armatura sporgente all'estradosso per permettere l'unione con gli orizzontamenti. Il solaio è infatti appoggiato sulla trave prefabbricata così da lasciare spazio per un getto integrativo che collabora con la trave stessa e conferisce un comportamento di insieme alle due strutture. Alle estremità le travi hanno appositi incastri che permettono l'inserimento della trave all'interno del pilastro.



I nodo trave-pilastro nel caso di presenza di pilastro superiore viene realizzato disponendo degli appositi monconi che entrano nel pilastro superiore e costituiscono la continuità tra le strutture. I monconi orizzontali sono adeguatamente calcolati e sono posizionati in opera all'estradosso della trave. Anche i monconi, sembrerebbero essere calcolati in relazione allo sforzo e per conferire rigidità al nodo trave pilastro e continuità a sistema degli sforzi.

3.2. Dati dimensionali e schemi piano-altimetrici

Dal punto di vista geometrico la scuola ha una forma abbastanza semplice anche se il passaggio tra la scuola primaria e quella dell'infanzia risulta essere articolato. Strutturalmente si possono individuare due blocchi, separati da un giunto tecnico di 2 cm, insufficiente dal punto di vista sismico. Il blocco 1, costituito da parte della scuola primaria e dalla scuola di infanzia, risulta avere superficie lorda di circa 2460 mq mentre per il blocco 2 è di circa 1300 mq. L'ingombro totale in pianta del complesso scolastico è di 62x84 metri. La scuola di infanzia ha dimensioni lorde in pianta di circa 20x58 mentre la scuola primaria ha dimensioni circa 71x44 m.

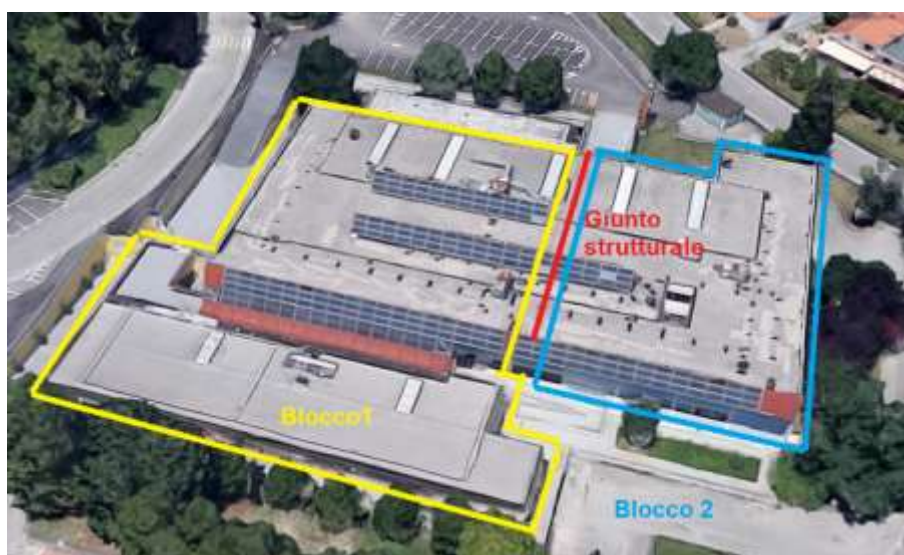


Figura 1 Definizione dei corpi strutturali

Le altezze interne sono variabili e all'incirca si ha un interpiano di 3.5m costante per tutto l'edificio con l'auditorium e la palestra che hanno un doppio volume mentre la scuola dell'infanzia ha altezze inferiori nella zona di passaggio tra elementare e materna stessa.

3.2.1. Inquadramento generale

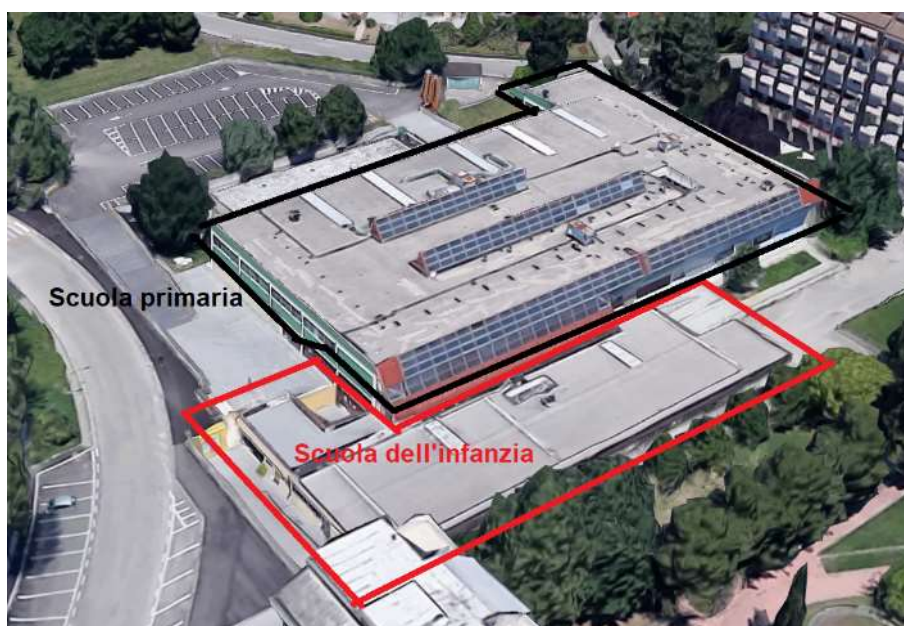
Il fabbricato si trova nel comune di Ascoli Piceno nel quartiere Monticelli e più precisamente in via dei Narcisi contraddistinto catastalmente al NCEU al foglio 74 particella 1689.



Figura 2: Sito di interesse e vista in pianta della struttura in esame

3.2.2. Descrizione delle destinazioni d'uso dei diversi locali

L'edificio viene utilizzato come scuola dell'infanzia e scuola primaria così come visibile nell'immagine sottostante.



3.2.3. Documentazione fotografica

Nell'allegato A1 è possibile visionare una dettagliata documentazione fotografica.

3.3. Caratteristiche geomorfologiche del sito

Le caratteristiche del terreno in esame sono dettagliatamente riportate nella Relazione redatta dalla Dott.ssa Geol. Laura Longo redatta per lo svolgimento del presente servizio.

Da quanto riportato nella relazione geologica si evince che nel caso in esame la struttura è situata su suolo di **categoria B** in quanto la velocità equivalente V_s è di 415 m/s.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per condizioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata al §3.2.2 delle NTC2018.

L'area è classificabile in **categoria T1**.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Nel caso in esame si è eseguita un'analisi di risposta sismica locale ed i parametri sismici saranno adottati in funzione di quanto riportato nella relazione geologica.

3.4. Quadro fessurativo e di degrado

In base ai rilievi effettuati in diverse date non sono emerse grandi problematiche che possano ricondursi a fenomeni fessurativi della struttura causati o da eventi sismici o da cedimenti del terreno di fondazione. I pilastri sembrerebbero in buono stato di conservazione così come le travi. Si segnala qualche lesione sulle tamponature facilmente ripristinabile mediante applicazione di reti in fibra di vetro. Strutturalmente si è evidenziata una sola lesione, non passante, sul rigetto di una trave.



Figura 3 Lesione estradosso trave

3.5. Descrizione della struttura portante e sintesi delle vulnerabilità riscontrate e/o possibili

Il sistema sismo resistente è costituito da telai in calcestruzzo armato posti ad interasse di 7.2 m, o 3.6 nel caso della zona di passaggio tra la scuola primaria e la materna, con distanza tra i pilastri di 6.4 metri. Non c'è una doppia orditura di travi quindi, in relazione alla diversa disposizione delle stesse ci saranno zone più o meno deformabili della struttura. Gli elementi verticali sono costituiti da pilastri 40x40 con armature inserite nella crosta di CLS. Lo spessore della parete di CLS che funge da cassero durante il getto di completamento in opera è di circa 7 cm. Le travi sono costituite da travi ad "X" di altezza 50 cm e larghezza 40cm con getto integrativo a spessore di solaio pari a 28 cm ed hanno lunghezza principalmente di 6.4 m o 7.2 metri in relazione alla disposizione sui pilastri. Le armature di collegamento delle travi sono inserite nel rigetto e conferiscono rigidità al nodo e alla trave. La trave è direttamente inserita in una tasca in testa al pilastro mediante un'apposita sporgenza che funge da appoggio in fase di montaggio.

Nella zona adibita a palestra e auditorium il solaio di interpiano risulta essere assente conferendo un'elevata deformabilità fuori piano agli elementi verticali. I solai hanno lunghezza pari all'interasse dei telai ovvero pari

a 3.6m, 6.4m o 7.2m mentre nel caso della palestra e dell'auditorium, dove è presente il doppio volume la luce del solaio è di 14.4m.

Esaminando la relazione di calcolo originale vengono alla luce alcune criticità strutturali. Prima di tutto l'armatura a flessione dei pilastri è calcolata con il momento derivante dall'analisi statica per i soli carichi verticali senza considerare il carico vento. Inoltre era consuetudine all'epoca dimensionare l'armatura dei pilastri, nel caso di semplice analisi ai carichi verticali, definendola pari allo 0.8% della sezione di CLS e spesso veniva utilizzata la sezione ridotta compresa tra le 4 barre di spigolo.

Leggendo in relazione il pilastro 40x40 è stato armato con 4 fi16 (8.04 cmq) mentre lo 0,8% della semplice sezione ridotta (35x35cm) è pari a 9.8 cmq. Il dimensionamento quindi è stato effettuato proprio per i soli carichi verticali non lasciando molto margine alle azioni di flessione. Inoltre, sempre in relazione ai pilastri, l'armatura è calcolata sulla crosta del pilastro e non risulta di fatto essere collegata alla fondazione, in quanto come detto il collegamento è garantito dal rigetto interno e di conseguenza l'armatura di calcolo non ha ancoraggio e non riesce a sviluppare nessun tipo di tensione sulla sezione maggiormente sollecitata. La vera sezione resistente alle azioni di flessione risulta quindi essere quella interna costituita dal rigetto. Altre vulnerabilità, legate non tanto al sistema costruttivo quanto a quanto riportato nel progetto sono poi riportate nel paragrafo successivo.

Tra le vulnerabilità dell'edificio si fanno notare anche le grandi pannellature perimetrali e quelle interne appoggiate alle travi. Non è stato possibile individuare alcune tipo di collegamento tra il pannello e le strutture portanti, si ipotizza che dal pannello fuoriescano delle barre metalliche che in fase di getto della parte superiore della trave vengono inglobate nello stesso. Non si possono trarre conclusioni su tale collegamento ma si pensa che sia l'unico possibile e non è pensabile di indagare tale situazione in quanto sarebbe necessaria una demolizione del pannello.

Altra vulnerabilità riscontrata è il maggior peso dei carichi permanenti in quanto in fase di indagine è stato riscontrato un massetto di 10 cm circa. Si riportano ora alcune osservazioni sulla relazione di calcolo originale.

3.5.1. Osservazioni sulla relazione di calcolo originale

Tra il materiale fornito dall'Amministrazione è stata ritrovata una relazione di calcolo dalla quale è stato possibile prendere visione delle diverse ipotesi progettuali, del sistema costruttivo, delle caratteristiche dei materiali e delle verifiche strutturali. Proprio dall'esame della suddetta relazione sono emerse delle importanti criticità legate non solo a delle ipotesi di verifica non del tutto in linea con il sistema costruttivo utilizzato ma anche ai tassi di lavoro dichiarati dal progettista strutturale che sono superiori rispetto a quelli ammissibili per la Normativa dell'epoca di realizzazione. Si riportano a seguire le criticità individuate e in alcuni casi si andranno a riverificare gli elementi strutturali con le armature indicate dal progettista.

Le criticità sono:

- Il calcolo dei pilastri è stato eseguito per i soli carichi statici senza un incremento percentuale delle armatura così come definito al paragrafo precedente.
- Le travi sono calcolate con lo schema a telaio per definire l'armatura superiore. Viene assegnata la totalità dei carichi ad esclusione in alcuni casi del peso proprio della trave. La sezione della trave è considerata nella condizione finale ovvero con altezza di 78 cm dovuta ai 50cm della trave ad "X" più i 28 cm del rigetto superiore. In seguito il calcolo in mezzaria, nella fase di esercizio, viene eseguito con la trave doppiamente incastrata ma tale condizione sarebbe valida se anche l'armatura superiore fosse stata calcolata con lo stesso schema. Poiché comunque il carico a telaio viene eseguito considerando il carico del solaio (carico di prima fase) l'armatura risulta essere maggiore di quella necessaria alla sola seconda fase quindi si può affermare che ci sia solo una incongruenza tra le ipotesi progettuali senza gravi carenze dell'armatura superiore.
- L'armatura in mezzaria è calcolata mediante un doppio schema statico: considerando la trave in una prima fase incernierata con il carico del solaio e altri carichi permanenti che leggendo la relazione non si è stati in grado di definire. Nella relazione originale si possono individuare 4 tipologie di carico con le quali sono poi calcolati i diversi elementi strutturali. Si riporta parte della relazione dove sono riportate le 4 tipologie di carico.

I telai studiati sono quelli maggiormente interessati sia sul lato strutturale che tensionale.

Si è cercato quindi di omogeneizzare il più possibile dei risultati riportando le stesse armature per tutti i nodi.

In mezzaria le travi sono state verificate come perfettamente incastrate.

Si è fatta una casistica di casi a seconda del sovraccarico; si sono tenute conto delle classi;

2 A	per un carico di Kg.	7900/mq.	compreso il p.p.
2 B	" " " " "	6800/mq.	compreso il p.p.
2 C	" " " " "	4300/mq.	compreso il p.p.
2 D	" " " " "	2600/mq.	compreso il p.p.

Il sovraccarico massimo q_3 individuato nell'analisi dei carichi redatta dal progettista per il calcolo dei telai strutturali e riportato a seguire è pari a $6336+600 \text{ kg/ml} = 6936 \text{ kg/ml}$ inferiore rispetto al carico della tipologia 2A individuata precedentemente per le travi doppiamente incernierate e pari a 7900 kg/ml . In questa fase non è stato possibile risalire a come sia stato definito il carico di 7900 kg/ml .

q_3 = Sovraccarico accidentale	7,20 x 350 =	2520 Kg.
Pav. + Massetto	7,20 x 160 =	1152 "
Solaio	7,20 x 320 =	2304 "
Tramezze	7,20 x 50 =	360 "
P.P.		600 "
		<hr/>
		6336 Kg/ml.

Il carico assegnato alla trave nella prima fase, secondo quanto ipotizzato dallo scrivente, dovrebbe essere pari al solo peso della trave e del solaio e quindi volendolo riportare a carico lineare è pari a 2904 kg/ml e non a 3945 kg/ml, come stimato dal progettista originale, così come visibile nell'immagine a seguire.

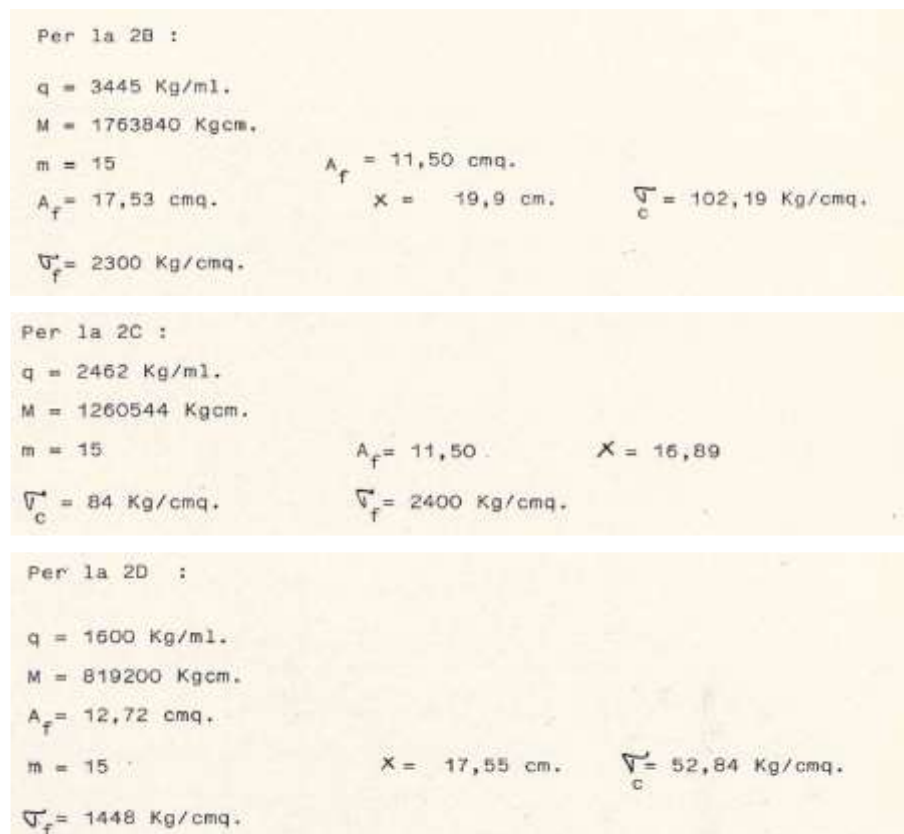
Carichi fase di progetto originale		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	210	kg/mq
Accidentale	350	kg/mq
luce solaio	7.2	m
Carico I Fase	2904	kg/ml
Carico II fase	4032	kg/ml
Luce trave	6.4	m

Tale condizione sembrerebbe lasciare un po' di margine alle verifiche strutturali attuali ma come vedremo successivamente è stata commessa un'impresione sul considerare la sovrapposizione degli effetti tra momento di prima fase e quello di seconda fase che non garantisce la corretta verifica dell'elemento strutturale.

L'armatura massima che si legge in relazione è pari a 21.51cmq riportati nell'immagine a seguire e tale valore che dovrebbe essere il massimo in loco sarà confrontato poi con le armature effettivamente individuate mediante i saggi eseguiti durante lo svolgimento del presente incarico di vulnerabilità.



Si riportano a seguire i calcoli relativi alle altre tipologie di travi



Come si nota dalle immagini soprantanti la tensione massima dell'acciaio risulta essere 2400 kg/cmq che è maggiore rispetto alla tensione ammessa per un Fe38k che era pari a 2200 kg/cmq.

Nella relazione, come anticipato precedentemente, si legge che la trave è dimensionata prima con lo schema a cerniera-cerniera e poi con lo schema incastro incastro. L'ipotesi sembra essere corretta anche se sembrano esserci più carichi di quelli effettivi nella prima fase e poi sono utilizzati tutti i carichi nella seconda fase così da pensare che l'armatura sia addirittura sovrabbondante ma in realtà,

per la teoria di sovrapposizione degli effetti, le tensioni sulle armatura sarebbero dovute essere sommate.

L'iter progettuale corretto sarebbe dovuto essere quello di considerare lo schema cerniera cerniera con il peso proprio della trave e del solaio e lo schema incastro-incastro con i carichi permanenti portati e accidentali. Si sarebbero dovuti calcolare i momenti in mezzeria mediante le due condizioni e sommare le tensioni agenti.

$$M_{mezzeriaIFase} = \frac{p_I l^2}{8}$$

$$M_{mezzeriaIIFase} = \frac{p_{II} l^2}{24}$$

$$M_{Tot.} = M_{mezzeriaIFase} + M_{mezzeriaIIFase} = \frac{p_I l^2}{8} + \frac{p_{II} l^2}{24}$$

Il tutto considerando le due effettive sezioni delle travi. Volendo eseguire di nuovo il calcolo con la Normativa dell'epoca, con i carichi individuati dal progettista e con l'armatura indicata si ha:

Carichi fase di progetto originale		
Peso proprio		600 kg/ml
Solaio		320 kg/mq
Permanenti portati		210 kg/mq
Accidentale		350 kg/mq
Luce solaio		7.2 m
Carico I Fase		3945 kg/ml
Carico II fase		3955 kg/ml
Luce trave		6.4 m
M_I fase		201.984 kNm
M_II fase		67.49867 kNm
M_tot Mezzeria		269.4827 kNm
M_Incatro		134.9973 kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_calcolo originale

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

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

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.5	20	2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

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

Materiali
 FeB38k C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 271.7 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 23.33 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.359 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -13.15 N/mm²
 σ_s 223.7 N/mm²
 ε_s 1.119 ‰
 d 48.23 cm
 x 22.59 x/d 0.4685
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_calcolo originale_alta

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

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

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.5	20	2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 67.49 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

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

Materiali
 FeB38k C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 271.7 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 23.33 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.359 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -1.816 N/mm²
 σ_s 47.05 N/mm²
 ε_s 0.2353 ‰
 d 76 cm
 x 27.86 x/d 0.3666
 δ 0.8982

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Figura 4 Tensione in prima fase

Figura 5 Tensione in seconda fase

Utilizzando 21.5 cmq di armatura e i carichi indicati nella relazione di calcolo, la massima tensione indicata in relazione la tensione totale del progetto originale sarebbe dovuta essere:

$$2237 \text{ kg/cm}^2 + 470.5 \text{ kg/cm}^2 = 2707.5 \text{ kg/cm}^2$$

Volendo verificare, sempre con la Normativa dell'epoca, la stessa trave con i carichi individuati dallo scrivente e con l'attuale carico di 300 kg/mq si ha:

Carichi fase di progetto originale		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Accidentale	300	kg/mq
Luce solaio	7.2	m
Carico I Fase	2904	kg/ml
Carico II fase	3996	kg/ml
Luce trave	6.4	m
M_I fase	148.6848	kNm
M_II fase	102.2976	kNm
M_tot Mezzeria	250.9824	kNm
M_Incatro	136.3968	kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_calcolo originale

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

Titolo :

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.5	20	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

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

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

Materiali FeB38k C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 271.7 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 23.33 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.359 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm²
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

σ_c -9.633 N/mm²
σ_s 163.9 N/mm²
ε_s 0.8197 ‰
d 48.23 cm
x 22.59 x/d 0.4685
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_calcolo originale_alta

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

TITOLO :

N° Vertici **14** Zoom N° barre **1** Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
6	28	35
7	40	43
8	40	78
9	0	78
10	0	43
11	13	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.5	20	2

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 68.2 kNm
M_{Ed} 0 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

Materiali
FeB38k **C35/45**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 271.7 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 23.33 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.359 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -1.835 N/mm²
 σ_s 47.55 N/mm²
 ϵ_s 0.2377 ‰
d 76 cm
x 27.86 x/d 0.3666
 δ 0.8982

Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

La tensione totale risulta essere:

$$1639 \text{ kg/cm}^2 + 475 \text{ kg/cm}^2 = 2114 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore risulta minore dei 2200 kg ammissibili e quindi la verifica sembrerebbe essere soddisfatta con la Normativa dell'epoca e con i carichi attuali. Questo nell'ipotesi che la trave in fase di esercizio si comporti come trave doppiamente incastrata. A conclusione di tale ragionamento si precisa poi che l'armatura rilevata in fase di esecuzione delle indagini eseguite per lo svolgimento del presente incarico, per le travi maggiormente caricate, risulta essere maggiore rispetto a quella individuata per la tipologia A (21.5 cmq) nel progetto originale. Ciò fa presupporre che le travi, perlomeno a momento positivo, siano adeguatamente dimensionate. Rimane il dubbio su come mai il carico del progetto originale, per il momento di prima fase, sia stato maggiorato e come mai l'armatura riscontrata in loco sia maggiore rispetto a quella riportata nel progetto strutturale.

- L'armatura a taglio è calcolata senza considerare l'effetto di sovrapposizione degli effetti ovvero senza effettuare il doppio calcolo di prima e seconda fase. Rimane il dubbio che la struttura possa essere stata puntellata durante l'esecuzione dei lavori ma tale teoria andrebbe contro sia alla scelta della tipologia costruttiva sia contro a quanto è stato fatto per il calcolo del momento positivo in mezz'aria. Inoltre non viene dichiarato in nessun punto che la struttura sarebbe dovuta rimanere

puntellata e anche in bibliografia il sistema structurapid non necessitava di puntelli, da qui la velocità di montaggio che lo caratterizzava.

Si fa poi notare che in alcuni casi il taglio è stato calcolato senza il peso proprio della trave infatti $V_{max}=6936 \text{ xl}/2$ e non $6336 \text{ xl}/2$ in quanto il carico q_3 se nell'analisi dei carichi considera il peso proprio della trave poi lo stesso non viene sommato. Questo genera un taglio di 22195 kg e non 20275 kg come visibile nelle immagini sottostanti.

q_3 = Sovraccarico accidentale	$7,20 \times 350 =$	2520 Kg.
Pav. + Massetto	$7,20 \times 160 =$	1152 "
Solaio	$7,20 \times 320 =$	2304 "
Tramezze	$7,20 \times 50 =$	360 "
P.P.		600 "
		<hr/>
		6336 Kg/ml. =

Verifica al taglio :

$$T = 20275 \text{ Kg.} \quad \tau = \frac{20275}{78 \times 12 \times 0,9} = 24 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si riportano poi le altre verifiche di alcune sezioni strutturali dove si nota che la larghezza dell'anima della trave è sempre 10 cm mentre nel calcolo riportato nell'immagine precedente viene utilizzata una larghezza di 12 cm, valore che comunque può essere in linea con l'effettivo comportamento strutturale per la presenza della sezione curva.

Verifica al taglio :

$$T = 11520 \text{ Kg.} \quad \tau = \frac{11520}{78 \times 10 \times 0,9} = 16,41 \text{ Kg/cm}^2.$$

compreso nell'intervallo $< 8,6$
devo sopperire alle tensioni.

$< 24 \text{ Kg/cm}^2$
11 11 11

Verifica al taglio considerando la trave perfettamente incastrata.

$$T = 17000 \text{ Kg/ml.}$$

$$\tau = \frac{17000}{78 \times 10 \times 0,9} = 24,21 \text{ Kg/cm}^2.$$

Verifica al taglio massimo :

$$T = 16470 \text{ Kg.} \quad \tau = \frac{16470}{10 \times 78 \times 0,9} = 23,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Quello che invece non viene preso in considerazione nel calcolo è che il CLS di rigetto non ha un R_{ck} 400 ma un 250 o massimo un 300 (non si hanno informazioni sul rigetto di collegamento) e la

tensione limite non viene scelta omogenizzando i due CLS di conseguenza viene sovrastimata la resistenza alle azioni tangenziali della sezione della trave.

Infine si fa notare come le sezioni già in fase di calcolo originale abbiano tensioni tangenziali piuttosto elevate con un valore della τ maggiore della τ_{c1} . Il limite della τ_{c1} è pari infatti a:

$$\tau_{c1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} = 14 + \frac{400 - 150}{35} = 21.14 \frac{kg}{cm^2}$$

Secondo la vecchia Normativa ciò significava che la sezione aveva una geometria sbagliata e che si sarebbero dovute modificare le dimensioni della sezione stessa. Tale aspetto ha spinto lo scrivente ad eseguire una prova di carico su una trave principale applicando alla stessa un carico tale per cui si avesse il taglio massimo agli appoggi, prova che comunque non era ricompresa tra quelle normalmente previste nello svolgimento di una verifica di vulnerabilità sismica. La prova sarà meglio descritta nel paragrafo 6.9 della presente relazione. Mediante tale prova non si può affermare che la trave sia "verificata" ma solo che è stata in grado di assorbire un carico massimo pari a quello previsto durante la sua vita utile. La prova poi è pur sempre un qualcosa di puntuale e valido per quel singolo elemento e vista la gran incertezza che ruota attorno sia alla tipologia del sistema costruttivo sia a quanto sia stato fatto nel progetto originale si invita la committenza ad eseguire anche ulteriori accertamenti su altri elementi strutturali.

3.6. Rilievo materico e dei particolari costruttivi

Per la qualificazione tipologico-materica degli elementi resistenti si è fatto riferimento sia alle prove effettuate in situ sia a quanto riportato negli elaborati grafici originali. In questo paragrafo sono esaminati i soli parametri relativi a quanto è stato possibile estrapolare dagli elaborati di progetto.

Riassumendo si ha che:

<i>Caratteristiche di resistenza degli elementi principali</i>			
	<i>Barre da C.A.</i>		<i>CLS</i>
<i>Pilastri e travi in c.a prefabbricati</i>	<i>Fe38k</i>	<i>$f_{yk} \geq 3750 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>$R_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$</i>
		<i>$f_{tk} \geq 4500 \text{ kg/cm}^2$</i>	
<i>Pilastri e travi in c.a parte gettata in opera</i>	<i>Fe38k</i>	<i>$f_{yk} \geq 3750 \text{ kg/cm}^2$</i>	<i>$R_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$</i>
		<i>$f_{tk} \geq 4500 \text{ kg/cm}^2$</i>	

Figura 6: Caratteristiche meccaniche e di resistenza dei materiali.

CERTIFICATO D'ORIGINE
PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO VIBRATO

DITTA BENINI & C. S.p.A. Via Pontegradella n.87 - FERRARA
LAVORO SCUOLA ELEMENTARE-MATERNA - ASCOLI PICENO
COMMESSA //
TIPO DI MANUFATTO PILASTRO 40x40
MATERIALI ADOTTATI CLS. R'BK 400 - ACCIAIO FE B 38 K

Ai sensi della legge 5.11.1971 n.1086 Art. 9 e del D.M. 30.5.1972

SI DICHIARA

che la struttura facente parte della fornitura in oggetto é proveni-
niente dallo Stabilimento risultante dalle bolle di consegna, corri-
spondente alle caratteristiche di cui alla documentazione deposita-
ta al MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI.

Figura 7 - Documento originale dei materiali utilizzati per i pilastri prefabbricati

CERTIFICATO D'ORIGINE
PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO VIBRATO

DITTA BENINI & C. S.p.A. Via Pontegradella n.87 - FERRARA
LAVORO SCUOLA ELEMENTARE-MATERNA - IN ASCOLI PICENO
COMMESSA //
TIPO DI MANUFATTO TRAVE "X" 50 x 40
MATERIALI ADOTTATI CLS. R'BK 400 - ACCIAIO FE B 38 K

Ai sensi della legge 5.11.1971 n.1086 Art. 9 e del D.M. 30.5.1972

SI DICHIARA

che la struttura facente parte della fornitura in oggetto é prove-
niente dallo Stabilimento risultante dalle bolle di consegna, corri-
spondente alle caratteristiche di cui alla documentazione deposita-
ta al MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI.

Figura 8 Documento originale dei materiali utilizzati – per le travi prefabbricate

3.7. Identificazione delle strutture di fondazione

Il sistema fondale è caratterizzato da un graticcio di travi a T “rovescia” dalle quali si sviluppano i pilastri, collegati alle medesime mediante dei staffoni appositi.

4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

La vita nominale della struttura, ovvero il numero di anni nel quale tale struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, in base al paragrafo 2.4.1 del D.M. del 17.01.2018, ha un valore ≥ 50 anni trattandosi di un'opera ordinaria di importanza normale.

In presenza di azioni sismiche, con conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso in base al normale affollamento della struttura. Secondo quanto previsto al paragrafo 2.4.2 del D.M. del 17.01.2018 si adotta una **classe d'uso III** che prevede un **coefficiente d'uso pari a 1,5** (da Tab. 2.4.II).

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento per l'azione sismica su ciascuna costruzione si valuta in base sia alla vita nominale che al coefficiente d'uso ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

In conformità con il D.M. 17.01.2018 “Norme tecniche per le costruzioni”, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito della costruzione. Tale pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R in base alle coordinate del sito della struttura. I dati completi, relativi ad un terreno di tipo B con categoria T1 vengono riportati di seguito.

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

×

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve
Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn Default (50)

Classe d'uso III

Località: Ascoli Piceno
Latitudine ED50 42.8525° (42° 51' 9")
Longitudine ED50 13.6255° (13° 37' 32")
Altitudine s.l.m. 125.55 m

Vr Default (75)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0.0689)	Default (2.455)	Default (0.288)
SLD	Default (63)	75	Default (0.0859)	Default (2.449)	Default (0.311)
SLV	Default (10)	712	Default (0.2064)	Default (2.49)	Default (0.351)
SLC	Default (5)	1462	Default (0.2633)	Default (2.527)	Default (0.356)

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

×

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve
Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Categoria del suolo B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto ad

SLO

Ss orizzontale SLO Default (1.2000)

Tb orizzontale SLO s Default (0.135)

Tc orizzontale SLO s Default (0.406)

Td orizzontale SLO s Default (1.876)

SLD

Ss orizzontale SLD Default (1.2000)

Tb orizzontale SLD s Default (0.144)

Tc orizzontale SLD s Default (0.433)

Td orizzontale SLD s Default (1.944)

SLV

Ss orizzontale SLV Default (1.1945)

Tb orizzontale SLV s Default (0.159)

Tc orizzontale SLV s Default (0.476)

Td orizzontale SLV s Default (2.425)

SLC

Ss orizzontale SLC Default (1.1338)

Tb orizzontale SLC s Default (0.160)

Tc orizzontale SLC s Default (0.481)

Td orizzontale SLC s Default (2.653)

Verticale

Ss verticale Default (1.0000)

Tb verticale s Default (0.050)

Tc verticale s Default (0.150)

Td verticale s Default (1.000)

Categoria topografica T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione

St Default (1.00)

Figura 10 Sintesi dei parametri sismici adottati

Tali dati non saranno utilizzati in quanto generano accelerazioni inferiori rispetto a quelli derivanti dalla risposta sismica locale così come descritto successivamente.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Dal paragrafo 3.2.1 delle NTC 2018 si ha che:

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento cui riferirsi per individuare l'azione sismica sono:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 11: Probabilità di superamento in funzione dello stato limite in esame

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, indipendenti tra loro. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è definito da una forma spettrale riferita ad uno smorzamento del 5% convenzionale, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g .

In base al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2018 lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Mentre lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare sia per le componenti orizzontali sia per quella verticale è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato.

I parametri geofisici individuati nella relazione geologica generano delle accelerazioni al suolo inferiori rispetto a quanto individuato dalla Risposta Sismica Locale RSL. Di conseguenza si andranno a definire gli spettri di accelerazione sismica mediante lo studio di risposta sismica locale. Si riportano i parametri utilizzati e i relativi spettri.

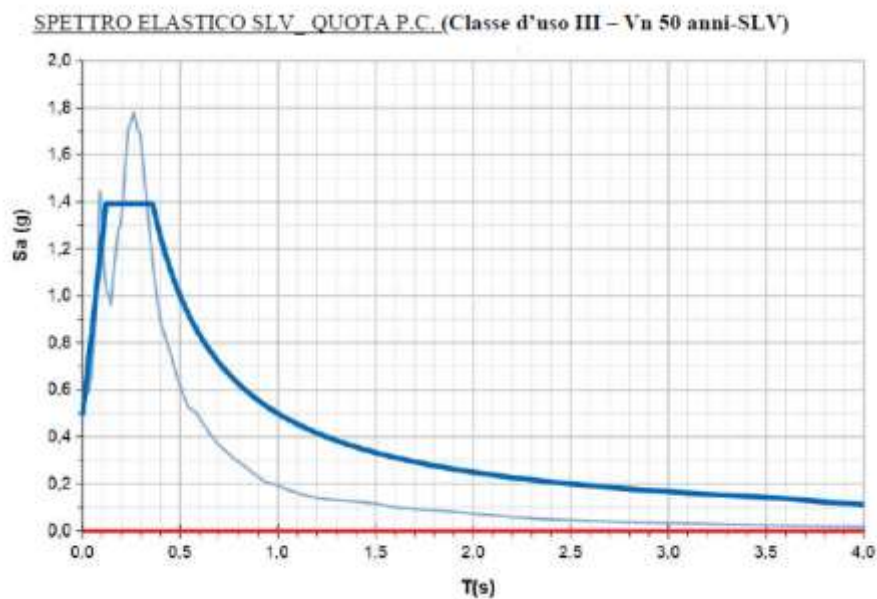


Figura 12 Spettro orizzontale elastico SLV

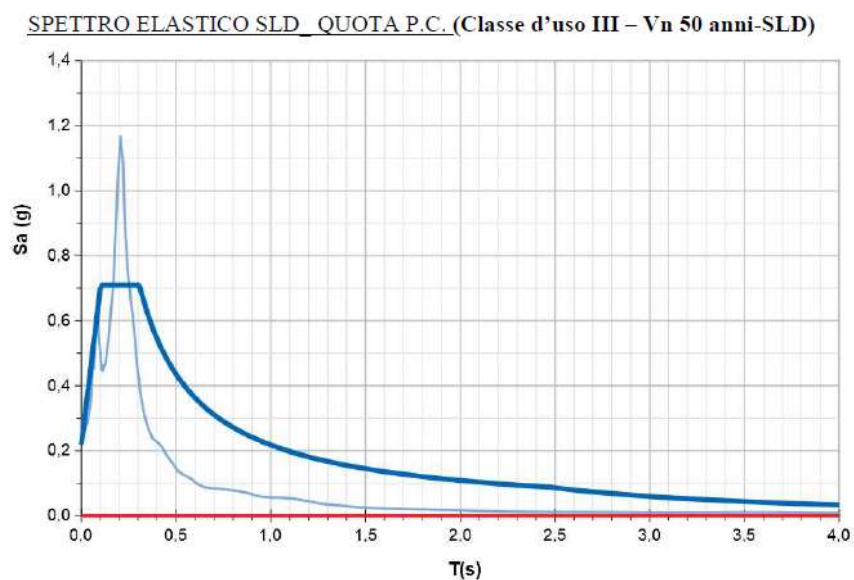


Figura 13 Spettro orizzontale elastico SLD

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Statica non lineare (pushover)		Verifiche geotecniche		Vento		Neve	
Generali		Tipologia		Analisi		Suolo	
				Torsione accidentale		Analisi elastica	
						Spettri	
Categoria del suolo				C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati			
SLO				SLD			
Ss orizzontale SLO		3.0400	▼	Ss orizzontale SLD		2.5400	▼
Tb orizzontale SLO	s	0.096	▼	Tb orizzontale SLD	s	0.102	▼
Tc orizzontale SLO	s	0.288	▼	Tc orizzontale SLD	s	0.307	▼
Td orizzontale SLO	s	2.477	▼	Td orizzontale SLD	s	2.475	▼
SLV				SLC			
Ss orizzontale SLV		2.3900	▼	Ss orizzontale SLC		Default (1.2476)	▼
Tb orizzontale SLV	s	0.120	▼	Tb orizzontale SLC	s	Default (0.175)	▼
Tc orizzontale SLV	s	0.359	▼	Tc orizzontale SLC	s	Default (0.525)	▼
Td orizzontale SLV	s	3.570	▼	Td orizzontale SLC	s	Default (2.653)	▼
Verticale							
Ss verticale			▼	Default (1.0000)			▼
Tb verticale	s		▼	Default (0.050)			▼
Tc verticale	s		▼	Default (0.150)			▼
Td verticale	s		▼	Default (1.000)			▼
Categoria topografica				T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione			
St				Default (1.00)			

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0.0689)	2.66	Default (0.288)
SLD	Default (63)	75	Default (0.0859)	3.244	Default (0.311)
SLV	Default (10)	712	Default (0.2064)	2.826	Default (0.351)
SLC	Default (5)	1462	Default (0.2633)	Default (2.863)	Default (0.356)

5. INDAGINI SPECIALISTICHE

Le NTC 2018 indicano al paragrafo 8.2 che per quanto non diversamente specificato nel capitolo 8, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: le costruzioni “esistenti” sono quelle la cui struttura sia completamente realizzata alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento. La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Trattandosi di un edificio esistente, la valutazione della sicurezza e il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di adeguati fattori di confidenza (FC) nelle verifiche di sicurezza dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e quindi dal grado di conoscenza del manufatto, raggiunto a seguito delle indagini effettuate. Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati “fattori di confidenza”, che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi, se l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso), se sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

Il livello di conoscenza raggiunto, grazie al materiale messo a disposizione dal RUP e all'esito positivo del raffronto fatto tra quanto dichiarato in fase di progetto e quanto effettivamente realizzato, è stato almeno LC2.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli Costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella C8.5.IV– Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 sono stati adattati al caso in esame, tenendo conto seguenti aspetti estrapolati dalle NTC:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

Per i dettagli costruttivi sono state sufficienti delle verifiche in situ limitate in quanto servono per verificare la corrispondenza tra quanto dichiarato in fase di progetto e quello effettivamente presente in loco.

Per le prove sui materiali è stato possibile effettuare delle prove in situ limitate.

Per quanto detto il livello di conoscenza raggiunto determina un **fattore di confidenza FC=1.2** da impiegare per le verifiche di sicurezza.

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte secondo quanto riportato al 8.7.2 della norma DM 17/01/2018, prevedono valori di calcolo delle resistenze dei materiali differenti a seconda che si stia verificando un meccanismo duttile o fragile:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m \cdot FC} \text{ per meccanismi fragili}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{FC} \text{ per meccanismi duttili}$$

Per il posizionamento delle prove e i risultati ottenuti si rimanda ai diversi elaborati, di seguito è riportato il solo specchietto riassuntivo.

<i>Tipo di prova</i>	<i>Sigla</i>	<i>N° prove</i>	<i>Motivazione</i>
Carote su CLS	C	19	Stima resistenza Calcestruzzo

<i>Prove Brinell – Barre da C.A.</i>	<i>B</i>	<i>6</i>	<i>Stima della classe di resistenza delle barre da c.a.</i>
<i>Prove magnetoscopiche</i>	<i>P</i>	<i>20</i>	<i>Rilevo barre di armatura</i>
<i>Saggi su elementi in c.a.</i>	<i>SV</i>	<i>20</i>	<i>Individuazione delle armature</i>
<i>Prova videoendoscopica sui solai</i>	<i>VE</i>	<i>1</i>	<i>Individuazione del pacchetto architettonico per la stima dei carichi</i>
<i>Prova videoendoscopica sulle tamponature</i>	<i>VE</i>	<i>3</i>	<i>Individuazione del pacchetto architettonico per la stima dei carichi</i>

Tabella 1: Indagini diagnostiche eseguite

5.1. Carotaggi

Di seguito sarà riportato un confronto tra i valori di resistenza del CLS ottenuti dallo schiacciamento delle carote con i valori dichiarati in fase di progetto, dopo aver rielaborato quelli derivanti dalle prove in considerazione di alcuni coefficienti correttivi suggeriti in letteratura. Si specifica che lo schiacciamento è stato eseguito su entrambi i calcestruzzi che definiscono i pilastri.

Per le carote estratte si è tenuto conto dei seguenti parametri correttivi che restituiscono il valore $f_{opera',c,i}$ conoscendo il valore $f_{carota,c,i}$. La relazione che lega le due grandezze è la seguente:

$$f_{a',c,i} = \frac{1}{c_{h/d}} \cdot c_{tor} \cdot c_{dir} \cdot f_{carota,c,i}$$

dove:

$c_{h/d}$ = *dipendedalrapportotraaltezzaediametrodellacarotaestratta*

c_{tor} = *dipendedall'effettodidisturboleatoall'azionedelcarotiere*

c_{dir} = *effettodovutoalladirezionedelcarotaggiorispettoaquelladelgetto*

Di seguito si analizzeranno i tre diversi fattori correttivi.

In letteratura (Coppola L. *ConcreteTender*, Bergamo 2008) si trova che il coefficiente $c_{h/d}$ assume valori diversi in funzione del rapporto tra l'altezza e il diametro della carota estratta;

Tabella 3.3. Coefficiente correttivo $c_{h/d}$ anche in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo

Resistenza a compressione del calcestruzzo (N/mm ²)	h/d						
	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
15-24	1,51	1,21	1,00	0,91	0,83	0,79	0,76
25-39	1,42	1,19	1,00	0,94	0,86	0,85	0,82
40-50	1,34	1,12	1,00	0,96	0,93	0,91	0,89

Fonte: Coppola L., *ConcreteTender*, Bergamo 2008

Il coefficiente di perpendicolarità c_{dir} assume valori diversi a seconda dell'altezza relativa a cui è stato effettuato il carotaggio.

Tabella 3.2. Coefficiente correttivo per tenere conto della direzione di carotaggio rispetto a quello del getto

Direzione di carotaggio rispetto a quello del getto	Parallela	Perpendicolare	Perpendicolare	Perpendicolare
Posizione del carotaggio rispetto all'altezza H dell'elemento strutturale	–	0-1/3H	1/3-2/3H	2/3H-H
c_{dir}	1	1,05	1,075	1,10

Fonte: Coppola L., *ConcreteTender*, Bergamo 2008

Il coefficiente di disturbo c_{tor} invece è legato alle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo in quanto più sono scadenti più la carota subirà dei danni durante le fasi che precedono lo schiacciamento della stessa.

Tabella 3.4a. Coefficiente correttivo della resistenza a compressione della carota per tenere conto del tormento o disturbo durante l'estrazione

c_{tor}	1,20	1,15	1,10	1,05
f_{carota} ($h/d = 1$ e $d = 100$ mm) (N/mm ²)	10÷20	21÷30	31÷40	> 40

Fonte: Coppola L., *ConcreteTender*, Bergamo 2008

Tabella 3.4b. Coefficiente correttivo della resistenza a compressione della carota per tenere conto del tormento o disturbo durante l'estrazione

c_{tor}	1,3÷1,7	1,15÷1,3	1,05÷1,15	1,00÷1,05
f_{carota} ($h/d = 2$) (N/mm ²)	< 10	10÷20	20÷30	> 30

Fonte: Masi L., *Analisi di dati sperimentali per la stima degli effetti dell'estrazione della resistenza di carote prelevate da strutture in c.a.*, in Cosenza E., Manfredi G., Monti G., *Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato*, Polimetrica 2008

Valori consigliati

c_{tor}	1,4	1,2	1,1	1,00
f_{carota} ($h/d = 2$) (N/mm ²)	< 10	10÷20	20÷30	> 30

Nell'elaborato prodotto dal laboratorio sperimentale Unilab sperimentazione si legge che lo schiacciamento delle carote ha prodotto i seguenti risultati:

RISULTATO DELLE PROVE

Provino n°	Data Verbale	Numero Verbale	Contrassegno	Dimensioni provino diametro mm	Massa provino altezza mm	Massa volumica Kg/m ³	Resistenza a compressione N/mm ²
1	17/02/2020		"C1" PILASTRO 40X40 - PIANO TERRA - PALESTRA	80	80	2157	32,3
2	17/02/2020		"C2" PILASTRO 40X40 - PIANO GRADINATA PALESTRA (INGRESSO PUBBLICO)	104	105	2168	26,8
3	17/02/2020		"C3" PILASTRO 40X40 - PIANO GRADINATA PALESTRA (LATO INGR. RAMPA)	104	106	2163	28,7

Per quanto detto si potrà ora correggere i valori sperimentali ottenuti con i diversi coefficienti visti. Si eseguirà tale rielaborazione sia per le carote della crosta esterna che le quella del nucleo interno della sezione del pilastro.

Elemento strutturale	Carota	Carico Rottura (kN)	fcarota,i (N/mm ²)	Ctor	Cdir	Cpor	fopera,i (N/mm ²)	Note
Pilastro-esterno	C1A	136.92	48.75	1.05	1	1	51.1875	
Pilastro-esterno	C2A	130.97	46.6	1.05	1	1	48.93	
Pilastro-esterno	C3A	123.32	43.79	1.05	1	1	45.9795	
Pilastro-esterno	C4A	119.96	42.68	1.05	1	1	44.814	
Pilastro-esterno	C5A	118.13	41.78	1.05	1	1	43.869	
Pilastro-esterno	C6A	119.86	42.62	1.05	1	1	44.751	
Pilastro-esterno	C7A	107.55	38.24	1.05	1	1	40.152	
Pilastro-esterno	C8A	129.55	45.7	1.05	1	1	47.985	
Pilastro-esterno	C9A	123.27	43.77	1.05	1	1	45.9585	
Pilastro-esterno	C10A	129.39	46.04	1.05	1	1	48.342	
Pilastro-esterno	C11A	130.11	46.14	1.05	1	1	48.447	
Pilastro-esterno	C12A	108.72	38.71	1.05	1	1	40.6455	
Pilastro-esterno	C13A	153.97	54.67	1.05	1	1	57.4035	
Pilastro-esterno	C14A	116.84	41.57	1.05	1	1	43.6485	
Pilastro-esterno	C15A	110.67	39.35	1.05	1	1	41.3175	
Pilastro-esterno	C16A	134.47	47.81	1.05	1	1	50.2005	
Pilastro-esterno	C17A	138.2	49.04	1.05	1	1	51.492	
Pilastro-esterno	C18A	129.11	45.82	1.05	1	1	48.111	
Pilastro-esterno	C19A	112.69	40.04	1.05	1	1	42.042	
		fmedio	44.37473684	N/mm2		fmedio	46.59347368	N/mm2
		Rcm=fmedio	44.37473684	N/mm2		Rcm=fmedio	46.59347368	N/mm2
		fcm=0,83Rcm	36.83103158	N/mm2		fcm=0,83Rcm	38.67258316	N/mm2

Elemento strutturale	Carota	Carico Rottura (kN)	fcarota,i (N/mm ²)	Ctor	Cdir	Cpor	fopera,i (N/mm ²)	Note
Pilastro-interno	C1B	65.9	23.48	1.15	1.05	1	28.3521	
Pilastro-interno	C2B	71.57	25.41	1.15	1.05	1	30.682575	
Pilastro-interno	C3B	67.53	24	1.15	1.05	1	28.98	
Pilastro-interno	C4B	47.47	16.83	1.15	1.05	1	20.322225	
Pilastro-interno	C5B	57.25	20.32	1.15	1.05	1	24.5364	
Pilastro-interno	C6B	92.89	33.07	1.1	1.05	1	38.19585	
Pilastro-interno	C7B	35.51	12.69	1.15	1.05	1	15.323175	
Pilastro-interno	C8B	39.36	13.96	1.15	1.05	1	16.8567	
Pilastro-interno	C9B	55.87	19.87	1.15	1.05	1	23.993025	
Pilastro-interno	C10B	35.42	12.62	1.15	1.05	1	15.23865	
Pilastro-interno	C11B	54.22	19.25	1.15	1.05	1	23.244375	
Pilastro-interno	C12B	30.13	10.72	1.15	1.05	1	12.9444	
Pilastro-interno	C13B	61.98	21.92	1.15	1.05	1	26.4684	
Pilastro-interno	C14B	49.51	17.51	1.15	1.05	1	21.143325	
Pilastro-interno	C15B	52.89	18.74	1.15	1.05	1	22.62855	
Pilastro-interno	C16B	54.75	19.48	1.15	1.05	1	23.5221	
Pilastro-interno	C17B	56.51	20.08	1.15	1.05	1	24.2466	
Pilastro-interno	C18B	53.91	19.15	1.15	1.05	1	23.123625	
Pilastro-interno	C19B	35.05	12.45	1.15	1.05	1	15.033375	
		fmedio	19.02894737	N/mm2		fmedio	29.338225	N/mm2
		Rcm=fmedio	19.02894737	N/mm2		Rcm=fmedio	29.338225	N/mm2
		fcm=0,83Rcm	15.79402632	N/mm2		fcm=0,83Rcm	24.35072675	N/mm2

I valori così ottenuti dovranno essere mediati in funzione delle aree di ogni tipologia di calcestruzzo. Il calcestruzzo esterno viene ricondotto ad un Rck 450 mentre quello interno ad un Rck 250.

5.2. Scelta della classe del CLS

Poiché nel progetto era previsto un Rck 400 per la crosta di CLS esterna dei pilastri e presumibilmente un Rck 250 o 300 per la zona del rigetto interna le carote sono in linea con quanto ci si poteva aspettare nell'ipotesi di una corretta maturazione del calcestruzzo. Nel modello di calcolo, essendo comunque eseguito un calcolo allo SLU, si omogenizza il CLS facendo una media pesata dei valori così come riportato di seguito.

Stima Rck medio pilastri						
		b (cm)	h(cm)	A (cmq)		Rcm
Sezione interna		26	26	676		250
Sezione esterna		40	7	924		450
			Tot.	1600	Media	365.5

Stima Rck medio travi						
		b (cm)	h(cm)	A (cmq)		Rcm
Estradosso		26	28	728		250
Trave X				1092		450
			Tot.	1820	Media	370

In definitiva viene scelto un calcestruzzo di classe 30/37.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche si è considerata una rigidità fessurata pari al 80% per i pilastri e pari al 60% per le travi.

Figura 14 Materiale del scelto per il modello elastico

$$E_{rid_{80\%}} = 3080396532 \cdot 0.8 \cong 2464317225 \frac{kg}{mq}$$

Figura 15 Materiale del scelto per il modello elastico

$$E_{rid_{60}\%} = 3080396532 \cdot 0.6 \cong 1848237919 \frac{kg}{mq}$$

In sintesi

- CLS per travi

$$f_c = 30/1.20 = 25 \text{ N/mm}^2 \text{ (meccanismi duttili)}$$

$$f_c = 30/(1.20 \times 1.50) = 16.66 \text{ N/mm}^2 \text{ (meccanismi fragili)}$$

$$E = 28925 \text{ N/mm}^2 \text{ Ridotto poi del 40\% nel caso dell'analisi agli SLV}$$

$$w_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

- CLS per pilastri

$$f_c = 30/1.20 = 25 \text{ N/mm}^2 \text{ (meccanismi duttili)}$$

$$f_c = 30/(1.20 \times 1.50) = 16.66 \text{ N/mm}^2 \text{ (meccanismi fragili)}$$

$$E = 28925 \text{ N/mm}^2 \text{ Ridotto poi del 20\% nel caso dell'analisi agli SLV}$$

$$w_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

5.3. Barre da c.a. –prove Brinell

I risultati ottenuti dalle prove non distruttive (brinell su barre – vedi elaborato del laboratorio) hanno dato conferma di quanto riportato negli elaborati di calcolo originali. Si riporta un estratto del report delle prove di durezza eseguite durante la campagna prove della prova:

ZONA [N°]	PROVA [N°]	DUREZZA BRINELL [HB]	RESISTENZA A ROTTURA [N/mm ²]	MEDIA [N/mm ²]
B03 Pilastro φ 16 mm	1	139	460	466,0
	2	135	450	
	3	142	470	
	4	150	495	
	5	138	455	



ZONA [N°]	PROVA [N°]	DUREZZA BRINELL [HB]	RESISTENZA A ROTTURA [N/mm ²]	MEDIA [N/mm ²]
B04 Pilastro φ 14 mm	1	137	455	445,0
	2	132	440	
	3	129	425	
	4	141	470	
	5	130	435	



L'acciaio è quindi un Fe38K, come da progetto.

ACCIAIO per tutte le strutture in C.A. (Fe38k)

$$f_y = 370/1.20 = 308 \text{ N/mm}^2 \text{ (meccanismi duttili)}$$

$$f_y = 370/(1.20 \times 1.15) = 267.11 \text{ N/mm}^2 \text{ (meccanismi fragili)}$$

A conclusione si riportano le caratteristiche di resistenza utilizzate nell'analisi per gli elementi principali.

Armatura ×

Descrizione	FeB 38k aderenza migliorata LC2	σ _{amm.}	daN/m ² 21500000
E	daN/m ² 20600000000	Tipo barre	Aderenza migliorata
ν	0.30	Curva Bilineare (5 punti)	Modifica
γ	daN/m ³ 7850	D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
α	°C ⁻¹ 0.000012	Livello di conoscenza LC2 (FC = 1.2)	
f _{yk}	daN/m ² 37000000		

Descrizione o nome assegnato all'elemento. OK Annulla

5.4. Raffronto dettagli costruttivi

Con la volontà di dare conferma agli elaborati originali è stato eseguito il rilievo di alcuni elementi strutturali principali e sono state individuate le armature degli elementi strutturali principali. A seguire sono riportate alcune considerazioni fatte tra quanto riportato nella relazione di calcolo originale e quanto poi riscontrato effettivamente in loco.

Rispetto al progetto originale si fanno notare alcune discrepanze quali:

- L'armatura rilevata all'intradosso delle travate sembra essere maggiore rispetto a quella riportata nella relazione di calcolo.
- L'armatura del cassero dei pilastri nella relazione sembrerebbe essere sempre costante e pari a 4 ferri di diametro pari a 16 mm in realtà l'armatura rilevata è variabile. Si precisa che comunque

tale armatura non viene presa in considerazione nel modello di calcolo in quanto non è possibile considerarla sufficientemente ancorata e in grado di sviluppare un'adeguata resistenza sismica alle azioni orizzontali che sono invece assorbite dalla sezione interna del cassero con i relativi "mollettoni" di collegamento.

- Di fatto non è possibile individuare con precisione le armature a taglio realizzate mediante ferri piegati in quanto la prova magnetoscopica è poco attendibile su una superficie curva e non è possibile eseguire un saggio visivo poiché si ritiene che sia pericoloso per la stabilità strutturale stessa poiché il calcolo delle armature a taglio nella relazione originale risulta essere eseguito al limite delle capacità del materiale.
- L'individuazione delle armature superiori delle travi risulta essere scomoda e dannosa. Mediante prova magnetoscopica, a causa dell'eccessiva profondità dei ferri rispetto all'estradosso del solaio, non si visualizza né il numero né il diametro delle armature o meglio quello che può essere visualizzato risulta essere poco attendibile. Le armature rilevate sono state trovate mediante saggi visivi sulle travi con rottura del pacchetto del pavimento. Non è stato possibile individuare la lunghezza dei monconi in quanto sarebbe necessario demolire una superficie troppo ampia del solaio.
- L'individuazione del vero sistema sismoresistente, costituito dai mollettoni interni ai casseri dei pilastri, di fatto risulta essere impossibile poiché le armature sono molto profonde e si necessiterebbe di un'importante azione di demolizione della crosta del pilastro che sarebbe controproducente ai fini della sicurezza statica e sismica dell'immobile.

A conclusione di tale paragrafo si può comunque affermare che il progetto originale è rappresentativo dello stato attuale del fabbricato sicuramente per quanto riguarda le dimensioni geometriche delle sezioni strutturali. Per le armature si seguirà quanto riportato di seguito:

- I diametri dei mollettoni dei pilastri saranno considerati come da progetto ovvero pari a 16mm o 18 mm in relazione a quanto riportato nella tavola originale.
- Le armature in mezzera saranno prese pari a quanto rilevato in loco poiché i quantitativi sono maggiori

Le eventuali discrepanze rilevate in loco, se ritenute penalizzanti, sono state considerate ai fini della modellazione e delle verifiche riportate nel presente studio di vulnerabilità sismica scegliendo la condizione più cautelativa.

6. VERIFICHE NUMERICHE

A seguito della fase di reperimento della documentazione e della fase conoscitiva/diagnostica, si è passati alle verifiche numeriche e alla stima del grado di sicurezza dell'edificio.

6.1. Analisi dei carichi

Nel presente paragrafo si stimano i carichi che la struttura sarà chiamata a sostenere durante la sua vita utile, definiti in accordo con le prescrizioni contenute al capitolo 2 delle NTC 2018.

Nell'analisi dei carichi si è tenuto conto dei sovraccarichi permanenti ed accidentali, mentre i pesi propri degli elementi strutturali direttamente schematizzati nel modello di calcolo sono considerati in automatico dal programma stesso.

Per la stima dei valori degli stessi si è fatto riferimento, oltre che alla norma [1], anche alla relazione di calcolo originale.

6.1.1. Analisi dei carichi permanenti strutturali e permanenti portati

Copertura scuola materna

CALCOLO TELAIO SCUOLA MATERNA				
Analisi dei carichi				
Neve	7,20 x 1,00 x 60	=	432	
Ghiaia	7,20 x 1,00 x 80	=	576	
Foam Cem	7,20 x 1,00 x 40	=	288	
Solaio	7,20 x 1,00 x 320	=	2304	
				3600 Kg./ml. 36 Kg./ml.

Figura 16 Estratto da relazione di calcolo originale

Carico permanente strutturale

Peso proprio solaio $G_{1k} = 320 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{1k} = 320 \text{ kg/m}^2$

Carico permanente non strutturale

Foam Cem $G_{1k} = 40 \text{ kg/m}^2$

Ghiaia $G_{2k} = 80 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{2k} = 120 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile caratteristico:

Neve (NTC 2018) $Q_{1k} = 80 \text{ kg/m}^2$

Impalcato di interpiano – scuola primaria

q_3 = Sovraccarico accidentale	$7,20 \times 350 =$	2520 Kg.
Pav. + Massetto	$7,20 \times 160 =$	1152 "
Solaio	$7,20 \times 320 =$	2304 "
Tramezze	$7,20 \times 50 =$	360 "
P.P.		600 "
		<hr/>
		6336 Kg/ml.

Figura 17 Estratto da relazione di calcolo originale

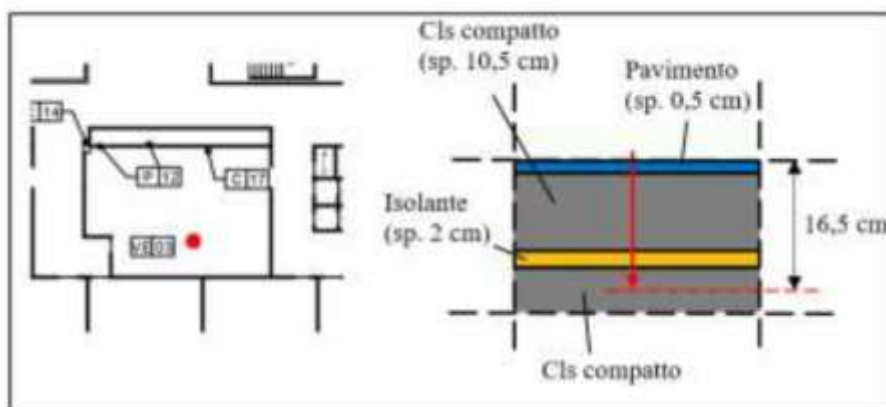


Figura 18 Estratto della relazione sulle indagini in sito – risultati video endoscopica

Carico permanente strutturale

Peso proprio solaio $G_{1k} = 320 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{1k} = 320 \text{ kg/m}^2$

Carico permanente non strutturale

Pavimento $G_{1k} = 5 \text{ kg/m}^2$

Massetto ($\gamma=2000\text{kg/mc}$) $G_{2k} = 200 \text{ kg/m}^2$

Tramezze $G_{2k} = 50 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{2k} = 255 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile caratteristico:

Cat.C1 $Q_{1k} = 300 \text{ kg/m}^2$

Il carico interno accidentale è stato modificato in funzione dell'attuale normativa così che l'accidentale considerato sia 300kg/mq e non 350 kg/mq. I carichi permanenti non strutturali sono stati valutati in funzione di quanto effettivamente riscontrato in sito e si nota un lieve incremento dovuto allo strato di massetto armato.

Impalcato di copertura – scuola primaria solaio Benini

<u>Analisi dei carichi</u>				
Neve	7,20 x 1,00 x 60	=	432	
Ghiaia	7,20 x 1,00 x 80	=	576	
Foam Cem	7,20 x 1,00 x 40	=	288	
Solaio	7,20 x 1,00 x 320	=	2304	
			<hr/>	
			3600 Kg./ml.	36 Kg./ml.

Figura 19 Estratto da relazione di calcolo originale

Carico permanente strutturale

Peso proprio solaio $G_{1k} = 320 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{1k} = 320 \text{ kg/m}^2$

Carico permanente non strutturale

Foam Cem $G_{1k} = 40 \text{ kg/m}^2$

Ghiaia $G_{2k} = 80 \text{ kg/m}^2$

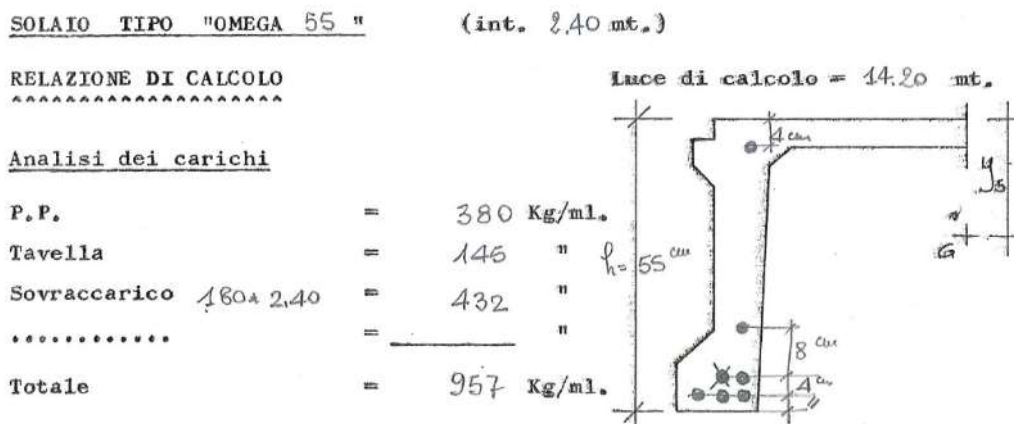
Totale $G_{2k} = 120 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile caratteristico:

Neve (NTC 2018) $Q_{1k} = 80 \text{ kg/m}^2$

Come si nota il carico neve ha subito un incremento legato probabilmente a due differenti Normative.

Impalcato di copertura – solaio con coppelloni



Carico permanente strutturale

Peso proprio $G_{1k} = 160 \text{ kg/m}^2$

Tavella $G_{1k} = 60 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{1k} = 220 \text{ kg/m}^2$

Carico permanente non strutturale

Foam Cem $G_{1k} = 40 \text{ kg/m}^2$

Ghiaia $G_{2k} = 80 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{2k} = 120 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile caratteristico:

Neve (NTC 2018) $Q_{1k} = 80 \text{ kg/m}^2$

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Condizioni	Concentrati	Lineari	Superficiali	Termici	Potenziali	Combinabilità per default	Com
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C		
1	Carico di piano						
Valore			320	255	300		
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale		
2	Copertura Elementari						
Valore			320	120	0		
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale		
3	Copertura L=14m						
► Valore			220	120	0		
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale		
4	Copertura Materna						
Valore			320	120	0		
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale		
5	Solatta di piano						
Valore			700	260	300		
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale		

Figura 20 Estratto dal software di calcolo: carichi assegnati

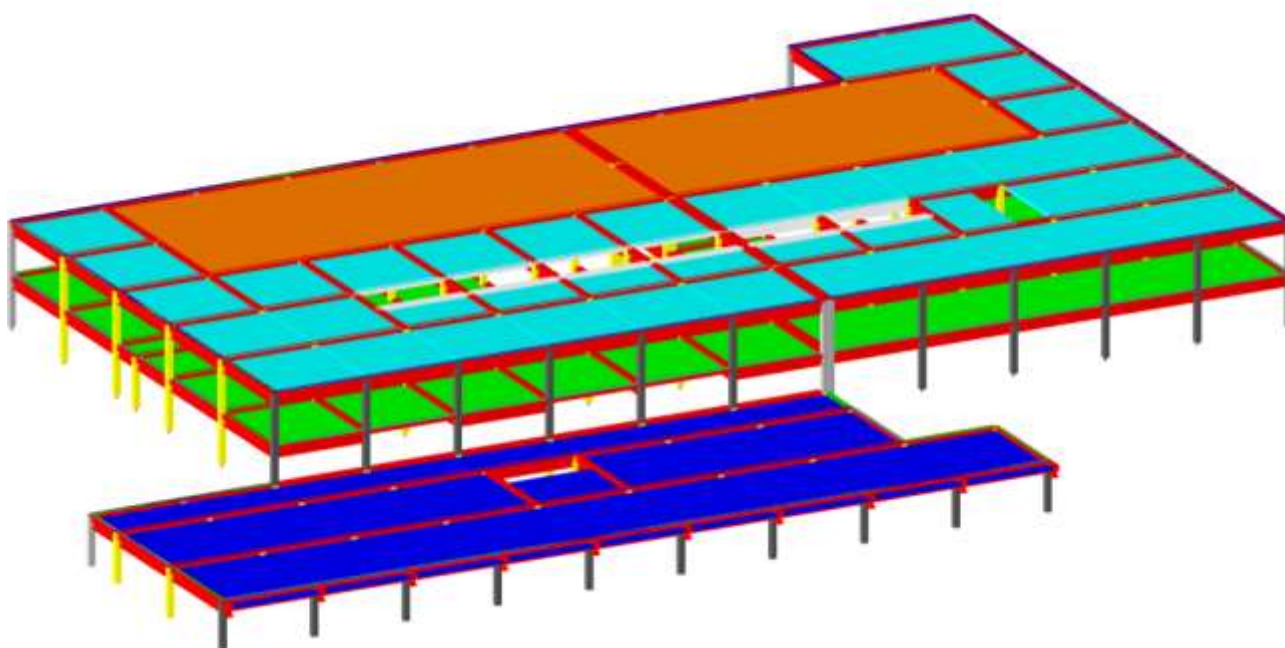


Figura 21 Modello di calcolo con aree di carico

Sono stati inoltre assegnati, come carichi lineari alle travi, i pesi delle tamponature perimetrali.

Tamponature perimetrali

$$q_3 = 3,00 \times 0,12 \times 2500 = 900 \text{ Kg/ml.} \longrightarrow 9 \text{ Kg/cm1.}$$

Pareti in cls pieno sp. 12 cm e h=3.00 $G_{2k} = 300 \text{ kg/m}^2$

Totale $G_{2k} = 300 \text{ kg/m}^2$

Tale carico sarà riportato al metro lineare considerando un'altezza di 3m

Totale..... $G_{1k} = 300 \times 3 \text{m} = 900 \text{ kg/m}$

Nelle zone perimetrali dove è presente una forte concentrazione di finestre è sembrato opportuno ridurre il carico del 50% imponendolo pari a 450 kg/m².

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Neve	Vento y	Vento x
► 1	Pannello tamponature							
	Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Fx/F1 finale		0	0	0	0	0	0
	Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Fy/F2 finale		0	0	0	0	0	0
	Fz/F3 iniziale		0	-900	0	0	0	0
	Fz/F3 finale		0	-900	0	0	0	0
	Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Mx/M1 finale		0	0	0	0	0	0
	My/M2 iniziale		0	0	0	0	0	0
	My/M2 finale		0	0	0	0	0	0
	Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Mz/M3 finale		0	0	0	0	0	0
2	Pannello finestre							
	Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Fx/F1 finale		0	0	0	0	0	0
	Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Fy/F2 finale		0	0	0	0	0	0
	Fz/F3 iniziale		0	-450	0	0	0	0
	Fz/F3 finale		0	-450	0	0	0	0
	Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Mx/M1 finale		0	0	0	0	0	0
	My/M2 iniziale		0	0	0	0	0	0
	My/M2 finale		0	0	0	0	0	0
	Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	0	0
	Mz/M3 finale		0	0	0	0	0	0



Figura 22 Esempio di zone con riduzione del carico legato alle tamponature

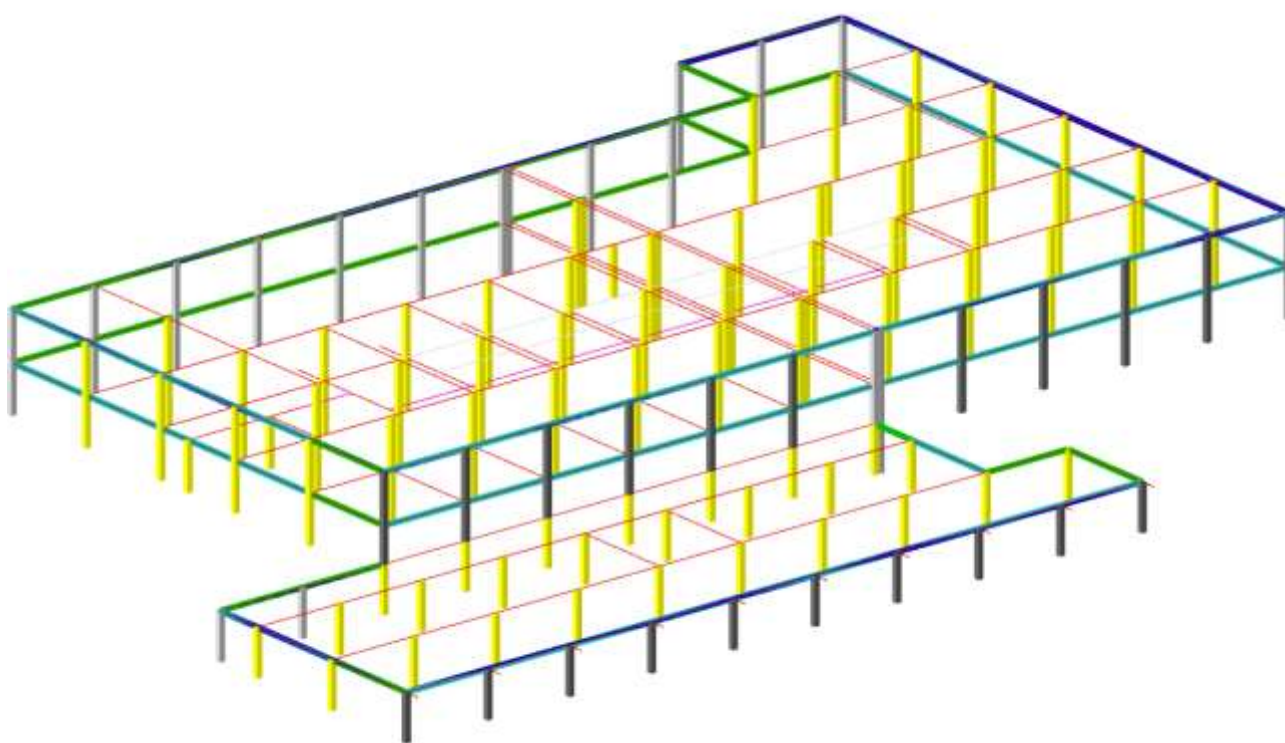


Figura 23 Rappresentazione dell'assegnazione dei carichi lineari

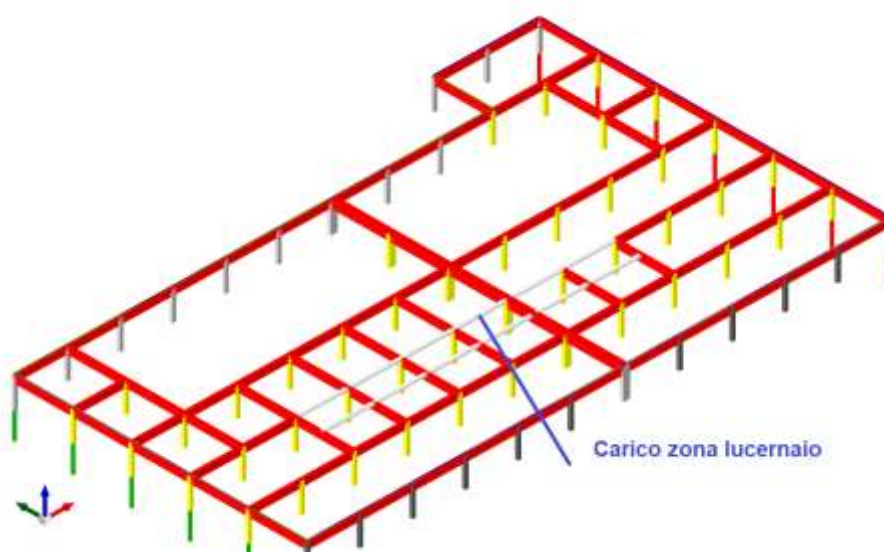
Il carico è direttamente assegnato alle travi. In copertura, per considerare l'eventuale incremento dell'effetto dinamico, viene assegnata alle travi una sola aliquota inerziale pari al 50% della massa totale del pannello.

Sopra la trave di copertura si andrà ad inserire il carico del parapetto, realizzato mediante getto in calcestruzzo:

4	Pareto interni						
Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fx/F1 finale		0	0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fy/F2 finale		0	0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale		0	-400	0	0	0	0
Fz/F3 finale		0	-400	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mx/M1 finale		0	0	0	0	0	0
My/M2 iniziale		0	0	0	0	0	0
My/M2 finale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 finale		0	0	0	0	0	0

Zona interna - lucernaio

49



Peso trave (s=10 cm)..... $G_{1k} = 250 \text{ kg/m}^2$

Carico acciaio e vetrate..... $G_{2k} = 80 \text{ kg/m}^2$

Neve $Q_{1k} = 80 \text{ kg/m}^2$

Si considera l'altezza della travetta di 50 cm e un'area di influenza di 1.6 metri e si riportano i carichi a metro lineare

Peso trave ($s=10\text{ cm}$)..... $G_{1k} = 125\text{ kg/m}$

Carico acciaio e vetrate..... $G_{2k} = 130\text{ kg/m}^2$

Neve $Q_{1k} = 130\text{ kg/m}^2$

5	Carico copertura zona vetrata						
Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fx/F1 finale		0	0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fy/F2 finale		0	0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale		-125	-130	0	-130	0	0
► Fz/F3 finale		-125	-130	0	-130	0	0
Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mx/M1 finale		0	0	0	0	0	0
My/M2 iniziale		0	0	0	0	0	0
My/M2 finale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 finale		0	0	0	0	0	0

In copertura sono poi presenti dei pannelli dove poggia la copertura metallica. Si assegnerà tale carico alle travi di copertura che sorreggono la tamponatura.

6.1.2. Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato secondo quanto prescritto al paragrafo 3.4 della norma [1].

Il sito dove si trova la struttura si trova ad una quota di 125.55 m s.l.m. in *Zona II*, per cui il valore caratteristico della neve al suolo risulta pari a

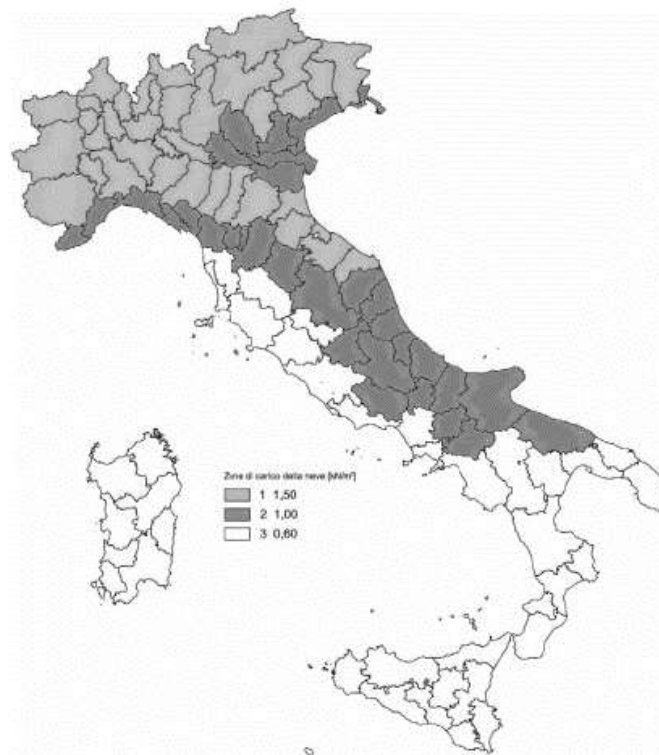


Figura 24 Zonizzazione carico par. 3.4 norma [1].

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

$$q_{sk} = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

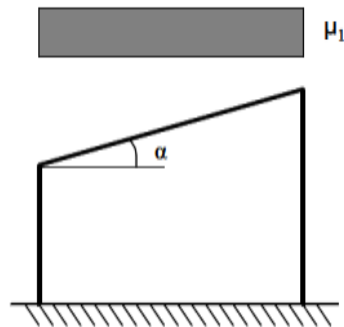
In considerazione della topografia della zona si assume un coefficiente di esposizione $C_E = 1$.

Si assume $C_t = 1$ ritenendo che non ci siano fenomeni di scioglimento della neve a causa dei fenomeni diffusivi del calore.

Coefficiente di forma

A seconda dell'inclinazione della falda della copertura si avranno carichi da neve diversi.

Nel caso in esame si assume un'inclinazione inferiore di 30° con relativo coefficiente di forma $\mu_i = 0.8$.



In conclusione ne deriva un valore del carico neve q_s pari a 80 kg/m^2 .

6.1.3. Azione del vento

La pressione del vento è stata valutata secondo quanto indicato al paragrafo 3.3 delle NTC 2018.

Il sito si trova in provincia di Ascoli e quindi, da quanto indicato in Tab. 3.3.I e Fig. 3.3.1 ricade in Zona 2.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

L'altezza del sito a_s dove sorge la costruzione è inferiore di a_0 per cui il valore caratteristico della velocità del vento risulta pari a $v_b = 27 \text{ m/s}$.

La pressione cinetica di riferimento q_b , considerando che la densità dell'aria è assunta convenzionalmente pari a $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$, vale:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 455,625 \text{ N/m}^2$$

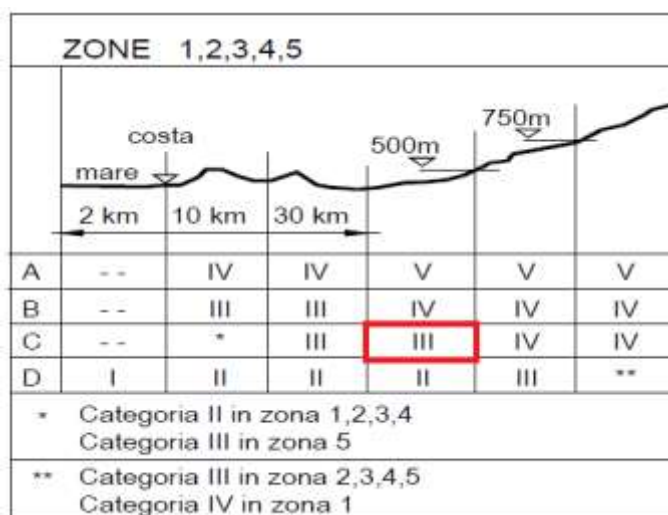
La rugosità del terreno riguardante il sito di costruzione può essere ricondotta a una classe B.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

In base alle tabelle riportate in Fig. 3.3.2 delle NTC 2018 si assume di conseguenza una categoria di esposizione III.



I parametri per la definizione del coefficiente di esposizione risultano:

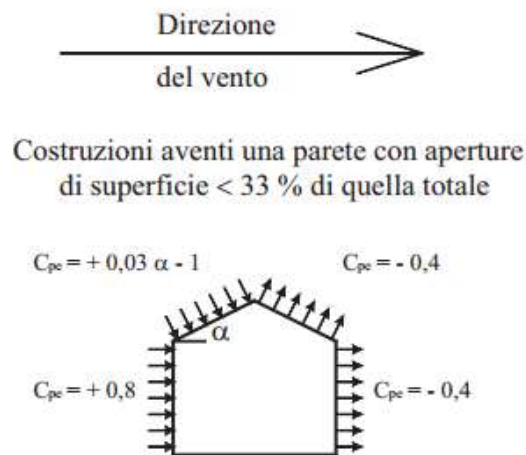
Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

L'altezza della struttura è pari, a favore di sicurezza, a 8 metri. Il valore del coefficiente di topografia è assunto pari all'unità come indicato al paragrafo 3.3.7 delle NTC 2018; poiché $z > z_{\min}$ si determina un coefficiente di esposizione: $c_e(z) = 2.00$

Il valore del coefficiente di forma (o di pressione) è assunto pari a:

Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.



per elementi sopravvento: $c_{pe} = +0,8$

per elementi sottovento: $c_{pe} = -0,4$

Il carico a metro quadrato della pressione del vento vale, genericamente:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Si possono dunque calcolare i valori della pressione a metro quadrato.

$$p_{(1.2)} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 45 \cdot 2.00 \cdot 0.8 \cdot 1 = 72 \text{ Kg/m}^2$$

Tale pressione è stata assegnata come carico lineare sui pilastri. Il carico lineare finale, per i pilastri centrali, diviene quindi:

$$q_{y_{pressione}} = \frac{72 \text{ Kg}}{\text{m}^2} \cdot 6.4 = 461 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_{y_{depressione}} = \frac{36 \text{ Kg}}{\text{m}^2} \cdot 6.4 = 231 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

6	Vento y pressio						
Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fx/F1 finale		0	0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	461	0
Fy/F2 finale		0	0	0	0	461	0
Fz/F3 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fz/F3 finale		0	0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mx/M1 finale		0	0	0	0	0	0
My/M2 iniziale		0	0	0	0	0	0
My/M2 finale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 finale		0	0	0	0	0	0
7	Vento y depressio						
Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fx/F1 finale		0	0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	231	0
► Fy/F2 finale		0	0	0	0	231	0
Fz/F3 iniziale		0	0	0	0	0	0
Fz/F3 finale		0	0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mx/M1 finale		0	0	0	0	0	0
My/M2 iniziale		0	0	0	0	0	0
My/M2 finale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	0	0
Mz/M3 finale		0	0	0	0	0	0

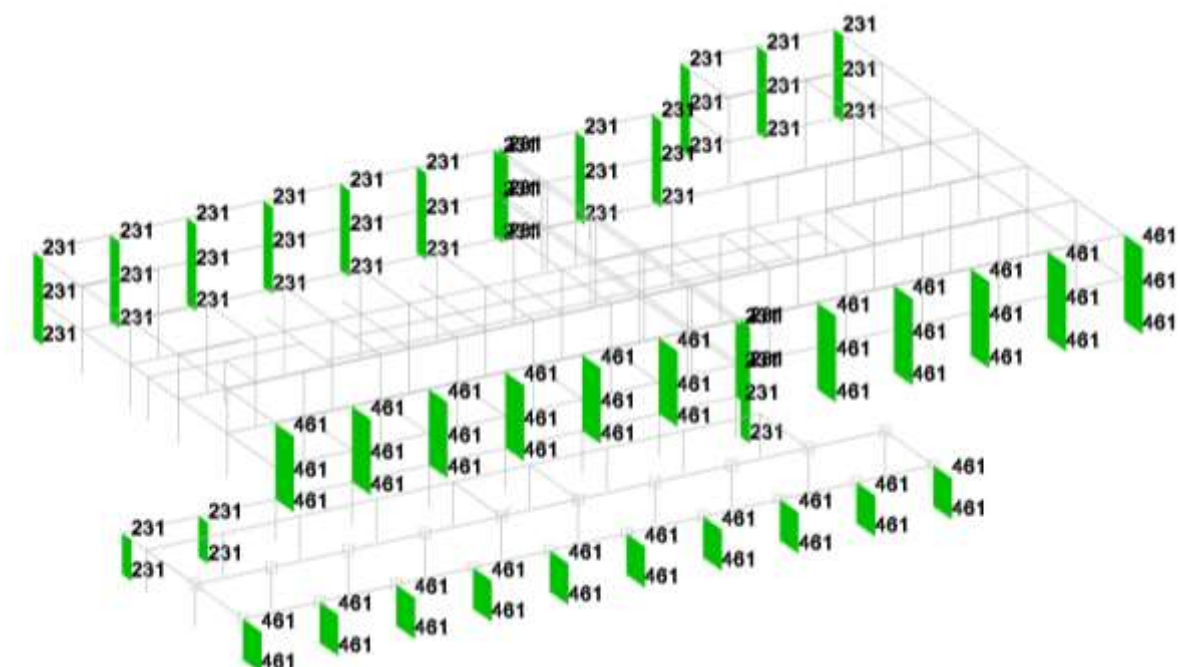


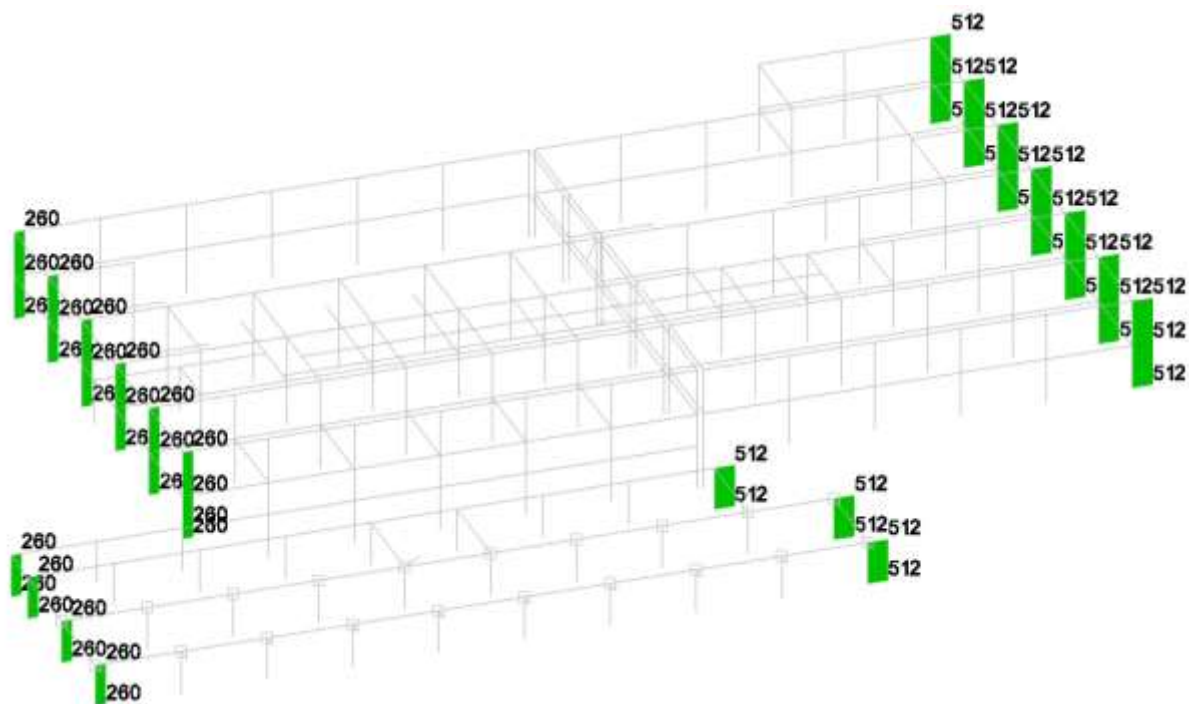
Figura 25 Carico vento modellato nel software lungo la direzione y

Per i montanti laterali di spigolo il carico è pari alla metà di quello sopra indicato.

Nell'altra direzione si ha:

$$q_{x_{pressione}} = \frac{72Kg}{m^2} \cdot 7.2 = 512 \frac{kg}{m}$$

$$q_{x_{depressione}} = \frac{36Kg}{m^2} \cdot 7.2 = 260 \frac{kg}{m}$$



Definizioni dei carichi

Condizioni	Concentrati	Lineari	Superficiali	Temici	Potenziali	Combinabilità per default	Combinazioni		
		Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Neve	Vento y	Vento x
Fz/F3 finale				0	0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale				0	0	0	0	0	0
Mx/M1 finale				0	0	0	0	0	0
My/M2 iniziale				0	0	0	0	0	0
My/M2 finale				0	0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale				0	0	0	0	0	0
Mz/M3 finale				0	0	0	0	0	0
8		Vento x pressione							
Fx/F1 iniziale				0	0	0	0	0	-512
Fx/F1 finale				0	0	0	0	0	-512
Fy/F2 iniziale				0	0	0	0	0	0
Fy/F2 finale				0	0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale				0	0	0	0	0	0
Fz/F3 finale				0	0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale				0	0	0	0	0	0
Mx/M1 finale				0	0	0	0	0	0
My/M2 iniziale				0	0	0	0	0	0
My/M2 finale				0	0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale				0	0	0	0	0	0
Mz/M3 finale				0	0	0	0	0	0
9		Vento x depressione							
Fx/F1 iniziale				0	0	0	0	0	-260
Fx/F1 finale				0	0	0	0	0	-260
Fy/F2 iniziale				0	0	0	0	0	0
Fy/F2 finale				0	0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale				0	0	0	0	0	0
Fz/F3 finale				0	0	0	0	0	0
Mx/M1 iniziale				0	0	0	0	0	0
Mx/M1 finale				0	0	0	0	0	0
My/M2 iniziale				0	0	0	0	0	0
My/M2 finale				0	0	0	0	0	0
Mz/M3 iniziale				0	0	0	0	0	0
Mz/M3 finale				0	0	0	0	0	0

Figura 26 Carico vento modellato nel software lungo la direzione x

Il valore del coefficiente dinamico può essere cautelativamente assunto pari ad 1.

Nelle combinazioni di carico le due condizioni x e y risultano essere incompatibili.

Vista la conformazione geometrica il verso dell'assegnazione del carico è stato scelto in funzione dell'effetto maggiore.

6.2. Combinazione delle azioni

Al fine di condurre le verifiche strutturali sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio, sono state prese in considerazione le combinazioni di carico riportate al paragrafo 2.5.3 delle NTC2018.

- 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 (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$
- 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 (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I coefficienti parziali sono stati scelti secondo quanto riportato al punto 8.5.5 delle NTC ove viene data la possibilità al progettista/verificatore di adottare coefficienti parziali modificati. A seguito del rilievo effettuato è stato possibile definire un coefficiente parziale di 1.1 per i carichi strutturali e di 1.2 per quelli non strutturali.

Famiglia "SLU"								
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Neve	Vento y	Vento x	ΔT
49	49	1.1	0.8	0	1.5	0	0.9	0
50	50	1.1	0.8	0	1.5	0.9	0	0
51	51	1.1	0.8	1.05	0	0	1.5	0
52	52	1.1	0.8	1.05	0	1.5	0	0
53	53	1.1	0.8	1.05	0.75	0	1.5	0
54	54	1.1	0.8	1.05	0.75	1.5	0	0
55	55	1.1	0.8	1.05	1.5	0	0	0
56	56	1.1	0.8	1.05	1.5	0	0.9	0
57	57	1.1	0.8	1.05	1.5	0.9	0	0
58	58	1.1	0.8	1.5	0	0	0	0
59	59	1.1	0.8	1.5	0	0	0.9	0
60	60	1.1	0.8	1.5	0	0.9	0	0
61	61	1.1	0.8	1.5	0.75	0	0	0
62	62	1.1	0.8	1.5	0.75	0	0.9	0
63	63	1.1	0.8	1.5	0.75	0.9	0	0
64	64	1.1	1.2	0	0	0	0	0
65	65	1.1	1.2	0	0	0	1.5	0
66	66	1.1	1.2	0	0	1.5	0	0
67	67	1.1	1.2	0	0.75	0	1.5	0
68	68	1.1	1.2	0	0.75	1.5	0	0
69	69	1.1	1.2	0	1.5	0	0	0
70	70	1.1	1.2	0	1.5	0	0.9	0
71	71	1.1	1.2	0	1.5	0.9	0	0
72	72	1.1	1.2	1.05	0	0	1.5	0
73	73	1.1	1.2	1.05	0	1.5	0	0

Figura 27 Estratto combinazione SLU per la verifica dei pilastri

6.3. Fattore di comportamento

Per entrambi i corpi di fabbrica l'analisi condotta è stata di tipo dinamica lineare con fattore di comportamento q . Il valore di q è stato scelto in maniera tale da rispettare quanto indicato nel paragrafo C.8.7.2.2.1:

$q= 2.25$ per meccanismi duttili

Fattore di comportamento per sisma SLV X	Default (2.25) ▾
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	Default (2.25) ▾
Fattore di comportamento per sisma SLV Z	Default (1.50) ▾

Il valore è stato scelto in funzione del tasso di lavoro degli elementi strutturali verticali per le sole azioni gravitazionali, per le buone caratteristiche del CLS, per la presenza di armature ad aderenza migliorata e non per ultimo per la tipologia strutturale del corpo di fabbrica.

$q= 1.5$ per meccanismi fragili

Fattore di struttura per sisma X	1.50 ▾
Fattore di struttura per sisma Y	1.50 ▾
Fattore di struttura per sisma Z	Default (1.50) ▾

6.4. Modellazione della struttura

Visto il possesso di alcuni disegni originali e la descrizione delle sezioni strutturali riportata nella relazione di calcolo nonché a seguito dei diversi sopralluoghi effettuati è stato possibile realizzare un modello di calcolo agli elementi finiti molto rappresentativo della realtà. Il software utilizzato è *Sismicad 12.16*, prodotto dalla ditta *Concrete s.r.l.*.

I modelli impiegati per l'analisi delle due unità strutturali in oggetto sono modelli agli elementi finiti a telaio tridimensionale, costituito da elementi monodimensionali tipo "beam" in grado di reagire alle sollecitazioni assiali, flettenti e di taglio debitamente modellati in relazione al grado di vincolo conferito dalle connessioni.

Non avendo segni di cedimenti né altri problemi riconducibili a cedimenti in atto o passati del terreno le fondazioni non sono state inserite nel modello assegnando alla struttura il vincolo di incastro.

Per quanto riguarda le geometrie degli elementi trave e pilastro sono state inserite nel rispetto del progetto originale e secondo quanto è stato possibile riscontrare in fase di sopralluogo.

La rigidità degli elementi in CLS è stata considerata fessurata del 20% per i pilastri e del 40% per le travi. Per le verifiche statiche e per le verifiche agli SLO, considerando i bassi fenomeni fessurativi presenti, sono stati realizzati dei modelli appositi, del tutto uguali a quelli utilizzati per le verifiche agli SLV, dove le rigidità sono state considerate non fessurate. Per ogni modello sono state fatte comunque delle piccole modifiche, meglio descritte successivamente, utili ad una miglior implementazione della struttura e alla successiva elaborazione dei risultati e delle verifiche.

Vista la tipologia degli impalcati, si è considerato un comportamento a membrana degli stessi volendo conferire comunque una certa rigidità di piano. I pannelli in c.a. appesi alle strutture sono stati considerati come massa inerziale o come carico ma non come elementi resistenti alle azioni orizzontali e si è quindi inserito un carico lineare sulle travi perimetrali.

Avendo due strutture distinte sono stati creati due modelli di calcolo separati. In ognuno dei due modelli sono state adottate le seguenti ipotesi che si ritengono valide solo per alcuni casi specifici in quanto nel modello non è possibile schematizzare le fasi costruttive che definiscono l'effettivo stato tensionale delle strutture allo stato attuale. Per ogni caso di verifica si analizzeranno quindi le condizioni di vincolo differenti adottate e necessarie a schematizzare l'effettivo comportamento strutturale. Si fa presente che dalla prova di carico effettuata sulla trave di piano primo l'andamento della deformata della stessa è confrontabile con uno schema di semi-incastro, tipico del comportamento a telaio, e di conseguenza ad oggi si può dire che le travi sono vincolate con tale schema con la conseguenza che in fase dinamica possa ritenersi valido tale vincolo. Per quanto detto i modelli di calcolo saranno così strutturati:

- Modello per la verifica agli SLO: le travi saranno considerate con schema incastro-incastro con rigidezze non fessurate e con sezione ad X come quella esistente.
- Modello per la verifica agli SLV: le travi sono considerate con schema incastro-incastro e sarà valutato il momento statico gravitazionale dei carichi permanenti strutturali che, per lo schema di montaggio cerniera-cerniera adottato in fase di realizzazione, non viene assorbito dall'incastro. Il carico dovrà quindi essere detratto da quello presente così da rendere valida la verifica dei meccanismi duttili. La verifica peggiore in fase sismica risulta essere infatti all'incastro della trave e se non si dovesse detrarre tale aliquota si sovrastima il momento effettivo agente. Si procederà quindi a non considerare come carico il peso proprio dei permanenti strutturali ma gli stessi saranno considerati solo come massa. Facendo ciò si perde il carico stabilizzante N sui pilastri, diminuendone le capacità resistenti ma allo stesso tempo sarà possibile non aumentare il carico statico trasmesso dalla trave che è poi quello che abbassa drasticamente l'aliquota di momento sismico che il pilastro o la trave possono sopportare. Tale scelta ci pone però a sfavore di sicurezza nei confronti del taglio in quanto sull'appoggio, a prescindere dallo schema di vincolo, va a gravare anche il peso proprio degli elementi strutturali (solaio e trave). La verifica a momento all'appoggio invece risulta essere sufficientemente adeguata e sarà possibile calcolare gli indici di rischio per il meccanismo a flessione direttamente dal software.

Definizioni dei carichi

Condizioni	Concentrati	Lineari	Superficiali	Termici	Poteniali	Combinabilità per default	Combinazioni			
Famiglia "SLV"										
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portali	Variable C	ΔT	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	Eccentricità Y per sisma X SLV	Eccentricità X per sisma Y
► 1	1	0	1	0.6	0	-1	-0.3	0	-1	
2	2	0	1	0.6	0	-1	-0.3	0	1	
3	3	0	1	0.6	0	-1	0.3	0	-1	
4	4	0	1	0.6	0	-1	0.3	0	1	
5	5	0	1	0.6	0	-0.3	-1	0	-0.3	
6	6	0	1	0.6	0	-0.3	-1	0	0.3	
7	7	0	1	0.6	0	-0.3	1	0	-0.3	
8	8	0	1	0.6	0	-0.3	1	0	0.3	
9	9	0	1	0.6	0	0.3	-1	0	-0.3	
10	10	0	1	0.6	0	0.3	-1	0	0.3	
11	11	0	1	0.6	0	0.3	1	0	-0.3	
12	12	0	1	0.6	0	0.3	1	0	0.3	
13	13	0	1	0.6	0	1	-0.3	0	-1	
14	14	0	1	0.6	0	1	-0.3	0	1	
15	15	0	1	0.6	0	1	0.3	0	-1	
16	16	0	1	0.6	0	1	0.3	0	1	

Inoltre, per facilitare l'implementazione della verifica del nodo tra la trave e il pilastro, si considerano tutte le travi di sezione 30x78. Tale sezione permette di avere peso ed inerzia della trave paragonabili a quelli reali. Dal confronto delle analisi modali infatti modellare la trave in via semplificata come trave 30x78 o come è nella realtà, non genera sostanziali differenze al comportamento dinamico delle strutture.

I risultati dell'analisi modale riportati nell'apposito paragrafo sono rappresentativi del modello con travi incastrate a sezione rettangolare e con rigidezza fessurata degli elementi che è quello qui descritto e necessario ai fini della verifica sismica.

- Modello SLU: le travi, modellate con la sezione reale, saranno considerate con schema cerniera-cerniera in quanto saranno verificati nel modello i soli pilastri. Le travi saranno verificate a parte, in relazione ai diversi gruppi di travi individuate, mediante il principio di sovrapposizione degli effetti in campo elastico. Il carico, utilizzando quindi un confronto in termini tensionali, sarà definito mediante la combinazione rara.

In tutti i modelli le diverse situazioni locali non vengono modellate in quanto ritenute poco significative o fuorvianti rispetto all'analisi dell'intera struttura. Si veda ad esempio le porzioni in acciaio della facciata o della copertura considerate esclusivamente come masse oppure il vano ascensore che in realtà risulta praticamente non collegato agli orizzontamenti e quindi inutile nella modellazione o i vani scala che sono collegati alle travi che generano situazioni puntuali poco rappresentative di un indice globale della struttura.

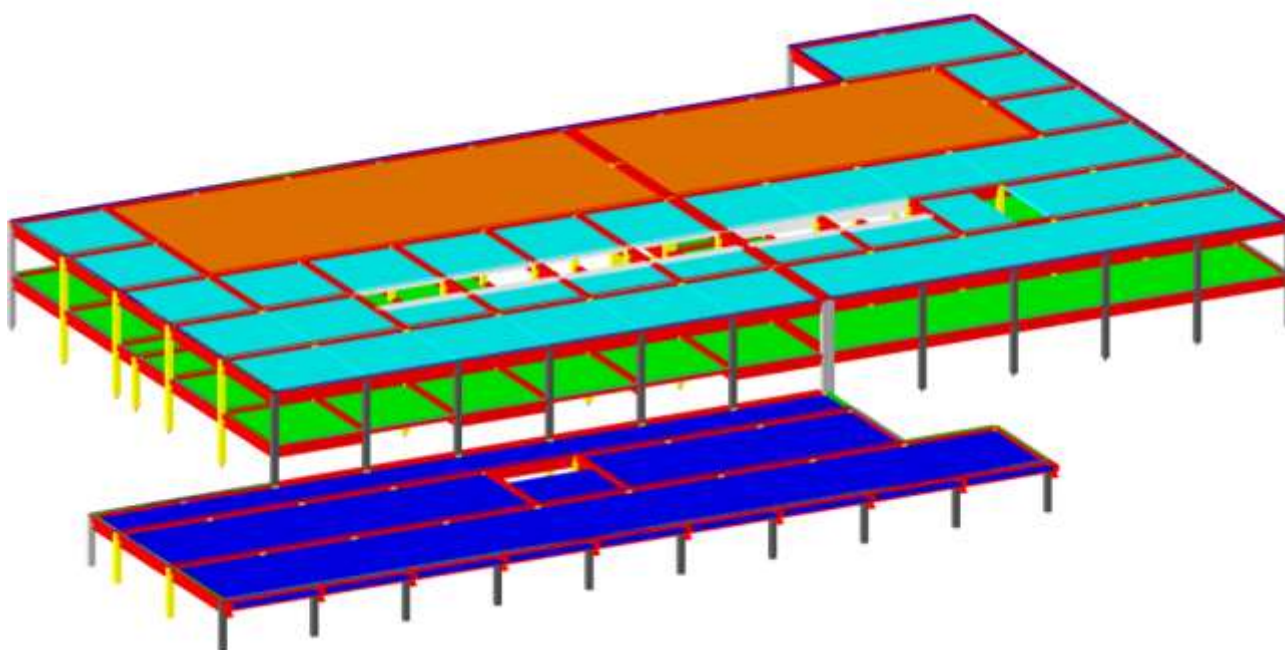


Figura 28 Vista 3D d'insieme del modello di calcolo.

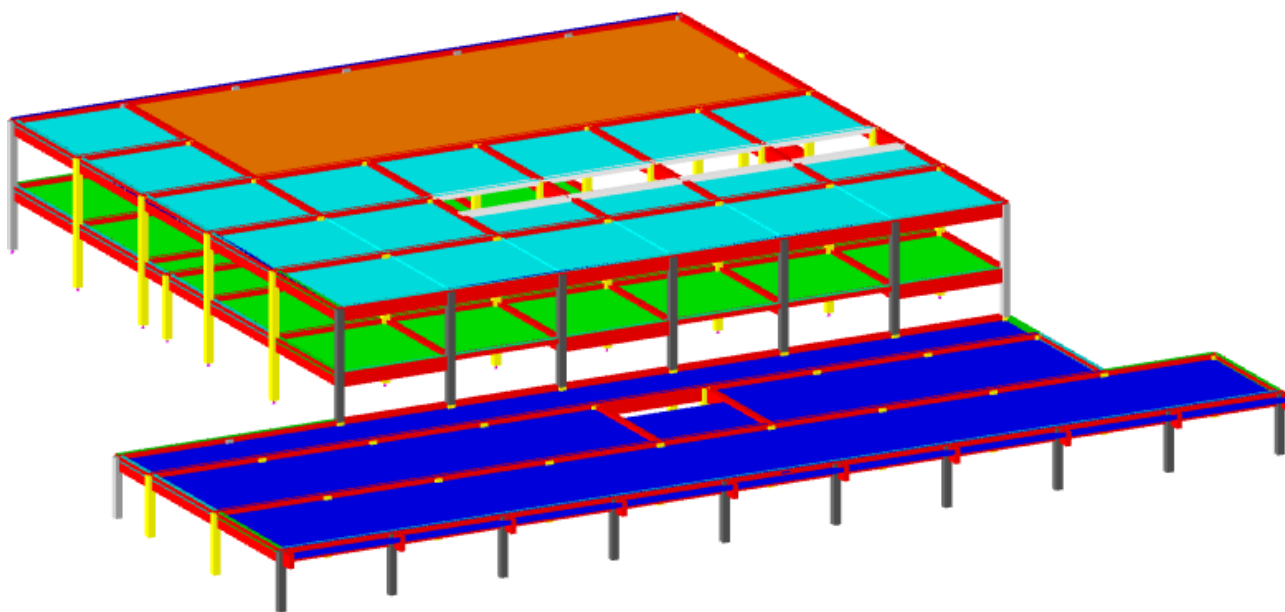


Figura 29 Modello Corpo 2

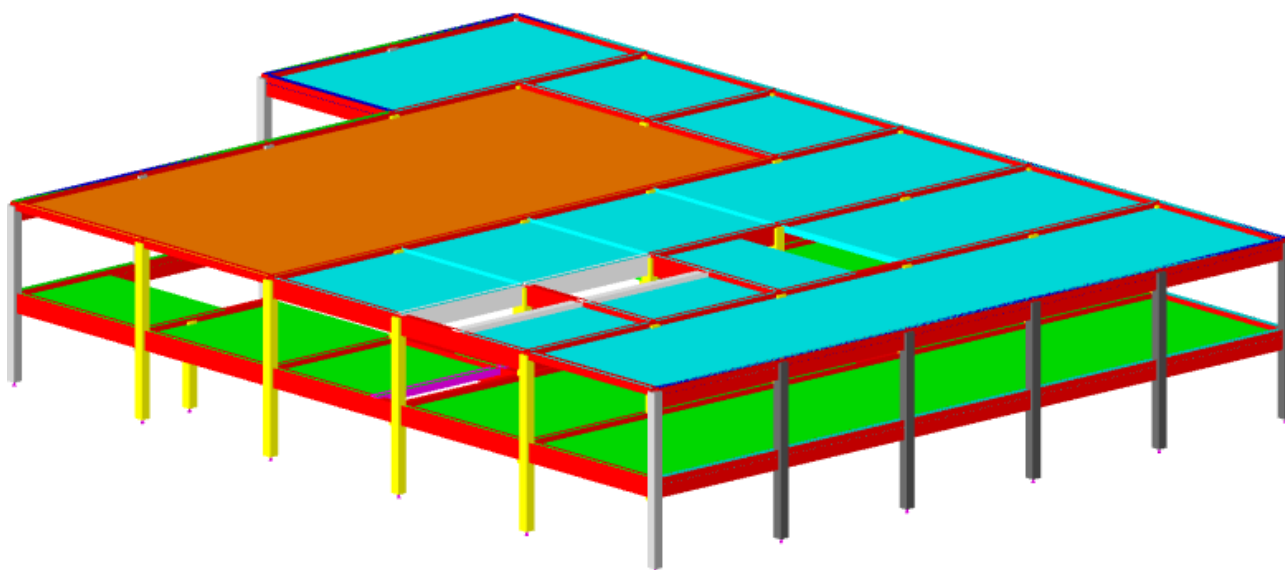


Figura 30 Modello Corpo 1

I carichi verticali trasmessi dai solai sono calcolati direttamente dal codice di calcolo una volta assegnati i valori dei pesi strutturali, dei carichi portati e di quelli accidentali, definiti come carichi per unità di superficie.

6.5. Metodi di analisi e criteri di verifica

6.5.1. Tipologia di analisi – Blocco 1

L'analisi condotta è stata del tipo analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q=1.5$ per i meccanismi fragili e 2.25 per i meccanismi duttili.

Avendo condotto un'analisi di questo tipo le verifiche sono tutte effettuate da un punto di vista resistenziale.

Si procede alla verifica di regolarità della struttura in pianta ed in altezza come indicato al paragrafo C8A.1.B.2 in riferimento al paragrafo 7.2.2 delle NTC 2018. Si andranno a verificare le condizioni di regolarità in pianta e in elevazione.

- ✓ la distribuzione di masse e rigidezze 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 rigidezza 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;
- ✓ Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4
- X ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza 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.

La struttura in oggetto dunque non è regolare in pianta.

Una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- ✓ Tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione
- X Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione della costruzione.

La struttura in esame non è regolare in altezza.

Per l'analisi modale, in accordo con il C7.3.3.1 si sono considerati tutti i modi che potessero portare all'eccitazione di almeno l'85% della massa totale.

Si riportano le frequenze proprie e le masse partecipanti dei modi principali del modello relativo alla verifica agli SLV e quindi con rigidezze fessurate e travi incastrate a sezione rettangolare.

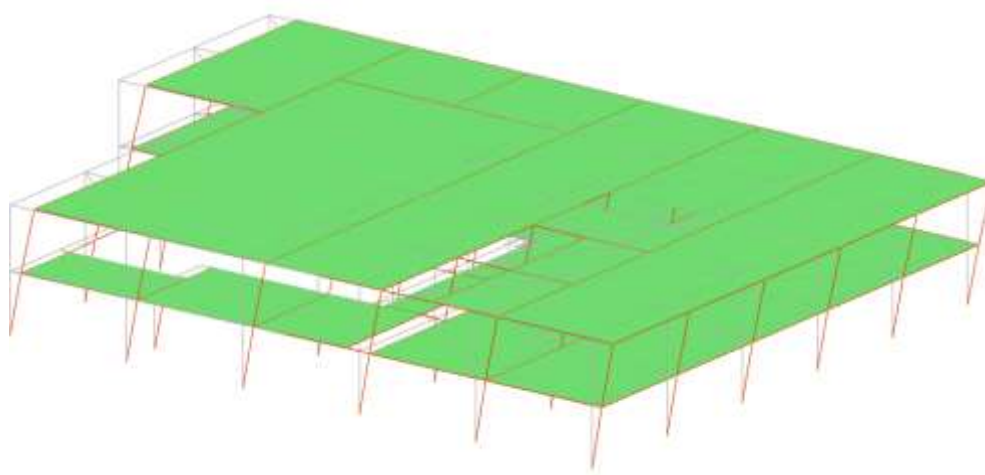


Figura 31 Modo 1 in direzione y massa 85.57 % (vedi tabella masse)

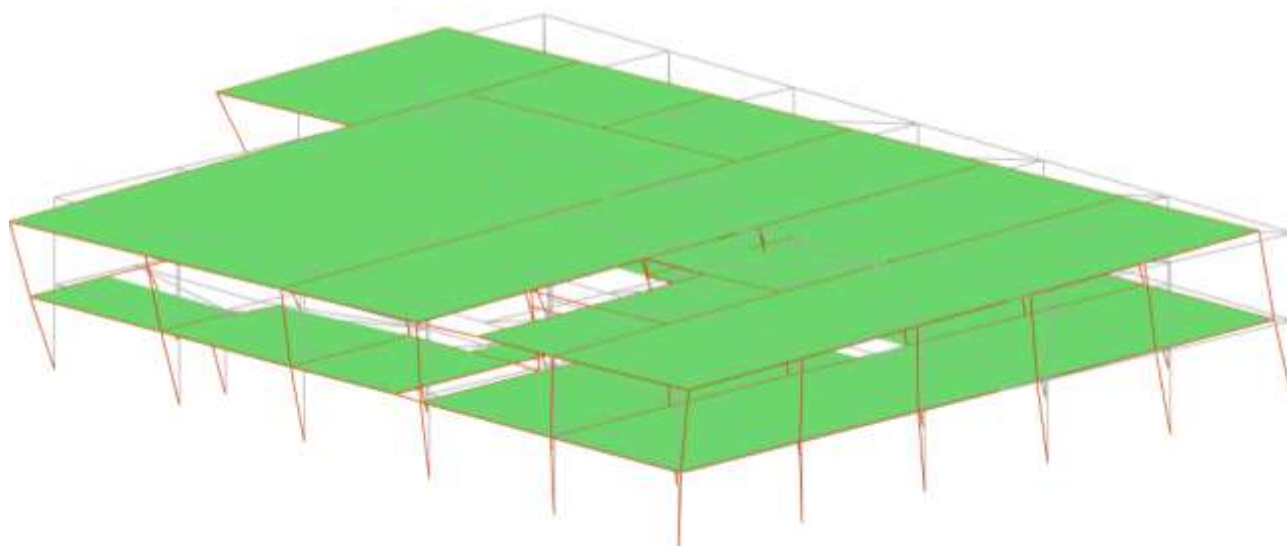


Figura 32 Modo 2 con massa lungo x 76.95 % (vedi tabella masse)

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.999453

Traslazione Y: 0.999957

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.999849

Rotazione Y: 0.999814

Rotazione Z: 0.995723

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.591074462	0.000003537	0.855739816	0	0.975213079	0.000004304	0.648338149	0.000003537	0.855739816
2	0.468049509	0.769551327	0.000074185	0	0.000134354	0.844793175	0.225734886	0.769551327	0.000074185
3	0.449066934	0.144163164	0.000241198	0	0.000500189	0.150978565	0.000076979	0.144163164	0.000241198
4	0.203717517	0.000006791	0.14161655	0	0.023222003	0.000000119	0.10139101	0.000006791	0.14161655
5	0.180369163	0.08562883	0.000026564	0	0.000009604	0.004023358	0.018394925	0.08562883	0.000026564
6	0.119957493	0.000099812	0.002258588	0	0.00076935	0.000014383	0.001787482	0.000099812	0.002258588

6.5.2. Tipologia di analisi – Blocco 2

L'analisi condotta è stata del tipo analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q=1.5$ per i meccanismi fragili e 2.5 per i meccanismi duttili.

Avendo condotto un'analisi di questo tipo le verifiche sono tutte effettuate da un punto di vista resistenziale.

Si procede alla verifica della regolarità della struttura in pianta ed in altezza come indicato al paragrafo C8A.1.B.2 in riferimento al paragrafo 7.2.2 delle NTC 2018.

Una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- X la distribuzione di masse e rigidezze 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 rigidezza 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;
- ✓ Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4
- X ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza 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.

La struttura in oggetto dunque è non regolare in pianta.

Una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- X Tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione
- X Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione della costruzione.

La struttura in esame non è regolare in altezza.

Per l'analisi modale, in accordo con il C7.3.3.1 si sono considerati tutti i modi che potessero portare all'eccitazione di almeno l'85% della massa totale.

Si riportano le frequenze proprie e le masse partecipanti dei modi principali del modello relativo alla verifica agli SLV e quindi con rigidezze fessurate e travi incastrate a sezione rettangolare.

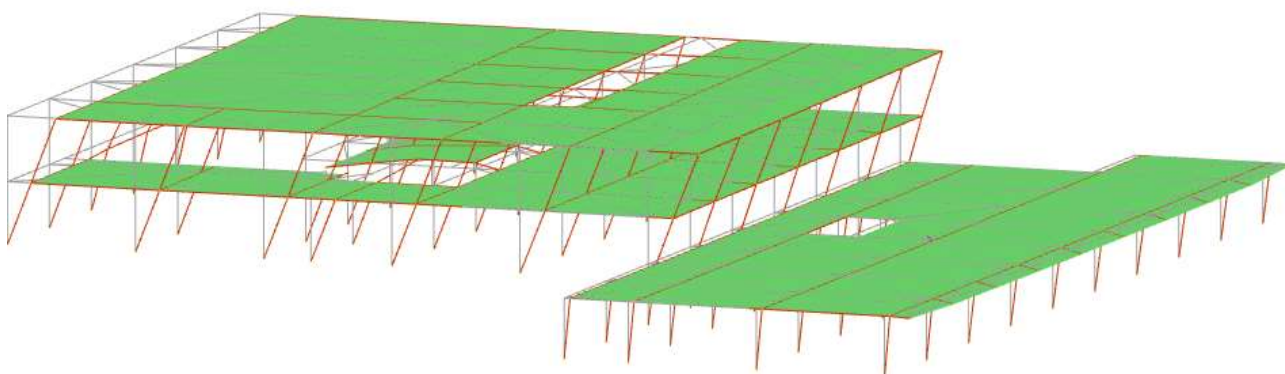


Figura 33 Modo 1 in direzione y massa 73.95 % (vedi tabella masse)

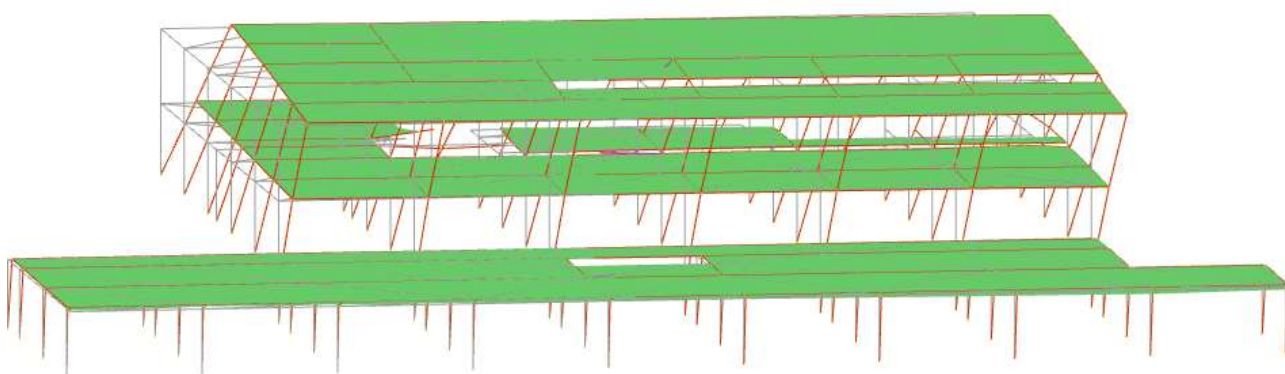


Figura 34 Modo 2 con massa lungo x 66.62 % (vedi tabella masse)

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.994722
Traslazione Y: 0.998762
Traslazione Z: 0
Rotazione X: 0.998438
Rotazione Y: 0.998854
Rotazione Z: 0.976368

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.569896779	0.000009303	0.739957591	0	0.968782908	0.00001042	0.332021492	0.000009303	0.739957591
2	0.499663208	0.666255429	0.000011688	0	0.000000303	0.914941327	0.451038316	0.666255429	0.000011688
3	0.440124934	0.051910976	0.000129281	0	0.000403383	0.043930437	0.029234956	0.051910976	0.000129281
4	0.252406896	0.002823756	0.232409745	0	0.025409735	0.00089173	0.067205133	0.002823756	0.232409745
5	0.218707236	0.257152564	0.006359688	0	0.000647301	0.038325454	0.003326782	0.257152564	0.006359688
6	0.188226721	0.016570359	0.019893941	0	0.00319405	0.000754346	0.093541471	0.016570359	0.019893941

6.5.3. Criteri di verifica

Per quanto riguarda la stima del livello di sicurezza si è scelto di analizzare la crisi degli elementi strutturali al variare della forza esterna sismica agente, con lo scopo di trovare la percentuale di azione sismica necessaria a produrre il primo fenomeno significativo di collasso. Si definirà quindi il valore dell'indice di rischio sismico α_{v_PGA} , pari a rapporto tra la PGA capacitiva che la struttura è in grado di sostenere e quella di domanda definita

mediante lo spettro sismico, e l'indice α_{v_Tr} relativo al rapporto tra i tempi di ritorno dell'evento sismico associati alla precedenti PGA.

Per quanto riguarda poi gli stati limite di esercizio per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III occorre verificare che l'azione sismica di progetto non produca, agli elementi costruttivi senza funzione strutturale, danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. L'indice che definisce tale criticità è α_{o_PGA} o α_{o_Tr} . Nel caso di costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai limiti indicati nel paragrafo 7.3.6.1 del D.M 17/01/2018 (vedi Tabella C8.3).

Per elementi di tamponatura collegati rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa, la verifica è soddisfatta se gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO risultano inferiori al limite seguente:

$$d_r < 0.005 \times 2/3 \times h = 0.00333h$$

6.6. Verifica nei confronti dei carichi statici

In questo paragrafo verranno riportate le verifiche degli elementi strutturali effettuate in combinazione statica SLU. Si precisa che non saranno verificati i solai in quanto essendo prefabbricati con armatura di precompressione si presuppone che siano stati già verificati in stabilimento mediante le prove di produzione. Se la committenza dovesse ritenere necessaria una verifica si consiglia di eseguire una prova di carico. Come prima cosa si verificheranno i pilastri considerando un schema di calcolo semplificato dove le travi sono considerate incernierate alle estremità. I pilastri saranno quindi soggetti ai soli carichi gravitazionali e all'azione eolica che nel progetto di calcolo originale non era stata nemmeno presa in considerazione. La volontà è quella di verificare il corretto dimensionamento delle sezioni in c.a. dei pilastri per i soli sforzi di compressione. L'armatura in mezzera delle travi, essendo maggiore rispetto a quella di progetto lascia un certo margine alla formazione di eventuali cerniere plastiche che possono localizzarsi o all'estremità della trave o nella sezione del pilastro. Inoltre l'armatura stessa della trave, all'estradosso, è calcolata considerando il peso del solaio e quindi risulta essere maggiore rispetto a quella effettivamente necessaria. Considerando lo schema cerniera-cerniera non sono trasmessi momenti flettenti ai pilastri che avendo le armature disposte nel solo nucleo interno non hanno grandi capacità resistenziali rispetto alle sollecitazioni flettenti. Le verifiche dei pilastri sono condotte in relazione al raggiungimento di uno stato limite SLU della sezione e non alle tensioni ammissibili come nel caso delle travi riportato nei paragrafi successivi.

Nelle immagini che seguono gli elementi non verificati hanno colore rosso. Si rimanda comunque alla legenda associata ad ogni immagine per la definizione delle singole verifiche (riportate anche nei tabulati di calcolo): la

gradazione dal giallo a verde indica che la verifica risulta essere soddisfatta. Le immagini sono rappresentative dei soli pilastri in quanto non è possibile verificare le travi poiché la fase di montaggio non è modellabile e per tale motivo sono riportate più avanti.

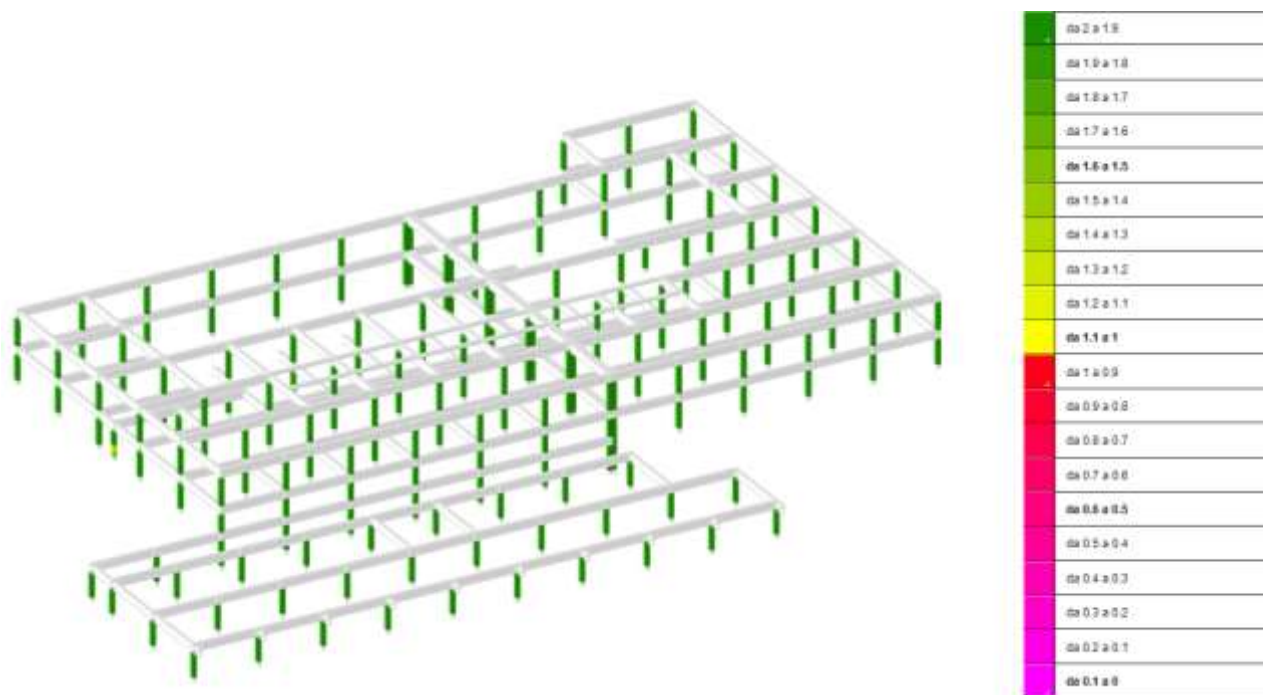


Figura 35 Verifica a flessione

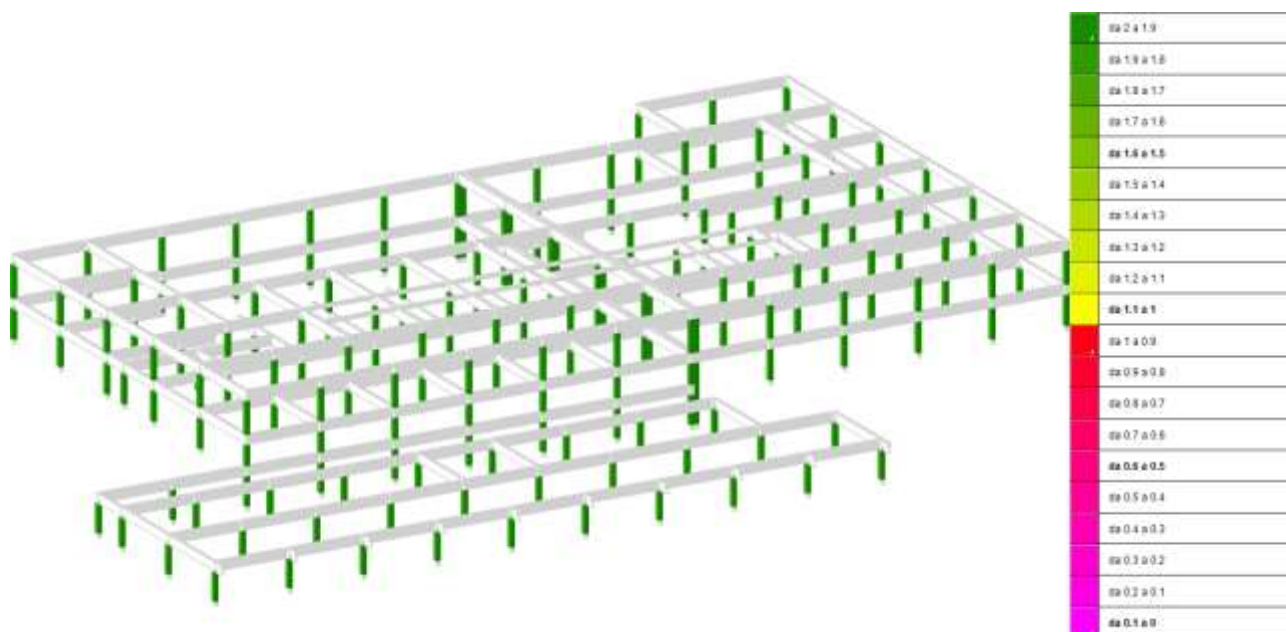


Figura 36 Verifica a taglio

I pilastri, in condizione statica, risultano essere verificati. In alcuni casi, quando la non verifica della sezione era a quota diversa da quelle di attacco e di fine del pilastro, si sono considerate anche le armature esterne del cassero in quanto si può ritenere che lontano dalle sezioni di estremità anche le armature presenti nella crosta di CLS resistano alla sollecitazione sismica poiché debitamente ancorate. Per quanto riguarda le travi si procede ora alla verifica tipologica in quanto le verifiche agli stati limite eseguite in automatico dal software sono fuorvianti.

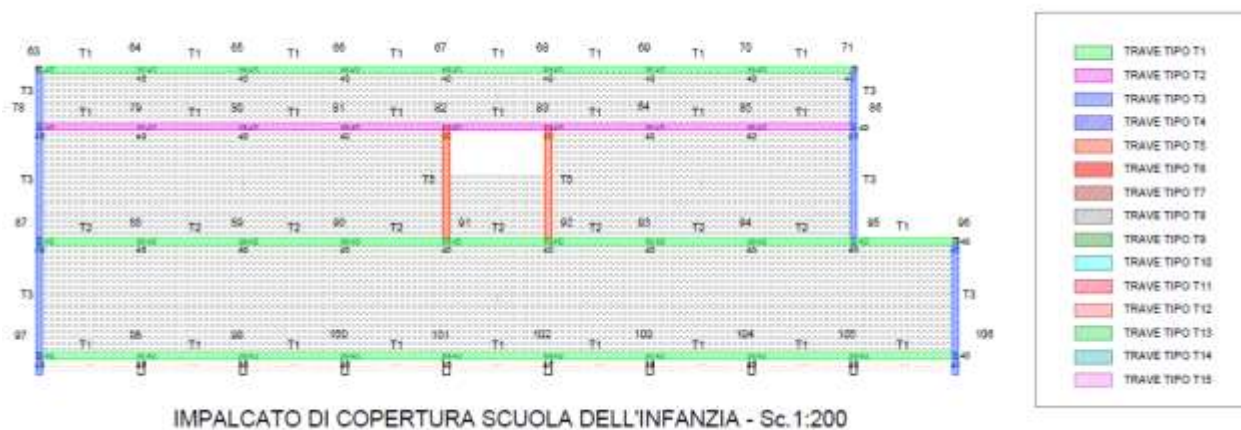
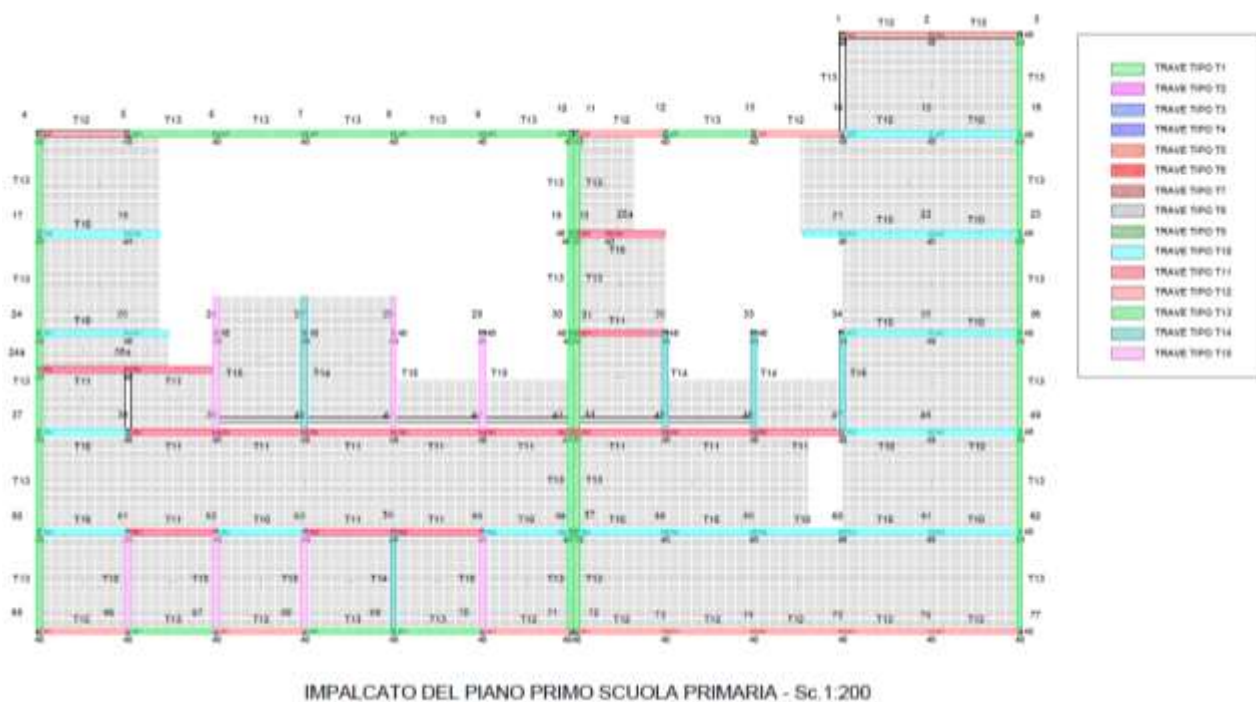
6.7. Verifica a momento positivo delle travi

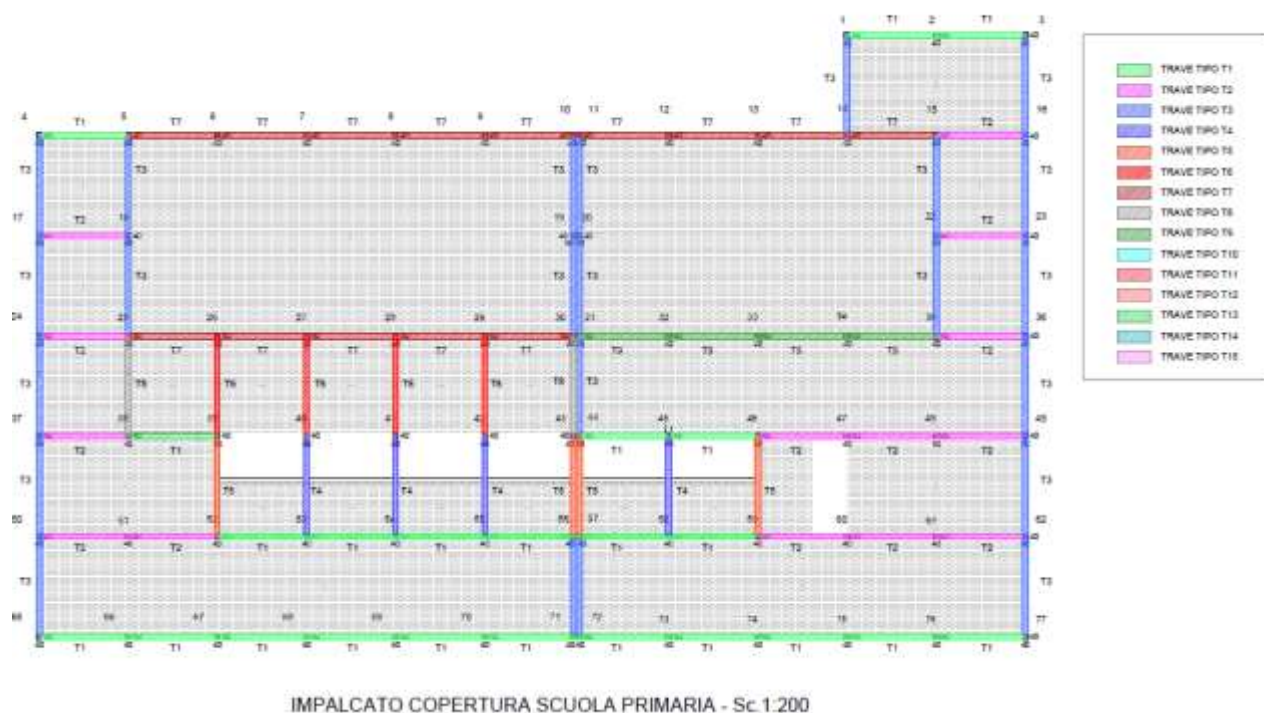
Le armature scelte per la verifica sono relative a quanto è stato possibile osservare mediante i saggi effettuati. In alcuni casi per le travi ove non è stato possibile eseguire alcun saggio si è assegnata un armatura in analogia con le altre e in proporzione alle diverse condizioni di carico. Si eseguirà il calcolo della tensione sulle armature considerando le due fasi cerniera-cerniera prima e incastro-incastro poi. La tensione ammissibile è valutata senza considerare il coefficiente riduttivo legato al fattore di confidenza ritenendo che, perlomeno nelle zone ove si sono effettuati i saggi e visto i certificati dei materiali originali fosse possibile adottare $FC=1$.

Travi Impalcato Copertura Scuola dell'Infanzia				
Trave Tipo	Indagine Eseguita	Armatura Rilevata		As
		n	ϕ	
T1	-	metà T2		10.9586
T2	SV1_II°	2	14	21.9172
		6	20	
T3	SV2_II°	2	14	15.1348
		6	16	
T5	-	metà T4		10.362

Travi Primo Impalcato Scuola Primaria				
Trave Tipo	Indagine Eseguita	Armatura Rilevata		As
		n	φ	
T10		2	14	25.8108
		4	18	
		4	20	
T11		metà T10		12.9054
T12	-	metà T10 + pannello		12.9054
T13	SV2_II°	2	14	15.1348
		6	16	
T14	SV4_II° Mezzeria	2	14	25.9364
		2	16	
		6	20	
	SV10_II° Appoggio	2	14	21.9172
		6	20	
	SV12_I° estradosso	1	16	11.4296
		3	20	
T15	SV3_II°	2	14	15.1348
		6	16	

Travi Impalcato Copertura Scuola Primaria				
Trave Tipo	Indagine Eseguita	Armatura Rilevata		As
		n	φ	
T1		metà T2		10.9586
T2	SV1_II° (Analogia Infanzia)	2	14	21.9172
		6	20	
T3	SV2_II°	2	14	15.1348
		6	16	
T4	SV10_I° intradosso	2	14	20.724
		2	18	
		4	20	
	SV11_I° estradosso	2	8	12.403
		3	22	
T5		metà T4		10.362
T6	SV7_II°	2	14	21.9172
		6	20	
T7	SV6_II°	2	14	25.9364
		2	16	
		6	20	
T8		metà T6		10.9586
T9	SV8_II°	2	14	25.9364
		2	16	
		6	20	





6.7.1.1. Verifica trave T1

Nella verifica non viene considerato volutamente il peso proprio del pannello in quanto essendo gettato con il rigetto superiore in realtà aumenterebbe l'altezza utile della sezione. Inoltre l'armatura adottata in mezzeria per la verifica è probabilmente inferiore a quella effettivamente presente poiché le travi non caricate, per quanto si è osservato dai saggi, hanno tutte un armatura di $6\phi 16 + 2\phi 14$. Si è adottato un quantitativo pari alla metà della trave T2 essendo la trave T1 analoga ma con metà dell'area di carico.

Carichi trave T1	
Peso proprio	600 kg/ml
Solaio	320 kg/mq
Permanenti portati	120 kg/mq
Accidentale	80 kg/mq
Luce solaio	3.6 m
Carico I Fase	1752 kg/ml
Carico II fase	720 kg/ml
Luce trave	6.4 m
M_I fase	89.7024 kNm
M_II fase	12.288 kNm
M_tot Mezzeria	101.9904 kNm
M_Incatro	24.576 kNm
V_I fase	5606.4 kg
V_II fase	2304 kg
V_tot	7910.4

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T1

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

Titolo :

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	10.95	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 297.6 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.488 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -7.07 N/mm²
 σ_s 194.8 N/mm²
 ϵ_s 0.974 ‰
d 47.08 cm
x 16.6 x/d 0.3525
 δ 0.8806

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

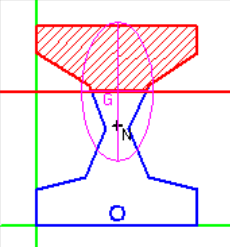


Figura 37 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T1

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	10.95	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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

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

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Figura 38 Tensione II fase

Verifica trave T1	
sigma I fase	194.8 N/mm²
Signma II fase	16.5 N/mm²
Sigma totale	211.3 N/mm²
Tensione limite	215 N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.017511

6.7.1.2. Verifica trave T2

Carichi trave T2		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	120	kg/mq
Accidentale	80	kg/mq
Luce solaio	7.2	m
Carico I Fase	2904	kg/ml
Carico II fase	1440	kg/ml
Luce trave	6.4	m
M_I fase	148.6848	kNm
M_II fase	24.576	kNm
M_tot Mezzeria	173.2608	kNm
M_Incatro	49.152	kNm
V_I fase	9292.8	kg
V_II fase	4608	kg
V_tot	13900.8	

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T2

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

TITOLO :

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.91	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 148.68 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 297.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.488 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -9.953 N/mm²
σ_s 165.4 N/mm²
ε_s 0.8272 ‰
d 47.22 cm
x 22.4 x/d 0.4744
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Figura 39 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T2

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

Titolo :

N° Vertici **14** Zoom N° barre **1** Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.93	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 297.6 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.488 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -0.6713 N/mm²
 σ_s 17.05 N/mm²
 ϵ_s 0.08524 ‰
d 75 cm
x 27.85 x/d 0.3713
 δ 0.9041

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Figura 40 Tensione II fase

Verifica trave T2		
sigma I fase	165.5	N/mm²
Signma II fase	17.05	N/mm²
Sigma totale	182.55	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.17776	

6.7.1.3. Verifica trave T3

La trave T3 nonostante abbia una luce maggiore della trave T1 risulta essere una semplice trave di bordo che sorregge il solo parapetto. Armata come da Saggio SV2_Il risulta avere più armatura di quanto stimata per la trave T1 di conseguenza la verifica si ritiene soddisfatta.

6.7.1.4. Verifica trave T6

Carichi trave T6		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	120	kg/mq
Accidentale	80	kg/mq
luce solaio	6.4	m
Carico I Fase	2648	kg/ml
Carico II fase	1280	kg/ml
Luce trave	7.2	m
M_I fase	171.5904	kNm
M_II fase	27.648	kNm
M_tot Mezzeria	199.2384	kNm
M_Incatro	55.296	kNm
V_I fase	9532.8	kg
V_II fase	4608	kg
V_tot	14140.8	

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T6

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

Titolo:

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.92	20	3

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 171.59 kNm
M_{yEd} 0 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

Materiali: FeB38k C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 297.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.488 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -11.49 N/mm²
σ_s 190.8 N/mm²
ε_s 0.9542 ‰
d 47.22 cm
x 22.4 x/d 0.4745
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

Figura 41 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T6

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21.92	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} 27.64 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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

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

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Figura 42 Tensione II fase

Verifica trave T6		
sigma I fase	190.8	N/mm²
Signma II fase	19.19	N/mm²
Sigma totale	209.99	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.023858	

6.7.1.5. Verifica trave T7

Carichi trave T7		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	275	kg/mq
Permanenti portati	180	kg/mq
Carico parapetto	410	kg/ml
Accidentale	80	kg/mq
Luce solaio	7.2	m
Carico I Fase	2580	kg/ml
Carico II fase	2282	kg/ml
Luce trave	6.4	m
M_I fase	132.096	kNm
M_II fase	38.94613	kNm
M_tot Mezzeria	171.0421	kNm
M_Incatro	77.89227	kNm
V_I fase	8256	kg
V_II fase	7302.4	kg
V_tot	15558.4	

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T7

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

TITOLO :

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 132.096 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali: FeB38k C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 297.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.488 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -8.569 N/mm²
σ_s 124.9 N/mm²
ε_s 0.6247 ‰
d 47.26 cm
x 23.97 x/d 0.5071
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Figura 43 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T7

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

TITOLO :

N° Vertici **14** Zoom N° barre **1** Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.93	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 297.6 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.488 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -1.007 N/mm²
 σ_s 23.07 N/mm²
 ϵ_s 0.1153 ‰
d 75 cm
x 29.69 x/d 0.3958
 δ 0.9348

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Figura 44 Tensione II fase

Verifica trave T7		
sigma I fase	124.9	N/mm²
Signma II fase	23.07	N/mm²
Sigma totale	147.97	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.452997	

6.7.1.6. Verifica trave T9

Carichi trave T9							
Peso proprio	600	kg/ml	Peso proprio	0	kg/ml		
Solaio	275	kg/mq	Solaio	320	kg/mq		
Permanenti portati	180	kg/mq	Permanenti portati	120	kg/mq		
Carico parapetto	0	kg/ml	Carico parapetto	0	kg/ml		
Accidentale	80	kg/mq	Accidentale	80	kg/mq		
luce solaio	7.2	m	luce solaio	3.6	m		
Carico I Fase	2580	kg/ml	Carico I Fase	1152	kg/ml		
Carico II fase	1872	kg/ml	Carico II fase	720	kg/ml		
Luce trave	6.4	m	Luce trave	6.4	m		
M_I fase	132.096	kNm	M_I fase	58.9824	kNm	M_I fase Tot.	191.0784
M_II fase	31.9488	kNm	M_II fase	12.288	kNm	M_II fase Tot.	44.2368
		M_tot Mezzeria	235.3152	kNm			
M_Incatro	88.4736	kNm					
V_I fase	11942.4	kg					
V_II fase	8294.4	kg					
		V_tot	20236.8				

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T9

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

Titolo :

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.93	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 191 kNm
M_{yEd} 0

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

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

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

Materiali
FeB38k **C30/37**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 297.6 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.488 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -12.39 N/mm²
 σ_s 180.6 N/mm²
 ϵ_s 0.9032 ‰
d 47.26 cm
x 23.97 x/d 0.5071
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

Figura 45 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T9

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.93	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} 44.23 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

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

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Figura 46 Tensione II fase

Verifica trave T9		
sigma I fase	180.6	N/mm²
Signma II fase	26.2	N/mm²
Sigma totale	206.8	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.039652	

In realtà il carico della zona con luce 14.4 metri è inferiore (si veda analisi dei carichi) di conseguenza la verifica è ancora più soddisfatta

6.7.1.7. Verifica trave T10

Carichi trave T10		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Accidentale	300	kg/mq
luce solaio	7.2	m
Carico I Fase	2904	kg/ml
Carico II fase	3996	kg/ml
Luce trave	6.4	m
M_I fase	148.6848	kNm
M_II fase	68.1984	kNm
M_tot Mezzeria	216.8832	kNm
M_Incatro	136.3968	kNm
V_I fase	9292.8	kg
V_II fase	12787.2	kg
V_tot	22080	

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T10

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

Titolo:

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.81	20	3

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

Collecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 148.68 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

Materiali: FeB38k C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 297.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.488 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -9.653 N/mm²
σ_s 141.3 N/mm²
ε_s 0.7063 ‰
d 47.26 cm
x 23.92 x/d 0.5062
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

Figura 47 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T10

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.81	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} 68.2 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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

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

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Figura 48 Tensione II fase

Verifica trave T10		
sigma I fase	141.3	N/mm²
Signma II fase	40.58	N/mm²
Sigma totale	181.88	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.182098	

6.7.1.8. Verifica trave T11

Carichi trave T11		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Accidentale	300	kg/mq
luce solaio	3.6	m
Carico I Fase	1752	kg/ml
Carico II fase	1998	kg/ml
Luce trave	6.4	m
M_I fase	89.7024	kNm
M_II fase	34.0992	kNm
M_tot Mezzeria	123.8016	kNm
M_Incatro	68.1984	kNm
V_I fase	5606.4	kg
V_II fase	6393.6	kg
V_tot	12000	

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T11

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

Titolo:

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.96	20	3

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 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

Materiali: FeB38k C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 297.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.488 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -6.76 N/mm²
σ_s 165.6 N/mm²
ε_s 0.8279 ‰
d 47.11 cm
x 17.89 x/d 0.3798
δ 0.9148

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

Figura 49 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T11

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.96	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} 34.099 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²

Verifica

N° iterazioni:

☐ Precompresso

ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Figura 50 Tensione II fase

Verifica trave T11		
sigma I fase	165.6	N/mm²
Signma II fase	38.99	N/mm²
Sigma totale	204.59	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.050882	

6.7.1.9. Verifica trave T12

Carichi trave T12		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Pannello	900	kg/ml
Accidentale	300	kg/mq
Luce solaio	3.6	m
Carico I Fase	1752	kg/ml
Carico II fase	2898	kg/ml
Luce trave	6.4	m
M_I fase	87.99805	kNm
M_II fase	48.51948	kNm
M_tot Mezzeria	136.5175	kNm
M_Incatro	98.9184	kNm
V_I fase	5606.4	kg
V_II fase	9273.6	kg
V_tot	14880	

Vista la presenza del pannello e considerando il fatto che l'armatura minima riscontrata nelle travi, anche quelle sulle quali non appoggia nessun solaio è pari a circa 15 cmq si adotta in questo caso un'armatura pari proprio all'armatura minima riscontrata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T12

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

TITOLO :

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15.13	20	3

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

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

Materiali
FeB38k **C30/37**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 271.7 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.359 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -6.383 N/mm²
 σ_s 139.9 N/mm²
 ϵ_s 0.6995 ‰
d 47.14 cm
x 19.15 x/d 0.4063
 δ 0.9479

Verifica
N° iterazioni: 3
☐ Precompresso

Figura 51 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T12

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15.13	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} 48.52 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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

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

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Figura 52 Tensione II fase

Verifica trave T12		
sigma I fase	139.9	N/mm²
Signma II fase	47.87	N/mm²
Sigma totale	187.77	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.145018	

6.7.1.10. Verifica trave T14

Carichi trave T14		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Accidentale	300	kg/mq
Luce solaio	6.4	m
Carico I Fase	2648	kg/ml
Carico II fase	3552	kg/ml
Luce trave	7.2	m
M_I fase	168.3302	kNm
M_II fase	75.26546	kNm
M_tot Mezzeria	243.5956	kNm
M_Incatro	153.4464	kNm
V_I fase	9532.8	kg
V_II fase	12787.2	kg
V_tot	22320	

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T14

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

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

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.93	20	3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

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

Materiali: FeB38k C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 297.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.488 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -10.92 N/mm²
σ_s 159.2 N/mm²
ε_s 0.796 ‰
d 47.26 cm
x 23.97 x/d 0.5071
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

Figura 53 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T14

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.93	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} 75.26 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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

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

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Figura 54 Tensione II fase

Verifica trave T14		
sigma I fase	159.2	N/mm²
Signma II fase	44.58	N/mm²
Sigma totale	203.78	N/mm²
Tensione limite	215	N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.055059	

6.7.1.11. Verifica trave T15

Carichi trave T15		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Accidentale	300	kg/mq
Luce solaio	3.2	m
Carico I Fase	1624	kg/ml
Carico II fase	1776	kg/ml
Luce trave	7.2	m
M_I fase	103.2357	kNm
M_II fase	37.63273	kNm
M_tot Mezzeria	140.8685	kNm
M_Incatro	76.7232	kNm
V_I fase	5846.4	kg
V_II fase	6393.6	kg
V_tot	12240	

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T15a

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

TITOLO :

N° Vertici 14 Zoom N° barre 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15.14	20	3

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

Collecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 103 kNm
M_{yEd} 0 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

Materiali
FeB38k C30/37
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 297.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 20 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.488 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -7.471 N/mm²
σ_s 163.7 N/mm²
ε_s 0.8183 ‰
d 47.14 cm
x 19.16 x/d 0.4064
δ 0.948

Verifica
N° iterazioni: 3
☐ Precompresso

Figura 55 Tensione I fase

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 Ifase_T15

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15.14	20	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} 37.63 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Materiali FeB38k C30/37

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

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

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Figura 56 Tensione II fase

Verifica trave T15	
sigma I fase	163.7 N/mm²
Signma II fase	37.11 N/mm²
Sigma totale	200.81 N/mm²
Tensione limite	215 N/mm²
Coefficiente di sicurezza sigma ammissibile/sigma	1.070664

6.8. Verifica a momento negativo delle travi in condizione SLU

Le armature a momento negativo sono di difficile individuazione in quanto mediante prove indirette non sono stimabili né il numero né il diametro delle barre e i saggi di fatto sono troppo impattanti in quanto si necessita di una demolizione troppo profonda del pacchetto architettonico-strutturale. Osservando il progetto originale calcolo si nota come le travature, calcolate a telaio per quanto riguarda l'armatura all'estradosso, siano state dimensionate con la totalità del carico ovvero considerando anche il peso proprio del solaio che in realtà essendo un carico di prima fase non genera momento negativo sulle travi. Tale aspetto lascia un certo margine alle verifiche da condurre in quanto in teoria il momento di calcolo allo stato attuale dovrebbe essere inferiore rispetto quanto stimato in fase di progetto. Si

precisa che in questo paragrafo sono effettuate alcune verifiche tipo agli SLU prendendo come riferimento la normativa attuale NTC 2018. La verifica è condotta prendendo valide le armature riportate nella relazione di calcolo.

Le verifiche sono condotte sulle sezioni di incastro che sono quelle maggiormente sollecitate. Non sono prese in considerazione eventuali sezioni interne della trave anche perché risulta impossibile verificare l'effettiva lunghezza dei ferri superiori della trave in quanto si renderebbe necessaria la demolizione di tutto il pacchetto architettonico sopra la trave. In fase di eventuali lavori si consiglia di demolire il solaio ed effettuare il controllo della lunghezza dei monconi in quanto si ricorda che le armature devono essere dotate di un corretto ancoraggio e devono coprire anche la zona relativa alla traslazione del momento che si instaura per la formazione del traliccio interno di resistenza.

6.8.1.1. Verifica trave T2

Si considera un coefficiente parziale per i carichi accidentali pari a 1.5 e un coefficiente parziale di sicurezza per i carichi permanenti pari a 1.2. . Lo schema di vincolo è ad incastro perfetto. Si considerano 3 barre di diametro 20 mm. I valori di resistenza in questo caso sono ridotti anche del fattore di confidenza FC pari a 1.2.

Carichi trave T2 - SLU M negativo	
Peso proprio	0 kg/ml
Solaio	0 kg/mq
Permanenti portati	120 kg/mq
Accidentale	80 kg/mq
Luce solaio	7.2 m
Carico II fase	1900.8 kg/ml
Luce trave	6.4 m
M_Incatro	64.88064 kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 T2_M_

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

TITOLO :

N* Vertici 14 Zoom N* barre 1 Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	9.42	20	70

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali FeB38k C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 271.7 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 16.67
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.359 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{Rd} -174.1 kNm
σ_c -16.67 N/mm²
σ_s 271.7 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 48.41 ‰
d 70 cm
x 4.72 x/d 0.06742
δ 0.7

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

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

Figura 57 Momento ultimo negativo trave tipo T2

$$M_{rd} > M_{ed} = 174.1 \text{ kNm} > 64.88 \text{ kNm}$$

Il momento ultimo è molto maggiore rispetto a quello agente. Questo è dovuto al fatto che come precedentemente detto il carico considerato in fase di progetto comprende anche il carico del solaio.

6.8.1.2. Verifica trave T10

Si considera un coefficiente parziale per i carichi accidentali pari a 1.5 e un coefficiente parziale di sicurezza per i carichi permanenti pari a 1.2. Lo schema di vincolo è ad incastro perfetto. Si considerano 4 barre di diametro 20 mm + 2 barre di diametro 8mm. I valori di resistenza in questo caso sono ridotti anche del fattore di confidenza FC pari a 1.2

Carichi trave T10 - SLU M negativo	
Peso proprio	0 kg/ml
Solaio	0 kg/mq
Permanenti portati	255 kg/mq
Accidentale	300 kg/mq
Luce solaio	7.2 m
Carico II fase	5443.2 kg/ml
Luce trave	6.4 m
M_Incatro	185.7946 kNm

Figura 58 Momento ultimo negativo trave T10

Osservando quanto sopra si nota la sovra resistenza a flessione delle travi in condizioni statiche sulla sezione di appoggio. Si può quindi concludere che la verifica statica a flessione per momento negativo delle travi risulta essere verificata. Nel modello di calcolo FEM per poter stimare l'indice di rischio sismico delle travi e quello del meccanismo di nodo trave – pilastro, del quale torneremo a parlare nel paragrafo dedicato, le travi sono state modellate mediante una sezione equivalente di dimensioni 30x78 cm. Ciò è stato necessario per poter implementare le armature nel software ed effettuare la verifica sismica. Si specifica che la verifica in mezzzeria in fase sismica risulta essere del tutto inutile in quanto le sollecitazioni sismiche si concentrano nelle sezioni di estremità. Si procede ora ad un veloce controllo tra i momenti ultimi resistenti nelle travi a sezione a doppio T e sezione rettangolare. Si pongono due casi limite uno con armatura di 1 cmq e un altro con armatura di 30cmq.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 T10_M_

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1	20	70

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

Materiali

FeB38k	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 271.7 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 16.67
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.359 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

M_{xRd} kNm

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

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

Figura 59 – Momento ultimo negativo per sezione effettiva e As 1 cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 T10_M_

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

TITOLO :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1	8

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

Materiali

FeB38k	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 271.7 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 16.67
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.359 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

M_{xRd} kNm

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

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

Figura 60 – Momento ultimo negativo per sezione rettangolare e As 1 cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 T10_M_

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	9
4	28	12
5	23	24
6	28	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	30	20	70

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

Materiali

FeB38k	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 271.7 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 16.67
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.359 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -518.2 kNm

σ_c -16.67 N/mm²
 σ_s 271.7 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.442 ‰
d 70 cm
x 18.93 x/d 0.2704
 δ 0.778

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 61 – Momento ultimo negativo per sezione effettiva e As 30 cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1888 Trave X_Carichi 2018 T10_M_

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

TITOLO :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	8

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

Materiali

FeB38k	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 271.7 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 16.67
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.359 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -502.3 kNm

σ_c -16.67 N/mm²
 σ_s 271.7 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 8.672 ‰
d 70 cm
x 20.13 x/d 0.2875
 δ 0.7994

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 62 – Momento ultimo negativo per sezione rettangolare e As 30 cmq

Come si nota dalle immagini soprastanti schematizzando la trave con una sezione rettangolare il momento ultimo risulta essere sempre confrontabile, a parità di armatura con quello della sezione reale.

La schematizzazione con trave 30x78 non altera quindi i risultati della verifica a momento negativo e permette l'implementazione nel software di calcolo delle armature mediante le quali è stato poi possibile eseguire le verifiche in automatico ed estrarre i relativi indici di rischio sismico delle travi

6.9. Verifica a taglio delle travi in condizione SLU

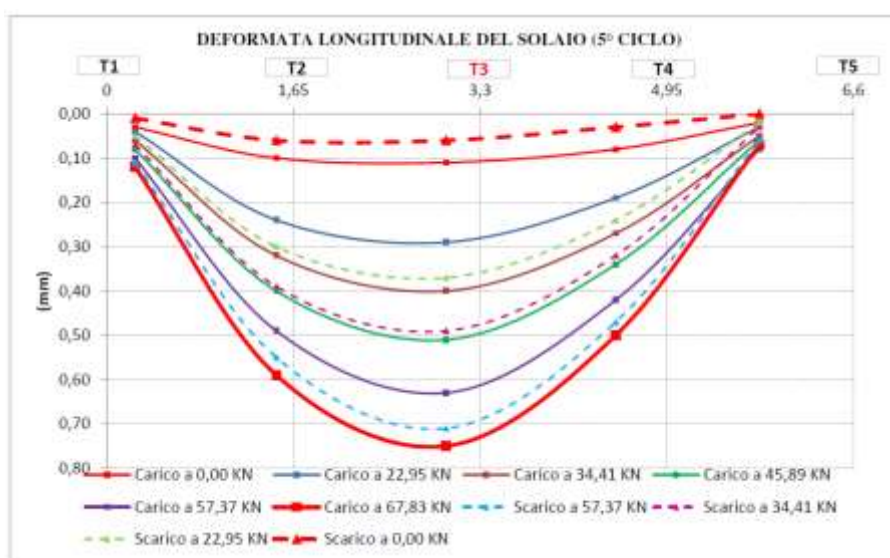
La verifica a taglio in fase statica sarà condotta manualmente. Nella relazione di calcolo originale il taglio è affidato a tutta la trave comprensiva di rigetto. A parere dello scrivente in realtà, considerando lo schema a traliccio per la resistenza a taglio, la sezione reagente è principalmente quella della sola trave prefabbricata in quanto le staffe sono disposte esclusivamente su tale zona così come anche i ferri piegati. Dai saggi infatti la parte superiore non è staffata ma presenta solo dei cavallotti di collegamento ed inoltre i ferri piegati si presuppone che siano interni alla trave prefabbricata. Osservando la verifica eseguita dal progettista nella relazione di calcolo originale la tensione massima τ_{c1} risulta essere superata diverse volte ed in teoria ciò fa presupporre che la sezione doveva essere ridimensionata, senza considerare il fatto della mancata omogeneizzazione del CLS e del non aver considerato la fase di montaggio dove veramente è solo la trave prefabbricata a farsi carico degli sforzi tangenziali. Ciò ha spinto lo scrivente ad eseguire una prova di carico su una trave tipo mediante la quale è stato massimizzato il taglio sugli appoggi. Il carico è stato definito in funzione dei carichi accidentali. Ad ogni martinetto è stato assegnato un carico tale da avere agli appoggi almeno un'azione pari a 6912 kg che altro non è che il carico utile della struttura.

$$F_{max} = 300 \times 7.2 \times 6.4 / 2 = 6912 \text{ kg}$$

Si è preferito considerare l'effettivo carico di utilizzo del fabbricato (300 kg/mq) in quanto comunque durante la prova l'elemento non ha presentato particolari fenomeni plastici e perché, con il rischio di provocare una rottura fragile, non si voleva danneggiare la struttura.



Figura 63 Posizionamento zone di misura



L'andamento delle deformate della prova di carico, riportato nel rapporto di prova allegato, dimostra come la trave sia sempre rimasta in campo elastico recuperando praticamente sempre la deformata con uno spostamento residuo di circa l'8% comunque in linea con il fatto che probabilmente era la prima volta che sulla trave agiva un carico di più di 13000 kg. L'andamento della deformazione è riconducibile a quello di una trave con un semi-incastro sintomo che comunque il nodo funziona da vincolo per la trave.

Volendo schematizzare l'andamento della deformata sulla trave mediante software FEM si ottengono i seguenti risultati:

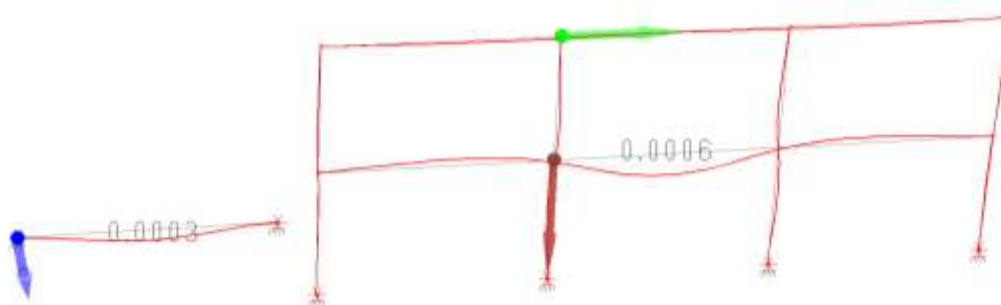


Figura 64 Schematizzazione della prova di carico

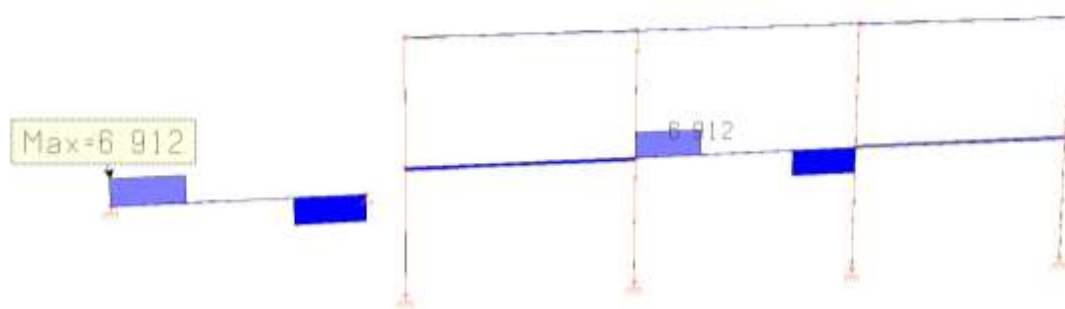


Figura 65 Andamento del taglio

Lo schema a telaio è ovviamente il più rappresentativo di quello che accade veramente ed avendo delle sezioni dei pilastri più piccole rispetto a quella della trave ci si poteva aspettare un andamento di questo tipo. Il taglio comunque è stato massimizzato agli appoggi così come si nota dall'immagine soprastante.

6.9.1.1. Verifica trave T2

La verifica sarà condotta considerando un R_{ck} di 40 N/mm² in quanto si considera al sola anima della sezione prefabbricata. Considerare un valore diverso sarebbe stato troppo cautelativo e dallo schiacciamento delle carote si nota come si potrebbero utilizzare anche valori superiori in quanto i valori medi di resistenza del CLS delle carote sono anche superiori. L'anima della trave viene considerata pari a 110 mm considerando comunque almeno un parziale effetto diffusivo avendo la sezione circolare nella zona centrale.

Taglio trave T2 - SLU	
Peso proprio	600 kg/ml
Solaio	320 kg/mq
Permanenti portati	120 kg/mq
Accidentale	80 kg/mq
γ_{g1}	1.1
γ_{g2}	1.2
γ_q	1.5
Luce solaio	7.2 m
Carico I Fase	3194.4 kg/ml
Carico II fase	1900.8 kg/ml
Luce trave	6.4 m
V_I fase	10222.08 kg
V_II fase	6082.56 kg
V_tot	16304.64

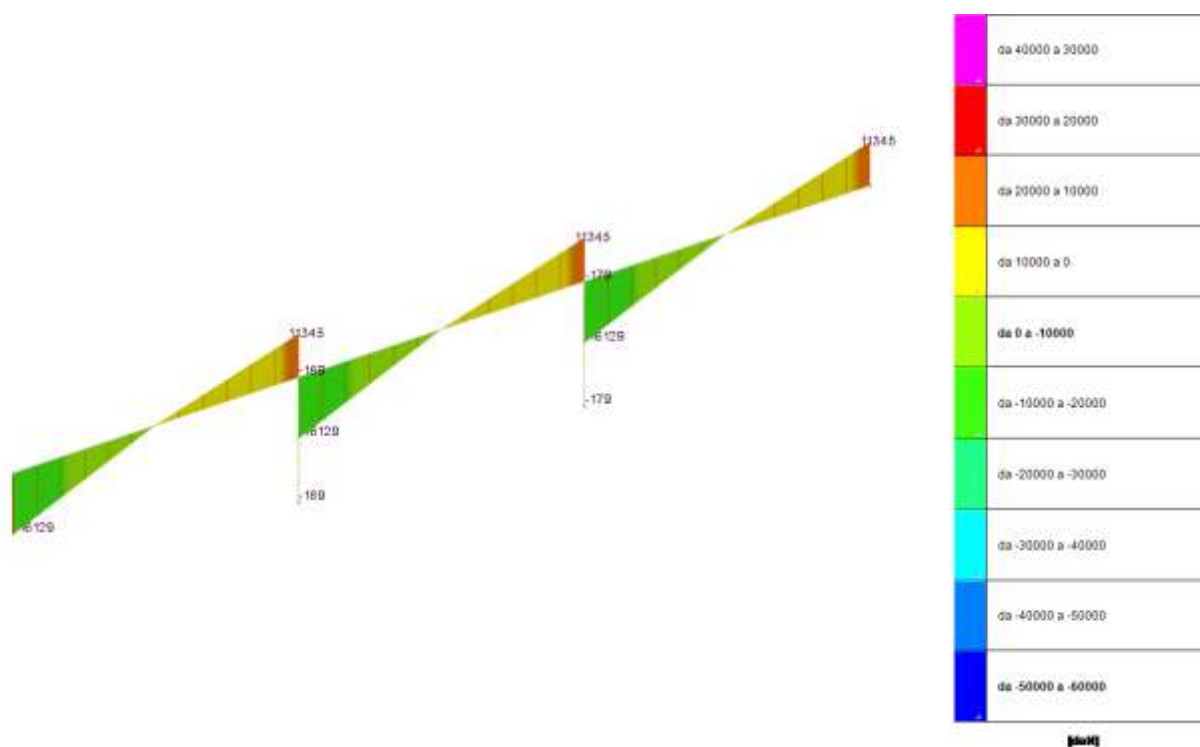


Figura 66 Taglio massimo da modello di calcolo SLU

Nella relazione di calcolo si legge l'utilizzo di numero due piegati di diametro 20mm. Nella verifica si considera un solo ferro. A seguire si riporta la verifica della sezione con l'angolo di inclinazione dei puntoni di CLS variabile. Non si considera la resistenza del CLS superiore del rigetto.

TRAVE T2 - CALCOLO TAGLIO RESISTENTE SLU						
Cotg	2		Fc	1.2		
fyk	375 N/mmq		Y_acciao	1.15		
fck	33.2 N/mmq		Y_CLS	1.5		
fyd	271.7391 N/mmq		fcd	18.44444 N/mmq		
alfa	45		cotg_alfa	1	sin_alfa	0.707107
alfa	90		cotg_alfa	6.13E-17	sin_alfa	1
s_piegati	1000 mm					
s_staffe	130 mm					
	nbarre	fibarre	totale			
As_piegati	1	20	314.1593			
As_staffe	2	6	56.54867			
copriferro		30				
h_sezione		500				
h_utile		470				
Vrsd_staffe		10000.04 kg				
Vrsd_piegati		7660.351 kg				
Vrsd_pigati max		7660.351				
Vrsd_totale		17660.39				
b	110 mm					
alfa_c	1					
f'cd	9.222222 N/mmq					
Vrcd	171644 kg					
Vrd	17660.39					
Ved	16304 kg		Da inserire ma calcolo			
Verifica	1.083194		Ok			

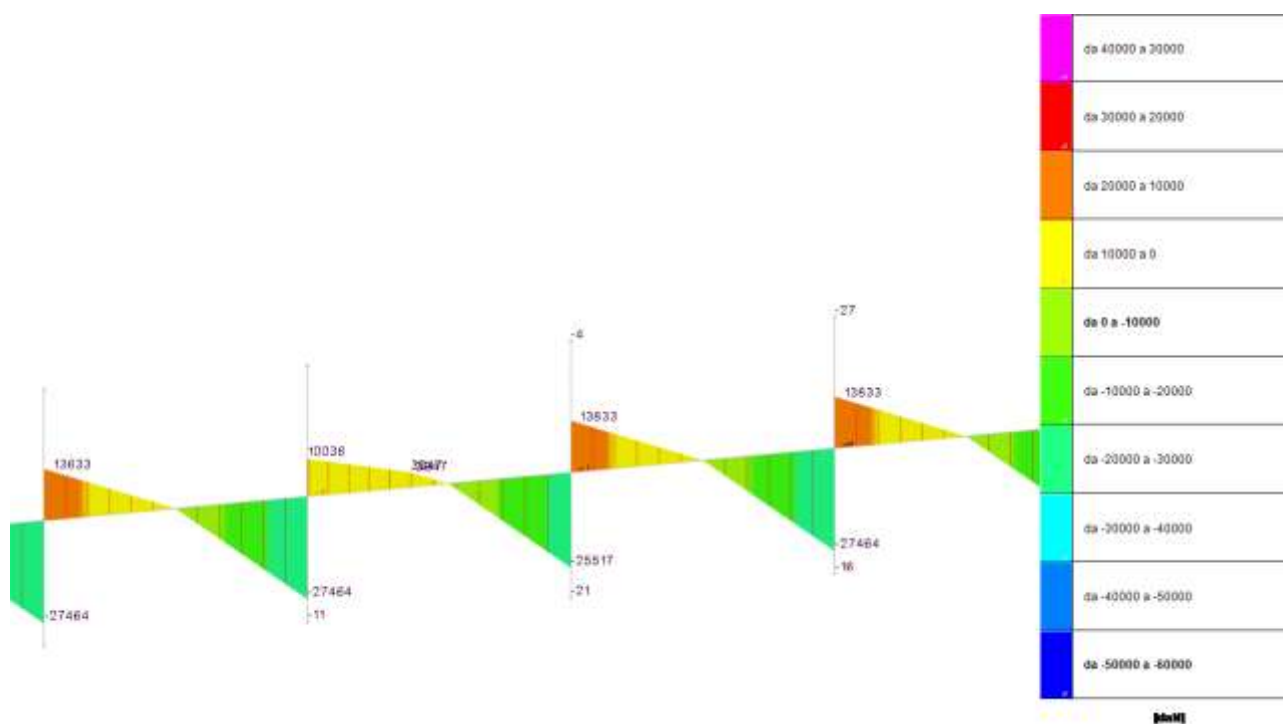
Note
Vrsd_pigati max pari al minimo tra la resistenza delle staffe e il valore di resistenza dei piegati
Vrsd_totale= paria alla somma della resistenza delle sfaffe e quella massima dei piegati

La verifica, anche in relazione alle ipotesi cautelative adottate, risulta essere soddisfatta.

6.9.1.2. Verifica trave T10

Tale trave risulta essere in analogia con quella della prova di carico.

Taglio trave T10 - SLU		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Accidentale	300	kg/mq
Yg1	1.1	
Yg2	1.2	
Yq	1.5	
luce solaio	7.2	m
Carico I Fase	3194.4	kg/ml
Carico II fase	5443.2	kg/ml
Luce trave	6.4	m
V_I fase	10222.08	kg
V_II fase	17418.24	kg
V_tot	27640.32	kg



TRAVE T10 - CALCOLO TAGLIO RESISTENTE SLU							
Cotg	2.05		Fc	1.2			
f _{yk}	375	N/mm ²	Y_acciao	1.15			
f _{ck}	40	N/mm ²	Y_CLS	1.5			
f _{yd}	271.7391	N/mm ²	f _{cd}	22.22222	N/mm ²		
alfa	45		cotg_alfa	1	sin_alfa	0.707107	
alfa	90		cotg_alfa	6.13E-17	sin_alfa	1	
s_piegati	500	mm					
s_staffe	130	mm					
	nbarre	fibarre	totale				
As_piegat	1	20	314.1593				
As_staffe	2	6	56.54867				
copriferro		30					
h_sezione		500					
h_utile		470					
V _{rsd_staffe}		10250.04	kg				
V _{rsd_piegati}		15576.05	kg				
V _{rsd_pigati max}		10250.04					
V _{rsd_totale}		20500.07					
b	110	mm					
alfa_c	1						
f' _{cd}	11.11111	N/mm ²					
V _{rcd}	20371.94	kg					
V _{rd}	20371.94	kg					
V _{ed}	27640	kg	Da inserire ma calcolo				
Verifica	0.737045		No				

Note
V_{rsd_pigati max} pari al minimo tra la resistenza delle staffe e il valore di resistenza dei piegati
V_{rsd_totale} = paria alla somma della resistenza delle sfaffe e quella massima dei piegati

La verifica non è soddisfatta. Si procede quindi a fare qualche considerazione in merito a tale non verifica. Di fatto ciò che condiziona maggiormente la resistenza è che i piegati sono considerati reagenti al massimo per un valore di taglio resistente pari a quello delle staffe e che non si considera reagente il rigetto superiore della trave. La poca capacità delle bielle compresse che si nota dalla verifica soprastante è comunque in linea con quanto riportato nella relazione di calcolo originale dove veniva superata la tensione massima Tc1.

Si ipotizza allora un fattore di confidenza unitario per le caratteristiche materiche. Si considera una diffusione del puntone compresso almeno per un'altezza di circa 68 cm considerando possibile la collaborazione tra la trave prefabbricata e il rigetto nell'istaurarsi del meccanismo resistente a traliccio e si considera quindi un R_{ck} di 37N/mm² derivante dallo schiacciamento delle carote della parte costituente la crosta esterna del pilastro. La resistenza quindi diventa pari a:

TRAVE T10 - CALCOLO TAGLIO RESISTENTE SLU							
Cotg	1.75		Fc	1			
fyk	375 N/mmq		Y_acciao	1.15			
fck	30 N/mmq		Y_CLS	1.5			
fyd	326.087 N/mmq		fcd	20 N/mmq			
alfa	45		cotg_alfa	1 sin_alfa	0.707107		
alfa	90		cotg_alfa	6.13E-17 sin_alfa	1		
s_piegati	500 mm						
s_staffe	130 mm						
	nbarre	fibarre	totale				
As_piegat	1	20	314.1593				
As_staffe	2	6	56.54867				
copriferro		30					
h_sezione		680					
h_utile		650					
Vrsd_staffe	14521.33 kg						
Vrsd_piegati	23307.03 kg						
Vrsd_pigati max	14521.33						
Vrsd_totale	29042.66						
b	110 mm						
alfa_c	1						
f'cd	10 N/mmq						
Vrcd	27720 kg						
Vrd	27720 kg						
Ved	27640 kg		Da inserire ma calcolo				
Verifica	1.002894		Ok				

Note
Vrsd_pigati max pari al minimo tra la resistenza delle staffe e il valore di resistenza dei piegati
Vrsd_totale= paria alla somma della resistenza delle sfaffe e quella massima dei piegati

La verifica ora risulta essere soddisfatta. Quello che poi non si considera è l'effetto del confinamento delle staffe sull'anima della trave. Le stesse sono infatti ad aderenza migliorata e ben disposte. Ciò lascia un certo margine alla stima della resistenza del Vrcd dei puntoni compressi della sezione in quanto il valore della resistenza a compressione del CLS, fck, risulta sicuramente maggiore. Tale verifica lascia comunque poco margine alla sicurezza strutturale.

Inoltre volendo ridurre il taglio agente si potrebbe considerare la lunghezza effettiva della trave che risulta essere di 6 metri e non 6.4m in considerazione dei 40 cm di appoggio.

Il carico risulta così essere pari a:

Taglio trave T10 - SLU		
Peso proprio	600	kg/ml
Solaio	320	kg/mq
Permanenti portati	255	kg/mq
Accidentale	300	kg/mq
γ_{g1}	1.1	
γ_{g2}	1.2	
γ_q	1.5	
luce solaio	7.2	m
Carico I Fase	3194.4	kg/ml
Carico II fase	5443.2	kg/ml
Luce trave	6	m
V_I fase	9583.2	kg
V_II fase	16329.6	kg
V_tot	25912.8	kg

Si procede quindi a considerare l'effettiva resistenza dei piegati ed una resistenza del CLS fck derivante pari alla media di quella derivante dallo schiacciamento delle carote rappresentative della parte prefabbricata. La sezione è di nuovo considerata ad altezza di 50cm.

TRAVE T10 - CALCOLO TAGLIO RESISTENTE SLU						
Cotg	1.65		Fc	1		
fyk	375	N/mm ²	Y_acciaio	1.15		
fck	38	N/mm ²	Y_CLS	1.5		
fyd	326.087	N/mm ²	fcd	25.33333	N/mm ²	
alfa	45		cotg_alfa	1	sin_alfa	0.707107
alfa	90		cotg_alfa	6.13E-17	sin_alfa	1
s_piegati	500	mm				
s_staffe	130	mm				
	nbarre	fibarre	totale			
As_piegat	1	20	314.1593			
As_staffe	2	6	56.54867			
copriferro		30				
h_sezione		500				
h_utile		470				
Vrsd_staffe		9900.036	kg			
Vrsd_piegati		16239.94	kg			
Vrsd_totale		26139.98				
b	110	mm				
alfa_c	1					
f'cd	12.66667	N/mm ²				
Vrcd	26124.3	kg				
Vrd	26124.3	kg				
Ved	25912	kg	Da inserire ma calcolo			
Verifica	1.008193		Ok			

Note
Vrsd_piegati max pari al minimo tra la resistenza delle staffe e il valore di resistenza dei piegati
Vrsd_totale= paria alla somma della resistenza delle staffe e quella massima dei piegati

Anche in questo caso la verifica sembrerebbe essere soddisfatta. Infine si potrebbero ridurre ulteriormente i carichi intervenendo sui coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni permanenti riducendoli ancora:

Taglio trave T10 - SLU	
Peso proprio	600 kg/ml
Solaio	320 kg/mq
Permanententi portati	255 kg/mq
Accidentale	300 kg/mq
Yg1	1
Yg2	1
Yq	1.5
luce solaio	7.2 m
Carico I Fase	2904 kg/ml
Carico II fase	5076 kg/ml
Luce trave	6 m
V_I fase	8712 kg
V_II fase	15228 kg
V_tot	23940 kg

Il taglio così ottenuto è di 23940 kg che migliorerebbe ancora di più la verifica a taglio.

Tutto quanto sopra descritto ha dimostrato come comunque la verifica sia al limite e dipenda molto dalle ipotesi scelte. Mediante la prova di carico eseguita si è comunque dimostrato come la struttura abbia, oggi, ben reagito al carico accidentale che ipoteticamente potrebbe avere durante la sua vita utile. Quello che si consiglia magari è eseguire un'ulteriore campagna prove per poter definire un fattore di confidenza pari almeno a 1 mediante un livello di conoscenza pari a LC3 e magari eseguire ulteriori prove di carico tipologiche. Ad oggi la struttura sembrerebbe essere comunque adeguata a resistere ai carichi gravitazionali ma come detto, visto anche l'incertezza che caratterizza il progetto originale, si consiglia quanto sopra.

Nella relazione di calcolo si legge, per una stessa tipologia di trave, che sono stati utilizzati fi 18 come piegati e staffe fi 8/13. Si procede quindi alla nuova verifica considerando tale armatura.

TRAVE T10 - CALCOLO TAGLIO RESISTENTE SLU							
Cotg	1.66		Fc	1			
f _{yk}	375 N/mm ²		Y _{acciaio}	1.15			
f _{ck}	38 N/mm ²		Y _{CLS}	1.5			
f _{yd}	326.087 N/mm ²		f _{cd}	25.33333 N/mm ²			
alfa	45		cotg_alfa	1 sin_alfa	0.707107		
alfa	90		cotg_alfa	6.13E-17 sin_alfa	1		
s_piegati	500 mm						
s_staffe	180 mm						
	nbarre	fibarre	totale				
As_piegati	1	18	254.469				
As_staffe	2	8	100.531				
copriferro		30					
h_sezione		500					
h_utile		470					
V _{rsd_staffe}	12788.19 kg						
V _{rsd_piegati}	13203.99 kg						
V _{rsd_pigati max}	12788.19 kg						
V _{rsd_totale}	25992.19						
b	110 mm						
alfa_c	1						
f' _{cd}	12.66667 N/mm ²						
V _{rcd}	26050.99 kg						
V _{rd}	25992.19 kg						
V _{ed}	25912 kg		Da inserire ma calcolo				
Verifica	1.003095		Ok				

Il taglio resistente risulta essere paragonabile a quanto visto in precedenza ma si sottolinea come dalle prove l'unico diametro individuato per le staffe è pari a 6mm e il passo è minore dei 18cm relativi alle staffe fi 8.

6.9.1.3. Verifica trave T14

Osservando i carichi sopra riportati si può considerare come la trave T10.

Taglio trave T14 - SLU	
Peso proprio	600 kg/ml
Solaio	320 kg/mq
Permanenti portati	255 kg/mq
Accidentale	300 kg/mq
γ_{g1}	1.1
γ_{g2}	1.2
γ_q	1.5
Luce solaio	6.4 m
Carico I Fase	2912.8 kg/ml
Carico II fase	4838.4 kg/ml
Luce trave	7.2 m
V_I fase	10486.08 kg
V_II fase	17418.24 kg
V_tot	27904.32 kg

Valgono le stesse considerazioni fatte per la trave T10.

6.9.1.4. Considerazioni conclusivi inerenti la verifica a taglio

Le verifiche tipologiche riportate sopra sono indicative e non lasciano un margine di sicurezza elevato tanto che si consiglia di prendere comunque in considerazione un eventuale intervento di rinforzo nell'immediato. La struttura, anche a seguito della prova di carico eseguita, sembrerebbe comunque essere in grado di resistere alle azioni verticali. Si specifica poi come nel modello di calcolo per la verifica sismica e la definizione degli indici di rischio le travi siano state schematizzate con una sezione rettangolare di dimensioni tali da essere paragonabile in massa e rigidezza alla trave a sezione X. In questo modo si sono ottimizzate le verifica dei nodi di CLS trave pilastro e la verifica a momento negativo della trave in fase sismica. Si ricorda poi che per non tenere in considerazione del momento generato dal peso proprio del solaio e dalla travi questi non sono stati considerati come carico ritenendo che avrebbero generato un momento negativo all'appoggio delle travi che non era rappresentativo dell'effettivo comportamento strutturale diminuendo il seppur già basso IR sismico per flessione. Facendo ciò però la verifica a taglio, soprattutto per quanto riguarda la stima del V_{rzd} risulta essere non a favore di sicurezza in quanto:

- Non si considera il taglio dei carichi permanenti

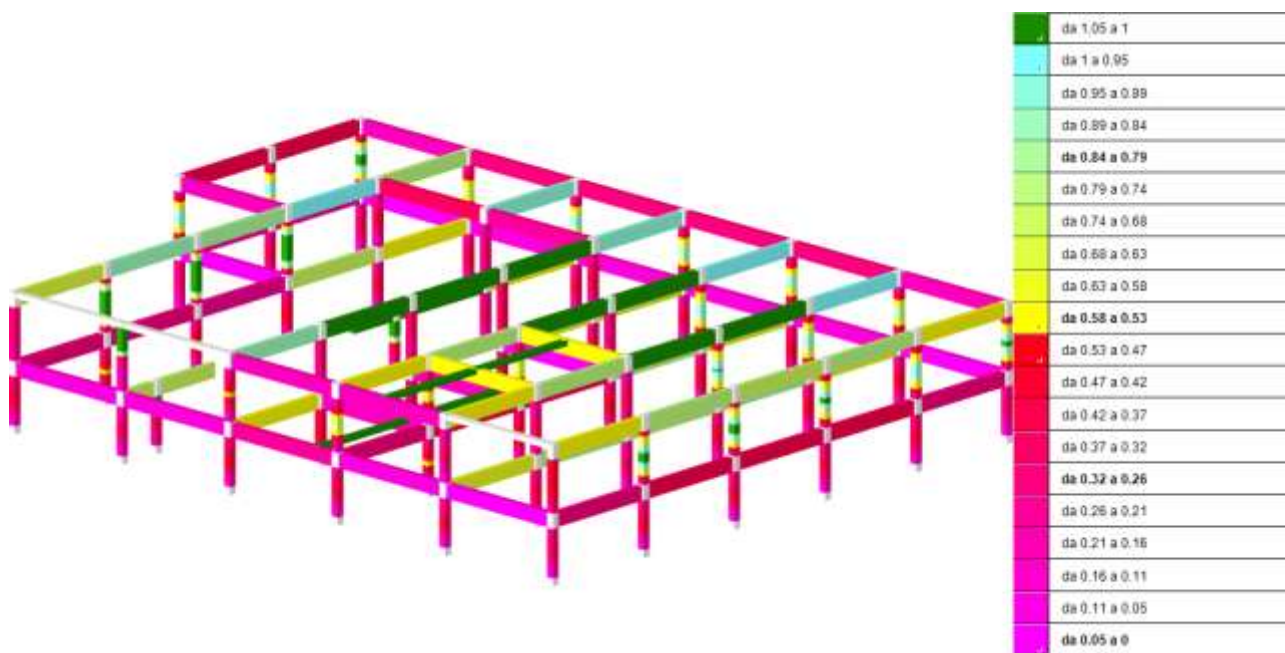
- La sezione ha un'altezza utile di circa 75 cm e reagisce per intero senza considerare la sola parte della trave prefabbricata (il parametro influenza sia il taglio resistente generato dall'armatura V_{rsd} che il taglio resistente delle bielle compresse V_{rcd})
- La sezione ha una larghezza minima di 30 cm contro i 10 della trave ad X aumentando di gran lunga la resistenza V_{rcd}

Il software restituisce in automatico comunque degli indici di rischio sismico che, visto comunque il basso valore che li caratterizza possono comunque essere ritenuti validi. Volendo potrebbero essere ridotti di un'aliquota pari al 30%. L'indice finale della struttura rimane comunque prossimo al valore nullo.

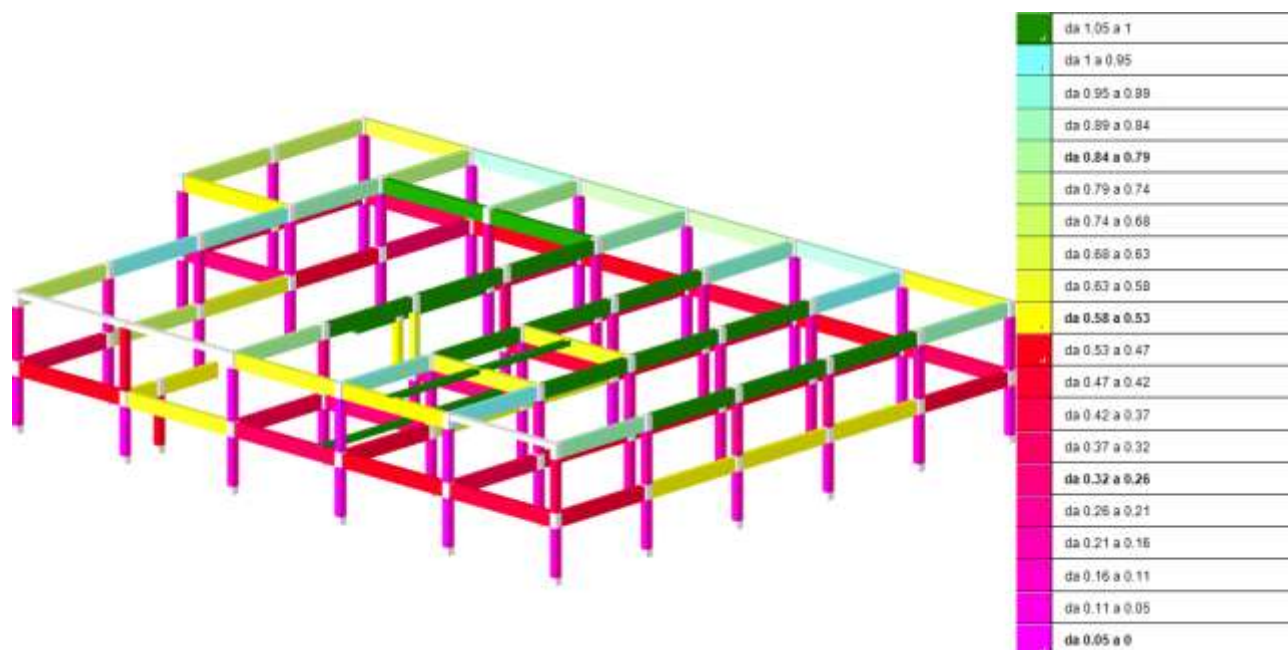
6.10. Verifica nei confronti dei carichi indotti dal sisma

Le verifiche allo SLV sono state distinte in base al controllo da effettuare sui meccanismi duttili e su quelli fragili così come descritto nei paragrafi precedenti. Nei paragrafi successivi sono riportate prima le verifiche a flessione e poi a taglio dei diversi elementi strutturali con la sintesi finale degli indici di rischio della struttura.

6.10.1. Verifica meccanismi duttili – Blocco 1

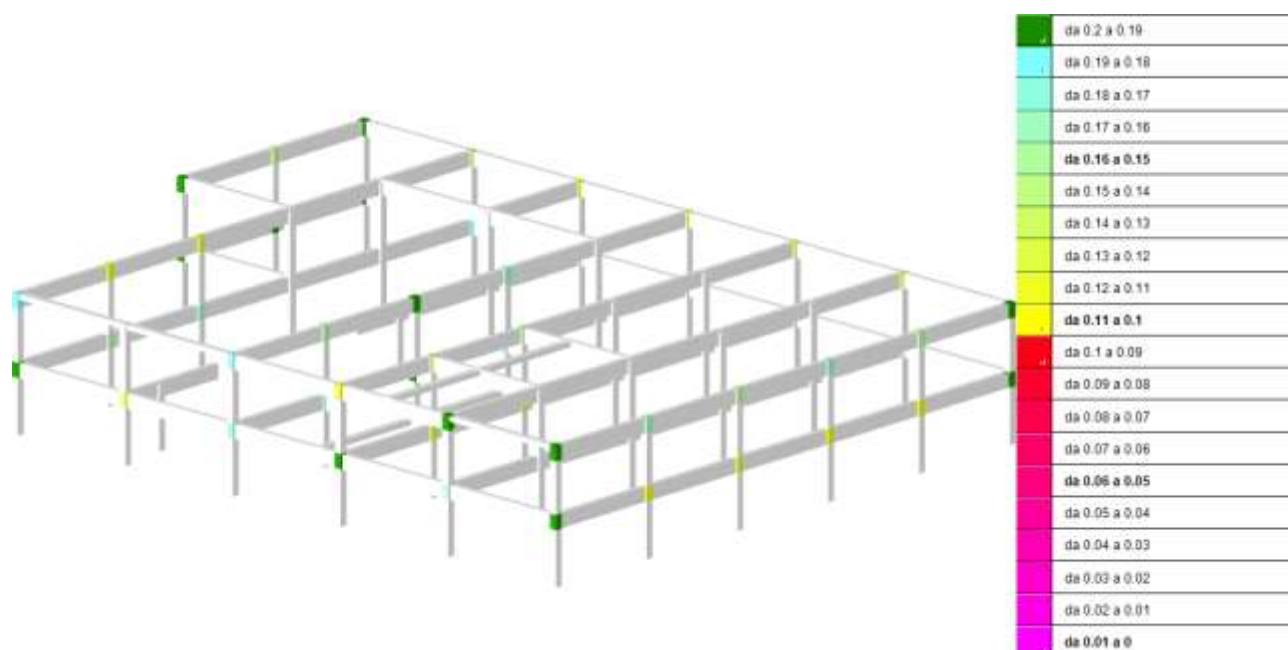


6.10.2. Verifica meccanismi fragili – Blocco 1



6.10.3. Verifica meccanismi nodo – Blocco 1

Alcuni nodi non sono stati verificati in quanto vista anche la presenza di porzioni di solaio rigettate si ritiene che il meccanismo di nodo non possa verificarsi.



6.10.4. Verifica meccanismi duttili – Blocco 2

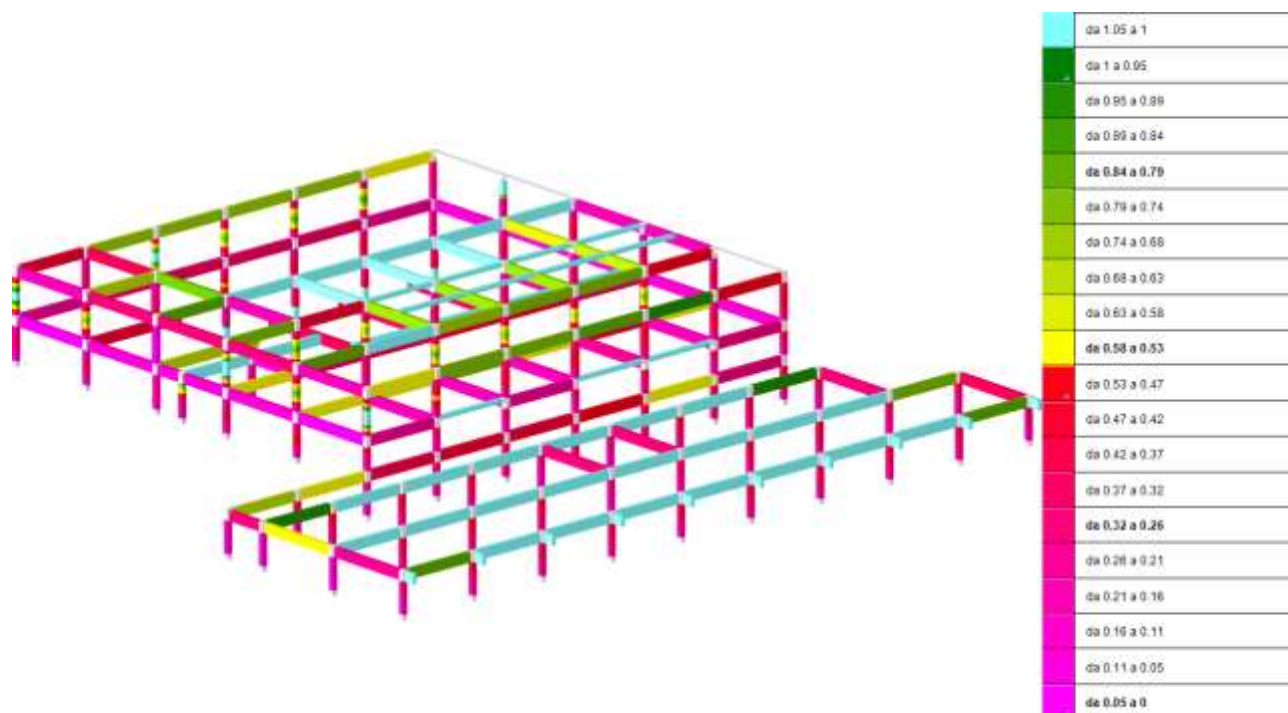


Figura 67 Verifica a flessione sismica

6.10.5. Verifica meccanismi fragili – Blocco 2

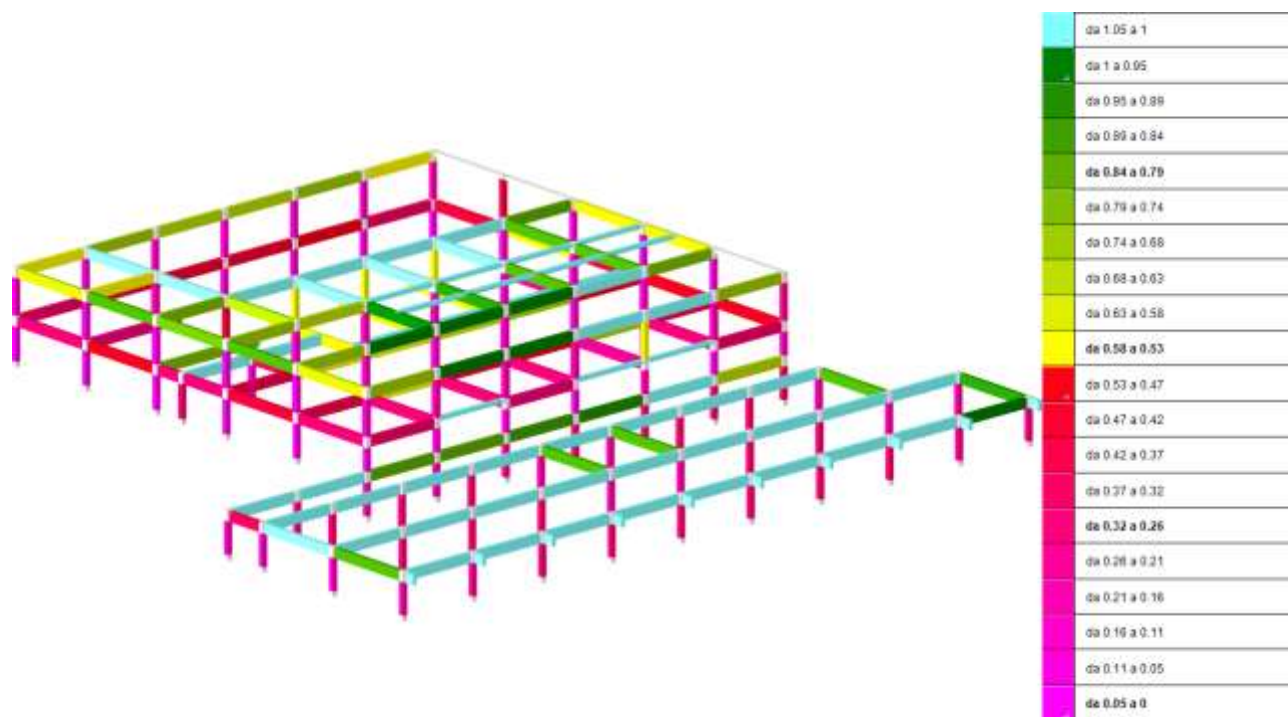


Figura 68 Verifica a taglio sismica

6.10.6. Verifica meccanismi nodo – Blocco 2

Alcuni nodi non sono stati verificati in quanto vista anche la presenza di porzioni di solaio rigettate si ritiene che il meccanismo di nodo non possa verificarsi.

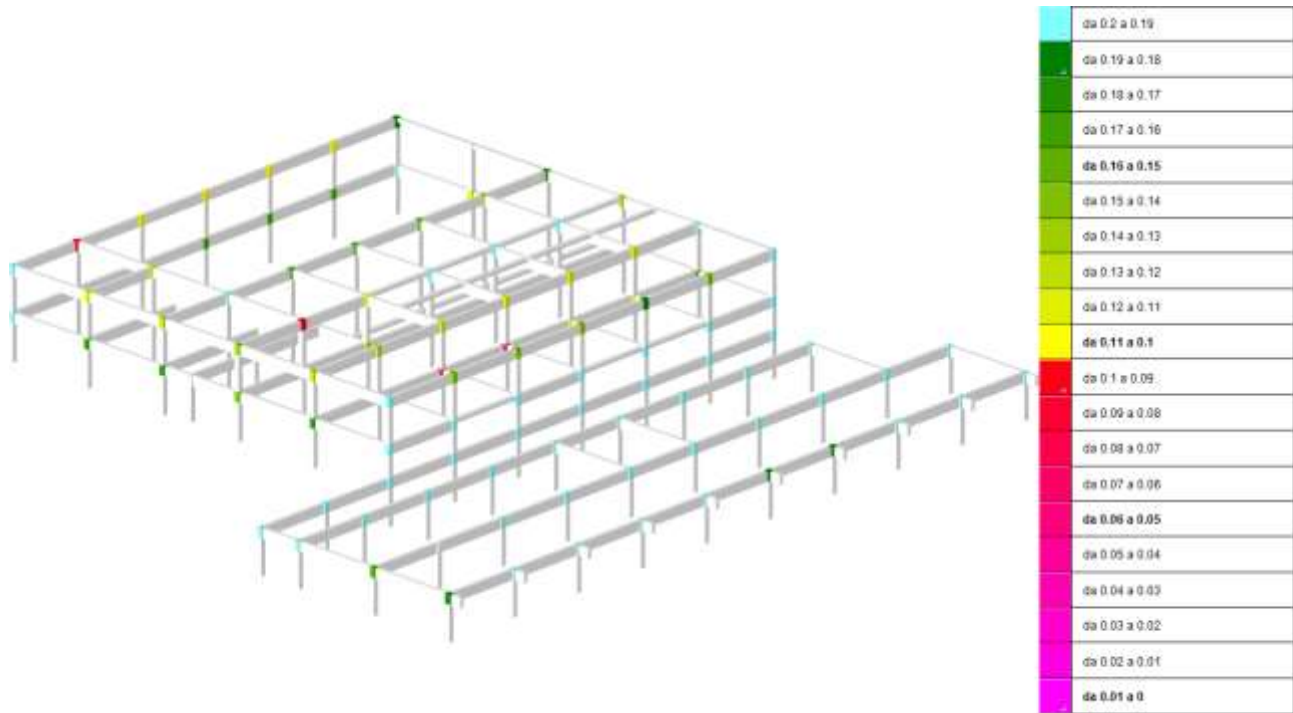


Figura 69 Verifica meccanismi di nodo

6.10.7. Verifiche agli SLO – Blocco 1

Spostamenti interpiano eccessivi

Spostamenti relativi d'interpiano entro i limiti (limite = 0.003333)

Massimo: 0.0041 tra i nodi 85 e 128 (Famiglia "SLO", combinazione 12)

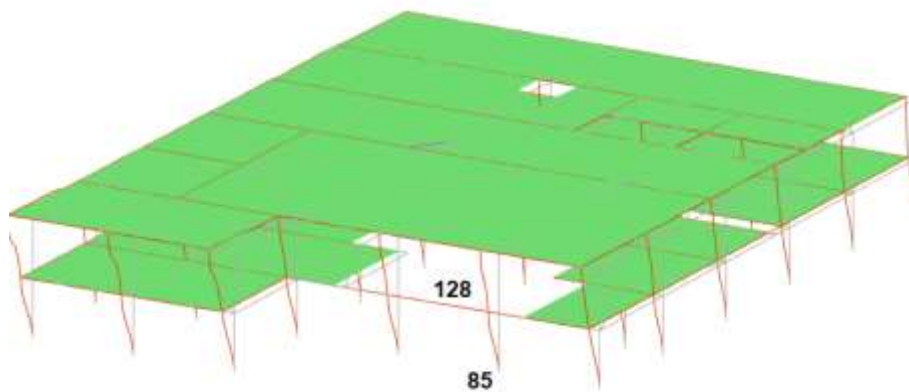


Figura 70 Deformata SLO 12

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 0.804

Combinazione SLO 12

tra Nodo 85 e Nodo 128

Tempo di ritorno 27 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr_{SLOrif})^{.41} = 0.811$

PGA 0.166

Indicatore $iPGA = PGA/PGA_{SLOrif} = 0.792$

6.10.8. Verifiche agli SLO – Blocco 2

Volendo ora effettuare la verifica di deformabilità agli SLO si ha che nelle note di calcolo si leggono i seguenti valori:

Spostamenti relativi d'interpiano eccedenti i limiti (limite = 0.003333)

Massimo: 0.0051 tra i nodi 67 e 180 (Famiglia "SLO", combinazione 16)

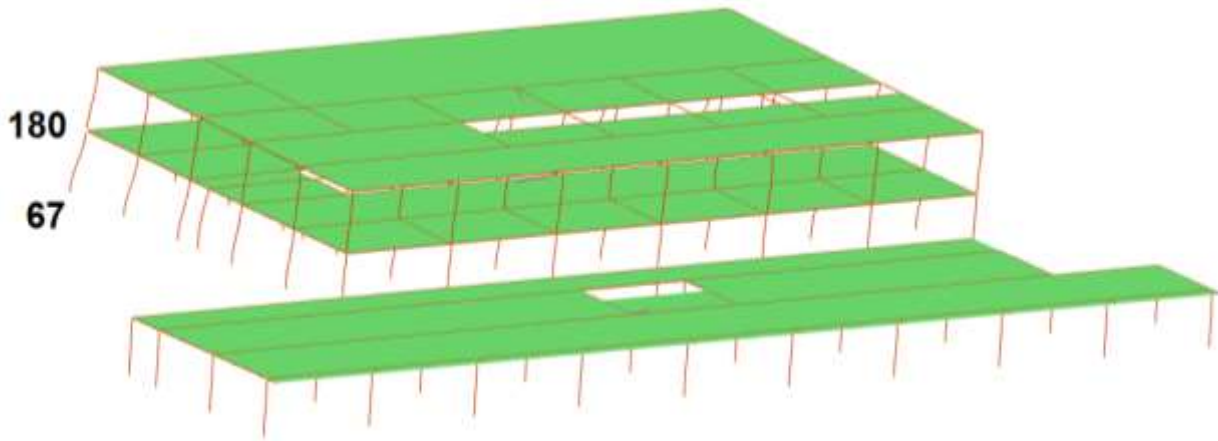


Figura 71 Deformata SLO 16

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 0.653

Combinazione SLO 16

tra Nodo 67 e Nodo 180

Tempo di ritorno 17 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr_{SLOrif})^{.41} = 0.671$

PGA 0.135

Indicatore $iPGA = PGA/PGA_{SLOrif} = 0.642$

6.10.9. Sintesi degli indici di rischio – Blocco 1

Di seguito si riportano i valori delle azioni sismiche di riferimento costituenti la Domanda e quelle di Capacità proprie della struttura in esame al fine di individuare gli indici di rischio sismico.

RIEPILOGO PGA_D e $T_{R,D}$ (DOMANDA)

\Rightarrow	$PGA_{DLV} = 4.83 \text{ m/s}^2$	$T_{R,DLV} = 712 \text{ anni}$
\Rightarrow	$PGA_{DLD} = 2.14 \text{ m/s}^2$	$T_{R,DLD} = 75 \text{ anni}$
\Rightarrow	$PGA_{DLO} = 2.05 \text{ m/s}^2$	$T_{R,DLO} = 45 \text{ anni}$

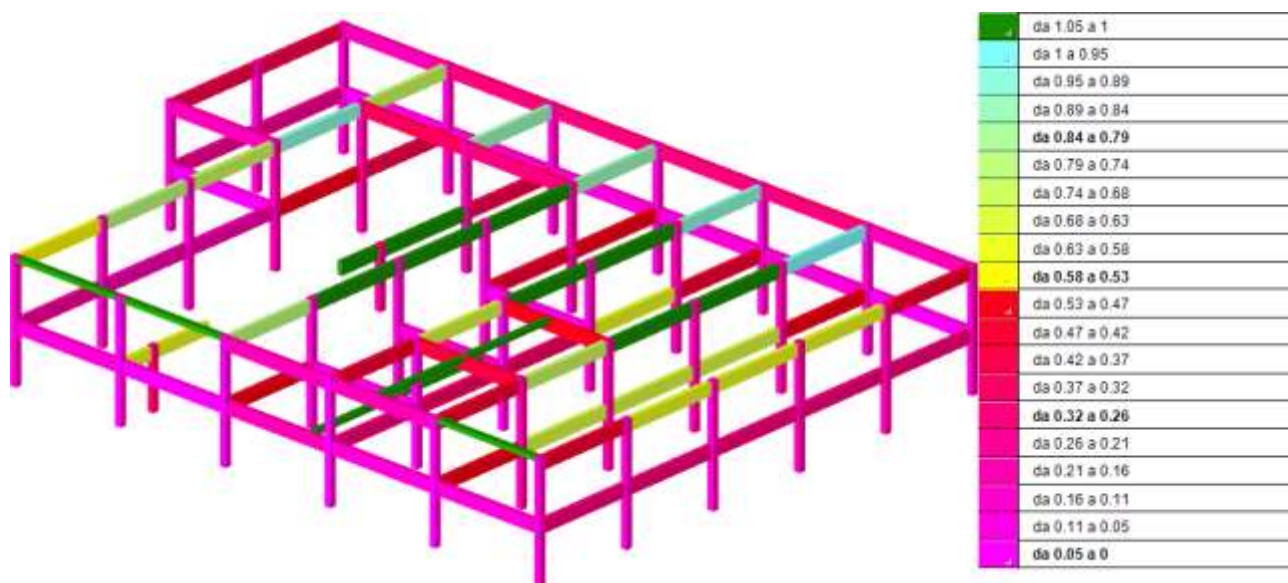


Figura 72 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismi duttili

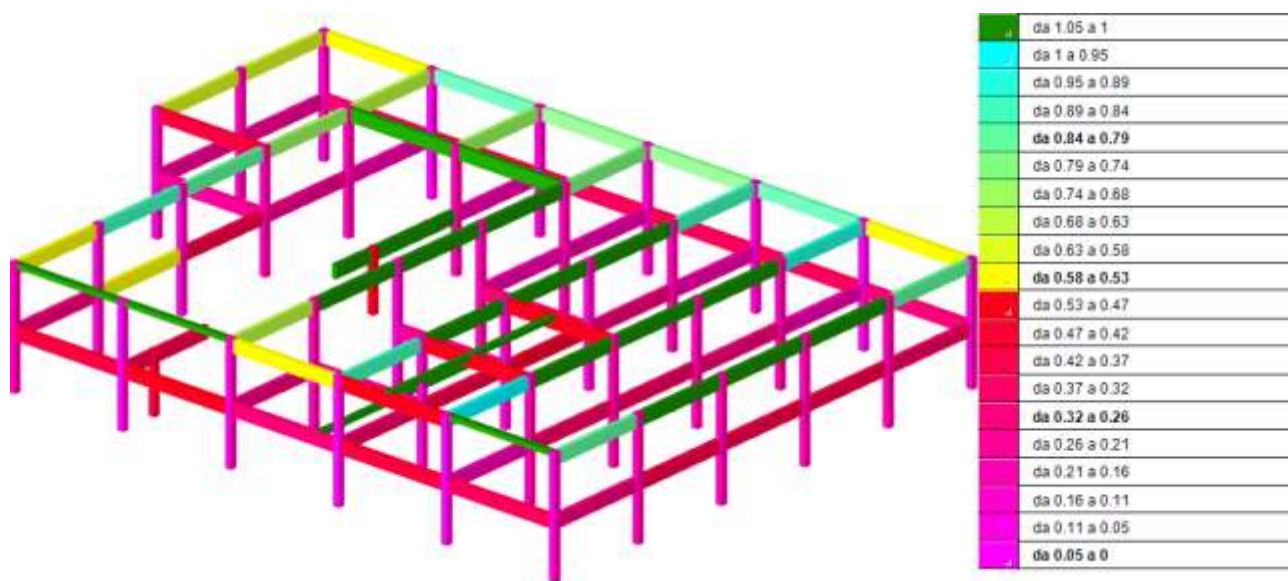


Figura 73 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismi fragili

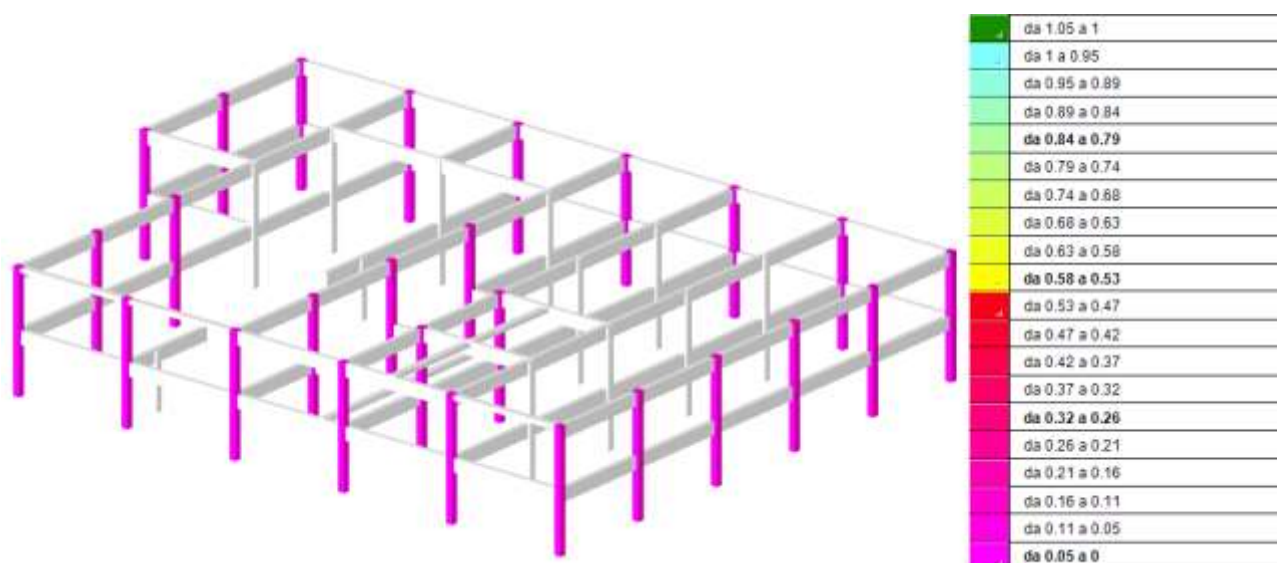


Figura 74 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismo di nodo

Per il meccanismo di nodo, volendo favorire la lettura grafica degli indici, si andrà a discretizzare, nell'immagine a seguire, in modo diverso la legenda dei colori di verifica.

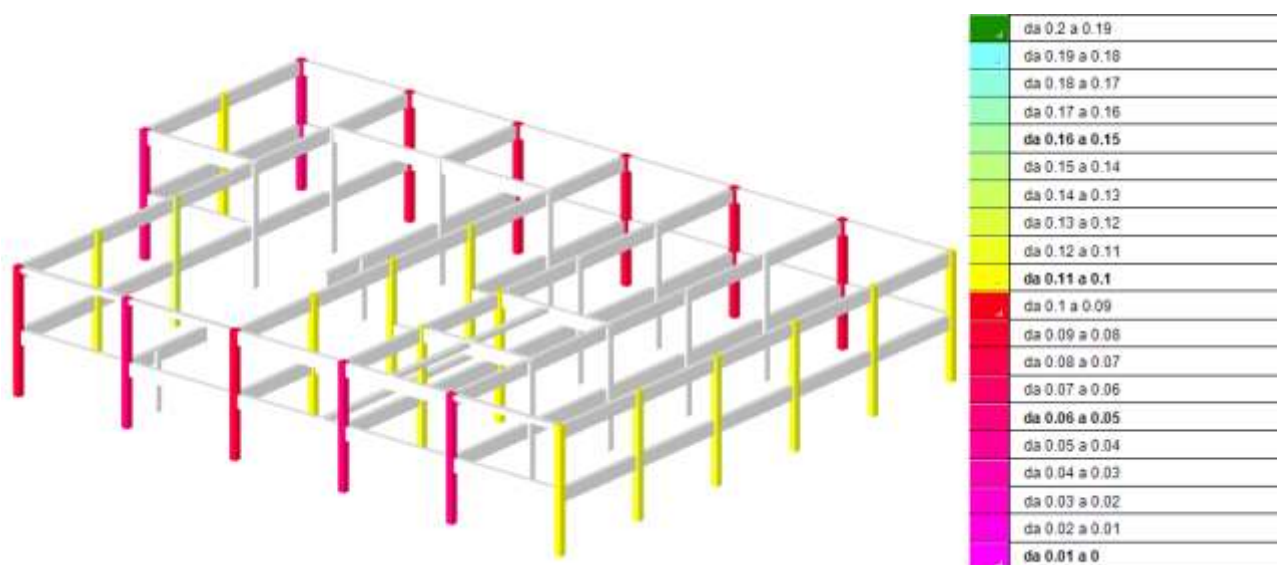


Figura 75 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismo di nodo

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	(TR/TRrif)^.41	fa
Trave a "Piano 1" 15-16	Taglio	0.151	SLV 1	0.0793	0.1607	9	0.1666	0.1607
Trave a "Piano 1" 14-1	Flessione	0.11	SLV 7	0.0549	0.1113	4	0.1195	0.1113
Pilastrata 44	Taglio	0.125	SLV 5	0.066	0.1337	6	0.1411	0.1337
Pilastrata 20	Flessione	0.115	SLV 15	0.0607	0.1231	5	0.1309	0.1231
Pilastrata 44	Nodi	0.06	SLV 5	0.0293	0.0594	1	0.0677	0.0594

Meccanismi duttili

$$\begin{aligned} \Rightarrow \quad & PG_{ACLV} = 0.5386 \text{ m/s}^2 \\ & T_{R,CLV} = 4 \text{ anni} \\ \Rightarrow \quad & PG_{ACLV} / PG_{ADLV} = 0.111 \\ & (T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.1195 \end{aligned}$$

Meccanismi Fragili

$$\begin{aligned} \Rightarrow \quad & PG_{ACLV} = 0.6474 \text{ m/s}^2 \\ & T_{R,CLV} = 6 \text{ anni} \\ \Rightarrow \quad & PG_{ACLV} / PG_{ADLV} = 0.1337 \\ & (T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.1411 \end{aligned}$$

Mentre per i nodi si ha:

$$\begin{aligned} \Rightarrow \quad & PG_{ACLV} = 0.2874 \text{ m/s}^2 \\ & T_{R,CLV} = 1 \text{ anni} \\ \Rightarrow \quad & PG_{ACLV} / PG_{ADLV} = 0.0594 \\ & (T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.0677 \end{aligned}$$

Agli SLO si ha:

$$\begin{aligned} \Rightarrow \quad & PG_{ACLO} = 1.628 \text{ m/s}^2 \\ & T_{R,CLO} = 27 \text{ anni} \\ \Rightarrow \quad & PG_{ACLO} / PG_{ADLO} = 0.811 \\ & (T_{R,CLO} / T_{R,DLO})^{0.41} = 0.792 \end{aligned}$$

I valori degli indicatori di rischio sismico risultano:

INDICATORI DI RISCHIO PER LA VITA

$$\alpha_{uv} = \frac{PG_{ACLV}}{PG_{ADLV}} = 0.059 \quad \alpha_{uv} = \left(\frac{T_{R,CLV}}{T_{R,DLV}} \right)^{0.41} < 0.067$$

INDICATORI DI RISCHIO PER L'OPERATIVITA'

$$\alpha_{eo} = \frac{PG_{ACLO}}{PG_{ADLO}} = 0.811 \quad \alpha_{eo} = \left(\frac{T_{R,CLO}}{T_{R,DLO}} \right)^{0.41} = 0.792$$

6.10.10. Sintesi degli indici di rischio – Blocco 2

Di seguito si riportano i valori delle azioni sismiche di riferimento costituenti la Domanda e quelle di Capacità proprie della struttura in esame al fine di individuare gli indici di rischio sismico.

RIEPILOGO PGA_D e $T_{R,D}$ (DOMANDA)

$$\Rightarrow PGA_{DLV} = 4.83 \text{ m/s}^2$$

$$\Rightarrow PGA_{DLD} = 2.14 \text{ m/s}^2$$

$$\Rightarrow PGA_{DLO} = 2.05 \text{ m/s}^2$$

$$T_{R,DLV} = 712 \text{ anni}$$

$$T_{R,DLD} = 75 \text{ anni}$$

$$T_{R,DLO} = 45 \text{ anni}$$

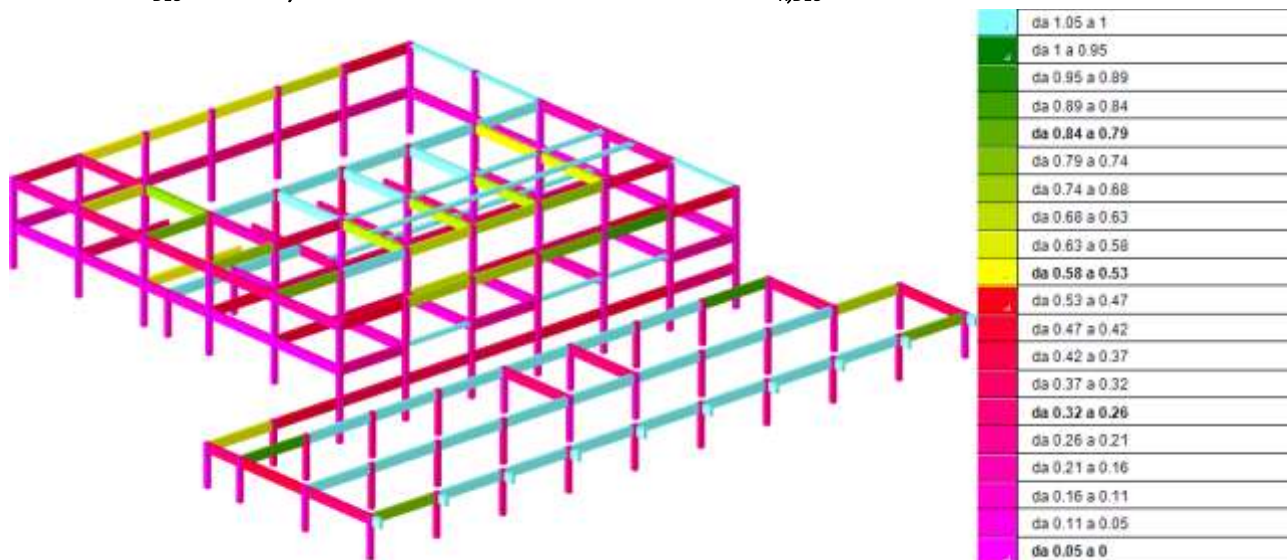


Figura 76 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismi duttili

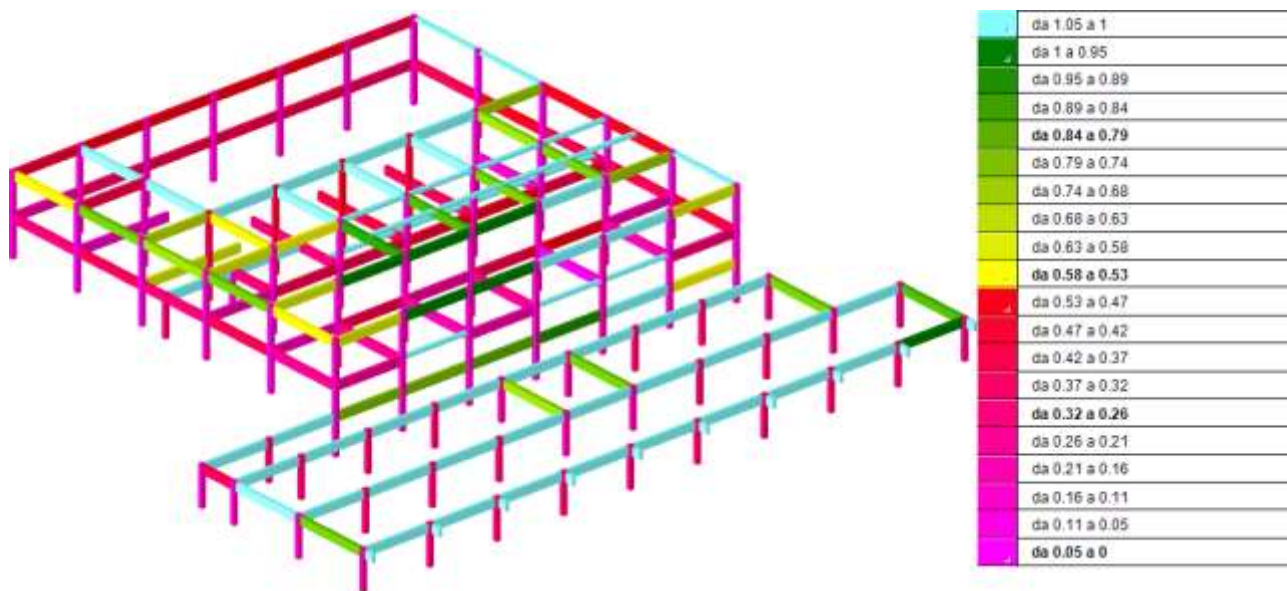


Figura 77 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismi fragili

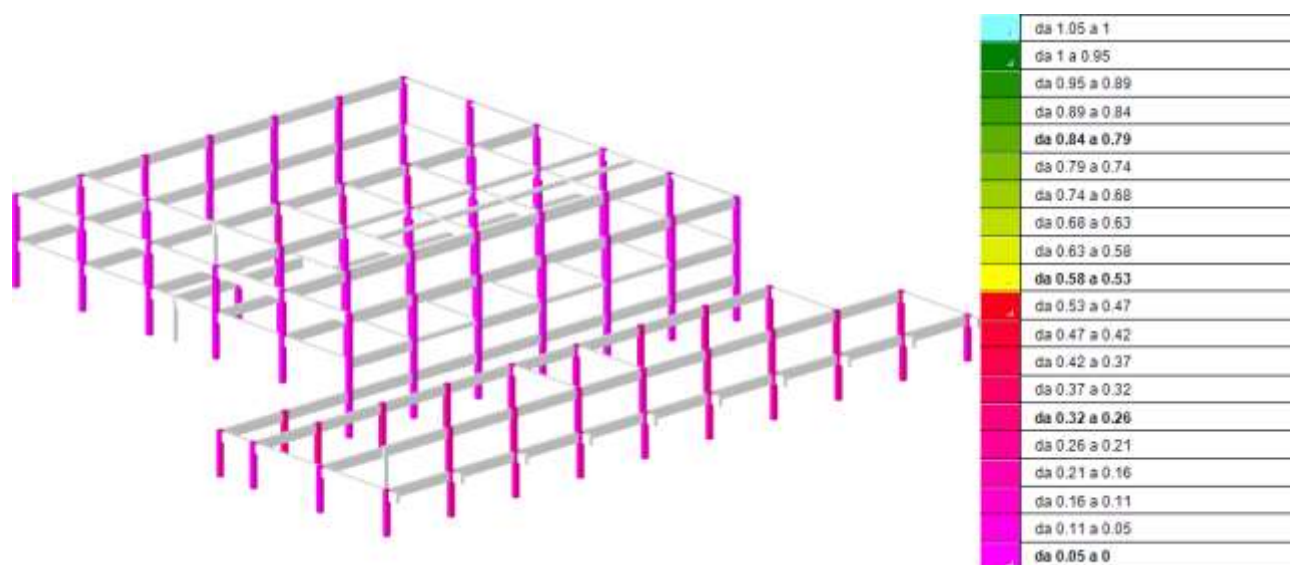


Figura 78 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismo di nodo

Per il meccanismo di nodo, volendo favorire la lettura grafica degli indici, si andrà a discretizzare, nell'immagine a seguire, in modo diverso la legenda dei colori di verifica.

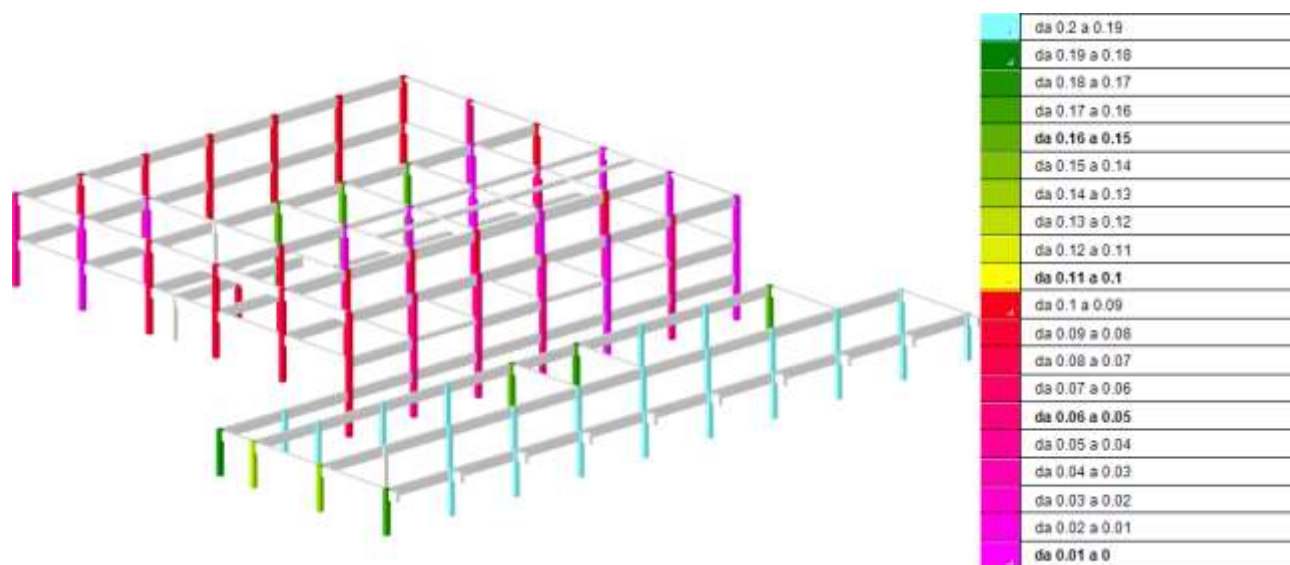


Figura 79 IR sismico espresso in termini di rapporto tra le PGA – meccanismo di nodo

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ζE)	TR	(TR/TRrif)^.41	fa
Trave a "Piano 1" 69-54	Taglio	0.116	SLV 7	0.0607	0.1231	5	0.1309	0.1231
Trave a "Piano 1" 65-50	Flessione	0.112	SLV 12	0.0607	0.1231	5	0.1309	0.1231
Pilastrata 19	Taglio	0.129	SLV 7	0.066	0.1337	6	0.1411	0.1337
Pilastrata 54	Flessione	0.107	SLV 11	0.0549	0.1113	4	0.1195	0.1113
	Nodi	0.019	SLD 7	0	0	0	0	0

Meccanismi duttili

⇒ PGACLV = 0.5385 m/s²

$$\begin{aligned} & \Rightarrow TR_{CLV} = 4 \text{ anni} \\ & \Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0.1113 \\ & \quad (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41} = 0.1195 \end{aligned}$$

Meccanismi Fragili

$$\begin{aligned} & \Rightarrow PGACLV = 0.595 \text{ m/s}^2 \\ & \quad TR_{CLV} = 5 \text{ anni} \\ & \Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0.1231 \\ & \quad (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41} = 0.1309 \end{aligned}$$

Mentre per i nodi si ha:

$$\begin{aligned} & \Rightarrow PGACLV = 0 \text{ m/s}^2 \\ & \quad TR_{CLV} = 0 \text{ anni} \\ & \Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0 \\ & \quad (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41} = 0 \end{aligned}$$

Agli SLO si ha:

$$\begin{aligned} & \Rightarrow PGACLO = 1.3243 \text{ m/s}^2 \\ & \quad TR_{CLO} = 17 \text{ anni} \\ & \Rightarrow PGACLO / PGADLO = 0.671 \\ & \quad (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41} = 0.642 \end{aligned}$$

I valori degli indicatori di rischio sismico risultano:

INDICATORI DI RISCHIO PER LA VITA

$$\alpha_{uv} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0 \quad \alpha_{uv} = \left(\frac{T_{R,CLV}}{T_{R,DLV}} \right)^{0.41} = 0$$

INDICATORI DI RISCHIO PER L'OPERATIVITA'

$$\alpha_{eo} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} = 0.671 \quad \alpha_{eo} = \left(\frac{T_{R,CLO}}{T_{R,DLO}} \right)^{0.41} = 0.642$$

6.10.11. Verifica giunto sismico

Tra i due corpi è presente un giunto sismico di dimensione di circa 2 cm. Tale giunto risulta essere insufficiente ai fini della verifica del martellamento tra le due strutture così come dimostrato nelle immagini a seguire. Sono quindi possibili eventuali fenomeni di martellamento tra le due unità strutturali. Si riporta a seguire la verifica effettuata che viene eseguita con modello a rigidità non fessurata e con le travi incastrate.

Si riportano le deformate e gli spostamenti massimi in direzione x del modello elastico. Si ricorda che tali spostamenti vanno poi amplificati in relazione a quanto riportato al 7.3.3.3 delle NTC 2018

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ea} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ea} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

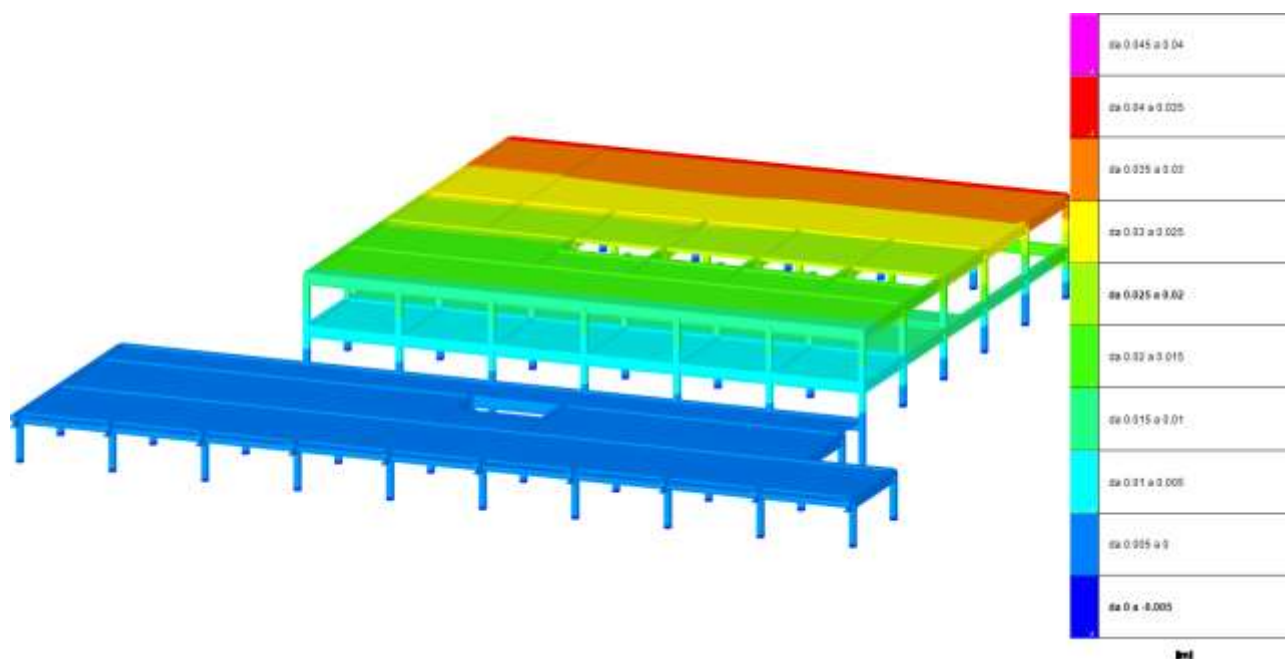


Figura 80 Spostamento massimo lungo la direzione x – Corpo 2

Spostamento nodale	
> Nodo	232
Contesto	SLO 1
Ux	-0.023792
Uy	0.005274
Uz	0.000045
Rx	-0.07
Ry	-0.08
Rz	0.04
▼ Estremi	SLV
> Nodo	232
Contesto	SLV
▼ Ux	-0.033098; 0.033458
▼ Minimo	-0.033098; SLV 1
Valore	-0.033098
Contesto	SLV 1
> Massimo	0.033458; SLV 16
> Uy	-0.035632; 0.036188
> Uz	-0.000481; 0.000131
> Rx	0.42; 0.4

Figura 81 Valore degli spostamenti massimi – Corpo 2

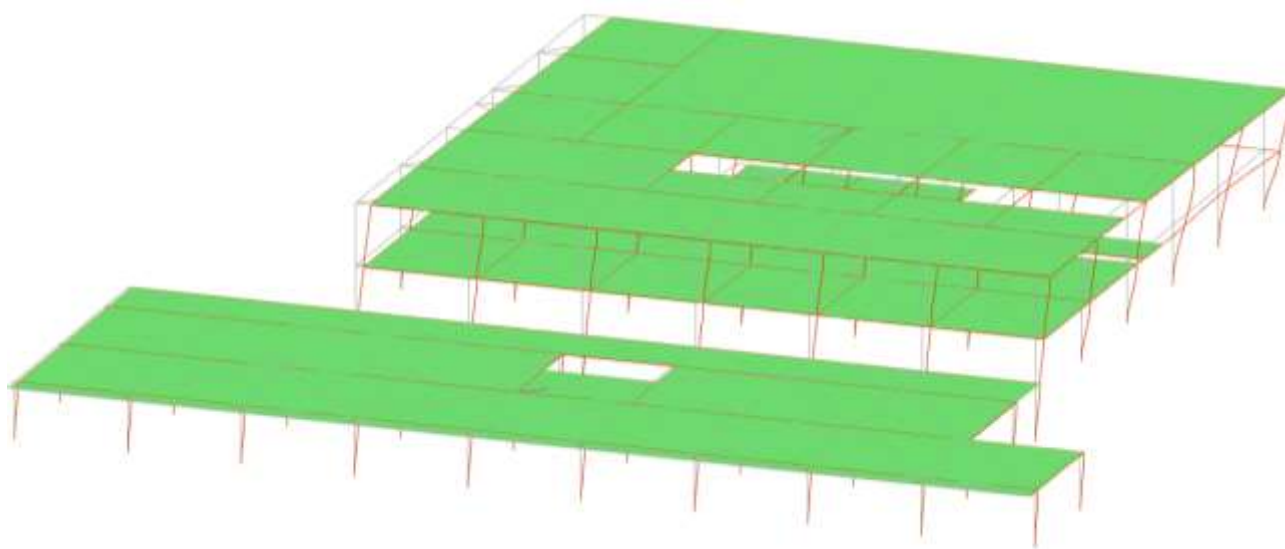


Figura 82 Deformata lungo x nella combinazione SLV 16 – corpo 2

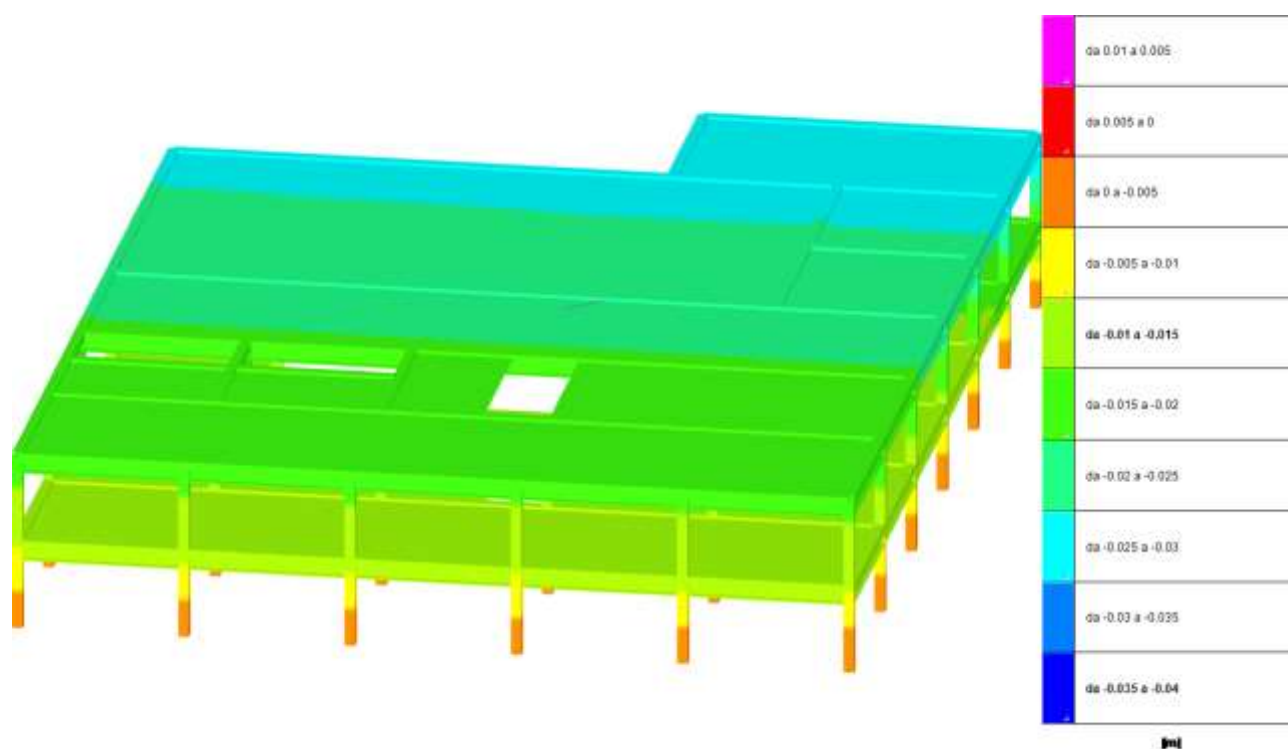


Figura 83 Spostamento massimo lungo la direzione x – Corpo 1

Proprietà	
Spostamento nodale	
Uy	0.023702
Uz	-0.000234
Rx	-0.29
Ry	0.03
Rz	-0.01
▼ Estremi	SLV
> Nodo	127
Contesto	SLV
▼ Ux	-0.025123; 0.025079
▼ Minimo	-0.025123; SLV 3
Valore	-0.025123
Contesto	SLV 3
> Massimo	0.025079; SLV 14
> Uy	-0.032467; 0.032663
> Uz	-0.000463; 0.000021
> Rx	-0.39; 0.38
> Ry	-0.04; 0.08
> Rz	-0.03; 0.03

Figura 84 Valore degli spostamenti massimi – Corpo 1

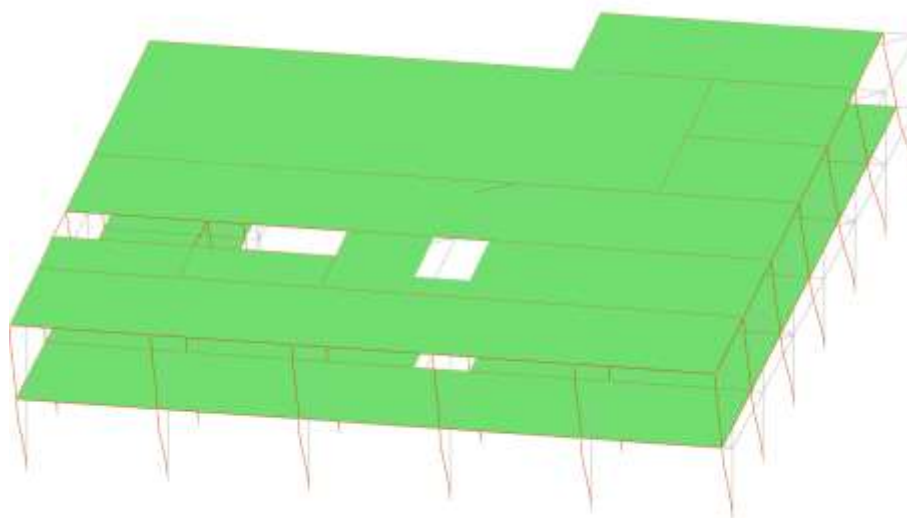


Figura 85 Deformata lungo x nella combinazione SLV 3 – corpo 1

Poiché lo spostamento massimo in fase di calcolo elastico risulta essere pari a 2.5 cm per il corpo 1 e 3.4 cm per il corpo 2, per un totale di 5.9, il giunto di soli 2 centimetri risulta di fatto essere insufficiente a garantire movimenti indipendenti dei due corpi di fabbrica. Si precisa poi che i valori sopra indicati sono privi del fattore di amplificazione riportato al paragrafo 7.3.3.3 delle NTC 2018 di conseguenza la verifica risulta essere ancora più gravosa.

Il giunto dovrà quindi essere adeguato.

6.10.12. *Analisi degli elementi secondari - tamponature*

Pannelli perimetrali

Durante la campagna di indagine non è stato possibile definire il collegamento dei pannelli alle travi. Si presume che gli stessi siano collegati mediante armature fuori uscenti dal pannello e annegate all'interno del rigetto superiore della trave ma per poter definire tale collegamento sarebbe necessaria la demolizione dello stesso. Non si possono trarre conclusioni sull'efficacia del collegamento. Si consiglia, in fase di un eventuale intervento di procedere alla verifica di tale collegamento.

7. VITA NOMINALE RESTANTE E STIMA DEL TEMPO DI INTERVENTO

La stima del tempo di intervento sarà calcolata in relazione a quanto riportato nella circolare DPC/SISM/83283 del 4/11/2010 e quindi mediante la seguente formula:

$$T_f = \frac{-T_{rR}}{C_u} \ln(1 - P_{vr})$$

dove i parametri assumono il seguente significato:

- T_f = *tempo di intervento*
- C_u = *coefficiente d'uso della struttura pari a 1.5 per edifici in classe d'uso III*
- P_{vr} = *probabilità dell'evento sismico di riferimento*
- T_{rR} = *tempo di ritorno dello stato limite di verifica*
-
- $T_f = \frac{-1}{1.5} \ln(1 - 0.1)$

$$T_f = \frac{-1}{1.5} \ln(1 - 0.1) < 1 \text{ anno}$$

8. CONCLUSIONI

8.1. Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi

8.1.1. Vulnerabilità non quantificabili riscontrate

Non sono emerse vulnerabilità non quantificabili se non quelle relative alla capacità degli elementi secondari quali i pannelli di tamponamento e i parapetti interni. Si precisa che anche il collegamento verticale tra le diverse parti dei pilastri (nodo in fondazione e nodo pilastro-pilastro), per quanto sia stato verificato, non è propriamente ottimale per considerare il sistema antisismico.

8.1.2. Grado di sicurezza nei confronti delle azioni statiche

Le verifiche statiche hanno dato esito positivo. Si consiglia comunque di effettuare ulteriori prove di carico.

8.1.3. Interventi più opportuni per l'adeguamento statico

Si consiglia di considerare un eventuale intervento di rinforzo a taglio delle sezioni principali delle travi.

8.1.4. Grado di sicurezza nei confronti delle azioni indotte dal sisma

La sicurezza di una struttura nei confronti dell'azione del sisma è individuabile attraverso i coefficienti di rischio sismico.

Corpo 1:

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ξ)	TR	(TR/TRrif) ^{0.41}	fa
Trave a "Piano 1" 15-16	Taglio	0.151	SLV 1	0.0793	0.1607	9	0.1666	0.1607
Trave a "Piano 1" 14-1	Flessione	0.11	SLV 7	0.0549	0.1113	4	0.1195	0.1113
Pilastrata 44	Taglio	0.125	SLV 5	0.066	0.1337	6	0.1411	0.1337
Pilastrata 20	Flessione	0.115	SLV 15	0.0607	0.1231	5	0.1309	0.1231
Pilastrata 44	Nodi	0.06	SLV 5	0.0293	0.0594	1	0.0677	0.0594

Meccanismi duttili

$$\Rightarrow PGACLV = 0.5386 \text{ m/s}^2$$

$$TR_{CLV} = 4 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0.111$$

$$(TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41} = 0.1195$$

Meccanismi Fragili

$$\Rightarrow PGA_{CLV} = 0.6474 \text{ m/s}^2$$

$$TR_{CLV} = 6 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.1337$$

$$(TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41} = 0.1411$$

Mentre per i nodi si ha:

$$\Rightarrow PGACLV = 0.2874 \text{ m/s}^2$$

$$TR_{CLV} = 1 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0.0594$$

$$(T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.0677$$

Agli SLO si ha:

$$\Rightarrow PGACLO = 1.628 \text{ m/s}^2$$

$$T_{R,CLO} = 27 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow PGACLO / PGADLO = 0.811$$

$$(T_{R,CLO} / T_{R,DLO})^{0.41} = 0.792$$

I valori degli indicatori di rischio sismico risultano:

INDICATORI DI RISCHIO PER LA VITA

$$\alpha_{uv} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0.059 \quad \alpha_{uv} = \left(\frac{T_{R,CLV}}{T_{R,DLV}} \right)^{0.41} < 0.067$$

INDICATORI DI RISCHIO PER L'OPERATIVITA'

$$\alpha_{eo} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} = 0.811 \quad \alpha_{eo} = \left(\frac{T_{R,CLO}}{T_{R,DLO}} \right)^{0.41} = 0.792$$

Corpo 2:

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	(TR/TRrif)^.41	fa
Trave a "Piano 1" 69-54	Taglio	0.116	SLV 7	0.0607	0.1231	5	0.1309	0.1231
Trave a "Piano 1" 65-50	Flessione	0.112	SLV 12	0.0607	0.1231	5	0.1309	0.1231
Pilastrata 19	Taglio	0.129	SLV 7	0.066	0.1337	6	0.1411	0.1337
Pilastrata 54	Flessione	0.107	SLV 11	0.0549	0.1113	4	0.1195	0.1113
	Nodi	0.019	SLD 7	0	0	0	0	0

Meccanismi duttili

$$\Rightarrow PGACLV = 0.5385 \text{ m/s}^2$$

$$T_{R,CLV} = 4 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0.1113$$

$$(T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.1195$$

Meccanismi Fragili

$$\Rightarrow PGACLV = 0.595 \text{ m/s}^2$$

$$T_{R,CLV} = 5 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0.1231$$

$$(T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0.1309$$

Mentre per i nodi si ha:

$$\Rightarrow PGACLV = 0 \text{ m/s}^2$$

$$T_{R,CLV} = 0 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow PGACLV / PGADLV = 0$$

$$(T_{R,CLV} / T_{R,DLV})^{0.41} = 0$$

Agli SLO si ha:

$$\begin{aligned}\Rightarrow \quad & PGACLO = 1.3243 \text{ m/s}^2 \\ & TR,CLO = 17 \text{ anni} \\ \Rightarrow \quad & PGACLO / PGADLO = 0.671 \\ & (TR,CLO / TR,DLO)^{0.41} = 0.642\end{aligned}$$

I valori degli indicatori di rischio sismico risultano:

INDICATORI DI RISCHIO PER LA VITA

$$\alpha_{uv} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0 \quad \alpha_{uv} = \left(\frac{T_{R,CLV}}{T_{R,DLV}} \right)^{0.41} = 0$$

INDICATORI DI RISCHIO PER L'OPERATIVITA'

$$\alpha_{eo} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} = 0.671 \quad \alpha_{eo} = \left(\frac{T_{R,CLO}}{T_{R,DLO}} \right)^{0.41} = 0.642$$

8.1.5. Interventi più opportuni per l'adeguamento o miglioramento sismico

L'attenzione è stata posta sull'indicatore di rischio sismico relativo agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Volendo raggiungere l'adeguamento sismico, vista la destinazione d'uso del fabbricato, ci si è posti come obiettivo il raggiungimento di $\alpha_{uv} \geq 1$, considerando una analogia tra l'indicatore di rischio sismico agli SLV α_{uv} ed il rapporto ζ_E definito nelle NTC 2018. Di seguito gli interventi proposti per l'ottenimento di tale risultato.

Sintesi degli interventi

1) Inserimento di nuovi elementi controventanti

Avendo necessità di un intervento diffuso sulla maggior parte degli elementi strutturali sarebbe auspicabile inserire nuovi elementi sismo resistenti esterni e interni al fabbricato con lo scopo di rendere le strutture esistenti secondarie così che le stesse debbano essere verificate per la sola condizione statica. Ovviamente le travi dovranno essere adeguate a sorreggere i carichi gravitazionali. L'azione sismica sarà invece assorbita dai nuovi elementi. Le nuove strutture potrebbero essere costituite da telai in acciaio. Oppure in alternativa potrebbero essere inseriti dei telai dissipativi.

I nuovi elementi dovranno poi garantire all'edificio la verifica di deformabilità di interpiano assicurando quindi maggior rigidezza allo stesso e minore danno degli elementi secondari quali le tamponature.

2) Adeguamento giunto sismico

Visto l'insufficienza del giunto sismico si prescrive o il collegamento delle due strutture o la demolizione e

ricostruzione di un allineamento così da permettere la realizzazione di un giunto efficace. Il nuovo allineamento potrebbe essere realizzato mediante struttura in acciaio collegata alla trave di fondazione esistente e controventata da elementi sempre in acciaio.

3) Demolizione e ricostruzione

La struttura presenta alcune criticità intrinseche legate soprattutto al sistema di montaggio e alla capacità degli elementi strutturali. Si potrebbe prendere in esame anche l'idea della demolizione e ricostruzione del fabbricato.

Stima dei costi

A livello preliminare, a titolo indicativo per la Committenza, si stima che i costi parametrici per gli interventi sopra descritti, possano essere approssimativamente di 500 €/mq, in relazione anche ai costi di ricostruzione del sisma del 2016.

Conseguentemente è possibile ipotizzare il seguente quadro economico si massima.

QUADRO ECONOMICO (LAVORI E SICUREZZA)		
A	Lavori	
A.1	Importo lavori (strutture e finiture connesse)	€ 3,178,500.00
A.2	Costi derivanti dall'applicazione dei piani di sicurezza (10%)	€ 317,850.00
	TOTALE LAVORI E SICUREZZA	€ 3,496,350.00
B	Somme a disposizione dell'amministrazione	
B.1	Spese tecniche di progetto, DL, CSP, CSE, verifica e collaudo (20% comprensive di IVA e CNPAIA)	€ 699,270.00
B.2	IVA su lavori e sicurezza (ristrutturazione 10%)	€ 349,635.00
B.3	Imprevisti (10% comprensivo IVA)	€ 349,635.00
B.4	Altre somme: incentivi, spese per pubblicità e commissioni, tasse, oneri, tributi, accantonamenti, ecc (20%)	€ 699,270.00
	TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE	€ 2,097,810.00
	TOTALE QUADRO ECONOMICO	€ 5,594,160.00

Durante l'eventuale esecuzione dei lavori si dovrà stimare l'effettiva connessione dei pannelli alle travi mediante demolizione del pannello stesso. Non è stato possibile infatti effettuare tale tipo di verifica in quanto in fase di analisi di vulnerabilità non sono contemplate indagini invasive di questo tipo.

In questa fase, essendo solo un'ipotesi progettuale, non sono state analizzate le fondazioni ma si precisa che le stesse dovranno garantire il corretto funzionamento dei nuovi elementi sismo resistenti.

Perugia, lì Luglio 2020

I Tecnici

Ing. Umberto Tassi



Ing. Francesco Ardino



Ing. Marco Gennaioli



Ing. Barbara Baldelli



ALLEGATI

A.1 Documentazione fotografica dello stato attuale

A.2 Relazioni e certificati delle prove effettuate in sito o presso un laboratorio accreditato

A.3 Tabulati di calcolo

A.4 Scheda di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico