



Città di Tortona

Provincia di Alessandria

www.comune.tortona.al.it

Corso Alessandria, 62 - 15057 Tortona (AL) - P. IVA n. 0038460 006 0 - Tel. 01318641 - Fax 0131864402

Settore Lavori Pubblici e CUC

Ufficio Progetti

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA - PNRR

M5 - Inclusione e coesione

M5C2 - Infrastrutture sociali, famiglie, comunità e terzo settore

M5C2.2 - Rigenerazione urbana e housing sociale

M5C2.2.1 - Investimenti in progetti di rigenerazione urbana, volti a ridurre situazioni di emarginazione e degrado sociale

RIGENERAZIONE URBANA: AREA SCOLASTICA DISMESSA DI VIALE KENNEDY – NUOVA SEDE SCUOLA PRIMARIA "SALVO D'ACQUISTO" – PNRR M5C2.2.1

codice CUP J31B21001460001

intervento di

**REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO SCOLASTICO
SCUOLA PRIMARIA "SALVO D'ACQUISTO"**



**Finanziato
dall'Unione europea**

NextGenerationEU

Progetto Esecutivo

(art. 23, c. 7, del D.Lgs. n. 50/2016)

Responsabile del procedimento:

Ing. Laura LUCOTTI

R.T.P. - Progettisti:

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:

COLUCCI&PARTNERS Architettura
Arch. Giuseppe Colucci
Arch. Giulio Colucci
Arch. Matteo Becucci

STUDIO VOARINO CAIRO - Ingegneri Associati
Ing. Daniele Voarino

COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:

Ing. Arch. Federico Benvenuti
Arch. Martina Fadanelli
Arch. Giada Fiumanò
Arch. Elia Zoppi

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:

H.S. INGEGNERIA s.r.l.
Ing. Paolo Pucci

PROGETTAZIONE IMPIANTI:

- Impianti Termomeccanici
- Impianti Elettrici e Speciali
- Prevenzione Incendi:

M.P.S. Studio Associato
P.I. Luca Pollari
P.I. Yuri Demi
P.I. Ignazio Pollari

CONSULENTE REQUISITI ACUSTICI PASSIVI:

STUDIO SILENCE PROJECT
Agr. Dott.ssa Irene Menichini

MARZO 2023

Elaborato:

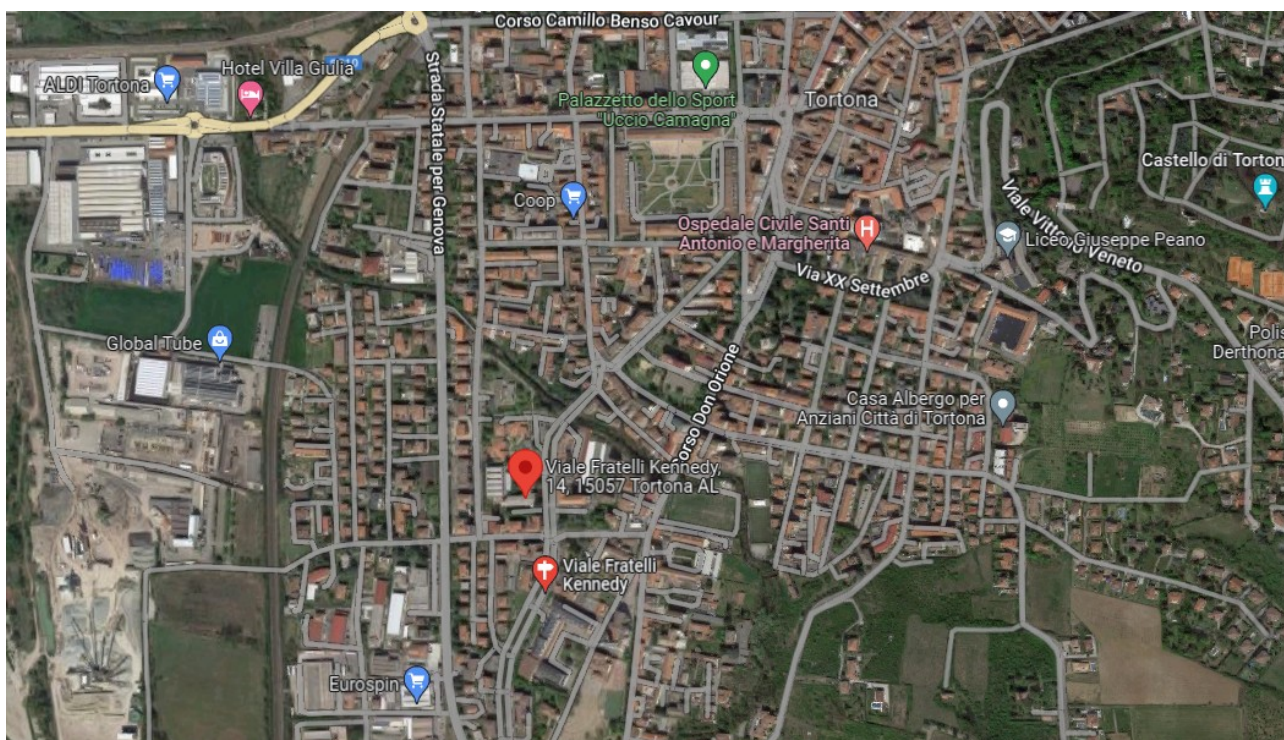
L010_PE_STR_01_R_R00 - Relazione di calcolo strutturale

Indice generale

1. PREMESSA.....	2
2. RELAZIONE ILLUSTRATIVA GENERALE.....	4
3. RELAZIONE DI CALCOLO.....	9
3.1. Descrizione generale dell'opera.....	9
3.1.1. Fondazioni.....	9
3.1.2. Strutture in elevazione.....	10
3.1.3. Orizzontamenti.....	11
3.1.4. Zona mezzanino in aggetto.....	12
3.1.5. Scale.....	13
3.2. Localizzazione.....	15
3.3. Destinazione d'uso e funzioni.....	15
3.4. Normativa di riferimento.....	15
3.5. Descrizione del modello strutturale.....	16
3.6. Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura.....	21
3.7. Vita nominale, classe d'uso, periodo di ritorno per l'azione sismica.....	21
3.8. Regolarità dell'edificio e fattore di comportamento.....	21
3.9. Stati limite indagati.....	22
3.10. Azioni sulla costruzione.....	23
3.10.1. Carichi permanenti G.....	24
3.10.2. Carico Neve (par.3.4 NTC2018).....	24
3.10.3. Carico d'esercizio solai.....	24
3.10.4. Incendio.....	24
3.10.5. Azione sismica.....	24
3.10.6. Analisi dei carichi elementi.....	26
3.11. Combinazione delle azioni.....	27
3.12. Verifiche eseguite.....	27
3.13. Sintesi dei principali risultati.....	29
3.13.1. Verifica del giunto sismico.....	29
3.13.2. Verifiche strutturali dei cordoli di fondazione.....	30
3.13.3. Verifiche strutturali del solaio predalles di calpestio di piano terra.....	30
3.13.4. Verifiche strutturali dei solai predalles copertura primo livello.....	30
3.13.5. Verifiche strutturali dei solai predalles copertura locale tecnico.....	31
3.13.6. Verifiche strutturali dei solai alveolari.....	31
3.13.7. Verifiche strutturali di pilastri e setti in elevazione.....	32
3.13.8. Verifiche strutturali delle travi di orizzontamento.....	33
3.13.9. Verifiche strutturali dei solai a soletta piena.....	33
3.13.10. Verifiche strutturali elementi in carpenteria metallica.....	34
3.13.11. Spostamenti relativi interpiano SLD e SLO.....	37
3.13.12. Principali risultati delle analisi geotecniche.....	38
3.14. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo, affidabilità dei codici utilizzato e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	39
4. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	40
4.1. Solette piene e solai a piastra alleggerita.....	40
4.2. Solai alveolari e solai predalles.....	41
4.3. Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario.....	41

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è redatta a supporto del **progetto di realizzazione della Nuova Scuola Primaria Salvo d'Acquisto**, ubicata nel Comune di Tortona (AL). Il fabbricato in progetto di nuova costruzione in sostituzione di un preesistente oggetto di demolizione si colloca nella porzione Sud dell'abitato, tra Viale Kenney e Via Trento, come indicato in figura seguente:



L'edificio in progetto si sviluppa su tre piani fuori terra (terra, primo e secondo); è approssimativamente inscrivibile in un rettangolo di circa 66x22 metri. Non sono previsti volumi interrati.

Le strutture sono previste, in generale, in c.a. gettato in opera. Dato che il sedime del fabbricato interessa la sagoma del preesistente edificio che verrà demolito, il quale ha un piano seminterrato, si prevede di realizzare fondazioni profonde su pali, in quanto non sarà presente in superficie, a seguito della demolizione, uno strato di affidabili caratteristiche geomeccaniche sul quale impostare il fabbricato.

Le fondazioni sono quindi previste con pali di diametro 600mm e lunghezza 11 metri, collegati in testa da cordoli di fondazione di dimensione generalmente 100x75cm. Il calpestio del piano terra sarà costituito da solai prefabbricati tipo predalles spessore 5+15+5cm.

Le strutture in elevazione saranno costituite da pilastri e setti in c.a. gettato in opera. Strutturalmente l'opera è stata concepita con un giunto sismico delle strutture in elevazione, posto circa a metà del fabbricato, creando due corpi di fabbrica distinti strutturalmente in elevazione di forma approssimativamente rettangolare (un corpo di circa 30x22 metri e un corpo di circa 36x19 metri). La suddivisione in due corpi di fabbrica consente anche di "regolarizzare" la struttura, ottenendo un migliore comportamento sotto il profilo sismico. Inoltre la lunghezza elevata del fabbricato suggerisce di predisporre un giunto anche per compensare eventuali effetti di dilatazione termica.

Gli orizzontamenti sono in generale concepiti con solai a soletta piena (solai a piastra con alleggerimenti costituiti da elementi plastici cavi tipo Atlatx o similari, con spessore complessivo della soletta 30cm).

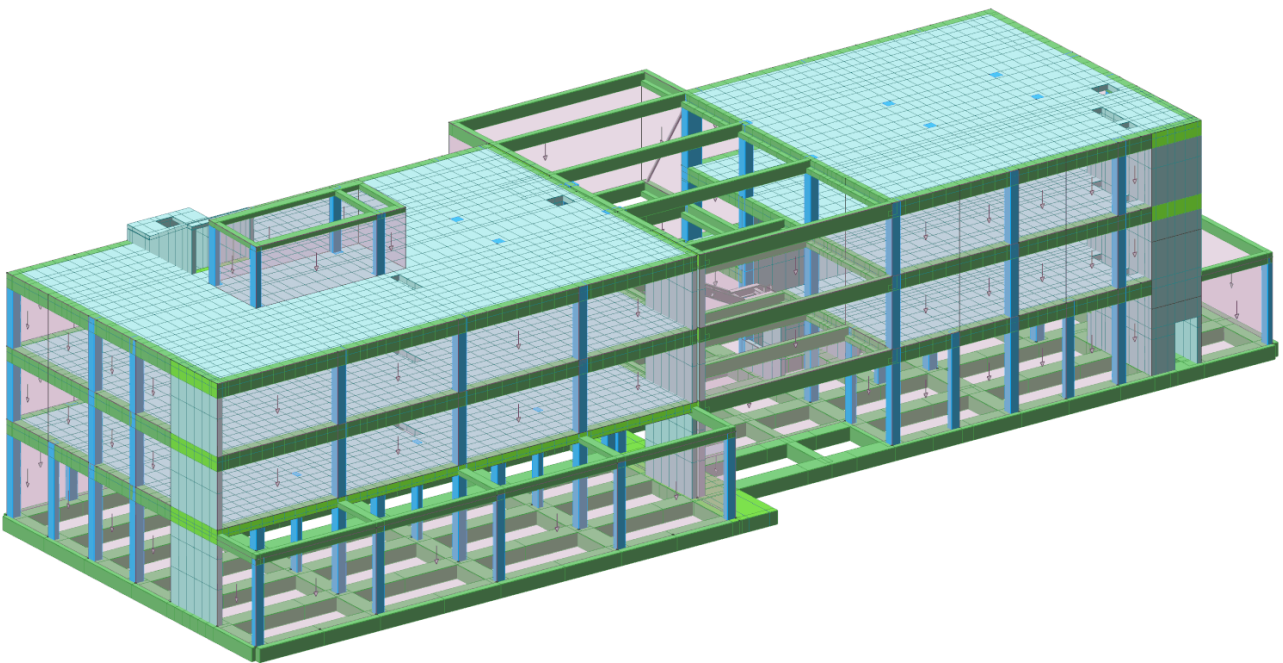
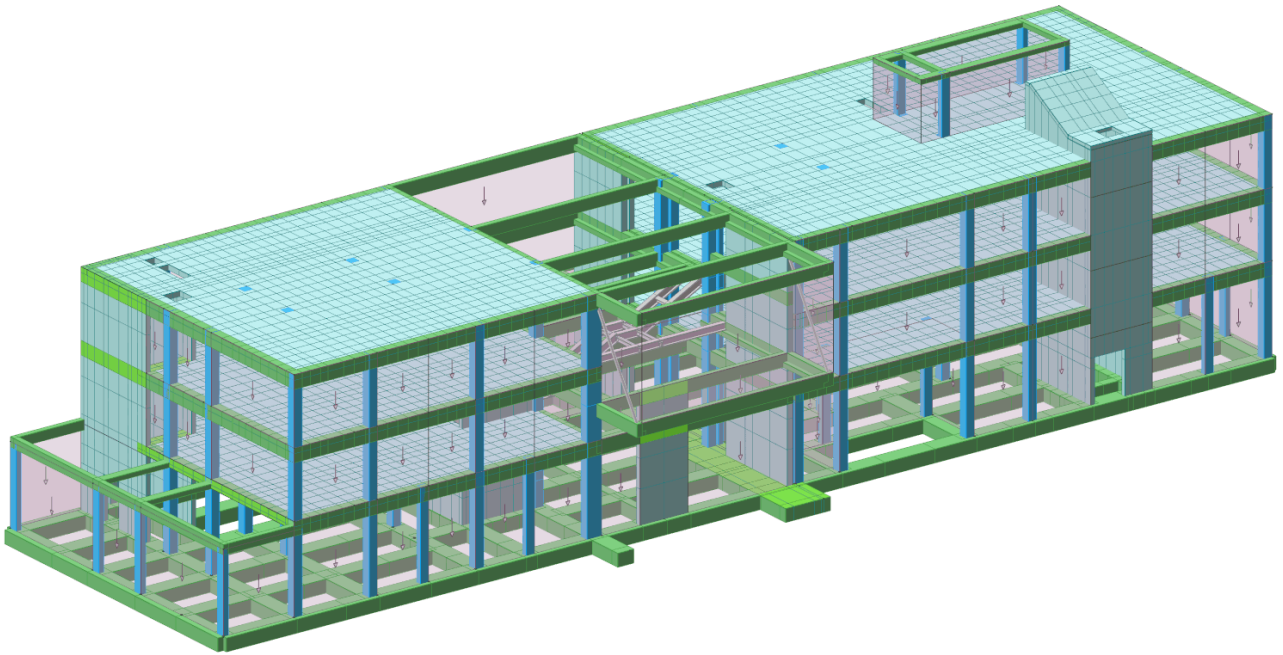
Sono previsti solai predalles 5+15+5cm per le porzioni di copertura in continuità con il solaio di calpestio di piano primo (appendici al piano terra che si sviluppano su unico piano).

I solai di interpiano e di copertura nella zona ingresso sono previsti con solai alveolari e soprastante soletta di collegamento di spessore 36+5 e 31,5+5cm. Anche il solaio di calpestio del mezzanino e relativa copertura sono previsti con solai alveolari.

I corpi scala sono previsti in c.a. gettato in opera. La scala principale che si sviluppa nell'ingresso è prevista in carpenteria metallica per la porzione tra piano primo e secondo. Uno dei due corpi scala minori sbarcherà in copertura

(accessibile per sola manutenzione); in copertura si sviluppa un piccolo locale tecnico per l'alloggiamento di impianti termomeccanici.

Nelle figure seguenti si riporta la schematizzazione completa del fabbricato:



2. RELAZIONE ILLUSTRATIVA GENERALE

Si riportano nel presente capitolo gli elementi di sintesi del progetto, utili ai fini della compilazione della "Relazione illustrativa (art.65 D.P.R. 06/06/2001 n.380 e D.G.R. 26/11/2021 n.10-4161)" richiesta per la denuncia dei lavori ai sensi dell'art.93 del DPR 380/2001 dalla DGR 10-4161.

I contenuti di questo capitolo vengono ripresi successivamente e dettagliati nella relazione di calcolo.

Oggetto dell'intervento:

Realizzazione nuova scuola primaria Salvo d'Acquisto

Localizzazione:

Comune di Tortona, Viale Kennedy

Coordinate WGS84: lat. 44,890, long. 8,857

Edificio di interesse strategico/rilevante Elenco A1 DGR 10-4161 del 26/11/2021

Edificio di interesse strategico: NO

Edificio di interesse rilevante: SI

Parametri di definizione dell'azione sismica:

Vita nominale: 50 anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso: 1,5

Stato limite SLV: $ag = 0,100$; $F0 = 2,448$; $T^*c = 0,274s$

Normativa tecnica di riferimento: D.M. 17 Gennaio 2018

Tipo di intervento: Nuova costruzione

Zona sismica: 3

Caratterizzazione e modellazione geologica, geotecnica e sismica del terreno:

Prove effettuate:

- prove penetrometriche
- 2 sondaggi a carotaggio continuo
- MASW

Parametri geotecnici utilizzati per la progettazione:

Condizioni non drenate:

Strato	Profondità da p.c. [m]	Natura/comportamento	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]	Cu [kPa]	Ey [MPa]
1	2,5	riporto/terreno rimaneggiato	15,59	17,54	-	22,1	2,28
2	5,2	coesivo	17,13	19,09	-	46,9	4,82
3	12	granulare	18,24	20,03	34	-	34,20
4	25	coesivo	20,61	22,57	-	196,1	29,10

Condizioni drenate:

Strato	Profondità da	Natura/	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]	C' [kPa]	Ey [MPa]
--------	---------------	---------	-------------------------------	-------------------------------------	------------	----------	----------

PROGETTAZIONE STRUTTURALE	Pagina 4 di 42
H.S. INGEGNERIA srl	

	p.c. [m]	comportamento					
1	2,5	riporto/terreno rimaneggiato	15,59	17,54	21	7,6	2,28
2	5,2	coesivo	17,13	19,09	24	4,4	4,82
3	12	granulare	18,24	20,03	34	-	34,20
4	25	coesivo	20,61	22,57	35	1,5	29,10

Categoria di sottosuolo ai fini sismici: B
 Categoria topografica: T1
 Coefficiente di amplificazione stratigrafica: Ss = 1,2

Geometria della costruzione:

Numero piani fuori terra: 3 + volume tecnico in copertura
 Numero piani interrati: 0
 Dimensioni massime in pianta: 65,7x21,8 metri
 Altezza massima fuori terra: solaio copertura principale +13,26m
 solaio volume tecnico in copertura +16,73m
 Superficie massima di piano: circa 1300 m2 (piano terra)

Costruzione:

Tipo di costruzione: Struttura in c.a. a telaio a più piani e più campate (a favore di sicurezza per la determinazione del fattore di comportamento si è fatto riferimento a strutture deformabili torsionalmente)
 Vita nominale: 50 anni
 Classe d'uso: III

Descrizione delle strutture portanti:

Destinazione d'uso: Edificio scolastico
 Sistema costruttivo: c.a. ordinario in opera
 Fondazioni: Profonde (pali)
 Strutture verticali: Pilastrini e pareti in c.a. gettato in opera
 Orizzontamenti: Solai a piastra alleggerita
 Solai predalles
 Solai alveolari
 Copertura: Solai a piastra alleggerita
 Solai predalles
 Solai alveolari

Metodo di analisi utilizzato:

Analisi dinamica lineare
 Tipologia dei vincoli: Vincoli in fondazioni (cerniere elastiche con rigidezza finita a simulare la rigidezza a traslazione orizzontale e verticale dei pali di fondazione)
 Classe di duttilità: Nessuna
 Regolarità in pianta: No
 Regolarità in elevazione: No

Tipologia strutturale:

c.a. a telaio a più piani e più campate (a favore di sicurezza per la determinazione del fattore di comportamento si è fatto riferimento a strutture deformabili torsionalmente)

Elementi non strutturali:

- controsoffitti
- tamponamenti
- tramezzi
- velette di copertura
- pareti divisorie in cartongesso
- vetrate
- elementi impiantistici

Applicazione della gerarchia delle resistenti: No, struttura calcolata come non dissipativa ai sensi del DM 17/01/2018

Rigidità impalcato di piano: Solette a lastra: non infinitamente rigide
Solai predalles e alveolari: infinitamente rigidi

Rigidità impalcato di copertura: Solette a lastra: non infinitamente rigide
Solai predalles e alveolari: infinitamente rigidi

Fattore di comportamento adottato:

$q = 1,06$ (Tab.7.3.II NTC2018 e formula 7.3.2 NTC2018 – Struttura non dissipativa)

Elementi strutturali in falso: No

Azione sisma verticale: Si

Posizione dello zero sismico: estradosso solaio calpestio fondazione

Caratteristiche e proprietà dei materiali:

Fondazioni: Calcestruzzo C25/30 XC2, acciaio B450C

Strutture verticali: Calcestruzzo C32/40 XC3, acciaio B450C

Orizzontamenti: Calcestruzzo C32/40 XC3, acciaio B450C

Copertura: Calcestruzzo C32/40 XC3, acciaio B450C

Acciaio da carpenteria: Classe S275

Carichi considerati nelle verifiche (sovraccarichi):

Elemento	G1	G2	Qes Cat.C	Qes Cat.H	Qneve	NOTE
	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN/m2	
CARICHI SU SOLAI CALPESTIO						
Pavimento interno locali P1-P2 – piastra alleggerita	6,00	3,00	3,00	-	-	-
Pavimento interno locali P1-P2 – solaio alveolare	6,50	3,00	3,00	-	-	-
Pavimento interno locali mezzanino – solaio alveolare	6,50	1,80	3,00	-	-	Non ammessi tramezzi
Pavimento interno locali mezzanino – lamiera grecata	3,35 + pp carpenteria	1,80	3,00	-	-	Non ammessi tramezzi
Pavimento interno locali P0 quota +0,00	3,75	4,10	3,00	-	-	-

Pavimento interno locali PO quota +1,00	6,25	4,10	3,00	-	-	-
Pavimento esterno logge PO	3,75	3,40	3,00	-	-	-
Solette a sbalzo mezzanino	4,50	1,80	3,00			
CARICHI SU SOLAI DI COPERTURA						
Copertura praticabile ultimo livello	6,00	1,95	-	0,50	1,20	-
Copertura non praticabile ultimo livello	5,75	2,50	-	0,50	1,20	-
Copertura non praticabile primo livello	3,75	2,50	-	0,50	1,20	-
Copertura locale tecnico	3,75	0,25	-	0,50	1,20	-
Copertura vano scale	4,50	0,40	-	0,50	1,20	-
Solette a sbalzo	4,50	2,50	-	0,50	1,20	-
CARICHI TAMPONAMENTI						
Tamponamento edificio	-	4,70	-	-	-	-
Tamponamento locale tecnico copertura	-	3,55	-	-	-	-
Parapetto perimetro copertura	-	4,95	-	-	-	-
Tamponature vetrate	-	1,00	-	-	-	-
CARICHI SCALE						
Scale A e B	8,15	1,30	4,00	-	-	-
Scala C parte c.a.	8,65	1,30	4,00			
Scala C parte acciaio	1,40 + pp carpenteria	1,10	4,00	-	-	-

Sintesi dei risultati dell'analisi sismica:

Analisi dinamica lineare

Massa Xtot = 96,99 %

Massa Ytot = 98,64 %

Massa Ztot = 86,89 %

Numero modi di vibrare considerati

Primi due periodi principali T1x = 0,70; massa 88,61% - T2x = 0,67; massa 3,10%

Primi due periodi principali T1y = 0,67; massa 85,78% - T2y = 0,63; massa 8,49%

Sintesi delle verifiche dei principali elementi strutturali in termini di rapporto tra capacità e domanda:

Gli esiti delle principali verifiche sono riportate nel seguito del presente documento nello specifico paragrafo.

Controllo degli spostamenti ai fini del danneggiamento di elementi non strutturali e degli impianti:

Edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa (SLD dr < 0,005*h – SLO dr < 2/3 0,005*h)

Verifiche di stabilità allo SLV degli elementi costruttivi senza funzione strutturale: Effettuate

Verifica della distanza tra costruzioni contigue:

Si, giunto sismico tra i due corpi di fabbrica in elevazione

Verifica dei collegamenti tra le fondazioni:

No, unica struttura di fondazione

3. RELAZIONE DI CALCOLO

3.1. Descrizione generale dell'opera

L'opera in progetto, come già evidenziato in premessa, risulta essere un fabbricato di nuova costruzione a destinazione scuola primaria.

Il fabbricato in progetto si sviluppa su tre piani fuori terra (terra, primo e secondo), oltre ad un piccolo volume tecnico in copertura; nella porzione centrale presenta un piano mezzanino. Non sono presenti interrati.

Il fabbricato è approssimativamente inscrivibile in un rettangolo di circa 66x22 metri.

La struttura è concepita con una fondazione unica per tutto il fabbricato, mentre in elevazione è presente un giunto (tra gli assi strutturali X10a e X10b) che produce due diversi corpi di fabbrica indipendenti strutturalmente, uno relativo alla porzione di sinistra fino all'asse X10a compreso e uno relativo alla porzione di destra a partire dall'asse X10b con riferimento alle tavole grafiche strutturali.

Il piano terra presenta una superficie di circa 1300m², superiore a quella degli altri piani, in quanto sono presenti due appendici ad un solo livello fuori terra.

3.1.1. Fondazioni

Le fondazioni previste in progetto sono di tipo profondo; il nuovo fabbricato sorgerà infatti in sostituzione di un preesistente oggetto di demolizione. L'edificio attualmente presente ha un piano seminterrato; a seguito della demolizione dello stesso non sarà quindi disponibile a livello di piano campagna uno strato di terreno di adeguate caratteristiche geomeccaniche per la realizzazione di fondazioni superficiali.

Di accordo con il Geologo incaricato dal Comune di Tortona si è quindi optato per una soluzione che prevede la fondazione su pali di medio diametro (60cm), attestati nello strato a comportamento granulare presente, secondo le indagini geologiche effettuate in sito, tra 5 e 12 metri da piano campagna.

I pali avranno lunghezza di 11m a partire da intradosso dei cordoli di fondazione e saranno realizzati mediante calcestruzzo C25/30 classe di esposizione XC2; l'armatura, in acciaio B450C, sarà costituita da 10 ferri Ø20mm e staffe a spirale Ø10/15cm. Le armature longitudinali saranno proseguite nel cordolo di fondazione.

Il passo medio dei pali di fondazione è di circa 3 metri.

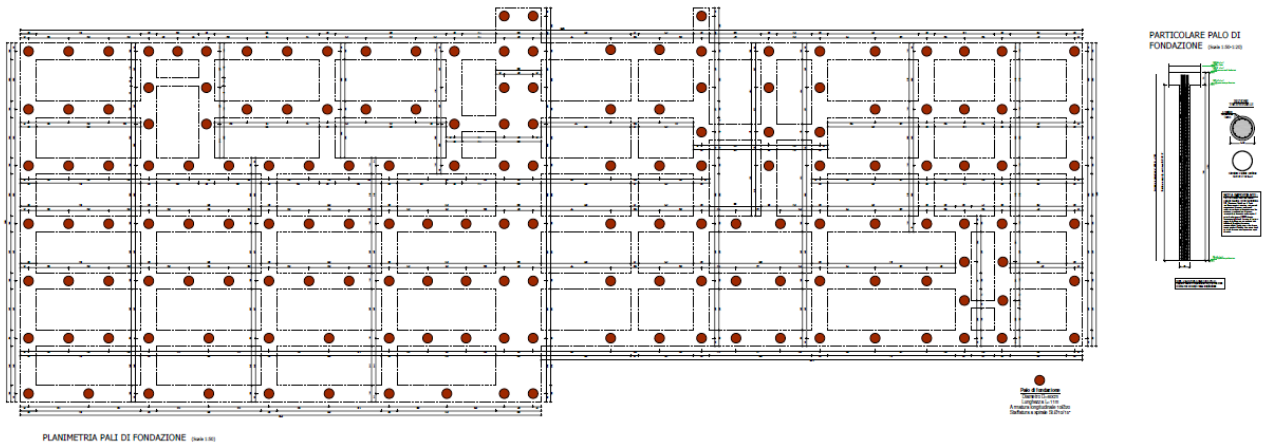
Il sistema fondale sarà completato da cordoli di collegamento della testa dei pali. Essi sono stati progettati generalmente con dimensioni di 100x75cm al fine di accogliere agevolmente la testa dei pali al loro interno; laddove emergono particolari esigenze, ad esempio sugli assi strutturali X10a e X10b è stata ampliata la larghezza del cordolo. Per la partenza delle scale sono invece previsti cordoli di collegamento di dimensioni inferiori (50x75cm) in quanto non sono presenti pali sotto questi elementi.

I cordoli saranno armati con acciaio da c.a. classe B450C secondo gli schemi riportati nelle tavole grafiche. In ogni caso l'armatura minima dei cordoli di fondazione è superiore allo 0,2% dell'area di calcestruzzo sia all'intradosso che all'estradosso, come richiesto dalle NTC2018.

L'impalcato di piano terra sarà realizzato mediante lastre prefabbricate tipo predalles spessore totale 25cm (5+15+5); le luci dei solai sono in generale limitate. Si prevede l'impiego quindi di lastre autoportanti in fase di getto. Si prevede un'armatura in acciaio B450C costituita da tralici Ø6mm, 2Ø12 all'intradosso di ciascuna nervatura e 1Ø8 all'estradosso di ciascuna nervatura agli appoggi. La rete elettrosaldata di completamento della soletta superiore è prevista Ø6/20x20cm.

In fondazione è prevista la realizzazione di una fossa ascensore di 1,60x2,11metri di dimensioni in pianta con estradosso di fondazione a -140cm da piano di calpestio finito interno. La fossa avrà quindi una piccola platea di base di spessore 25cm e pareti laterali anch'esse di spessore 25cm di raccordo ai cordoli di fondazione.

Il calcestruzzo previsto per cordoli di fondazione e fossa ascensore è di classe di resistenza C25/30 classe di esposizione XC2.



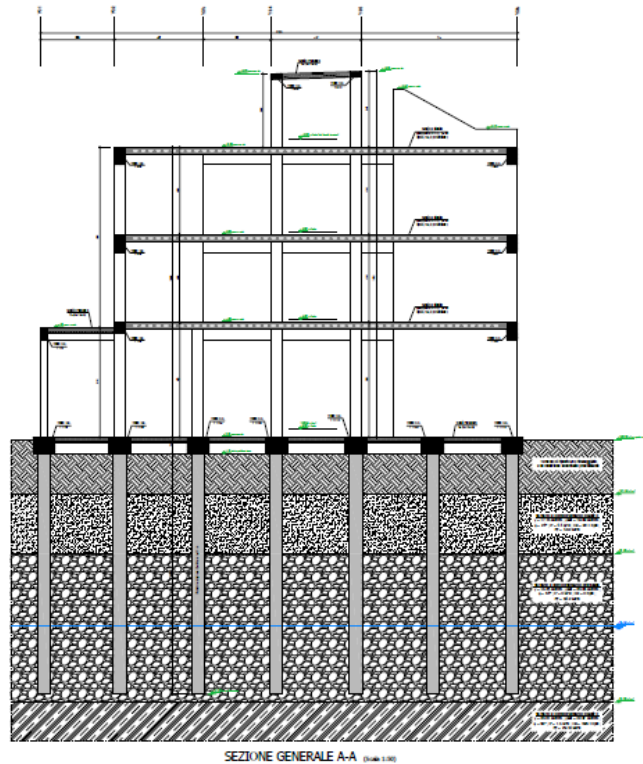
3.1.2. Strutture in elevazione

Le strutture in elevazione sono in generale concepite con un telaio di pilastri in c.a. gettato in opera, oltre ad alcune pareti sempre in c.a. essenzialmente in corrispondenza dei vani scala e ascensore e laddove, da progettazione strutturale, è risultato utile inserirle per migliorare il comportamento globale dell'opera.

I pilastri hanno generalmente sezione 50x50cm; sono presenti pilastri di dimensioni diverse in particolare al piano terra con termine all'impalcato di piano primo. Le pareti in c.a. hanno spessori di 25, 30 e 35 cm.

L'armatura è sempre prevista con acciaio da c.a. B450C.

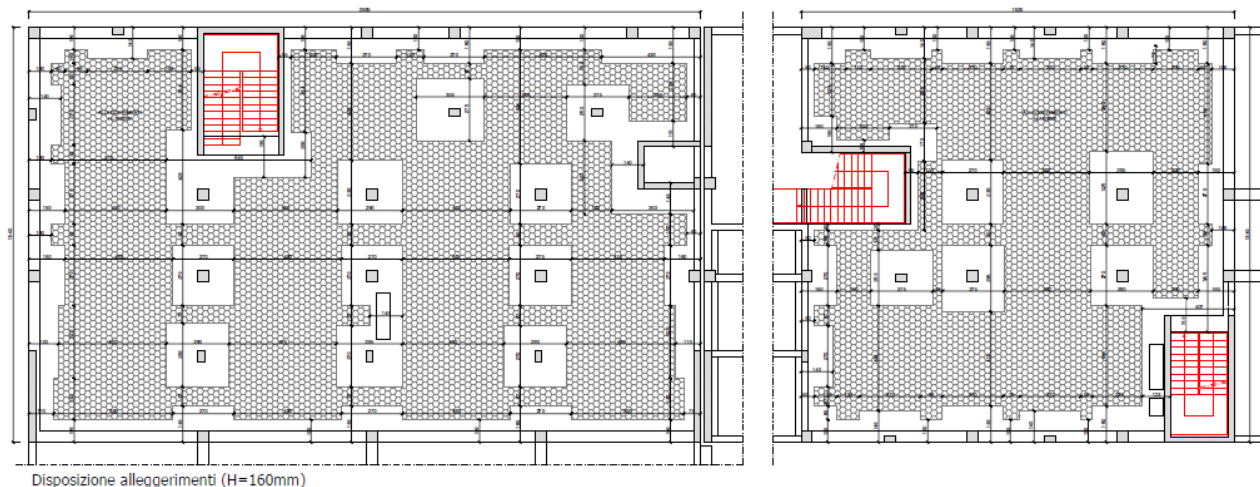
Il calcestruzzo impiegato per le strutture in elevazione è in ogni caso di classe di resistenza C32/40 classe di esposizione XC3.



3.1.3. Orizzontamenti

Gli orizzontamenti sono previsti, in generale, di tre tipologie diverse.

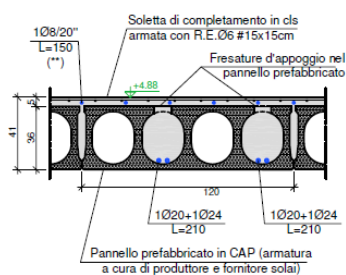
La parte preponderante degli impalcati di piano primo, secondo e copertura sono previsti con solette a lastra alleggerita mediante l'inserimento di elementi plastici cavi nel getto di c.a. di spessore 30cm. I solai sono stati progettati con armatura andante $\varnothing 12/20\text{cm}$ nelle due direzioni all'intradosso e all'estradosso, con opportune armature integrative, il tutto in acciaio da c.a. B450C, relativamente alle zone ove le verifiche a punzonamento, taglio e flessione non risultano soddisfatte dall'armatura base.



Nella porzione centrale del fabbricato (zona mezzanino ed ingresso), date le luci elevate, sono previsti solai alveolari tipo Spiroll di spessore 36+5cm per gli impalcati di piano primo e secondo e di 31,5+5cm per l'impalcato di copertura. I pannelli prefabbricati vengono solidarizzati in opera la telaio in c.a. mediante posa di armatura lenta di estremità all'intradosso e all'estradosso e getti localizzati di testata e longitudinali, oltre a cappa collaborante superiore armata con rete elettrosaldata $\varnothing 6/15 \times 15\text{cm}$.

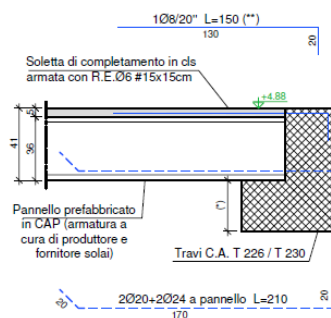
Part. esecutivo solaio Spiroll 36+5 (1:25)

SEZIONE TRASVERSALE:



(**) **NOTA ESECUTIVA:**
L'armatura superiore integrativa deve essere estesa a tutto il perimetro della superficie di solaio ovvero anche lungo il bordo longitudinale dei pannelli prefabbricati esterni a contatto con le travi gettate in opera.

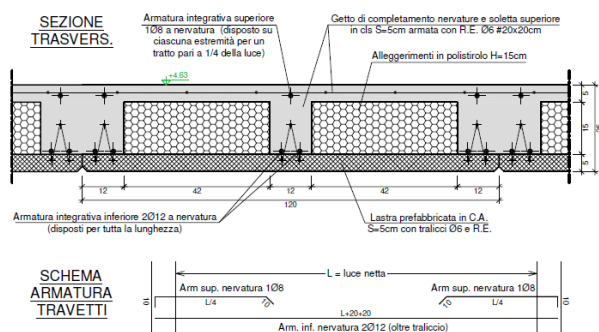
APPOGGIO DI ESTREMITÀ:



(*) **NOTA ESECUTIVA:**
La mensola orizzontale delle travi d'estremità a "L" per l'appoggio dei pannelli prefabbricati precompressi dei solai Spiroll è calcolata con un'altezza minima di 26cm, ovvero ipotizzando una eventuale monta di 3cm dei pannelli prefabbricati stessi. Il Direttore dei Lavori dovrà in opera prendere atto della reale monta dei solai Spiroll indicata dal produttore e fornitore degli stessi e dovrà dare indicazioni all'impresa esecutrice sulla necessaria modifica e calibrazione della misura asteriscata, nel rispetto del valore minimo suddetto.

La copertura delle appendici che si sviluppano al solo piano terra ed il solaio di copertura del vano tecnico in copertura sono previsti con lastre predalles spessore totale 25cm (5+15+5). Anche in questo caso sono previste le armature sia all'intradosso che all'estradosso di ciascuna nervatura come da calcolo effettuato in questa sede. La soletta collaborante sarà armata con rete elettrosaldata $\varnothing 6/20 \times 20\text{cm}$.

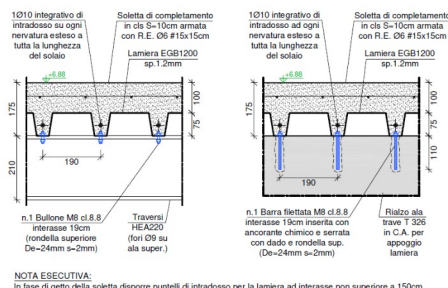
Particolare esecutivo solai Predalles 5+15+5 p.primo (1:10)



Il calcestruzzo impiegato per le strutture di orizzontamento è in ogni caso di classe di resistenza C32/40 classe di esposizione XC3. I solai alveolari sono previsti per la parte prefabbricata con calcestruzzo C45/55.

Nella zona mezzanino è presente una piccola porzione di solaio in lamiera grecata; esso è previsto con due travi intermedie in carpenteria metallica HEA220 collegate agli scialoni della scala centrale e alla trave di bordo del solaio alveolare di mezzanino, quest'ultima costituita da un profilato di carpenteria metallica HEB400. La lamiera grecata prevista è del tipo EGB1200, con altezza delle greche 75mm e soprastante soletta in c.a. di spessore 10cm. Le verifiche sono state effettuate con relazione alla sola armatura integrativa prevista trascurando il contributo della lamiera.

Particolari esecutivi solai lamiera grecata + soletta (1:10)

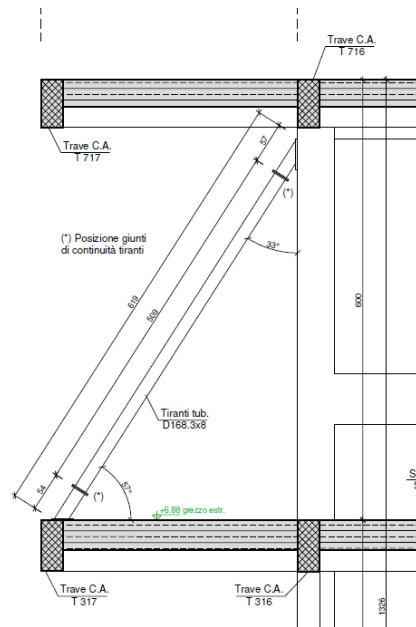


3.1.4. Zona mezzanino in aggetto

Nell'area del mezzanino è presente una parte del piano di calpestio in aggetto rispetto alla facciata del corpo di fabbrica di 3,50 metri. Il solaio di calpestio sarà realizzato mediante il prolungamento a sbalzo delle travate laterali che provengono dall'interno dell'edificio; l'impalcato sarà, come descritto in precedenza, costituito da un solaio alveolare di spessore 36+5cm.

E' prevista una trave di chiusura di bordo in c.a. gettato in opera a sostegno del tamponamento vetrato. Tutta la struttura è sorretta da due tiranti inclinati in carpenteria metallica (tubolari 168,3x8) disposti in corrispondenza dei due fianchi laterali sull'estremità dello sbalzo che trasferiscono i carichi alle strutture portanti verticali di perimetro della costruzione. I due tiranti sono stati concepiti, ai fini del montaggio, come composti da tre porzioni separate da collegare in opera mediante giunti flangiati di continuità. Dal punto di vista del calcolo i tiranti sono stati concepiti come bielle tese.

La copertura sarà realizzata anch'essa mediante il prolungamento delle travi in c.a. interne e solaio alveolare spessore 31,5+5cm.

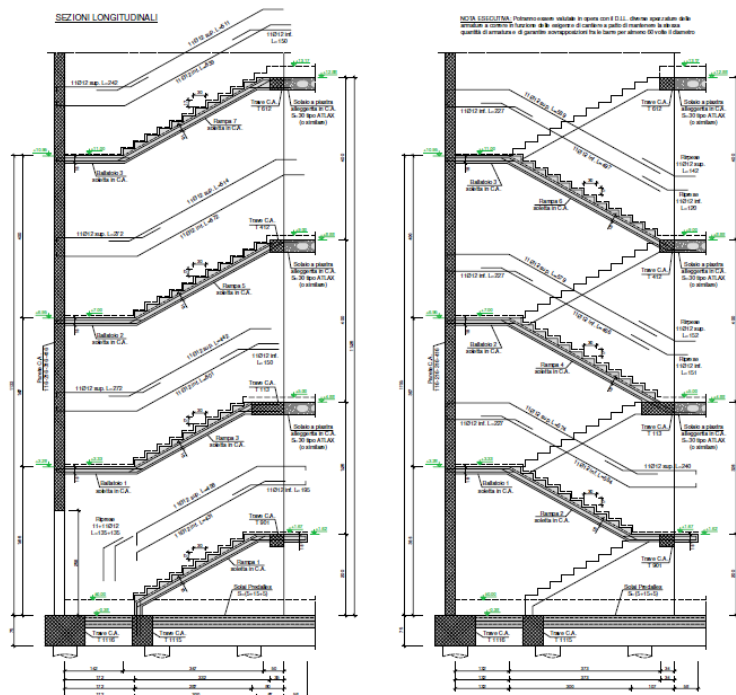


3.1.5. Scale

Nel fabbricato sono previsti 3 corpi scala, individuati come scale "A", "B" e "C" negli elaborati grafici.

Il corpo scala "A" è completamente realizzato in c.a. gettato in opera. La scala ha una struttura composta da solette rampanti piene di spessore 18cm e ballatoio anch'essi in soletta piena di spessore 18cm. Questa scala è stata concepita con i ballatoi portanti ancorati alle pareti perimetrali che portano il carico delle rampe appoggiate. La scala è formata da 7 rampe che sbarcano fino alla copertura del fabbricato.

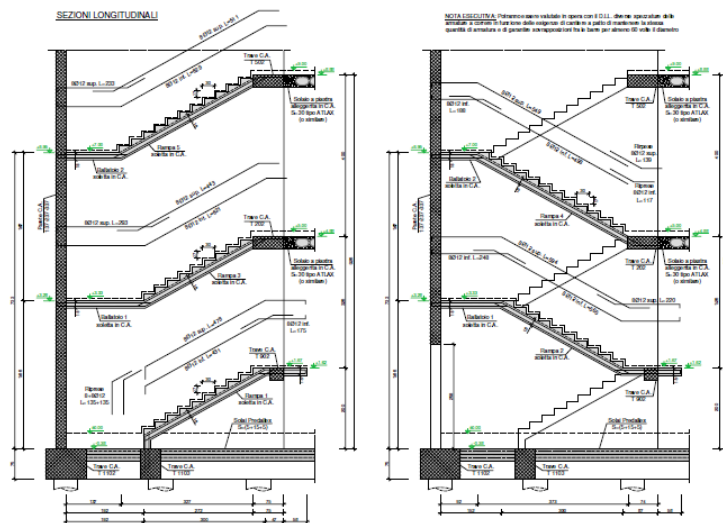
Carpenteria scala "A" in C.A (1:50 / 1:25)



Il corpo scala "B" ha le medesime caratteristiche e concezione strutturale della scala "A", ma è formata da 5

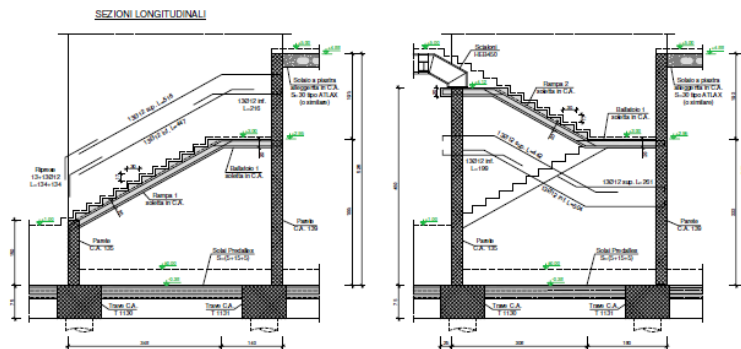
rampe e non ha sbarco in copertura.

Carpenteria scala "B" in C.A (1:50 / 1:25)



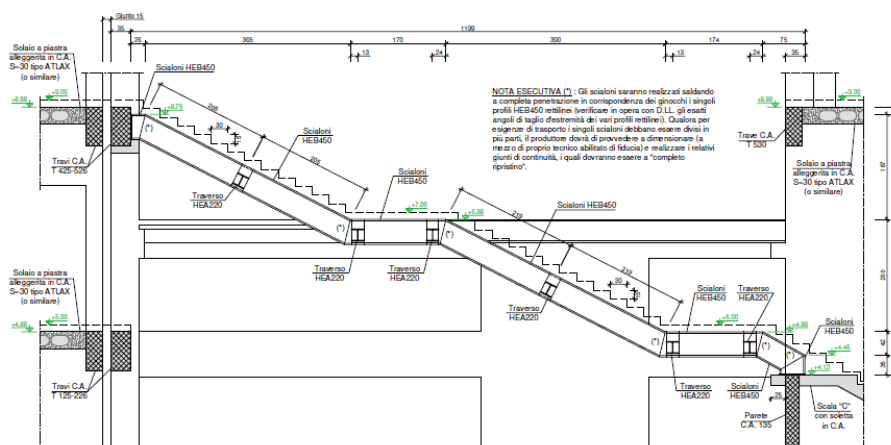
Il corpo scala "C" si colloca nella parte centrale del fabbricato. Esso è composto per le prime due rampe (da piano terra a piano primo) da una struttura in c.a. gettato in opera, con solette piene rampanti e ballatoio di spessore 20cm. Questa porzione è stata concepita strutturalmente con le solette delle rampe direttamente appoggiate sulle pareti di estremità.

Carpenteria scala "C" in C.A (1:50 / 1:25)



La porzione che si sviluppa da piano primo a piano mezzanino e da piano mezzanino a piano secondo è stata invece concepita in carpenteria metallica. La struttura portante è composta da due scialoni rampanti laterali HEB450 e trasversi di collegamento HEA220. La larghezza della scala è di 150cm finita. I due scialoni saranno composti da pezzi unici saldati a completo ripristino in officina e vincolati in opera, mediante le piastre di ancoraggio previste in progetto, alle strutture in c.a..

Particolare esecutivo scialoni scala centrale (1:50)



3.2. Localizzazione

Provincia: Alessandria
Comune: Tortona
Coordinate WGS84: longitudine: 8,8571; latitudine: 44,8898

3.3. Destinazione d'uso e funzioni

Edificio scolastico

3.4. Normativa di riferimento

- D.M. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", pubblicato su S.O. n.30 alla G.U. 20 Febbraio 2018, n.8
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 Gennaio 2009 n.7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018", pubblicata in G.U. 35/2019
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

3.5. Descrizione del modello strutturale

Per lo studio della struttura nel suo complesso, costituita da un unico sistema fondale e da due corpi di fabbrica giuntati in elevazione è stato implementato un unico modello strutturale di calcolo mediante il software MODEST vers.8.28 prodotto da TECNISOFT con solutore agli elementi finiti XFINEST vers.9.4.3 prodotto da Ce.A.S. srl.

All'interno del modello di calcolo elementi lineari in cemento armato, quali i pilastri e le travi di fondazione o in elevazione, vengono schematizzati con elementi tipo "asta" a due nodi; elementi quali pareti o solai a piastra alleggerita in cemento armato vengono schematizzati con elementi tipo "QF46", ovvero elementi bidimensionali a tre

o quattro nodi accuratamente meshati con maglia di dimensioni adeguate. Sono presenti elementi in acciaio schematizzati mediante elementi tipo "asta" a due nodi.

I collegamenti fra gli elementi in cemento armato vengono considerati come infinitamente rigidi fra loro (vincoli di incastro). Le aste in acciaio risultano incernierate per gli elementi principali e all'interfaccia con la struttura in c.a., mentre si hanno vincoli di incastro per i collegamenti tra traversi secondari e struttura principale.

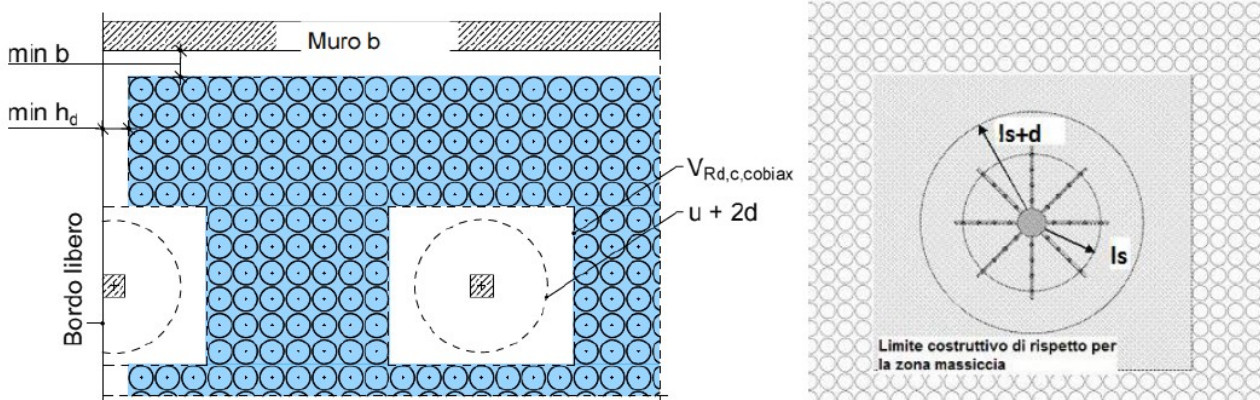
Le proprietà meccaniche e reologiche dei vari materiali degli elementi costituenti il modello strutturale di calcolo implementato trovano corrispondenza con le proprietà dei materiali prescritte per la realizzazione delle opere strutturali in progetto, i quali sono elencati all'interno della relativa relazione materiali impiegati.

Per tener conto del minor peso e della lieve riduzione di inerzia (evidenza sperimentale) che un solaio a piastra alleggerita in cemento armato presenta rispetto a un solaio pieno di pari geometria e volume, per gli elementi bidimensionali inseriti per schematizzare tali elementi strutturali viene definito un materiale fittizio equivalente che possiede rispetto al calcestruzzo previsto in progetto un peso specifico ridotto del 20% e parametri di deformabilità ridotti del 10%.

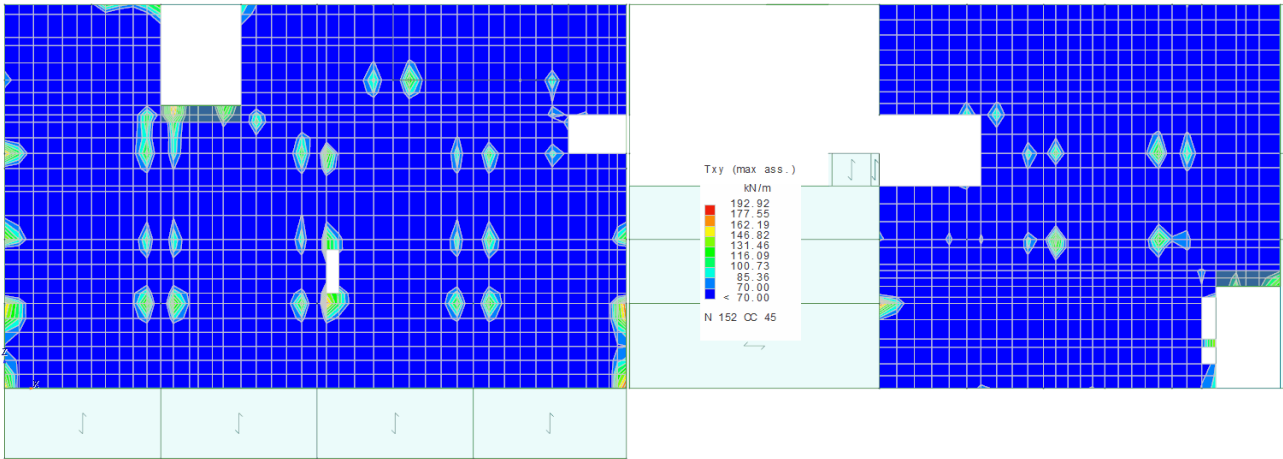
Si precisa che le verifiche a flessione dei solai a piastra alleggerita vengono condotte analogamente a piastre "piene" in cemento armato, avendo preliminarmente verificato che per la geometria e le armature previste il "momento di frontiera" resistente (ovvero il parametro oltre il quale l'asse neutro subisce un distanziamento dal bordo compresso tale da intersecare l'alleggerimento) è in ogni caso ben superiore al massimo momento flettente di calcolo. Poiché sperimentalmente si è osservato che la piastra con alleggerimenti subisce una riduzione al 55% della resistenza a taglio rispetto ad una pari sezione resistente "piena", le zone di solaio con picchi di tensione di taglio vengono lasciate "piene" e gli alleggerimenti vengono arretrati rispetto dette zone a una distanza tale da avere tagli sollecitanti inferiori al 55% del taglio resistente. Nelle tavole grafiche di progetto vengono chiaramente indicate le zone di soletta piena in assenza di alleggerimenti per le ragioni sopra esposte. Analogamente sono lasciate "piene" tutte le zone in cui si hanno meccanismi di resistenza a punzonamento, quali zone intorno ad appoggi su pilastri o pareti. In particolare si sono mantenute fasce piene:

- lungo il perimetro del solaio per una larghezza pari almeno allo spessore del solaio stesso;
- lungo gli appoggi su pareti e travi per una larghezza pari almeno alla larghezza dell'appoggio;
- per gli appoggi puntuali per una larghezza minima pari al massimo tra 4 altezze statiche d , secondo lo schema di figura seguente, oppure laddove le verifiche a taglio in presenza di alleggerimenti non sono soddisfatte;
- ove presenti armature a punzonamento per una distanza pari ad un'altezza statica d oltre l'armatura più esterna.

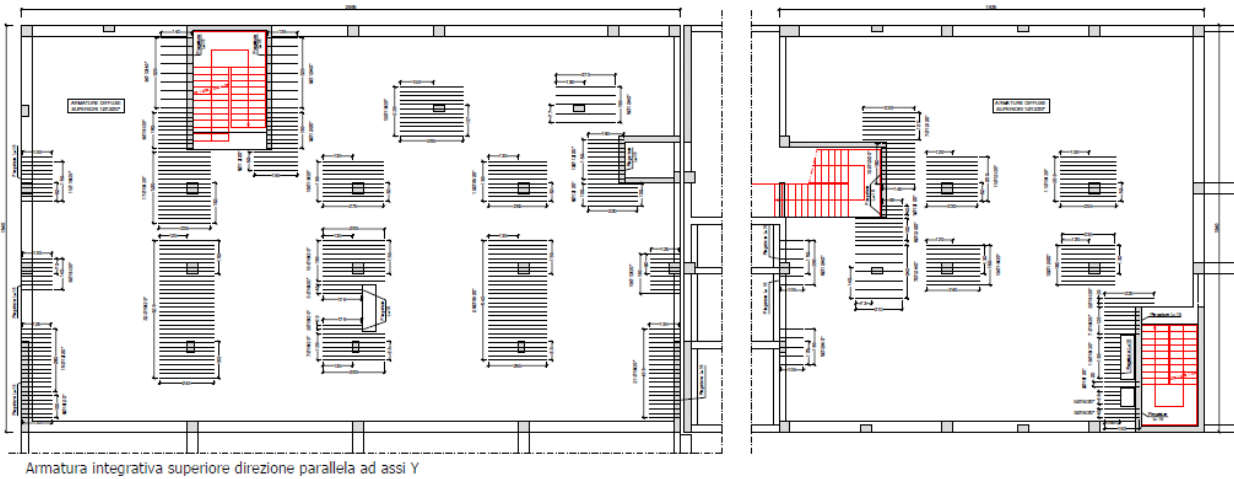
Regole per la determinazione delle zone in getto pieno



Si riporta a titolo di esempio l'output grafico ottenuto dal software di calcolo relativo ad un impalcato della costruzione ove si osservano le zone ove il taglio sollecitante è superiore al 55% del taglio resistente. In tali zone, ove la verifica a taglio della soletta con resistenza ridotta al 55% non è soddisfatta si è proceduto all'eliminazione degli alleggerimenti, secondo gli schemi di progetto e, all'occorrenza, all'inserimento di armatura integrativa a taglio. Nel caso della figura la resistenza a taglio della soletta piena con alleggerimenti è pari a circa 70 kN e pertanto la figura evidenzia le zone ove le verifiche non sono soddisfatte.



Nelle zone ove le verifiche con l'armatura base non sono soddisfatte si è inserita opportuna armatura integrativa.



L'interfaccia terreno-fondazione viene schematizzata assegnando dei vincoli puntuali a rigidità finita alla traslazione orizzontale e verticale nelle posizioni dei pali di fondazione. I pali sono stati considerati come liberi di ruotare in testa, considerate le dimensioni reciproche di pali e cordoli di collegamento, in particolare altezza dei cordoli inferiore a 1,5 volte il diametro dei pali.

Le azioni sui pali sono state determinate direttamente dal modello di calcolo implementato. Le azioni per il dimensionamento dei pali e delle strutture di fondazione sono state calcolate con riferimento al primo caso del par.7.2.5 delle NTC2018: *“quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v.5.7.3)”*. Il comportamento è stato assunto per l'intera struttura come non dissipativo, come argomentato successivamente. Pertanto non è assegnata classe di duttilità (la struttura non è in CD B) e si fa riferimento al comportamento *“non dissipativo”*.

Nel modello di calcolo sono state impiegate rigidzze alla traslazione verticale pari a 75000 daN/cm (750 kN/cm) e rigidzze alla traslazione orizzontale di 5500 daN/cm (55 kN/m) come si può evincere dal fascicolo dei calcoli.

La stima della rigidzza alla traslazione verticale è stata effettuata secondo il metodo proposto da Randolph e Wroth (1978) per pali in gruppo in condizioni di grandi deformazioni. Secondo tale metodo la rigidzza alla traslazione

verticale di un singolo palo isolato immerso in un mezzo elastico ed omogeneo è espressa dalla seguente:

$$k_1 = G \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{\frac{4}{(1-\nu)} + \pi \cdot \frac{A}{2}}{1 + \frac{4 \cdot A}{\pi \cdot \lambda \cdot (1-\nu)}}$$

dove:

$$\lambda = E_{\text{palo}} / G$$

$$A = (2 \cdot L / d) \cdot \tanh(\mu L) / \mu L$$

$$\mu L = (L / d) \cdot (2 / \lambda)^{0.5}$$

$$(E_{\text{palo}} = 25000 \text{ MPa}, G = 20 \text{ MPa e } \nu = 0.5).$$

Tenendo conto dell'interazione dei pali per i pali in gruppo il metodo utilizzato propone la seguente formulazione:

$$k = \frac{k_1}{\sum_{j=1}^N \alpha_{i,j}}$$

dove:

$$\alpha_{i,j} = \frac{\ln\left(\frac{L}{s_{i,j}}\right)}{2 \ln\left(\frac{L}{d}\right)}$$

essendo

$s_{i,j}$ = distanza tra il palo i-esimo e il palo j-esimo

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

Si è quindi costruita la matrice relativa all'interazione tra i singoli pali costituenti la palificata, ottenendo una rigidezza media di circa 748000 kN/m; nel campo delle grandi deformazioni il metodo proposto prevede di ridurre ad un decimo la rigidezza complessiva, ottenendo pertanto un valore di circa 74800 kN/m. Tale valore è stato approssimato ai fini del calcolo a 75000 kN/m, corrispondenti a 750 kN/cm che è il valore riportato nel software di calcolo, adeguato per il calcolo delle ripartizioni delle sollecitazioni sui pali. Il dettaglio di calcolo è riportato nel fascicolo dei calcoli.

Per la rigidezza alla traslazione orizzontale si è fatto riferimento al medesimo modello di calcolo (palo su letto di molle) impiegato per la determinazione delle sollecitazioni flettenti sui pali di fondazione. Con un carico unitario orizzontale di 1 kN si ottiene uno spostamento in testa di 0,18mm. Pertanto la rigidezza alla traslazione orizzontale è stata valutata in circa $1/0,018 = 55 \text{ kN/cm}$, che è il valore inserito nel modello di calcolo. Il dettaglio di calcolo è riportato nel fascicolo dei calcoli.

In campo sismico sull'intera struttura viene condotta una analisi lineare dinamica ai sensi del punto 7.3.3.1 del D.M. 17 Gennaio 2018. L'analisi in campo sismico viene condotta ipotizzando per l'intera struttura un comportamento non dissipativo; in altre parole l'intera struttura viene progettata per rimanere in campo elastico. Pertanto non sono state effettuate le verifiche relative alla gerarchia delle resistenze e relativi dettagli costruttivi previsti al Capitolo 7 delle NTC2018, mentre sono state in ogni caso rispettate le prescrizioni del Capitolo 4.

Data la presenza di elementi in c.a. precompresso di luce superiore a 8 metri (solai alveolari) è stata considerata nell'analisi anche la componente verticale del sisma, assumendo un fattore di comportamento pari a 1.5 in conformità al paragrafo 7.3.1 delle NTC2018.

Il modello implementato viene quindi utilizzato sia per il dimensionamento della struttura in elevazione che

per le fondazioni. Gli elementi in cemento armato ed in acciaio direttamente implementati nel modello di calcolo vengono verificati automaticamente dal software impiegato (pilastri, pareti, travi di fondazione ed in elevazione, solai a piastra alleggerita, aste in acciaio e relativi collegamenti).

Gli altri elementi sono stati verificati separatamente mediante i metodi classici della scienza e tecnica delle costruzioni.

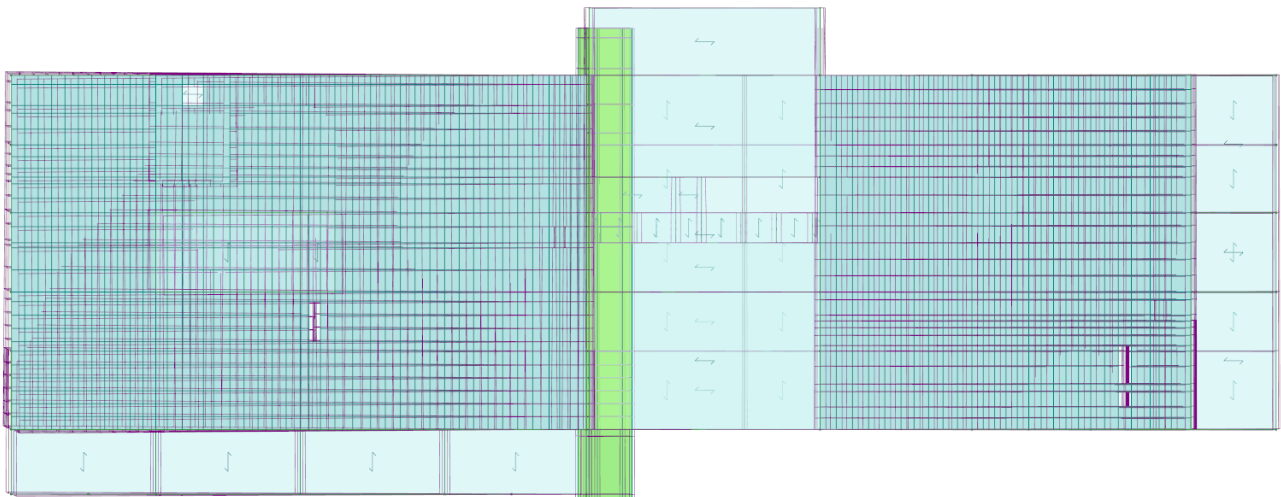
I solai a lastra alleggerita sono stati schematizzati, in quanto inseriti completamente nel modello, con la loro reale rigidezza. I solai alveolari e predalles con cappa collaborante e relativa armatura di collegamento sono stati considerati infinitamente rigidi nel piano.

Per quanto concerne l'impostazione generale della modellazione, l'edificio è stato concepito come un'unica struttura, con un unico sistema fondale tra l'altro connotato da fondazioni profonde ed elevata rigidità dei cordoli di collegamento che hanno dimensioni importanti e luci ridotte. Il giunto è previsto solo in elevazione dato che il fabbricato è molto lungo. Considerando che il moto sismico è trasmesso dal terreno si è ritenuto corretto modellare la struttura in un unico modello, altrimenti non si avrebbero influenze reciproche derivanti dall'unico sistema fondale e inoltre non sarebbero veritieri i carichi sui pali di fondazione e sul sistema di cordoli di collegamento. Inoltre i due corpi di fabbrica sono paragonabili per tipologia costruttiva, masse, altezze e distribuzione in pianta degli elementi sismoresistenti, e pertanto avranno periodi propri simili.

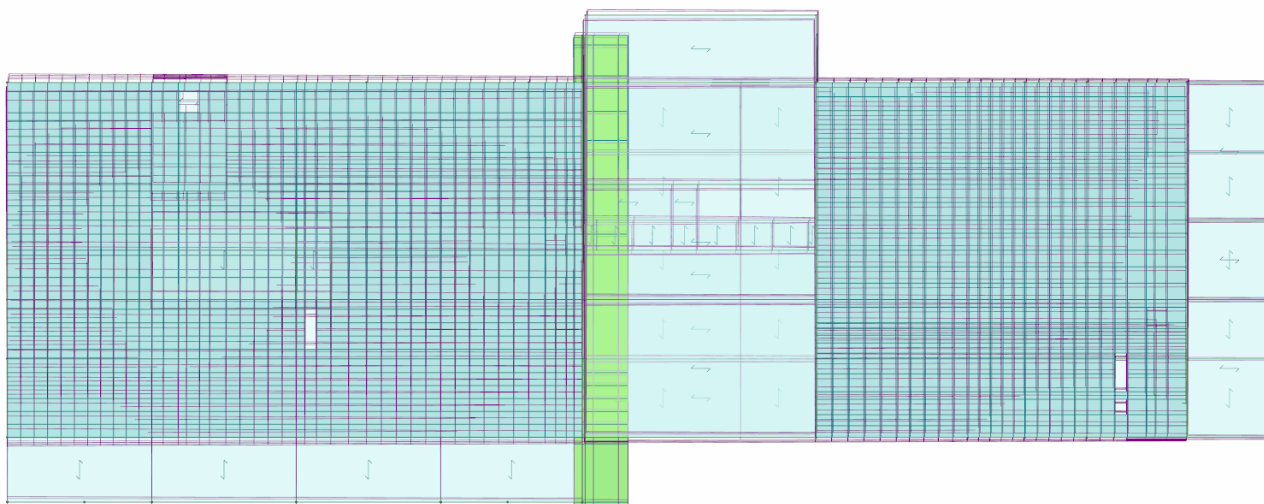
Dai risultati di calcolo si osserva che la massa sismica attivata con i modi di vibrare considerati è prossima al 100%, a garanzia del fatto che la massa sismica attivata su ciascun corpo di fabbrica sia comunque superiore all'85%.

Si riportano nelle figure seguenti le deformate dei primi due modi di vibrare (ovvero quelli principali che attivano la maggior percentuale di massa nelle due direzioni) da cui si osserva il comportamento di insieme dell'edificio senza differenze apprezzabili tra i due corpi in elevazione.

Modo 1: si osserva la forma modale traslazionale in direzione x senza differenze significative tra i due corpi di fabbrica



Modo 2: si osserva la forma modale traslazionale in direzione y senza differenze significative tra i due corpi di fabbrica



Si osserva anche che con riferimento alla formula C7.3.2 della Circolare 7/2019 la stima del periodo T1 in caso di analisi statica lineare sarebbe stato esattamente lo stesso per i due corpi di fabbrica; è lecito quindi attendersi un comportamento analogo.

La maggiore complessità di modellazione dell'edificio nel suo complesso consente, come già evidenziato, di tenere nella giusta considerazione l'interazione terreno-struttura, aspetto che non sarebbe stato affrontato con altrettanta accuratezza con modelli separati. Tra l'altro il manuale del software di calcolo utilizzato indica proprio la procedura seguita tra quelle possibili per la modellazione di strutture con giunto in elevazione e fondazione unica.

3.6. Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura

La valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura è stata effettuata in conformità al D.M. 17 Gennaio 2018; in particolare, i livelli di sicurezza per i quali la struttura è progettata sono quelli definiti dal suddetto D.M., come descritto ampiamente nei paragrafi successivi.

I calcoli strutturali sono stati eseguiti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Le azioni di progetto per i carichi permanenti, i sovraccarichi da neve, sisma e il sovraccarico accidentale sono state assegnate in conformità alle NTC 2018.

3.7. Vita nominale, classe d'uso, periodo di ritorno per l'azione sismica

Vita nominale:	VN = 50 anni	(2.4.1 NTC2018)
Classe d'uso:	III	(2.4.2 NTC2018)
Coefficiente d'uso:	Cu = 1.5	(2.4.3 NTC2018)
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR = VN x Cu = 75 anni	(2.4.3 NTC2018)

3.8. Regolarità dell'edificio e fattore di comportamento

Data la conformazione dei due corpi di fabbrica, si è scelto di operare una scelta conservativa considerando la struttura come non dissipativa.

Per quanto riguarda le fondazioni, le NTC2018 al paragrafo 7.2.5 indicano quanto segue:

“Sia per CD“A” sia per CD“B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B".

Assumendo il comportamento non dissipativo della struttura in elevazione il dimensionamento delle strutture di fondazione e le relative verifiche geotecniche sono state effettuate con riferimento ai risultati dell'analisi strutturale impiegata anche per il dimensionamento delle strutture di elevazione, rientrando nel primo punto dello stralcio di norma sopra riportato.

Per la definizione del fattore di comportamento si è fatto riferimento alla Tab.7.3.II delle NTC2018; la tipologia strutturale, data la conformazione del fabbricato, sarebbe ascrivibile a "strutture a telaio", che presenta un valore di base fattore di comportamento q_0 pari a $3,0 \times \alpha_1$ in classe di duttilità B. Verificando mediante opportune valutazioni sul modello strutturale quale è il reale comportamento della struttura nel suo complesso, si è deciso, ad assoluto favore di sicurezza, di assumere la struttura come "deformabile torsionalmente"; tale tipologia presente un valore base del fattore di comportamento q_0 pari a 2,0 in classe di duttilità bassa.

Il fattore di riduzione K_r è assunto pari a 0,8 in quanto l'edificio risulta non regolare in altezza.

Ai sensi di quanto sopra, con riferimento alla formula 7.3.2 delle NTC2018 si è determinato il valore del fattore di comportamento non dissipativo q_{ND} :

$$q_{ND} = 2/3 \times K_r \times q_0 = 2/3 \times 0,8 \times 2 = 1,067 < 1,5$$

Il fattore di comportamento adottato per la progettazione viene quindi approssimato per difetto ed assunto pari a:

$$q_{ND} = 1,06$$

3.9. Stati limite indagati

Dal punto di vista statico sono stati analizzati gli SLU e gli SLE in termini di resistenza per i primi e deformazione/fessurazione per i secondi.

Sotto il profilo sismico la progettazione si deve riferire a quanto previsto dalla Tab.7.3.III delle NTC 2018.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Pertanto, in funzione della classe d'uso definita III, per gli elementi strutturali (ST) si sono effettuate le seguenti verifiche:

- agli SLE:
 - verifica RIG allo SLO
 - verifiche RES allo SLD
- agli SLU
 - verifiche RES allo SLV

- verifiche DUT allo SLC

Per gli elementi non strutturali NS sono state effettuate le verifiche STA allo SLV; per gli elementi impiantistici sono state fornite le domande sismiche, in funzione degli elementi indicati in progetto dai progettisti impiantistici, per gli SLO e per gli SLV; le verifiche sono riportate nello specifico elaborato. Gli oneri per gli staffaggi impiantistici e per la protezione antisismica per gli elementi non strutturali sono demandati ai computi impiantistici ed architettonici.

Le verifiche **RIG allo SLO** sono state effettuate verificando che gli spostamenti di interpiano risultino inferiori al limite indicato al paragrafo 7.3.6.1 delle NTC2018, ed in particolare con riferimento a:

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q_{d,} \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$q_{d,} \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Pertanto si è controllato che il valore massimo dello spostamento di interpiano risulti inferiore a $2/3 \times 0,005h = 0,0033h$ con riferimento allo SLO.

Per quanto riguarda le verifiche **RES allo SLD** si osserva che le verifiche prescritte dalla tabella 7.3.III delle NTC2018 sono automaticamente soddisfatte dalle verifiche di resistenza RES allo SLV (SND) in quanto il fattore di comportamento adottato per la struttura risulta pari a $q_{SND} = 1,06$; infatti, a fronte di valori di a_g e F_0 per lo SLV di 0,1 e 2,49, si hanno valori allo SLD di 0,037 e 2,51. Di conseguenza l'ordinata massima dello spettro di progetto risulta pari a:

$$\text{SND:} \quad S_d(T) = 0,1 \times 1,2 \times (1/1,06) \times 2,49 = 0,282g$$

$$\text{SLD:} \quad S_d(T) = 0,037 \times 1,2 \times (1/1,06) \times 2,51 = 0,105g$$

La sollecitazione sismica SLD è quindi ampiamente inferiore a quella SLV e pertanto le verifiche RES effettuate allo SLV involuppano e ricomprendono le verifiche RES allo SLD.

Le verifiche **RES allo SLV** sono state effettuate per tutti gli elementi strutturali ST come richiesto dalla Norma.

Per quanto concerne le verifiche **DUT allo SLC**, il paragrafo 7.3.6.1 delle NTC2018 riporta quanto segue:

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1,5$.

Avendo adottato un fattore di comportamento pari a 1,06, come indicato in precedenza, non risultano dovute le verifiche DUT allo SLC.

3.10. Azioni sulla costruzione

Le azioni sulla costruzione sono state determinate nel rispetto del capitolo 3 delle NTC2018. In particolare sono state impiegate le seguenti azioni per l'analisi della struttura:

Permanenti G:	Peso proprio strutturale (G1)
	Peso proprio degli elementi non strutturali (G2)
Variabili Q:	Neve
	Carichi d'esercizio
Sismiche (E)	
Eccezionali (Incendio)	

Le verifiche in caso di incendio con requisito R60 indicato dal progettista architettonico sono state effettuate secondo il metodo tabellare con riferimento al coprifermo di progetto secondo l'Allegato D al DM 16/02/2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione". Per la protezione degli elementi in carpenteria metallica si prevede l'utilizzo di specifiche vernici intumescenti certificate, secondo gli oneri economici previsti in computo metrico di progetto esecutivo.

La soletta in lamiera grecata dovrà essere protetta mediante controsoffitto certificato R60.

3.10.1. Carichi permanenti G

I pesi propri strutturali G1 sono stati determinati sulla base dei pesi specifici dei materiali, assegnando un peso di 2500 daN/m³ agli elementi in c.a. e di 7850 daN/m³ alla carpenteria metallica.

Per le solette piene con elementi di alleggerimento, come indicato in precedenza, si è considerato un peso specifico del calcestruzzo di 2000 daN/m³, a mediare tra le parti di getto e gli elementi di alleggerimento, sulla base delle schede tecniche dei prodotti di alleggerimento disponibili in commercio.

I pesi permanenti portati G2 sono stati definiti in base ai pesi specifici dei materiali impiegati per le coibentazioni e per le finiture indicate dal progettista architettonico, come da analisi dei carichi riportate successivamente.

3.10.2. Carico Neve (par.3.4 NTC2018)

Zona Neve:	I Mediterranea
Altitudine:	104 m slm
Valore caratteristico del carico al suolo:	qsk = 150 daN/m ²
Coefficiente di esposizione al vento:	Ce = 1
Coefficiente di forma (cop. piana o ad una falda <30°):	μ = 0.8
Carico neve:	qn = qsk x Ce x μ = 120 daN/m ²

3.10.3. Carico d'esercizio solai

Copertura:	Qes = 50 daN/m ²	(Cat.H Tab.3.1.II NTC2018)
Calpestio:	Qes = 300 daN/m ²	(Cat.C.1 Tab.3.1.II NTC2018)
Scale comuni e ballatoi:	Qes = 400 daN/m ²	(Cat.C Tab.3.1.II NTC2018)

3.10.4. Incendio

Il requisito di resistenza al fuoco indicato dal progettista antincendio e dal progettista architettonico risulta pari a R=60 minuti.

3.10.5. Azione sismica

Localizzazione

Provincia:	Alessandria
Comune:	Tortona
Longitudine WGS84:	8,8571
Latitudine WGS84:	44,8898
Zona sismica:	3

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Tipo di costruzione:	2 – Costruzioni ordinarie	(tab.2.4.I NTC2018)
Vita Nominale:	VN = 50 anni	(tab.2.4.I NTC2018)
Classe d'uso:	III – Affollamenti significativi	(par.2.4.2 NTC2018)
Coefficiente d'uso:	Cu = 1.5	(tab.2.4.II NTC2018)

Periodo di riferimento sisma:

$$VR = VN \times Cu = 75 \text{ anni}$$

Caratteristiche sismiche dei terreni (da relazione geologica)

Categoria topografica: T1

Categoria suolo: B

Parametri sismici spettro di risposta elastico:

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0	T*c [sec]
SLO	45	0,029	2,491	0,203
SLD	75	0,037	2,514	0,224
SLV	712	0,100	2,448	0,274
SLC	1462	0,131	2,450	0,278

Fattore di comportamento

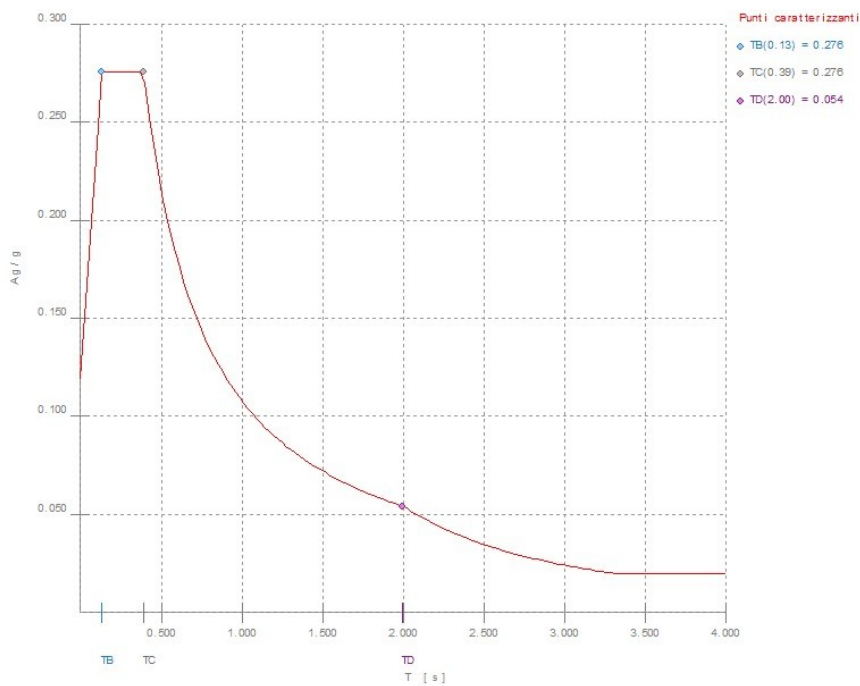
$$q = 1,06$$

assunto comportamento non dissipativo come relazionato in precedenza

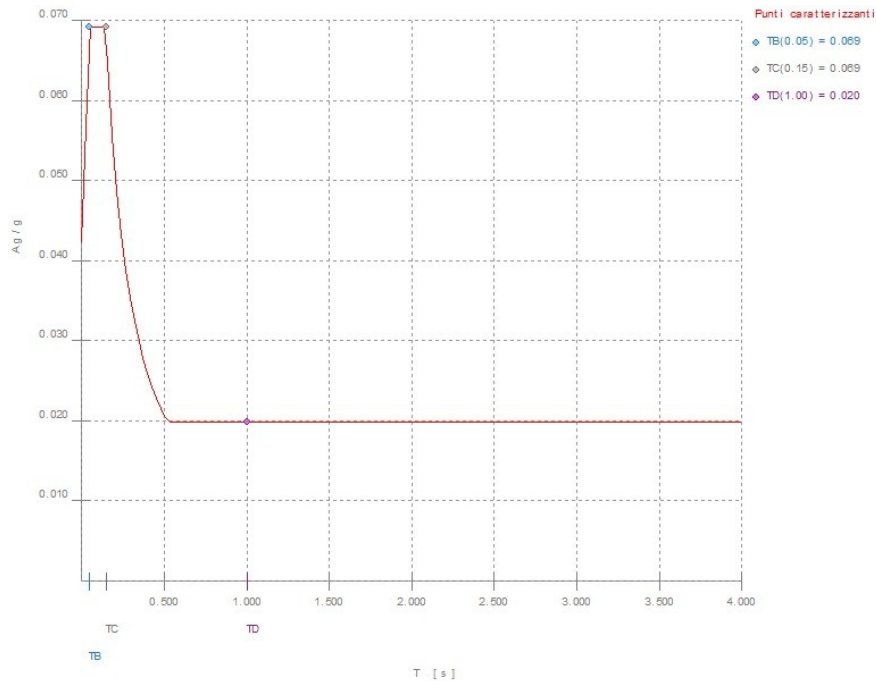
Per la componente verticale del sisma, ai sensi del par.7.3.1 delle NTC2018, si è assunto un fattore di comportamento pari a 1.5.

Nelle figure seguenti si riportano lo spettro della componente orizzontale e lo spettro della componente verticale dell'azione sismica con comportamento strutturale non dissipativo (SND):

Componente orizzontale SND:



Componente verticale SND:



Allo SLO si è impiegato un fattore di comportamento unitario, come prescritto dalle NTC2018, con ordinata massima della componente orizzontale dello spettro pari a 0,086.

3.10.6. Analisi dei carichi elementi

I carichi di tipo G1 e G2 sono stati determinati in funzione degli spessori strutturali e dei pacchetti architettonici previsti dal progettista.

Elemento	G1	G2	Qes Cat.C	Qes Cat.H	Qneve	NOTE
	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	
CARICHI SU SOLAI CALPESTIO						
Pavimento interno locali P1-P2 – piastra alleggerita	6,00	3,00	3,00	-	-	-
Pavimento interno locali P1-P2 – solaio alveolare	6,50	3,00	3,00	-	-	-
Pavimento interno locali mezzanino – solaio alveolare	6,50	1,80	3,00	-	-	Non ammessi tramezzi
Pavimento interno locali mezzanino – lamiera grecata	3,35 + pp carpenteria	1,80	3,00	-	-	Non ammessi tramezzi
Pavimento interno locali P0 quota +0,00	3,75	4,10	3,00	-	-	-
Pavimento interno locali P0 quota +1,00	6,25	4,10	3,00	-	-	-
Pavimento esterno logge P0	3,75	3,40	3,00	-	-	-
Solette a sbalzo mezzanino	4,50	1,80	3,00			
CARICHI SU SOLAI DI COPERTURA						

Copertura praticabile ultimo livello	6,00	1,95	-	0,50	1,20	-
Copertura non praticabile ultimo livello	5,75	2,50	-	0,50	1,20	-
Copertura non praticabile primo livello	3,75	2,50	-	0,50	1,20	-
Copertura locale tecnico	3,75	0,25	-	0,50	1,20	-
Copertura vano scale	4,50	0,40	-	0,50	1,20	-
Solette a sbalzo	4,50	2,50	-	0,50	1,20	-
CARICHI TAMPONAMENTI						
Tamponamento edificio	-	4,70	-	-	-	-
Tamponamento locale tecnico copertura	-	3,55	-	-	-	-
Parapetto perimetro copertura	-	4,95	-	-	-	-
Tamponature vetrate	-	1,00	-	-	-	-
CARICHI SCALE						
Scale A e B	8,15	1,30	4,00	-	-	-
Scala C parte c.a.	8,65	1,30	4,00	-	-	-
Scala C parte acciaio	1,40 + pp carpenteria	1,10	4,00	-	-	-

Oltre a quanto riassunto in tabella sono stati inseriti nei relativi campi di solaio in copertura, ove previsto in progetto, i pesi propri delle macchine ripartiti sulle superfici indicate negli elaborati grafici, ed in particolare:

Pompe di calore	G2 = 13,25 kN
UTA n.1	G2 = 27,2 kN
UTA n.2	G2 = 16,9 kN
UTA n.3	G2 = 10,25 kN

3.11. Combinazione delle azioni

Le combinazioni di carico sono state definite nel rispetto delle NTC2018. Si rimanda allo specifico paragrafo del fascicolo dei calcoli per il dettaglio delle combinazioni.

In generale le verifiche sono state effettuate con riferimento alle combinazioni SLU-SLV per le verifiche di resistenza o stabilità e alle combinazioni SLE per le verifiche di fessurazione, deformazione e tensione di esercizio.

3.12. Verifiche eseguite

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

- **verifiche geotecniche dei pali di fondazione:**
 - **verifiche di portanza a carico verticale**
 - **verifiche di portanza a carico orizzontale**
 - **verifiche in termini di cedimenti**
- **verifiche strutturali dei pali di fondazione**
- **verifiche strutturali dei cordoli di fondazione**
- **verifiche strutturali del solaio predalles di calpestio di piano terra**
- **verifiche strutturali dei solai predalles di copertura**

- **verifiche strutturali di pilastri e pareti in elevazione**
- **verifiche strutturali delle travi di orizzontamento in c.a.**
- **verifiche strutturali armatura lenta dei solai alveolari**
- **verifiche strutturali dei solai a soletta piena**
- **verifiche strutturali delle membrature in carpenteria metallica**
- **verifiche strutturali dei collegamenti delle membrature in carpenteria metallica**
- **verifiche strutturali delle solette a sbalzo**
- **verifiche strutturali delle rampe/ballatoi delle scale**
- **verifiche strutturali del solaio in lamiera grecata**

In generale le verifiche sono state effettuate in automatico mediante il software di calcolo MODEST; per i pali di fondazione le verifiche geotecniche e strutturali sono state effettuate mediante specifici fogli di calcolo implementati sulla base delle relazioni di letteratura in funzione delle massime reazioni vincolari degli elementi vincolati in fondazione inseriti nel modello MODEST a schematizzare i pali di fondazione.

Le verifiche dei solai predalles, delle solette a sbalzo, delle rampe/ballatoi scale, delle mensole tozze e delle armature lente dei solai alveolari sono state effettuate con specifici fogli di calcolo.

La valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura è stata eseguita con i metodi tradizionali della scienza e della tecnica delle costruzioni, con riferimento ai carichi e alle combinazioni nel completo rispetto delle NTC2018.

Le verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione sono riportate in relazione geotecnica di progetto.

3.13. Sintesi dei principali risultati

Si riportano in questa sede i principali risultati di calcolo strutturale, principalmente in forma grafica sulla base degli output del software di calcolo MODEST. Per i principali elementi verificati con fogli di calcolo si riportano gli esiti numerici delle verifiche.

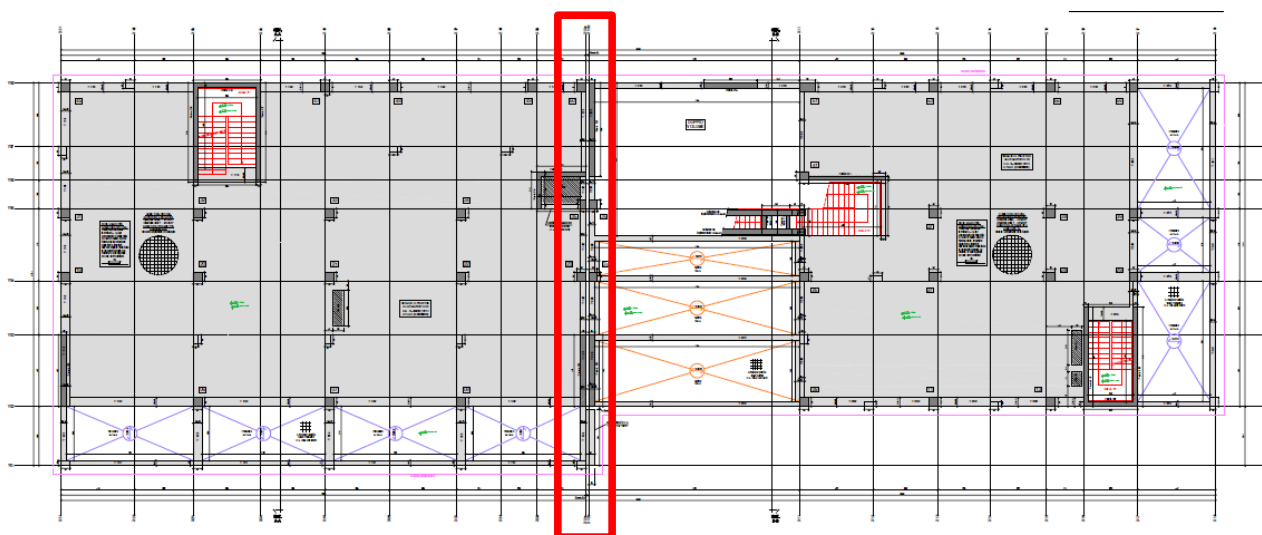
Per le verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di progetto definitivo.

3.13.1. Verifica del giunto sismico

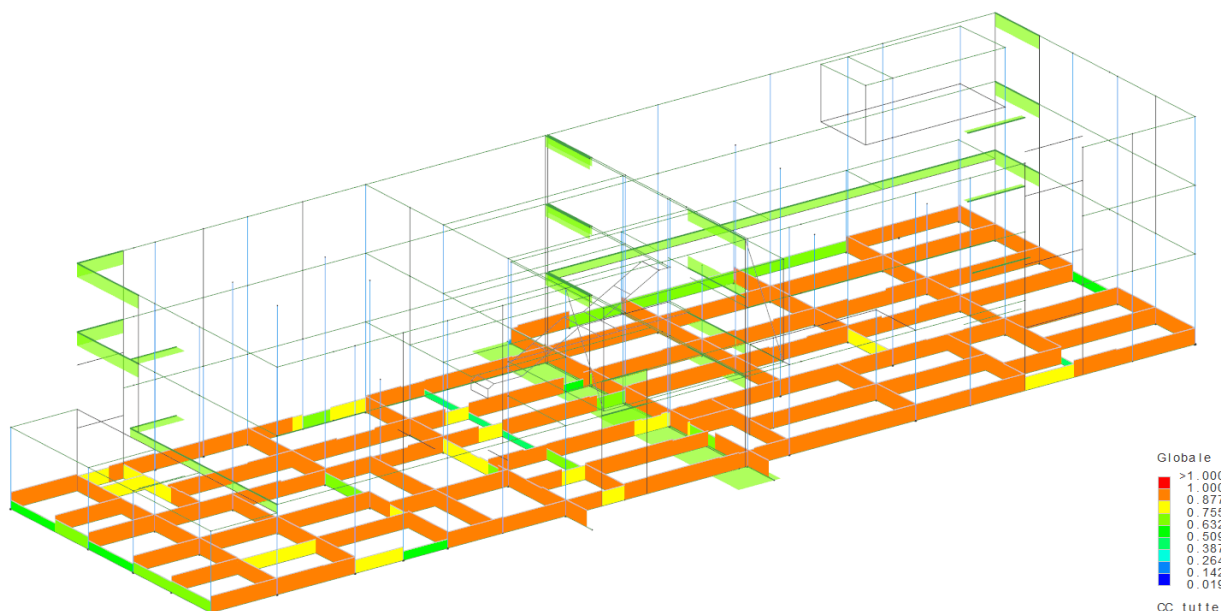
Tra i due corpi di fabbrica giuntati in elevazione è stato predisposto un giunto sismico di 15cm di ampiezza. Dal modello di calcolo sono stati determinati gli spostamenti massimi dei nodi contrapposti a livello di solaio di copertura in condizioni sismiche SND-SLV.

Il blocco di sinistra ha uno spostamento massimo di 31,25mm (circa 32mm); il blocco di destra ha uno spostamento massimo di 22,08mm (circa 22mm). La somma dei due spostamenti è pari a circa 54mm (5,4cm) ampiamente inferiore alla larghezza del giunto (150mm).

Si osserva comunque che l'ampiezza del giunto è superiore ad $1/100$ dell'altezza massima dei corpi di fabbrica in corrispondenza del giunto.



3.13.2. Verifiche strutturali dei cordoli di fondazione



3.13.3. Verifiche strutturali del solaio predalles di calpestio di piano terra

I carichi di calcolo (tenendo conto del vespaio rialzato nella zona ingresso) sono i seguenti:

-Analisi dei carichi:

	Distribuito:	Lineare:	
Carichi perm. strutt.:	$g_s := 6.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$G_s := g_s \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$G_s = 3.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
Carichi perm. non strutt.:	$g_n := 4.10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$G_n := g_n \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$G_n = 2.46 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
Sovraccarico variabile (cat. C):	$q_k := 3.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$Q_k := q_k \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$Q_k = 1.8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Il solaio previsto ha spessore 5+15+5cm. La luce di calcolo è pari a 3,20 metri. L'armatura prevista è di 2 \varnothing 12 all'intradosso di ciascuna nervatura e di rete \varnothing 6/20x20 superiore in campata e rete \varnothing 6/20x20+1d8 agli appoggi di ciascuna nervatura.

Le verifiche strutturali si sostanziano in quanto segue:

Flessione SLU campata:	MEd = 14,42 kNm	MRd = 17,27 kNm
Flessione SLU appoggi:	MEd = 4,81 kNm	MRd = 12,27 kNm
Taglio SLU appoggi:	VEd = 18,02 kN	VRd = 20,26 kN

3.13.4. Verifiche strutturali dei solai predalles copertura primo livello

I carichi di calcolo sono i seguenti:

-Analisi dei carichi:

	Distribuito:	Lineare:	
Carichi perm. strutt.:	$g_s := 3.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$G_s := g_s \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$G_s = 2.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
Carichi perm. non strutt.:	$g_n := 2.50 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$G_n := g_n \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$G_n = 1.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
Sovraccarico variabile (c. neve):	$q_k := 1.20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$Q_k := q_k \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$Q_k = 0.72 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Il solaio previsto ha spessore 5+15+5cm. La luce di calcolo è pari a 4,12 metri. L'armatura prevista è di 2 \varnothing 12

all'intradosso di ciascuna nervatura e di rete $\varnothing 6/20 \times 20$ superiore in campata e rete $\varnothing 6/20 \times 20 + 1d8$ agli appoggi di ciascuna nervatura.

Le verifiche strutturali si sostanziano in quanto segue:

Flessione SLU campata:	MEd = 13,27 kNm	MRd = 17,81 kNm
Flessione SLU appoggi:	MEd = 4,42 kNm	MRd = 13,07 kNm
Taglio SLU appoggi:	VEd = 12,89 kN	VRd = 22,00 kN

3.13.5. Verifiche strutturali dei solai predalles copertura locale tecnico

I carichi di calcolo sono i seguenti:

-Analisi dei carichi:

	Distribuito:	Lineare:	
Carichi perm. strutt.:	$g_s := 3.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$G_s := g_s \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$G_s = 2.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
Carichi perm. non strutt.:	$g_n := 0.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$G_n := g_n \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$G_n = 0.15 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
Sovraccarico variabile (c. neve):	$q_k := 1.20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$Q_k := q_k \cdot i \cdot 1 \text{ mm}$	$Q_k = 0.72 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Il solaio previsto ha spessore 5+15+5cm. La luce di calcolo è pari a 3,12 metri. L'armatura prevista è di 2 $\varnothing 8$ all'intradosso di ciascuna nervatura e di rete $\varnothing 6/20 \times 20$ superiore in campata e rete $\varnothing 6/20 \times 20 + 1d8$ agli appoggi di ciascuna nervatura.

Le verifiche strutturali si sostanziano in quanto segue:

Flessione SLU campata:	MEd = 5,15 kNm	MRd = 8,40 kNm
Flessione SLU appoggi:	MEd = 1,72 kNm	MRd = 12,37 kNm
Taglio SLU appoggi:	VEd = 6,60 kN	VRd = 19,05 kN

3.13.6. Verifiche strutturali dei solai alveolari

I solai alveolari di interpiano e copertura sono stati dimensionati mediante le tabelle di dimensionamento fornite dai produttori. Si riportano in allegato nel fascicolo dei calcoli le tabelle impiegate ed i risultati previsti. Il prefabbricatore dovrà fornire alla Direzione Lavori le specifiche relazioni di calcolo esecutive dei solai che verranno posati in opera nel rispetto dei carichi di progetto definiti in questa sede e riportati anche sugli elaborati grafici, comprensive delle verifiche di resistenza al fuoco R60, delle verifiche di vibrazione e di inflessione, considerando anche la componente verticale dell'azione sismica.

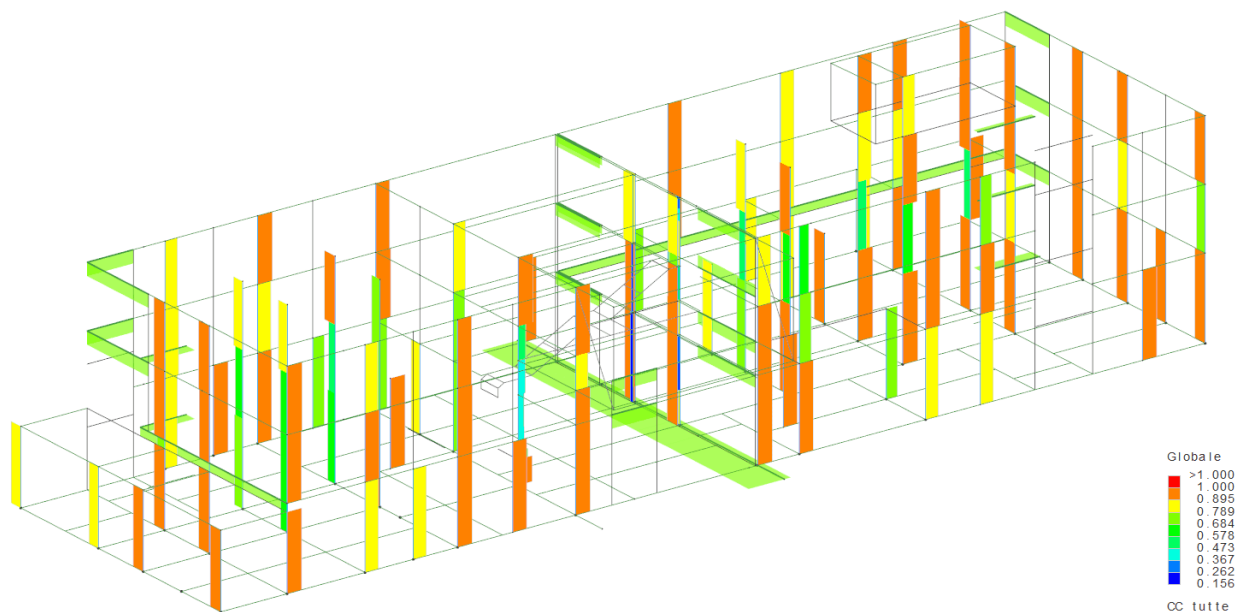
Si è proceduto in questa sede al calcolo dell'armatura integrativa a taglio necessaria all'appoggio, definita in 2 $\varnothing 20 + 2\varnothing 24$ a pannello per i solai di interpiano (spessore 36+5) e in 4 $\varnothing 16$ a pannello per i solai di copertura.

Gli esiti delle verifiche riportate nell'allegato fascicolo dei calcoli sono le seguenti.

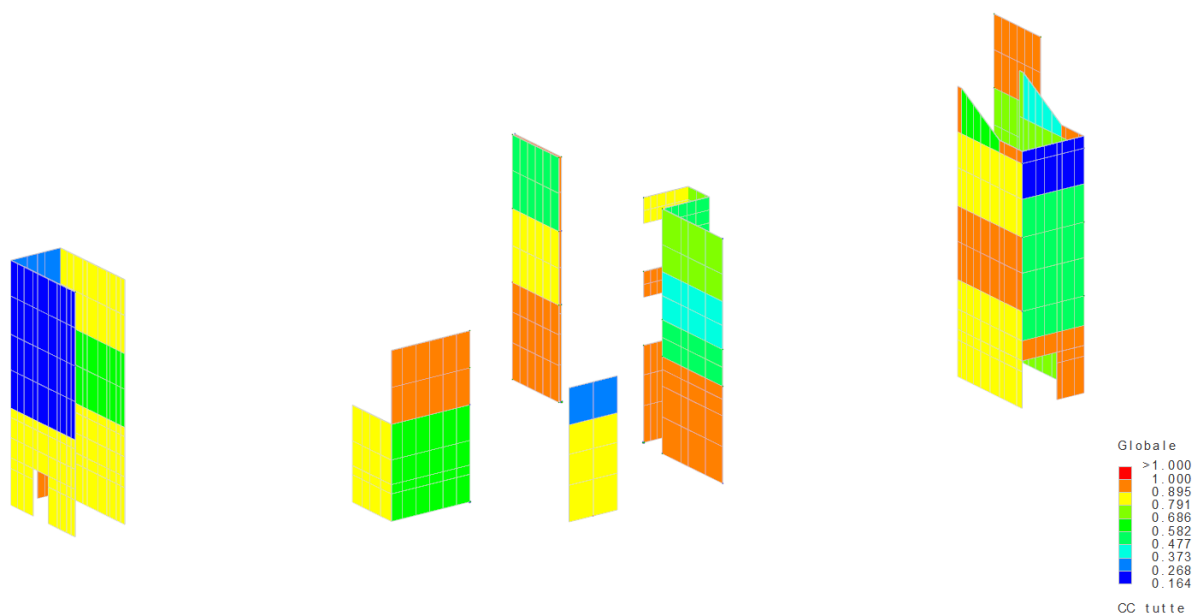
Solai piano primo e secondo:	VEd = 121,87 kN	VRd = 125,97 kN > VEd
Solai mezzanino:	VEd = 109,30 kN	VRd = 125,97 kN > VEd
Solai copertura:	VEd = 90,97 kN	VRd = 95,88 kN > VEd

3.13.7. Verifiche strutturali di pilastri e setti in elevazione

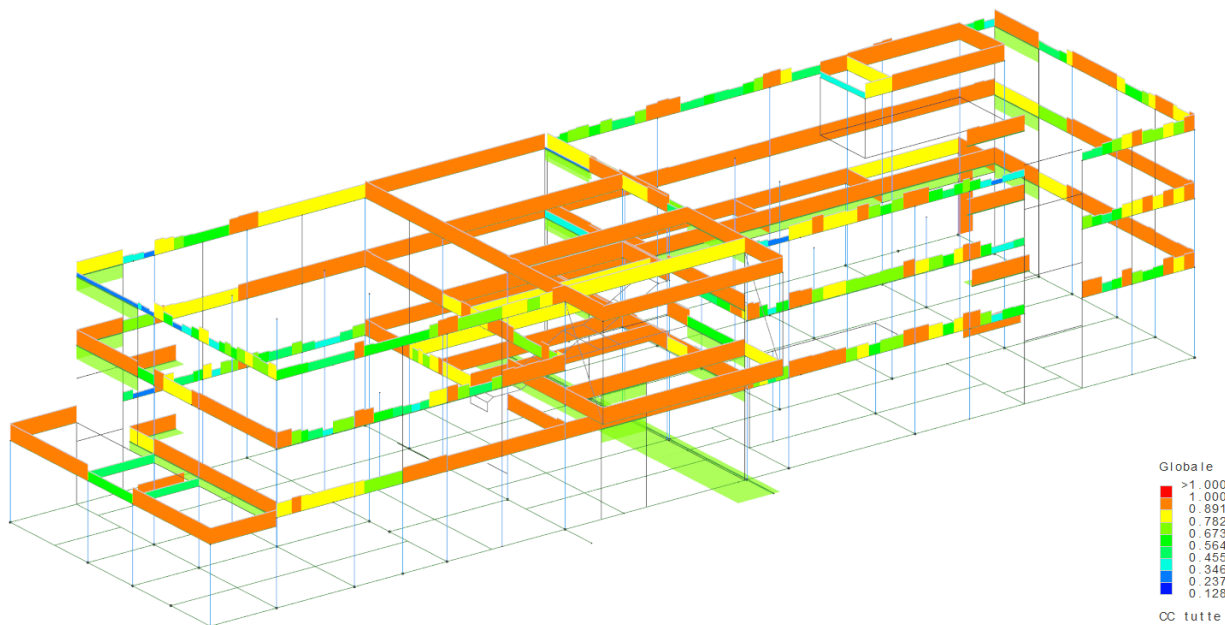
Verifiche strutturali pilastri:



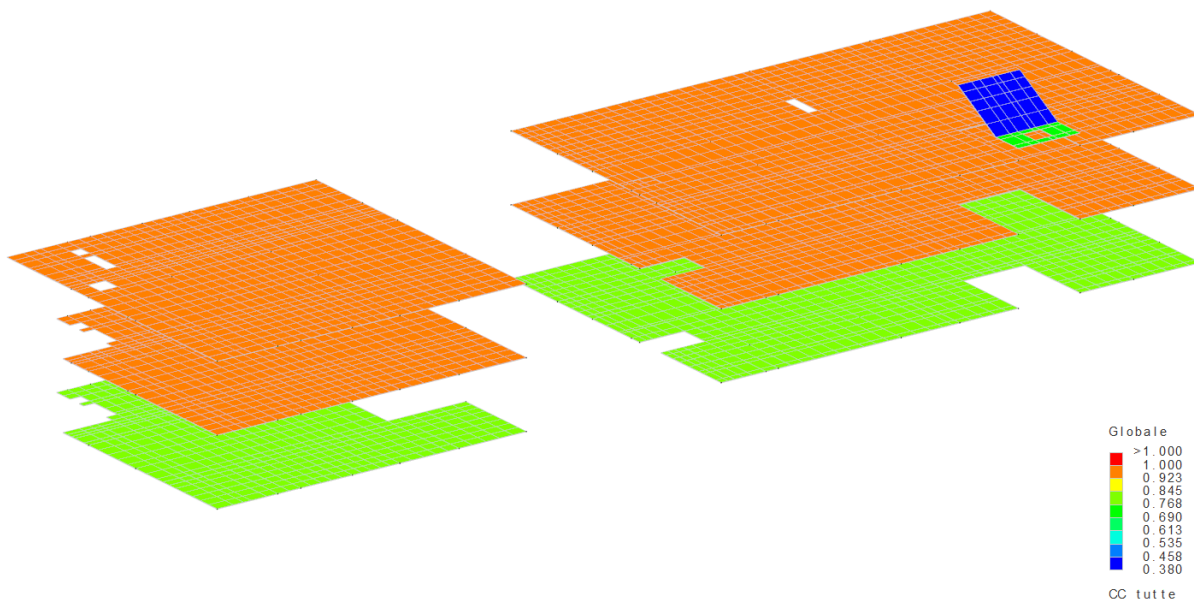
Verifiche strutturali pareti:



3.13.8. Verifiche strutturali delle travi di orizzontamento

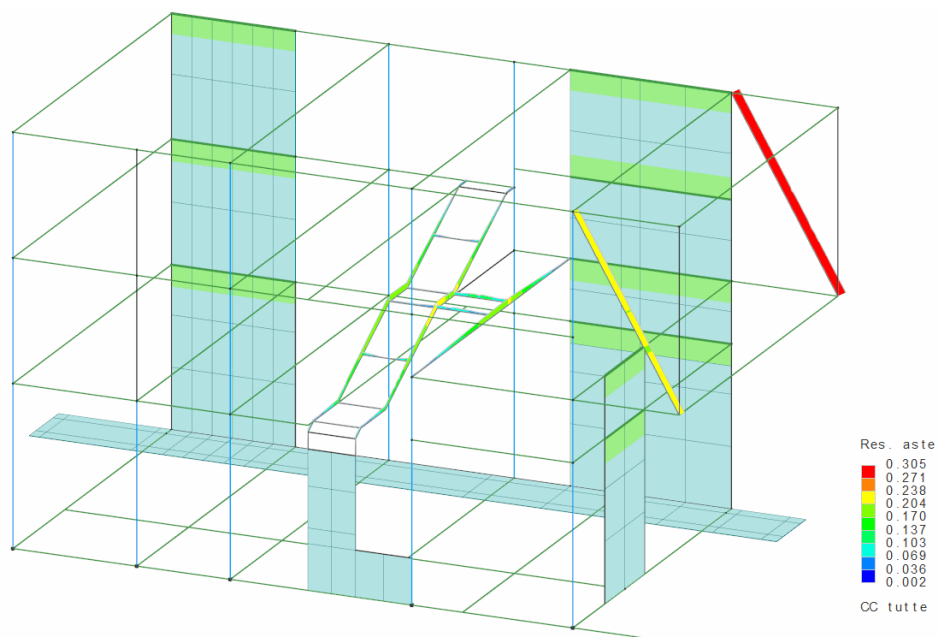


3.13.9. Verifiche strutturali dei solai a soletta piena

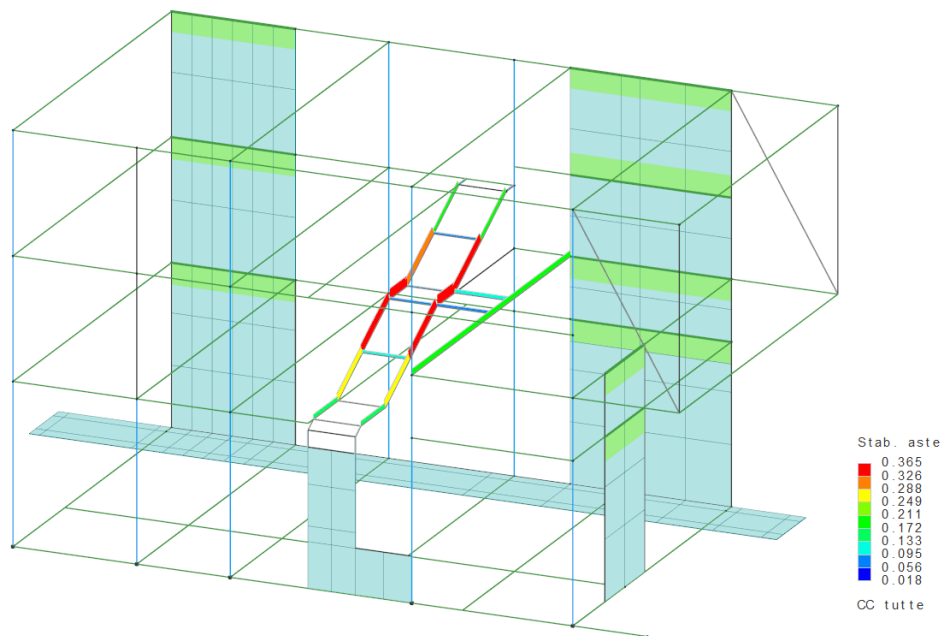


3.13.10. Verifiche strutturali elementi in carpenteria metallica

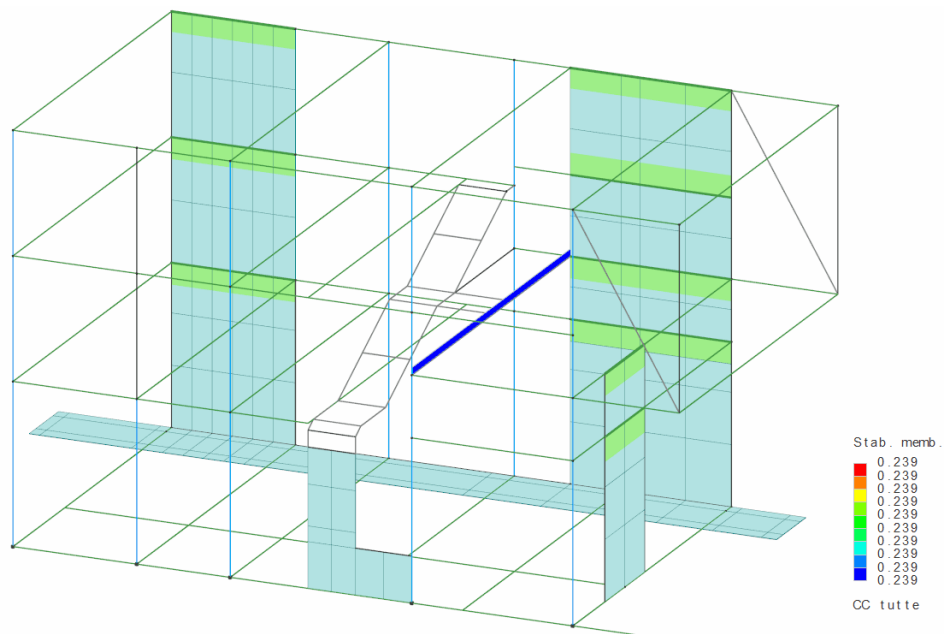
Verifiche di resistenza:



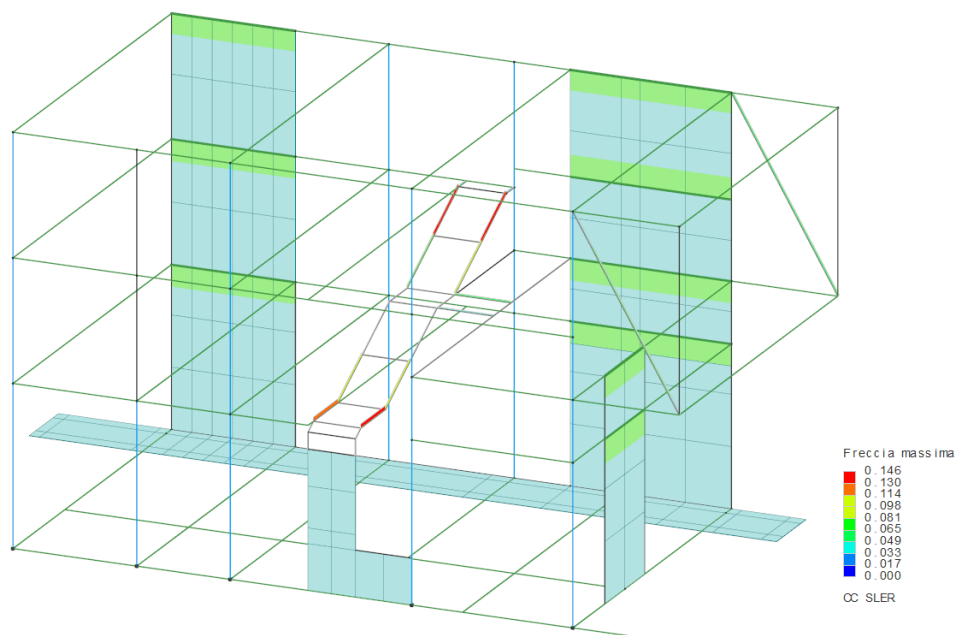
Verifiche di stabilità aste:



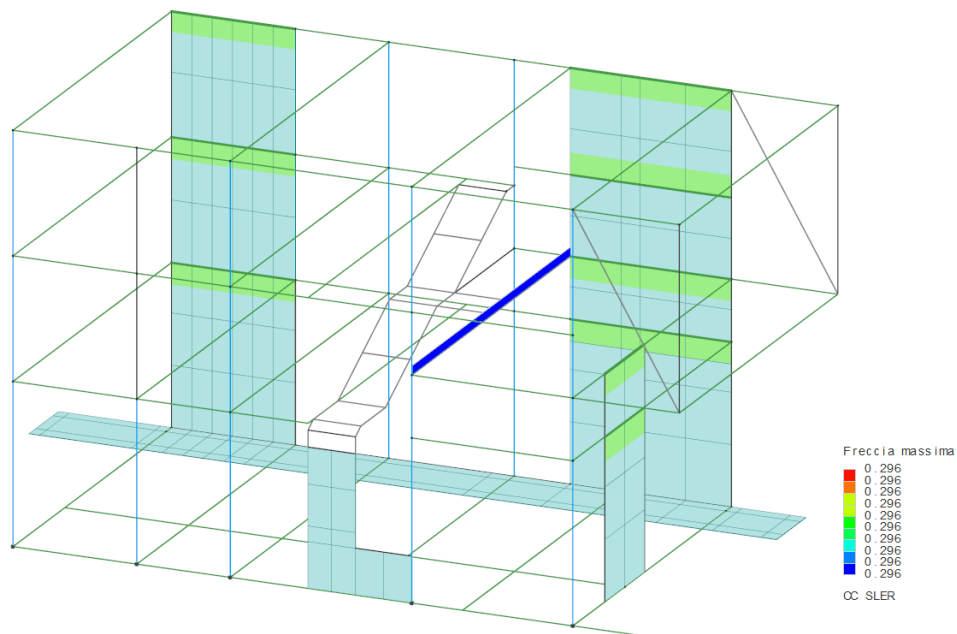
Verifiche di stabilità membrature:



Verifica di deformabilità aste acciaio:

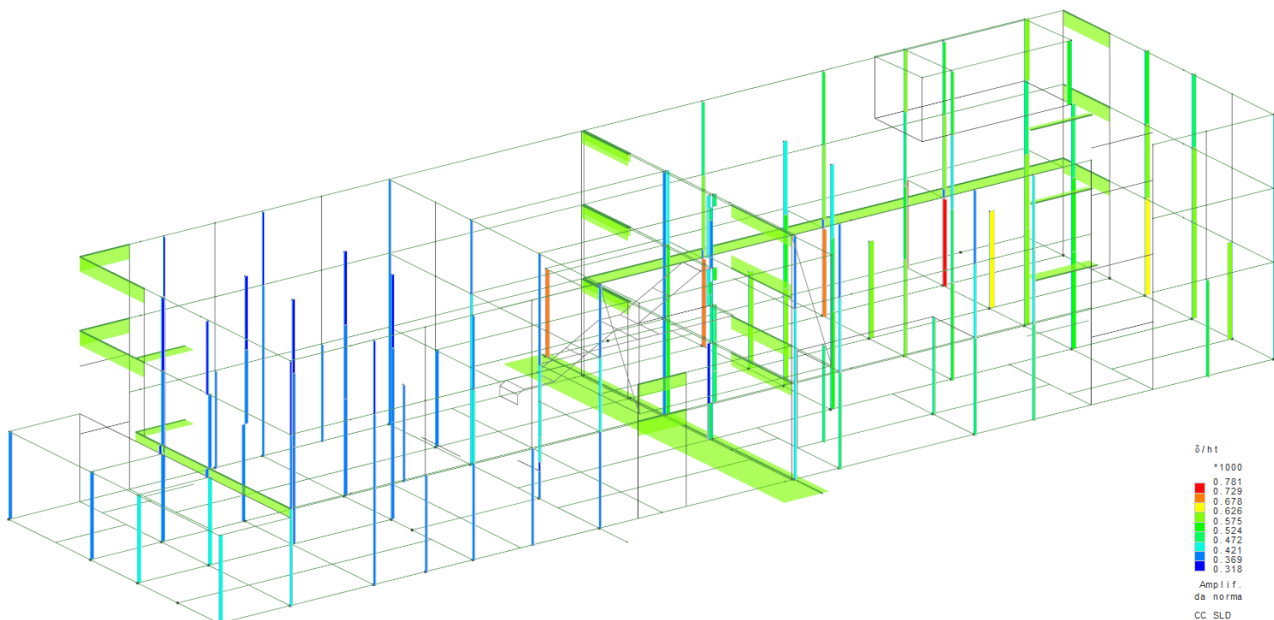


Verifica di deformabilità membrature acciaio:

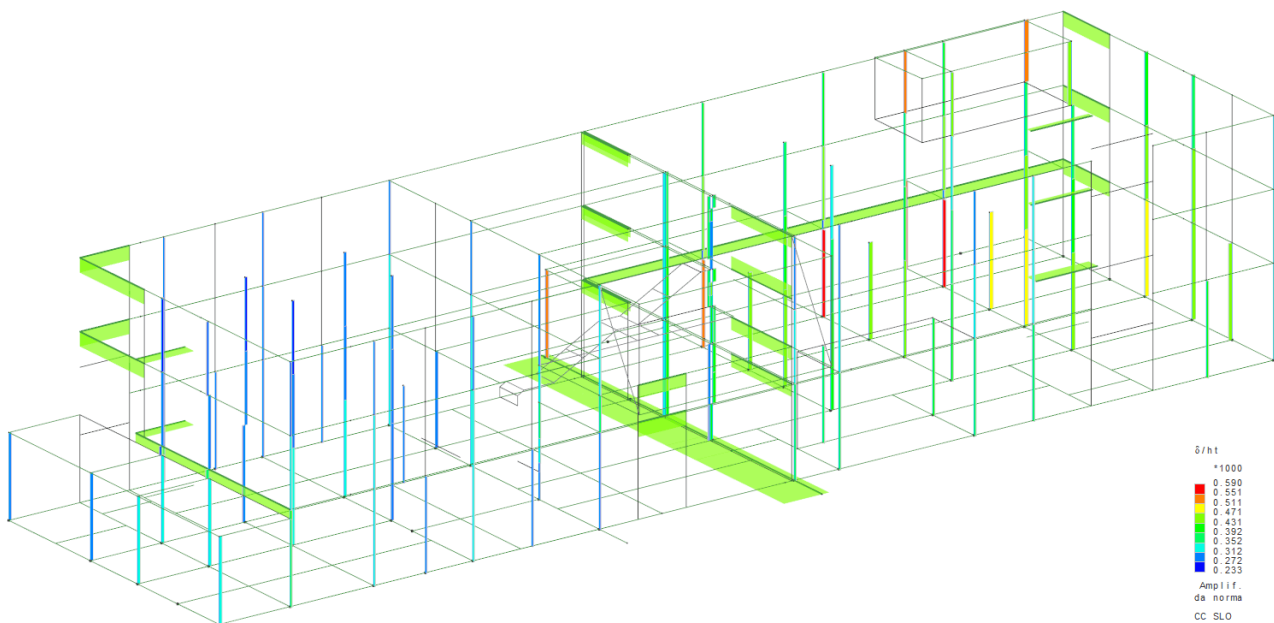


3.13.11. Spostamenti relativi interpiano SLD e SLO

Spostamenti relativi SLD (max 0.781x1000):



Spostamenti relativi SLO (max 0.590x1000):



La verifica RIG allo SLO è verificata in quanto lo spostamento relativo di interpiano è pari a 0,00059h; il limite di normativa (par.7.3.6.1) è pari allo 0,0033h per tamponature fragili collegate direttamente alla struttura, ampiamente superiore allo spostamento SLO.

3.13.12. Principali risultati delle analisi geotecniche

Si riassumono in questa sede i principali risultati di calcolo delle verifiche geotecniche riportate nella specifica relazione specialistica.

Verifica di portanza a carico verticale

Azione massima di compressione: $N_{Ed} = 900 \text{ kN}$
Peso proprio del palo: $W_p = 78 \text{ kN}$
Condizioni drenate: $R_d = 1037,7 \text{ kN} > E_d = N_{Ed} + 1,3 \times W_p = 1001,4 \text{ kN}$
Condizioni non drenate strato superficiale: $R_d = 1083,7 \text{ kN} > E_d = N_{Ed} + 1,3 \times W_p = 1001,4 \text{ kN}$
Le verifiche GEO di portanza a carico verticali risultano soddisfatte.

Verifica di portanza a carico orizzontale

Taglio massimo agente: $V_{Ed} = 71,6 \text{ kN}$
Rd Condizioni drenate: $H_{Rd} = 78,12 \text{ kN}$
Rd Condizioni non drenate: $H_{Rd} = 76,50 \text{ kN}$
 $V_{Ed} = 71,6 \text{ kN} < H_{Rd, \min} = 76,5 \text{ kN}$
Le verifiche GEO di portanza a carico orizzontale risultano quindi soddisfatte.

Verifiche in termini di cedimenti SLE rara

Cedimento palo singolo: $\delta = 2,76 \text{ mm}$
Cedimento palificata: $\delta = 36,56 \text{ mm}$
I cedimenti stimati appaiono compatibili con la funzionalità della struttura.

Verifiche STR di resistenza dei pali

Condizioni involucro SLU-SLV (SND):

$N_{Ed} = 900 \text{ kN}$	$M_{Ed} = 170 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 369,4 \text{ kNm} > M_{Ed}$
$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$	$M_{Ed} = 170 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 258,8 \text{ kNm} > M_{Ed}$

Verifica a taglio SLV (SND):

$V_{Ed} = 71,6 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 186 \text{ kN} > V_{Ed}$
----------------------------	------------------------------------

Le verifiche STR risultano soddisfatte.

3.14. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo, affidabilità dei codici utilizzato e giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Ai sensi del punto 10.2 del D.M. 14 Gennaio 2008 si dichiara di avere utilizzato principalmente i seguenti codici di calcolo:

- per la modellazione globale del fabbricato principale in progetto e per le verifiche degli elementi in c.a. e in carpenteria metallica (comprese relative unioni) il software MODEST prodotto da TECNISOFT versione 8.28 con solutore XFINEST vers.9.4.3 prodotto da CEAS

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l' idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

Per validare quanto eseguito dal software di calcolo si è proceduto alla verifica manuale dei principali aspetti della modellazione ed in particolare con riferimento alle verifiche dei principali elementi.

Riscontrata la congruenza tra i controlli manuali e quanto ottenuto dai software di calcolo si ritengono i risultati ottenuti accettabili.

4. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

Il requisito di progetto indicato dal progettista architettonico e dal progettista antincendio risulta essere R60.

Nel fabbricato in oggetto sono presenti elementi in c.a. ed elementi in carpenteria metallica. Per tutti gli elementi in carpenteria metallica è prevista la protezione al fuoco mediante vernici intumescenti certificate che garantiscano il requisito R60 richiesto; nel computo metrico estimativo sono stati inseriti gli specifici oneri economici necessari. Per la soletta in lamiera grecata al livello di mezzanino è prevista la protezione con cartongesso certificato EI60 per garantire la protezione al fuoco. Anche per la scala in carpenteria metallica è previsto un controsoffitto EI60 come da progetto architettonico, sebbene gli elementi siano protetti con verniciatura intumescente certificata R60.

Per quanto riguarda gli elementi in c.a., facendo riferimento al DM 16/02/2007 Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione, si procede alla verifica degli elementi strutturali in calcestruzzo tramite metodi tabellari.

Prima di procedere si riportano in questa sede i valori di copriferro netto bordo staffa utilizzati per gli elementi strutturali in elevazione:

- strutture in elevazione (travi, pilastri e pareti) 30mm
- solette piene e solai a piastra alleggerita 25mm

4.1. Solette piene e solai a piastra alleggerita

Per la realizzazione delle rampe scale si hanno delle solette piene di spessore minimo 18cm. Si fa riferimento alla tabella D5.1 del Decreto:

La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo (1)	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento (2)	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento (3)	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

(1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1

(2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

(3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

Nel caso in esame il calcolo è stato effettuato con armatura monodirezionale considerando la soletta semplicemente appoggiata. Lo spessore risulta di 180mm, superiore al minimo indicato in tabella di 120mm. Il copriferro centro asse ferro di forza risulta nel caso peggiore:

$$C_{ass} = 25 + 8/2 = 29\text{mm} > 20\text{mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Per la realizzazione degli impalcati si hanno in generale solai a piastra alleggerita di spessore complessivo 30cm. Si fa riferimento sempre alla tabella D5.1 del decreto:

La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo (1)	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento (2)	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento (3)	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

- (1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1
- (2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.
- (3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

A favore di sicurezza si considera la tipologia "solai a lastra con alleggerimento". Lo spessore di 300mm è superiore al minimo di 200mm riportato in tabella. Per quanto riguarda il copriferro centro asse ferro esterno si ha nel caso peggiore:

$$C_{ass} = 25 + 12/2 = 31\text{mm} > 30\text{mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Si osserva che se si considerasse la tipologia "solette piene" la verifica sarebbe comunque soddisfatta in quanto lo spessore è ampiamente superiore a 120mm e il copriferro asse ferro ampiamente superiore a 20mm.

4.2. Solai alveolari e solai predalles

Per i solai alveolari, la resistenza ad incendio è garantita dai produttori almeno fino a R120 perciò si omette la verifica. Per gli alveolari sarà necessaria specifica relazione di calcolo da parte del prefabbricatore relativo anche alla resistenza al fuoco.

Per i solai predalles si ha un copriferro minimo di 50mm rispetto all'armatura all'intradosso impiegata per il dimensionamento. Con riferimento alla tabella D5.1 riportata al paragrafo precedente per la tipologia "solai a lastra con alleggerimento" si ha per il requisito R60 una combinazione minima di spessore e copriferro all'asse di 200/30mm. Nel caso in esame si ha uno spessore di 250mm (>200) e un copriferro asse ferro superiore a 50mm (>30) e pertanto la verifica è soddisfatta.

4.3. Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario

La verifica si effettua verificando il copriferro rispetto alle armature di forza. Le armature a flessione sia dei pilastri che delle pareti e delle travi sono sempre disposte all'interno dell'armatura resistente a taglio. In tal caso il copriferro asse ferro risulta nel caso peggiore:

$$C_{\text{flessione,pilastri}} = 30+8+16/2 = 46\text{mm}$$

$$C_{\text{flessione,travi}} = 30+8+16/2 = 46\text{mm}$$

$$C_{\text{flessione,pareti}} = 30+8+12/2 = 44\text{mm}$$

Per le travi il copriferro disponibile per le armature resistenti a taglio risulta nel caso peggiore:

$$C_{\text{taglio,travi}} = 30+8/2 = 34\text{mm}$$

La tabella seguente da Decreto riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Ove non disponibile la dimensione minima di riferimento delle travi, faremo riferimento cautelativamente alla dimensione inferiore delle travi. Nel caso peggiore la trave ha base pari a 30cm.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	$b = 80 / a = 25$	120 / 20	160 / 15	200 / 15	80
60	$b = 120 / a = 40$	160 / 35	200 / 30	300 / 25	100
90	$b = 150 / a = 55$	200 / 45	300 / 40	400 / 35	100
120	$b = 200 / a = 65$	240 / 60	300 / 55	500 / 50	120
180	$b = 240 / a = 80$	300 / 70	400 / 65	600 / 60	140
240	$b = 280 / a = 90$	350 / 80	500 / 75	700 / 70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

$$C_{\min} = \min(C_{\text{flessione,travi}}; C_{\text{taglio,travi}}) = 34\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le limitazioni di norma. Nel caso peggiore il pilastro è largo 30cm.

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	$B = 200 / a = 30$	300 / 25	160 / 25
60	$B = 250 / a = 45$	350 / 40	160 / 25
90	$B = 350 / a = 50$	450 / 40	160 / 25
120	$B = 350 / a = 60$	450 / 50	180 / 35
180	$B = 450 / a = 70$	-	230 / 55
240	-	-	300 / 70

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

$C_{flessione,pilastrì} = 46\text{mm} > 45\text{mm}$ VERIFICA SODDISFATTA

La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le limitazioni di norma. Nel caso peggiore la parete è larga 25cm.

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	$s = 120 / a = 10$	120 / 10
60	$s = 130 / a = 10$	140 / 10
90	$s = 140 / a = 25$	170 / 25
120	$s = 160 / a = 35$	220 / 35
180	$s = 210 / a = 50$	270 / 55
240	$s = 270 / a = 60$	350 / 60

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

$C_{flessione,pareti} = 44\text{mm} > 10\text{mm}$ VERIFICA SODDISFATTA