



Comune di Toano

Provincia di Reggio Emilia

corso Trieste, 65
42010 Toano (RE)
tel. 0522 805110 . fax 0522 805542
protocollo@comune.toano.re.it



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

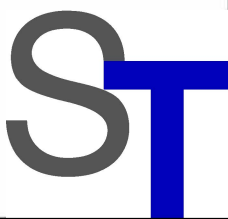
progettazione

Studio Togninelli ingegneria

restauro e consolidamento . ingegneria sismica . calcoli strutturali . progettazione . sicurezza

ing. Gianluca Togninelli
ing. Marco Iattici Romei

via Aldo Moro, 2/a
42035 Castelnovo ne' Monti (RE)
tel. 0522 1170328
info@studiotogninelli.it



progetto

**realizzazione di nuova struttura sociale
di comunità da adibire a centro socio
riabilitativo semiresidenziale per disabili
"Erica" e centro di terapia
occupazionale "Labor"**

PNRR M5C3 LINEA DI INTERVENTO 1.1.1

CUP: F75E22000300006

cod. protocollo pratica
2022/018

committente

Comune di Toano

RUP e responsabile del servizio

geom. Erica Bondi

progettista, CSP, DL, DLS e CSE

ing. Gianluca Togninelli

elaborato

**relazione generale del progetto
esecutivo riguardante le strutture**

C1

rev

data

00

sett/2023

dott. ing. Gianluca Togninelli

Via Aldo Moro, 2/A – 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)
tel. 0522 1170328 info@studiotogninelli.it

Progetto: **Realizzazione di nuova struttura sociale di comunità da adibire a centro socio riabilitativo semiresidenziale per disabili “Erica” e centro di terapia occupazionale “Labor”**

Committente: Comune di Toano

Progettista Architettonico: Ing. Gianluca Togninelli

Progettista Strutturale: Ing. Gianluca Togninelli

Direttore dei Lavori Strutturali: Ing. Gianluca Togninelli

RELAZIONE GENERALE DEL PROGETTO ESECUTIVO RIGUARDANTE LE STRUTTURE

Data progetto: 09/2023

Rev.: 00

Indice

_Toc106178597	
Indice	4
Parte I	5
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	5
1.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale	5
a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento.	5
b) Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento.....	6
c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati.	8
d) Parametri di progetto per la definizione dell'azione sismica di base del sito.	9
e) Descrizione dei materiali strutturali.	10
f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione.....	10
g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni.	21
h) Indicazioni sul metodo di analisi utilizzato.....	22
i) Criteri di verifica agli Stati Limite in presenza di azione sismica.....	23
j) Principali risultati delle analisi e giudizio motivato di accettabilità.	26
k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.	30
l) Strutture geotecniche e/o di fondazione: principali risultati.....	30
Parte II	32
RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI	32
2.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera, Valori di calcolo	32
Parte III	33
RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI	33
3.1 Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito	33
3.2 Relazione geotecnica: indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno..	35
ALLEGATI.....	37

Parte I

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento.

L'edificio in progetto sarà ubicato in località Cavola di Toano (RE); la Figura 1 mostra il terreno visto dal satellite.

L'area in oggetto è situata ad ovest della S.P 90 nell'ex campo da calcio della frazione di Cavola, a nord della stessa frazione del Comune di Toano in provincia di Reggio Emilia e ricade all'interno dell'appennino medio-settentrionale ed è situata a 380 m s.l.m..

Per quanto riguarda l'idrografia l'area si trova alla destra idrografica del Fiume Secchia. L'azione erosiva dei corsi d'acqua ha influenzato notevolmente la morfologia dell'intera area costituita da coperture prevalentemente pelitiche creando profonde valli e ripide scarpate.



Figura 1 – Vista satellitare della zona in oggetto

b) Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento.

Il progetto prevede la realizzazione di centro socio riabilitativo semiresidenziale per disabili "Erica" e centro di terapia occupazionale "Labor", sarà ubicato in Via Brigade Alpine, in località Cavola, Comune di Toano (RE), individuato catastalmente: Foglio 2 Mappale 644.

La nuova struttura costituirà un polo sociale di comunità, nello specifico adibito a centro socio-riabilitativo semiresidenziale per disabili e al contempo centro di terapia occupazionale. L'edificio è conformato tanto a semplicità quanto a funzionalità sia in termini di ergonomia che di accessibilità per tutte le tipologie di utenti a differente mobilità.

Strutturalmente si tratta di un edificio a telaio in cemento armato con pianta a L che va ad abbracciare l'area cortiliva antistante e a creare una corte con il centro polivalente antistante. Si sviluppa su due piani, quello terreno di circa 370 mq e un piano superiore in parte a lastrico solare e in parte ospitante un appartamento protetto ed una saletta polivalente con attigua centrale termica, per una superficie coperta di ulteriori 175 mq circa.

Più nello specifico abbiamo un fabbricato edificato su pali di grande diametro, con travi rovesce di collegamento. I solai (di piano e di copertura) sono realizzati a tipologia latero-cementizia con soletta collaborante. I tamponamenti sono realizzati con blocchi alleggeriti in laterizio posti in modo tale da alloggiare anche parte degli impianti e degli isolamenti. La struttura è progettata in classe d'uso III, prevedendo così possibilità di affollamenti e richiedendo alla stessa una prestazione simica superiore agli edifici ordinari: questo a garanzia della sicurezza degli utenti della stessa e della natura pubblica dell'edificio.

Dal punto di vista distributivo troviamo al piano terreno due accessi indipendenti per garantire la massima funzionalità e convivenza delle varie realtà inserite nel nuovo polo sociale. Nella prima ala troviamo un ingresso che disimpegna sulla zona servizi e, proseguendo, su tre ampi laboratori e quindi su di una cucina (laboratorio-cucina) ed un ufficio informatica (laboratorio-informatica). La zona servizi, oltre ad un guardaroba disimpegno è composta di due bagni attrezzati per utenti diversamente abili più un ulteriore servizio per il personale, questo dotato di antibagno. A completamento di questa ala laboratoriale troviamo anche una tettoia coperta per le attività all'aperto. Nella seconda

ala troviamo un accesso che mette direttamente in relazione l'utenza con un primo laboratorio e quindi con gli altri due presenti. Dal grande laboratorio di ingresso si accede poi ad un ufficio, alla cucina e all'area servizi, quest'ultima composta da un magazzino, da un bagno attrezzato anche per la lettiga, da un bagno attrezzato per utenti diversamente abili e infine da un bagno con antibagno per il personale.

Non troviamo strutture di collegamento verticale interne al fabbricato perché la conformazione del lotto, nella porzione di edificazione del polo sociale, permette di accedere direttamente in quota, tramite una passerella pedonale, dalla strada di lottizzazione al piano superiore del nuovo edificio.

Tramite la passerella e quindi un passaggio coperto, costeggiando il locale tecnico della struttura, si accede al grande lastrico solare polifunzionale. Da qui vi è l'accesso indipendente per la saletta polivalente e per l'appartamento protetto. La saletta è dotata di un disimpegno e di un servizio igienico dedicato.

Distributivamente si accede all'appartamento direttamente nel soggiorno-pranzo; tramite un disimpegno si accede poi alla zona notte, composta da due camere doppie, un bagno di servizio, un piccolo ripostiglio ed un bagno attrezzato anche per ospiti diversamente abili.

Dal punto di vista impiantistico il fabbricato sarà improntato alla massima compatibilità ambientale e impiegherà tecnologie che privilegino l'elettrificazione da fonti rinnovabili, sistemi in pompe di calore e il recupero delle acque meteoriche, sia per gli usi consentiti negli impianti sanitari che per gli usi irrigui dell'area cortiliva, compresi quelli delle attività laboratoriali all'aperto. Il fabbricato è concepito con un'ampia falda sud che sarà interamente adibita all'installazione di un impianto fotovoltaico. Il locale tecnico è appunto predisposto al piano superiore per poter alloggiare gli inverter oltre che tutti i componenti degli altri impianti meccanici, fatti i salvi i macchinari che saranno posti direttamente a terra nell'area di pertinenza del fabbricato.

Essendo gli usi del polo sociale continui e regolari durante l'anno, si è predisposto un sistema di riscaldamento e raffrescamento di tipo radiante, al fine di ottimizzare l'efficienza dell'impianto e contenere i consumi energetici.

La progettazione termotecnica ha predisposto con cura gli isolamenti delle strutture, sia verso il terreno che verso l'ambiente (pareti e copertura), trattando ed eliminando i ponti termici, contemplando l'uso di materiali certificati nel rispetto dei criteri ambientali

minimi. Gli infissi saranno analogamente altamente performanti secondo quanto previsto per la zona climatica F.

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati.

La progettazione è condotta secondo la versione aggiornata delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e alla Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019.

Si riportano per completezza tutti i riferimenti normativi:

Normativa nazionale

- Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni", pubblicato sul S.O. n° 8 alla G.U. n° 42 del 20 febbraio 2018
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 "Circolare applicativa delle NTC2018 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (GU n. 35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n.5)"

Eurocodici

- UNI EN 1993-1-1: 2005 "Eurocodice 3, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali e regole per gli edifici"
- UNI EN 1993-1-3: 2007 "Eurocodice 3, parte 1-3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo"
- UNI ENV 1993-1-4: 2007 "Eurocodice 3, parte 1-4 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Criteri supplementari per acciai inossidabili"
- UNI EN 1995-1-1: 2005 "Eurocodice 5, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici"
- UNI EN 1995-1-2: 2005 "Eurocodice 5, parte 1-2 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"

d) Parametri di progetto per la definizione dell'azione sismica di base del sito.

Il Comune di Toano (RE) appartiene alla Zona Sismica 3 secondo l'OPCM 3274/2003.

L'edificio in esame è qualificabile come opera di carattere ordinario, trattandosi di un'infrastruttura sociale: si assume pertanto una vita nominale di 50 anni. La classe d'uso considerata è la Classe III (avente coefficiente d'uso pari a 1,5), essendo una costruzione aperta al pubblico che potenzialmente prevede affollamenti significativi secondo la normativa regionale.

Si riportano di seguito i principali parametri che sintetizzano la pericolosità sismica di base del sito ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018:

Latitudine (WGS84)	44.40343339	Longitudine (WGS84)	10.53128705	
Latitudine (ED50)	44.405196	Longitudine (ED50)	10.532388	
Altitudine (mt)	481			
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti signifi			
Vita Nominale Struttura	50			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	75			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	45	0.068	2.485	0.258
Danno	75	0.084	2.480	0.270
Salvaguardia Vita	712	0.185	2.530	0.296
Prevenzione Collasso	1462	0.230	2.542	0.309

Figura 2 – Parametri di pericolosità sismica di base del sito

Nelle analisi si è fatto riferimento allo studio di risposta sismica locale di 3° livello predisposto dal Dott. Geol. Paolo Calicetti e contenuta nella relazione dallo stesso redatta.

e) Descrizione dei materiali strutturali.

I materiali impiegati per la struttura intelaiata costituita da travi e pilastri saranno il cemento di classe C32/40 con classe di esposizione XC1 ed XC2 rispettivamente per la sovrastruttura e per la fondazione e l'acciaio d'armatura B450C. La copertura a due falde inclinate sarà costituita con travi in cemento di classe C32/40.

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono riportate nella "Relazione sui materiali" (punto 2.1 del presente elaborato).

f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione.

L'analisi della struttura del fabbricato è stata espletata mediante calcolo automatico con programma C.M.P. della Namirial S.p.A., licenza d'uso 6A92090B. L'analisi preliminare della documentazione a corredo del software nonché i documenti di validazione ne attestano l'affidabilità.

La struttura è stata modellata con le seguenti analisi:

- Analisi Statica per azioni gravitazionali
- Analisi Sismica dinamica modale

Trattandosi di una nuova costruzione intelaiata in conglomerato cementizio armato, il progetto e la verifica del fabbricato sono stati eseguiti attraverso software di calcolo strutturale FEM. La modellazione dei pilastri e delle travi rappresentanti l'impalcato è avvenuta mediante elementi *beam* mentre per i tamponamenti in laterizio e i solai di piano e di copertura si è utilizzato un elemento solaio (*load patch*). Questo non è un elemento strutturale ma solamente un elemento utile a trasferire in automatico i carichi dai solai agli elementi di appoggio (travi).

Le fondazioni di tipo dirette sono anch'esse modellate con elementi *beam* su suolo di fondazione elastico alla Winkler.

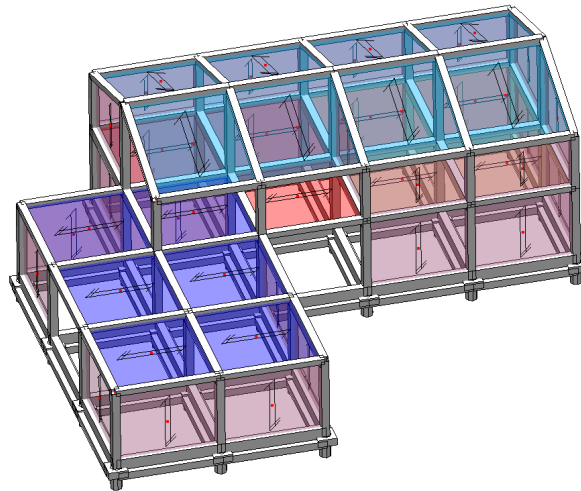


Figura 3 - Schema modello 3D ad elementi finiti con vista solida

Essendo l'edificio isolato, non si presenta la necessità di calcolare giunti sismici.

Si riportano per completezza le limitazioni di armatura trasversale adottate negli esecutivi strutturali sia per le travi che per i pilastri.

Trave 40x30

Lunghezza zona critica = $1 \times h_{sez} = 30 \text{ cm}$

Per la lunghezza della zona critica devono essere previste staffe di contenimento, la prima staffa deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale = 6.75 cm
- 22.5 cm per strutture CD "B"
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali per strutture CD "B" = 17.6 cm
- 24 volte il diametro delle armature trasversali = 24 cm

Ne consegue che il passo massimo delle staffe nelle travi di dimensione 40x30, per la zona critica sarebbe pari a 6.75 ma a favore di sicurezza, sarà pari a 6 cm.

Trave 40x35

Lunghezza zona critica = $1xh_{sez} = 35$ cm

Per la lunghezza della zona critica devono essere previste staffe di contenimento, la prima staffa deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale = 7.88 cm
- 22.5 cm per strutture CD "B"
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali per strutture CD "B" = 16 cm
- 24 volte il diametro delle armature trasversali = 24 cm

Ne consegue che il passo massimo delle staffe nelle travi di dimensione 40x35, a favore di sicurezza, per la zona critica sarà pari a 8 cm.

Trave 40x60

Lunghezza zona critica = $1xh_{sez} = 60$ cm

Per la lunghezza della zona critica devono essere previste staffe di contenimento, la prima staffa deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale = 13.5 cm
- 22.5 cm per strutture CD "B"
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali per strutture CD "B" = 12.8 cm
- 24 volte il diametro delle armature trasversali = 24 cm

Ne consegue che il passo massimo delle staffe nelle travi di dimensione 40x50, per la zona critica sarebbe pari a 13.5 ma a favore di sicurezza sarà pari a 8 cm.

Pilastrini 60x40

Per i pilastrini la lunghezza zona critica deve essere la maggiore delle seguenti grandezze:

- Altezza della sezione = 40 cm

- $1/6$ dell'altezza libera del pilastro = 57.5 cm
- 45 cm
- Altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione

Ne consegue che la lunghezza della zona critica è pari a 57.5 ma a favore di sicurezza sarà a 60 cm.

Per la lunghezza della zona critica devono essere previste staffe di contenimento di diametro non inferiore a 6 mm e il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle seguenti quantità:

- $1/2$ del lato minore della sezione trasversale per le strutture CD "B" = 25 cm
- 17.5 cm per strutture CD "B"
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali per strutture CD "B" = 16 cm

Ne consegue che il passo massimo delle staffe nei pilastri di dimensione 50x40, a favore di sicurezza, sarà pari a 10 cm.

Pilastri 50x40

Per i pilastri la lunghezza zona critica deve essere la maggiore delle seguenti grandezze:

- Altezza della sezione = 40 cm
- $1/6$ dell'altezza libera del pilastro = 57.5 cm
- 45 cm
- Altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione

Ne consegue che la lunghezza della zona critica è pari, a favore di sicurezza, a 60 cm.

Per la lunghezza della zona critica devono essere previste staffe di contenimento di diametro non inferiore a 6 mm e il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle seguenti quantità:

- $1/2$ del lato minore della sezione trasversale per le strutture CD "B" = 25 cm
- 17.5 cm per strutture CD "B"

- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali per strutture CD "B" = 16 cm

Ne consegue che il passo massimo delle staffe nei pilastri di dimensione 50x40, a favore di sicurezza, sarà pari a 10 cm.

Nelle immagini seguenti è riproposto il modello ad elementi finiti dove sono evidenziati rispettivamente i numeri di ciascun nodo e i numeri delle aste costituenti il medesimo:

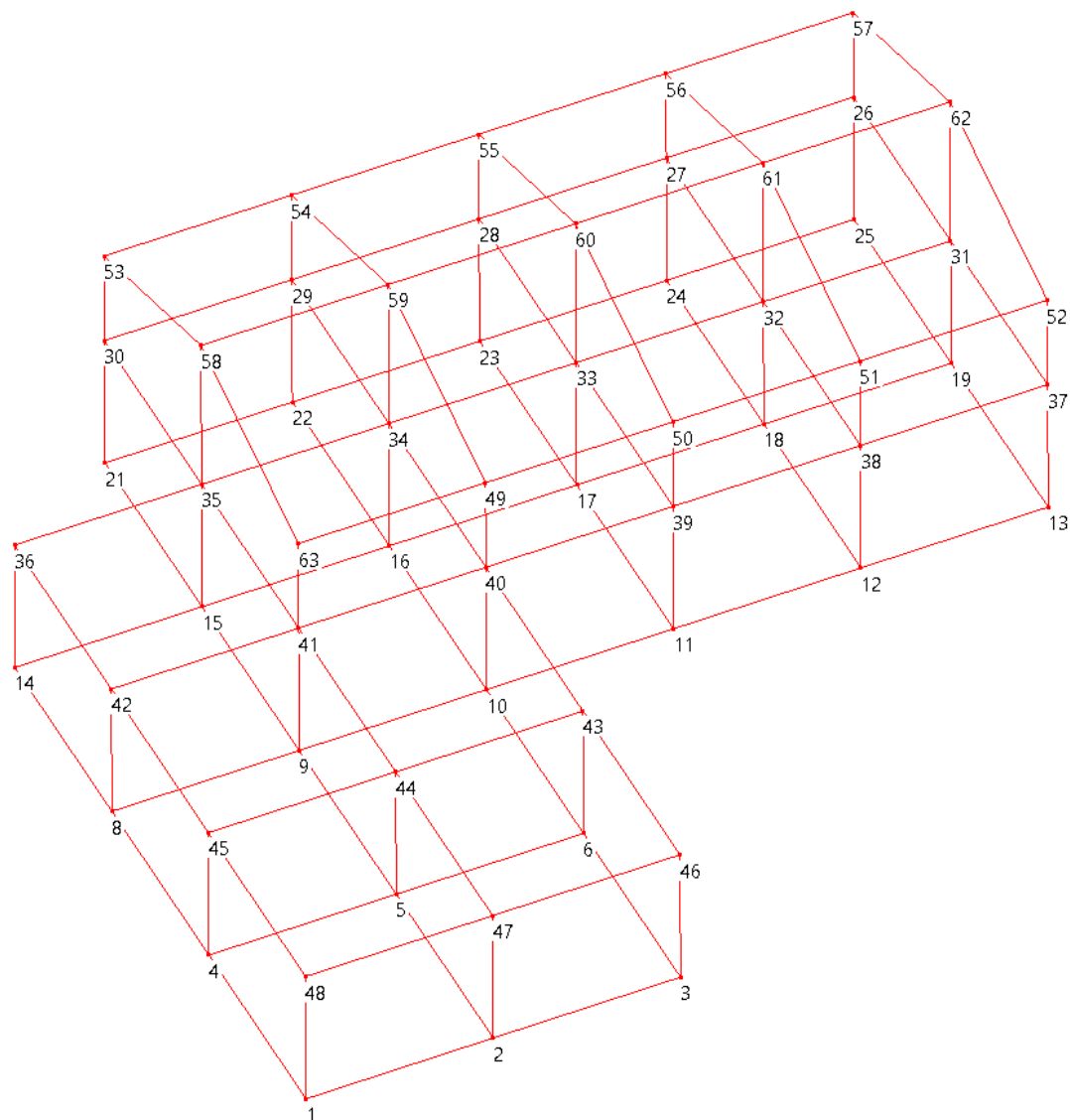


Figura 4 – Numerazione dei nodi del modello FEM

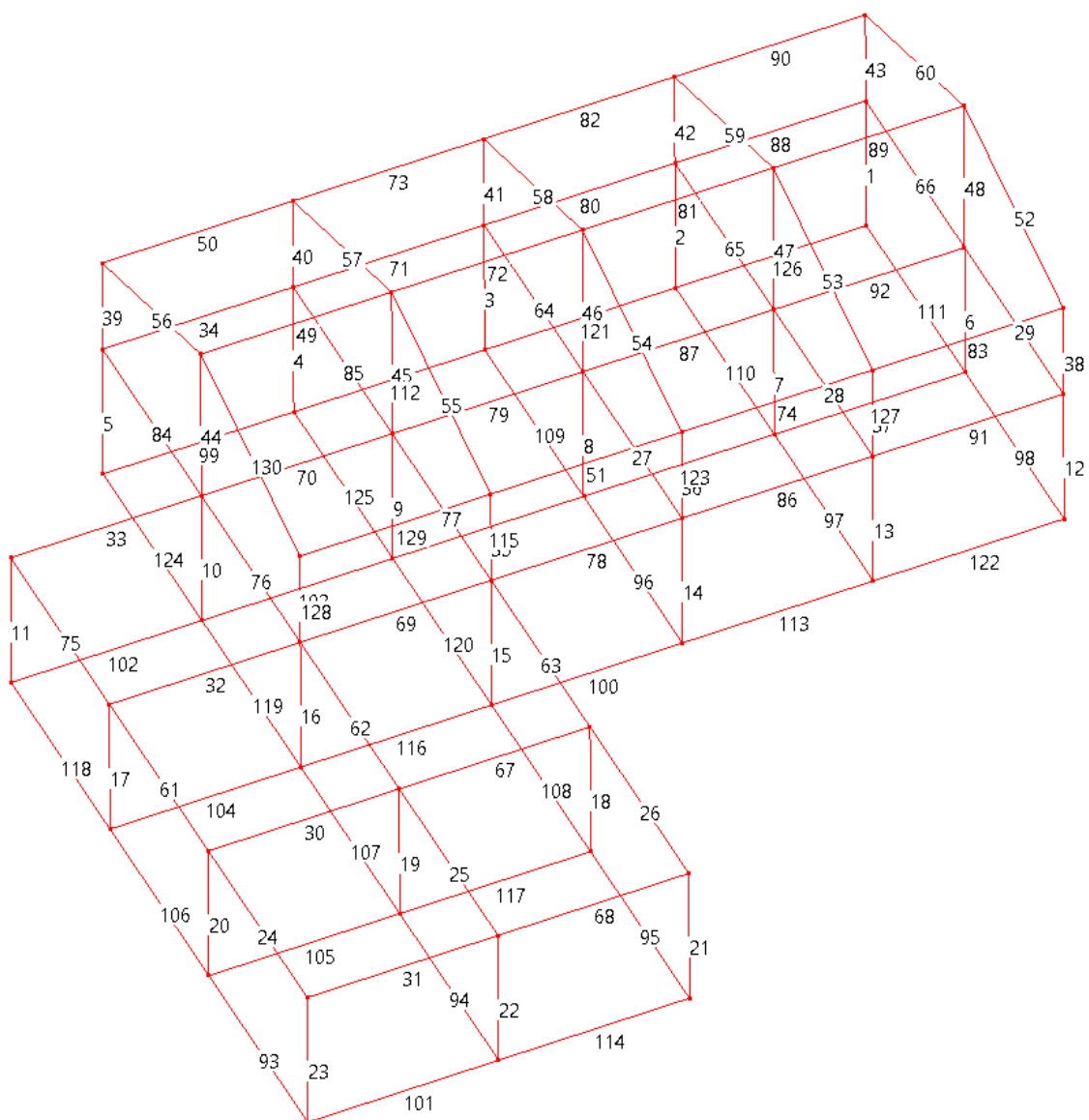


Figura 5 – Numerazione delle aste (*beam*) del modello FEM

Si riporta l'analisi dei carichi permanenti propri e portati per il primo solaio e di seguito per la copertura:

ANALISI DEI CARICHI

SOLAIO 1° IMPALCATO

Carichi Permanenti Proprio e Portati (G1+G2)

Carichi Permanenti Proprio e Portati (G1+G2)

Primo impalcato (lastrico solare):

Intonaco (intradosso solaio) Peso Specifico = 30 [daN/m ²]	30 [daN/m ²]
Solaio latero cemento 24+6 Spessore pignatte s = 24 [cm]	390 [daN/m ²]
Sottofondo alleggerito "LECACEM" Peso Specifico = 600 [daN/m ³] Spessore s = 9 [cm]	54 [daN/m ²]
Strato isolante Peso Specifico = 210 [daN/m ³] Spessore s = 14 [cm]	29 [daN/m ²]
Strato impermeabilizzante (doppia guaina bituminosa)	9 [daN/m ²]
Massetto alleggerito "LECAMIX" Peso Specifico = 1200 [daN/m ³] Spessore s = 4 [cm]	48 [daN/m ²]
Pavimentazione gres porcellanato Spessore s= 1 [cm]	30 [daN/m ²]
Totale	590 [daN/m²]

Primo impalcato (appartamento e sala polivalente):

Intonaco (intradosso solaio) Peso Specifico = 30 [daN/m ²]	30 [daN/m ²]
Solaio latero cemento 24+6 Spessore pignatte s = 24 [cm]	390 [daN/m ²]
Strato isolante Peso Specifico = 210 [daN/m ³] Spessore s = 4 [cm]	9 [daN/m ²]

Sottofondo alleggerito “ LECACEM ” Peso Specifico = 600 [daN/m ³] Spessore s = 18 [cm]	108 [daN/m ²]
Massetto alleggerito “ LECAMIX ” Peso Specifico = 1200 [daN/m ³] Spessore s = 4 [cm]	48 [daN/m ²]
Pavimentazione gres porcellanato Spessore s = 1 [cm]	30 [daN/m ²]
Incidenza tramezze	80 [daN/m ²]
Strati di separazione vari (barriera al vapore, tappetino acustico)	20 [daN/m ²]
Totale	715 [daN/m²]

COPERTURA IN CEMENTO ARMATO

p = 30% = Pendenza delle falde sull'orizzontale

Carichi Permanenti Proprio e Portati (G1+G2)

Copertura isolata:

Manto di copertura (lamiera aggraffata su listelli lignei) Spessore s = 2.5 [cm]	25 [daN/m ²]
Tamponamento (compensato osb) Spessore s = 2.5 [cm]	15 [daN/m ²]
Strato isolante Peso Specifico = 210 [daN/m ³] Spessore s = 12+12 [cm]	50 [daN/m ²]
Solaio latero cemento 20+6 Spessore pignatte s = 20 [cm]	325 [daN/m ²]
Intonaco (intradosso solaio) Peso Specifico = 30 [daN/m ²] Spessore s = 2 [cm]	30 [daN/m ²]
Predisposizione pannelli fotovoltaici	20 [daN/m ²]
Totale	465 [daN/m²]

Copertura portico:

Manto di copertura (lamiera aggraffata su listelli lignei) Spessore s = 2.5 [cm]	25 [daN/m ²]
Tamponamento (compensato osb) Spessore s = 2.5 [cm]	15 [daN/m ²]
Doppio strato orditura graticciato compensativo legno incrociato	50 [daN/m ²]
Solaio latero cemento 20+6 Spessore pignatte s = 20 [cm]	325 [daN/m ²]
Intonaco (intradosso solaio) Peso Specifico = 30 [daN/m ²] Spessore s = 2 [cm]	30 [daN/m ²]
Predisposizione pannelli fotovoltaici	20 [daN/m ²]
Totale	465 [daN/m²]

L'analisi statica per azioni gravitazionali prevede una modellazione con amplificazione delle azioni variabili combinate con i pesi propri G1 e permanenti portati G2 con i coefficienti moltiplicativi previsti dalla Tabella 2.6.I (NTC 2018) per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) secondo l'Approccio 2, colonna A1.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 6 – Tabella 2.6.I NTC 2008

Si utilizzano quindi, per azioni sfavorevoli, i seguenti coefficienti moltiplicativi:

$$\gamma_{G1} = 1,3;$$

$$\gamma_{G2} = 1,5;$$

$$\gamma_{Qi} = 1,5.$$

Le Azioni variabili considerate per gli impalcati di copertura sono conformi al paragrafo 5 del D.M. 14 gennaio 2008:

- Neve (a quota inferiore 1000 m s.l.m.)

$$\psi_0 = 0,5; \quad \psi_1 = 0,2; \quad \psi_2 = 0,0 \quad \text{con } q_k = 220 \text{ [daN/m}^2\text{].}$$

- Categoria H1 – Coperture accessibili per sola manutenzione

$$\psi_0 = 0,0; \quad \psi_1 = 0,0; \quad \psi_2 = 0,0 \quad \text{con carico di piano } q_k = 50 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- Categoria A – Ambiente ad uso residenziale

$$\psi_0 = 0,7; \quad \psi_1 = 0,5; \quad \psi_2 = 0,3 \quad \text{con carico di piano } q_k = 200 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- Categoria C – Ambiente suscettibili di affollamento (Cat. C3)

$$\psi_0 = 0,7; \quad \psi_1 = 0,7; \quad \psi_2 = 0,6 \quad \text{con carico di piano } q_k = 500 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Poiché realmente è impossibile il verificarsi del carico neve contemporaneamente al carico di sola manutenzione H1, si ritiene doveroso nel modello di calcolo assumere come carico variabile, a favore di sicurezza, quello relativo alla neve.

Per completezza, inoltre si riporta il calcolo di tale carico, in base alla zona e alla tipologia di copertura. Per il caso in esame risulta:

○	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

Figura 7 - Calcolo carico neve

Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	33
α_2 (inclinazione falda [°])	33

$\mu(\alpha_1)$	0.72
-----------------	------

$\mu(\alpha_2)$	0.72
-----------------	------

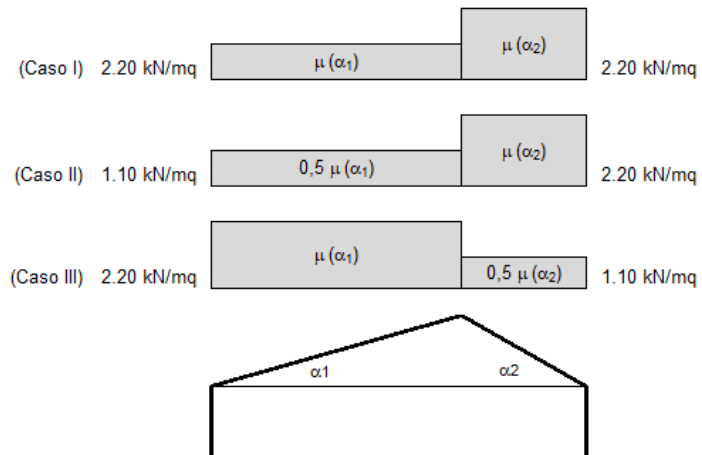


Figura 8 - Calcolo carico neve

Per lo stato limite di salvaguardia vita è stato scelto un fattore di struttura legato alla tipologia strutturale; in questo caso si è in presenza di una struttura in classe di duttilità B, in entrambe le direzioni principali si è in presenza di telai a più piani e con deformate che rispettano caratteri di tipo "shear-type", ritenibile a favore di sicurezza non regolare né in pianta né in elevazione, la normativa indica un fattore di struttura pari a:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \cdot K_R = 2,76$$

dove:

α_u / α_1 = coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità: per strutture non regolari in pianta a telaio con più piani e più campate vale 1.15;

K_R = coefficiente riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione. In questo caso vale 0.8 non essendo regolare in altezza.

La scelta del fattore di struttura rispecchia una scelta cautelativa ed a favore di sicurezza rispetto alla reale capacità dissipativa della struttura, in quanto i fattori di non regolarità che amplificano le azioni del 25% circa sono giustificate dalla campagna di indagini geologico-tecniche prese come riferimento per la progettazione, riguardanti una commessa redatta per una pratica edilizia inerente la realizzazione di una nuova costruzione con caratteristiche materiche e strutturali sostanzialmente analoghe a quella in esame, ma prive di analisi in situ in ottemperanza a quanto stabilito al § 6.2.2 del D.M. 2018 N.T.C. “Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadono in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull’esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali”.

g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni.

Nei calcoli si impiegano le combinazioni delle azioni come indicato al § 2.5.3 “NTC 2018” considerando le seguenti famiglie di combinazioni:

- 4 Famiglie di Combinazioni di carattere statico per azioni gravitazionali:
 - SLU - Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi.
 - SLE - Combinazione per gli stati limite di esercizio: rara, frequente, quasi permanente.
- 3 Famiglie di Combinazioni di carattere dinamico per azioni sismiche:
 - SLV - Combinazione per gli stati limite ultimi connessi all’azione sismica di salvaguardia della vita.
 - SLD - Combinazione per gli stati limite di esercizio connessi all’azione sismica di danno.
 - GEO - Combinazione per gli stati limite ultimi del terreno.

Per quanto riguarda le distribuzioni delle azioni orizzontali dovute al vento l'analisi planivolumetrica palesa che quest'ultime, rapportate al valore del taglio alla base prodotto dall'azione sismica, siano decisamente inferiori evidenziando così come i conseguenti effetti siano di importanza trascurabile rispetto a quelli indotti dall'azione sismica per il fabbricato in oggetto; essendo entrambe distribuzioni di forze orizzontali non concomitanti ($\psi_{2,Vento} = 0,0$) si considera in seguito, a favore di sicurezza, la sola azione sismica inerziale essendo notevolmente maggiore di quella eolica.

Per quanto riguarda le azioni sismiche il quadro normativo di riferimento nello svolgimento delle verifiche ha come base le Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018, che fornirà i valori dell'azione sismica con i livelli di accelerazione al suolo attesi per i vari stati limite considerati.

h) Indicazioni sul metodo di analisi utilizzato.

Dal punto di sismico, per la struttura intelaiata in c.a., come precedentemente definito, si è eseguita l'Analisi sismica lineare dinamica che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]} \quad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

Il software CMP tiene in considerazione gli effetti delle eccentricità accidentali spostando la distribuzione di masse nel modello. A causa degli spostamenti dei centri di massa sopra descritti, atti a simulare le eccentricità accidentali in direzione $+X/-X$ e $+Y/-Y$ si generano 4 lanci. Come si può notare nell'immagine 15 della presente relazione o in modo più approfondito nella relazione di calcolo C2, i risultati ottenuti in termini di % di masse partecipanti differiscono di poco in ogni lancio, manifestazione della trascurabilità di questi effetti.

In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

i) Criteri di verifica agli Stati Limite in presenza di azione sismica.

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla Tab. 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella sotto riportata, in dipendenza della classe d'uso (CU).

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

Tabella 1- Stati limite di elementi strutturali primari, non strutturali ed impianti

Come si evince da questa, per un fabbricato in c.c.a. di **classe d'uso III**, è obbligatorio eseguire per gli elementi strutturali (ST) le verifiche per i seguenti Stati Limite: SLO, SLD, SLV e SLC. In particolare verifiche in termini di rigidità (spostamenti) per SLO, verifiche in termini di resistenza per SLD e SLV e verifiche di duttilità per SLC.

Per quanto riguarda gli elementi non strutturali (NS), come si evince sempre dalla tabella sopra riportata, le verifiche si effettuano in termini di contenimento del danno (STA) per lo Stato Limite di salvaguardia della vita umana (SLV). In particolare le partizioni interne saranno realizzate con strutture leggere in cartongesso coibentate con lana di roccia e saranno vincolate lungo le pareti perimetrali e soprattutto a soffitto, scongiurando eventuali rischi di ribaltamenti in caso di terremoto. Maggiore attenzione va sicuramente rivolta al controsoffitto in cartongesso realizzato nell'intradosso dei solai al fine di alloggiare i corrugati elettrici per tutti i punti luce presenti, anche se un buon vincolamento della struttura in acciaio scongiurerà ogni pericolo di crollo. Relativamente al manto di copertura, questo sarà realizzato in lamiera metallica grecata opportunamente vincolata alla soletta in calcestruzzo del solaio di copertura. Non sono in progetto parapetti o altri elementi non strutturali sui quali porre attenzione in caso di evento sismico.

Per quanto riguarda invece la parte degli impianti elettrico, idraulico, riscaldamento (IM), essendo questi tutti sotto traccia e a pavimento, non si rileva particolari problemi in caso di evento sismico. L'unica impiantistica presente a soffitto, come anticipato sopra, saranno i corrugati elettrici opportunamente fissati all'impalcato di copertura, scongiurando

pericoli di crollo in fase di terremoto. In modo analogo, anche il fissaggio di eventuali mensole o scaffali, avverrà secondo precise indicazioni della DL.

Relativamente alle verifiche di rigidità da effettuarsi sul fabbricato, si è previsto di realizzare tamponature fragili collegati rigidamente alla struttura.

Questa condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano q_{dr} allo SLO risultano essere inferiori al seguente limite:

$$d_r < 0.005 \cdot 2/3 \cdot h$$

Di seguito si riporta l'immagine con i valori degli spostamenti di interpiano allo SLO.

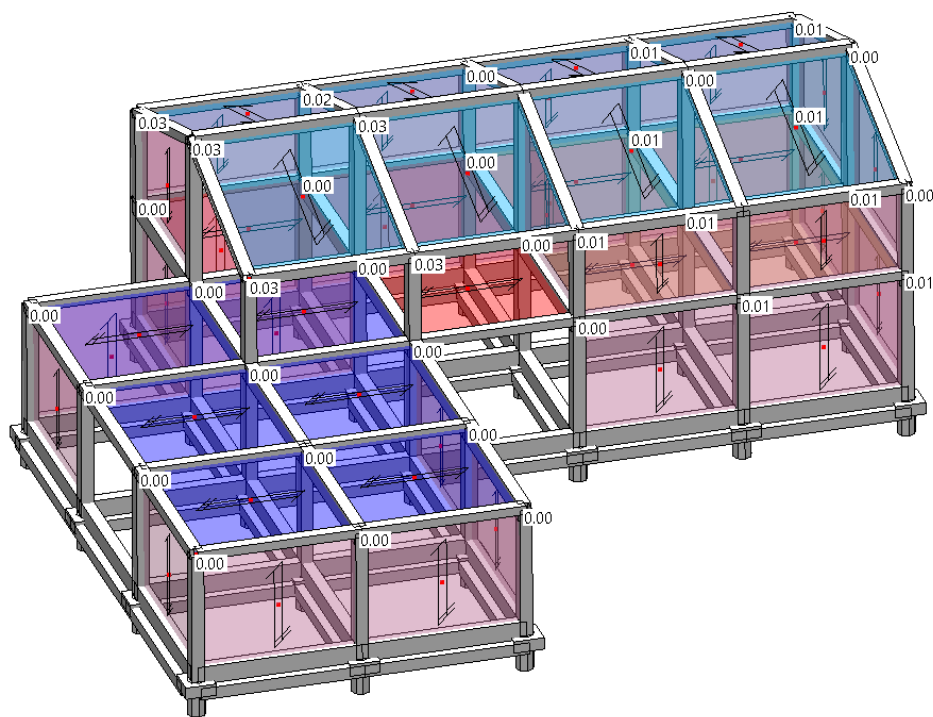


Figura 9 - Spostamenti relativi massimi (visualizzazione in centimetri)

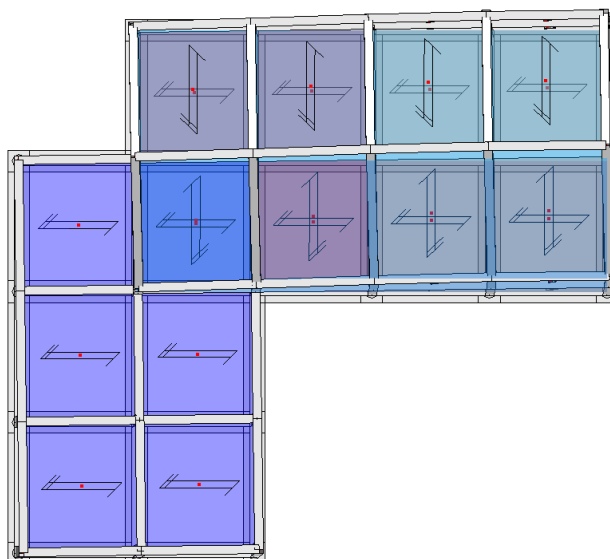
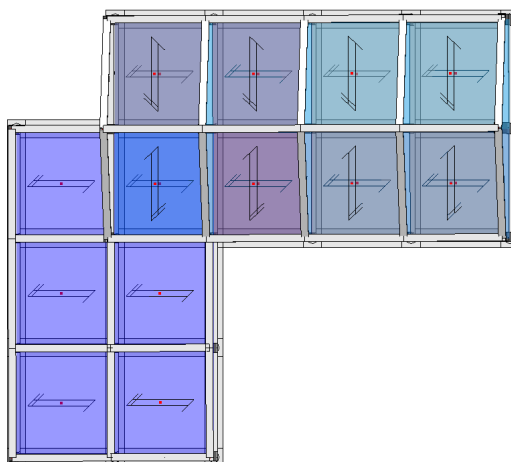
È possibile verificare come questi siano inferiori al valore massimo imposto da normativa che per la tipologia di tamponamenti previsti risulta essere pari a:

$$d_{rp,max} = 0.0033h = 0.0033 \cdot 443 = 1.46 \text{ cm}$$

j) Principali risultati delle analisi e giudizio motivato di accettabilità.

Per quanto riguarda i risultati completi delle analisi si rimanda ai tabulati di calcolo presenti nell'elaborato C2 (Relazione di calcolo).

Si riportano per completezza alcune immagini relative ai primi tre modi di vibrare, mettendo in evidenza per ognuno la percentuale di Massa Partecipante M%.



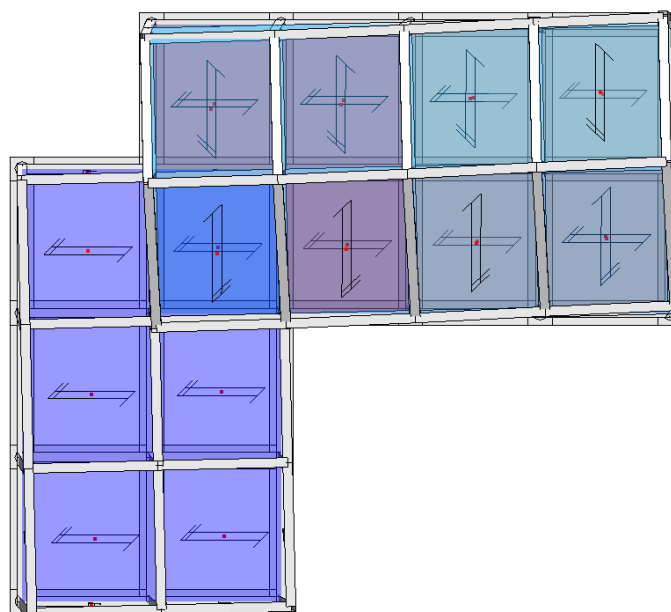


Figura 10 – Vista in pianta dei primi tre modi di vibrare (a partire dall'alto)

Come si evince dalle precedenti immagini, il comportamento globale è prevalentemente traslazionale.

Nella tabella sottostante sono riportati con maggiore chiarezza i periodi di vibrazione e le Masse Partecipanti relative ai primi tre modi di vibrare:

Modo di Vibrare	Massa Partecipante parziale	Periodo di vibrazione
1° modo (traslazionale)	$M_x = 85.53 \%$ $M_y = 0.12 \%$	$T = 0.5399 \text{ s}$
2° modo (traslazionale)	$M_x = 0.79 \%$ $M_y = 66.81 \%$	$T = 0.37568 \text{ s}$
3° modo (traslazionale)	$M_x = 2.34\%$ $M_y = 28.07\%$	$T = 0.34469 \text{ s}$

Tabella 2- Riassunto masse partecipanti e Periodi di vibrazione

Per completezza si riportano anche i risultati dell'analisi dinamica modale in particolare la percentuale di Massa Partecipante Totale per i 4 lanci svolti (L1, L2, L3, L4).

Come sarà possibile osservare nella relazione di calcolo C2, il raggiungimento del 85% di massa, valore richiesto dalla normativa, avviene già in corrispondenza del 3° modo di vibrare:

	L1	L2	L3	L4
MxTot%	99.9876	100.003	99.9876	100.003
MyTot%	100.003	99.9876	100.003	99.9726
MzTot%	48.0551	45.5102	50.9444	52.2618

Figura 11 – Percentuali Masse Partecipanti totali per i 4 lanci effettuati (effetto eccentricità accidentale)

Si riportano alcune immagini relative alle sollecitazioni nell'involuppo STR SLV (Involuppo degli involuppi) con i diagrammi dei momenti flettenti e sforzo normale:

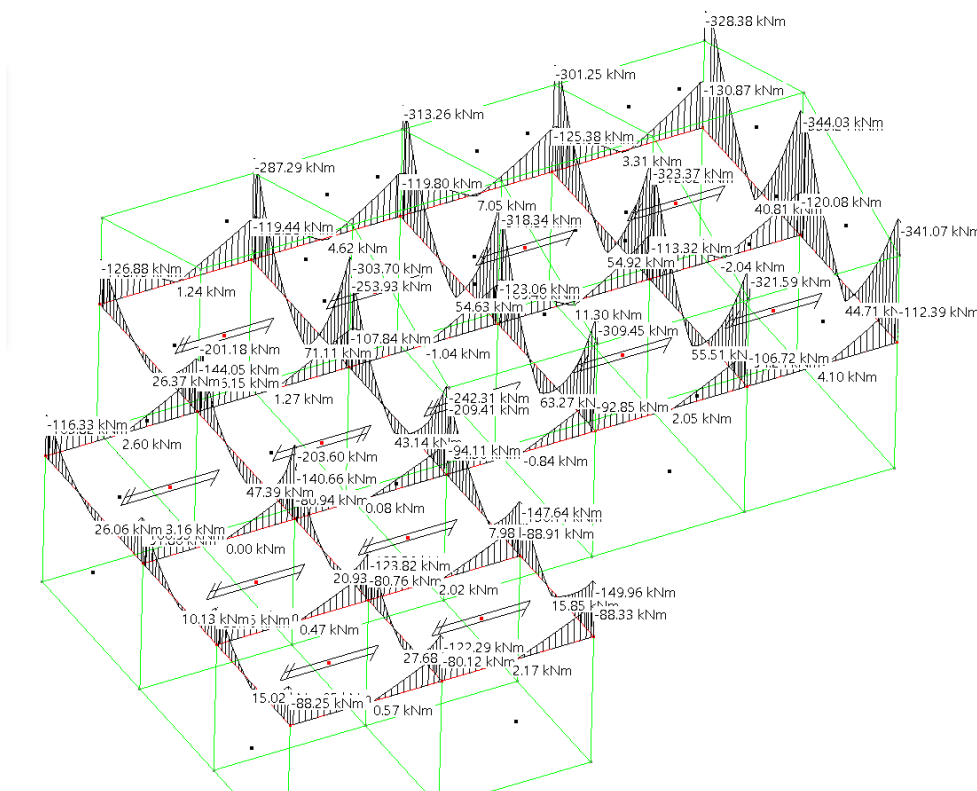


Figura 12 – Diagrammi momenti flettenti travi principali CdC Involuppo degli involuppi STR SLV- M13 (massimi negativi)

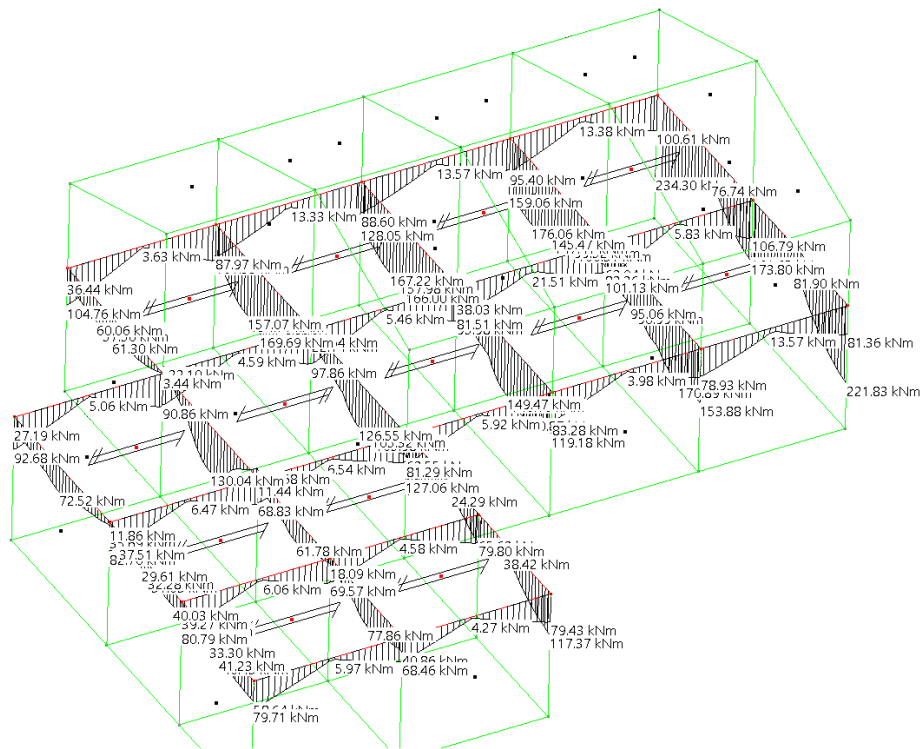


Figura 13 - Diagrammi momenti flettenti travi secondarie CdC Involuppo degli involuipi STR SLV - M13 (massimi negativi)

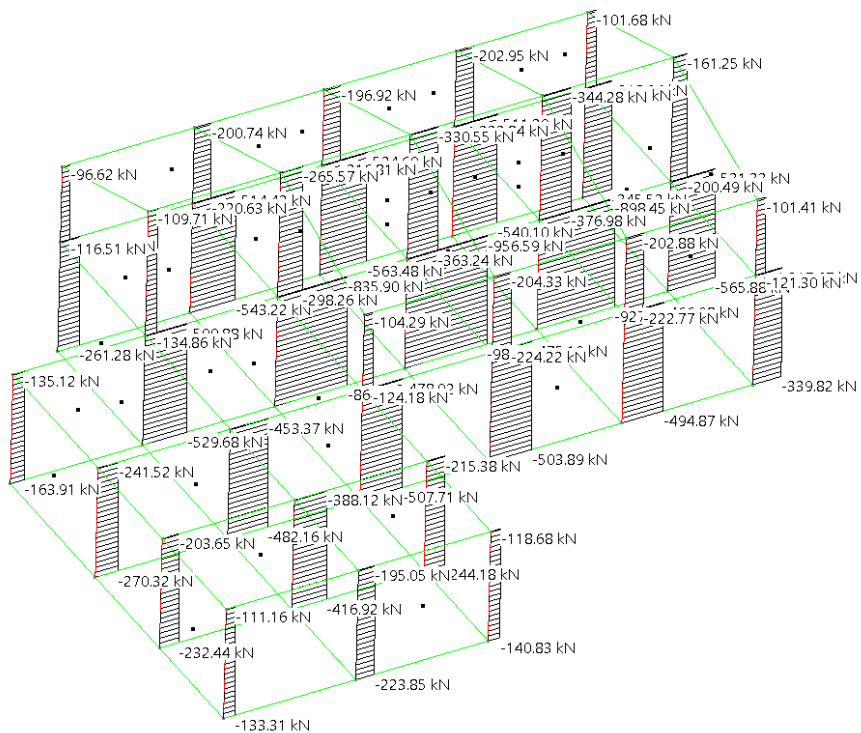


Figura 14 – Diagrammi sforzo normale pilastri CdC Involuppo degli involuipi STR SLV - N minimo

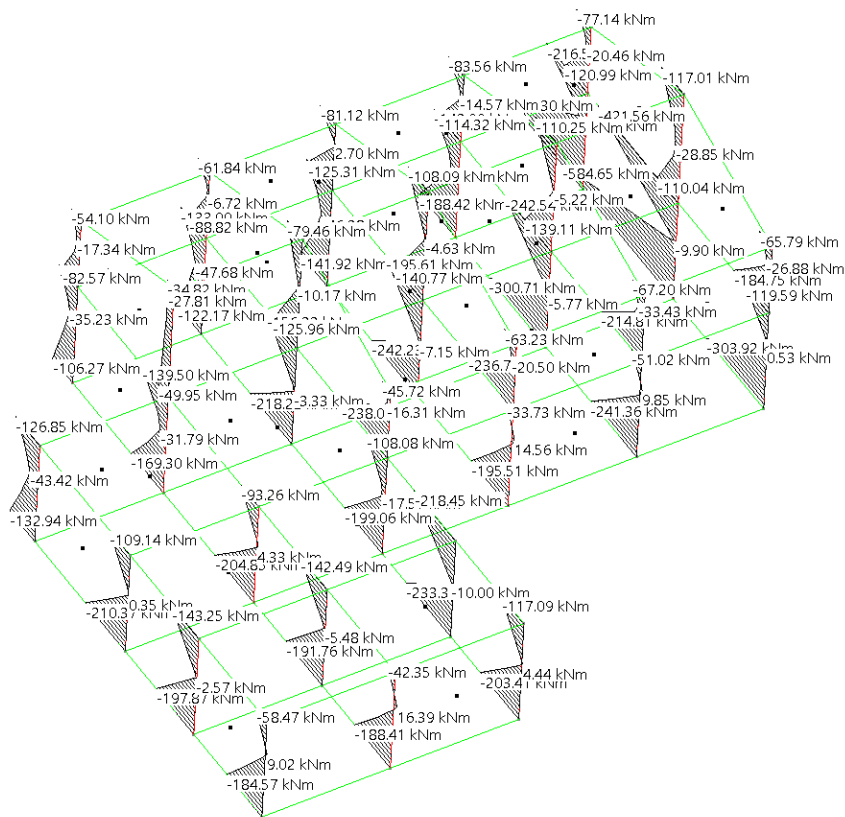


Figura 15 – Diagrammi momenti flettenti M13 pilastri CdC Inviluppo STR SLV - N minimo

k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.

L'analisi della struttura intelaiata sono state espletate sempre mediante calcolo automatico con programma C.M.P. della Namirial S.p.A., licenza d'uso 6A92090B. L'analisi preliminare della documentazione a corredo del software e la dichiarazione allegata in calce all'Elaborato C2 nonché i documenti di validazione ne attestano l'affidabilità.

l) Strutture geotecniche e/o di fondazione: principali risultati.

In funzione della geometria della struttura in elevazione e delle caratteristiche meccaniche del terreno, dedotte dalle indagini geologiche effettuate dal geol. Calicetti

Paolo, che definisce un suolo appartenente alla categoria A con valori di $V_{s,30}$ pari a 454 m/s, si sono adottate fondazioni indirette costituite da pali trivellati di grande diametro (600) di lunghezza complessiva pari a 5,50 metri e da un reticolo di travi rovesce in c.c.a. di base pari a 100 cm e altezza pari a 100 cm. La quota d'imposta delle fondazioni indirette sarà a circa -1.30 metri rispetto alla quota attuale del piano campagna.

Il fabbricato sorge su una zona su di un pendio con pendenza $> 15^\circ$ (Categoria topografica T2).

Non vengono denunciati altri possibili effetti in quanto, dalle caratteristiche tipiche dei suoli della zona, sono esclusi fenomeni di liquefazione, pertanto i valori di amplificazione topografica, stratigrafica e di categoria del sottosuolo assumono i seguenti valori per i vari stati limite indagati:

- $S_T = 1,2$ = Coefficiente di amplificazione topografica:
Categoria topografica T2: pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
- S_S = Coefficiente di amplificazione stratigrafica:
 $S_{S,SLV} = 1,00$.
- C_C = Coefficiente funzione della categoria del sottosuolo:
 $C_{C,SLV} = 1,00$.
- $S = S_S * S_T$ = Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:
 $S_{SLV} = 1,2$.

Nelle figure seguenti sono riportati la stratigrafia e i risultati di inviluppo delle analisi eseguite per le fondazioni profonde:

Parte II

RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

2.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera, Valori di calcolo

COSTRUZIONI IN C.C.A. ORDINARIO

LEGANTE IDRAULICO: cemento tipo 425 conforme alla UNI EN 197, e comunque con dosaggio minimo di kg/mc 300.

AGGREGATI: conformi alla UNI EN 12620 o UNI EN 13055-1, diametro massimo dell'inerte pari a 20mm.

INERTI NATURALI ED ACQUA PER GLI IMPASTI: rispondenti ai requisiti di cui alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005.

ACQUA DI IMPASTO: conforme alla norma UNI EN 1008: 2003, e comunque con rapporto max a/c 0.60.

CALCESTRUZZO: impasti e dosaggi in relazione alla prescritta classe di resistenza:
fondazione C32/40 – XC2 - $R_{ck} = 40$ MPa
elevazione C32/40 – XC1 - $R_{ck} = 40$ MPa
getti integrativi C32/40

CALCESTRUZZO FRESCO: classe di consistenza S4 (UNI 9858)

ACCIAIO PER C.C.A.: B450C - $f_{y,nom} = 450$ MPa $f_{t,nom} = 540$ MPa

COPRIFERRO: minimo strutture in fondazione 4,5 cm, minimo strutture in elevazione 3,0 cm.

Il Progettista strutturale e D.L.S.
Ing. Gianluca Togninelli

Parte III

RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

La relazione geologica è stata redatta dal dott. geol. Calicetti Paolo e viene allegata alla presente documentazione. Dalla stessa si evince che l'area di studio ricade all'interno dell'appennino medio-settentrionale ed è situata a 380 m s.l.m.

L'appennino settentrionale, costituito da unità tettoniche con vergenza orientale, ovvero senso di movimento da Ovest ad Est è dominato da litologie argilloso-marnose che muta poi in formazioni calcareo-dolomitiche nelle zone centrali e meridionali che impartiscono forme più aspre e maestose. Il limite occidentale della catena è legato allo sprofondamento post-orogenico recente del mar Tirreno, mentre quello orientale è sepolto dai depositi plio-quadernari delle avanfosse, per questo il margine orografico della catena viene a trovarsi anche qualche decina di km arretrato rispetto quella geologica. L'appennino è una catena a falde polifasica, sviluppatasi in un arco di tempo che va dal cretaceo fino all'attuale, in seguito alla collisione tra due blocchi continentali con il piano di subduzione rivolto verso S-W, la zolla Europa e la microplacca Adriatica inizialmente connessa alla zolla Africana. Il processo di collisione tra queste due zolle continentali è stato preceduto chiusura del paleo-oceano ligure-piemontese. La catena deriva così dalla complessa deformazione dei sedimenti depositi nei differenti domini paleogeografici. Il dominio ligure corrisponde in larga misura all'area oceanica, il dominio epiligure si imposta a partire dall'Eocene medio sulle unità liguri già tettonizzate, il dominio subligure sviluppato sulla crosta assottigliata africana adiacente alla zona oceanica e il dominio tosco-umbro appartenente alla zona africana. Alla fine del processo deformativo, i sedimenti sono risultati traslati, sovrascorsi in modo complesso strutturati in unità ed elementi tettonici interessati da un trasporto

significativo rispetto al loro originario dominio di sedimentazione, oppure in successioni stratigrafiche interessate da un minor grado di alloctonia; le principali unità e successioni affioranti nel territorio indagato sono le Unità Liguri, Unità Subliguri, Successione Epiligure, Falda Toscana. La progressiva deformazione e l'emersione della catena proseguono fino al Quaternario. Lungo il bordo appenninico padano i sedimenti plio-Quaternari risultano piegati in corrispondenza del "Lineamento Frontale Appenninico" che rappresenta il punto di raccordo fra la catena in sollevamento e quella sepolta. Le Unità Liguri, subliguri e la successione epiligure comprendono tutte quelle unità alloctone costituite da successioni pelagiche deposte su crosta oceanica e di transizione del paleo-oceano ligure-piemontese tra il Giurassico e l'Eocene medio (liguri). L'insieme di queste unità è sovrascorso sulle unità toscane e umbro-marchigiano-romagnole da ovest verso est prevalentemente durante le fasi mioceniche. La successione epiligure si è deposta in discordanza sulle unità Liguri, Subliguri e Sestola-Vidiciatico durante la migrazione verso est terminata nel Pliocene inferiore. Lo spessore della coltre alloctona non è omogeneo ma risente dei sollevamenti dovuti all'attività delle strutture attive e recenti, in particolare di quelle profonde.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infliggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi) misurando il numero di colpi N necessari. Questo tipo di indagine è molto diffusa ed utilizzata data la sua semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La sua elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Infine dalle prove penetrometriche e dai risultati delle prove geofisiche condotte, si desume che tale sito appartenga alla **Categoria stratigrafica C** e alla **Categoria topografica T1** per quanto concerne gli aspetti sismici.

3.2 Relazione geotecnica: indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno

Come descritto nel paragrafo I, le fondazioni della struttura saranno costituite da un reticolo di cordoli attestati alla quota pari a circa -1.61 metri circa dal piano campagna, al di sotto dei primi terreni superficiali alterati e delle fondazioni del fabbricato esistente (che in parte sarà demolito).

Dai risultati delle prove effettuate in campagna, dai parametri geotecnici sono stati suddivisi diversi “spessori” di caratteristiche omogenee. È stata individuata la falda all'interno del foro della DPSH 13 a – 10,5 m di profondità:

- coesione non drenata $c_u = 0,55 \text{ Kg/cm}^2$;
- angolo d'attrito $\phi = 0^\circ$;
- peso di volume del terreno $\gamma \cong 1,9 \text{ ton/m}^3$;
- modulo edometrico $E_d \cong 50 \text{ Kg/cm}^2$;
- modulo elastico $E \cong 40 \text{ Kg/cm}^2$;

Il valore del modulo di reazione del terreno o *costante di Winkler* K adottato nei calcoli, è pari a:

$$\text{Costante di Winkler } K = 1.20 \text{ (in Kg/cm}^3\text{)}$$

Come indicato nel paragrafo 1.1.j, il periodo del primo modo di vibrare della struttura intelaiata in c.c.a. in progetto è pari a $T = 0.68106 \text{ s}$. Esso risulta essere ben superiore al valore del periodo del terreno di fondazione, stimato per la zona pari a $T = 0,25/0,33 \text{ s}$, ricavato dal dott. geol. Calicetti Paolo. Questo consente di escludere con sicurezza il nascere di pericolosi fenomeni di doppia risonanza.

Comune di Toano (RE)

Realizzazione di nuova struttura sociale di comunità da adibire a centro socio riabilitativo semiresidenziale per disabili "Erica" e centro di terapia occupazionale "Labor"

dott. ing. Gianluca Togninelli

Via Aldo Moro, 2/A – 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)
tel. 0522 1170328 info@studiotogninelli.it

ALLEGATI

SCALABRINI PREFABBRICATI SRL

*Via Brolo Sotto 8 (42019) Scandiano R.E.
Tel 0522/857069 - Fax 0522/984729 - E-mail: info@scalabrini.it*

CALCOLO STATICO DI SOLAI

Cod.

Cliente : **STUDIO TOGNINELLI**
: **REGGIO NELL'EMILIA**
Cantiere : **CASTELNOVO NE' MONTI (RE)**
Impalcato : **1° IMPALCATO E COPERTURA**
Solaio tipo : **TRAVETTE E PIGNATTE**

RELAZIONE DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo è estratta dai calcoli di progetto e di verifica delle strutture in c.a. dell'edificio in esame.

Le azioni esercitate nelle strutture soddisfano le:

- Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018

MATERIALI IMPIEGATI

Si fa riferimento per la teoria di calcolo agli stati limite D.M. 17/01/2018

Scandiano li, 30/11/2023

Il Calcolatore

Descrizione:
 Committente:
 Data 30/11/2023
 FILE : Elenco cliCALCOLO 1

SCALABRINI PREFABBRICATI S.R.L.
 Scandiano - Reggio Emilia

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

SOLAIO TRAVETTO - tipo BAUSTA

ELEMENTO	Luce [m]	Inerzia Sez. non fessurata [cm ⁴]	Appoggi [cm]	Fasce piene		Quota Imposta [cm]	Momenti imposti																																											
				Sinistra [cm]	Destra [cm]		1/n (g+q)L ²	daNm/m																																										
CAMPATA 1	5,40	48.478,2	40																																															
			40						CAMPATA 2	5,40	48.478,2	40						40			CAMPATA 3	5,40	48.478,2	40						40			CAMPATA 4	5,40	48.478,2	40						40			CAMPATA 5	5,40	48.478,2	40		
CAMPATA 2	5,40	48.478,2	40																																															
			40						CAMPATA 3	5,40	48.478,2	40						40			CAMPATA 4	5,40	48.478,2	40						40			CAMPATA 5	5,40	48.478,2	40						40								
CAMPATA 3	5,40	48.478,2	40																																															
			40						CAMPATA 4	5,40	48.478,2	40						40			CAMPATA 5	5,40	48.478,2	40						40																				
CAMPATA 4	5,40	48.478,2	40																																															
			40						CAMPATA 5	5,40	48.478,2	40						40																																
CAMPATA 5	5,40	48.478,2	40																																															
			40																																															

Grado di incastro appoggio sinistro = **0,05**
 Grado di incastro appoggio destro = **0,05**
 Momento fittizio appoggio sinistro = $1/36,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$ = **-752,09** daN*m/int.
 Momento fittizio appoggio destro = $1/36,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$ = **-752,09** daN*m/int.
 Lunghezza minima ferri estremità = $1/6 \cdot \text{Luce}$
 Momento fittizio campate centrali = $1/12,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$
 Momento fittizio campate laterali = $1/12,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$
 Zona Sismica = **2**
 Metodo di calcolo = **Stati limite D.M.17/01/2018**
 Classe di esposizione = **XC1**

CARICHI UNIFORMI

Descrizione:
 Committente:
 Data 30/11/2023
 FILE : Elenco cliCALCOLO 1

SCALABRINI PREFABBRICATI S.R.L.
 Scandiano - Reggio Emilia

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

SOLAIO TRAVETTO - tipo BAUSTA

ELEMENTO	Luce [m]	Inerzia Sez. non fessurata [cm ⁴]					Appoggi [cm]	Fasce piene Sinistra Destra [cm]		Quota Imposta [cm]	Momenti imposti	
								1/n (g+q)L ²	daNm/m			
Carichi (daN/mq)		Campata N. 1	Campata N. 2	Campata N. 3	Campata N. 4	Campata N. 5						
Peso Proprio	390	390	390	390	390	390						
Per. Computamente defi												
Per. Non Strutturale	400	400	400	400	400	400						
Variabile	500	500	500	500	500	500						
Categoria	A	A	A	A	A	A						
Gamma G1_min	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00						
Gamma G1_max	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30						
Gamma G2_min	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80						
Gamma G2_max	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50						
Gamma Q_min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00						
Gamma Q_max	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50						
Psi_0	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70						
Psi_1	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50						
Psi_2	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30						
Valore Caratteristico	Q k1	Q k1	Q k1	Q k1	Q k1	Q k1						

Tabella 2.6.1 - D.M.17/01/2018"

Descrizione:

SCALABRINI PREFABBRICATI S.R.L.

Committente:

Scandiano - Reggio Emilia

Data 30/11/2023

FILE : Elenco cliCALCOLO 1

SOLAIO TRAVETTO	Metodo	Stati limite D.M.17/01/2018			
	Calcestruzzo C25/30 Rck	300	fcd	141,1	
VERIFICA A FLESSIONE	Acciaio B450C Fyk	4.500	fyd	3.913,0	VERIFICA A TAGLIO

Num.	SEZIONE Appoggio o Fascia	MOMENTO FLETTENTE daNm/int	b cm	b0 cm	s cm	h cm	h' cm	ARMATURA cmq			EPSILON Acciaio ‰	MOMENTO ROTTURA daNm/int	TAGLIO (*) T max daN/int	Vrd daN/int	Banchinag. Richiesto cm
								Conf.	Agg.	Tot.					
1	ASSE	-752,09	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,00	0,79	0,79	51,7	959,2	1.975,6	3.093,7	25,0
	Filo destro	965,36	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,70	2,75	3,46	37,5	3.490,1	1.650,6	1.696,3	25,0
	Filo sinistro	-1.533,87	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	2,67	3,38	11,3	3.263,7	-2.553,8	2.203,8	25,0
2	ASSE	-2.777,24	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,70	2,67	3,38	39,5	3.544,9	-2.878,8	3.594,8	25,0
	Filo destro	-1.652,02	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	2,67	3,38	11,3	3.263,7	2.346,6	2.203,8	25,0
	Filo sinistro	-1.343,62	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	1,92	2,62	8,7	2.438,7	-2.183,5	2.025,7	25,0
3	ASSE	-2.403,11	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,70	1,92	2,62	51,4	2.781,0	2.601,7	3.304,3	25,0
	Filo destro	-1.292,65	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	1,92	2,62	8,7	2.438,7	2.276,7	2.025,7	25,0
	Filo sinistro	-1.292,65	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	1,92	2,62	8,7	2.438,7	-2.276,7	2.025,7	25,0
4	ASSE	-2.403,11	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,70	1,92	2,62	51,4	2.781,0	-2.601,7	3.304,3	25,0
	Filo destro	-1.343,62	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	1,92	2,62	8,7	2.438,7	2.183,5	2.025,7	25,0
	Filo sinistro	-1.652,02	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	2,67	3,38	11,3	3.263,7	-2.346,6	2.203,8	25,0
5	ASSE	-2.777,23	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,70	2,67	3,38	39,5	3.544,9	2.878,8	3.594,8	25,0
	Filo destro	-1.533,87	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	2,67	3,38	11,3	3.263,7	2.553,8	2.203,8	25,0
	Filo sinistro	965,36	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,70	2,75	3,46	37,5	3.490,1	-1.650,6	1.696,3	25,0
6	ASSE	-752,09	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,00	0,79	0,79	51,7	959,2	-1.975,6	3.093,7	25,0

(*I valori del taglio in Asse si intendono sempre a filo Appoggio - I valori del taglio a filo sx o dx si intendono sempre a filo banchinaggio sx o dx

Num.	SEZIONE Campata	MOMENTO FLETTENTE daNm/int	b cm	b0 cm	s cm	h cm	h' cm	ARMATURA cmq			EPSILON Acciaio ‰	MOMENTO ROTTURA daNm/int	FRECCIA Solaio cm
								Conf.	Agg.	Tot.			
1	2,31	2.433,63	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,39	1,92	2,31	59,4	2.458,1	0,295
2	2,70	2.256,26	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,39	1,92	2,31	59,4	2.458,1	0,176
3	2,70	2.256,26	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,39	1,92	2,31	59,4	2.458,1	0,216
4	2,70	2.256,26	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,39	1,92	2,31	59,4	2.458,1	0,176
5	3,09	2.433,63	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,39	1,92	2,31	59,4	2.458,1	0,295

Descrizione:
 Committente:
 Data 30/11/2023
 FILE : Elenco cliCALCOLO 2

SCALABRINI PREFABBRICATI S.R.L.
 Scandiano - Reggio Emilia

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

SOLAIO TRAVETTO - tipo BAUSTA

ELEMENTO	Luce [m]	Inerzia Sez. non fessurata [cm ⁴]	Appoggi [cm]	Fasce piene		Quota Imposta [cm]	Momenti imposti	
				Sinistra [cm]	Destra [cm]		1/n (g+q)L ²	daNm/m
CAMPATA 1			40					
	5,40	48.478,2						
CAMPATA 2			40					
	5,40	48.478,2						

Grado di incastro appoggio sinistro = **0,05**
 Grado di incastro appoggio destro = **0,05**
 Momento fittizio appoggio sinistro = $1/36,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$ = **-752,09** daN*m/int.
 Momento fittizio appoggio destro = $1/36,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$ = **-752,09** daN*m/int.
 Lunghezza minima ferri estremità = $1/6 \cdot \text{Luce}$
 Momento fittizio campate centrali = $1/12,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$
 Momento fittizio campate laterali = $1/12,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$
 Zona Sismica = **2**
 Metodo di calcolo = **Stati limite D.M.17/01/2018**
 Classe di esposizione = **XC1**

CARICHI UNIFORMI

Carichi (daN/mq)	Campata N. 1	Campata N. 2
Peso Proprio	390	390
Per. Computamente defi		
Per. Non Strutturale	400	400
Variabile	500	500
Categoria	A	A
Gamma G1_min	1,00	1,00
Gamma G1_max	1,30	1,30
Gamma G2_min	0,80	0,80
Gamma G2_max	1,50	1,50
Gamma Q_min	0,00	0,00
Gamma Q_max	1,50	1,50
Psi_0	0,70	0,70
Psi_1	0,50	0,50
Psi_2	0,30	0,30
Valore Caratteristico	Q k1	Q k1

Tabella 2.6.1 - D.M.17/01/2018"

Descrizione:

Committente:

Data 30/11/2023

FILE : Elenco cliCALCOLO 2

SCALABRINI PREFABBRICATI S.R.L.

Scandiano - Reggio Emilia

SOLAIO TRAVETTO	Metodo	Stati limite D.M.17/01/2018				
	Calcestruzzo C25/30 Rck	300	fcd	141,1		
VERIFICA A FLESSIONE	Acciaio B450C Fyk	4.500	fyd	3.913,0		
					VERIFICA A TAGLIO	

Num.	SEZIONE Appoggio o Fascia	MOMENTO FLETTENTE daNm/int	b cm	b0 cm	s cm	h cm	h' cm	ARMATURA cmq			EPSILON Acciaio ‰	MOMENTO ROTTURA daNm/int	TAGLIO (*) T max daN/int	Vrd daN/int	Banchinag. Richiesto cm
								Conf.	Agg.	Tot.					
1	ASSE	-752,09	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,00	0,79	0,79	51,7	959,2	1.905,7	3.093,7	25,0
	Filo destro	933,23	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,70	2,75	3,46	37,5	3.490,1	1.580,8	1.696,3	25,0
	Filo sinistro	-1.788,97	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	3,08	3,78	11,2	3.662,6	-2.606,9	2.289,3	25,0
2	ASSE	-3.043,69	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,70	3,08	3,78	34,9	3.952,6	2.931,9	3.734,3	25,0
	Filo destro	-1.788,98	50,0	12,0	0,0	30,0	28,0	0,70	3,08	3,78	11,2	3.662,6	2.606,9	2.289,3	25,0
	Filo sinistro	933,23	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,70	2,75	3,46	37,5	3.490,1	-1.580,8	1.696,3	25,0
3	ASSE	-752,09	50,0	50,0	0,0	30,0	28,0	0,00	0,79	0,79	51,7	959,2	-1.905,7	3.093,7	25,0

(*I valori del taglio in Asse si intendono sempre a filo Appoggio - I valori del taglio a filo sx o dx si intendono sempre a filo banchinaggio sx o dx

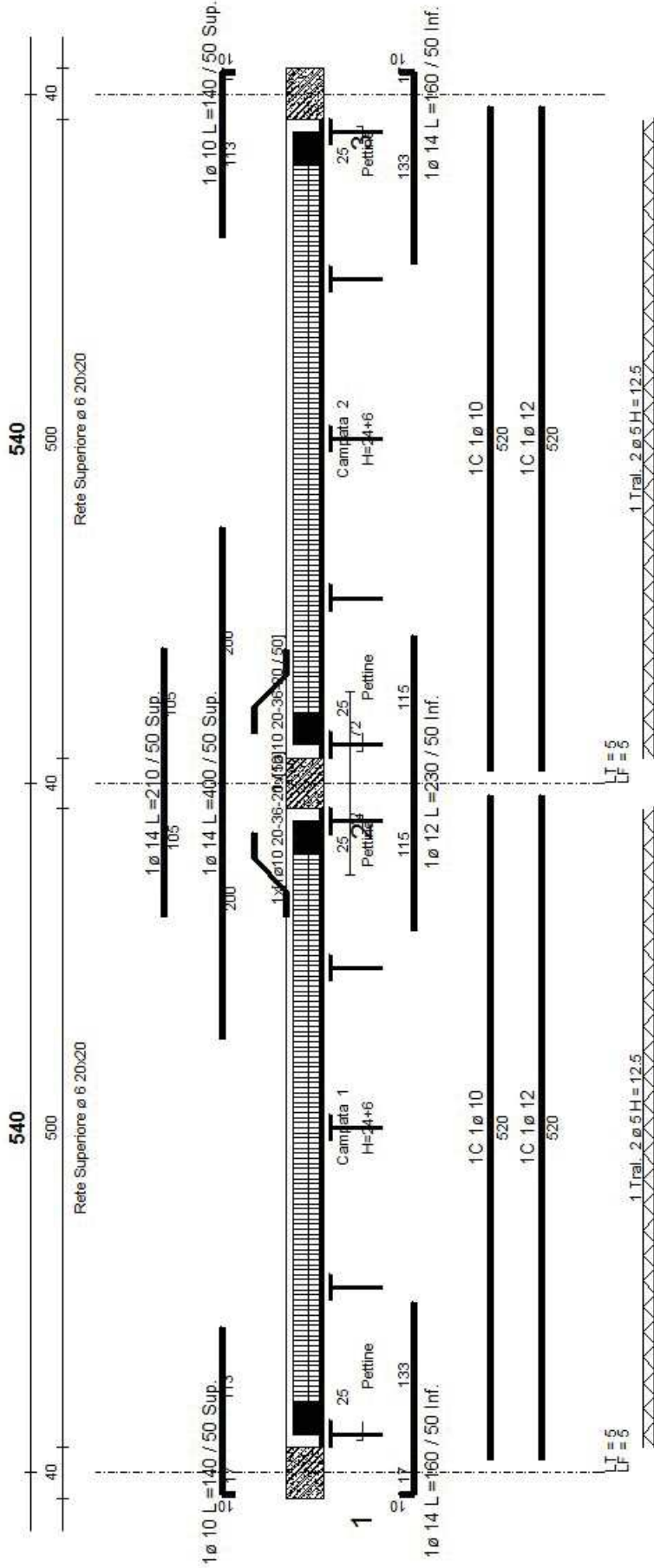
Num.	SEZIONE Campata	MOMENTO FLETTENTE daNm/int	b cm	b0 cm	s cm	h cm	h' cm	ARMATURA cmq			EPSILON Acciaio ‰	MOMENTO ROTTURA daNm/int	FRECCIA Solaio cm
								Conf.	Agg.	Tot.			
1	2,24	2.279,95	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,39	1,92	2,31	59,4	2.458,1	0,264
2	3,16	2.279,95	50,0	12,0	6,0	30,0	28,0	0,39	1,92	2,31	59,4	2.458,1	0,264

---> Rompirattra
Max Teor. 1,31 m
Max Reale 1,25 m

Pr= 390
L= 600
Per_NS= 400

---> Rompirattra
Max Teor. 1,31 m
Max Reale 1,25 m

Pr= 390
L= 600
Per_NS= 400



Descrizione:
 Committente:
 Data 30/11/2023
 FILE : Elenco cliCALCOLO 3

SCALABRINI PREFABBRICATI S.R.L.
 Scandiano - Reggio Emilia

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

SOLAIO TRAVETTO - tipo BAUSTA

ELEMENTO	Luce [m]	Inerzia Sez. non fessurata [cm ⁴]	Appoggi [cm]	Fasce piene		Quota Imposta [cm]	Momenti imposti	
				Sinistra [cm]	Destra [cm]		1/n (g+q)L ²	daNm/m
CAMPATA 1			40					
	6,30	28.098,8						
CAMPATA 2			40					
	6,30	28.098,8						

Grado di incastro appoggio sinistro = **0,05**
 Grado di incastro appoggio destro = **0,05**
 Momento fittizio appoggio sinistro = $1/36,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$ = **-530,58** daN*m/int.
 Momento fittizio appoggio destro = $1/36,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$ = **-530,58** daN*m/int.
 Lunghezza minima ferri estremità = $1/6 \cdot \text{Luce}$
 Momento fittizio campate centrali = $1/12,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$
 Momento fittizio campate laterali = $1/12,0 \cdot (g+q) \cdot L^2$
 Zona Sismica = **2**
 Metodo di calcolo = **Stati limite D.M.17/01/2018**
 Classe di esposizione = **XC1**

CARICHI UNIFORMI

Carichi (daN/mq)	Campata N. 1	Campata N. 2
Peso Proprio	325	325
Per. Computamente defi		
Per. Non Strutturale	140	140
Variabile	220	220
Categoria	H	H
Gamma G1_min	1,00	1,00
Gamma G1_max	1,30	1,30
Gamma G2_min	0,80	0,80
Gamma G2_max	1,50	1,50
Gamma Q_min	0,00	0,00
Gamma Q_max	1,50	1,50
Psi_0	0,50	0,50
Psi_1	0,20	0,20
Psi_2	0,00	0,00
Valore Caratteristico	Q k1	Q k1

Tabella 2.6.1 - D.M.17/01/2018"

Descrizione:

Committente:

Data 30/11/2023

FILE : Elenco cliCALCOLO 3

SCALABRINI PREFABBRICATI S.R.L.

Scandiano - Reggio Emilia

SOLAIO TRAVETTO	Metodo	Stati limite D.M.17/01/2018				
	Calcestruzzo	C25/30	Rck	300	fcd	141,1
	Acciaio	B450C	Fyk	4.500	fyd	3.913,0
VERIFICA A FLESSIONE						VERIFICA A TAGLIO

Num.	SEZIONE Appoggio o Fascia	MOMENTO FLETTENTE daNm/int	b cm	b0 cm	s cm	h cm	h' cm	ARMATURA cmq			EPSILON Acciaio ‰	MOMENTO ROTTURA daNm/int	TAGLIO (*) T max daN/int	Vrd daN/int	Banchinag. Richiesto cm
								Conf.	Agg.	Tot.					
1	ASSE	-530,58	50,0	50,0	0,0	25,0	23,0	0,00	0,79	0,79	51,6	784,1	1.154,7	5.447,7	0,0
	Filo destro	301,51	50,0	12,0	5,0	25,0	23,0	0,70	1,97	2,67	39,3	2.202,6	1.106,6	1.406,1	0,0
	Filo sinistro	-1.823,65	50,0	12,0	0,0	25,0	23,0	0,70	1,92	2,62	10,9	2.061,9	-1.740,8	1.860,8	0,0
2	ASSE	-2.178,67	50,0	50,0	0,0	25,0	23,0	0,70	1,92	2,62	41,7	2.267,8	-1.789,0	5.447,7	0,0
	Filo destro	-1.823,65	50,0	12,0	0,0	25,0	23,0	0,70	1,92	2,62	10,9	2.061,9	1.740,8	1.860,8	0,0
	Filo sinistro	301,51	50,0	12,0	5,0	25,0	23,0	0,70	1,97	2,67	39,3	2.202,6	-1.106,6	1.406,1	0,0
3	ASSE	-530,58	50,0	50,0	0,0	25,0	23,0	0,00	0,79	0,79	51,6	784,1	-1.154,7	5.447,7	0,0

(*I valori del taglio in Asse si intendono sempre a filo Appoggio - I valori del taglio a filo sx o dx si intendono sempre a filo banchinaggio sx o dx

Num.	SEZIONE Campata	MOMENTO FLETTENTE daNm/int	b cm	b0 cm	s cm	h cm	h' cm	ARMATURA cmq			EPSILON Acciaio ‰	MOMENTO ROTTURA daNm/int	FRECCIA Soloio cm
								Conf.	Agg.	Tot.			
1	3,15	1.591,73	50,0	12,0	5,0	25,0	23,0	0,39	1,54	1,93	57,8	1.689,0	0,429
2	3,15	1.591,73	50,0	12,0	5,0	25,0	23,0	0,39	1,54	1,93	57,8	1.689,0	0,429

---> Rompritratta
 Max Teor. 1,44 m
 Max Reale 1,18 m

Pi= 325
 P= 0
 Val= 220
 Per_NS= 140

---> Rompritratta
 Max Teor. 1,44 m
 Max Reale 1,18 m

Pi= 325
 P= 0
 Val= 220
 Per_NS= 140

