



COMUNE DI MILANO - MILANOSPORT S.P.A.
CENTRO SPORTIVO " FOSSATI"
RISTRUTTURAZIONE IMPIANTO

PROGETTO ESECUTIVO



R4M engineering

Progetto strutture
ing. Massimo Panizza

R4M engineering srl
Milano - Roma

Sede di Milano via Giorgio Giulini 2 20123
t +39 02 899.190.39 f +39 02 400.434.57

mail info@r4mengineering.com
pec r4mengineering@legalmail.it
www.r4mengineering.com

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

ERI2

10 GENNAIO 2014

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
1.1.	SCALA ESTERNA IN CARPENTERIA METALLICA	5
1.2.	ASCENSORE ESTERNO IN CARPENTERIA METALLICA.....	6
1.3.	RAMPA ESTERNA IN C.A. TRA PIANO TERRA E PIANO INTERRATO (RAMPA NORD-OVEST).....	6
1.4.	RAMPA ESTERNA IN C.A. TRA PIANO TERRA E PIANO RIALZATO (RAMPA NORD-EST)	7
1.5.	NUOVA SOLETTA AL PIANO TERRA.....	8
1.6.	NUOVA SOLETTA AL PRIMO PIANO	8
1.7.	PIATTAFORMA ELEVATRICE PER DISABILI.....	9
1.8.	POSTAZIONI PER DISABILI.....	9
1.9.	RAMPE INTERNE	9
2.	STRUTTURE ESISTENTI	10
2.1.	FONDAZIONI ESISTENTI.....	10
2.2.	ASSAGGI SU STRUTTURE PIANO INTERRATO E SOLAIO PIANO TERRA.....	10
2.3.	ASSAGGI SU STRUTTURE PIANO TERRA E SOLAIO PIANO PRIMO	11
3.	TERRENO	13
3.1.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	13
3.2.	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	14
3.3.	CALCOLO DEI CEDIMENTI	14
4.	NORMATIVA.....	15
5.	MATERIALI	15
5.1.	CALCESTRUZZI.....	15
5.2.	ACCIAIO PER C.A.....	16
5.3.	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	16
5.4.	MURATURE ESISTENTI.....	16
6.	DEFINIZIONE DEI CARICHI	18
6.1.	CARICHI SCALA ESTERNA.....	18
6.2.	CARICHI ASCENSORE ESTERNO.....	18
6.3.	CARICHI SU RAMPE ESTERNE.....	18
6.4.	CARICHI SU NUOVI SOLAI PIANO TERRA E PIANO PRIMO.....	19
6.5.	CARICO DA NEVE	19
6.6.	AZIONE DEL VENTO	20
6.6.1.	Pressione del vento	20
6.7.	AZIONE DEL SISMA	21
7.	CRITERI DI VERIFICA.....	22
7.1.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE	22
7.2.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE	22
7.3.	STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	23
7.4.	VALORE DEI COEFFICIENTI	23

8.	SOFTWARE	24
9.	MODELLI A ELEMENTI FINITI	24
9.1.	MODELLO A ELEMENTI FINITI SCALA ESTERNA	24
9.2.	MODELLO A ELEMENTI FINITI ASCENSORE ESTERNO	25
9.3.	MODELLO A ELEMENTI FINITI RAMPA NORD-OVEST	26
10.	VERIFICHE	27
10.1.	VERIFICHE SCALA IN CARPENTERIA METALLICA	27
10.1.1.	Verifica della platea	27
10.1.2.	Verifica della capacità portante e dei cedimenti	29
10.1.3.	Verifica della struttura in carpenteria metallica	30
10.1.4.	Verifica del giunto di base delle colonne	34
10.1.5.	Verifica del nodo trave IPE180 - colonna IPE180	36
10.1.6.	Verifica dei grigliati e dei parapetti.....	37
10.2.	VERIFICHE ASCENSORE ESTERNO.....	39
10.2.1.	Verifica della platea e dei muri in c.a.....	39
10.2.2.	Verifica della capacità portante e dei cedimenti	41
10.2.3.	Verifica della struttura in carpenteria metallica	42
10.3.	VERIFICHE RAMPA NORD-OVEST.....	44
10.3.1.	Verifica della platea	44
10.3.2.	Verifica della capacità portante e dei cedimenti	45
10.3.3.	Verifica del muro contro terra	46
10.3.4.	Verifica delle solette delle rampe	48
10.4.	VERIFICHE RAMPA NORD-EST.....	49
10.4.1.	Pressione sul terreno	49
10.4.2.	Verifica delle solette delle rampe	49
10.5.	VERIFICHE NUOVO SOLAIO PIANO PRIMO.....	50
10.5.1.	Verifica dei nuovi architravi HEA140	50
10.5.2.	Verifica della nuova soletta in latero-cemento	50

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riguarda le opere strutturali relative alla ristrutturazione dell'impianto sportivo "Fossati", in via Cambini, nel Comune di Milano.



Figura 1 – Foto aerea del centro sportivo "Fossati" in Via Cambini, Milano

In particolare sono previsti i seguenti interventi strutturali:

- realizzazione di nuova scala esterna in carpenteria metallica da piano terra a primo piano;
- realizzazione di nuovo ascensore esterno con struttura in carpenteria metallica da piano interrato a primo piano;
- realizzazione di nuova rampa esterna in c.a. tra piano terra e piano interrato (rampa nord-ovest);
- realizzazione di nuova rampa esterna in c.a. tra piano terra e piano rialzato (rampa nord-est);
- realizzazione di nuova soletta al piano terra in corrispondenza del vano scala esistente;
- realizzazione di nuova soletta al primo piano in corrispondenza del vano scala esistente;
- realizzazione di ascensore interno tra piano terra e piano interrato;
- realizzazione di postazioni per disabili sulle tribune esistenti al piano rialzato e al piano primo;
- realizzazione di rampe interne per il superamento dei dislivelli presenti;
- realizzazione di nuove aperture nei muri portanti esistenti;

Gli interventi principali per la realizzazione delle nuove opere sono esterni all'edificio esistente, mentre le opere interne riguardano porzioni molto limitate della costruzione e non comportano variazioni significative dei carichi sulle strutture esistenti.

Gli interventi sono individuati sulle planimetrie dell'edificio nelle figure seguenti.

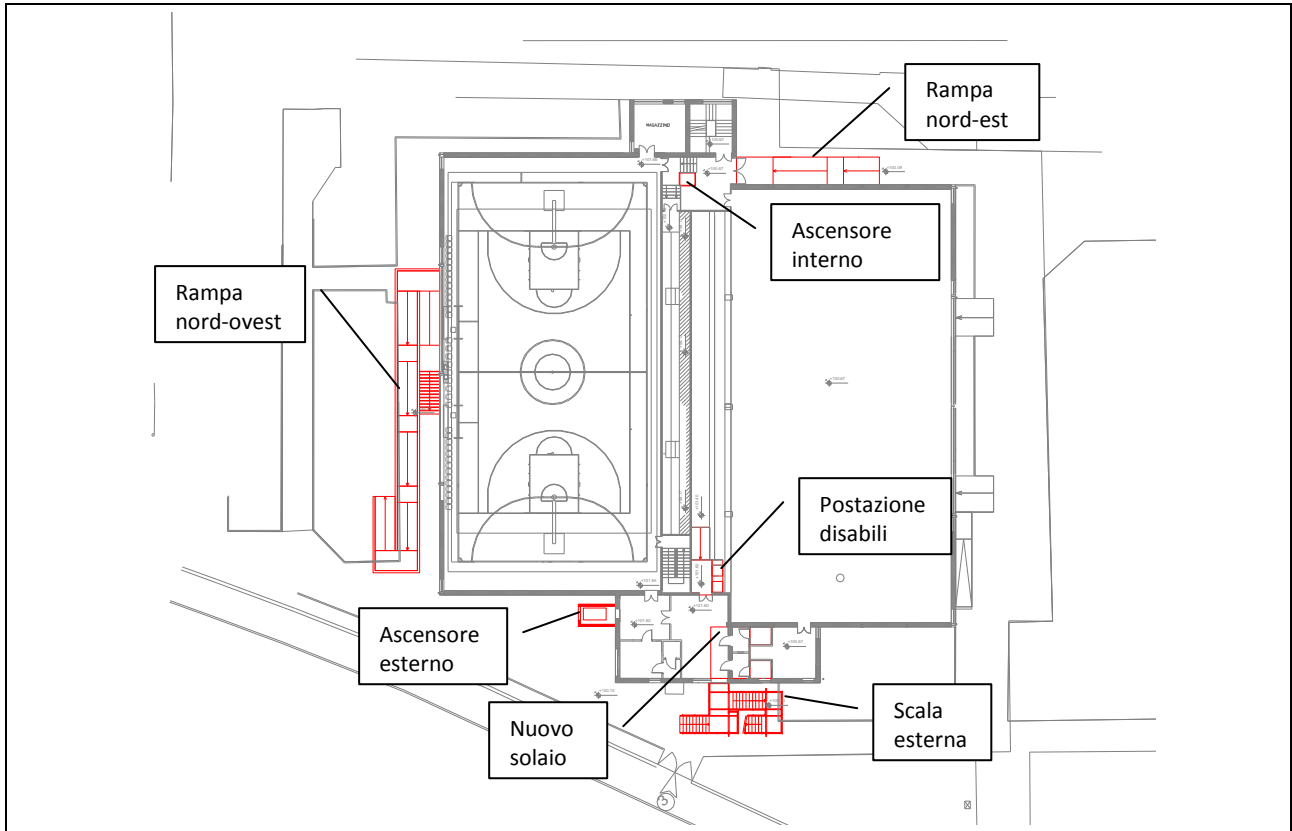


Figura 2 – Pianta chiave piano terra con indicazione degli interventi in progetto

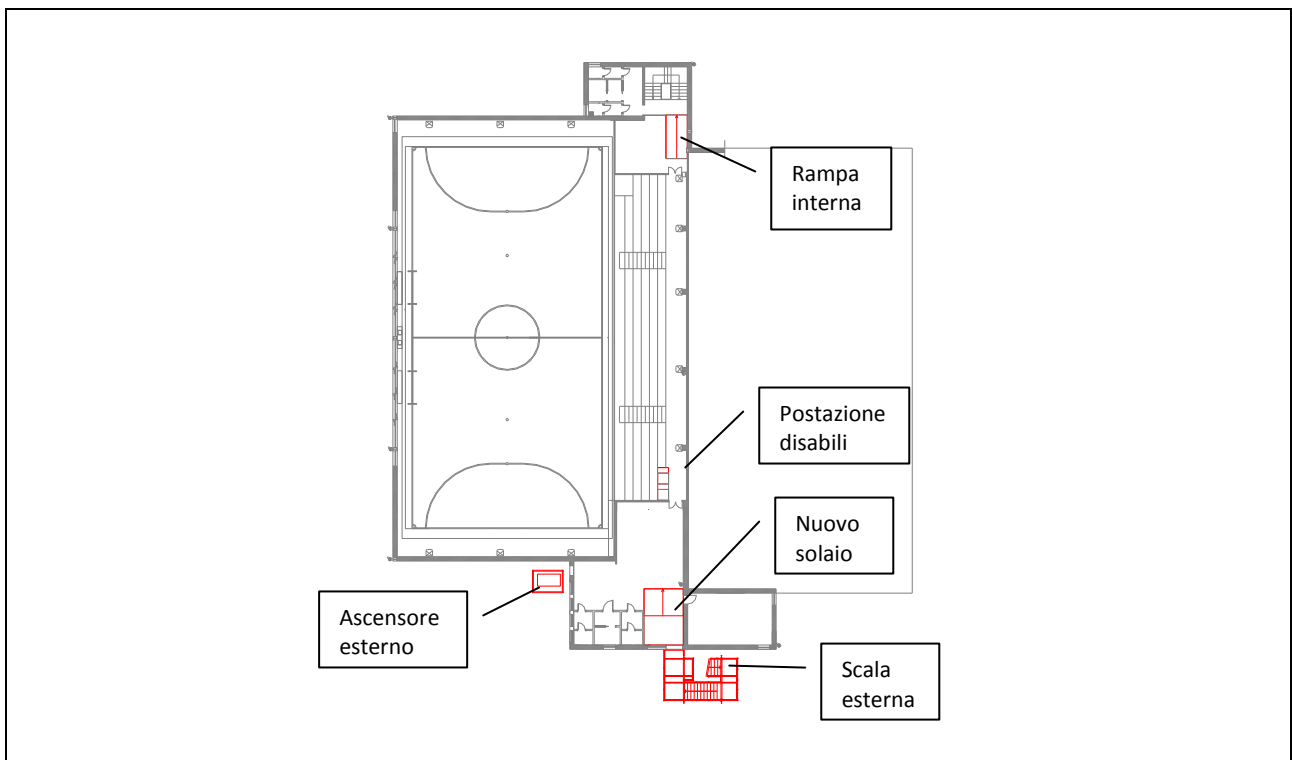


Figura 3 – Pianta chiave primo piano con indicazione degli interventi in progetto

1.2. ASCENSORE ESTERNO IN CARPENTERIA METALLICA

È prevista la realizzazione di un ascensore esterno "montalettighe" (dimensioni interne della cabina 110 x 210 cm) con accessi al piano interrato, al piano terra, al piano rialzato e al primo piano.

L'ascensore è dotato di accessi su entrambi i lati. La struttura è composta da una parte in c.a. (fossa e primi 2,5 m circa fuori terra), con dimensioni in pianta di circa 3,6 x 2,1 m e pareti di spessore 20 cm, e da una parte in carpenteria metallica con chiusure in vetro e lamiera. La platea ha uno spessore di 30 cm. La struttura in acciaio è formata da montanti scatolari 120x8 mm e traversi 120x5 mm. La struttura dell'ascensore è indipendente dalle strutture dell'edificio esistente.

Nella figura seguente si riportano le sezioni della struttura del vano ascensore.

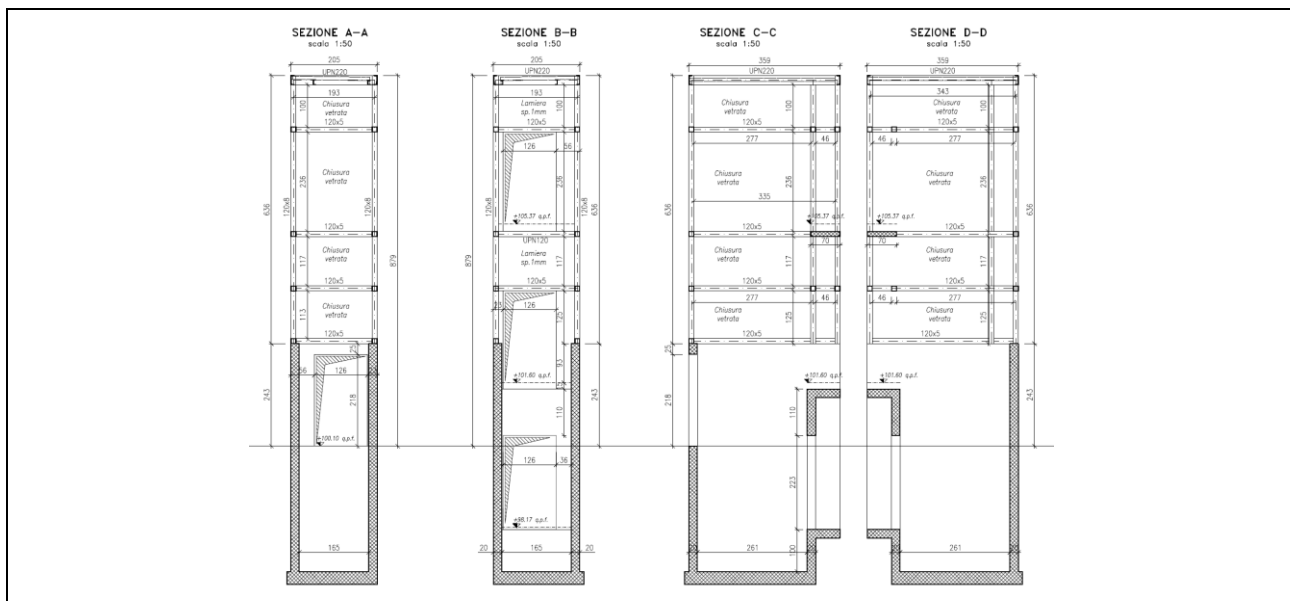


Figura 5 – Sezioni nuovo ascensore in carpenteria metallica

1.3. RAMPA ESTERNA IN C.A. TRA PIANO TERRA E PIANO INTERRATO (RAMPA NORD-OVEST)

È prevista la realizzazione di una rampa di accesso per disabili dal cortile al piano interrato, con un dislivello complessivo di circa 2,00 m.

Vengono realizzate 4 rampe di lunghezza pari a 5 m, e 2 rampe di 4,10 m, con una pendenza pari al 7% circa e ripiani di lunghezza 1,50 m tra una rampa e l'altra.

Le rampe sono realizzate mediante solette in c.a., con uno spessore di 15 cm e una larghezza di 1,85m, inghisate a pareti laterali in c.a. di spessore 20 cm. La finitura del getto delle rampe sarà antiscivolo.

La fondazione è costituita da una platea in c.a. di spessore 20 cm, con piano di imposta a 2,5 m circa dal piano campagna.

Nella figura seguente si riportano la pianta della rampa (vista dall'alto) e una sezione longitudinale.

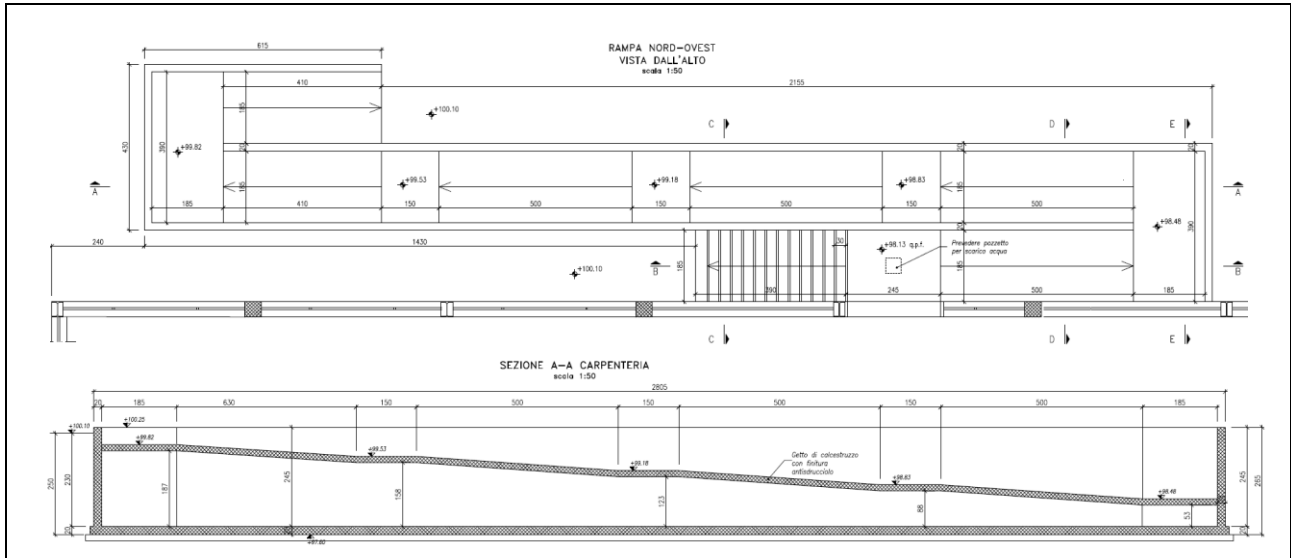


Figura 6 – Pianta e sezione rampa nord-ovest

1.4. RAMPA ESTERNA IN C.A. TRA PIANO TERRA E PIANO RIALZATO (RAMPA NORD-EST)

È prevista la realizzazione di una rampa di accesso per disabili dal cortile al piano rialzato, con un dislivello complessivo di circa 0.58 m.

Vengono realizzate 2 rampe di lunghezza pari a 5 m e 3.5 m rispettivamente, con una pendenza pari al 7% circa e un ripiano di lunghezza 1.50 m tra una rampa e l'altra.

Le rampe sono realizzate mediante solette in c.a., con uno spessore di 15 cm e una larghezza di 2.25 m, appoggiate su muretti laterali in c.a. di spessore 15 cm. La finitura del getto delle rampe sarà antiscivolo.

La fondazione è costituita da una platea in c.a. di spessore 20 cm, con una quota di imposta a circa 50 cm dal piano di campagna.

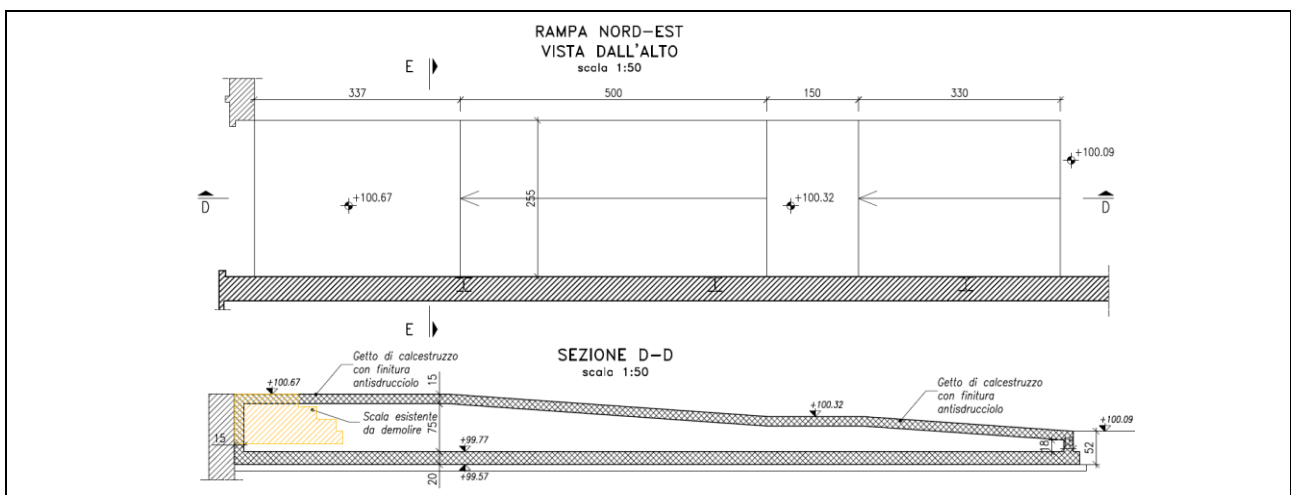


Figura 7 – Pianta e sezione rampa nord-est

1.5. NUOVA SOLETTA AL PIANO TERRA

È prevista la demolizione della scala esistente tra piano terra e piano interrato. Il vuoto del vano scala verrà chiuso con un solaio in c.a. pieno di spessore 16 cm ammorsato nelle pareti portanti esistenti in c.a. e muratura. È prevista inoltre la realizzazione di due locali sopra un solaio esistente a quota più bassa di quello nuovo. Per colmare il dislivello è previsto un vespaio con casseri tipo iglù e getto in calcestruzzo leggero sopra il solaio esistente.

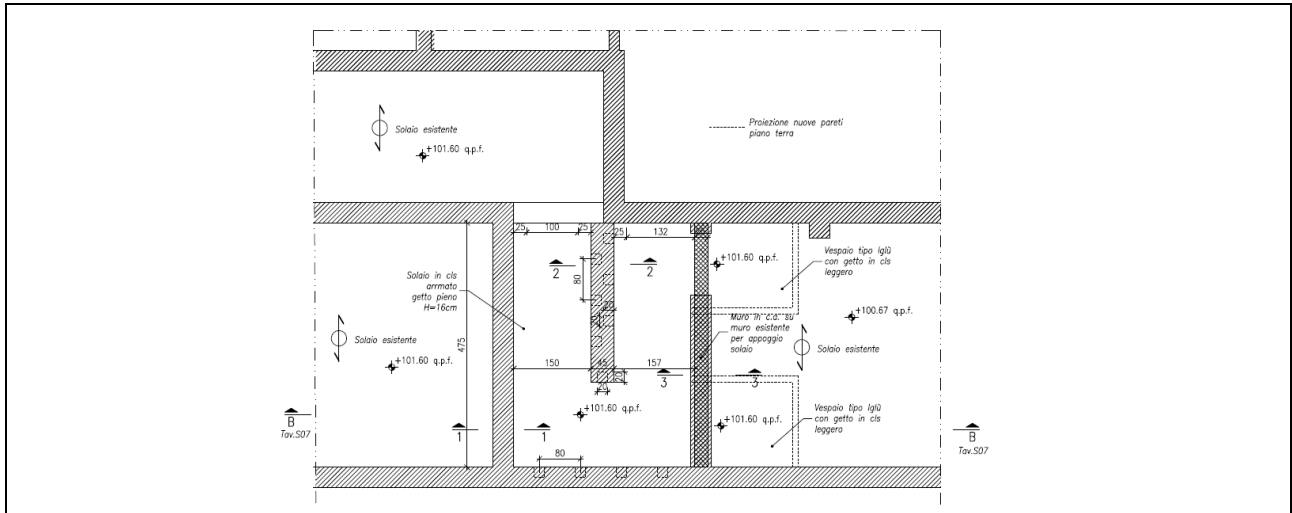


Figura 8 – Pianta nuova soletta piano terra

1.6. NUOVA SOLETTA AL PRIMO PIANO

È prevista la demolizione della scala esistente tra piano terra e piano primo. Il vuoto del vano scala verrà chiuso con un solaio in latero-cemento di spessore 25 cm (20+5 cm). Il nuovo solaio poggia da un lato su una trave alta esistente in facciata e dall'altro su un muro in mattoni semipieni di spessore 40 cm circa.

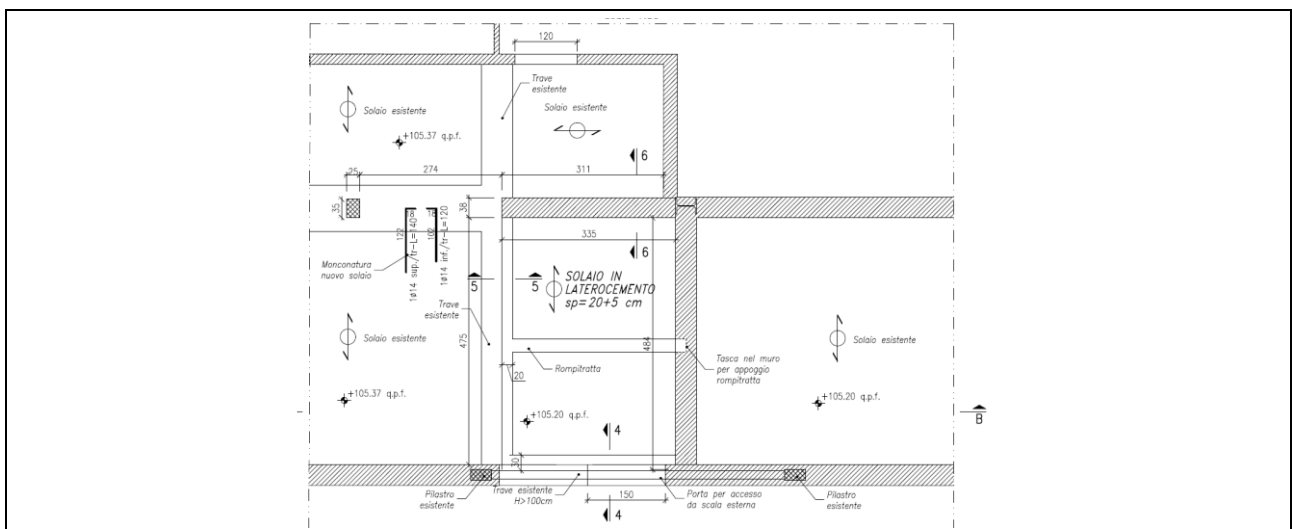


Figura 9 – Pianta nuova soletta primo piano

1.7. PIATTAFORMA ELEVATRICE PER DISABILI

Per superare il dislivello tra piano interrato e piano terra (circa 2,50 m) è prevista l'installazione di un ascensore per disabili (dimensioni interne cabina 80x120 cm) con struttura autoportante. Per la collocazione dell'ascensore è necessaria la demolizione di una porzione della soletta in latero-cemento esistente del piano terra e la formazione di una nuova porzione di solaio. Si prevede la realizzazione di un basamento per l'ascensore con un getto in cls alleggerito di altezza 45 cm circa.

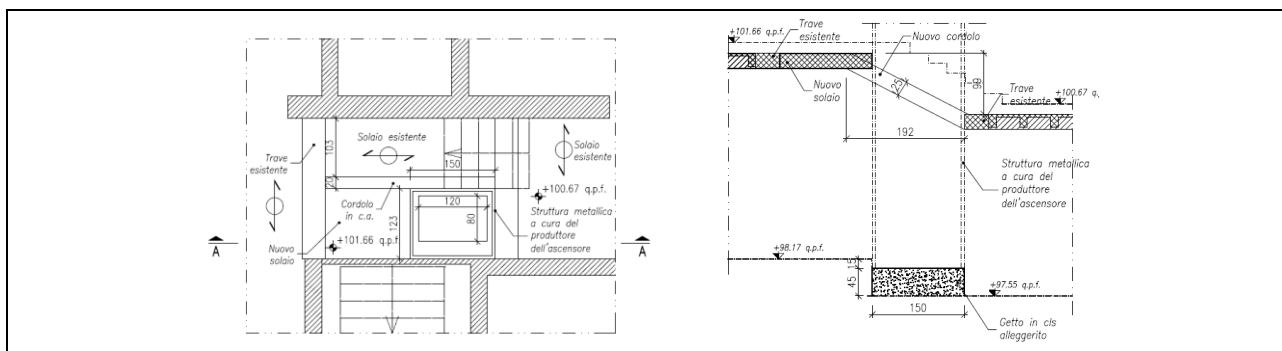


Figura 10 – Ascensore interno

1.8. POSTAZIONI PER DISABILI

Vengono realizzate due postazioni per disabili, una sulle tribune al piano rialzato, una su quelle al piano primo, ciascuna con dimensioni in pianta di circa 3,0 m x 1,0 m.

Le postazioni per disabili saranno realizzate sopra le tribune esistenti mediante un getto di calcestruzzo alleggerito con argilla espansa su casseri in polipropilene (iglù).

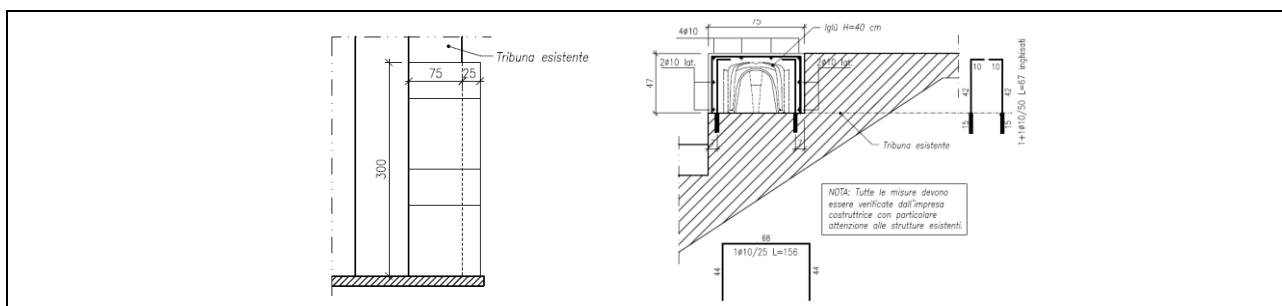


Figura 11 – Postazioni per disabili sulle tribune esistenti

Considerando il relativo peso proprio, si ottiene un sovraccarico sulla tribuna di circa 300 daN/m². Anche considerando la ripartizione trasversale, il nuovo sovraccarico non determina variazioni rilevanti sulla statica della tribuna.

1.9. RAMPE INTERNE

Per il superamento dei piccoli dislivelli presenti tra i solai allo stesso piano è prevista la realizzazione di rampe per disabili con una pendenza massima del 7% formate mediante getti di calcestruzzo alleggerito con argilla espansa.

2. STRUTTURE ESISTENTI

Nel mese di novembre 2013 è stato effettuato un sopralluogo finalizzato al rilievo delle strutture esistenti interessate dalle nuove opere.

Durante il sopralluogo sono stati effettuati alcuni assaggi strutturali e sono state rilevate le strutture di fondazione esistenti in corrispondenza della scala metallica e dell'ascensore esterno, oltre alle possibili interferenze delle nuove strutture con i sottoservizi esistenti.

2.1. FONDAZIONI ESISTENTI

Nella figura seguente si vedono le strutture di fondazione dell'edificio esistente in corrispondenza della scala esterna e del nuovo ascensore.



Figura 12 – Strutture di fondazione esistenti in corrispondenza della scala e dell'ascensore esterno

La fondazione in corrispondenza della scala esterna è costituita da una trave di altezza 40 cm che sporge di circa 40 cm dai muri dell'interrato, con una quota di imposta di circa 3,30 m dal piano campagna.

In corrispondenza dell'ascensore sono invece presenti pareti in c.a. di spessore 25 cm che sporgono dal filo dell'edificio di circa 60 cm in una direzione e 85 cm nell'altra. La trave di fondazione ha una quota di imposta più profonda, che non è stato possibile rilevare.

2.2. ASSAGGI SU STRUTTURE PIANO INTERRATO E SOLAIO PIANO TERRA

Sono state verificate le strutture portanti dei solai esistenti, costituite da pareti in c.a. e in muratura. Sulle stesse strutture sarà appoggiato il nuovo solaio a chiusura del vano scala.

L'assaggio sulla parete del locale tecnico al piano interrato sul quale poggerà il nuovo solaio ha permesso di rilevare la presenza di barre verticali $\varnothing 10$ a passo di 24 cm in un muro in calcestruzzo di circa 40 cm di spessore. Si è inoltre rilevata l'armatura del solaio in latero-cemento sul quale verrà realizzato il vespaio di altezza 80 cm circa. Il travetto del solaio risulta armato con 2 $\varnothing 16$ e il solaio ha uno spessore di circa 30 cm.

In corrispondenza del foro che dovrà essere aperto per la realizzazione dell'ascensore interno è stata eseguita una traccia per verificare le strutture esistenti. Sono presenti due travi in c.a. e un solaio inclinato in latero-cemento tra le due, nel quale potrà essere aperto il foro dell'ascensore.

Nelle fotografie seguenti è possibile vedere gli assaggi eseguiti sul muro e sul travetto del solaio nel locale tecnico, oltre alla traccia eseguita sul solaio in cui verrà aperto il foro per l'ascensore interno.



Figura 13 – Assaggi sulle strutture esistenti piano interrato e solaio piano terra

2.3. ASSAGGI SU STRUTTURE PIANO TERRA E SOLAIO PIANO PRIMO

Sono state verificate le strutture portanti dei solai esistenti, costituite da pilastri in c.a. e pareti in muratura. Sulle stesse strutture sarà appoggiato il nuovo solaio a chiusura del vano scala.

Gli assaggi eseguiti hanno permesso di riconoscere l'orditura dei solai esistenti e la posizione delle travi. È stata inoltre rilevata la presenza di tre pilastri in c.a. all'interno delle pareti esistenti.

L'assaggio sulla parete della scala esistente sulla quale poggerà il nuovo solaio al primo piano ha permesso di individuare la tipologia di muratura in mattoni semipieni e malta cementizia.

Nel muro di facciata sono stati individuati due pilastri in c.a. a interasse di circa 6,0 m e una trave alta ($H > 100$ cm) tra i due. È stata rilevata una barra $\varnothing 22$ come armatura superiore della trave. Le staffe $\varnothing 6$ rilevate sono a passo di circa 15 cm.

Nelle fotografie seguenti è possibile vedere gli assaggi eseguiti.

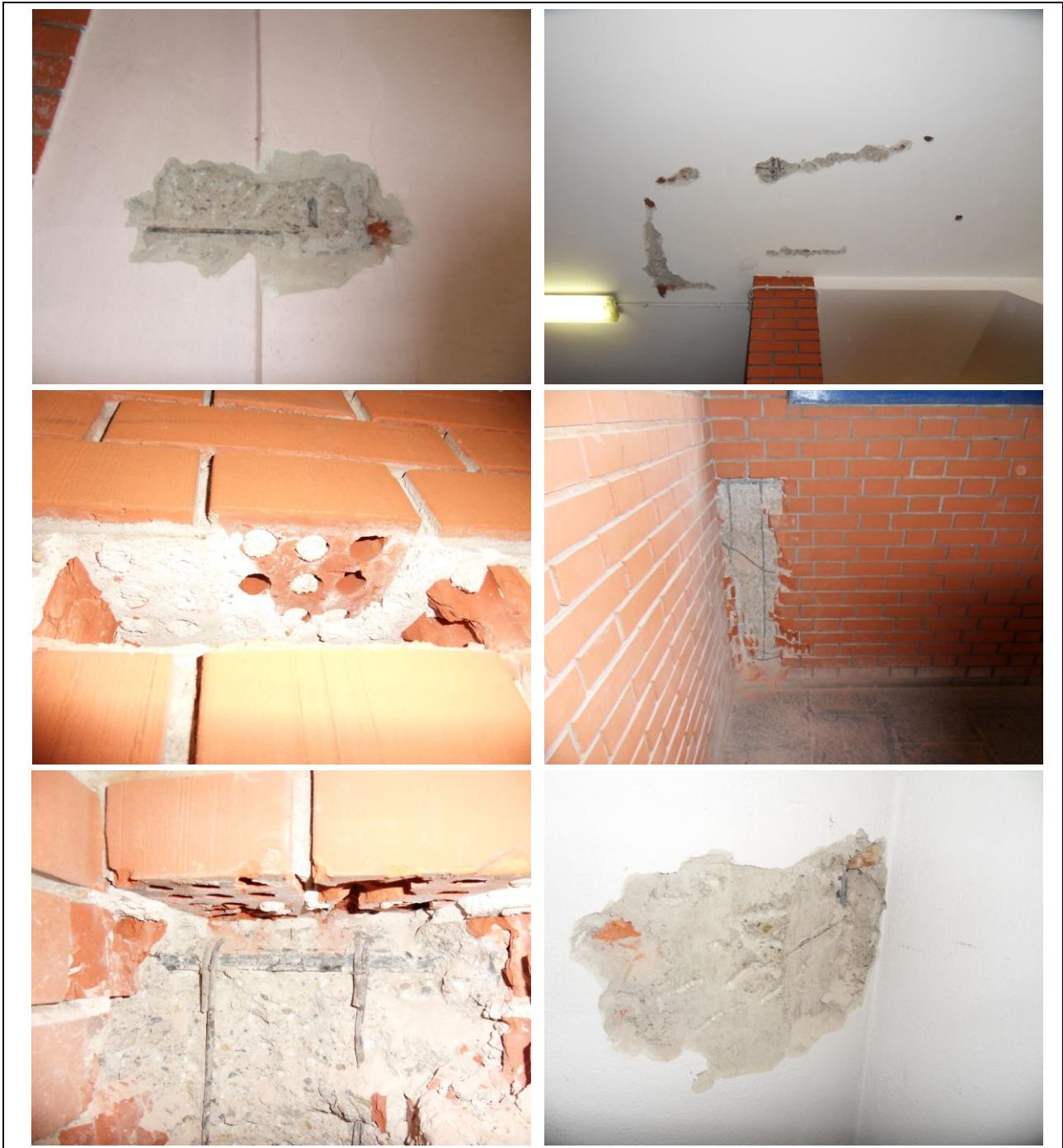


Figura 14 – Assaggi sulle strutture esistenti piano terra e solaio piano primo

3. TERRENO

Nel mese di Agosto 2013 sono state effettuate alcune indagini per la caratterizzazione del terreno interessato dalle fondazioni delle nuove strutture esterne all'edificio.

I risultati delle indagini sono riportati nella Relazione Geologico Tecnica del Dott. Geologo Filippo Valentini, datata Agosto 2013.

Sono state eseguite due prove penetrometriche dinamiche (S.C.P.T.), una in corrispondenza della nuova scala esterna in carpenteria metallica, una in corrispondenza della rampa esterna di accesso al piano interrato.

Il terreno è stato indagato a partire dalla quota del piano campagna attuale fino alla profondità di circa 9.0 m. A tale profondità le indagini si sono interrotte per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione.

La quota della superficie freatica è posta ad una profondità tra 10.0 e 15.0 m rispetto al piano campagna, pertanto gli interventi in progetto non interferiranno con la falda presente.

3.1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, sono state individuate le seguenti litozone:

- LITAZONA A: grado di addensamento medio-basso con caratteristiche geotecniche da modeste a quasi discrete ($N_{spt} < 10$);
- LITAZONA B: grado di addensamento medio-alto con buone caratteristiche geotecniche ($10 < N_{spt} < 20$);
- LITAZONA C: grado di addensamento elevato con ottime caratteristiche geotecniche ($N_{spt} > 20$).

La tabella seguente indica le principali caratteristiche geotecniche delle diverse litozone individuate nelle indagini.

Litozona	Profondità [m]	Nspt	γ [t/m ³]	Φ [°]	E [Kg/cm ²]	K's [kN/m ³]
A	0.3/1.5- 3.3/3.6	8-12	1.70/1.75	28-30	155-225	13.0-19.5×10 ³
B	3.3/3.6-7.8	23-28	1.85-1.90	33.5-35	360-400	44.0-53.5×10 ³
C	7.8-8.7/9.3	>33	>1.90	>36	>445	>71.5×10 ³

Tabella 1 - Caratteristiche geotecniche delle tre litozone individuate

in cui:

γ = peso di volume del terreno

Φ = angolo di attrito del terreno

E = modulo di deformazione (o di Young)

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler)

Gli interventi previsti in progetto per i quali risulta necessaria una verifica della capacità portante e dei cedimenti, considerati nella relazione geotecnica, sono:

- A: Rampa di accesso al piano interrato (rampa nord-ovest);
- B: Ascensore esterno;
- C: Scala esterna in carpenteria metallica.

3.2. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Per ciascuna opera sono riportati nella relazione geotecnica i valori di resistenza del sistema geotecnico di progetto (R_d) calcolati secondo le NTC2008.

In particolare si ottengono i valori riportati nella tabella seguente:

Intervento	Profondità di scavo [m]	Tipo di fondazione	Larghezza fondzione [m]	R_d [daN/cm ²]
A	2.50	Platea	3.20	2.90
B	3.00	Platea	1.50	2.30
C	2.50	Platea	3.00	3.10

Tabella 2 - Capacità portante

3.3. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Si riportano nella tabella seguente i valori massimi di pressione in esercizio (P_E) da adottare in progetto per garantire cedimenti immediati e totali contenuti.

Intervento	Profondità di scavo [m]	Tipo di fondazione	Larghezza fondzione [m]	P_E [daN/cm ²]	Cedimenti immediati [mm]	Cedimenti totali [mm]
A	2.50	Platea	3.20	1.30	15-16	24-25
B	3.00	Platea	1.50	1.80	13-14	26-28
C	2.50	Platea	3.00	1.50	15-16	23-24

Tabella 3 - Pressione di esercizio e cedimenti calcolati

4. NORMATIVA

- LEGGE 05/11/1971 n°1086:
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 14/01/2008:
Norme tecniche per le costruzioni (in seguito NTC2008)
- Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP
Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

5. MATERIALI

I materiali utilizzati sono indicati sui disegni esecutivi e sulla relazione illustrativa dei materiali, da considerarsi integrativi della presente relazione.

Nel calcolo sono stati considerati i seguenti materiali, di cui si riportano le principali caratteristiche meccaniche.

5.1. CALCESTRUZZI

In Tabella 4 vengono mostrate le caratteristiche dei calcestruzzi adottati nel progetto.

elemento strutturale	classe esposizione ambientale	classe resistenza a compressione	A/C max	contenuto min. di cemento (kg/m ³)	D max (mm)	classe di consistenza getto	classe di contenuto cloruri	classe resistenza cemento	copriferro minimo (mm)
Fondazioni	XC2	C25/30	0,55	300	20	S3	Cl 0,20	32,5 R	30
Muri e solette rampe, muri ascensore	XC4	C28/35	0,50	300	20	S4	Cl 0,20	32,5 R	30
Solai e travi interni	XC1	C25/30	0,55	300	20	S4	Cl 0,20	32,5 R	30

Tabella 4 - Specifiche dei calcestruzzi previsti a progetto.

5.2. ACCIAIO PER C.A.

Per tutto l'acciaio da c.a. è prevista la classe B450C, per la quale viene assunto il seguente valore di tensione di snervamento caratteristica:

- $f_{yk} = 450,0$ MPa

Per le reti elettrosaldate è prevista la classe B450A.

5.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per tutto l'acciaio delle strutture in carpenteria metallica è prevista la classe S275JR, per la quale vengono assunti i seguenti valori delle principali caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 275,0$ MPa
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 430,0$ MPa

Per i bulloni è prevista la classe 8.8, per la quale si assumono i seguenti valori delle principali caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yb} = 640,0$ MPa
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tb} = 800,0$ MPa

5.4. MURATURE ESISTENTI

Con riferimento al Capitolo 8 delle NTC2008, le porzioni di muratura esistente interessate localmente dagli interventi vengono verificate adottando i valori delle caratteristiche meccaniche sulla base di quanto indicato negli allegati introdotti con la Circolare esplicativa, tenendo conto del Livello di conoscenza della struttura.

Nel caso in esame sono state condotte le seguenti analisi:

- rilievo accurato della geometria delle murature;
- verifiche in situ estese ed esaustive per la determinazione dei particolari costruttivi e della tipologia delle murature;

Le analisi svolte configurano il Livello di conoscenza LC2, cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1,20$. Per la determinazione delle proprietà meccaniche ci si attiene alle indicazioni fornite dalla circolare nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione (muratura in mattoni semipieni con malta cementizia):

- resistenza: valori medi della tabella;
- modulo elastico: valori medi della tabella

	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	E [MPa]	G [MPa]
min	5,0	0,24	3500	875
max	8,0	0,32	5600	1400
medio	6,5	0,28	4550	1137

Sulla base di quanto sopra, le principali caratteristiche meccaniche assumono i seguenti valori, considerati nel calcolo:

- resistenza a compressione: $f_m = 6,5 \text{ N/mm}^2$
 $f_k = f_m/FC = 5,4 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a taglio: $\tau_0 = 0,28 \text{ N/mm}^2$
 $f_{v0k} = \tau_0/FC = 0,23 \text{ N/mm}^2$

In base alla Tabella 4.5.II, si considera un coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M , comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, pari a:

$$\gamma_M = 3$$

Il valore di calcolo della resistenza a compressione assunto nelle verifiche allo SLU risulta:

$$f_k/\gamma_M = 1,80 \text{ N/mm}^2$$

6. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Si riportano i sovraccarichi verticali considerati nel progetto per le nuove strutture oltre ai pesi propri.

6.1. CARICHI SCALA ESTERNA

Carico permanente portato:

$$g_2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico variabile uniformemente distribuito (Cat.C2):

$$q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

6.2. CARICHI ASCENSORE ESTERNO

Si considerano i seguenti carichi variabili, indicati sulla scheda tecnica del produttore per l'ascensore montalettighe con cabina di dimensioni interne 110×210 cm e riportati in figura (i dati sono relativi ad un modello di ascensore in commercio).

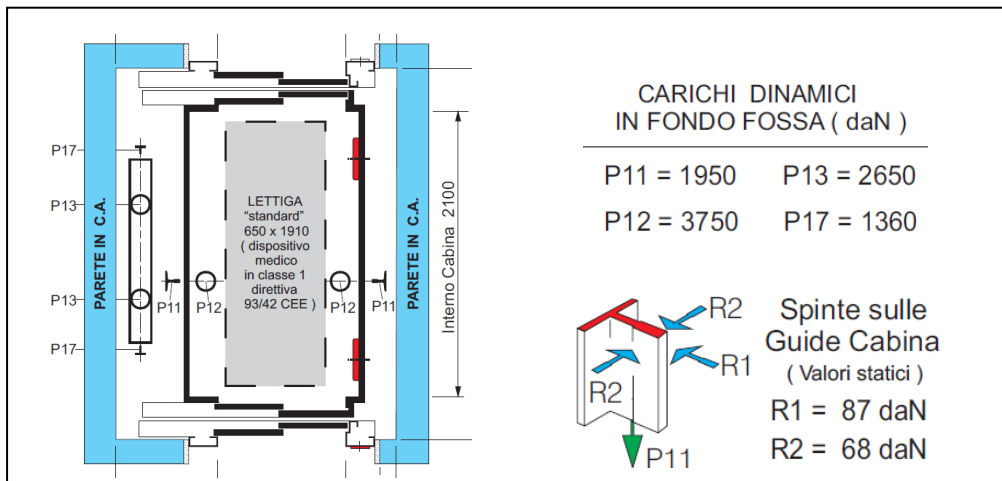


Figura 15 – Carichi ascensore

6.3. CARICHI SU RAMPE ESTERNE

Carico permanente portato:

$$g_2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico variabile uniformemente distribuito (Cat.C2):

$$q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

6.4. CARICHI SU NUOVI SOLAI PIANO TERRA E PIANO PRIMO

Carico permanente portato:

$$g_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico variabile uniformemente distribuito (Cat.C3):

$$q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

6.5. CARICO DA NEVE

Il carico variabile da neve in copertura si determina, in base al paragrafo 3.4 del D.M. 14/01/2008, secondo la seguente espressione:

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

dove:

- q_s : carico da neve in copertura da considerare nel calcolo della sollecitazioni;
- μ_i : coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} : valore caratteristico di riferimento del carico da neve;
- C_E : coefficiente di esposizione;
- C_T : coefficiente termico;

Per la determinazione del carico caratteristico della neve, l'edificio in oggetto ricade in zona I mediterranea; trovandosi ad un'altitudine inferiore a 200 m, il carico di riferimento della neve, associato ad un periodo di ritorno di 50 anni, vale:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione si considera unitario:

$$C_E = 1,00$$

Il coefficiente termico viene assunto unitario:

$$C_T = 1,00$$

Le coperture sono piane; si considera un coefficiente di forma:

$$\mu_i = 0,80$$

Si ottiene un carico da neve pari a:

$$q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

6.6. AZIONE DEL VENTO

L'effetto del vento si valuta secondo quanto indicato al paragrafo 3.3 del D.M. 14/01/2008.

6.6.1. Pressione del vento

La pressione del vento agente in direzione x e in direzione y è data dall'espressione:

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

con:

q_b : pressione cinetica di riferimento

c_e : coefficiente di esposizione

c_p : coefficiente di forma

c_d : coefficiente dinamico

Calcolo di q_b

La pressione cinetica di riferimento è data dalla seguente espressione, funzione della velocità di riferimento del vento

$$q_b = \frac{\rho v_b^2}{2}$$

dove:

v_b : velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ : densità dell'aria (1,25 kg/m³)

Per la Zona 1, dove ricade il sito in oggetto, si hanno i seguenti valori: $v_{b,0} = 25$ m/s; $a_0 = 1000$ m.

Poiché l'altitudine del sito ove sorge l'edificio è minore di a_0 , la pressione cinetica di riferimento assume il valore:

$$q_b = 39.06 \text{ daN/m}^2$$

Calcolo di c_e

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito, secondo le seguenti formule:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Per le strutture in oggetto si può considerare una classe di rugosità del terreno B e di conseguenza la classe di esposizione IV, caratterizzata dai seguenti valori dei parametri:

$$k_r = 0,22 \quad z_0 = 0,30 \text{ m} \quad z_{\min} = 8,00 \text{ m}$$

L'altezza massima della costruzione, z_{MAX} è pari a 8,50 m circa.

Ponendo il coefficiente di topografia c_t pari a 1.0, si determinano i seguenti coefficienti:

$$c_e(z_{\min}) = 1,634 \qquad c_e(z_{\max}) = 1,674$$

Calcolo di c_p

Il coefficiente di forma c_p si valuta considerando che le costruzioni sono a pianta rettangolare con copertura piana

$$c_p = +0,8 \text{ per elementi sopravento}$$

$$c_p = -0,4 \text{ per elementi sottovento}$$

Calcolo di c_d

Il coefficiente dinamico può essere assunto pari a 1,0 per gli edifici di forma regolare non eccedenti gli 80 m di altezza.

6.7. AZIONE DEL SISMA

Le nuove costruzioni sono da edificare in un sito ricadente in Zona 4.

Come riportato nella relazione geologico-tecnica, il sottosuolo ricade nella categoria C (terreni a grana grossa mediamente addensati), mentre la superficie topografica rientra nella Categoria T1 (superficie pianeggiante).

Considerando per le nuove costruzioni una Vita Nominale di 50 anni e una Classe d'uso III (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi), si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Il tempo di ritorno del sisma considerato nel progetto (SLV) risulta pari a:

$$T_R = 9,50 \times V_R = 712 \text{ anni.}$$

I parametri che definiscono lo spettro di risposta sono i seguenti:

$$a_g/g = 0,059$$

$$F_0 = 2,66$$

$$T_C = 0,29$$

7. CRITERI DI VERIFICA

Le azioni agenti sulla struttura sono combinate in base al D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.

Si riportano di seguito le espressioni generiche delle combinazioni di carico nel caso di verifiche allo Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Esercizio.

In accordo alla normativa, al paragrafo 2.5.1.3, vengono assunte le seguenti definizioni:

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = azione della pretensione e precompressione

Q_{k1} = azioni variabili di base

Q_{ki} = azioni variabili tra loro indipendenti

A = azioni che si verificano solo eccezionalmente (incendi, esplosioni, urti e impatti)

E = azioni derivate dal sisma

7.1. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, senza sisma

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$$

7.2. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, con sisma

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

7.3. STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le combinazioni allo stato limite di esercizio si suddividono in:

Rare
$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$$

Frequenti
$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

Quasi permanenti
$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se nel caso, i carichi G_2 .

7.4. VALORE DEI COEFFICIENTI

Nelle espressioni delle combinazioni dei paragrafi precedenti i coefficienti assumono i seguenti valori indicati nelle seguenti tabelle.

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

coeff.	fav./sfav.	EQU	STR	GEO	
γ_{G1}	favorevoli	0,9	1,0	1,0	Carichi permanenti
	sfavorevoli	1,1	1,3	1,0	
γ_{G2}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	
γ_{Qi}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi variabili
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	

dove per le verifiche per lo stato limite ultimo si distinguono:

EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido

STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione

GEO: stato limite di resistenza del terreno

⁽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.

8. SOFTWARE

I calcoli strutturali sono stati eseguiti con l'ausilio di analisi agli elementi finiti per mezzo del software MasterSAP dello Studio Software AMV S.r.l. - Via S. Lorenzo, 106 - Ronchi dei Legionari (GO)

9. MODELLI A ELEMENTI FINITI

Per l'analisi delle nuove strutture sono stati elaborati i modelli a elementi finiti di cui si riporta la descrizione.

9.1. MODELLO A ELEMENTI FINITI SCALA ESTERNA

Per l'analisi strutturale della scala esterna in carpenteria metallica si utilizza il modello a elementi finiti riportato nella figura seguente.

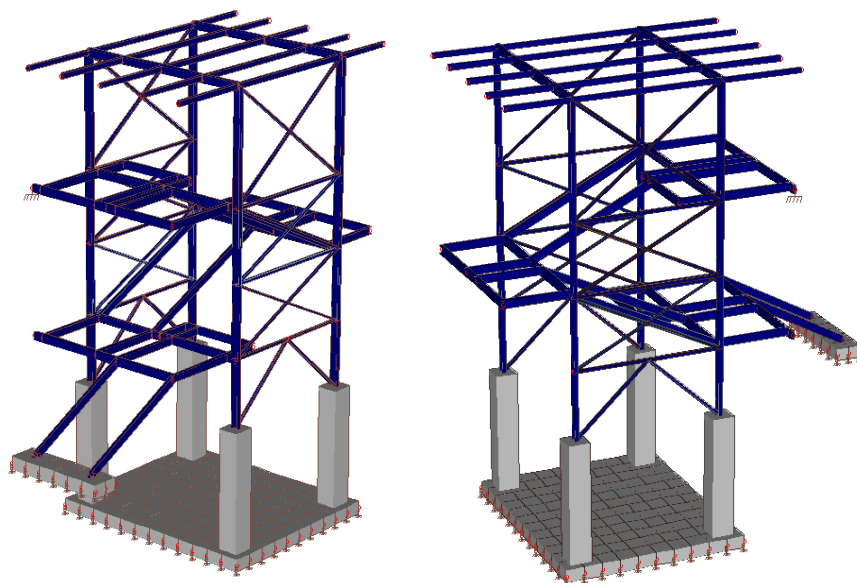


Figura 16 – Modello a elementi finiti della scala esterna

La struttura in carpenteria metallica è modellata mediante elementi finiti monodimensionali (beam), mentre la platea in c.a. viene modellata con elementi bidimensionali (shell).

Gli elementi della platea sono vincolati mediante molle elastiche (costante di Winkler $3,0 \text{ daN/cm}^2$) per simulare l'interazione della struttura con il terreno.

Sono applicati i carichi verticali sulle rampe di scale e la spinta del vento sui montanti (si considera una superficie soggetta all'azione del vento pari alla metà di quella compresa tra i montanti).

Si considera inoltre l'azione dovuta al sisma, con un'analisi lineare statica con lo spettro di risposta elastico riportato nella figura seguente (l'ordinata di progetto risulta pari a $0,24 \text{ g}$).

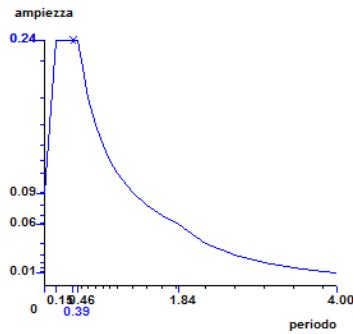


Figura 17 – Spettro di progetto elastico per la scala metallica

9.2. MODELLO A ELEMENTI FINITI ASCENSORE ESTERNO

Per l'analisi strutturale del castelletto dell'ascensore esterno in c.a. e carpenteria metallica si utilizza il modello a elementi finiti riportato nella figura seguente.

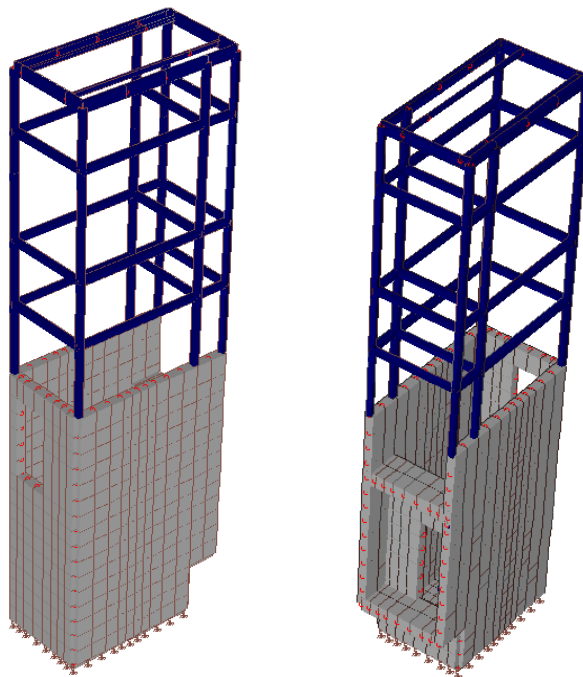


Figura 18 – Modello a elementi finiti dell'ascensore esterno

La struttura in carpenteria metallica è modellata mediante elementi finiti monodimensionali (beam), mentre la platea e le pareti in c.a. vengono modellate con elementi bidimensionali (shell).

Gli elementi della platea sono vincolati mediante molle elastiche (costante di Winkler $3,0 \text{ daN/cm}^2$) per simulare l'interazione della struttura con il terreno.

Sono applicati sul fondo fossa i carichi verticali indicati sulle schede tecniche del produttore e la spinta del vento sui montanti.

Si considera inoltre l'azione dovuta al sisma, con un'analisi lineare statica con lo spettro di risposta elastico riportato nella figura seguente (l'ordinata di progetto risulta pari a $0,24g$).

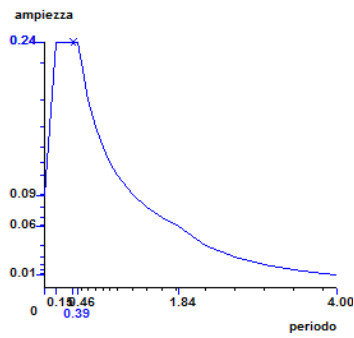


Figura 19 – Spettro di progetto elastico per l'ascensore esterno

9.3. MODELLO A ELEMENTI FINITI RAMPA NORD-OVEST

Per l'analisi strutturale della rampa esterna si utilizza il modello a elementi finiti riportato nella figura seguente.

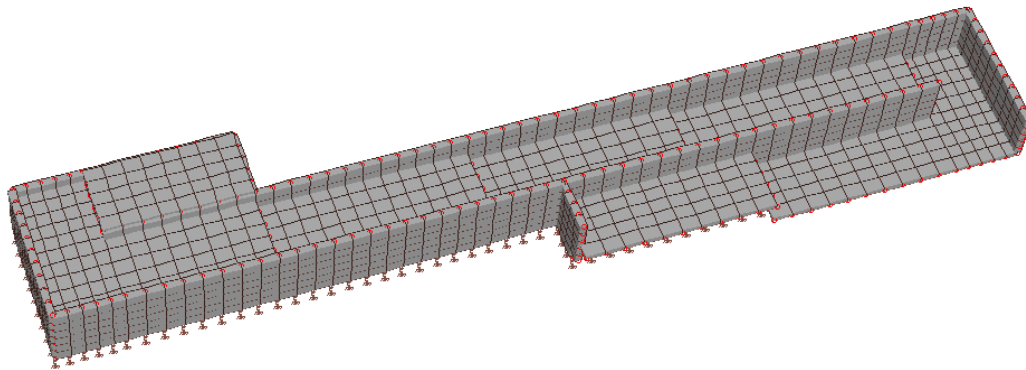


Figura 20 – Modello a elementi finiti della rampa esterna

Le pareti, le solette e la platea sono modellate mediante elementi finiti bidimensionali (shell). Gli elementi della platea sono vincolati mediante molle elastiche (costante di Winkler $3,0 \text{ daN/cm}^2$) per simulare l'interazione della struttura con il terreno. Sono applicati i carichi verticali sulle rampe e la spinta del terreno sui muri contro terra.

10.VERIFICHE

Si riportano nel seguito le verifiche dei principali elementi strutturali. Le verifiche sono condotte agli Stati Limite, secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

10.1. VERIFICHE SCALA IN CARPENTERIA METALLICA

10.1.1. Verifica della platea

Verifiche S.L.U.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del momento flettente e del taglio allo SLU per la platea della scala nelle due direzioni.

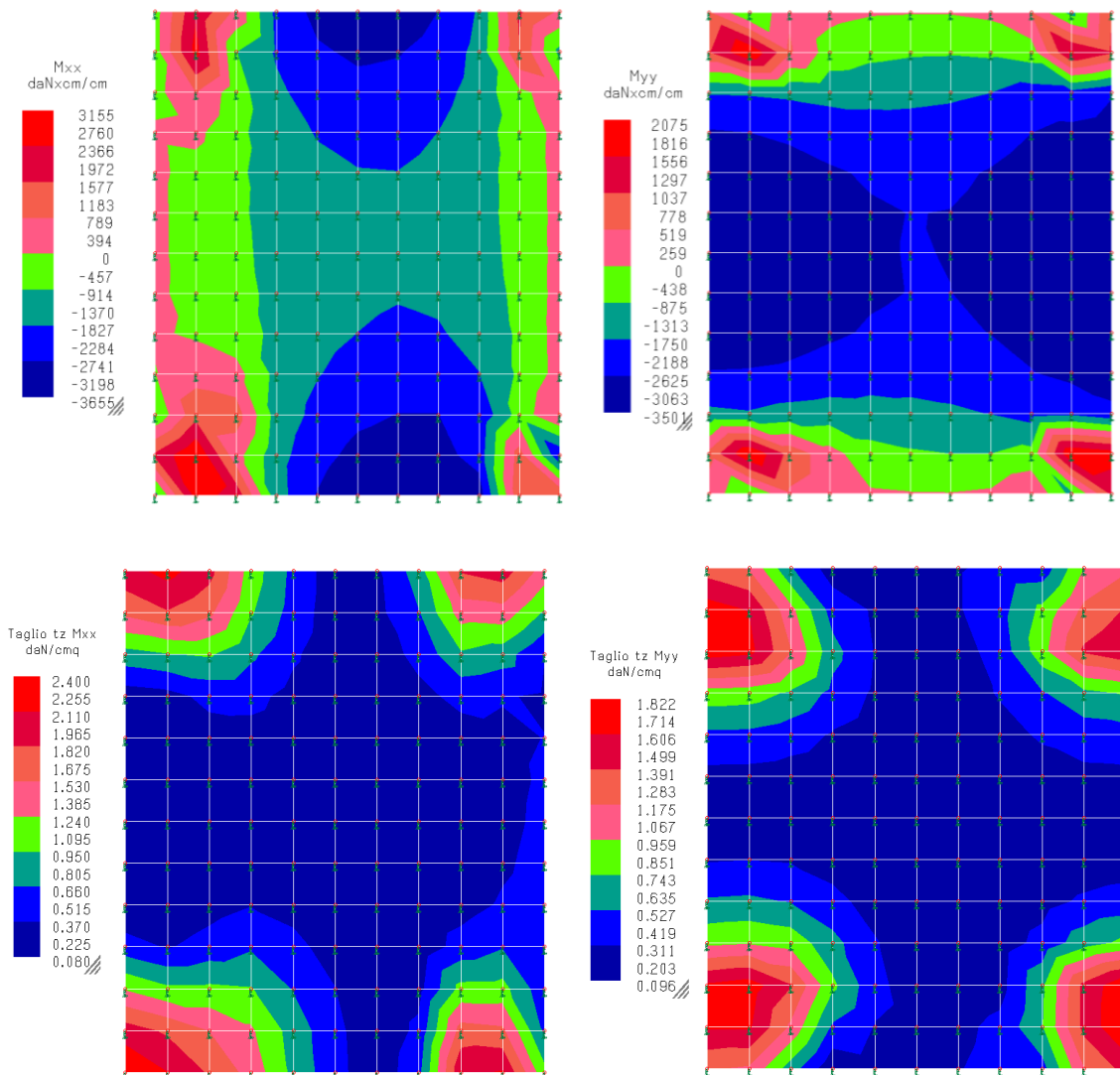


Figura 21 – Momento flettente e taglio platea scala - SLU

Le massime sollecitazioni agenti allo S.L.U. sulla platea nelle due direzioni risultano quindi:

$$M_{Ed,x,max} = 36,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,y,max} = 35,0 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,max} = 2,40 \text{ daN/cm}^2 \times 30 \text{ cm} = 72,0 \text{ kN/m}$$

La platea, di spessore 30 cm, è armata con $\varnothing 10$ a passo 20 cm superiori e inferiori in entrambe le direzioni. I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 39,6 \text{ kNm/m} \quad \text{La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,92)}$$

$$V_{Rd} = 119,0 \text{ kN/m} \quad \text{La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,60)}$$

Verifiche S.L.E.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del momento flettente in esercizio (SLE, combinazione rara) per la platea nelle due direzioni.

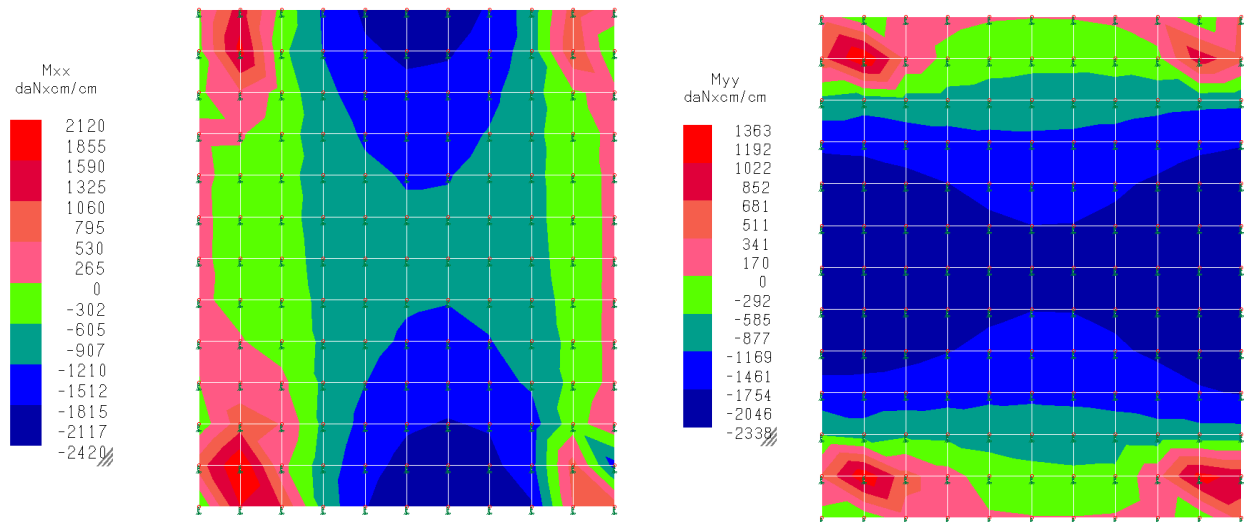


Figura 22 – Momento flettente platea scala - SLE

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al massimo momento in esercizio pari a 24.2 kNm/m risultano:

$$\sigma_c = -3,6 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 244 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0,30 \text{ mm} \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.2. Verifica della capacità portante e dei cedimenti

Si riporta nella figura seguente l'andamento delle pressioni sul terreno allo SLU.

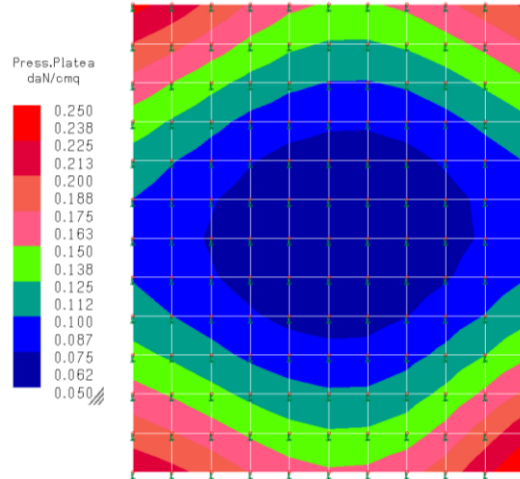


Figura 23 – Pressione sul terreno platea scala - SLU

La massima pressione sul terreno allo SLU risulta inferiore al valore di capacità portante indicato nella relazione geotecnica:

$$\sigma_{Ed} = 0,25 \text{ daN/cm}^2 < R_d = 3,10 \text{ daN/cm}^2$$

L'andamento delle pressioni sul terreno in esercizio (combinazione rara) è riportato nella figura seguente.

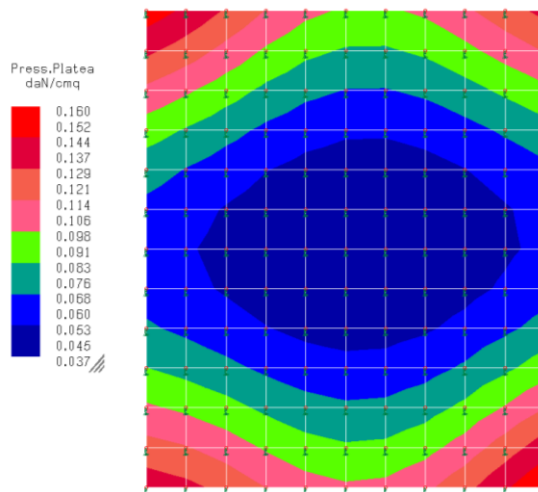


Figura 24 – Pressione sul terreno platea scala - SLE

La massima pressione sul terreno allo SLE risulta inferiore al valore di massima pressione in esercizio indicata nella relazione geotecnica per avere cedimenti contenuti:

$$\sigma_k = 0,16 \text{ daN/cm}^2 < P_E = 1,50 \text{ daN/cm}^2$$

10.1.3. Verifica della struttura in carpenteria metallica

Le verifiche degli elementi in acciaio vengono automatizzate utilizzando il post-processore per le verifiche degli elementi in acciaio (MasterVer) del pacchetto di software strutturale MasterSap. Il calcolo viene effettuato considerando tutte le azioni di presso-flessione, taglio e torsione agenti sugli elementi strutturali.

Vengono condotte verifiche di resistenza e stabilità delle membrature.

Le verifiche si ritengono soddisfatte se gli indici di resistenza e stabilità non risultano superiori ad 1,0.

In particolare si riportano le verifiche considerando i seguenti indici:

- I.R., indice di resistenza per interazione: comprende le verifiche conseguenti all'interazione delle sollecitazioni, che dipendono dall'entità dello sforzo normale e del taglio e che, se significative, possono interagire con il momento flettente;
- I.S., indice di stabilità determinato dall'interazione di sforzo normale e momenti flettente nelle due direzioni

Per la verifica di stabilità dei controventi concentrici composti dai profili angolari accoppiati (L50x5) si considera una lunghezza di libera inflessione pari alla metà di quella complessiva (fino al nodo centrale del controvento) per quanto riguarda l'instabilità attorno all'asse y , mentre si considera l'intera lunghezza per l'instabilità attorno all'asse z (vedi figura). La distanza tra i profili è pari a 10 mm.

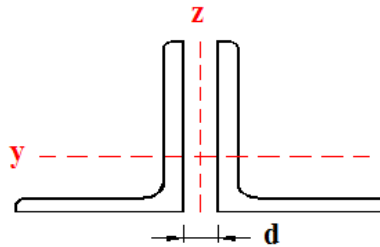


Figura 25 - Sezione degli angolari accoppiati

Verifica di resistenza (SLU)

Si riporta nella figura seguente la rappresentazione grafica della verifica di resistenza sulle membrature in acciaio.

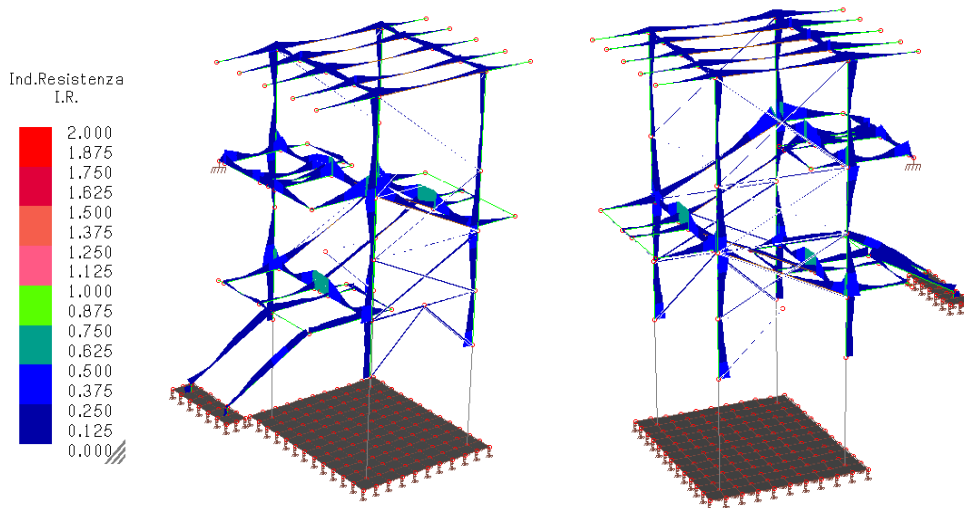


Figura 26 - Indice di resistenza per gli elementi in acciaio della scala esterna

Le verifiche di resistenza per le membrature in acciaio della scala esterna risultano soddisfatte ($I.R._{max} = 0,70$).

Verifica di stabilità (SLU)

Si riporta nella figura seguente la rappresentazione grafica della verifica di stabilità sulle membrature in acciaio.

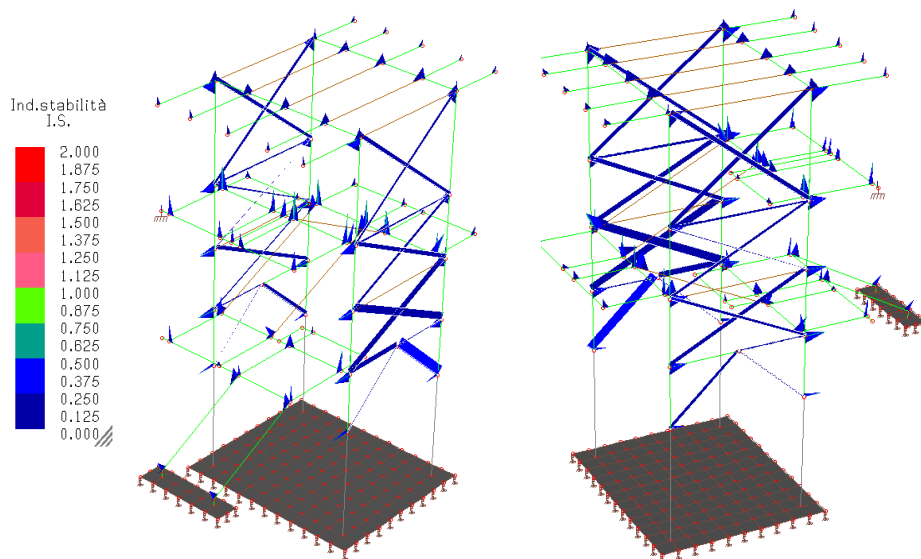


Figura 27 - Indice di stabilità per gli elementi in acciaio della scala esterna

Le verifiche di stabilità per le membrature in acciaio della scala esterna risultano soddisfatte ($I.S._{max} = 0,80$).

Verifiche sugli spostamenti (SLE)

Nella figura seguente si riportano le configurazioni deformate della struttura nelle combinazioni di carico significative per la verifica sugli spostamenti in esercizio (misure in centimetri).

Per il carico variabile agente sulle rampe si è considerata anche una distribuzione "a scacchiera" con il carico agente solo sui pianerottoli o solo sulle rampe per massimizzare gli spostamenti verticali.

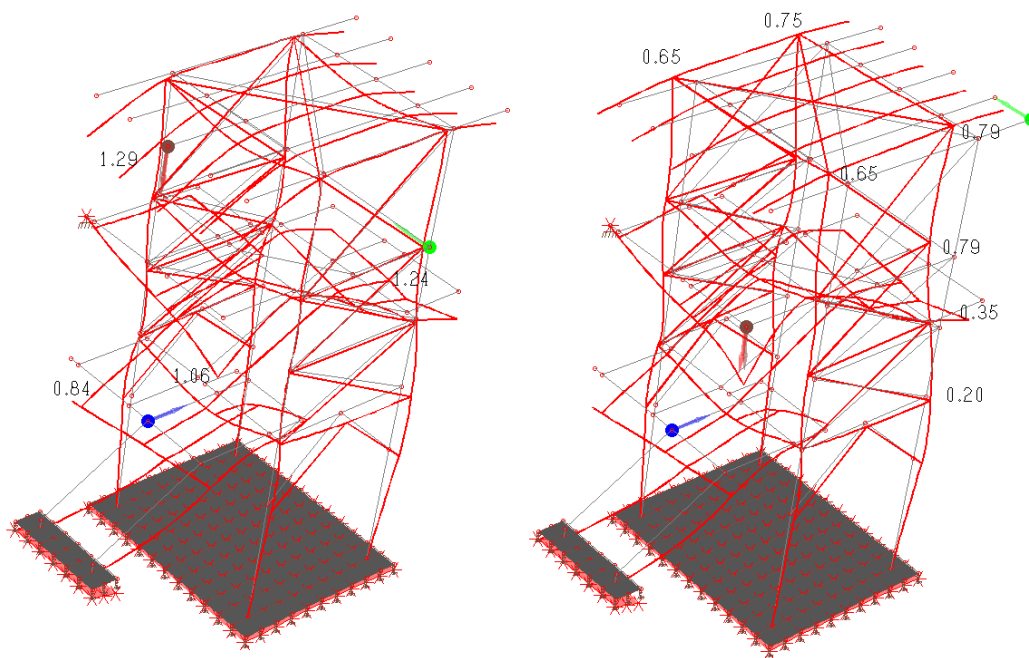


Figura 28 - Deformata strutturale SLE (carico variabile verticale; vento in direzione Y - fattore di scala 100)

La freccia massima per il pianerottolo a sbalzo del primo piano risulta pari a circa 1,40 cm, ovvero $2L/257$, inferiore al limite previsto dalla normativa ($L/250$).

La freccia massima per le travi principali del telaio IPE180 risulta pari a circa 1,00 cm, ovvero $L/430$, inferiore al limite previsto dalla normativa ($L/250$).

Gli spostamenti orizzontali con il vento agente in direzione X risultano trascurabili, grazie alla presenza dei controventi concentrici.

Con il vento in direzione Y si ottiene uno spostamento massimo in sommità di circa 0,8 cm, pari a $H/1000$, inferiore al limite previsto dalla normativa ($H/500$).

Il massimo spostamento relativo di piano risulta invece di circa 0,4 cm, pari a $h/425$, inferiore al limite previsto dalla normativa ($h/300$).

Verifiche sugli spostamenti in condizioni sismiche

Nella figura seguente si riportano le configurazioni deformate della struttura con l'azione sismica agente nelle due direzioni principali (misure in centimetri).

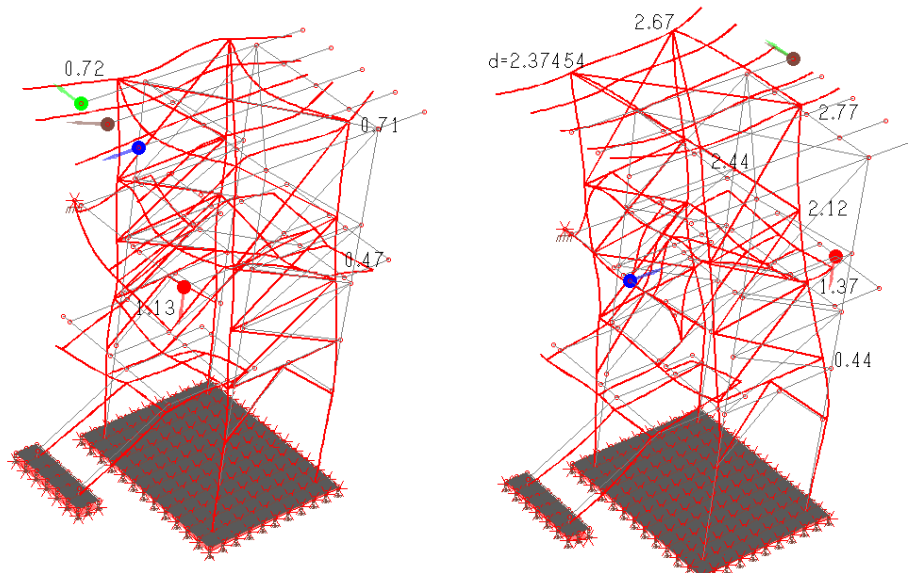


Figura 29 - Deformata strutturale in condizioni sismiche (sisma in direzione X e Y - fattore di scala 100)

Si verifica la condizione (7.3.2) delle NTC2008:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

in cui:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;

d_r è lo spostamento orizzontale medio di interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Si considerano come orizzontamenti la copertura e i tre pianerottoli. Si riportano i risultati del calcolo nella tabella seguente:

Piano	P [kN]	V [kN]	h [cm]	d_r [cm]	θ
Copertura	11,0	11,1	270	1	0,004
P1	58,0	14,0	170	0,5	0,012
Pint	99,0	10,6	170	0,6	0,035
PR	150,0	6,2	160	0,5	0,075

Per tutti i piani della scala la condizione (7.3.2) risulta verificata quindi le non-linearità geometriche possono essere trascurate nel calcolo.

10.1.4. Verifica del giunto di base delle colonne

Si riportano le verifiche del giunto di base delle colonne IPE180 della scala, riportato nella figura seguente, costituito da una piastra di dimensioni 300 × 360 mm di spessore 20 mm, con 4 tirafondi M20.

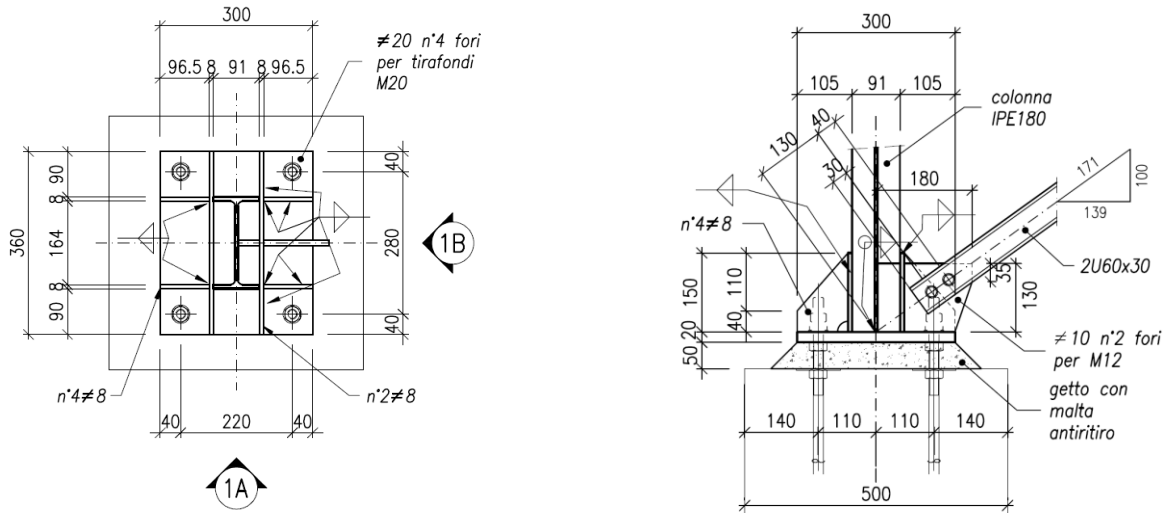


Figura 30 – Giunto di base colonne scala

Al di sotto della piastra viene posto uno strato di malta di livellamento di spessore pari a 5 cm.

La colonna è costituita da un profilato IPE 180. Le sollecitazioni massime alla base della colonna, ottenute come involucro dalle analisi effettuate risultano:

$$N_{Ed,max} = 121,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} = 15,0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 12,0 \text{ kNm}$$

Verifica della resistenza di contatto del giunto

Le forze trasferite alla fondazione si assumono uniformemente distribuite nell'area di contatto della piastra di base, individuata secondo EC3 (appendice L).

La resistenza di contatto del giunto risulta:

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = 9,4 \text{ MPa}$$

La dimensione x della zona di contatto aggiuntiva risulta pari a:

$$x = t \sqrt{\frac{f_v}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}} = 61 \text{ mm}$$

L'area effettiva interessata dal meccanismo risulta:

$$A_{eff} = 2[(2x + t_f) \cdot (b + 2x)] + (h - 2t_f - 2x)(t_w + 2x) = 60726 \text{ mm}^2$$

La capacità portante del giunto di base risulta quindi:

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_j = 570 \text{ kN}$$

Considerando la sollecitazione assiale massima sulla piastra risulta:

$$N_{Ed} = 121 \text{ kN} < N_{Rd} = 570 \text{ kN}$$

La verifica della resistenza di contatto del giunto risulta soddisfatta.

Verifica della resistenza a flessione della piastra di base

Il momento flettente sollecitante per unità di lunghezza risulta pari a:

$$m_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot x^2}{2A_{eff}} = 3707 \text{ Nmm/mm}$$

Il momento resistente per unità di lunghezza della piastra di base risulta:

$$m_{Rd} = \frac{f_y \cdot t^2}{6\gamma_{M0}} = 17460 \text{ Nmm/mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a trazione dei tirafondi

Si determina l'azione assiale di trazione nei tirafondi dovuta al momento flettente massimo:

$$M_{Ed} = 12,0 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura l'azione assiale di compressione.

La tensione nei tirafondi tesi risulta pari a:

$$\sigma_s = 67 \text{ MPa}$$

La forza di trazione su ciascun tirafondo $\varnothing 20$ risulta quindi:

$$N_{Ed} = \sigma_s \times A = 21,0 \text{ kN}$$

Si può calcolare la resistenza del tirafondo considerando il contributo dato dall'aderenza tra barra e calcestruzzo e quello dato dalla resistenza a compressione del calcestruzzo sopra le piastre con la formula seguente:

$$N_{Rd} = \frac{f_{ad,d}}{(1 + \phi/a)^2} \pi \cdot \phi \cdot L + f_{c,d} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2$$

in cui:

$$f_{ad,d} = 1,27 \text{ MPa (per } R_{ck} = 30 \text{ MPa)}$$

$$a = \text{distanza tra asse del tirafondo e filo esterno del plinto} = 140 \text{ mm}$$

$$L = \text{lunghezza del tirafondo} = 400 \text{ mm}$$

$$f_{c,d} = 14,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 - r/a = 0,71$$

$$r = \text{raggio della piastra di ancoraggio} = 40 \text{ mm}$$

Risulta:

$$N_{Rd} = 24,4 \text{ kN} + 50,3 \text{ kN} = 74,7 \text{ kN} > N_{Ed} = 21,0 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a trazione dei tirafondi risulta soddisfatta.

10.1.5. Verifica del nodo trave IPE180 - colonna IPE180

L'unione tra la trave IPE160 e la colonna IPE160 della scala viene realizzata mediante una piastra saldata alla trave, con 6 bulloni M12.

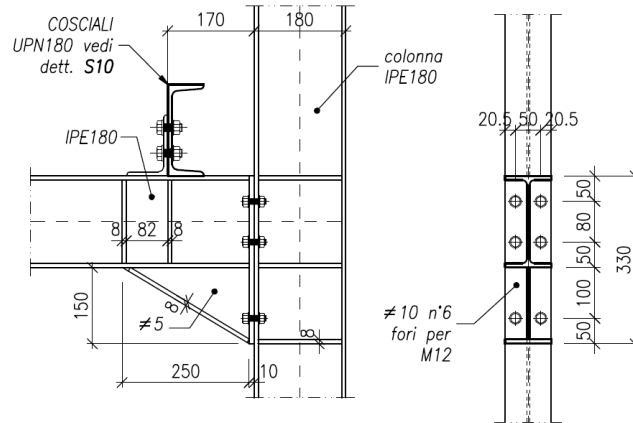


Figura 31 – Nodo trave IPE180 - colonna IPE180 scala

Sul giunto si hanno le seguenti azioni sollecitanti:

$$M_{Ed} = 33,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 55,0 \text{ kN}$$

I bulloni risultano soggetti a taglio e trazione.

Il taglio su ciascun bullone M12 risulta pari a:

$$F_{v,Ed} = V_{Ed}/6 = 9,2 \text{ kN}$$

Il momento flettente produce un'azione di trazione sui bulloni. Si determina la posizione dell'asse neutro rispetto al bordo compresso della piastra, considerando la larghezza dell'ala della piastra $B = 92 \text{ mm}$:

$$x = \frac{1}{B} \cdot \left[- \sum_{i=1}^n A_{bi} + \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n A_{bi} \right)^2 + 2B \cdot \sum_{i=1}^n (A_{bi} \cdot y_i)} \right]$$

in cui:

x = distanza tra l'asse neutro e la fibra con la massima compressione

y_i = distanza tra il baricentro dell' i -esimo bullone e il bordo compresso della piastra

A_{bi} = area dell' i -esimo bullone

La sommatoria comprende solo i bulloni tesi.

Si ricava:

$$x = 39 \text{ mm (tutti i bulloni sono tesi)}$$

Si determina il momento di inerzia della sezione reagente come:

$$J = \frac{B \cdot x^3}{3} + \sum_{i=1}^n A_{bi} \cdot (y_i - x)^2 = 1646 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

La massima forza di trazione sui bulloni risulta pari a:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot A_{bi} \cdot (y_{max} - x)}{J} = 36,9 \text{ kN}$$

Il taglio resistente di ciascun bullone M12 risulta:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1,25 = 0,6 \cdot 800 \cdot 84 / 1,25 = 32,3 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione di ciascun bullone M12 risulta:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1,25 = 0,9 \cdot 800 \cdot 84 / 1,25 = 48,4 \text{ kN}$$

Per la verifica combinata a taglio e trazione si adotta la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\frac{9,2}{32,3} + \frac{36,9}{1,4 \cdot 48,4} = 0,83 \leq 1$$

La resistenza a punzonamento dell'ala della IPE180 risulta:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{Y_{M2}} = 62,5 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 36,9 \text{ kN}$$

La verifica a punzonamento risulta soddisfatta.

10.1.6. Verifica dei grigliati e dei parapetti

Verifica dei grigliati

Per i gradini e i ripiani della scala si prevede l'utilizzo di grigliati elettrosaldati con barre portanti 30×3 mm ad interasse di 15 mm (antitacco).

Si utilizzano le tabelle di portata per i grigliati di Classe 1 (folla compatta secondo UNI 11002-1, ovvero carico dinamico pari a 600 daN/m^2), considerando acciaio S235JR.

La luce netta massima per il grigliato in esame risulta pari a 1568 mm, con una freccia massima di 5 mm.

La luce netta massima tra gli elementi portanti delle rampe e dei ripiani è di 1500 mm, pertanto il grigliato utilizzato risulta verificato.

Verifica dei parapetti

I parapetti, di altezza 110 cm, saranno realizzati con montanti scatolari 50x5 ad un interasse massimo di 0,9 m.

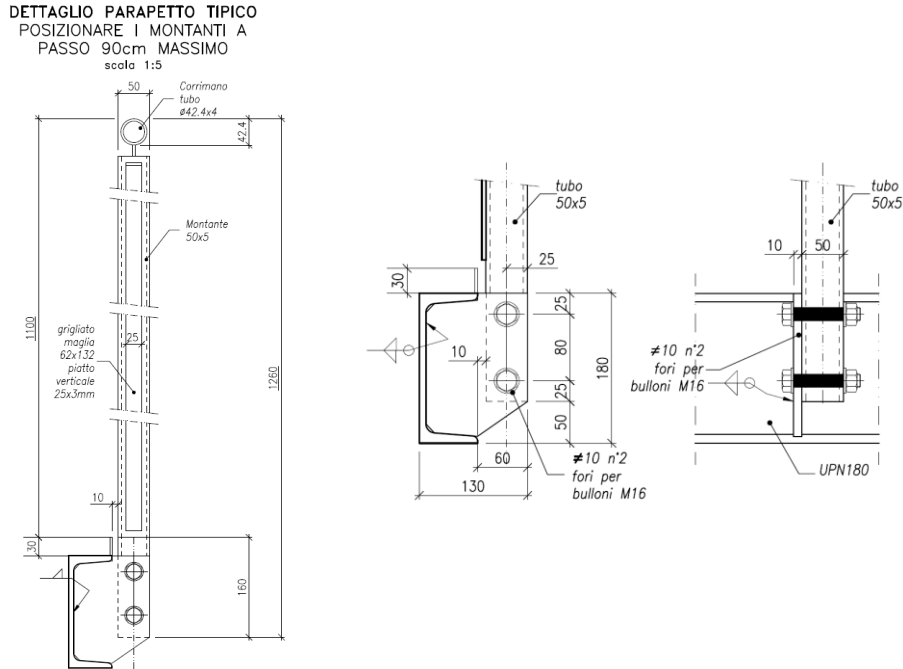


Figura 32 - Dettaglio tipico parapetto

Si considera sul parapetto un carico orizzontale lineare pari a 200 daN/m applicato in sommità.

Il momento sollecitante alla base del montante risulta pari a:

$$M_{Ed} = 2,98 \text{ kNm}$$

Il momento resistente del profilo scatolare risulta pari a:

$$M_{Rd} = 3,3 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione allo SLU risulta soddisfatta.

Il montante viene vincolato alla base mediante due bulloni M16 passanti nello scatolare e in una piastra saldata ai cosciali UPN180.

L'interasse tra i due bulloni è di 8 cm.

Su ciascun bullone agisce una forza di taglio pari a:

$$F_{v,Ed} = 2,98 \text{ kNm} / 0,08 \text{ m} = 37,3 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio del bullone M16 classe 8.8 risulta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1,25 = 0,6 \cdot 800 \cdot 157 / 1,25 = 60,3 \text{ kN}$$

La verifica a taglio dei bulloni risulta soddisfatta.

La resistenza a rifollamento del piatto, di spessore pari a 10 mm, risulta:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / 1,25 = 2,2 \cdot 0,47 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 10 / 1,25 = 56,9 \text{ kN}$$

La verifica a rifollamento del piatto risulta soddisfatta.

10.2. VERIFICHE ASCENSORE ESTERNO

10.2.1. Verifica della platea e dei muri in c.a.

Si considerano agenti i carichi sul fondo fossa indicati sulle schede tecniche dell'ascensore.

Verifiche S.L.U.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del momento flettente e del taglio allo SLU per la platea del vano ascensore nelle due direzioni.

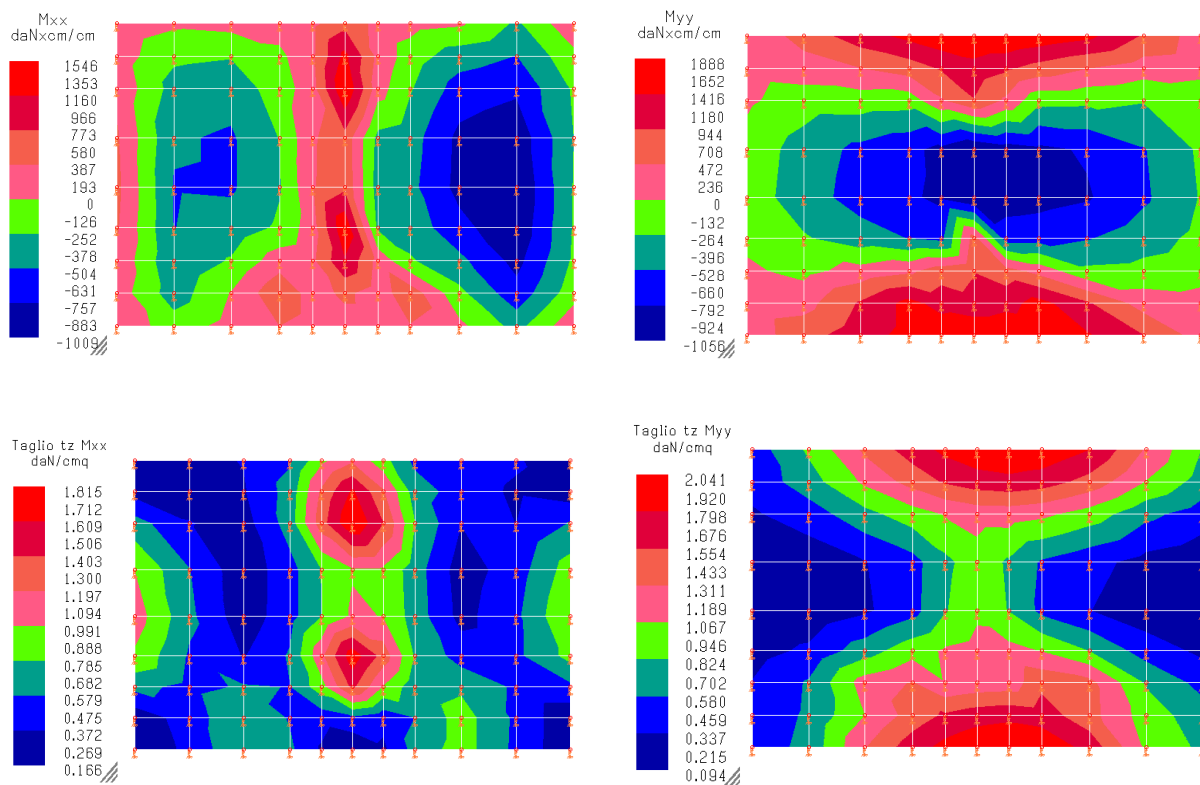


Figura 33 – Momento flettente e taglio platea ascensore - SLU

Le massime sollecitazioni agenti allo S.L.U. sulla platea nelle due direzioni risultano quindi:

$$M_{Ed,x,max} = 15,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,y,max} = 18,8 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,max} = 2,05 \text{ daN/cm}^2 \times 30 \text{ cm} = 61,5 \text{ kN/m}$$

La platea, di spessore 30 cm, è armata con $\varnothing 10$ a passo 20 cm superiori e inferiori in entrambe le direzioni. I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 39,6 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0.48)

$$V_{Rd} = 119,0 \text{ kN/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0.52)

Verifiche S.L.E.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del momento flettente in esercizio (SLE, combinazione rara) per la platea nelle due direzioni.

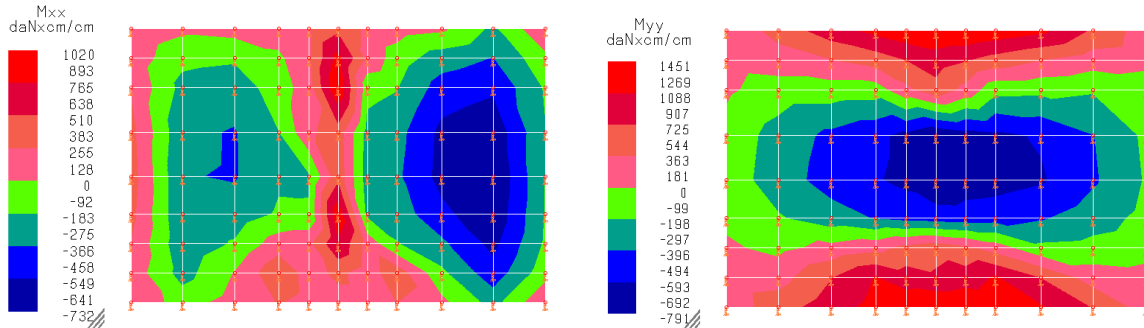


Figura 34 – Momento flettente platea ascensore - SLE

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al massimo momento in esercizio pari a 14.5 kNm/m risultano:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -2,2 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 146 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0,18 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica dei muri

A causa della spinta del terreno le pareti del vano ascensore risultano soggette al momento flettente riportato nella figura seguente.

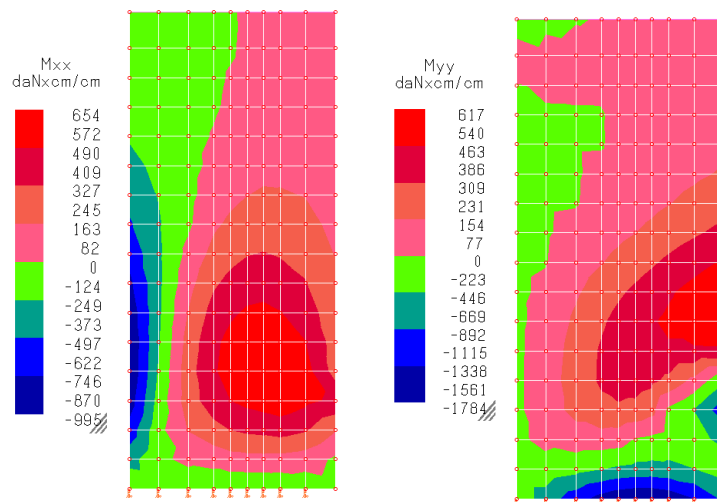


Figura 35 – Momento flettente pareti ascensore - SLU

La parete, di spessore 20 cm, è armata con $\varnothing 10$ a passo 20 cm interni ed esterni in entrambe le direzioni.

Il valore del momento flettente resistente risulta:

$$M_{Rd} = 25,6 \text{ kNm/m} \quad \text{La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,69)}$$

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al massimo momento in esercizio pari a 13.7 kNm/m risultano:

$$\sigma_c = -4,3 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 223 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0,21 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.2.2. Verifica della capacità portante e dei cedimenti

Si riporta nella figura seguente l'andamento delle pressioni sul terreno allo SLU.

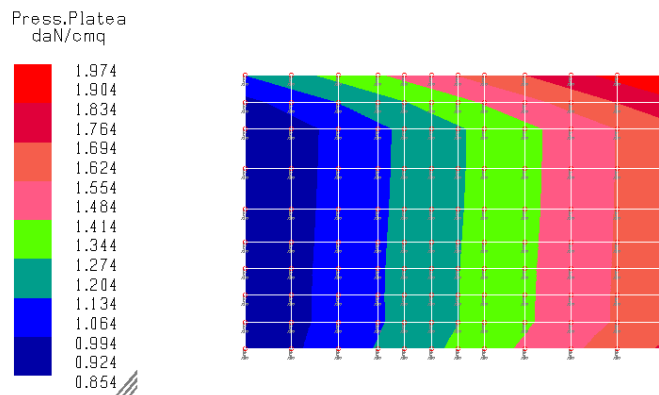


Figura 36 – Pressione sul terreno platea ascendore - SLU

La massima pressione sul terreno allo SLU risulta inferiore al valore di capacità portante indicato nella relazione geotecnica:

$$\sigma_{Ed} = 1,98 \text{ daN/cm}^2 < R_d = 2,30 \text{ daN/cm}^2$$

L'andamento delle pressioni sul terreno in esercizio è riportato nella figura seguente.

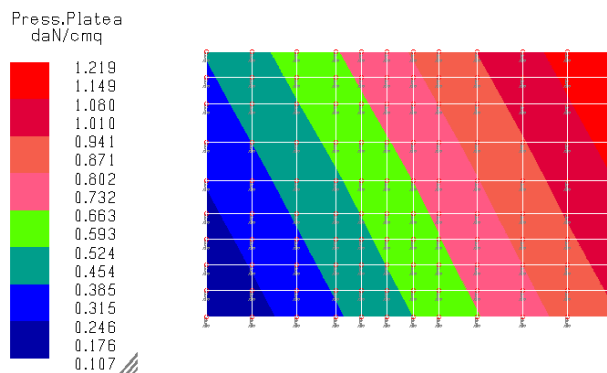


Figura 37 – Pressione sul terreno platea ascendore - SLE

La massima pressione sul terreno allo SLE risulta inferiore al valore di massima pressione in esercizio indicata nella relazione geotecnica per avere cedimenti contenuti:

$$\sigma_k = 1,22 \text{ daN/cm}^2 < P_E = 1,80 \text{ daN/cm}^2$$

10.2.3. Verifica della struttura in carpenteria metallica

Verifica di resistenza (SLU)

Si riporta nella figura seguente la rappresentazione grafica della verifica di resistenza sulle membrature in acciaio.

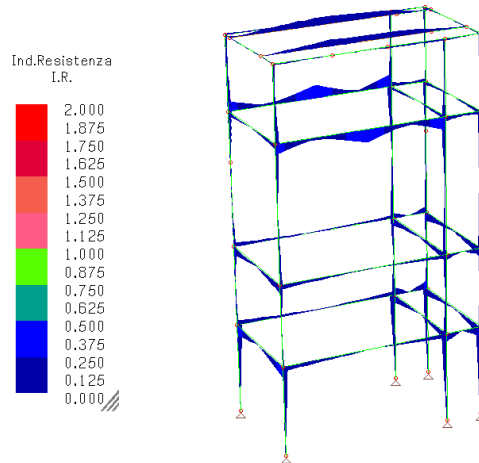


Figura 38 - Indice di resistenza per gli elementi in acciaio dell'ascensore

Le verifiche di resistenza per le membrature in acciaio dell'ascensore esterno risultano soddisfatte ($I.R._{max} = 0,43$).

Verifica di stabilità (SLU)

Si riporta nella figura seguente la rappresentazione grafica della verifica di stabilità sulle membrature in acciaio.

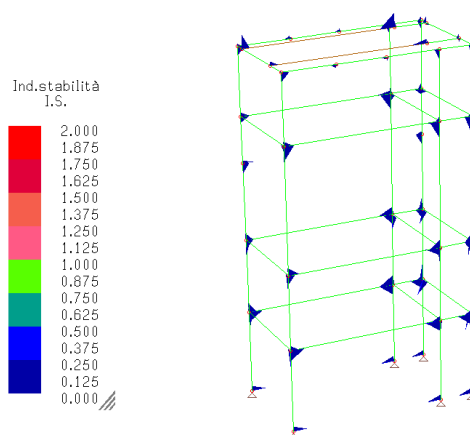


Figura 39 - Indice di stabilità per gli elementi in acciaio dell'ascensore esterno

Le verifiche di stabilità per le membrature in acciaio dell'ascensore esterno risultano soddisfatte ($I.S._{max} = 0,28$).

Verifiche sugli spostamenti (SLE)

Nella figura seguente si riportano le configurazioni deformate della struttura nelle combinazioni di carico significative per la verifica sugli spostamenti in esercizio (misure in centimetri).

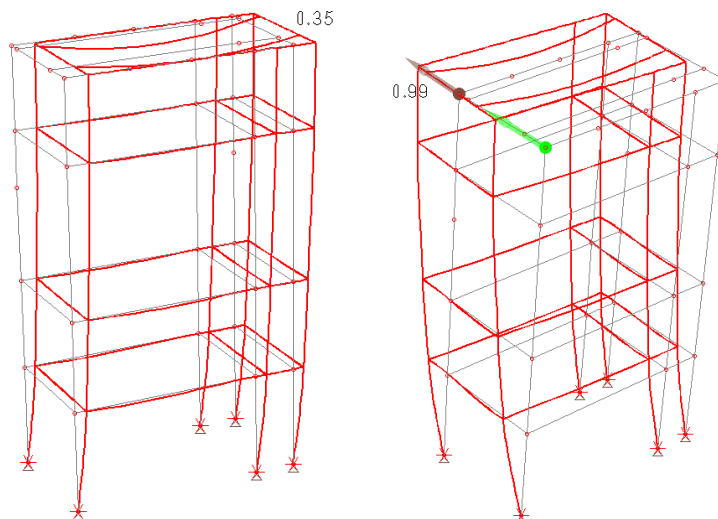


Figura 40 - Deformata strutturale SLE (vento in direzione X e Y - fattore di scala 100)

Con il vento in direzione X si ottiene uno spostamento massimo in sommità di circa 0,35 cm, pari a $H/1750$, inferiore al limite previsto dalla normativa ($H/500$).

Con il vento in direzione Y si ottiene uno spostamento massimo in sommità di circa 0,99 cm, pari a $H/620$, inferiore al limite previsto dalla normativa ($H/500$).

Verifiche sugli spostamenti in condizioni sismiche

Nella figura seguente si riportano le configurazioni deformate della struttura con l'azione sismica agente nelle due direzioni principali (misure in centimetri). Gli spostamenti in sommità risultano inferiori a 2 cm, compatibili con il giunto tra l'ascensore e la struttura esistente.

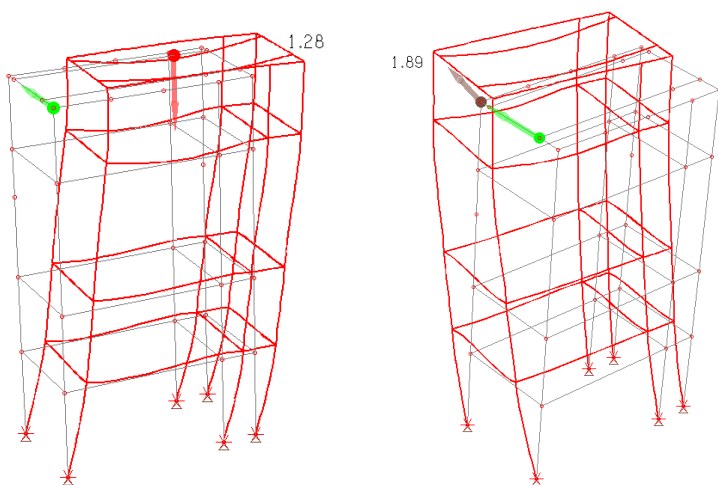


Figura 41 - Deformata strutturale in condizioni sismiche (sisma in direzione X e Y - fattore di scala 100)

10.3. VERIFICHE RAMPA NORD-OVEST

10.3.1. Verifica della platea

Verifiche S.L.U.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del momento flettente e del taglio allo SLU per la platea nelle due direzioni.

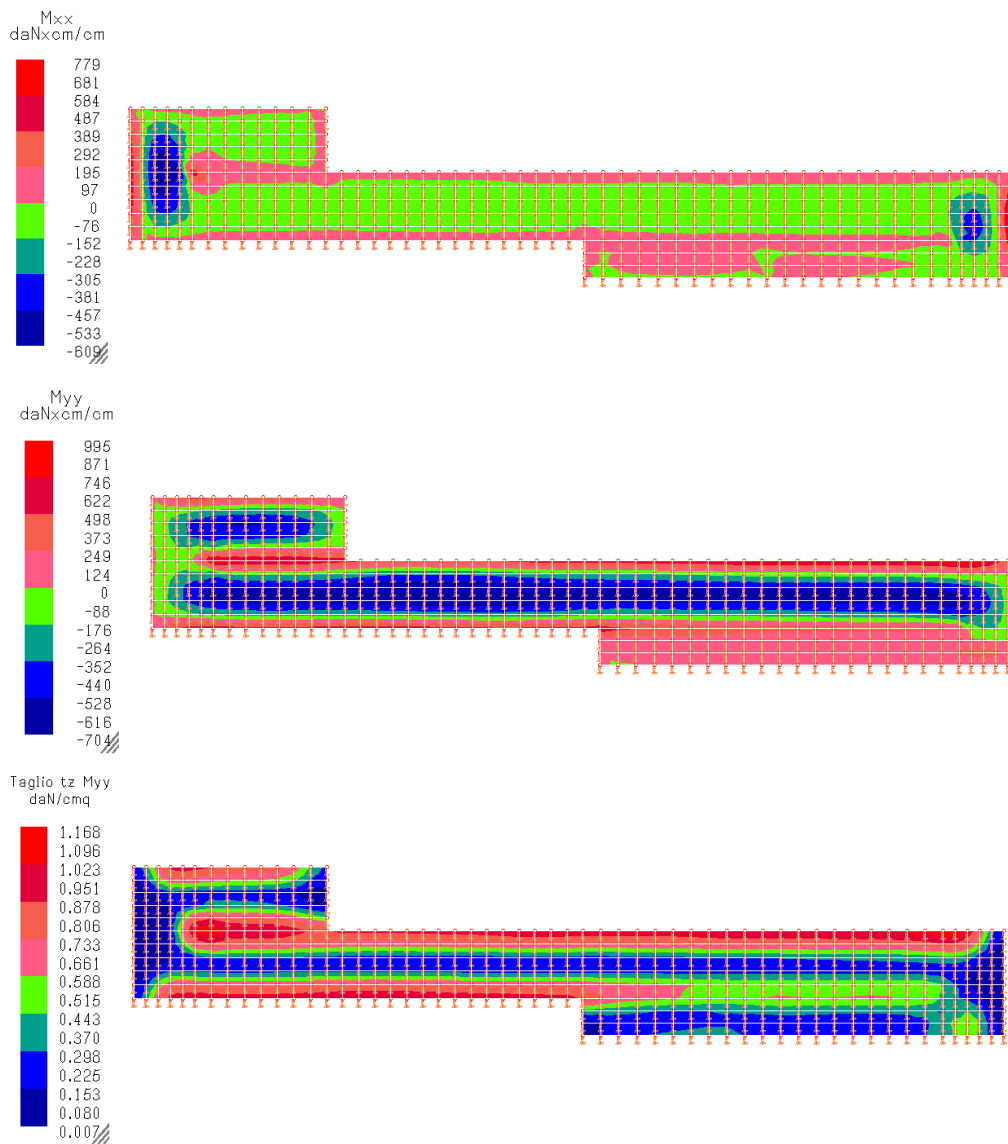


Figura 42 – Momento flettente e taglio platea rampa - SLU

Le massime sollecitazioni agenti allo S.L.U. sulla platea nelle due direzioni risultano quindi:

$$M_{Ed,y,max} = 10,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x,max} = 7,8 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,max} = 1,17 \text{ daN/cm}^2 \times 20 \text{ cm} = 23,4 \text{ kN/m}$$

La platea, di spessore 20 cm, è armata con $\varnothing 10$ a passo 20 cm superiori e inferiori in entrambe le direzioni. I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 25,5 \text{ kNm/m} \quad \text{La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,40)}$$

$$V_{Rd} = 84,0 \text{ kN/m} \quad \text{La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,26)}$$

10.3.2. Verifica della capacità portante e dei cedimenti

Si riporta nella figura seguente l'andamento delle pressioni sul terreno allo SLU.

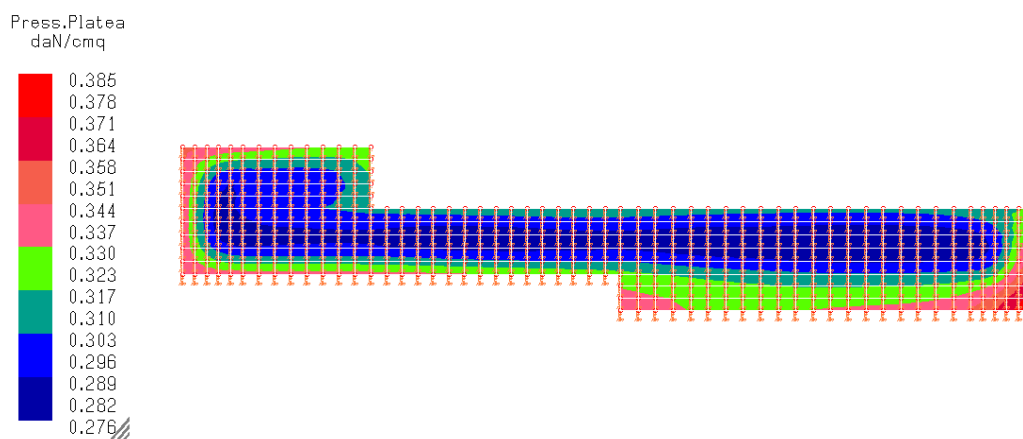


Figura 43 – Pressione sul terreno platea rampa - SLU

La massima pressione sul terreno allo SLU risulta ampiamente inferiore al valore di capacità portante indicato nella relazione geotecnica:

$$\sigma_{Ed} = 0,39 \text{ daN/cm}^2 < R_d = 2,90 \text{ daN/cm}^2$$

L'andamento delle pressioni sul terreno in esercizio (combinazione rara) è riportato nella figura seguente.

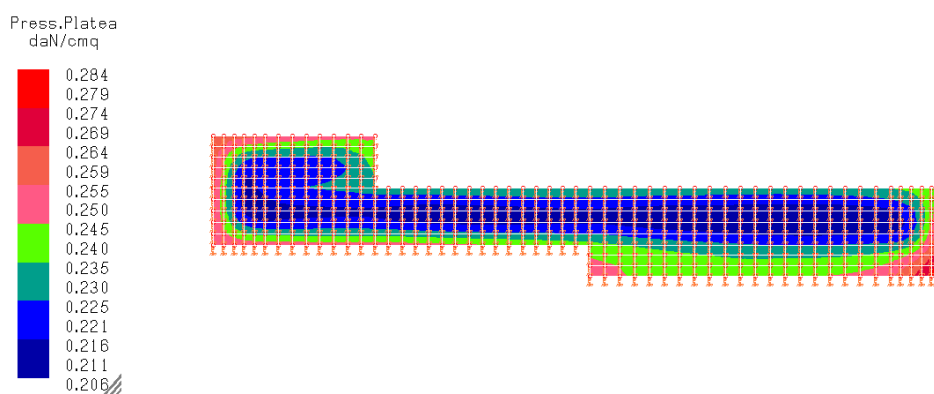


Figura 44 – Pressione sul terreno platea rampa - SLE

La massima pressione sul terreno allo SLE risulta ampiamente inferiore al valore di massima pressione in esercizio indicata nella relazione geotecnica per avere cedimenti contenuti:

$$\sigma_k = 0,56 \text{ daN/cm}^2 < P_E = 1,30 \text{ daN/cm}^2$$

10.3.3. Verifica del muro contro terra

Verifiche S.L.U.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del momento flettente e del taglio allo SLU per il muro contro terra di lunghezza maggiore.

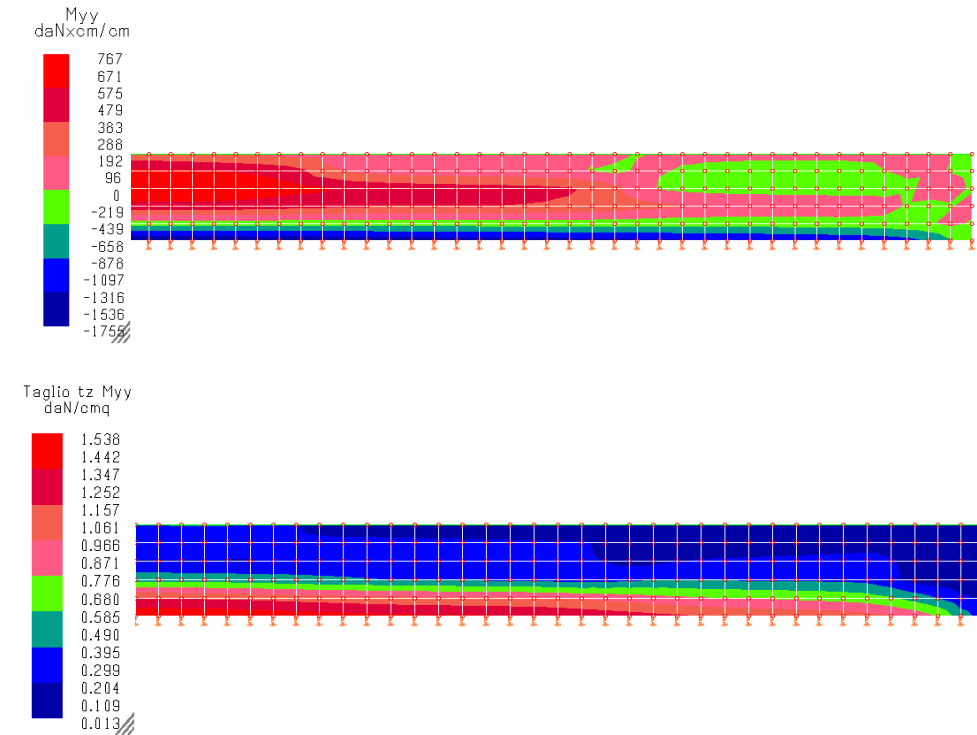


Figura 45 – Momento flettente e taglio muro contro terra - SLU

Le massime sollecitazioni agenti allo S.L.U. sul muro risultano quindi:

$$M_{Ed,max} = 17,6 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,max} = 1,53 \text{ daN/cm}^2 \times 20 \text{ cm} = 30,6 \text{ kN/m}$$

Il muro, di spessore 20 cm, è armato con $\varnothing 10$ a passo 20 cm interni ed esterni.

I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 25,5 \text{ kNm/m} \quad \text{La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,69)}$$

$$V_{Rd} = 84,0 \text{ kN/m} \quad \text{La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,36)}$$

Verifiche S.L.E.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del momento flettente in esercizio (SLE, combinazione rara) per il muro.

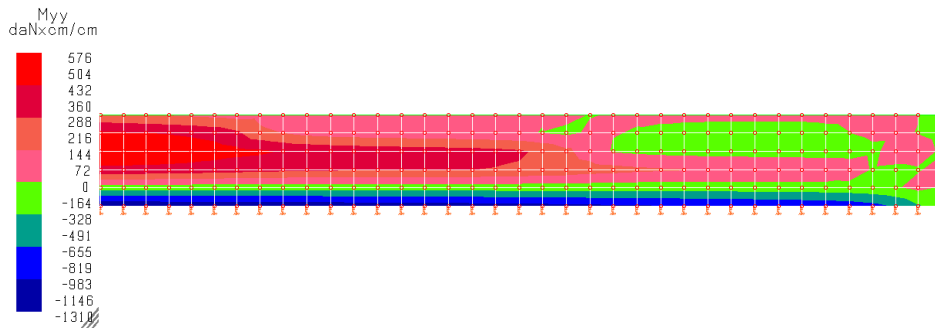


Figura 46 – Momento flettente muro contro terra- SLE

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al massimo momento in esercizio pari a 13.2 kNm/m risultano:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= -4,4 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 233 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0,22 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si riporta nella figura seguente la sezione tipica della rampa con l'armatura di progetto.

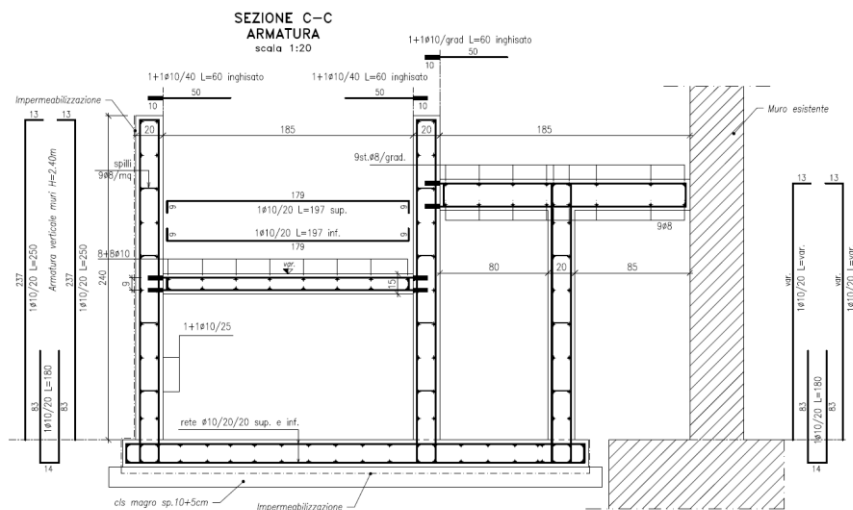


Figura 47 – Sezione rampa - armatura

10.3.4. Verifica delle solette delle rampe

Verifiche S.L.U.

Si considera uno schema di trave in semplice appoggio per la verifica dell'armatura della soletta delle rampe.

Si considera una luce di calcolo di 2,0 m.

Il momento sollecitante allo SLU per una striscia di soletta di larghezza unitaria risulta:

$$M_{Ed} = pL^2/8 = 6,1 \text{ kNm/m}$$

Il taglio sollecitante risulta:

$$V_{Ed} = pL/2 = 12,2 \text{ kN/m}$$

La soletta ha uno spessore di 15 cm ed è armata con barre $\varnothing 10$ a passo 20 cm superiori e inferiori.

Il momento resistente risulta:

$$M_{Rd} = 18,7 \text{ kNm/m} \quad (\text{verifica soddisfatta con I.R. } 0,33)$$

Il taglio resistente risulta:

$$V_{Rd} = 59,3 \text{ kN/m} \quad (\text{verifica soddisfatta con I.R. } 0,21)$$

La resistenza a taglio di ciascun $\varnothing 10$ utilizzato per l'ancoraggio alle pareti con resina tipo Hilti HIT-RE 500 risulta:

$$V_{Rd} = 14,7 \text{ kN}$$

Verifiche S.L.E.

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al momento in esercizio pari a 4.5 kNm/m risultano:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= -2,8 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 109 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0,09 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

10.4. VERIFICHE RAMPA NORD-EST

10.4.1. Pressione sul terreno

Si riporta nella figura seguente l'andamento delle pressioni sul terreno allo SLU.

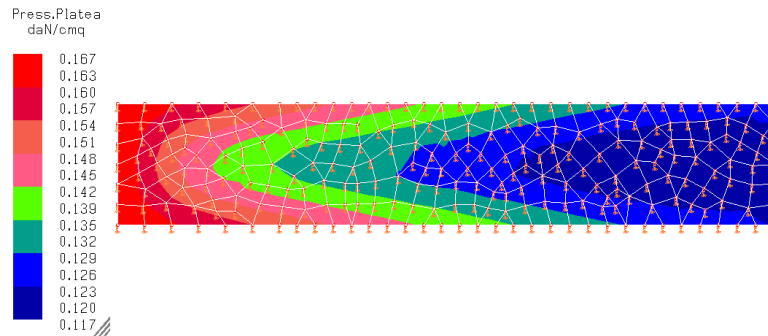


Figura 48 – Pressione sul terreno platea rampa - SLU

La massima pressione sul terreno allo SLU risulta pari a circa 0,17 daN/cm². In esercizio il valore risulta pari a circa 0,11 daN/cm², con cedimenti attesi molto modesti.

10.4.2. Verifica delle solette delle rampe

Verifiche S.L.U.

Si considera uno schema di trave in semplice appoggio per la verifica dell'armatura della soletta delle rampe.

Si considera una luce di calcolo di 2,4 m.

Il momento sollecitante allo SLU per una striscia di soletta di larghezza unitaria risulta:

$$M_{Ed} = pL^2/8 = 9,8 \text{ kNm/m}$$

Il taglio sollecitante risulta:

$$V_{Ed} = pL/2 = 14,6 \text{ kN/m}$$

La soletta ha uno spessore di 15 cm ed è armata con barre $\varnothing 10$ a passo 20 cm superiori e inferiori.

Il momento resistente risulta:

$$M_{Rd} = 18,7 \text{ kNm/m} \quad (\text{verifica soddisfatta con I.R. } 0,52)$$

Il taglio resistente risulta:

$$V_{Rd} = 59,3 \text{ kN/m} \quad (\text{verifica soddisfatta con I.R. } 0,25)$$

Verifiche S.L.E.

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al momento in esercizio pari a 7.0 kNm/m risultano:

$$\sigma_c = -4,3 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 168 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0,14 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.5. VERIFICHE NUOVO SOLAIO PIANO PRIMO

10.5.1. Verifica dei nuovi architravi HEA140

Si riporta la verifica dei nuovi architravi HEA140 sull'apertura di luce 1,50 m nel muro esistente di spessore 38 cm.

Ciascun architrave risulta soggetto ad un sovraccarico uniformemente distribuito complessivamente pari a:
 $p = 20 \text{ kN/m}$

Si considera l'architrave in semplice appoggio su luce di 1,70 m.



La freccia in esercizio risulta pari a 1,0 mm, ovvero $L/1700$.

Il momento resistente del profilo, pari a 38,8 kNm, risulta maggiore del momento sollecitante allo SLU, pari a 11 kNm.

La pressione sulla muratura in corrispondenza degli appoggi risulta:

$$\sigma_{Ed} = 25000 \text{ N}/(140 \times 200 \text{ mm}) = 0,89 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,81 \text{ MPa}$$

Tenendo conto dei carichi agenti sul solaio esistente, complessivamente il pilastro di muratura di dimensioni $80 \times 38 \text{ cm}$ risulta soggetto ad un'azione assiale di circa 260 kN.

La snellezza del pilastro risulta pari a 8; il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione risulta pari a 0,70.

La resistenza a compressione di progetto ridotta per la muratura risulta:

$$f_{d,rid} = 0,7 f_d = 1,27 \text{ MPa}$$

La tensione di compressione nel pilastro risulta:

$$\sigma_{Ed} = 260000/(800 \times 380) = 0,86 \text{ MPa} < f_{d,rid}$$

Le verifiche dei nuovi architravi e della muratura esistente risultano soddisfatte.

10.5.2. Verifica della nuova soletta in latero-cemento

Si considera per la nuova soletta in latero-cemento uno schema di calcolo su una campata di luce pari a 4,80 m in semplice appoggio. Il solaio ha un'altezza di 25 cm (20+5 cm), con nervature di larghezza 12 cm a interasse di 50 cm.

Verifiche S.L.U.

Nella figura seguente si riportano lo schema di calcolo e i diagrammi del momento flettente e del taglio allo SLU per una striscia di solaio di larghezza unitaria.

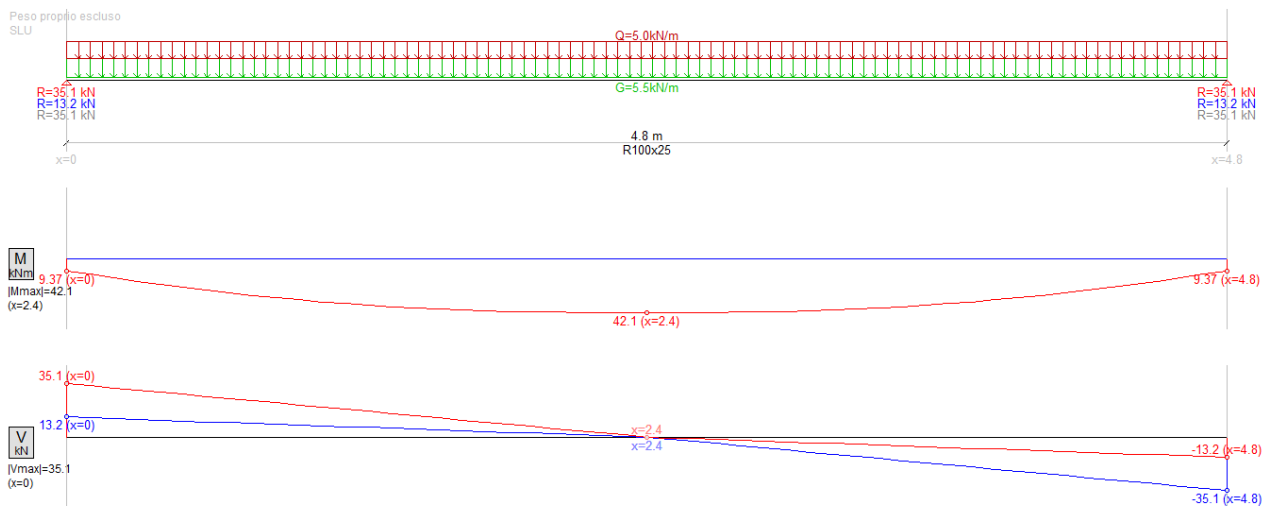


Figura 49 - Schema di calcolo, momento flettente e taglio SLU - nuovo solaio piano primo

Le massime sollecitazioni agenti allo S.L.U. sul solaio risultano quindi:

$$M_{Ed,max} = 42,1 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,max} = 34,0 \text{ kN/m (limite campo alleggerito)}$$

Ogni travetto è armato con $2\varnothing 14$ inferiori.

I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 50,4 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,80)

$$V_{Rd} = 38,0 \text{ kN/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0,90)

Verifiche S.L.E.

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al momento in esercizio pari a 30.2 kNm/m risultano:

$$\sigma_c = -5,4 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 243 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0,25 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Le verifiche per il nuovo solaio in latero-cemento risultano soddisfatte.

Il Progettista delle strutture
dott. ing Massimo Panizza

