



COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

REALIZZAZIONE DI VANO ASCENSORE IN EDIFICI
DI PROPRIETA' A.L.E.R. SITI IN COMUNE DI COSTA
VOLPINO (BG), VIA DEGLI ALPINI 2, 2/A,2/B, 4, 6, 8,
10, 12, 14, 16, 16/A, 16/B



via cremona 8 25124 brescia
tel. +39 030 2451210
lavori@gapprogetti.eu
www.gapprogetti.eu

legale rappresentante
Ing. Alessandro Gasparini

direttore tecnico
Ing. Alessandro Gasparini

progettista
Ing. Alessandro Gasparini

U.O.G. Bergamo
Via Giuseppe Mazzini, 32
Tel. 035 259595 Fax 035 251185
areatecnica@alerbg.it



SOCIETÀ CERTIFICATA
UNI EN ISO 9001:2015
UNI EN ISO 14001:2015

CUP: B87H21011730005 CODICE CUI: L00225430164202100016

PROGETTO ESECUTIVO

DESCRIZIONE TAVOLA :
RELAZIONE TECNICA E CALCOLI ESECUTIVI
DELLE STRUTTURE

PROGETTISTA: Ing. Alessandro Gasparini

COMMITTENTE: ALER Bergamo Lecco Sondrio

TAV. N°

RST01a

SCALA:

DATA:11/09/2023

REV: 00

AGG.

FILE

22.063 Cartigli RELAZIONI Costa Volpino.dwg

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

FASCICOLO DEI CALCOLI

ai sensi del D.M. 17-01-2018

INDICE

1. NORMATIVA APPLICATA	2
2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	3
4. TIPOLOGIA D'INTERVENTO	3
5. RELAZIONE SUI MATERIALI	3
5.1. <i>Materiali nuovi</i>	3
5.2. <i>Materiali esistenti.....</i>	5
6. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	6
7. CARICHI CONSIDERATI.....	8
7.1. <i>Carichi statici</i>	8
7.2. <i>Azioni sismiche.....</i>	8
8. COMBINAZIONI DI CARICO	9
9. FASCICOLO DEI CALCOLI	11
9.1. <i>Verifica fossa ascensore</i>	11
9.2. <i>Nuove rampe in calcestruzzo strutturale leggero.....</i>	13
9.3. <i>Nuova copertura in acciaio e pannelli sandwich</i>	21
9.4. <i>Verifica giunto di base colonne</i>	24

1. NORMATIVA APPLICATA

- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – Istruzioni per l'applicazione delle “*Norme tecniche per le costruzioni*” di cui al DM. 17 gennaio 2018, (per le sole parti non esplicitamente trattate nelle NTC 2018).
- Eurocodice 2 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici - UNI EN 1992-1-1:2005.*
- Eurocodice 3 - *Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici - UNI EN 1993-1-1:2014.*
- Eurocodice 6 – *Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1-1: Regole generali per strutture in muratura armata e non armata – UNI EN 1996-1-1:2013.*

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Gli edifici oggetto d'intervento sono 3 condomini siti in Via Degli Alpini 2, 2/A,2/B, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 16/A, 16/B, visibili dall'ortofoto che segue.



I condomini 1 e 3 sono identici tra loro e hanno 4 piani fuori terra e l'interrato. Il condominio 2 presenta dimensioni leggermente differenti, ha anch'esso 4 piani fuori terra e al di sotto del solaio del piano terra è presente un intercapedine non praticabile con funzione di vespaio. Hanno pianta rettangolare, con una sporgenza costituita dai vani scale comuni, nel numero di 2 per ogni condominio. Le dimensioni in pianta ed altezza di detti vani sono identiche per tutti e tre i condomini. Dai vani scale, che sono la porzione di edificio oggetto d'intervento, si accede ai balconi dei singoli appartamenti. La struttura è realizzata tramite ossatura in cemento armato (travi e pilastri). I solai e la copertura sono realizzati in laterocemento. La pareti del vano scala sono in c.a.

3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Sui 3 condomini in esame sono previsti i seguenti interventi:

1. solo per i condomini 1 e 3:
 - a. demolizione del pavimento e del sottofondo al piano interrato del vano scala e realizzazione della fossa e della platea in c.a. di appoggio del castelletto;
 - b. demolizione di una porzione di solaio del vano scala al piano terra; per il sostegno del solaio si realizzano nuove pareti in muratura armata con cordolo sommitale poggianti sulla platea;
2. solo per il condominio 2: demolizione di una porzione di solaio del vano scala al piano terra e realizzazione della fossa e della platea in c.a. di appoggio del castelletto; il solaio del piano terra viene sostenuto dalle pareti della fossa;
3. modifica della scansione dei gradini lungo la rampa esistente mediante il sopralzo della stessa secondo le indicazioni riportate negli elaborati architettonici e strutturali;
4. demolizione del solaio di copertura del vano scale e realizzazione di una nuova copertura con struttura portante in acciaio e pannelli sandwich..

4. TIPOLOGIA D'INTERVENTO

L'intervento in esame rientra nella categoria degli interventi locali ai sensi del capitolo 8 delle NTC 2018. Gli interventi elencati al precedente paragrafo non hanno infatti influenza sull'intera unità strutturale, ma si concentrano unicamente su una porzione della stessa. Nello specifico l'intervento non determina un incremento dei carichi verticali sulle fondazioni esistenti in quanto viene realizzata una nuova platea connessa alle fondazioni esistenti in grado di sopportare i carichi dovuti alle nuove strutture realizzate.

5. RELAZIONE SUI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati.

5.1. Materiali nuovi

Calcestruzzo opere di fondazione:

classe di resistenza	C25/30
classe esposizione	XC2
contenuto minimo di cemento	300 kg/m ³
peso di volume	25 kN/m ³

massimo rapporto acqua – cemento	0,60
copriferro minimo netto	35 mm
resistenza caratteristica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1,5$
resistenza di progetto	$f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico medio	$E_{cm} = 31.475,81 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo strutturale leggero per le nuove rampe delle scale:

classe di resistenza	C30/33
classe esposizione	XC1
peso di volume	16 kN/m ³
copriferro minimo netto	25 mm
resistenza caratteristica	$f_{ck} = 31,5 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1,5$
resistenza di progetto	$f_{cd} = 17,85 \text{ N/mm}^2$
(Nota: per il copriferro si è fatto riferimento all'Eurocodice 2 parte 1-1 punto 4.4.1)	

Acciaio per cemento armato:

	B450C
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
resistenza di progetto	$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da carpenteria:

	S275
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,05$
resistenza di progetto	$f_{yd} = 261,9 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico medio	$E_{sm} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Muratura: elementi in laterizio semipieni

peso specifico apparente del blocco	$\rho_k = 800 \text{ kg/m}^3$
percentuale di foratura blocco	< 45%
resistenza caratteristica in direzione verticale	$f_{bk} > 5,0 \text{ N/mm}^2$
res. caratt. in dir. ortogonale e nel piano del muro	$f'_{bk} > 1,5 \text{ N/mm}^2$
Malta: classe a prestazione garantita	>= M10

Caratteristiche globali muratura:

resistenza caratteristica a compressione	$f_k = 3,4 \text{ N/mm}^2$
--	----------------------------

resistenza caratteristica a taglio	$f_{vk0} = 0,3 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico longitudinale	$E = 3400 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico tangenziale	$G = 1360 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_M = 3,00$
coefficiente di sicurezza sismico	$\gamma_M = 2,00$

5.2. Materiali esistenti

Per i le caratteristiche dei materiali esistenti si è fatto riferimento ai materiali impiegati all'epoca di realizzazione della costruzione, assumendo in via cautelativa un calcestruzzo C20/15 ed un acciaio Feb32k.

Calcestruzzo:

classe di resistenza	C20/15
peso di volume	25 kN/m^3
resistenza caratteristica	$f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_C = 1,5$
fattore di confidenza	$FC = 1,35$
resistenza di progetto	$f_{cd} = 7,40 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per cemento armato:

	Feb32k
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} = 320 \text{ N/mm}^2$
fattore di confidenza	$FC = 1,35$
resistenza di progetto	$f_{yd} = 237 \text{ N/mm}^2$

6. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la definizione dei parametri geotecnici del terreno e per la definizione delle azioni sismiche si è fatto riferimento agli elaborati del piano geologico, idrogeologico e sismico del PGT.

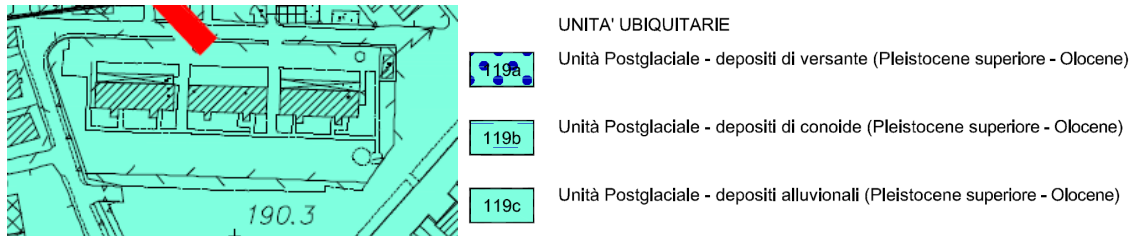


Figura 1: Tavola 03, relativa alla geologia

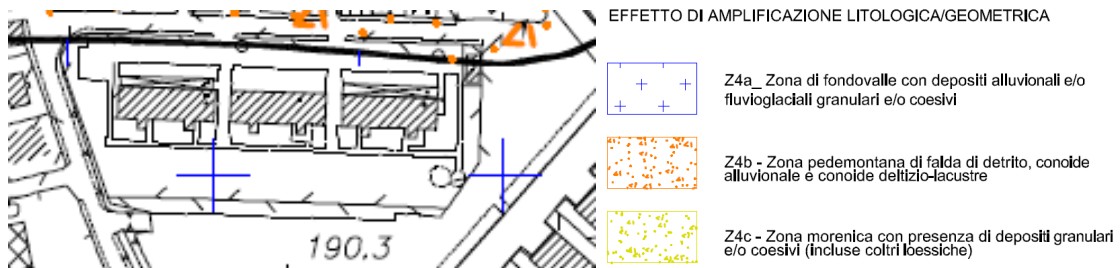


Figura 2: Tavola 07, relativa alla pericolosità sismica locale

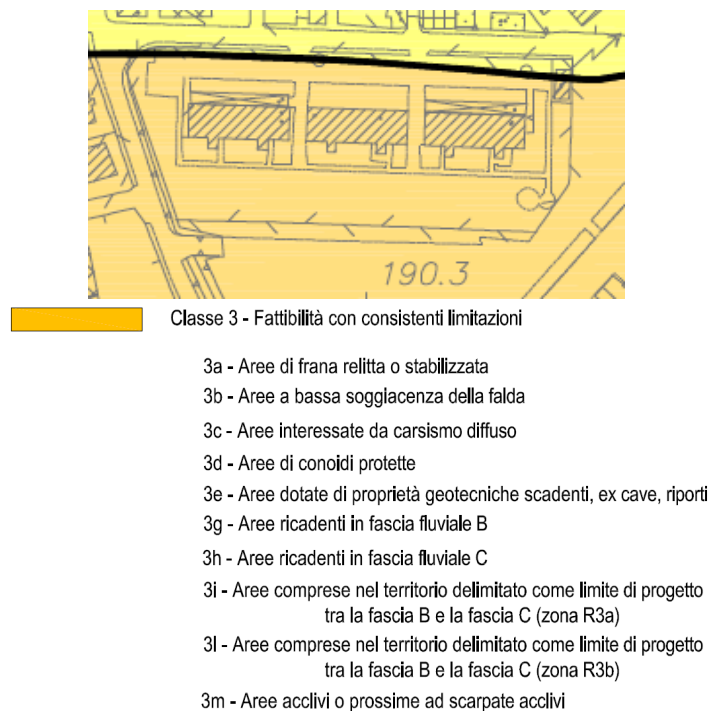


Figura 3: Tavola 13, relativa alla fattibilità geologica

Per le verifiche relative al terreno di fondazione si è fatto riferimento all'approccio 2 (NTC paragrafi 2.6.1 - 6.2.4.1 - 6.4.2) utilizzando i coefficienti A1 per le azioni (i medesimi utilizzati per le strutture in

elevazione), i coefficienti M1 per i parametri del terreno (pari a 1) e i coefficienti R3 per le resistenze.

Per la verifica a ribaltamento si sono utilizzati i coefficienti EQU come indicato in normativa.

Sono stati impiegati i seguenti parametri per il terreno:

- a) Peso unitario del terreno (γ): 18 kN/m³;
- b) Angolo d'attrito (Φ): 26°.

Coefficienti di sicurezza considerati:

coefficiente di sicurezza capacità portante (R3) CS = 2,3

coefficiente di sicurezza per ribaltamento (R2) CS = 1,0

coefficiente di sicurezza per scorrimento (R3) CS = 1,1

Il calcolo della capacità portante è stato eseguito secondo la formula generale

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Per i fattori di capacità portante N_i e i fattori di forma s_i si sono utilizzate le seguenti formule, con B' e L' dimensioni della fondazione equivalente per carico eccentrico:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

s_c	s_q	s_γ
$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$

I coefficienti relativi all'inclinazione del carico sono stati calcolati secondo la seguente formulazione:

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$c = 0$	-	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	θ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

Si sono posti uguale a 1 i fattori relativi all'inclinazione del piano di posa b_i e del piano campagna g_i e quelli relativi alla profondità della fondazione d_i (a favore di sicurezza). La resistenza del terreno, ridotta dal coefficiente di sicurezza, deve risultare maggiore delle sollecitazioni: $q_{Rd} = q_{lim}/CS > q_{Sd}$.

7. CARICHI CONSIDERATI

7.1. Carichi statici

Carichi nuove rampe delle scale:

- Peso proprio: 3,30 kN/m²
- Permanenti portati: 1,38 kN/m²
- Variabile: 4,00 kN/m²

Carichi nuova copertura in acciaio e pannelli sandwich:

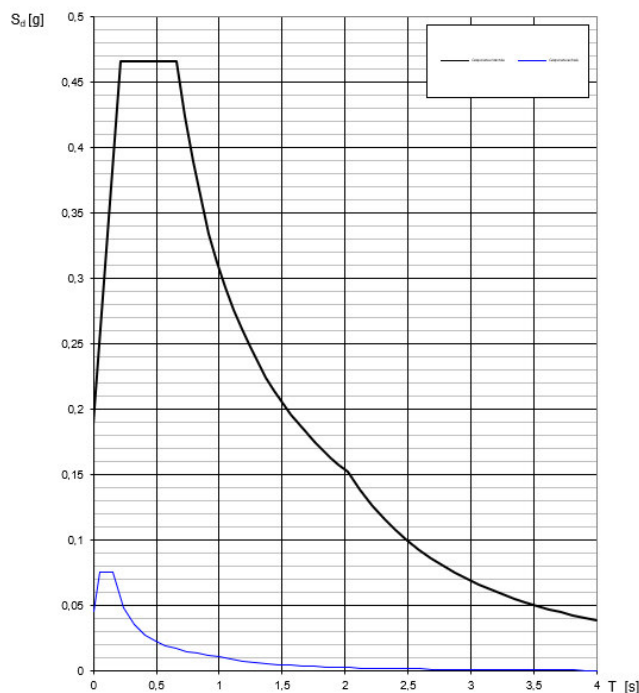
- Peso proprio: 0,80 kN/m²
- Permanenti portati: 1,10 kN/m²
- Variabile (neve): 1,20 kN/m²

7.2. Azioni sismiche

Con riferimento alla vigente normativa e agli elaborati del PGT, sono stati considerati i seguenti parametri per la determinazione dell'azione sismica:

- categoria di sottosuolo: D
- categoria topografica: T1
- $c_u=1,0$
- $v_N = 50$ anni

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Parametri indipendenti

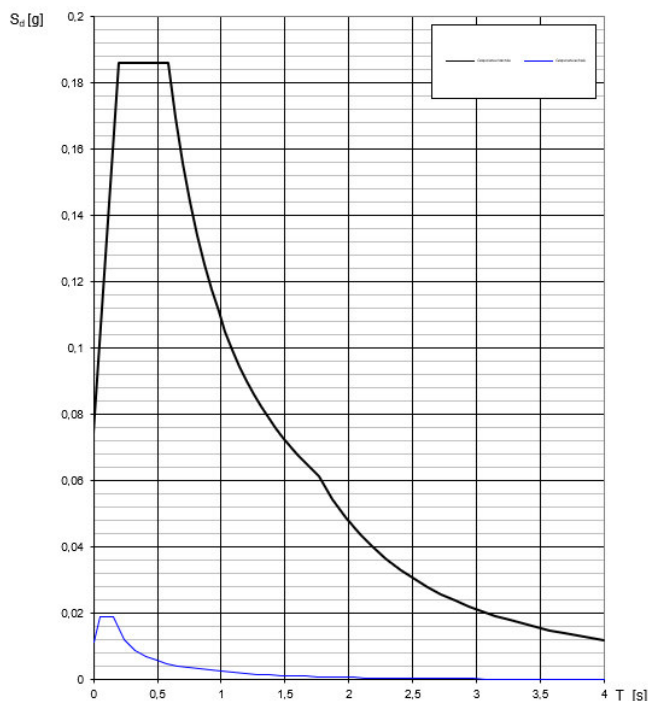
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,105 g
F_g	2,468
T_C	0,279 s
S_S	1,800
C_C	2,364
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	
η	1,000
T_B	0,220 s
T_C	0,661 s
T_D	2,019 s

Figura 4. Spettro di risposta elastico SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLD



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,041 g
F_o	2,496
T_C	0,217 s
S_S	1,800
C_C	2,683
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	
η	1,000
T_B	0,194 s
T_C	0,582 s
T_D	1,766 s

Figura 5: Spettro di risposta elastico SLD

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sono combinate come previsto dalle NTC 18:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

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

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

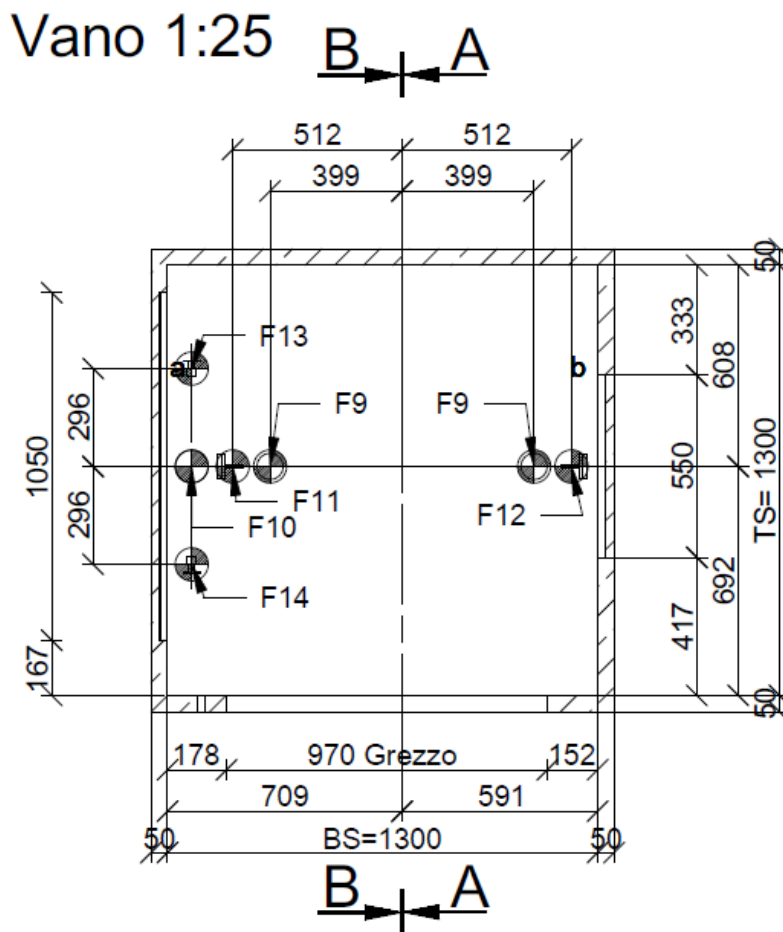
Tabella 2.5 I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

9. FASCICOLO DEI CALCOLI

9.1. Verifica fossa ascensore

Sulla fossa del vano ascensore, al di là dello specifico modello che sarà selezionato, agiscono in via indicativa le forze riportate in figura. Si noti che una volta disponibile la scheda tecnica del modello che verrà effettivamente installato sarà necessario controllare tali verifiche.



Forze nel vano

F9 = 16079 N	F50x_T = 357 N (Corsa)
F10 = 24348 N	F50y_T = 411 N (Corsa)
F11 = 21104 N	F50x_PH = 796 N (HSG/HSK)
F12 = 10151 N	F50y_PH = 715 N (HSG/HSK)
F13 = 5512 N	M50z_T = 94 Nm (Corsa)
F14 = 2600 N	M50z_PH = 163 Nm (Corsa)

Forze F11 + F12 solo durante il funzionamento del paracadute.

F9 - F10 arresto sugli ammortizzatori cabina/contrappeso

Si riporta la verifica a capacità portante della platea della fossa, avendo applicato i carichi verticali ed un momento ricavato dai carichi moltiplicati per il braccio rispetto al baricentro della platea. Tutti i carichi sono stati moltiplicati per un fattore di sicurezza pari ad 1,5.

Capacità portante terreno

angolo di attrito	ϕ [°]	26	lato direzione x magrone	Bx [m]	2,076
coesione interna	c [kN/m²]	0	lato direzione y magrone	By [m]	1,84
peso di volume	γ_t [kN/m³]	18	azione assiale plinto	NEd [kN]	23,0748
sovraccarico permanente q	[kN/m²]	30,4	azione assiale totale	NEd [kN]	166,79
coefficiente di sicurezza	CS	2,3	momento ecc. carico asse y	MEdy [kNm]	0,00
azione assiale	NEd [kN]	143,72	momento totale asse y	MEdy [kNm]	42,43
lato direzione x	Bx [m]	1,876	eccentricità totale dir x	ex [m]	0,25
lato direzione y	By [m]	1,64	momento ecc. carico asse x	MEdx [kNm]	0,00
spessore	s [m]	0,3	momento totale asse x	MEdx [kNm]	0,00
eccentricità carico dir x	e [m]	0	eccentricità totale dir y	ey [m]	0,00
eccentricità carico dir y	e [m]	0	lato direzione x ridotto	B'x [m]	1,57
spessore magrone	sm [m]	0,1	lato direzione y ridotto	B'y [m]	1,84
momento sul plinto asse MEdy [kNm]		42,43		Nq	11,85
momento sul plinto asse MEdx [kNm]		0,00		Ng	10,59
				Nc	22,25
			capacità portante	qt,Rd [kPA]	221,61
			sollecitazione	qt,Sd [kPA]	49,84

qt,Rd > qt,Ed --> verificato

Titolo : Verifica a flessione platea fossa ascensore

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	164	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,27	4,1
2	9,27	25,9

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 42,23 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
τ_{c1} 1,829 ‰

M_{xRd} 95,39 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 25,99 ‰
d 25,9 cm
x 3,074 x/d 0,1187
δ 0,7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

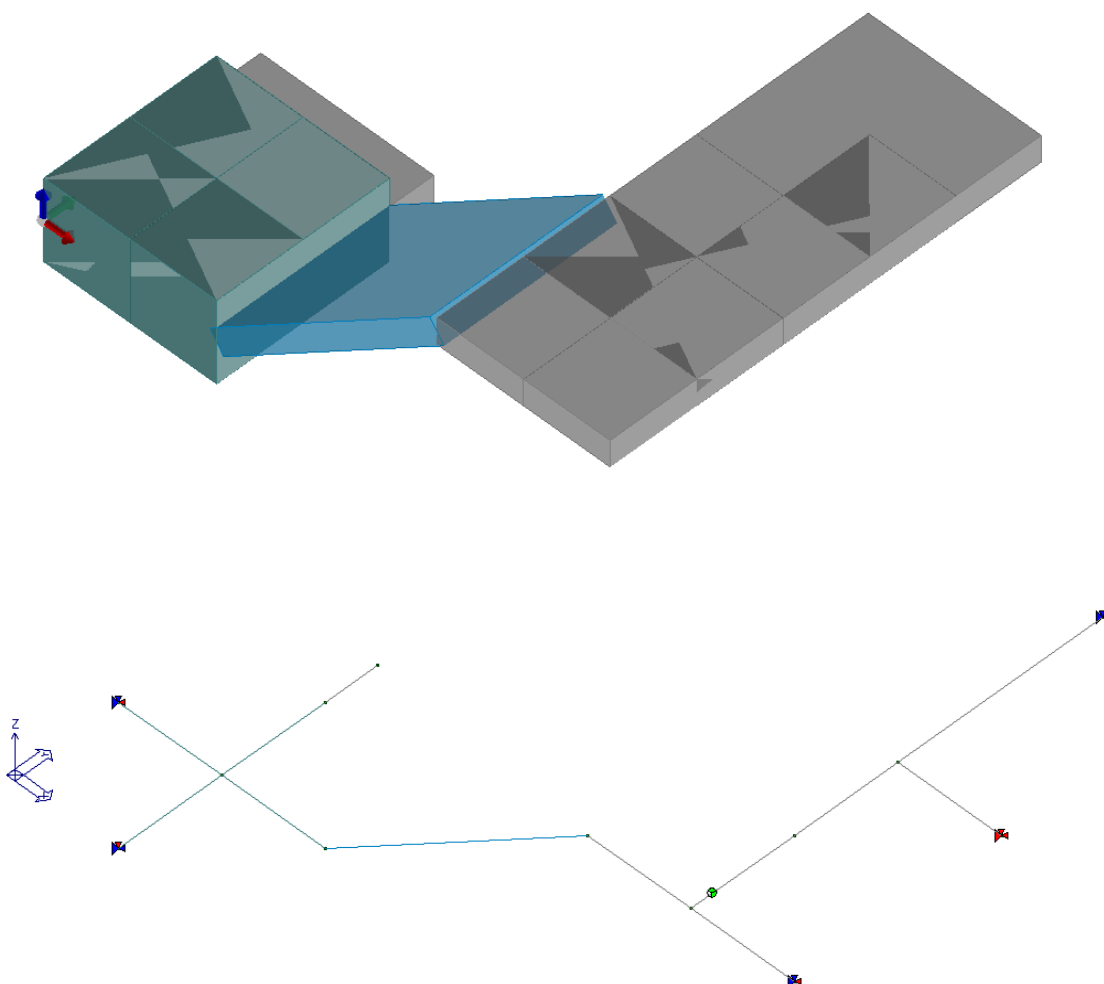
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

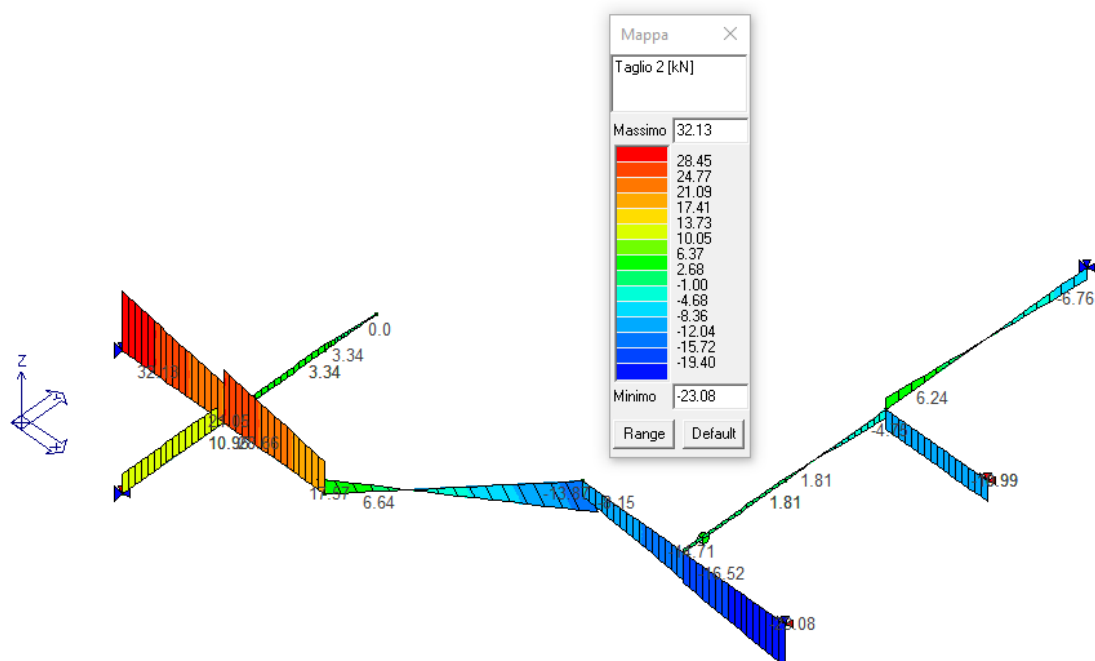
Risulta che MEd=42,23 kNm < MRd=95,39 kNm

9.2. Nuove rampe in calcestruzzo strutturale leggero

Per i calcoli è stato impiegato il software agli elementi finiti PRO_SAP 21.9.4 in licenza a Gap Progetti S.r.l. Le rampe ed i pianerottoli sono stati schematizzati come elementi strutturali di tipo trave. La rampa è stata considerata in semplice appoggio. Il pianerottolo indicato come 1 e 2 negli elaborati grafici è stato schematizzato come una trave in semplice appoggio sulla rampa nuova e su quella esistente, incastrato anche nella parete del vano scala. Il pianerottolo indicato come 3 e 4 negli elaborati grafici è stato schematizzato come una trave su due appoggi (parete e rampa) con un pezzo a sbalzo (i nuovi gradini). Questo in quanto si vuole che le azioni post operam sulla rampa esistente non eccedano quelle presenti ante operam.

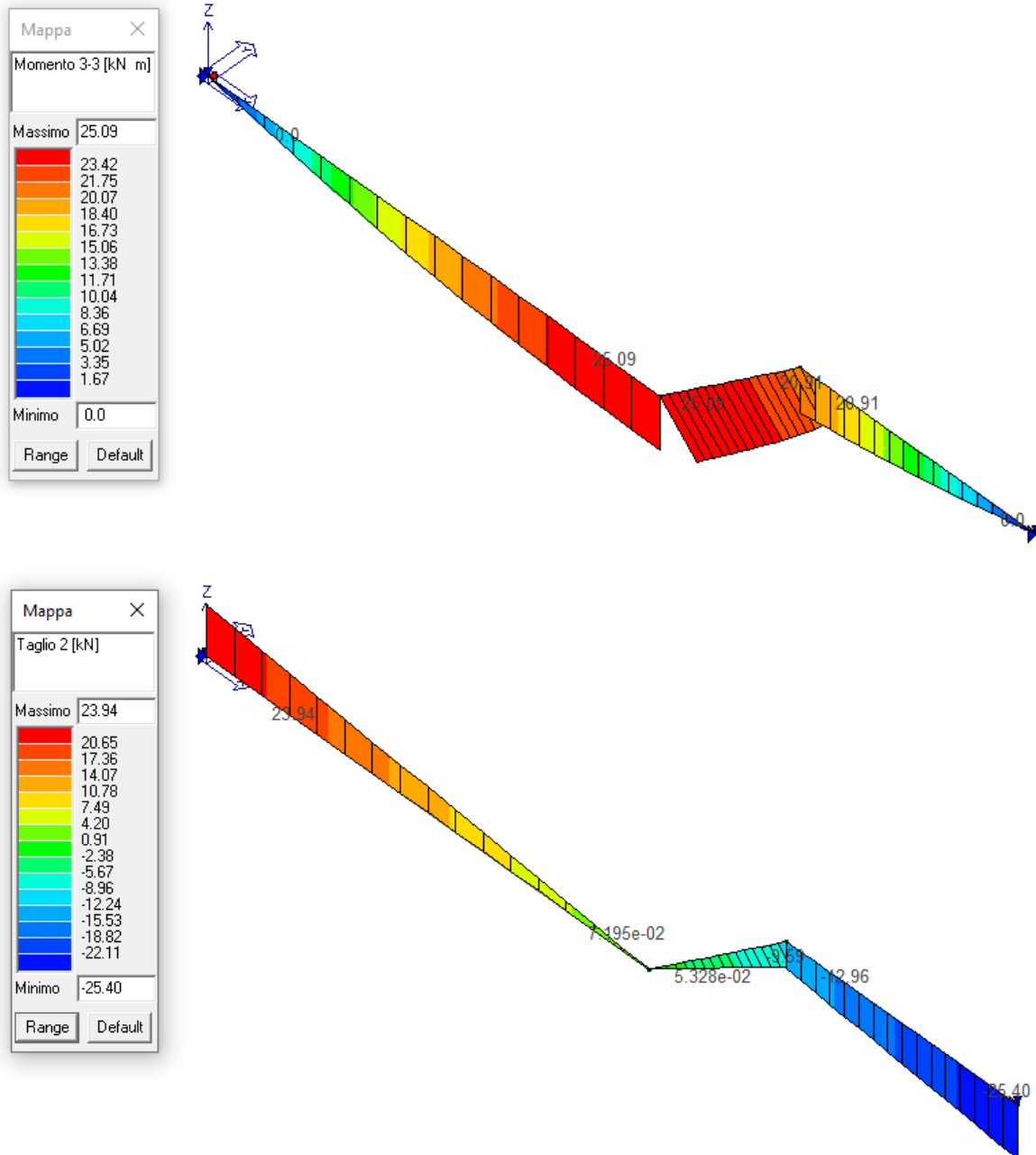


Si riportano i risultati del calcolo delle azioni sulle nuove rampe in calcestruzzo strutturale leggero.

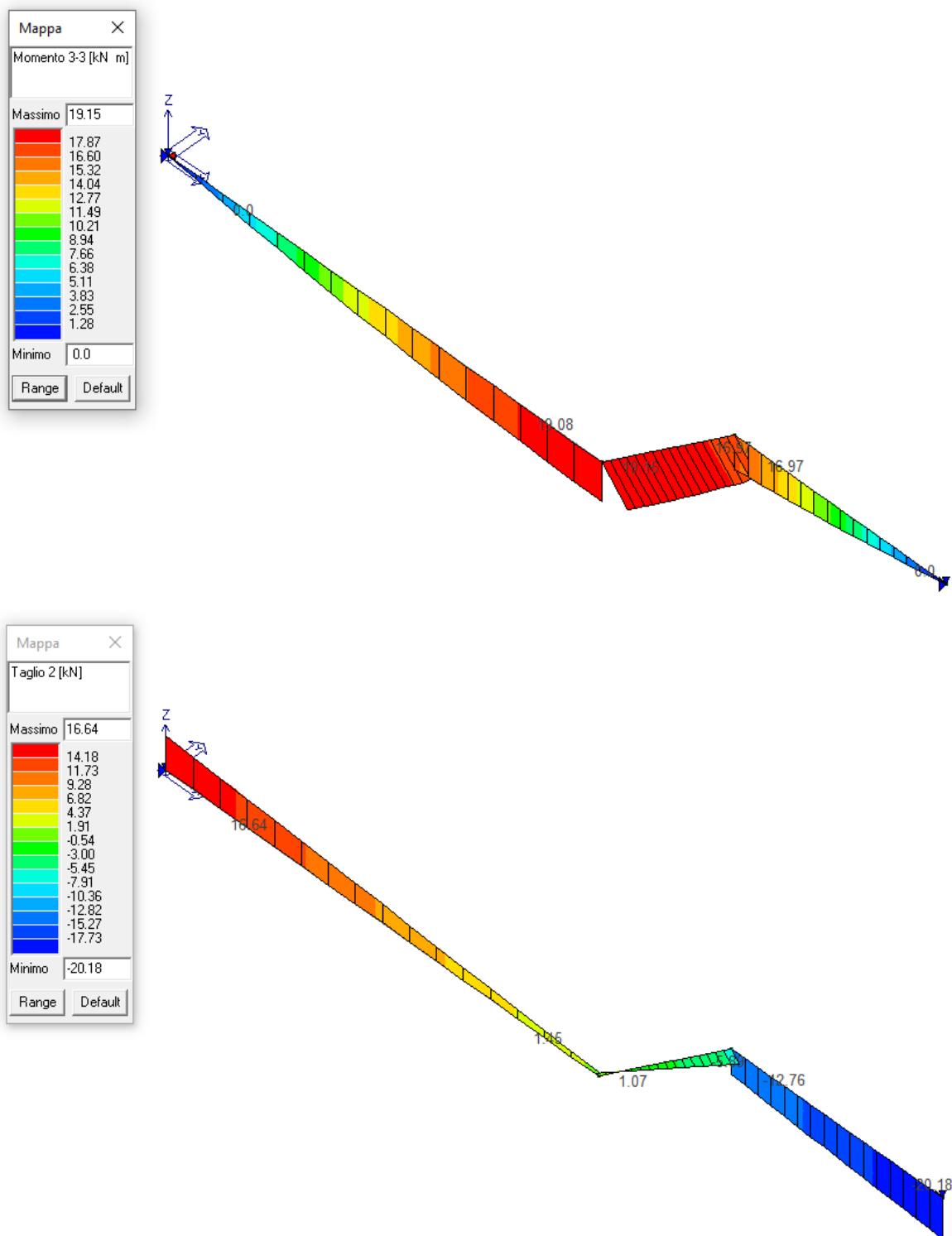


La prima verifica effettuata consiste nel verificare che le sollecitazioni sulla rampa scala esistente in combinazione SLE rara post operam non eccedano quelle ante operam.

Si riportano le sollecitazioni sulla scala esistente ante operam in combinazione SLE rara:



Nel modello post operam della scala esistente è stato tolto il carico variabile, sopportato per intero dalla nuova rampa, ed è stata applicata una reazione nel punto in cui la rampa 1 e 2 poggia sulla rampa esistente. Si riportano le sollecitazioni ottenute:



Come si nota tali sollecitazione risultano inferiori a quelle ante operam.

Si riportano le verifiche delle rampe nei punti maggiormente sollecitati della rampa della scala, che ha schema statico di appoggio-appoggio.

Flessione

Msd	=	25,4 kNm	fck	=	25 N/mm ²
H	=	150 mm	gammac	=	1,5
h' (copriferro)	=	41 mm	fcd	=	14,17 N/mm ²
d	=	109 mm	x	=	24,8 mm
b	=	1100 mm	ε _c	=	0,35%
Ølong	=	12 mm	ε _s	=	1,19%
numero barre	=	7	MRd	=	30,7 kNm
Asl	=	791,3 mm ²			verificato
f _{yk}	=	450 N/mm ²			
gamma _s	=	1,15			
f _{yd}	=	391,30 N/mm ²			

Taglio

Vsd	=	32,1 kN	fck	=	25 N/mm ²
H	=	200 mm	gammac	=	1,5
h' (copriferro)	=	49 mm	k	=	2,00
d	=	151 mm	ro1	=	0,00253
b	=	2070 mm	v _{min}	=	0,495 MPa
Ølong	=	12 mm	Vrd,min	=	154,7 kN
numero barre	=	7	Vrd,calcolo	=	138,8 kN
Asl	=	791,3 mm ²	Vrd	=	154,7 kN
					verificato

Si riporta la verifica della ripresa di getto per la rampa della scala:

Verifica ripresa di getto strutturale (EN 1992-1-1)

Calcestruzzo

f _{cm}	=	20,00 N/mm ²
γ _c	=	1,5
F _C	=	1,35
f _{cd}	=	9,88 N/mm ²
f _{ctm}	=	2,21 N/mm ²
f _{ctk}	=	1,55 N/mm ²
f _{ctd}	=	0,76 N/mm ²
f _{bd}	=	1,72 N/mm ²

Verifica calcestruzzo

h	=	150 mm
b	=	1100 mm
d	=	114 mm
z	=	102,6 mm
V _{Edi}	=	0,28 MPa
σ _n	=	0 MPa

Superficie liscia

c	=	0,2
μ	=	0,6
A _i	=	165000 mm ²
A _s	=	452,3893 mm ²
ρ	=	0,002742
V _{Rdi,c}	=	0,80 MPa
v	=	0,55
V _{Rdi,max}	=	2,73 MPa
V _{Rdi}	=	0,80 MPa

VERIFICA

Acciaio

f _{yk}	=	450 N/mm ²
γ _s	=	1,15
f _{yd}	=	391,30 N/mm ²

Verifica spinotti

V _{Ed}	=	32,1 kN
ΔF	=	31,52934 kN
Φ barre	=	12 mm
A _s	=	113,0973 mm ²
n. barre	=	4,0
θ	=	27 °
α	=	90 °
σ _{s,trazione}	=	0,00 MPa
σ _{s,taglio}	=	69,69514 MPa
σ _{s,totale}	=	69,69514 MPa
l _{min}	=	683 mm
l _{b,min}	=	120 mm
l _{b,rqd}	=	122 mm
l _{b,d}	=	122 mm

VERIFICA

Per il pianerottolo indicato come 1 e 2 negli elaborati grafici si ha uno schema statico di incastro nel muro del vano scala: gli spezzoni superiori lavorano a trazione per trasferire il momento alla parete, quelli inferiori a taglio.

Lo sforzo di trazione sugli spezzoni superiori è stato ricavato come segue:

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	164	17

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,36	3,6

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ **Metodo n** ☐

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **-6,05** kNm
M_{yEd} **0**

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

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

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

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} **67,5** ‰ ϵ_{c2} **2** ‰
 f_{yd} **391,3** N/mm² ϵ_{cu} **3,5** ‰
 E_s **200 000** N/mm² f_{cd} **14,17** ‰
 E_s/E_c **15** f_{cc}/f_{cd} **0,8** ?
 ϵ_{syd} **1,957** ‰ $\sigma_{c,adm}$ **9,75**
 $\sigma_{s,adm}$ **255** N/mm² τ_{co} **0,6**
 τ_{c1} **1,829**

σ_c **-1,525** N/mm²
 σ_s **53,58** N/mm²
 ϵ_s **0,2679** ‰
d **13,4** cm
x **4,01** **x/d** **0,2992**
 δ **0,814**

Verifica
N° iterazioni:
☐ Precompresso

Si ricava quindi la lunghezza di ancoraggio degli spezzoni mediante le formule dell'Eurodice 2

Verifica ripresa di getto strutturale (EN 1992-1-1)

Calcestruzzo		
f _{cm}	=	15,00 N/mm²
γ _c	=	1,5
FC	=	1,35
f _{cd}	=	7,41 N/mm²
f _{ctm}	=	1,82 N/mm²
f _{ctk}	=	1,28 N/mm²
f _{ctd}	=	0,63 N/mm²
f _{bd}	=	1,42 N/mm²

Acciaio		
f _{yk}	=	450 N/mm²
γ _s	=	1,15
f _{yd}	=	391,30 N/mm²

Verifica spinotti		
Φ barre	=	12 mm
σ _{s, trazione}	=	53,58 MPa
σ _{s, taglio}	=	0 MPa
σ _{s, totale}	=	53,58 MPa
l _{min}	=	827 mm
l _{b, min}	=	120 mm
l _{b, reqd}	=	113 mm
l _{b, d}	=	120 mm
VERIFICA		

Si riporta la verifica della parete esistente, trascurando il contributo alla resistenza della porzione di parete al di sopra della rampa e applicando quindi l'intero momento flettente alla sezione in asse alla rampa. Come armatura per la verifica è stato considerato di avere ferri diametro 8 passo 25 cm verticali.

Titolo : Verifica parete esistente vano scale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	164	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3	4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 23,97 kN
M_{xEd} -6,05 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C Cls

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 237 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 7,4 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,185 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -9,234 kN m

σ_c -7,4 N/mm²
σ_s 237 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 36,43 ‰
d 11 cm
x 0,964 x/d 0,08765
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Si ha che M_{Ed}=6,05 kNm < M_{Rd}=9,234 kNm

9.3. Nuova copertura in acciaio e pannelli sandwich

Si riportano i risultati del calcolo delle azioni sulla nuova copertura in acciaio e pannelli sandwich.

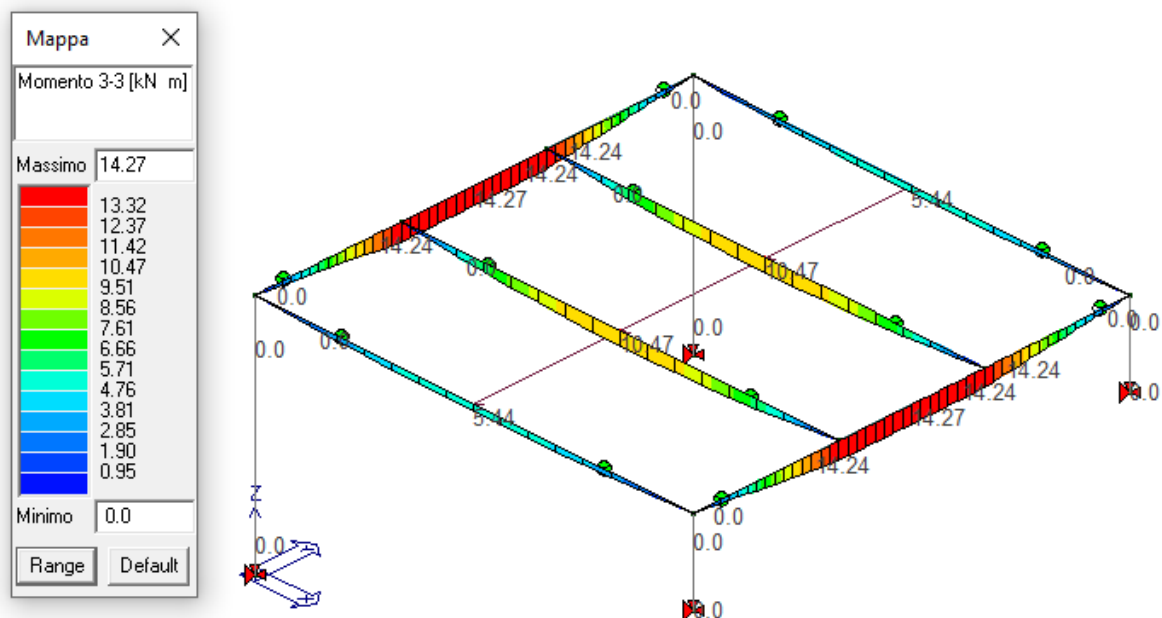


Figura 6: Massimo momento flettente sulle travi

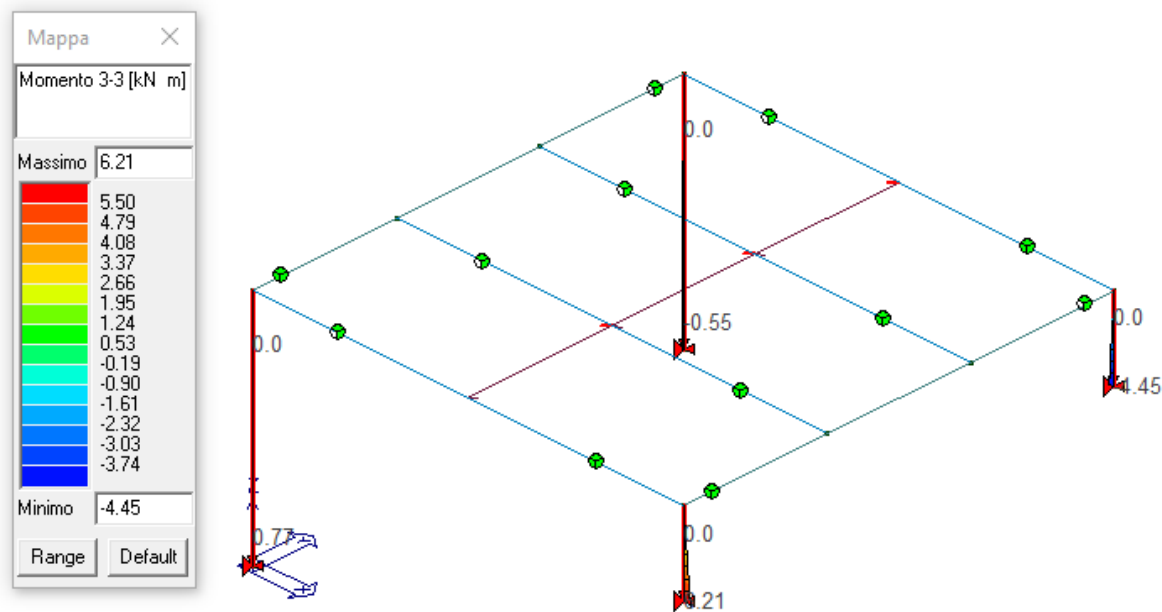


Figura 7: Massimo momento flettente sulle colonne

Si riportano le verifiche sulla trave più sollecitata:

Analisi carichi			
G1k	=	0,80	kN/m ²
G2k	=	1,10	kN/m ²
Qsk	=	1,20	kN/m ²
area d'influenza	=	1,92	m
Luce di calcolo	=	3,84	m
1,3*G1k+1,5*G2k+1,5*Qnk	=	8,42	kN/m
Qsk	=	2,30	kN/m
G1k+G2k+Qsk	=	6,12	kN/m

Verifica a flessione			
MRd	=	21,74	kNm
MEd	=	15,51	kNm
		verifica	

Verifica a taglio			
VRd	=	241,90	kN
VEd	=	16,16	kN
		verifica	

Acciaio			
Tipo		S275	
fyk	=	275,00	N/mm ²
γs	=	1,05	
fyd	=	261,90	N/mm ²
Esm	=	210 000	N/mm ²
Gsm	=	81 000	N/mm ²

Verifica trave agli SLE			
δ ₂ ammissibile (L/300)	=	12,80	mm
δ ₂	=	5,74	mm
δ _{max} ammissibile (L/200)	=	19,20	mm
δ _{max}	=	15,24	mm

Profilo			
		IPE 140	
A	=	21,24	cm ²
I _{xx}	=	541,20	cm ⁴
W _{xx}	=	83,01	cm ³
I _{tor}	=	5,24	cm ⁴
Peso al m profilo	=	16,70	kg/m

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

IPE 140

Acciaio S275 (Fe430)

fy (N/mm²) 275

z_a [mm] 0 L [m] 1,28 = l_{0z} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C₁ 1,365 C₂ 0,553 C₃ 1,73

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1 k_ψ 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 68,90 M_{c,Rd} [kNm] = 23,14

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,594$ $\chi_{LT} = 0,892$ M_{b,Rd} [kNm] = 20,65

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 0,0 M_{y,Sd} [kNm] 10,47 M_{z,Sd} [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{430,3} + \frac{1 \times 10,47}{20,65} + \frac{1 \times 0}{5,042}$$

= 0 + 0,507 + 0 = 0,507

OK

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone diametro d f_{yb} f_{ub} N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ $F_{t,Sd}$ kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,181 + 0 = 0,181$

Rifollamento

Acciaio f_u N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e₁ e₂

passo p₁ p₂

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN

Si riportano le verifiche sulla colonna più sollecitata:

Acciaio		
Tipo	=	S275
f_{yk}	=	275,00 N/mm ²
γ_s	=	1,05
f_{yd}	=	261,90 N/mm ²
E_{sm}	=	210 000 N/mm ²

Profilo acciaio		
Profilo	=	HEB 100
A	=	26,04 cm ²
J _{cx}	=	449,50 cm ⁴
J _{cy}	=	167,3 cm ⁴
W _{cx}	=	104,2 cm ³
W _{cy}	=	51,4 cm ³

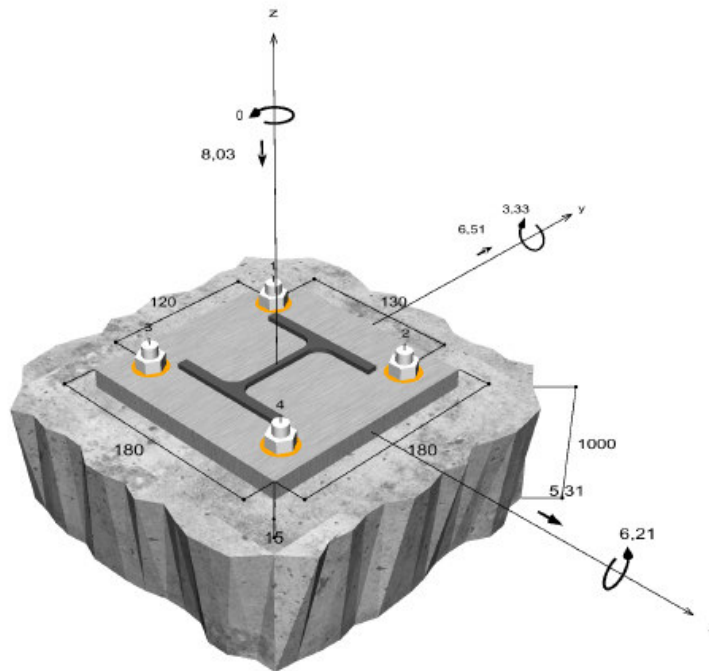
Verifica a pressoflessione con instabilità		
NEd	=	8,03 kN
M _{xEd}	=	3,33 kNm
M _{yEd}	=	6,21 kNm
I	=	0,7 m
NRd	=	682,00 kN
M _{xRd}	=	27,29 kNm
M _{yRd}	=	13,46 kNm
k _x	=	2,00
k _y	=	2,00
I _{0x}	=	1,40 mm
I _{0y}	=	1,40 mm
N _{crx}	=	4753,27 kN
N _{crx/4}	=	1188,32 kN
non considero gli effetti delle imperfezioni per asse x		
N _{cry}	=	1769,13 kN
N _{crx/4}	=	442,28 kN
non considero gli effetti delle imperfezioni per asse y		
NEd*I _{0x} /200	=	0,06 kNm
NEd*I _{0y} /200	=	0,03 kNm
λ	=	0,64
α	=	0,49
φ	=	0,81
χ	=	0,76
NbRd [kN]	=	520,85 kN
Verifica	=	0,60

9.4. Verifica giunto di base colonne

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Dati di input

Metodo di progettazione	DesignMethodEN1992_4BondedSeismic
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Sismico
Categoria di prestazione sismica	C1
Opzione sismica	Capacity design Azioni sismiche > 20% $\alpha_g \leq 0.25 g$
Distanziato	Connessione Tipo A Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base 180 mm x 180 mm x 15 mm
Tipo di profilo	HEA 100

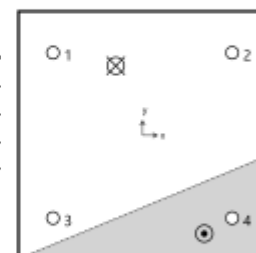
Carichi di progetto *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	-8,03	5,31	6,51	6,21	3,33	0,00	Sismico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	26,41	2,10	1,33	1,63
2	16,21	2,10	1,33	1,63
3	3,65	2,10	1,33	1,63
4	0,00	2,10	1,33	1,63



max. deformazione a compressione del calcestruzzo :	0,80 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo :	24,0 N/mm ²
Forza risultante di trazione :	46,28 kN , Coordinate x/y (-19 / 51)
Forza risultante di compressione :	54,31 kN , Coordinate x/y (45 / -71)

Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	26,41	45,33	58,3
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	46,28	50,30	92,0
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	46,28	95,78	48,3

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s,eq,C1}}{\gamma_{Ms,eq}} \quad (N_{Rd,s,eq})$$



$$N_{Rk,s,eq,C1} = \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,s} = 1,000 \cdot 68,00kN = 68,00kN$$

$N_{Rk,s,eq,C1}$ kN	$\gamma_{Ms,eq}$	$N_{Rd,s,eq}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
68,00	1,50	45,33	26,41	58,3

Ancorante n°	$\beta_{N,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	58,3	1	$\beta_{N,s;1}$
2	35,8	2	$\beta_{N,s;2}$
3	8,0	3	$\beta_{N,s;3}$
4	0,0	4	$\beta_{N,s;4}$

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p,eq,C1}}{\gamma_{Mp,eq}} \quad (N_{Rd,p,eq})$$



$$N_{Rk,p,eq,C1} = \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,p} = 0,850 \cdot 88,77kN = 75,45kN$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione
(7.13)

$$N_{Rk,p} = 52,78kN \cdot \frac{231384mm^2}{138384mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,185 \cdot 0,849 \cdot 1,000 = 88,77kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1,00 \cdot \pi \cdot 12mm \cdot 200mm \cdot 7,0N/mm^2 = 52,78kN$$

Equazione
(7.14)

$$\Psi_{sus} = 1,00$$

Equazione
(7.14a)

$$s_{cr,Np} = \min \left(7,3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr} \right)^{0,5} ; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione
(7.15)

$$s_{cr,Np} = \min \left(7,3 \cdot 12mm \cdot \left(1,00 \cdot 18,0N/mm^2 \right)^{0,5} ; 3 \cdot 200mm \right) = 372mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{S_{cr,Np}}{2} = \frac{372mm}{2} = 186mm$$

Equazione
(7.16)

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{186mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(7.20)

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) = 1,440 - \sqrt{\frac{125mm}{372mm}} \cdot (1,440 - 1) = 1,185 \geq 1$$

Equazione
(7.17)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5}$$

Equazione
(7.18)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{3} - (\sqrt{3} - 1) \cdot \left(\frac{7,0N/mm^2}{12,9N/mm^2}\right)^{1,5} = 1,440 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2e_a}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 0,988 \cdot 0,859 = 0,849 \leq 1$$

Equazione
(7.21)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 2mm}{372mm}} = 0,988 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 31mm}{372mm}} = 0,859 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1,000$$

Equazione
(7.5)

$N_{Rk,p,eq,C1}$ kN	Ψ_0	$\gamma_{Mp,eq}$	$N_{Rd,p,eq}$ kN	N_{sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
75,45	1,000	1,50	50,30	46,28	92,0

Ancorante n°	$\beta_{N,p}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3	92,0	1	$\beta_{N,p;1}$

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c,eq,C1}}{\gamma_{Mc,eq}} \quad (N_{Rd,c,eq})$$

$$N_{Rk,c,eq,C1} = \alpha_{eq} \cdot N_{Rk,c} = 0,750 \cdot 191,57kN = 143,68kN$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Equazione
(7.1)

$$N_{Rk,c} = 97,40kN \cdot \frac{510000mm^2}{360000mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 0,901 \cdot 1,541 = 191,57kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ch}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{20,0N/mm^2} \cdot (200mm)^{1,5} = 97,40kN$$

Equazione
(7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{300mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione
(7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{ex}}{s_{ex,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0,993 \cdot 0,908 = 0,901 \leq 1$$

Equazione
(7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 2mm}{600mm}} = 0,993 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 31mm}{600mm}} = 0,908 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 2 - \frac{z}{1,5 \cdot h_{ef}} = 2 - \frac{138mm}{1,5 \cdot 200mm} = 1,54 \geq 1$$

Equazione
(7.7)

$N_{Rk,s,eq,C1}$ kN	$\gamma_{Mo,eq}$	$N_{Rd,s,eq}$ kN	N_{sd} kN	$\beta_{N,o}$ %
143,68	1,50	95,78	46,28	48,3

Ancorante n°	$\beta_{N,o}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3	48,3	1	$\beta_{N,C;1}$

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	2,10	23,12	9,1
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	8,40	118,00	7,1

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s,eq,C1}}{\gamma_{Ms,eq}} \quad (V_{Rd,s,eq})$$



$$V_{Rk,s,eq,C1} = \alpha_{eq} \cdot \alpha_{gap} \cdot V_{Rk,s} = 0,850 \cdot 1,000 \cdot 34,00kN = 28,90kN$$

$$V_{Rk,s} = k_T \cdot V_{Rk,s}^0 = 1,00 \cdot 34,00kN = 34,00kN$$

Equazione
(7.35)/(7.36)

$V_{Rk,s,eq,C1}$ kN	$\gamma_{Ms,eq}$	$V_{Rd,s,eq}$ kN	V_{sd} kN	β_{Vs} %
28,90	1,25	23,12	2,10	9,1

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	9,1	1	$\beta_{Vs;1}$
2	9,1	2	$\beta_{Vs;2}$
3	9,1	3	$\beta_{Vs;3}$
4	9,1	4	$\beta_{Vs;4}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp,eq,C1}}{\gamma_{Mcp,eq}} \quad (V_{Rd,op,eq})$$

$$V_{Rk,cp,eq,C1} = \alpha_{eq} \cdot \alpha_{gap} \cdot V_{Rk,cp} = 0,750 \cdot 1,000 \cdot 236,00kN = 177,00kN$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,p} = 2 \cdot 118,00kN = 236,00kN$$

Equazione
(7.39c)

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione
(7.13)

$$N_{Rk,p} = 52,78kN \cdot \frac{246984mm^2}{138384mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,253 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 118,00kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1,00 \cdot \pi \cdot 12mm \cdot 200mm \cdot 7,0N/mm^2 = 52,78kN$$

Equazione
(7.14)

$$\Psi_{sus} = 1,00$$

Equazione
(7.14a)

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{186mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(7.20)

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1)$$

Equazione
(7.17)

$$\Psi_{g,Np} = 1,601 - \sqrt{\frac{125mm}{372mm}} \cdot (1,601 - 1) = 1,253 \geq 1$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5}$$

Equazione
(7.18)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{4} - (\sqrt{4} - 1) \cdot \left(\frac{7,0N/mm^2}{12,9N/mm^2}\right)^{1,5} = 1,601 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{a,Np}}{\delta_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(7.21)

$$\Psi_{re,Np} = 1,000$$

Equazione
(7.5)

$V_{Rk,op,eq,C1}$ kN	$\gamma_{Mop,eq}$	$V_{Rd,op,eq}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,op}$ %
177,00	1,50	118,00	8,40	7,1

Ancorante n°	$\beta_{V,op}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4	7,1	1	$\beta_{V,op;1}$

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	58,3	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	9,1
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	92,0	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	7,1
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	48,3		

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio			
$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0,58 \leq 1$			
$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0,09 \leq 1$			
$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,s;1} + \beta_{V,s;1} = 0,67 \leq 1$			Equazione
Utilizzo del calcestruzzo			
$\beta_{N,p} = \beta_{N,p;1} = 0,92 \leq 1$			
$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp;1} = 0,07 \leq 1$			
$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,p;1} + \beta_{V,cp;1} = 0,99 \leq 1$			Equazione



Verifica soddisfatta

Verifica piastra lato compresso

luce	=	50,0 mm
base di calcolo	=	180,0 mm
spessore	=	15,0 mm
beff	=	100,0 mm
W	=	5 625 mm ³
A	=	1 500 mm ²
σ_{cmax}	=	14,36 Mpa
σ_{cmin}	=	14,36 Mpa
MEd	=	0,02 kNm
MRd	=	1,47 kNm
	verificato	
VEd	=	0,7 kN
VRd	=	226,8 kN
	verificato	

Verifica piastra lato teso

luce	=	20,0 mm
spessore	=	15,0 mm
beff	=	40,0 mm
W	=	2 250 mm ³
A	=	600 mm ²
FtEd	=	27,60 kN
MEd	=	0,55 kNm
MRd	=	0,59 kNm
	verificato	
VEd	=	27,6 kN
VRd	=	90,7 kN
	verificato	

Brescia settembre 2023

Il tecnico progettista
Ing. Alessandro Gasparini