



**NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE
CUP C11J05000030001**

**Chantier Opérationnel 04 – Cantiere Operativo 04
CIG ZC32971235**

**Travaux de construction de l'espace visiteurs et parcours panoramique provisoires –
Lavori di realizzazione dello spazio visitatori e percorso panoramico provvisori**

**Etude d'exécution – Progetto Esecutivo
Génie civil – Opere civili**

**Rapport de calcul pour l'escalier extérieur et la structure de l'ascenseur –
Relazione di calcolo per la scala esterna ed il castelletto ascensore**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	17/11/2020	Première diffusion / Prima emissione	M.MARELLI	M.MARELLI	A.POLLI
A	20/11/2020	Deuxième diffusion / Seconda emissione	M.MARELLI	M.MARELLI	A.POLLI

0	4	0	1	9	2	1	8	8	0	F	A	1	5	0	Z	E	R	E	S	T	1	1	4	8	A
Cantiere Operativo Chantier Opérationnel		Contratto Contrat					Opera Ouvrage			Tratta Tronçon	Parte Partie	Fase Phase	Tipo documento Type de document	Oggetto Objet	Numero documento Numéro de document		Indice								



-

Scala / Echelle

A	P
Stato / Statut	

Indirizzo / Adresse GED

Il progettista / Le designer

L'appaltatore / L'entrepreneur

Il Direttore dei Lavori / Le Maître d'Oeuvre

SOMMAIRE / INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
4	MATERIALI	8
5	GEOTECNICA.....	8
6	ANALISI DEI CARICHI - SCALA.....	9
6.1	Peso proprio (DEAD)	9
6.2	Permanenti portati (PERM).....	9
6.3	Variabili (VAR)	9
6.4	Vento (W+X, W-X, W+Y, W-Y)	9
6.5	Carico termico (--)	10
6.6	Sisma.....	10
6.7	Combinazioni dei carichi	12
7	ANALISI DEI CARICHI – CASTELLETTO ASCENSORE.....	13
7.1	Peso proprio (DEAD)	13
7.2	Permanenti portati (PERM).....	13
7.3	Carichi da ascensore (sollevamento, F50, F52)	13
7.4	Vento (W+X, W-X, W+Y, W-Y)	14
7.5	Carico termico (--)	14
7.6	Sisma.....	14
7.7	Combinazioni dei carichi	17
8	CRITERI DI ANALISI E MODELLAZIONE	18
8.1	Modello di calcolo - scala	18
8.2	Modello di calcolo - ascensore	19
9	RISULTATI.....	20
9.1	Sollecitazioni sugli elementi - scala	20
9.2	Sollecitazioni sugli elementi - ascensore	23
9.3	Deformazioni – scala	25
9.4	Deformazioni – ascensore.....	27
9.5	Analisi modale - scala	29
9.6	Analisi modale - ascensore.....	31
9.7	Reazioni vincolari - scala	33
9.8	Reazioni vincolari - ascensore	33
10	VERIFICHE	34
10.1	Verifiche di resistenza	34
10.1.1	Resistenza a compressione	34
10.1.2	Resistenza a presso / tenso flessione retta	34
10.1.3	Resistenza a presso / tenso flessione deviata	35
10.1.4	Resistenza a taglio.....	35

10.2	Verifiche di stabilità	36
10.2.1	Stabilità a compressione	36
10.2.2	Stabilità a presso flessione retta e deviata	37
10.3	Verifiche elementi strutturali - scala	39
10.4	Verifiche elementi strutturali - ascensore	41
10.5	Verifiche nodi trave pilastro	42
10.6	Verifiche piastre di base	43
11	VERIFICA FONDAZIONI	52
11.1	Capacità portante	52
11.1.1	Scala	52
11.1.2	Ascensore	52
11.2	Verifica della capacità portante	53
11.2.1	Scala	53
11.2.2	Castelletto ascensore	53

RESUME / RIASSUNTO

Le document indique les critères de dimensionnement et de calcul, les contraintes de conception, les contrôles de tous les éléments structurels de l'escalier extérieur et de la structure de l'ascenseur.

Il documento riporta i criteri di dimensionamento e calcolo, le sollecitazioni di progetto, le verifiche di tutti gli elementi strutturali della scala esterna e del castelletto ascensore.

1 INTRODUZIONE

Lo spazio visitatori è un edificio temporaneo che sarà ubicato all'interno del cantiere della Maddalena nel comune di Chiomonte nell'area prospiciente all'imbocco della galleria Maddalena 1.

L'area di cantiere è situata ai piedi del versante in destra idrografica del Torrente Clarea, immediatamente a monte della sua confluenza nella Dora Riparia, al di sotto del viadotto "Clarea" dell'Autostrada A32 Torino-Bardonecchia.

In tale contesto è prevista la realizzazione di uno Spazio Visitatori provvisorio che dovrà accogliere i visitatori durante il periodo di attività del cantiere prima della realizzazione di una struttura definitiva. Il centro informativo si propone di spiegare ai visitatori quello che attiene alla realizzazione di una galleria, argomento tecnicamente complesso, che coinvolge diversi aspetti, dall'integrazione ambientale, al paesaggio, alla complessità delle tecnologie adottate per lo svolgimento dei lavori, partendo dalla storia e dal contesto in cui si opera.

La visita del cantiere attraverso lo spazio visitatori e il percorso di visita in cantiere, vuole essere una esperienza coinvolgente e comprensibile, in accordo con quanto già sviluppato da TELT, sia in Italia sia in Francia, con i "cantieri parlanti".

Lo Spazio Visitatori offre, oltre al percorso espositivo, attraverso grandi vetrate, alcune principali visuali sul cantiere, per poter partecipare ad importanti fasi di lavoro, e nello stesso tempo avere una vista sul territorio circostante.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'edificio occupa un'area di circa 260 mq; si sviluppa su 3 livelli, serviti da due scale e da un ascensore.

L'edificio si caratterizza per essere realizzato utilizzando come elementi costruttivi base dei container standard ISO (Freight Shipping Container), di grandezze differenti, opportunamente modificati per consentire la fruibilità dell'edificio. Si presenta pertanto come un edificio che punta a sfruttare la modularità di elementi prefabbricati e già ideati per resistere a carichi verticali anche quando disposti su più livelli.

Il progetto, dimensionamento e verifica delle strutture dell'edificio realizzato con container è descritto nel documento:

040_1921880_FA15_0_Z_E_RE_ST_1101_Relazione di calcolo opere in elevazione e fondazioni

A servizio dell'edificio vengono realizzati due corpi strutturali esterni, per alloggiare rispettivamente le scale esterne ed un impianto ascensore.

Le scale e l'ascensore serviranno: il piano terra, il piano primo, il piano secondo, il piano terrazza. Entrambi i corpi strutturali sono integralmente in carpenteria metallica.

Le scale sono realizzate all'interno di un telaio con pilastri e travi, costituiti da normalprofili HEB220; il telaio ha dimensioni indicative in pianta paria a 5.00m x 3.50m, l'interpiano è dettato dall'altezza dei container e pertanto pari a 2.90m. Le scale sbarcano sul piano terrazza; lo sbarco rimane interno al vano, presentando una copertura. Sopra la copertura è presente un volume aperto che ospiterà la cosiddetta 'lanterna', ovvero un'installazione luminosa con funzione di comunicazione verso l'esterno dell'edificio. Le rampe sono realizzate con cosciali UPN200 sagomati, a sostegno di gradini e pianerottoli in grigliato antitacco. La rigidità nei confronti delle azioni orizzontali è garantita, nella direzione minore, dal comportamento a telaio con le travi incastrate sulle colonne (giunti flangiati). Nella direzione maggiore, invece, le azioni orizzontali sono contrastate da un sistema di controventi realizzato con tondi metallici disposti a croce di sant'Andrea, con opportuni tenditori. Le travi presentano nodi 'a cerniera' sulle colonne.

Il castelletto per l'ascensore è stato dimensionato per ospitare un impianto tipo Schindler 3100 da 630kg; qualora l'impresa costruttrice si affidasse ad altro fornitore si dovranno rivedere puntualmente alcune dimensioni in funzione delle indicazioni del fornitore. Il castelletto è realizzato con un telaio di travi e pilastri costituiti da normalprofili HEB220. Le dimensioni nette del vano interno sono 1.55m x 1.75m; l'interpiano è 2.90m. In entrambe le direzioni le travi sono incastrate sui pilastri, garantendo in ambo le direzioni un comportamento di telaio a nodi mobili.

Entrambi i corpi metallici, per scala ed ascensore, sono ancorati alla nuova platea tramite tirafondi opportunamente predisposti nel getto, con dima di posizionamento. Per entrambi i telai si prevede un rialzo rispetto alla quota di fondazione, così da evitare possibili infiltrazioni di acqua nella fossa ascensore e all'interno del vano. L'ascensore è fondato sul manufatto del fondo fossa, realizzato come una vasca in c.a. con pareti e soletta di fondo di spessore 40cm e solidale alla nuova platea circostante. La scala è fondata su una platea rialzata rispetto alla soletta di fondazione dell'edificio con container, con spessore variabile (in funzione dell'inclinazione del piano di appoggio sottostante) e minimo pari a 40 cm.

Entrambi i manufatti sono completamente autostabili e pertanto non collegati in alcun modo ai container dell'edificio. Entrambi i manufatti sono rivestiti con pannelli sandwich coibentanti; in copertura del vano ascensore si prevede un'apertura di dimensioni pari ad

almeno 0.2mq con torrino standard; in copertura del vano scale si prevede l'apertura di una botola per accesso alla 'lanterna'.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è:

- D.M. 17-01-2018 Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

4 MATERIALI

Interventi in carpenteria metallica:

acciaio	S355J2
classe di esecuzione	EXC3

Calcestruzzo per platea di fondazione

classe	C35/45
classe di esposizione	XD3
copriferro netto	50 mm

La classe di calcestruzzo è determinata dalla possibile esposizione ai sali per il disgelo.

Acciaio d’armatura:

B450C

5 GEOTECNICA

Le caratteristiche geotecniche del terreno nell’area oggetto di costruzione dell’edificio sono espresse nella Relazione Geotecnica (elaborato 040_1921880_FA15_0_Z_E_RE_GE_0801).

Il terreno del sito è assimilabile all’unità geotecnica Ug2.

6 ANALISI DEI CARICHI - SCALA

Fra parentesi si indica il nome dei casi di carico corrispondenti nel modello di calcolo.

6.1 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio delle strutture è tenuto in conto in modo automatico dal software di calcolo. Si è considerato un peso specifico dell'acciaio pari a 7850 kg/mc.

6.2 Permanenti portati (PERM)

Si considera un sovraccarico permanente distribuito uniformemente pari a:

$$g_2 = 0.50 \text{ kN/mq}$$

Tale valore è comprensivo del peso dei gradini grigliati.

In corrispondenza delle facciate si è considerato un sovraccarico lineare distribuito uniforme:

$$g_2 = 1.50 \text{ kN/m}$$

6.3 Variabili (VAR)

Il sovraccarico accidentale considerato è pari a:

$$q = 4.00 \text{ kN/mq}$$

(categoria B1 secondo NTC 2018-scale comuni)ul solaio di copertura si applica un sovraccarico da neve pari a 2.50 kN/mq; a favore di sicurezza si considera la contemporaneità dei carichi variabili con quelli della neve.

6.4 Vento (W+X, W-X, W+Y, W-Y)

Zona	1 (Piemonte)
Rugosità	D (area priva di ostacoli)
Altitudine	700 m s.l.m.m.
Cat. Esposizione	III
Altezza edificio	~9.00 m
Pressione rif.	391 N/mq
Coeff. Esposizione	2.07 (massimo)
Coeff.forma	0.80 (sopravento)
	0.40 (sottovento)

Pressioni di progetto:

$$q_w = 0.65 \text{ kN/mq (sopravento)}$$

$$0.33 \text{ kN/mq (sottovento)}$$

Il carico da vento è applicato sul modello come un carico distribuito lineare sugli elementi di bordo a quota pavimento. L'area di influenza di ciascuna trave è stimata pari a:

$$i = 2.90 \text{ m}$$

Carichi di progetto:

qw = 1.90 kN/m (sopravento)
0.95 kN/m (sottovento)

Il vento è applicato separatamente nelle due direzioni principali, nei due versi per ogni direzione.

6.5 Carico termico (--)

Si è considerato un carico termico secondo Normativa:

- Strutture esposte $\Delta T = \pm 25^{\circ}\text{C}$

Applicato come dilatazioni in tutte le membrature.

6.6 Sisma

Il sisma è stato considerato, in accordo alle NTC 2018, con analisi spettrali. Sono state eseguite analisi allo stato limite di vita (SLV) e allo stato limite di danneggiamento (SLD).

I parametri considerati sono i seguenti:

Cat.suolo	C
Vita Nominale	10 anni
Classe uso	II
Coeff. Uso	1.0
Periodo di rif.	35 anni
Latitudine	45.128
Longitudine	6.989

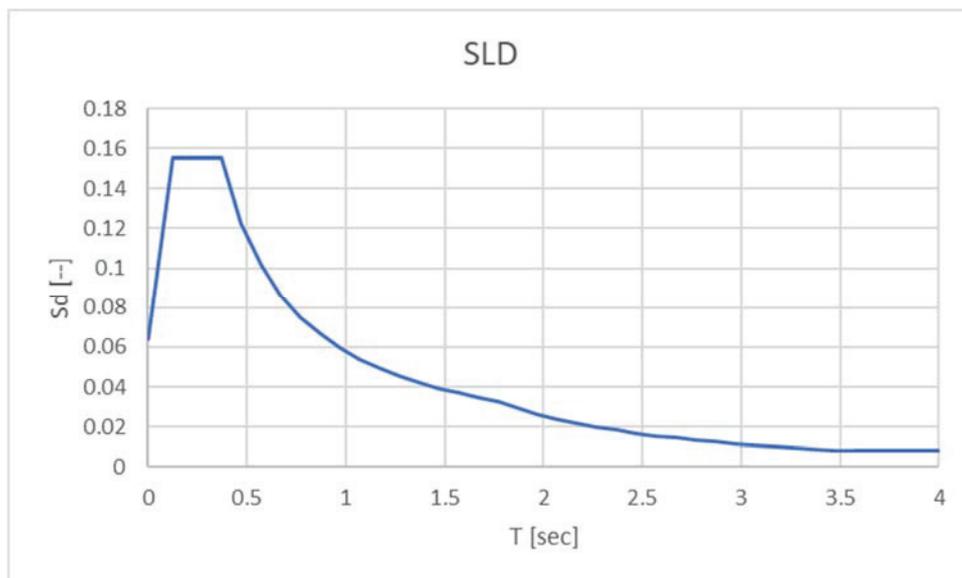
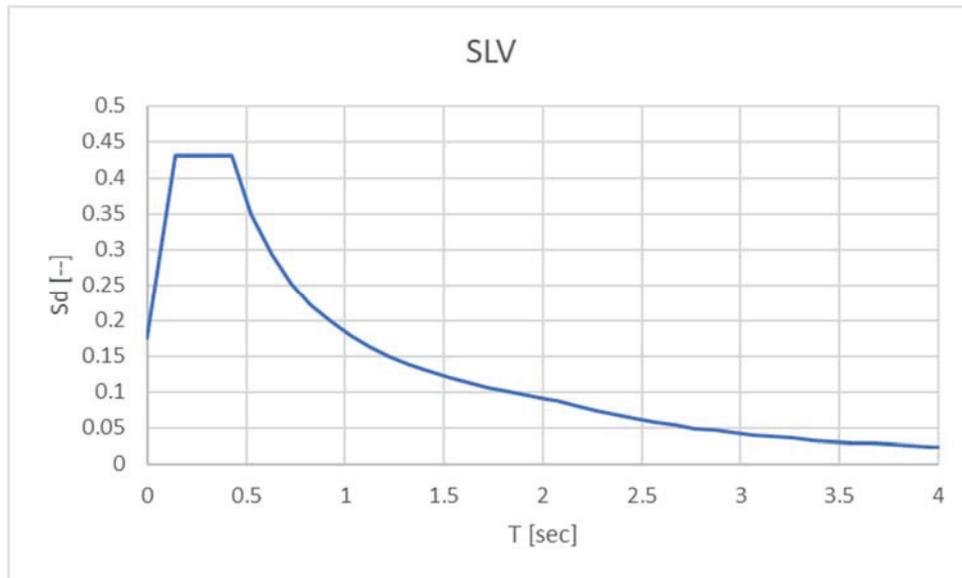
SLV	
FO	2.452
ag	0.117
Tc	0.260

SLD	
FO	2.429
ag	0.043
Tc	0.213

Le masse considerate nell'analisi spettrale sono date da pesi propri, carichi permanenti e una porzione di carichi variabili:

DEAD	1.00
PERM	1.00
VAR	0.30

Di seguito si mostrano gli spettri considerati nel calcolo.



6.7 Combinazioni dei carichi

Le combinazioni considerate nel dimensionamento e nella verifica:

	DEAD	perm	VAR	WX	WX-	WY	WY-	TEMP+	TEMP-	SLV_X	SLV_Y
SLU01	1.3	1.3	1.5								
SLU02	1.3	1.3	1.5	0.9							
SLU03	1.3	1.3	1.5		0.9						
SLU04	1.3	1.3	1.5			0.9					
SLU05	1.3	1.3	1.5				0.9				
SLU06	1.3	1.3	1.5	0.9				0.9			
SLU07	1.3	1.3	1.5		0.9			0.9			
SLU08	1.3	1.3	1.5			0.9		0.9			
SLU09	1.3	1.3	1.5				0.9	0.9			
SLU10	1.3	1.3	1.5	0.9					0.9		
SLU11	1.3	1.3	1.5		0.9				0.9		
SLU12	1.3	1.3	1.5			0.9			0.9		
SLU13	1.3	1.3	1.5				0.9		0.9		
SLU14	1.3	1.3	1.05	1.5							
SLU15	1.3	1.3	1.05		1.5						
SLU16	1.3	1.3	1.05			1.5					
SLU17	1.3	1.3	1.05				1.5				
SLU18	1.3	1.3	1.05	1.5				0.9			
SLU19	1.3	1.3	1.05		1.5			0.9			
SLU20	1.3	1.3	1.05			1.5		0.9			
SLU21	1.3	1.3	1.05				1.5	0.9			
SLU22	1.3	1.3	1.05	1.5					0.9		
SLU23	1.3	1.3	1.05		1.5				0.9		
SLU24	1.3	1.3	1.05			1.5			0.9		
SLU25	1.3	1.3	1.05				1.5		0.9		
SLU26	1.3	1.3	1.05	0.9				1.5			
SLU27	1.3	1.3	1.05		0.9			1.5			
SLU28	1.3	1.3	1.05			0.9		1.5			
SLU29	1.3	1.3	1.05				0.9	1.5			
SLU30	1.3	1.3	1.05	0.9					1.5		
SLU31	1.3	1.3	1.05		0.9				1.5		
SLU32	1.3	1.3	1.05			0.9			1.5		
SLU33	1.3	1.3	1.05				0.9		1.5		
SLU34	1	1		1.5							
SLU35	1	1			1.5						
SLU36	1	1				1.5					
SLU37	1	1					1.5				
SLU38	1	1		1.5				0.9			
SLU39	1	1			1.5			0.9			
SLU40	1	1				1.5		0.9			
SLU41	1	1					1.5	0.9			
SLU42	1	1		1.5					0.9		
SLU43	1	1			1.5				0.9		
SLU44	1	1				1.5			0.9		
SLU45	1	1					1.5		0.9		
SLU46	1	1		0.9				1.5			
SLU47	1	1			0.9			1.5			
SLU48	1	1				0.9		1.5			
SLU49	1	1					0.9	1.5			
SLU50	1	1		0.9					1.5		
SLU51	1	1			0.9				1.5		
SLU52	1	1				0.9			1.5		
SLU53	1	1					0.9		1.5		
SLV01	1	1								1	0.3
SLV02	1	1								0.3	1

7 ANALISI DEI CARICHI – CASTELLETTO ASCENSORE

Fra parentesi si indica il nome dei casi di carico corrispondenti nel modello di calcolo.

7.1 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio delle strutture è tenuto in conto in modo automatico dal software di calcolo. Si è considerato un peso specifico dell'acciaio pari a 7850 kg/mc.

7.2 Permanenti portati (PERM)

In corrispondenza delle facciate si è considerato un sovraccarico lineare distribuito uniforme:
 $g_2 = 1.50 \text{ kN/m}$

7.3 Carichi da ascensore (sollevamento, F50, F52)

In base alle schede tecniche dell'impianto, si sono considerati i seguenti carichi:

Sollevamento

(in fase di montaggio, manutenzione o sostituzione della cabina)

3 ganci da 2000kg ciascuno

$F = 20 \text{ kN}$

(3 forze verticali F in corrispondenza del traverso di testata)

Il sovraccarico accidentale considerato è pari a:

$q = 4.00 \text{ kN/mq}$

(categoria B1 secondo NTC 2018-scale comuni)

F50

Carico su una guida, applicato ad un singolo piano in corrispondenza dell'asse della traversa.

$F_y = 1.35 \text{ kN}$ (parallela all'apertura delle porte, verso l'esterno del vano)

$F_x = 0.70 \text{ kN}$ (ortogonale all'apertura delle porte)

A favore di sicurezza si considera la posizione peggiore, con cabina in corrispondenza dell'ultimo sbarco.

F52

Carichi su due guide, applicati ad un singolo piano in due punti della traversa opposta a quella su cui è applicato il carico F50.

$F_y = 2.35 \text{ kN}$ (parallela all'apertura delle porte, verso l'esterno del vano)

$F_x = 0.65 \text{ kN}$ (ortogonale all'apertura delle porte)

A favore di sicurezza si considera la posizione peggiore, con cabina in corrispondenza dell'ultimo sbarco.

Si considerano i tre casi di presenza del solo F50, del solo F52, di F50 e F52 in contemporanea. Il carico da sollevamento invece, essendo per particolari situazioni nella vita dell'impianto, è applicato da solo.

7.4 Vento (W+X, W-X, W+Y, W-Y)

Zona	1 (Piemonte)
Rugosità	D (area priva di ostacoli)
Altitudine	700 m s.l.m.m.
Cat. Esposizione	III
Altezza edificio	~9.00 m
Pressione rif.	391 N/mq
Coeff. Esposizione	2.07 (massimo)
Coeff.forma	0.80 (sopravento)
	0.40 (sottovento)

Pressioni di progetto:

qw =	0.65 kN/mq (sopravento)
	0.33 kN/mq (sottovento)

Il carico da vento è applicato sul modello come un carico distribuito lineare sugli elementi di bordo a quota pavimento. L'area di influenza di ciascuna trave è stimata pari a:

$$i = 2.90 \text{ m}$$

Carichi di progetto:

qw =	1.90 kN/m (sopravento)
	0.95 kN/m (sottovento)

Il vento è applicato separatamente nelle due direzioni principali, nei due versi per ogni direzione.

7.5 Carico termico (--)

Si è considerato un carico termico secondo Normativa:

- Strutture esposte $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$

Applicato come dilatazioni in tutte le membrature.

7.6 Sisma

Il sisma è stato considerato, in accordo alle NTC 2018, con analisi spettrali. Sono state eseguite analisi allo stato limite di vita (SLV) e allo stato limite di danneggiamento (SLD).

I parametri considerati sono i seguenti:

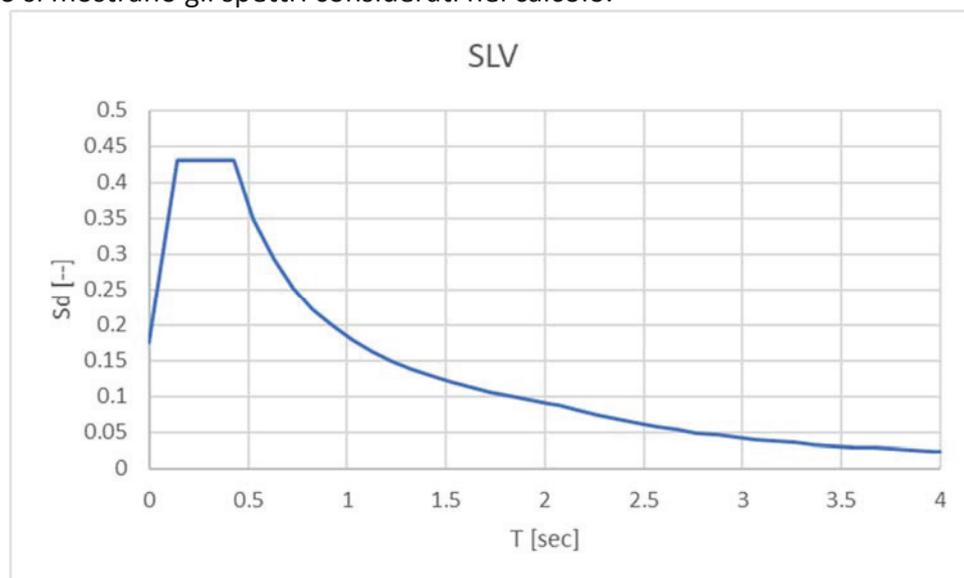
Cat.suolo	C
Vita Nominale	10 anni
Classe uso	II
Coeff. Uso	1.0
Periodo di rif.	35 anni
Latitudine	45.128
Longitudine	6.989

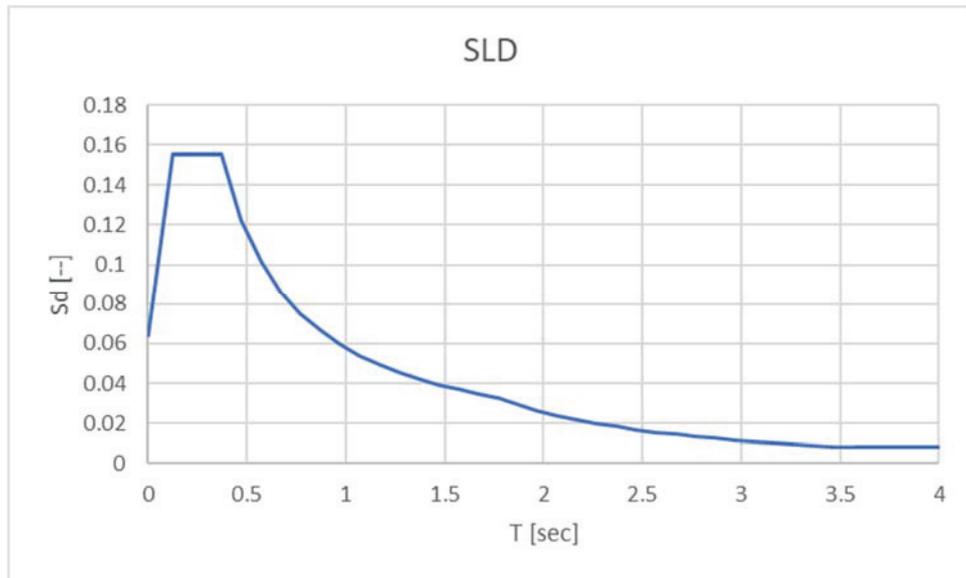
SLV	
FO	2.452
ag	0.117
Tc	0.260

SLD	
FO	2.429
ag	0.043
Tc	0.213

Le masse considerate nell'analisi spettrale sono date da pesi propri, carichi permanenti e una stima della massa della cabina (verticalmente scarica il peso sulle guide che vanno a terra in fondazione, ma dal punto di vista inerziale la si considera solidale al vano). Cautelativamente si considera una massa di 20kN, presente in sommità del vano.

Di seguito si mostrano gli spettri considerati nel calcolo.





7.7 Combinazioni dei carichi

Le combinazioni considerate nel dimensionamento e nella verifica:

	DEAD	perm	sollevamento	WX	WX-	WY	WY-	TEMP+	TEMP-	F50	F52	SLV_X	SLV_Y
SLU01	1.3	1.3											
SLU02	1.3	1.3	1.5										
SLU03	1.3	1.3								1.5			
SLU04	1.3	1.3									1.5		
SLU05	1.3	1.3								1.5	1.5		
SLU06	1.3	1.3		1.5						1.5			
SLU07	1.3	1.3			1.5					1.5			
SLU08	1.3	1.3				1.5				1.5			
SLU09	1.3	1.3					1.5			1.5			
SLU10	1.3	1.3		1.5							1.5		
SLU11	1.3	1.3			1.5						1.5		
SLU12	1.3	1.3				1.5					1.5		
SLU13	1.3	1.3					1.5				1.5		
SLU14	1.3	1.3		1.5						1.5	1.5		
SLU15	1.3	1.3			1.5					1.5	1.5		
SLU16	1.3	1.3				1.5				1.5	1.5		
SLU17	1.3	1.3					1.5			1.5	1.5		
SLU18	1.3	1.3		1.5				0.9		1.5			
SLU19	1.3	1.3			1.5			0.9		1.5			
SLU20	1.3	1.3				1.5		0.9		1.5			
SLU21	1.3	1.3					1.5	0.9		1.5			
SLU22	1.3	1.3		1.5				0.9			1.5		
SLU23	1.3	1.3			1.5			0.9			1.5		
SLU24	1.3	1.3				1.5		0.9			1.5		
SLU25	1.3	1.3					1.5	0.9			1.5		
SLU26	1.3	1.3		1.5				0.9		1.5	1.5		
SLU27	1.3	1.3			1.5			0.9		1.5	1.5		
SLU28	1.3	1.3				1.5		0.9		1.5	1.5		
SLU29	1.3	1.3					1.5	0.9		1.5	1.5		
SLU30	1.3	1.3		1.5					0.9	1.5			
SLU31	1.3	1.3			1.5				0.9	1.5			
SLU32	1.3	1.3				1.5			0.9	1.5			
SLU33	1.3	1.3					1.5		0.9	1.5			
SLU34	1.3	1.3		1.5					0.9		1.5		
SLU35	1.3	1.3			1.5				0.9		1.5		
SLU36	1.3	1.3				1.5			0.9		1.5		
SLU37	1.3	1.3					1.5		0.9		1.5		
SLU38	1.3	1.3		1.5					0.9	1.5	1.5		
SLU39	1.3	1.3			1.5				0.9	1.5	1.5		
SLU40	1.3	1.3				1.5			0.9	1.5	1.5		
SLU41	1.3	1.3					1.5		0.9	1.5	1.5		
SLU42	1	1								1.5			
SLU43	1	1									1.5		
SLU44	1	1								1.5	1.5		
SLU45	1	1		1.5						1.5			
SLU46	1	1			1.5					1.5			
SLU47	1	1				1.5				1.5			
SLU48	1	1					1.5			1.5			
SLU49	1	1		1.5							1.5		
SLU50	1	1			1.5						1.5		
SLU51	1	1				1.5					1.5		
SLU52	1	1					1.5				1.5		
SLU53	1	1		1.5						1.5	1.5		
SLU54	1	1			1.5					1.5	1.5		
SLU55	1	1				1.5				1.5	1.5		
SLU56	1	1					1.5			1.5	1.5		
SLU57	1	1		1.5				0.9		1.5			
SLU58	1	1			1.5			0.9		1.5			
SLU59	1	1				1.5		0.9		1.5			
SLU60	1	1					1.5	0.9		1.5			
SLU61	1	1		1.5				0.9			1.5		
SLU62	1	1			1.5			0.9			1.5		
SLU63	1	1				1.5		0.9			1.5		
SLU64	1	1					1.5	0.9			1.5		
SLU65	1	1		1.5				0.9		1.5	1.5		
SLU66	1	1			1.5			0.9		1.5	1.5		
SLU67	1	1				1.5		0.9		1.5	1.5		
SLU68	1	1					1.5	0.9		1.5	1.5		
SLU69	1	1		1.5					0.9	1.5			
SLU70	1	1			1.5				0.9	1.5			
SLU71	1	1				1.5			0.9	1.5			
SLU72	1	1					1.5		0.9	1.5			
SLU73	1	1		1.5					0.9		1.5		
SLU74	1	1			1.5				0.9		1.5		
SLU75	1	1				1.5			0.9		1.5		
SLU76	1	1					1.5		0.9		1.5		
SLU77	1	1		1.5					0.9	1.5	1.5		
SLU78	1	1			1.5				0.9	1.5	1.5		
SLU79	1	1				1.5			0.9	1.5	1.5		
SLU80	1	1					1.5		0.9	1.5	1.5		
SLV01	1	1										1	0.3
SLV02	1	1										0.3	1

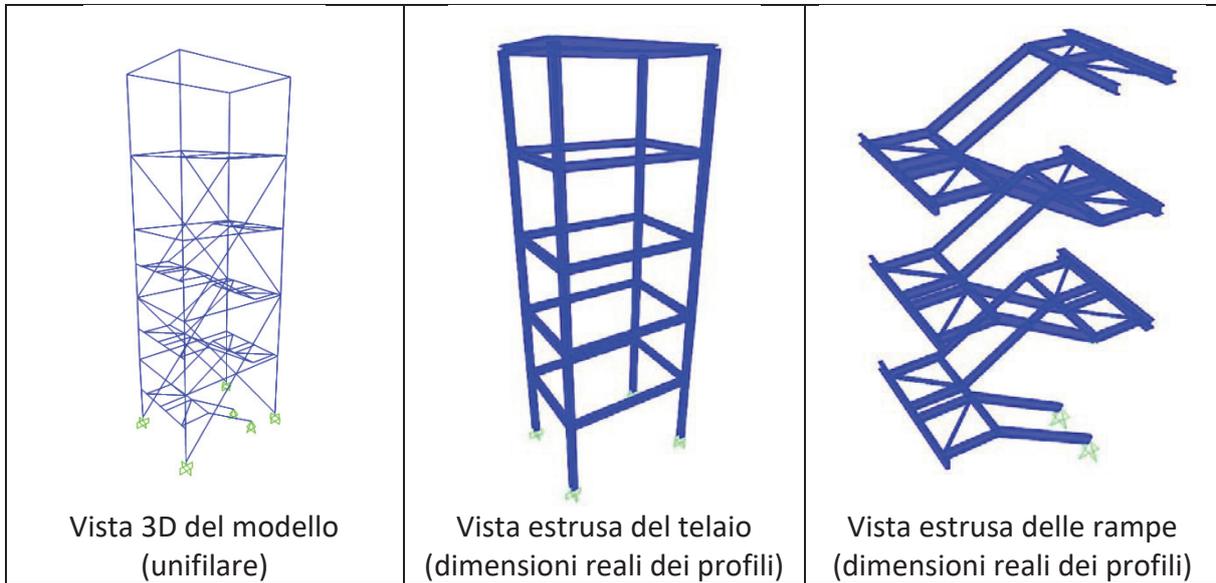
8 CRITERI DI ANALISI E MODELLAZIONE

Si sono sviluppati due modelli di calcolo 3D FEM per l'analisi globale nei confronti delle sollecitazioni orizzontali e verticali, per il dimensionamento e verifica di tutte le strutture. Tutti gli elementi sono stati modellati con elementi 'frame' lineari, vincolati in modo coerente allo schema statico dichiarato in precedenza (§2).

8.1 Modello di calcolo - scala

E' stato sviluppato un modello di calcolo FEM 3D, con l'ausilio del software: SAP2000 di C.S.I.

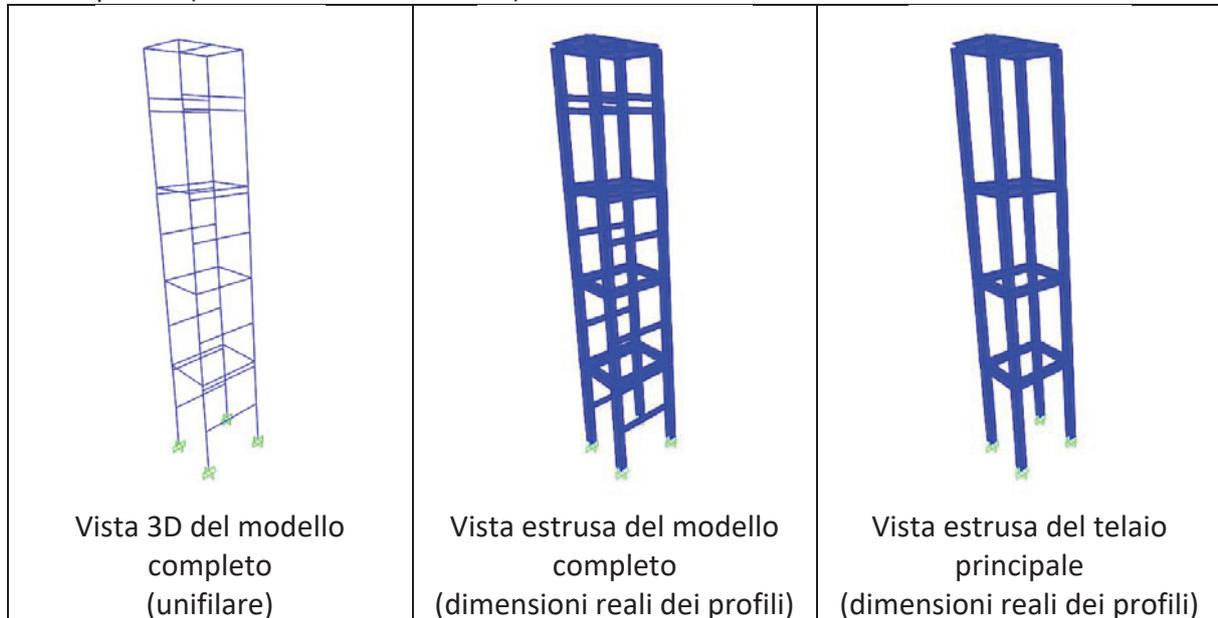
Si è modellato il manufatto con elementi trave 'frame'; il sistema di controvento è pensato per lavorare in sola trazione. Avendo sviluppato un'analisi lineare, si è ridotta del 50% la rigidità assiale dei controventi progettati, così da simulare la rigidità del solo diagonale teso.



8.2 Modello di calcolo - ascensore

E' stato sviluppato un modello di calcolo FEM 3D, con l'ausilio del software: SAP2000 di C.S.I.

Si è modellato il manufatto con elementi trave 'frame'; sono stati modellati, oltre agli elementi del telaio principale, tutti incastrati fra loro, anche i profili secondari per le esigenze dell'impianto (incernierati alle colonne).

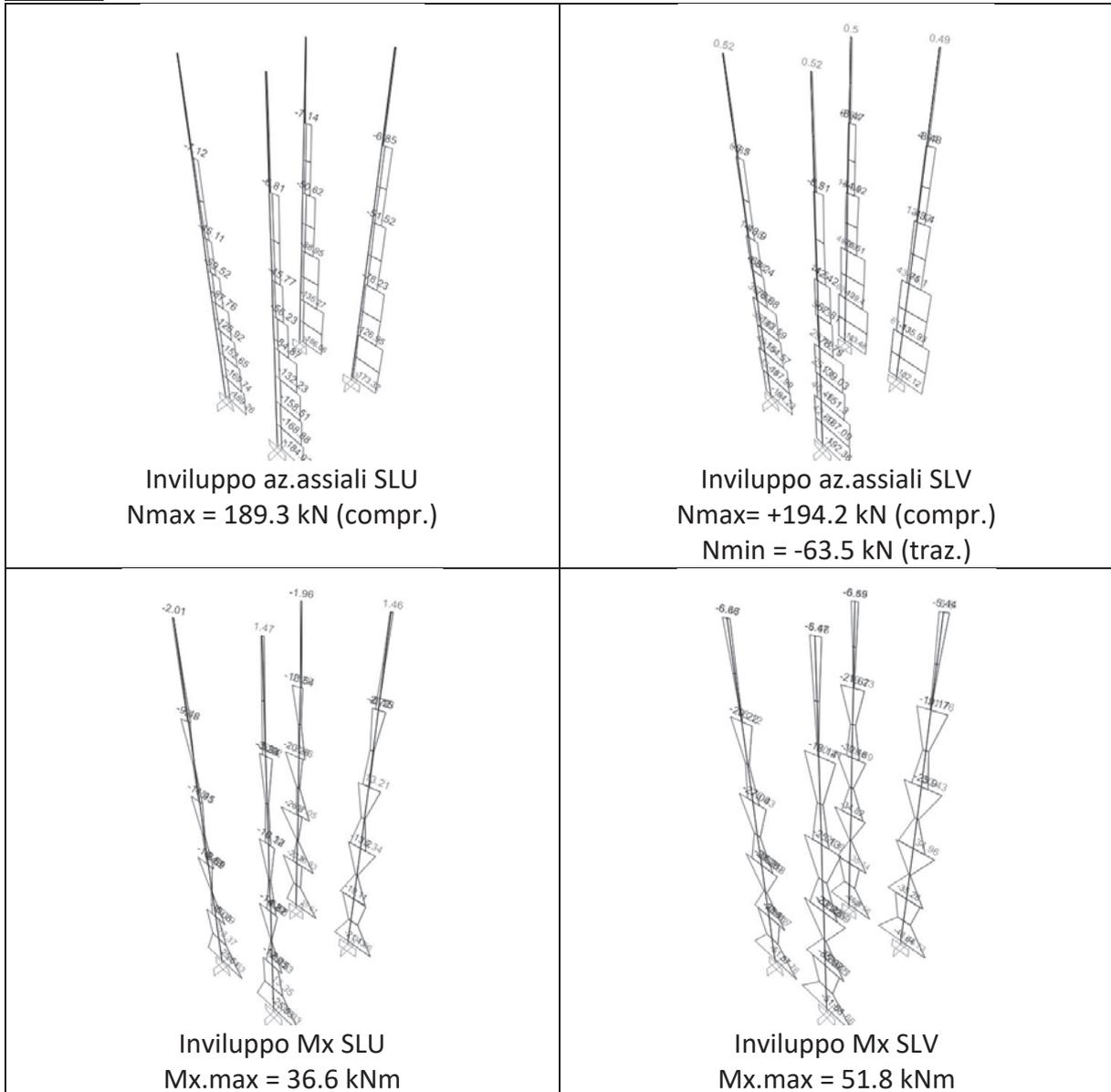


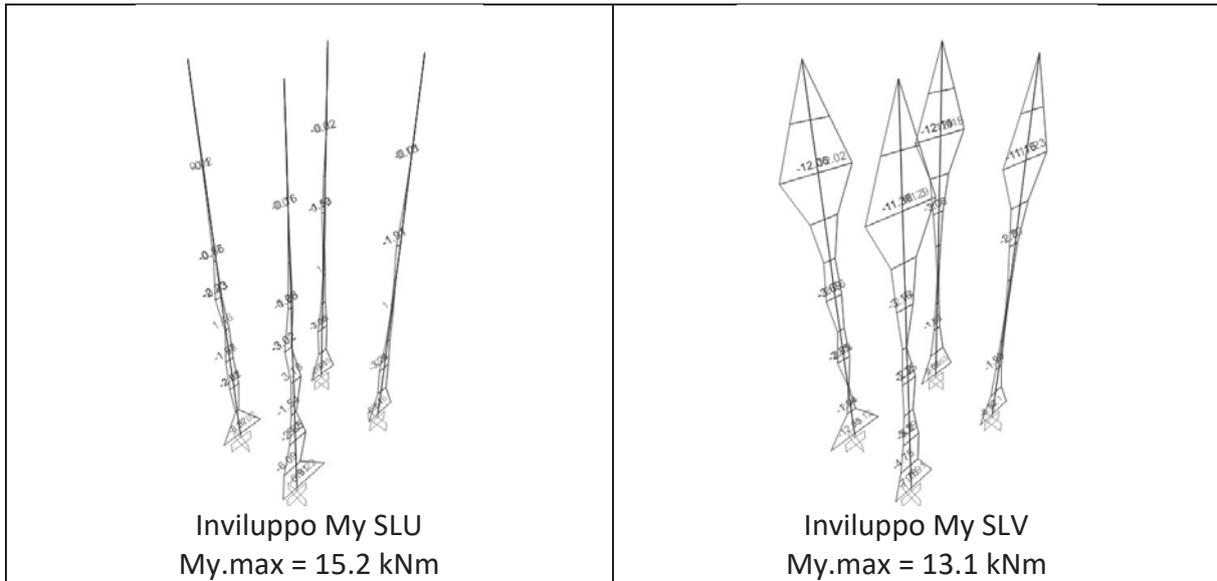
9 RISULTATI

9.1 Sollecitazioni sugli elementi - scala

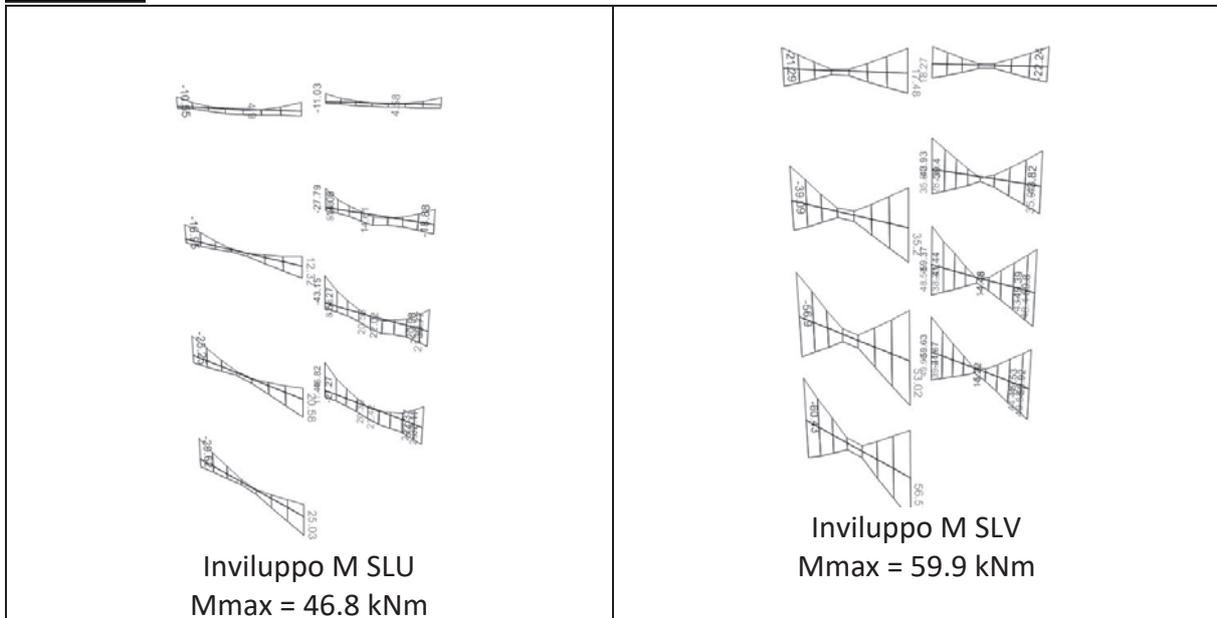
Si mostrano le sollecitazioni sugli elementi significativi.

Colonne

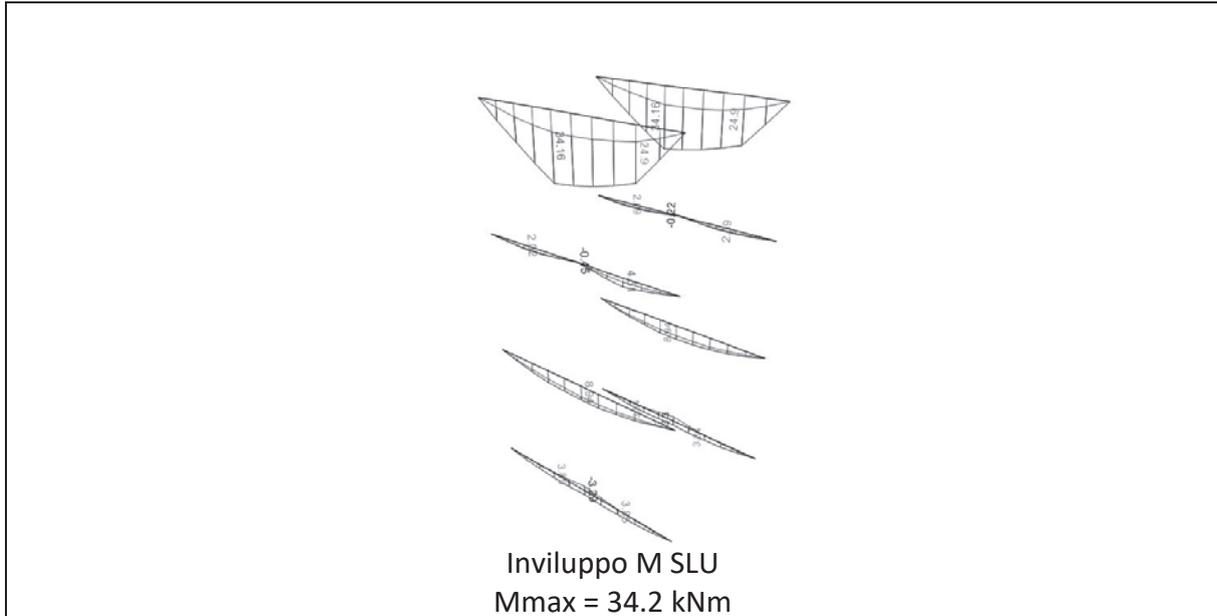




Travi corte

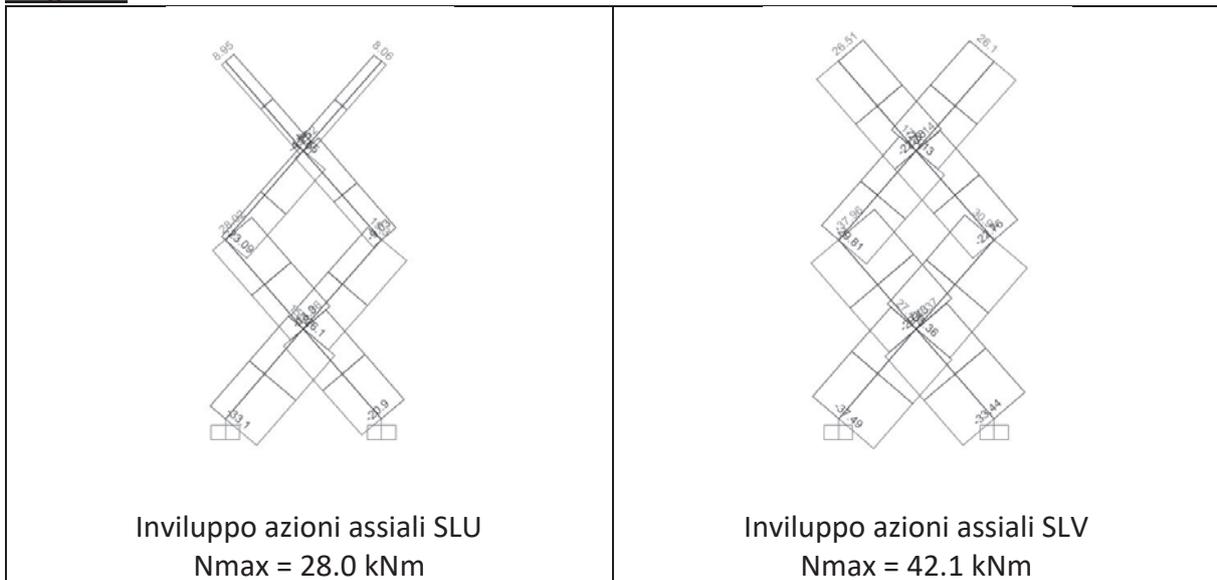


Travi lunghe



Le travi di copertura sono le più sollecitate a causa della possibile presenza della neve. Non si mostrano le azioni SLV in quanto non significative, dato che le travi sono incernierate agli estremi.

Diagonali

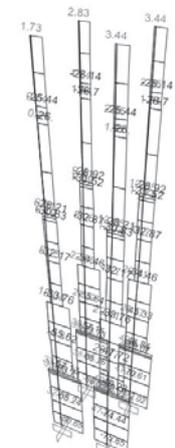
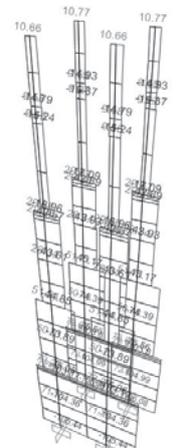
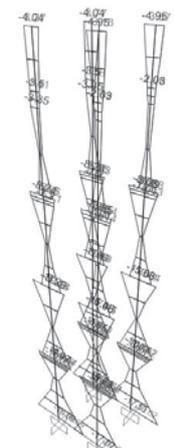
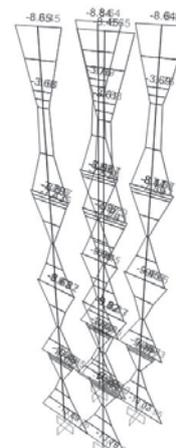
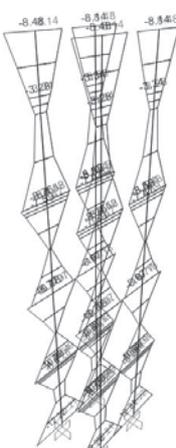


Si segnala che le azioni per la verifica dei profili diagonali dovranno essere raddoppiate; rispetto al modello di calcolo lineare, nella realtà si considera presente il solo diagonale teso che dovrà assorbire anche l'azione del diagonale compresso del modello di calcolo.

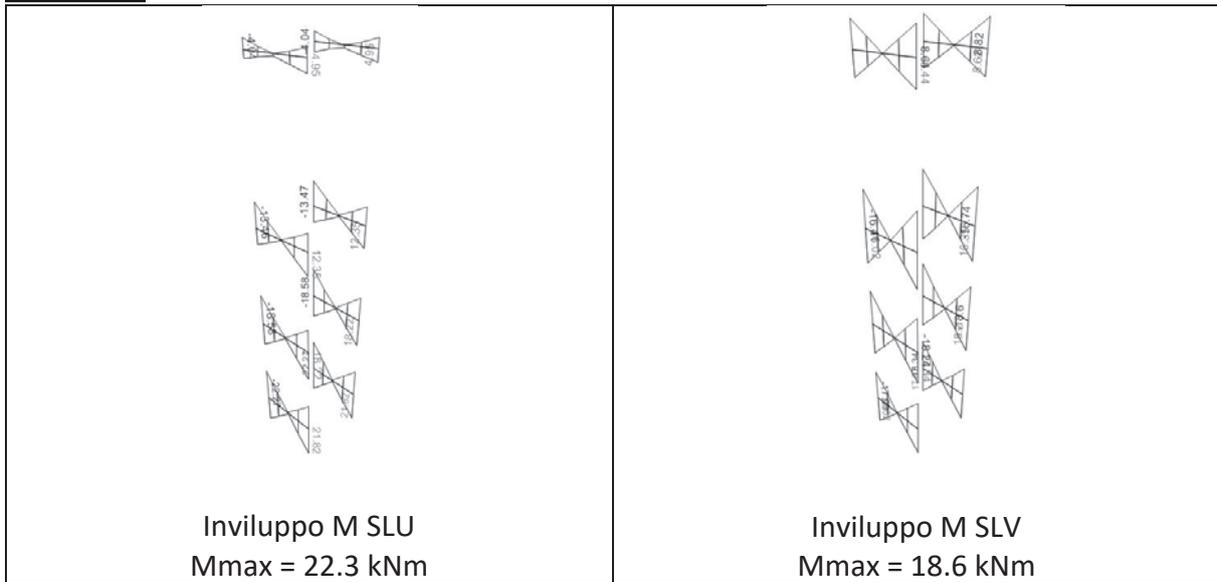
9.2 Sollecitazioni sugli elementi - ascensore

Si mostrano le sollecitazioni sugli elementi significativi.

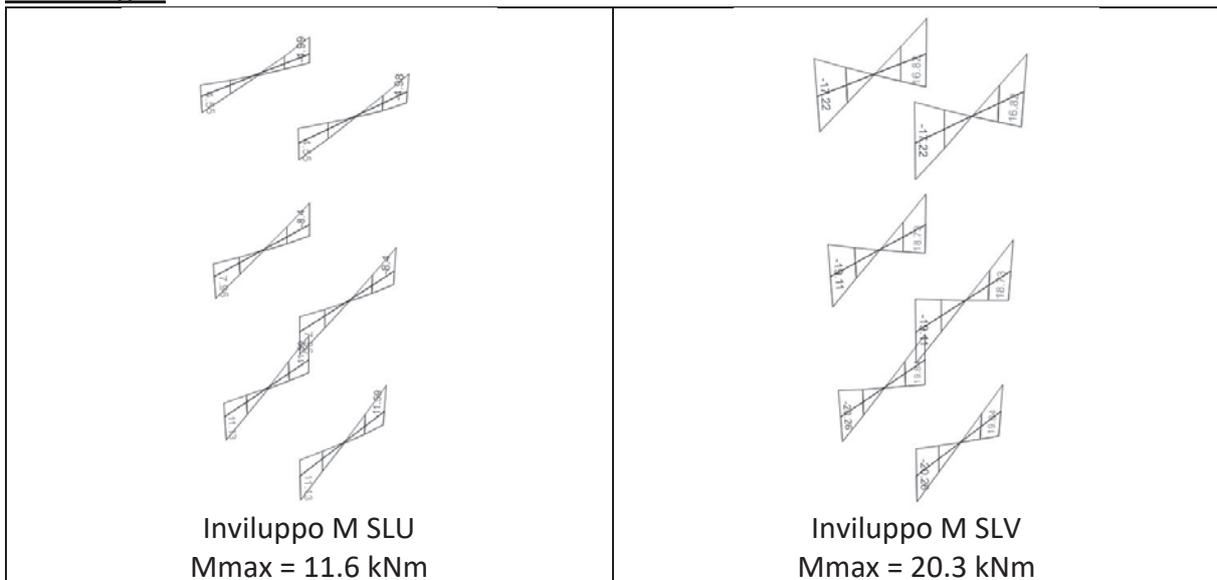
Colonne

 <p>Inviluppo az.assiali SLU $N_{max} = 86.7 \text{ kN (compr.)}$ $N_{min} = -47.8 \text{ kN (traz.)}$</p>	 <p>Inviluppo az.assiali SLV $N_{max} = +106.8 \text{ kN (compr.)}$ $N_{min} = -73.0 \text{ kN (traz.)}$</p>
 <p>Inviluppo Mx SLU $M_{x,max} = 19.7 \text{ kNm}$</p>	 <p>Inviluppo Mx SLV $M_{x,max} = 14.2 \text{ kNm}$</p>
 <p>Inviluppo My SLU $M_{y,max} = 11.1 \text{ kNm}$</p>	 <p>Inviluppo My SLV $M_{y,max} = 12.2 \text{ kNm}$</p>

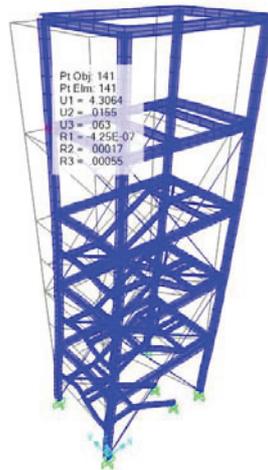
Travi corte



Travi lunghe



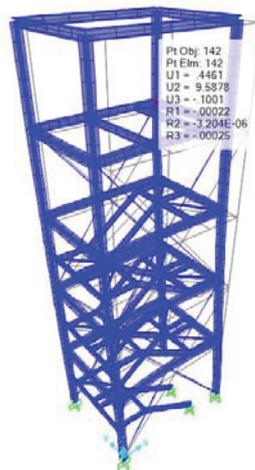
9.3 Deformazioni – scala



Deformata per vento in direzione x

Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):

$$s_{\max} = 4.3\text{mm} \ll 23.2 = 1/500H = s_{\text{amm}}$$



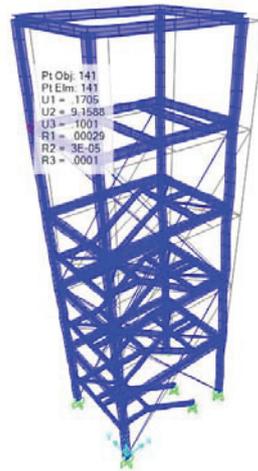
Deformata per vento in direzione y

Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):

$$s_{\max} = 9.6\text{mm} \ll 23.2 = 1/500H = s_{\text{amm}}$$

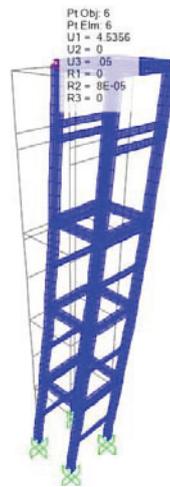


Deformata per sisma SLD in direzione x
Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):
 $s_{\max} = 5.9\text{mm} \ll 23.2 = 1/500H = s_{\text{amm}}$



Deformata per sisma SLD in direzione y
Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):
 $s_{\max} = 9.2\text{mm} \ll 23.2 = 1/500H = s_{\text{amm}}$

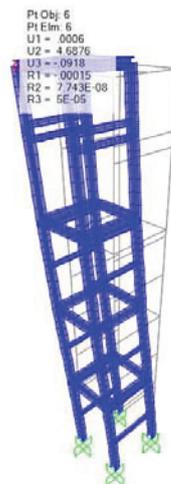
9.4 Deformazioni – ascensore



Deformata per vento in direzione x

Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):

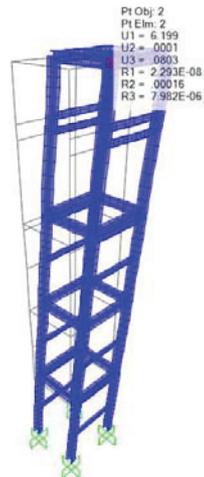
$$s_{\max} = 4.5\text{mm} \ll 25.1 = 1/500H = s_{\text{amm}}$$



Deformata per vento in direzione y

Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):

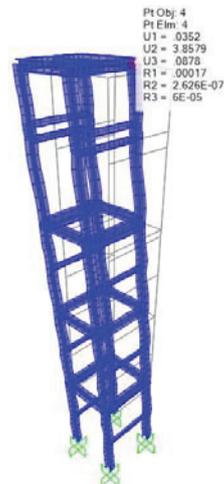
$$s_{\max} = 4.7\text{mm} \ll 25.1 = 1/500H = s_{\text{amm}}$$



Deformata per sisma SLD in direzione x

Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):

$$s_{\max} = 6.2\text{mm} \ll 25.1 = 1/500H = s_{\text{amm}}$$



Deformata per sisma SLD in direzione y

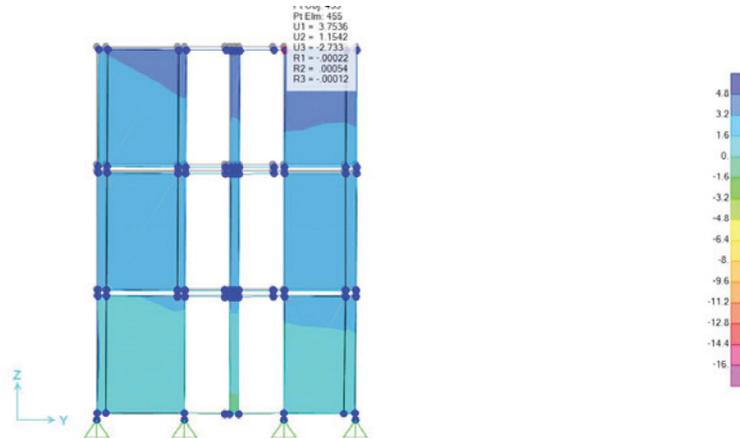
Spostamento massimo in copertura (esclusa la 'lanterna'):

$$s_{\max} = 3.9\text{mm} \ll 25.1 = 1/500H = s_{\text{amm}}$$

9.5 Deformazioni – giunto con edificio container

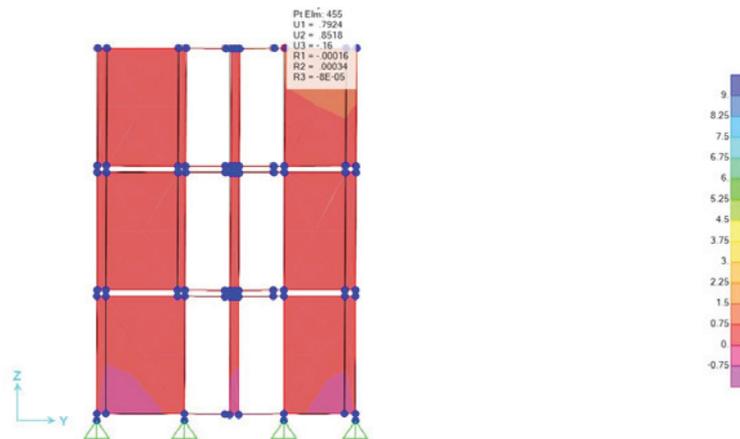
Le strutture delle scale e dell'ascensore sono strutturalmente giuntate rispetto all'edificio in container cui consentono di accedere. Il giunto strutturale è di 2.0cm.

Di seguito si mostrano le deformazioni massime in direzione di scale e ascensore della struttura dell'edificio:



Deformata involucro delle combinazioni SLE

Spostamento max in direzione scale/ascensore: $s_{max} = 3.8 \text{ mm}$



Deformata involucro delle combinazioni SLD

Spostamento max in direzione scale/ascensore: $s_{max} = 0.8 \text{ mm}$

Si considerando possibili controfasi per la combinazione sismica, e a favore di sicurezza anche per le combinazioni da vento.

Giunto ascensore

Ascensore, Direzione x, stati limite di esercizio:	$s =$	4.5	mm
Edificio, Direzione x, stati limite di esercizio:	$s =$	3.8	mm
Somma:	$s =$	8.3	mm

Ascensore, Direzione x, sisma danno:	$s =$	6.2	mm
Edificio, Direzione x, sisma danno:	$s =$	0.8	mm
Somma:	$s =$	7.0	mm

La dimensione del giunto è: $20\text{mm} > 8.3 \text{ mm}$

Giunto scala

Scala, Direzione x, stati limite di esercizio: s = 4.3 mm

Edificio, Direzione x, stati limite di esercizio: s = 3.8 mm

Somma: s = **8.1 mm**

Ascensore, Direzione x, sisma danno: s = 5.9 mm

Edificio, Direzione x, sisma danno: s = 0.8 mm

Somma: s = **6.7 mm**

La dimensione del giunto è: 20mm > 8.1 mm

9.6 Analisi modale - scala

Data la semplicità del modello e della distribuzione delle masse, l'analisi modale è stata estesa ad un numero di modi molto limitati (12), ma comunque sufficiente a mobilitare una percentuale della massa totale dell'edificio maggiore dell'85%. In rosso si evidenziano i modi che mobilitano una quantità di massa maggiore del 5% del totale.

Masse partecipanti modali					
Modo	Periodo	UX	UY	ΣUX	ΣUY
[--]	[s]	[--]	[--]	[--]	[--]
1	0.505	0.00	0.80	0.00	0.80
2	0.400	0.00	0.00	0.00	0.80
3	0.359	0.75	0.00	0.75	0.80
4	0.322	0.01	0.00	0.76	0.80
5	0.212	0.10	0.00	0.86	0.80
6	0.199	0.00	0.00	0.86	0.80
7	0.180	0.01	0.00	0.86	0.80
8	0.178	0.00	0.10	0.86	0.91
9	0.161	0.01	0.00	0.88	0.91
10	0.152	0.00	0.00	0.88	0.91
11	0.132	0.00	0.00	0.88	0.91
12	0.123	0.00	0.03	0.88	0.94

9.7 Analisi modale - ascensore

Data la semplicità del modello e della distribuzione delle masse, l'analisi modale è stata estesa ad un numero di modi molto limitati (12), ma comunque sufficiente a mobilitare una percentuale della massa totale dell'edificio maggiore dell'85%. In rosso si evidenziano i modi che mobilitano una quantità di massa maggiore del 5% del totale.

Masse partecipanti modali					
Modo	Periodo	UX	UY	ΣUX	ΣUY
[--]	[s]	[--]	[--]	[--]	[--]
1	0.359	0.80	0.00	0.80	0.00
2	0.284	0.00	0.78	0.80	0.78
3	0.221	0.00	0.00	0.80	0.78
4	0.124	0.00	0.00	0.80	0.78
5	0.118	0.13	0.00	0.93	0.78
6	0.085	0.00	0.14	0.93	0.92
7	0.077	0.00	0.00	0.93	0.92
8	0.060	0.04	0.00	0.97	0.92
9	0.059	0.00	0.00	0.97	0.92
10	0.042	0.00	0.00	0.97	0.92
11	0.041	0.00	0.05	0.97	0.97
12	0.038	0.01	0.00	0.98	0.97

9.8 Reazioni vincolari - scala

Si riportano in forma tabellare gli inviluppi delle reazioni vincolari al piede delle 4 colonne, per le combinazioni SLU e SLV.

Reazioni vincolari							
Nodo	Combo		Fx	Fy	Fz	Mx	My
[--]	[--]	[--]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
115	ENV_SLU	Max	20.0	13.2	175.0	32.0	9.5
115	ENV_SLU	Min	-16.8	-16.4	10.7	-21.4	-6.6
119	ENV_SLU	Max	33.1	23.0	200.5	36.3	15.2
119	ENV_SLU	Min	-13.5	-27.1	36.9	-25.5	-6.9
123	ENV_SLU	Max	26.6	23.1	197.8	36.6	11.0
123	ENV_SLU	Min	-15.9	-27.3	37.9	-25.5	-8.4
125	ENV_SLU	Max	18.1	8.9	183.1	35.6	8.7
125	ENV_SLU	Min	-17.7	-20.5	21.3	-17.5	-6.9
115	ENV_SLV	Max	25.3	25.3	191.6	46.7	10.1
115	ENV_SLV	Min	-25.5	-23.2	-68.1	-48.6	-8.9
119	ENV_SLV	Max	29.5	26.5	204.1	51.7	10.9
119	ENV_SLV	Min	-20.0	-26.6	-45.9	-51.6	-7.8
123	ENV_SLV	Max	33.6	26.6	210.3	51.8	13.1
123	ENV_SLV	Min	-27.4	-26.6	-52.2	-51.6	-12.0
125	ENV_SLV	Max	27.0	23.3	194.2	48.6	10.6
125	ENV_SLV	Min	-28.5	-25.3	-70.1	-46.8	-9.9

9.9 Reazioni vincolari - ascensore

Si riportano in forma tabellare gli inviluppi delle reazioni vincolari al piede delle 4 colonne, per le combinazioni SLU e SLV.

Reazioni vincolari							
Nodo	Combo		Fx	Fy	Fz	Mx	My
[--]	[--]	[--]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	ENV_SLU	Max	7.1	9.6	75.9	19.6	7.9
1	ENV_SLU	Min	-9.1	-10.9	-46.9	-17.1	-11.1
3	ENV_SLU	Max	7.2	9.8	72.0	19.6	7.9
3	ENV_SLU	Min	-9.1	-10.9	-46.9	-17.5	-11.0
5	ENV_SLU	Max	6.9	9.5	86.7	19.7	7.5
5	ENV_SLU	Min	-9.1	-10.9	-31.2	-17.0	-11.1
7	ENV_SLU	Max	6.9	9.7	86.7	19.7	7.6
7	ENV_SLU	Min	-9.1	-10.9	-37.2	-17.5	-11.0
1	ENV_SLV	Max	7.6	7.3	105.4	13.7	12.2
1	ENV_SLV	Min	-7.6	-7.3	-70.9	-13.8	-12.2
3	ENV_SLV	Max	7.6	7.5	106.1	14.0	12.2
3	ENV_SLV	Min	-7.6	-7.4	-71.5	-14.0	-12.2
5	ENV_SLV	Max	7.6	7.3	105.4	13.8	12.2
5	ENV_SLV	Min	-7.6	-7.3	-70.9	-13.7	-12.2
7	ENV_SLV	Max	7.6	7.4	106.1	14.0	12.2
7	ENV_SLV	Min	-7.6	-7.5	-71.5	-14.0	-12.2

10 VERIFICHE

Si sono sviluppati modelli FEM 3D per l'analisi delle sollecitazioni nei profili; il software consente anche di effettuare le verifiche di resistenza e stabilità delle diverse membrature.

Si sono eseguite le verifiche di tutti gli elementi aggiuntivi introdotti nelle strutture dei container; le strutture non modificate sono infatti verificate perché ideate e certificate per sollecitazioni ben superiori a quelle indotte dai carichi dell'edificio.

Le lunghezze di libera inflessione ($L_0 = \beta L$) per le verifiche di stabilità sono state imputate a mano in modo cautelativo, con le seguenti ipotesi:

colonne	$\beta_{\max} = \beta_{\min} =$	1.15 (ascensore)
	$\beta_{\max} = \beta_{\min} =$	2.00 (scala)
travi	$\beta_{\max} =$	1.0

Le lunghezze di libera inflessione sono state valutate per telai a nodi mobili, valutando le rigidità reciproche colonna/trave concorrenti nei nodi.

Le verifiche effettuate per ciascun elemento sono quelle di resistenza e di stabilità delle membrature; si riportano di seguito i criteri di verifica utilizzati.

10.1 Verifiche di resistenza

10.1.1 Resistenza a compressione

Sezioni di classe 1, 2 e 3:

Si è verificato che:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd}$$

dove:

N_{Sd} = azione di compressione sollecitante

$N_{c,Rd}$ = azione di compressione resistente

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

A = area della sezione

10.1.2 Resistenza a presso / tenso flessione retta

Sezioni di classe 1 e 2:

Si è verificato che:

$$M_{Sd} \leq M_{N,Rd}$$

dove:

M_{Sd} = momento flettente sollecitante

$M_{N,Rd}$ = momento resistente in presenza di azione assiale

$$M_{N,Rd} = M_{PL,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) \leq M_{PL,Rd}$$

$M_{PL,Rd}$ = momento plastico a flessione semplice nel piano dell'anima

$$n = N_{Sd} / N_{PL,Rd}$$

N_{Sd} = azione assiale sollecitante

$N_{PL,Rd}$ = resistenza plastica assiale

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0,5$$

A = area lorda della sezione

b = larghezza delle ali (per sezioni ad "I" o ad "H");
larghezza della sezione (per sezioni scatolari quadre o rettangolari);
larghezza dell'equivalente sezione quadrata (per sezioni tubolari circolari);

t_f = spessore delle ali (per sezioni ad "I" o ad "H");
spessore della sezione (per sezioni scatolari e tubolari);

Per quanto riguarda il momento resistente, si è anche tenuto conto dell'eventuale riduzione di resistenza qualora il taglio sollecitante fosse risultato maggiore della metà del taglio resistente in tal caso, si è adottata una tensione di snervamento ridotta f_{y,red} pari a :

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_{yk}$$

dove:

$$\rho = (2 \cdot V_{Sd} / V_{Rd} - 1)^2$$

V_{Sd} = azione di taglio sollecitante

V_{Rd} = azione di taglio resistente

Sezioni di classe 3:

Si è verificato che:

$$N_{Sd} / A + M_{Sd} / W_{El} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

dove:

N_{Sd} = azione assiale sollecitante

M_{Sd} = momento flettente sollecitante

A = area lorda della sezione

W_{El} = modulo di resistenza elastico della sezione

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

10.1.3 Resistenza a presso / tenso flessione deviata

Sezioni di classe 1 e 2:

Si è verificato che:

$$(M_{Y,Sd} / M_{NY,Rd})^2 + (M_{Z,Sd} / M_{NZ,Rd})^{5n} \leq 1$$

dove:

$$n = N_{Sd} / N_{PL,Rd}$$

Sezioni di classe 3:

Si è verificato che:

$$N_{Sd} / A + M_{Y,Sd} / W_{Y,El} + M_{Z,Sd} / W_{Z,El} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

10.1.4 Resistenza a taglio

Sezioni di classe 1, 2 e 3:

Si è verificato che:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

dove:

V_{Sd} = azione di taglio sollecitante

V_{Rd} = azione di taglio resistente

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$\gamma_{M0} = 1,05$

A_v = area resistente a taglio

10.2 Verifiche di stabilità

10.2.1 Stabilità a compressione

Sezioni di classe 1, 2 e 3:

Si è verificato che:

$$N_{Sd} / N_{b,Rd} \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

A = area della sezione

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

α = fattore di imperfezione

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2}$$

J = momento di inerzia della sezione

l_0 = lunghezza di libera inflessione del profilo

10.2.2 Stabilità a presso flessione retta e deviata

Per le verifiche di stabilità si sono applicati, in alternativa, i metodi A e B specificati al § C4.2.4.1.3.3 delle normative vigenti.

Metodo A

Stabilità piana

Si è verificato che:

$$\frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

dove:

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

W_y e W_z = moduli di resistenza plastici (sezioni di classi 1 e 2) o elastici (sezioni di classe 3)

χ_{\min} = minimo fattore χ intorno agli assi principali di inerzia

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

α = fattore di imperfezione

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2}$$

J = momento di inerzia della sezione

l_0 = lunghezza di libera inflessione del profilo

$M_{y,eq}$ e $M_{z,eq}$ = momenti flettenti equivalenti

Stabilità flessio-torsionale

Si è verificato che:

$$\frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

dove:

χ_{LT} = fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \min[1; 1/(f \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)]$$

f = fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

α_{LT} è il fattore di imperfezione

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} = momento critico elastico di instabilità torsionale

$M_{y,eq}$ e $M_{z,eq}$ = momenti flettenti equivalenti

Metodo B

Si è verificato che:

$$\frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot f_{yk} \cdot A} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Sd} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot f_{yk} \cdot A} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Sd} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

dove k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} , k_{zy} sono opportuni coefficienti di interazione.

10.3 Verifiche elementi strutturali - scala

Verifica cosciali

I cosciali hanno due tratti orizzontali per i pianerottoli, di lunghezza 1.30m ciascuno (dall'asse colonna), ed una rampa di 2.40m in proiezione orizzontale, per una luce di calcolo complessiva di circa 5.00m.

Le rampe sono da 1.20m di larghezza, pertanto l'area d'influenza del cosciale è di 0.60m. Il profilo è un UPN200.

Carichi:

pp trave	pp =		0.25	kN/m
perm	g =	0.60m x 0.50kN/mq =	0.30	kN/m
var	q =	0.60m x 4.00kN/mq =	2.40	kN/m

$p_{SLE} = 2.95 \text{ kN/m}$

$p_{SLU} = 4.32 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni:

$M_{SLU} = p_{SLU} \times L^2 / 8 = 13.50 \text{ kNm}$

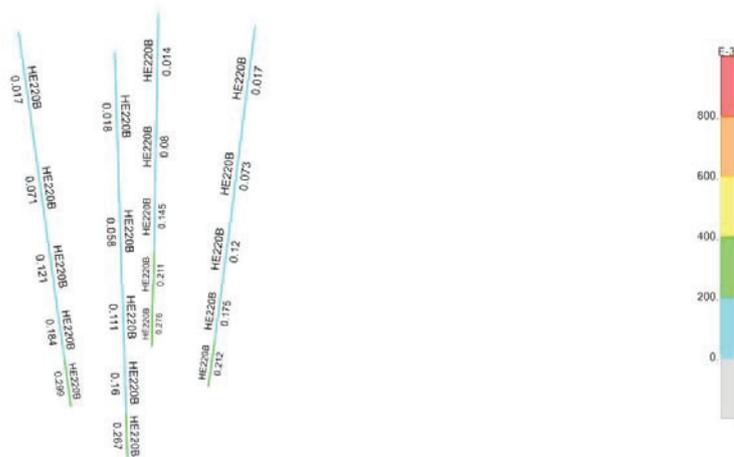
Verifica:

$\sigma = M / W_{el} = 71 \text{ N/mm}^2 < 335 \text{ N/mm}^2$

Non si hanno problemi di instabilità in quanto il profilo è irrigidito e stabilizzato dai gradini imbullonati all'anima dello stesso.

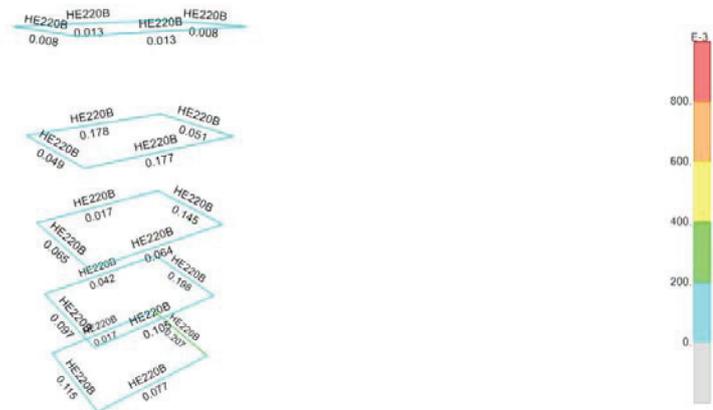
Verifiche colonne

Si riportano i valori massimi di sfruttamento (da 0.00 a 1.00) degli elementi, valutati dal software secondo l'approccio sopra esposto.



Travi

Si riportano i valori massimi di sfruttamento (da 0.00 a 1.00) degli elementi, valutati dal software secondo l'approccio sopra esposto.



Diagonali

I diagonali sono dei tondi piani di diametro $\phi 24$ mm.

L'azione massima di progetto è pari a:

$$N_d = 42.1 * 2 = 84.2 \text{ kN}$$

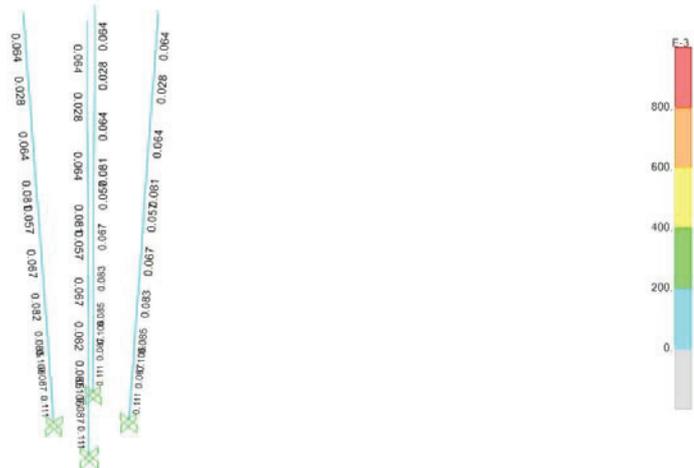
$$\sigma = N_d / \text{Area} = 84200 / 452 = 186 \text{ N/mm}^2 < 335 \text{ N/mm}^2$$

Tutti gli elementi sono dimensionati con margini nei confronti della resistenza, in quanto l'aspetto progettuale che ha definito il dimensionamento è la riduzione delle deformazioni.

10.4 Verifiche elementi strutturali - ascensore

Verifiche colonne

Si riportano i valori massimi di sfruttamento (da 0.00 a 1.00) degli elementi, valutati dal software secondo l'approccio sopra esposto.



Travi

Si riportano i valori massimi di sfruttamento (da 0.00 a 1.00) degli elementi, valutati dal software secondo l'approccio sopra esposto.



Tutti gli elementi sono dimensionati con margini nei confronti della resistenza, in quanto l'aspetto progettuale che ha definito il dimensionamento è la riduzione delle deformazioni.

10.5 Verifiche nodi trave pilastro

Le travi che si incastrano sulle colonne presentano giunti flangiati. Il giunto sviluppato è dimensionato per la peggiore situazione, che corrisponde alle travi corte del vano scala.

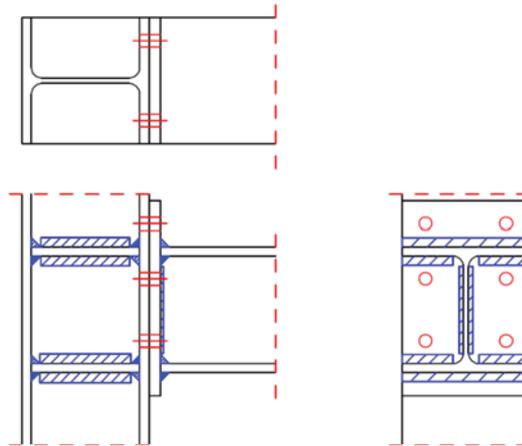
Le sollecitazioni di progetto sono quelle in combinazione sismica:

$$N = -10 \quad \text{kN (trazione)}$$

$$V = 45 \quad \text{kN}$$

$$M = 60 \quad \text{kNm}$$

Si prevede un giunto flangiato con due file di bulloni per ogni flangia; una fila interna al profilo ed una estradossata. I profili sono soggetti a inversione dei momenti, pertanto si è dimensionato un giunto per un momento di verso negativo, per poi replicare la soluzione anche per l'azione con verso positivo.



Colonna: HE 220 B S355 (Fe510)

Trave: HE 220 B S355 (Fe510)

Bulloni [mm]

$d = 20$

$d_0 = 22$

$d_w = 37$

$l_b = 55$

Saldature trave [mm]

Ala: $a_f = 11$

Anima: $a_w = 5$

Flangia [mm]

Spessore: $t_f = 20$

Larghezza: $b_f = 220$

Distanza orizzontale del foro dal bordo (lato flangia): $e_f = 40$

Passo orizzontale fori: $w = 140$

Passo verticale fori interni: $p = 96$

Distanza orizzontale del foro dal bordo (lato colonna): $e_c = 40$

Distanza orizzontale del foro dall'anima della colonna: $m_c = 51$

Distanza orizzontale del foro dall'anima della trave: $m_f = 60$

Distanza verticale del foro dall'ala della trave: $m_1 = 28$

Distanza verticale del foro dall'ala della trave: $m_2 = 28$

Distanza verticale del foro dal bordo della flangia: $e_x = 40$

Distanza del bordo inferiore della flangia dall'ala della trave: $u = 40$

Altezza della flangia: $h_f = 340$

Dati generali	Verifica/progetto	Resistenza	Rigidezza	Geometria
<input checked="" type="radio"/> Verifica <input type="radio"/> Progetto				
Parametri d = 20 mm tf = 20 mm bf = 220 mm ef = 40 mm ex = 40 mm d2 = 40 mm d1 = 40 mm u = 40 mm h' = 80 mm hf = 340 mm		Verifica a taglio $V_{jSd} = 45.00$ [KN] V_{jRd} (solo fila compressa) 188.16 OK V_{jRd} (fila tesa e una fila comp.) 241.92 OK		
		Verifica a flessione $M_{jSd} = 60.00$ [KNm] $M_{jRd,pl}$ (S.L.U.) 111.24 OK $M_{jRd,el}$ (Al limite elastico) 74.16 OK		
		<input type="button" value="Verifica"/> <input type="button" value="Plotta"/> <input type="button" value="Azzer"/>		

10.6 Verifiche piastre di base

Le piastre di base sono identiche per i due manufatti, ad eccezione della predisposizione per l'aggancio dei diagonali nelle piastre della scala.

Si prevede la posa a dima in fondazione di barre filettate M24 con funzione di tirafondi, con profondità di ancoraggio di 35cm nel cls.

Le piastre sono asimmetriche per motivi geometrici; in particolare le piastre dell'ascensore sono a filo con la fossa.

A favore di sicurezza gli attacchi in fondazione sono stati dimensionati per una possibile installazione differente, con perforazione ed inghisaggio delle barre filettate. In tal modo le barre filettate risultano verificate; la connessione con resina è una condizione peggiorativa per quanto riguarda le verifiche lato cls.

Si riportano di seguito le verifiche delle connessioni per ascensore e scala, eseguite per le combinazioni peggiori dei carichi.

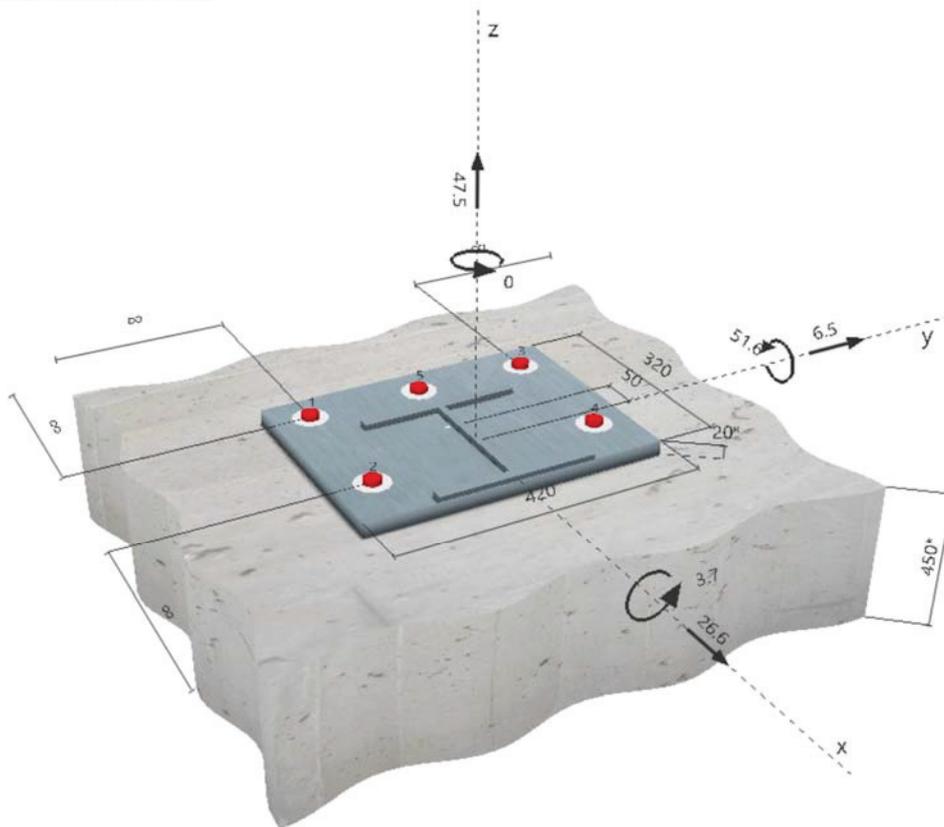
PIASTRA DI BASE SCALA

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HAS-U 8.8 M24	
Return period (service life in years):	50	
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.		
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 350 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso l Valido:	14/05/2019 -	
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 320 \text{ mm} \times 420 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPB / HEB, IPB 220 / HE 220 B; (L x W x T x FT) = $220 \text{ mm} \times 220 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{c,cube} = 45.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 450 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	SLU29	$V_x = 23.000; V_y = 22.600; N = -163.300;$ $M_x = 12.000; M_y = -25.500; M_z = 0.000;$	no	no	8
2	SLU44	$V_x = 24.800; V_y = 0.700; N = -43.500;$ $M_x = 1.200; M_y = -36.300; M_z = 0.000;$	no	no	36
3	SLU53	$V_x = 23.100; V_y = 2.800; N = -68.400;$ $M_x = 3.400; M_y = -25.500; M_z = 0.000;$	no	no	18
4	SLV01	$V_x = 8.600; V_y = 28.500; N = 68.500;$ $M_x = 9.900; M_y = -13.800; M_z = 0.000;$	no	no	37
5	SLV02	$V_x = 25.300; V_y = 10.500; N = 70.100;$ $M_x = 3.000; M_y = -46.800; M_z = 0.000;$	no	no	74
6	SLV02	$V_x = 26.600; V_y = 6.500; N = 47.500;$ $M_x = 3.700; M_y = -51.600; M_z = 0.000;$	no	no	75

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

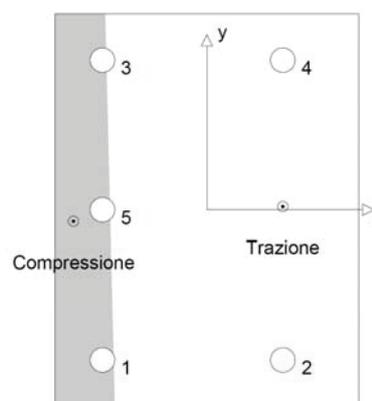
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	6.006	5.920	1.015
2	134.584	6.166	5.920	1.727
3	0.000	4.828	4.720	1.015
4	140.403	5.027	4.720	1.727
5	0.000	5.416	5.320	1.015

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.67 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 20.25 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(80/3): 274.987 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(-141/-12): 227.487 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

**3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	140.403	188.267	75	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	274.987	413.807	67	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	274.987	383.423	72	OK
Fessurazione**	274.987	379.209	73	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
282.400	1.500	188.267	140.403

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,scz,28}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	C_{min} [mm]
678'023	460'800	15.00	679	339	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,scz}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{s,Np}^0$	$\psi_{s,Np}$	
1.061	15.91	3.200	1.030	1.015	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{sc1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{sc2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{rk,Np}$
0	1.000	3	0.990	1.000	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
419.805	620.711	1.500	413.807	274.967	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$C_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
1'438'500	1'102'500	525	1'050		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{sc1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{sc2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{rk,N}$
0	1.000	3	0.994	1.000	1.000
k_t	$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
10.100	443.639	1.500	383.423	274.967	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$C_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{s,sp}$		
3'008'964	2'502'724	791	1'562	1.071		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{sc1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{sc2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{rk,N}$	k_t
0	1.000	3	0.996	1.000	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
443.639	1.500	379.209	274.967			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	6.166	112.960	6	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	27.383	871.163	4	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
141.200	1.250	112.960	6.166

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
1'698'800	1'102'500	525	1'050	2.000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
5	0.991	19	0.964	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
443.639	1.500	871.163	27.383		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.746	0.055	2.000	56	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1.0$$

PIASTRA DI BASE ASCENSORE

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HAS-U 8.8 M24

Return period (service life in years): 50



Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 350 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 16/0143

Emesso l Validato: 14/05/2019 | -

Prova: Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 320 \text{ mm} \times 420 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPB / HEB, IPB 220 / HE 220 B; (L x W x T x FT) = 220 mm x 220 mm x 10 mm x 16 mm

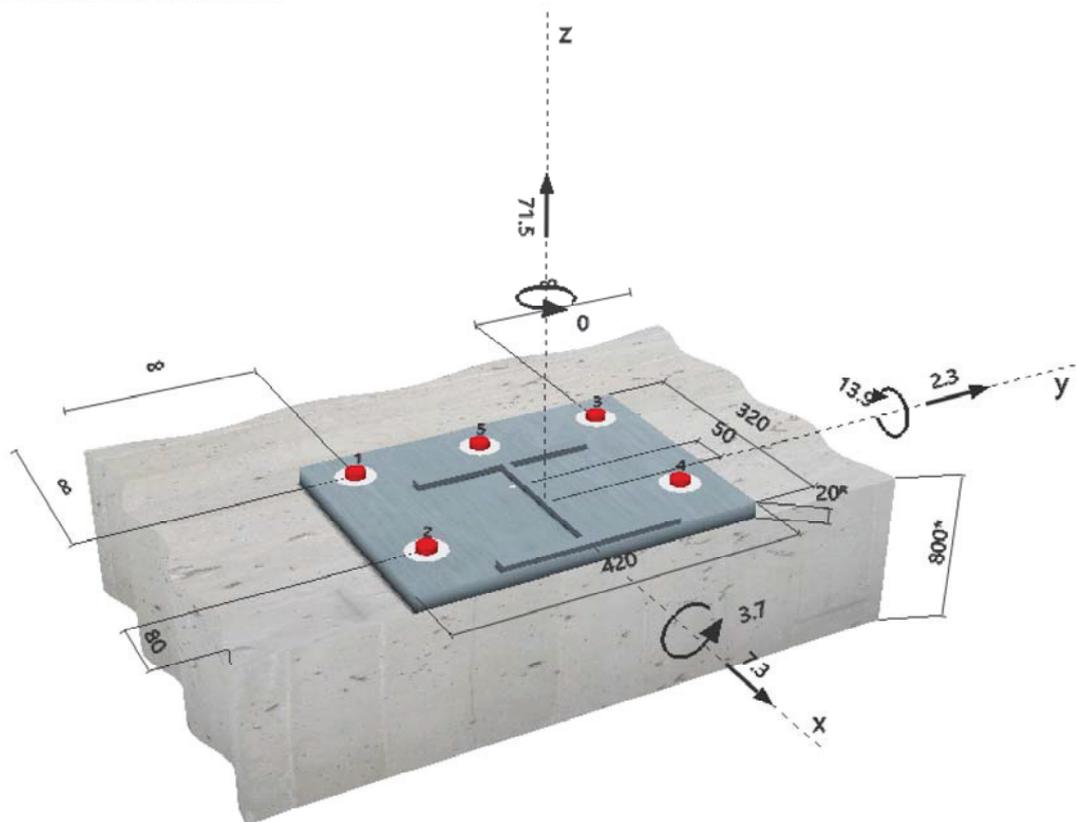
Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{c,cube} = 45.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 800 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 1	$V_x = 7.300; V_y = 2.400; N = 70.900;$ $M_x = 3.800; M_y = 13.600; M_z = 0.000;$	no	no	47
2	Combinazione 2	$V_x = 9.500; V_y = 4.300; N = 31.200;$ $M_x = 3.400; M_y = -17.000; M_z = 0.000;$	no	no	63
3	Combinazione 3	$V_x = 10.900; V_y = 4.400; N = 46.900;$ $M_x = 3.600; M_y = 19.600; M_z = 0.000;$	no	no	55
4	Combinazione 4	$V_x = 9.700; V_y = 4.500; N = 37.200;$ $M_x = 3.800; M_y = -17.500; M_z = 0.000;$	no	no	68
5	Combinazione 5	$V_x = 7.300; V_y = 2.300; N = 71.500;$ $M_x = 3.700; M_y = -13.900; M_z = 0.000;$	no	no	75
6	Combinazione 6	$V_x = 2.200; V_y = 4.600; N = 68.300;$ $M_x = 12.200; M_y = 4.200; M_z = 0.000;$	no	no	45

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

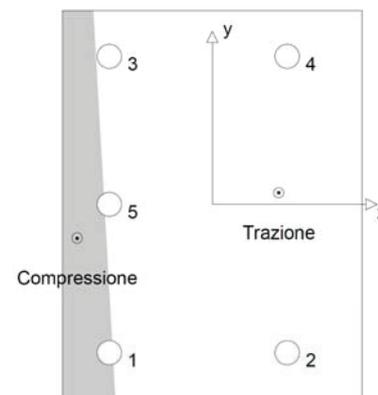
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	1.710	1.672	0.359
2	58.641	1.780	1.672	0.611
3	4.482	1.299	1.248	0.359
4	64.302	1.389	1.248	0.611
5	1.652	1.504	1.460	0.359

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.25 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 7.57 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(71/13): 129.076 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(-144/-36): 57.576 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	64.302	188.267	35	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	129.076	207.025	63	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	129.076	172.961	75	OK
Fessurazione**	129.076	298.939	44	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
282.400	1.500	188.267	64.302

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{RK,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
578'294	460'800	15.00	679	339	80
ψ_c	$\tau_{RK,ucr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1.061	15.91	3.200	1.073	1.036	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
86	0.798	27	0.925	0.771	1.000
$N_{RK,p}^0$ [kN]	$N_{RK,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
419.805	310.538	1.500	207.025	129.076	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
1'058'750	1'102'500	525	1'050		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
86	0.859	27	0.950	0.746	1.000
k_1	$N_{RK,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
10.100	443.639	1.500	172.961	129.076	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
602'000	490'000	350	700	1.438		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
86	0.803	27	0.927	0.769	1.000	10.100
$N_{RK,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
443.639	1.500	298.939	129.076			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1.780	112.960	2	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	7.654	410.721	2	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	7.402	38.445	20	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
141.200	1.250	112.960	1.780

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
1'089'150	1'102'500	525	1'050	2.000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
8	0.986	24	0.956	0.746	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
443.639	1.500	410.721	7.654		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
288	24.0	2.400	0.190	0.079	
c_1 [mm]	$A_{c,v}$ [mm ²]	$A_{c,v}^0$ [mm ²]			
80	57'600	28'800			
$\psi_{s,v}$	$\psi_{h,v}$	$\psi_{\alpha,v}$	$e_{c,v}$ [mm]	$\psi_{ec,v}$	$\psi_{re,v}$
1.000	1.000	1.012	18	0.867	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
32.858	1.500	38.445	7.402		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.746	0.193	1.500	73	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1.0$$

11 VERIFICA FONDAZIONI

11.1 Capacità portante

11.1.1 Scala

La scala è fondata su una platea in c.a. di spessore variabile, con un minimo di 40cm. La dimensione in pianta della platea è 5.57m x 4.08m. La platea è armata con doppia maglia di $\phi 16$ a passo 20cm nelle due direzioni.

La nuova fondazione avrà spessore variabile, andando a realizzare un piano a quota costante, colmando quindi lo spazio sopra la soletta esistente che presenta una pendenza.

La capacità portante del terreno è dedotta dalle indicazioni presenti in relazione geotecnica. La soluzione a piastra per un sistema fondazionale è quella che minimizza le pressioni localizzate sul terreno; la presenza di un'ulteriore piastra in calcestruzzo sotto la nuova tutela ulteriormente nei confronti dei carichi verticali. Si procede comunque ad una verifica cautelativa della pressione limite sul terreno.

Cautelativamente si stima la capacità portante del terreno con un'analisi a plinto isolato (ottenendo pertanto un valore inferiore a quello reale atteso).

Si considerano le caratteristiche del terreno indicate in relazione geotecnica per la stratigrafia di interesse Ug2:

peso	19.0	kN/mc
angolo d'attrito di progetto	30°	
coesione	5	kPa

Ipotizzando un plinto isolato di 2.00m x 2.00m, con spessore 45cm (terreno all'interfaccia con la soletta esistente), si ottiene una capacità portante di progetto (approccio 2 NTC2018):

$$q_d = 339 \text{ kN/mq} \quad (= 3.4 \text{ kg/cmq})$$

da utilizzare per le verifiche SLU.

11.1.2 Ascensore

Il castelletto ascensore è fondato sulla struttura della fossa, a sua volta collegata ed inserita all'interno della platea di nuova realizzazione e della platea esistente.

La fossa ha un vano netto interno di 1.75m x 1.55m, per una profondità netta di 1.10m. Sia le pareti sia la soletta di fondo hanno spessore 40cm.

La capacità portante del terreno è dedotta dalle indicazioni presenti in relazione geotecnica.

Si procede ad una verifica della pressione limite sul terreno; si stima la capacità portante del terreno con un'analisi a plinto isolato.

Si considerano le caratteristiche del terreno indicate in relazione geotecnica per la stratigrafia di interesse Ug2:

peso	19.0	kN/mc
angolo d'attrito di progetto	30°	
coesione	5	kPa

A favore di sicurezza si ipotizza un plinto isolato di 3.55m x 3.35m (50cm di allargamento per ogni lato, oltre le dimensioni del castelletto), con spessore 40cm e affondamento pari a 0.45m, si ottiene una capacità portante di progetto (approccio 2 NTC2018):

$$q_d = 410 \text{ kN/mq} \quad (= 4.1 \text{ kg/cmq})$$

da utilizzare per le verifiche SLU.

11.2 Verifica della capacità portante

11.2.1 Scala

Si esegue la verifica per la situazione peggiore, che involupa tutte le altre.

Dal modello di calcolo si ottiene che lo scarico massimo di compressione sulla singola piastra vale:

$$N_{sd} = 210.3 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un plinto equivalente di dimensioni pari a:
150cm * 150cm

La pressione di contatto così stimata è pari a:

$$\sigma_{slu,terr} = 210.3 / (1.5*1.5) = 93 \text{ kN/mq} \quad \ll \quad q_d = 339 \text{ kN/mq}$$

11.2.2 Castelletto ascensore

Date le esigue dimensioni del manufatto, non si sono valutate indipendentemente le azioni al piede di ciascuna colonna; si è preferito sviluppare un modello con un nodo 'master' baricentrico e rigidamente collegato alle 4 colonne. In questo modo si sono ottenute le sollecitazioni complessive del castelletto sul sistema fondazionale, riportate al baricentro geometrico dello stesso.

Si sono quindi valutate le eccentricità dei carichi e stimate le pressioni sul terreno con un approccio alla Meyerhoff, considerando un plinto di dimensioni maggiori del castelletto di 50cm per lato (cautelativamente assunto superficiali).

Si ottiene:

$$\sigma_{slu,terr} = 130.2 \text{ kN/mq} \quad \ll \quad q_d = 410 \text{ kN/mq}$$

(per la combo SLV02)

$$\sigma_{slu,terr} = 97.1 \text{ kN/mq} \quad \ll \quad q_d = 410 \text{ kN/mq}$$

(per la combo SLU75)