



COMUNE DI CATANIA

DIREZIONE CULTURA - PALAZZO DELLA CULTURA

RIQUALIFICAZIONE DEL MUSEO CIVICO DEL CASTELLO URSINO



SERVIZIO DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA, COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE PER LA RIQUALIFICAZIONE INTEGRATA DEL MUSEO CIVICO DI CASTELLO URSINO. CIG: 7007945329 CUP: D62C12000240001

COORDINATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE
ARCH. G. TOSTO

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
ARCH. G. TOSTO, M. LA GUZZA, C. TOSTO, G. MELI

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
INGG. F. NERI, A. PRINCIPATO TROSSO, ARCH. M. LA GUZZA

PROGETTAZIONE IMPIANTISTICA
INGG. M. RINALDI, V. GAROZZO, A. GRASSO

PROGETTO ESECUTIVO

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI PROFESSIONISTI

CAPOGRUPPO

MANDANTI



ARCHITETTO
GUIDO MELI



ING. ANTONIO PRINCIPATO
(giovane professionista)

PROGETTO STRUTTURALE

ELABORATO: RELAZIONE STRUTTURALE

IL RUP

VISTI E
AUTORIZZAZIONI

ELABORATO

C1
R. 01

SCALA

DATA	GIUGNO 2021
COLLAB.	
COLLAB.	
FILE	0 - TESTATE PROG ESE.dwg

INDICE

1	PREMESSA	1
2	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	3
2.1	Tipologia costruttiva degli elementi strutturali	3
3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	4
3.1	Interventi locali	5
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4.1	Strutture:	6
4.2	Sismica:	6
5	MATERIALI	8
5.1	Calcestruzzo cementizio	8
5.2	Armature C.A.	8
5.3	Acciai da carpenteria metallica	9
5.4	Bullonature	10
5.5	Saldature	10
5.6	Muratura esistente	11
6	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	13
6.1	Caratteristiche meccaniche	14
6.2	Classificazione sismica del suolo	14
7	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	14
7.1	Vita nominale delle opere	14
7.2	Classe d'uso dell'opera	15
7.3	Periodo di riferimento dell'azione sismica (par. 2.4.3 - D.M. 17/01/2018)	16
7.4	Criteri generali per la valutazione della sicurezza strutturale	16
8	ANALISI DEI CARICHI UNITARI	18
8.1	Valori dei coefficienti di combinazione dei carichi di esercizio	18
8.2	Analisi dei carichi degli orizzontamenti corpo scala	21
8.3	Analisi dei carichi della copertura calpestabile del locale deposito	22
8.4	Analisi dei carichi del parapetto della scala	26
9	CARICHI E SOVRACCARICHI	26

9.1	Azione del Vento	26
9.2	Azione della Neve	29
9.3	Combinazione dei carichi	30
10	DEMOLIZIONE SOLAI ESISTENTI	32
10.1	Fasi di demolizioni	32
11	CALCOLO DEL VANO ASCENSORE E ANNESSE RAMPE DI SCALE	36
12	FONDAZIONE VANO ASCENSORE A BICCHIERE IN C.A.	37
12.1	Calcolo fondazione a bicchiere	37
13	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	41
14	STRUTTURA DI SOSTEGNO DEI TIRANTI	44
15	PAVIMENTAZIONE DI PROTEZIONE SCAVI ARCHEOLOGICI	47
16	CALCOLO DEL LOCALE DI DEPOSITO	51
17	INTERVENTI STRUTTURALI SULLA MURATURA	53
17.1	Realizzazione cerchiatura	54
18	COLLEGAMENTI DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO	57
18.2	COLLEGAMENTI LOCALE DI DEPOSITO	60
18.3	COLLEGAMENTI SCALA E VANO ASCENSORE	66
19	SOFTWARE UTILIZZATI, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI	81
19.1	Software	81
19.2	Validazione del software	81
19.3	Giudizio di accettabilità dei risultati del calcolo automatico	81
19.4	Specifiche tecniche dell'elaboratore	81
ALLEGATO A – TABULATO TRAVE PORTATIRANTI		
ALLEGATO B – TABULATO TRAVE PAVIMENTO SCAVI		
ALLEGATO C – TABULATO CERCHIATURA IN ACCIAIO		
ALLEGATO D – SCHEDA TECNICA ASCENSORE O SIMILARE		
ALLEGATO E – SCHEDA TECNICA SOLAIO EGB1200-H=15cm O SIMILARE		

1 PREMESSA

La presente relazione descrive i calcoli strutturali eseguiti nell'ambito del PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL MUSEO CIVICO DI CASTELLO URSINO DI CATANIA.

L'edificio di notevole rilevanza storica - architettonica, tanto da essere uno dei monumenti simbolo di Catania è interessato da un intervento di riqualificazione secondo le linee guida della Soprintendenza ai BB.CC.AA di Catania ispirato a un principio definito del "minimo intervento" nel pieno rispetto delle caratteristiche originarie, mirando alla valorizzazione della spazialità originaria e al miglioramento degli standards di sicurezza.

L'edificio con struttura portante in muratura, è costituito da quattro elevazioni fuoriterza e un piano seminterrato solo in una parte dell'immobile avente una superficie coperta complessiva, di circa 2.900 m². L'edificio si trova nel centro urbano di Catania come evidenziato nella seguente immagine di inquadramento territoriale.



Fig. 1 Inquadramento territoriale

L'intervento è finalizzato al miglioramento funzionale e impiantistico dell'immobile adibito a sede museale tramite una serie di interventi che dal punto di vista strutturale si concretizzeranno con un'ottimizzazione dei percorsi di collegamento verticali a servizio a tutti e quattro i livelli mediante la realizzazione di una scala con struttura portante in acciaio e un

vano ascensore all'interno, localizzati nel lato est del Castello come evidenziato nella seguente planimetria.

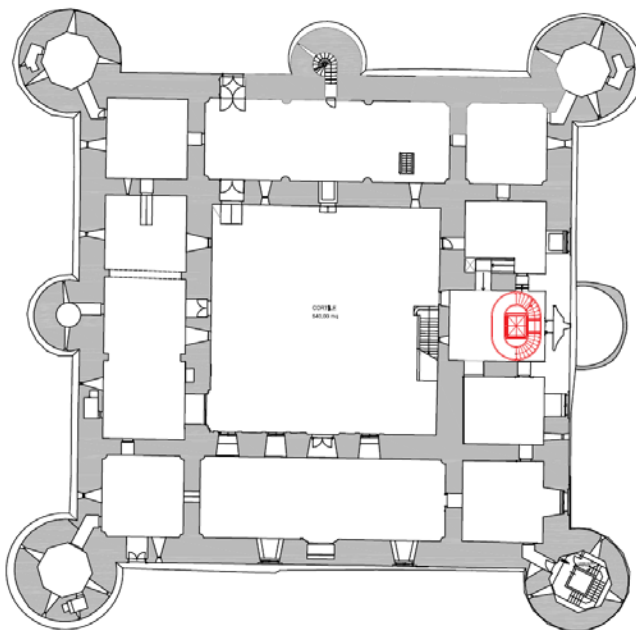


Fig. 2 Localizzazione scala e vano ascensore da realizzare

Una migliore fruizione del polo museale sarà garantita mediante modifiche impiantistiche a supporto delle quali sarà realizzato un locale tecnico esterno, costituito da un manufatto strutturalmente indipendente e allocato nell'angolo nord-ovest del lotto di terreno sul quale si trova il Castello, come evidenziato nella seguente planimetria del lotto.

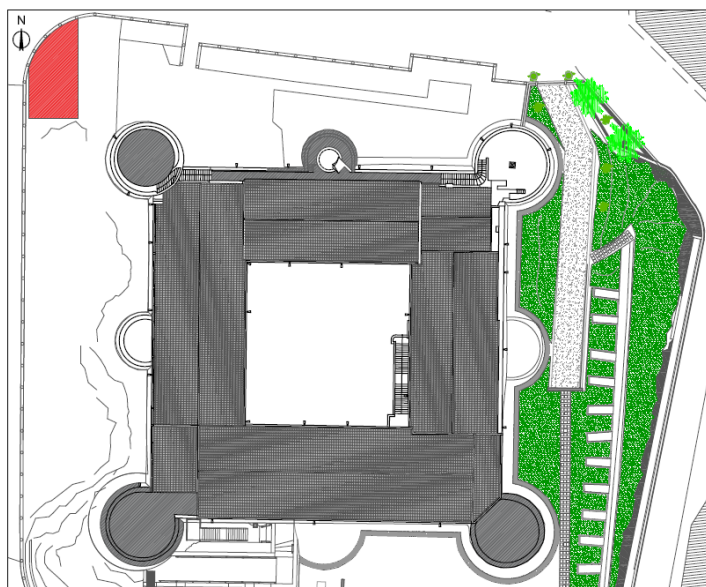


Fig. 3 Inquadramento del locale deposito da realizzare nel lotto

Per consentire la realizzazione della sovradescritta scala e annesso vano ascensore, al fine di rispettare i criteri delle vigenti norme di sicurezza per edifici pubblici in termini di accessibilità, è prevista la demolizione di una porzione di solai dei tre livelli di piano esistenti.

Da un punto di vista strutturale si procederà all'esecuzione di opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio esistente con lo scopo di assicurare nel contempo, in relazione alla limitata zona d'intervento, la riduzione delle carenze strutturali che potranno in futuro influenzare sfavorevolmente il comportamento sismico dell'edificio oggetto d'intervento, raggiungendo un maggiore grado di sicurezza, senza modificarne il comportamento globale.

La ristrutturazione sarà realizzata utilizzando per quanto possibile, interventi e metodologie operative volte alla conservazione del fabbricato, le quali privilegino l'uso di tecniche coerenti con la logica costruttiva del fabbricato esistente.

Gli interventi previsti riguardano un insieme di opere al fine di rendere funzionale l'immobile da adibire a sede museale.

Gli interventi strutturali previsti nel suddetto immobile rientrano tra gli interventi di riparazione e di intervento locale così come previsto dal punto 8.4 del D.M. 17 gennaio 2018 tramite la sostituzione di alcuni elementi ed interventi di miglioramento sull'assemblaggio strutturale.

2 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

L'indagine conoscitiva dell'immobile, svolta mediante sopralluoghi e saggi, è stata volta alla conoscenza delle parti strutturali che compongono l'organismo edilizio, mediante il rilievo geometrico, ispezioni visive per l'analisi della tessitura muraria, l'eventuale presenza di lesioni e fuori piombi, nonché le variazioni che ha subito negli anni il fabbricato. Tali indagini hanno determinato le specifiche progettuali dell'intervento strutturale per la realizzazione di quanto previsto nel progetto architettonico.

2.1 Tipologia costruttiva degli elementi strutturali

Vengono di seguito analizzati e descritti gli elementi strutturali che compongono l'edificio e in particolare la zona di aggregato edilizio interessata dall'intervento.

2.1.1 Pareti murarie

La struttura muraria dell'edificio è costituita da pareti portanti dello spessore variabile, come riscontrabile nel dettaglio nei relativi elaborati grafici, con dimensioni massime al piano terra che raggiungono :

- 2,50 m relativamente alla parete esterna sul lato est,
- 1,90 m per la parete interna sul lato nord,
- 0,80 m per la parete interna sul lato sud,

realizzate con conci di pietra grossolanamente sbazzati di media e piccola pezzatura con la presenza di malta di calce.

In particolare nella zona dell'immobile, oggetto d'intervento, non si evidenziano lesioni nella muratura significative.

2.1.2 Strutture di chiusura e orizzontamenti

Gli orizzontamenti d'interesse risultano costituiti da solai in cemento con soletta nervata con travi in cemento armato in buono stato di conservazione.

La copertura, nella zona dell'immobile oggetto d'interesse, come meglio evidenziato negli elaborati grafici, è costituita da una copertura a padiglione con struttura portante in legno che non sarà oggetto di intervento strutturale.

2.1.3 Vani di Apertura

L'immobile, presenta nella zona d'interesse una buona localizzazione delle aperture per il buon rapporto di massa muraria tra le bucatore stesse. Non è stata, inoltre, rilevata per la zona interessata dall'intervento la presenza di architravi fortemente degradati che abbiano creato dei punti deboli con conseguente realizzazione di lesioni e carenze locali.

3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Con riferimento agli indirizzi generali si precisa che gli interventi previsti si riconducono alla tipologia della riparazione, intervento locale e miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti di cui al punto 8.4.3 delle "Norme tecniche per le costruzioni" del D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019.

Per gli interventi in progetto il succitato D.M. non richiede verifiche del livello di sicurezza globale dell'edificio poiché non producono modifiche sostanziali nel comportamento strutturale dell'edificio.

A seguito della restituzione geometrica delle parti strutturali che compongono i singoli elementi si è proceduto alla progettazione strutturale in relazione all'ipotesi architettonica proposta determinando i conseguenti interventi.

3.1 Interventi locali

Nell'ambito del progetto di riqualificazione si è proceduto tramite l'intervento su alcuni elementi strutturali e in dettaglio:

- Demolizione di porzioni di orizzontamenti esistenti della tipologia a soletta nervata mediante travi in c.a:
 - a quota - 0,50 m,
 - a quota + 6,10 m,
 - a quota +11,75 m.
- Realizzazione di un vano ascensore con struttura in acciaio, in corrispondenza delle porzioni di orizzontamenti demolite, con annesse rampe di scale in acciaio per la creazione di un collegamento verticale pedonale;
- Posa in opera di elementi strutturali in acciaio funzionali a rendere solidale la struttura in acciaio alla struttura esistente, creando contestualmente delle passerelle e aree di sosta orizzontali;
- Realizzazione di una struttura intelaiata in acciaio destinata a locale di deposito con parete esterna rivestita da un lamiera forata in acciaio da collocare nella corte interna;
- Opere di finitura e rivestimento dei predetti elementi strutturali posti in opera.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

Per quanto sopra descritto gli interventi proposti non alterano il comportamento strutturale globale dell'edificio, nè comportano un incremento di carichi originari superiori al 10%.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione e il calcolo dell'opera in oggetto si è attenuti alla seguente normativa:

4.1 Strutture:

- Legge 5 novembre 1971 n.1086, *Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e per le strutture metalliche*.
- EUROCODICE 3, UNI ENV 1993-1-1 "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici".
- EUROCODICE 5, UNI ENV 1995-1-1 "Progettazione delle strutture legno - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici".
- D.M. delle infrastrutture 14 gennaio 2008, " *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*".
- D.M. delle infrastrutture 17 gennaio 2018, " *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*".
- Circolare Min. LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. Min. LL.PP. 14 gennaio 2008*.
- Circolare Min. LL.PP. 21 gennaio 2019 n. 7, *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. Min. LL.PP. 17 gennaio 2018*.

4.2 Sismica:

- Legge 2 febbraio n.64, *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*.
- D.M. delle infrastrutture 14 gennaio 2008, " *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*".
- D.M. delle infrastrutture 17 gennaio 2018, " *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*".

- Circolare Min. LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. Min. LL.PP. 14 gennaio 2008*.
- Circolare Min. LL.PP. 21 gennaio 2019 n. 7, *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. Min. LL.PP. 17 gennaio 2018*.

5 MATERIALI

Di seguito vengono riportati i materiali utilizzati e le rispettive caratteristiche meccaniche:

5.1 Calcestruzzo cementizio

Le opere in calcestruzzo armato dovranno essere eseguite attenendosi alle prescrizioni delle norme vigenti.

Qualora vengano utilizzati calcestruzzi preconfezionati, le centrali di produzione dovranno essere munite di certificato di idoneità tecnica emesso dall'ICITE (Istituto Italiano del Certificato di Idoneità Tecnica).

Calcestruzzo Cementizio						
	C16/20		C20/25		C25/30	
$R_{c,k}$	≥ 20	MPa	≥ 25	MPa	≥ 30	MPa
$f_{c,k}$	$\geq 16,6$	MPa	$\geq 20,75$	MPa	$\geq 24,90$	MPa
$f_{c,m}$	$\geq 24,6$	MPa	$\geq 28,75$	MPa	$\geq 32,90$	MPa
f_{ctm}	$\geq 1,95$	MPa	$\geq 2,26$	MPa	$\geq 2,56$	MPa
f_{ctk}	$\geq 1,36$	MPa	$\geq 1,58$	MPa	$\geq 1,79$	MPa
f_{cfm}	$\geq 2,34$	MPa	$\geq 2,71$	MPa	$\geq 3,07$	MPa
E_{cm}	$=28820$	MPa	$=30200$	MPa	$=31447$	MPa
f_{cd}	$\geq 9,41$	MPa	$\geq 11,76$	MPa	$\geq 14,11$	MPa
ε_{c1}	$\leq 0,0020$		$\leq 0,0020$		$\leq 0,0020$	
ε_{cu}	$\leq 0,0035$		$\leq 0,0035$		$\leq 0,0035$	

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

5.2 Armature C.A.

Le armature da impiegare dovranno essere in barre ad aderenza migliorata B 450 C (controllato in stabilimento), con caratteristiche meccaniche e chimiche rispondenti alle norme vigenti.

L'impiego di reti elettrosaldate dovrà essere limitato ai soli casi specificatamente previsti dal progetto esecutivo.

Esse dovranno essere del tipo a fili nervati e con caratteristiche chimiche e meccaniche tali da consentire, in accordo con le prescrizioni di cui al punto 11.3.2.1 del D.M. 17/01/2018, una tensione caratteristica a rottura non inferiore a $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$.

Tutte le forniture dovranno essere accompagnate dai certificati di origine del produttore, secondo le prescrizioni del punto 11.3.1.4 e 11.3.1.5 del D.M. 17/01/2018.

Le barre dovranno avere la superficie priva di ossidazione accentuata e di sostanze estranee che possano pregiudicare l'aderenza al conglomerato e, ove occorra, dovranno essere idoneamente pulite.

Nella lavorazione delle armature le sagomature delle barre dovranno essere eseguite a freddo (ad una temperatura non inferiore a 5°C), almeno per ferri fino al diametro di 30 mm; i raggi di curvatura e gli sviluppi degli ancoraggi dovranno essere quelli indicati dalle norme vigenti ed eventuali ulteriori prescrizioni del progettista.

Il posizionamento delle armature dovrà essere effettuato esattamente come indicato nei disegni esecutivi, curando il rispetto delle giunzioni per sovrapposizione delle barre e degli ancoraggi.

Acciaio ad aderenza migliorata		
B450C		
(controllato in stabilimento)		
f_{yk}	450	Mpa (tensione caratt. di snervamento)
f_{tk}	540	Mpa (tensione caratt. di rottura)
f_{tk}/f_{yk}	$\geq 1,15$; $< 1,35$	
A_s	$\geq 7,5$ % Allungamento	

5.3 Acciai da carpenteria metallica

Negli elementi strutturali e relativi collegamenti sono prescritti gli acciai da carpenteria tipo S 275, secondo la normativa italiana vigente. Il grado di disossidazione minimo richiesto è il grado B. Le caratteristiche meccaniche e chimiche degli acciai sono quelle definite dalla Normativa Italiana vigente e riportate al punto 11.3.4.1 del D.M. 17/01/2018, cui occorre attenersi per il calcolo e UNI EN 10025 per la composizione chimica.

Gli acciai devono provenire da produzione di qualità controllata all'origine. I controlli sulle forniture e partite di materiale semilavorato, profilati, piatti e lamiere, i prelievi e la preparazione delle provette e le modalità di prova, debbono essere conformi al punto 11.1 del D.M. 17.01.2018 ed alle norme UNI applicabili.

Acciaio S 275
(Secondo UNI EN 10025)

(t ≤ 40 mm)		
f _{yk}	275	Mpa (tensione caratt. di snervamento)
f _{tk}	430	Mpa (tensione caratt. di rottura)
E	210.000	Mpa
ν	0,3	(coefficiente di Poisson)
(40 mm < t ≤ 80 mm)		
f _{yk}	255	Mpa (tensione caratt. di snervamento)
f _{tk}	410	Mpa (tensione caratt. di rottura)
E	210.000	Mpa
ν	0,3	(coefficiente di Poisson)

5.4 Bullonature

Tutti i bulloni dovranno essere conformi alle norme UNI 5727-5592-5591, con dado alto più dado antiallentamento tipo "Palnut" (Din 7967). Il diametro dei bulloni utilizzati sarà indicato negli elaborati grafici di progetto e comunque non potrà essere inferiore a 12 mm (per diametri inferiori, e solo per elementi non strutturali, sono ammessi bulloni di acciaio inox). Le rondelle in acciaio C 50 saranno conformi alle norme UNI 7845- 5714- 5715- 5716.

BULLONI classe 8.8 (Secondo UNI 5727-5592-5591)		
f _t	800	MPa
f _y	640	MPa

DADI	Classe 8 - secondo UNI EN 3740/4 ^a	UNI 5713
ROSETTE	Acciaio C 50 UNI 7845 temprato e rinvenuto HRC 32÷40	UNI 5714
PIASTRINE	Acciaio C 50 UNI 7845 temprato e rinvenuto HRC 32÷40	UNI 5715 UNI 5716

5.5 Saldature

Tutte le saldature degli elementi strutturali si intendono a completa penetrazione di prima classe se non diversamente indicate, eseguite in officina con procedimento a filo continuo

sotto gas protettivo, o altro procedimento omologato, oppure manuale ad arco con elettrodi basici rivestiti tipo E52 classe 4B UNI 5132.

Esse dovranno essere realizzate con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti devono soddisfare ovunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per il raggruppamento B della UNI 7278. L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col metallo base specie nei casi di sollecitazioni a fatica.

Inoltre:

- le saldature dovranno essere eseguite da personale dotato di idoneo patentino.
- non saranno ammesse in alcun caso "saldature a tratti" o saldature dopo zincatura.
- non sono ammesse saldature (a completa penetrazione) in opera.
- se non diversamente specificato, le saldature di testa o a "T" si intendono a completa penetrazione e di prima classe.

Nei casi espressamente indicati negli elaborati grafici di progetto, si potranno realizzare saldature a cordone d'angolo avente altezza di gola delle dimensioni lì specificate. I giunti con cordoni d'angolo, effettuati con elettrodi aventi caratteristiche di qualità 3 o 4 UNI 5132 o con gli altri procedimenti omologati, devono essere considerati come appartenenti ad una unica classe caratterizzata da una ragionevole assenza di difetti interni e da assenza di incrinature interne o di cricche da strappo sui lembi dei cordoni. Il loro controllo verrà di regola effettuato mediante sistemi magnetici; la sua estensione verrà stabilita dal direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista e in base ai fattori esecutivi già precisati per gli altri giunti.

5.6 Muratura esistente

Da un punto di vista normativo la conoscenza dell'organismo edilizio può essere inquadrato secondo il punto C.8A.1.A.3 delle NTC in un **Livello di Conoscenza LC1** (Limitato) raggiunto attraverso Indagini in-situ limitate:

"Indagini che servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere

un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario”.

In relazione ai Livelli di Conoscenza, la normativa prevede di applicare ai parametri di resistenza dei materiali un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza che tenga conto della carenza nella conoscenza dei parametri del modello. Nel caso di Livello di Conoscenza **LC1** il Fattore di Confidenza indicato vale **FC=1,35**.


I valori caratteristici di resistenza, in accordo al punto C8A.1.A.4, sono stati individuati come valore minimo desunto dalla Tabella C.8A.5.1 di seguito riportata secondo la tipologia d'appartenenza. In maniera analoga il Modulo Elastico della muratura è stato individuato considerando un valore medio dell'intervallo di appartenenza.



Tipologia muratura portante in evidenza

Essendo la muratura portante, per buona dell'edificio, a faccia vista risulta visivamente evidente la tipologia di muratura di che trattasi che è stata classificata secondo la Tabella C.8A.5.1 di seguito indicata.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

 *Murature interne interessate da cerchiature*

Dove:

f_m = resistenza media a compressione della muratura,

τ_0 = resistenza media a taglio della muratura,

E = valore medio del modulo di elasticità normale,

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,

w = peso specifico medio della muratura.

Tutte le considerazioni precedentemente riportate sono state utilizzate per condurre un'analisi degli interventi che hanno una caratterizzazione di tipo locale o di riparazione.

6 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

Il sito si trova ad una quota di circa 10 m s.l.m. con una pendenza media, a larga scala, dell'area dell'ordine di 10-12% con variazioni locali che vengono associate alla distribuzione dei ricoprimenti eruttivi ed alle strutture ad essi dipendenti. Pertanto il sito viene classificato in categoria T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

6.1 Caratteristiche meccaniche

Sulla scorta di quanto contenuto nella relazione geologica redatta e delle indagini condotte per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, i parametri impiegati a base di tutte le calcolazioni geotecniche e strutturali per i terreni di sedime sono i seguenti:

- peso specifico $\gamma = 17.00 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno $\phi' = 28.00^\circ$
- coesione $c' = 0.00 \text{ kPa}$
- costante di sottofondo (suolo alla Winckler) $k = 0.08 \text{ Nmm}^{-3}$

6.2 Classificazione sismica del suolo

In relazione alla classificazione sismica del sottosuolo, sulla scorta delle indagini svolte in sito, la velocità delle onde di taglio misurate nello spessore significativo di terreno pari a 30.0 m è risultata di 600 m s^{-1} :

$$360 \text{ m s}^{-1} < V_{s,30} < 800 \text{ m s}^{-1}$$

Secondo quanto stabilito dal D.M. 17 gennaio 2018 alla tabella 3.2. Il di seguito riportata il suolo di fondazione è di **categoria B** ovvero:

"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)".

La conformazione geomorfologica del sito è classificabile come pianeggiante; pertanto il coefficiente di topografia per la determinazione dello spettro di risposta elastico è stato assunto pari a:

$$S_T = 1.00$$

7 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

7.1 Vita nominale delle opere

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.

Tabella 2. Vita nominale degli edifici

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per le opere in questione si è assunto:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

7.2 Classe d'uso dell'opera

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per le opere in progetto, trattandosi di una palestra per la quale si può ipotizzare un affollamento significativo ma per le quali sono escluse attività pericolose o funzioni pubbliche importanti per la gestione della protezione civile in caso di calamità, si è assunto il coefficiente d'uso:

$$C_U = 1.5 \text{ (Classe III)}$$

7.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica (par. 2.4.3 - D.M. 17/01/2018)

Per le strutture in esame trattandosi edificio con destinazione a palestra si è assunta una vita nominale V_N pari a 50 anni. Poiché le opere prevedono affollamento si è assunta una classe d'uso III ovvero un coefficiente d'uso C_U pari a 1.5.

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è pertanto assunto pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

7.4 Criteri generali per la valutazione della sicurezza strutturale

La sicurezza e le prestazioni sono garantite verificando opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita utile e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17.01.2018. In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (stato limite di salvaguardia della vita SLV) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quando previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale. La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche degli elementi costruttivi ai sensi del D.M. 17.01.18 sono riportate nei fascicoli delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (stato limite di danno SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica, al fine di limitare il danno degli elementi non strutturali in occorrenza di terremoti di modesta intensità.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite di operatività (stato limite di operatività SLO) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica, al fine di assicurare l'operatività della struttura in occorrenza di terremoti frequenti.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limiti di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il Committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.

Sono stati utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi dinamica lineare con la determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- verifiche sezionali agli S.L.U. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elasto-plastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

8 ANALISI DEI CARICHI UNITARI

8.1 Valori dei coefficienti di combinazione dei carichi di esercizio

I sovraccarichi variabili per le verifiche globali e locali degli elementi strutturali sono stati desunti per ciascuna destinazione d'uso dalla tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018 di seguito riportata.

Tabella 6. Valori carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Le combinazioni di carico impiegate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio sono state ottenute a partire dai coefficienti di combinazione di cui alla tabella 2.5.1. del D.M. 17.01.2018 di seguito riportata.

Tabella 7. Coefficienti di combinazione di normativa

Categoria	Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
A	Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
B	Uffici	0.7	0.5	0.3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
D	Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
E	Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale, Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti	1.0	0.9	0.8

ad uso industriale				
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
I	Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
K	Coperture per usi speciali (impianti, eliporti,)	Da valutarsi caso per caso		
	Vento	0.6	0.2	0.0
	Neve (quota < 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
	Neve (quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
	Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

8.2 Analisi dei carichi degli orizzontamenti corpo scala

Gradini e Piazzole di sosta

L'ottimizzazione dei collegamenti verticali dei vari livelli tramite la realizzazione della scala in acciaio prevede la posa in opera di gradini aventi la pedata costituita da pannelli di orsogril ovvero di un grigliato in acciaio elettrosaldato, realizzato grazie l'unione di barre portanti con delle barre trasversali mediante l'azione combinata di elettrosaldatura e pressione al fine di ottenere un pannello monolitico.

I pannelli di orsogril saranno sormontati da un pannello fonoassorbente funzionale a ridurre i rumori prodotti nella fase di transito dei pedoni e una sovrastante lamiera in acciaio corten dello spessore di 4 mm idoneamente trattata.

Analogo pacchetto del piano di calpestio è previsto sia per le piazzole di sosta che per la passerella pedonale sommitale. Si riporta di seguito un estratto della scheda tecnica in allegato con indicate le principali caratteristiche del pannello orsogril previsto.

		INTERASSE BARRE PORTANTI mm							
BARRA PORTANTE mm		11	15	22	25	30	34	44	66
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20 x 2	luce netta	1129	1045	933	894	842	807	741	633
	freccia	5,00	5,00	4,65	4,46	4,21	4,02	3,70	2,96
25 x 2	luce netta	1335	1235	1123	1087	1039	1007	926	792
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62	3,71
30 x 2	luce netta	1531	1417	1287	1247	1191	1154	1082	950
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,44
40 x 2	luce netta	1900	1758	1597	1547	1478	1432	1343	1214
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
25 x 3	luce netta	1478	1367	1242	1203	1150	1114	1045	926
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62
30 x 3	luce netta	1694	1568	1425	1380	1318	1278	1198	1082
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
40 x 3	luce netta	2102	1945	1768	1712	1636	1585	1486	1343
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
50 x 3	luce netta	2485	2300	2090	2024	1934	1874	1757	1588
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
60 x 3	luce netta	2850	2637	2396	2321	2217	2149	2015	1821
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
70 x 3	luce netta	3199	2960	2690	2605	2489	2412	2262	2044
	freccia	5,00	5,00	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00
80 x 3	luce netta	3536	3272	2973	2880	2751	2667	2500	2259
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
30 x 4	luce netta	1821	1685	1531	1483	1417	1373	1287	1163
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
40 x 4	luce netta	2259	2090	1900	1840	1758	1704	1597	1443
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
50 x 4	luce netta	2671	2471	2246	2175	2078	2014	1888	1706
	freccia	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00

				ANTITACCO	ANTISFERA		EDILIZIA	
BARRA PORTANTE		BARRA TRASVERSALE	N. barre portanti	67	47	47	41	41
H	S	L	Maglia	15x76	22x38	22x76	25x24	25x76
mm	mm	mm	Peso	kg/m ²	kg/m ²		kg/m ²	
25	2	998		25,2	-	18,0	18,4	15,8
30	2	998		30,1	-	21,5	-	18,9
40	2	998		40,1	-	-	-	25,0
25	3	999		38,1	-	-	-	23,6
30	3	999		45,7	-	32,2*	-	28,2
40	3	999		61,0	-	-	-	37,6
50	3	999		76,2	-	-	-	46,9
60	3	999		92,4	-	-	-	57,1
70	3	999		107,8	-	-	-	66,5
80	3	999		123,2	-	-	-	-
40	4	1000		-	-	57,6	-	50,4
50	4	1000		-	-	72,0	-	63,0
60	4	1000		-	-	87,2	-	76,3
70	4	1000		-	-	101,8	-	89,0

E' stato in definitiva previsto di utilizzare una maglia in orsogril 25 x 76 mm con barre portanti da 30 x 3 mm del peso complessivo di 0,28 KN/m². Dalla scheda tecnica allegata si evincono le caratteristiche di peso, resistenza e deformazione del grigliato scelto, costituito da acciaio S235JR e certificato per garantire un carico di 6,00 KN/m² ai sensi del punto 3.1.4 del D.M. 17 gennaio 2018.

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi dei gradini e piazzole di sosta:

Tipologia:		Gradini e Piazzole di sosta					
Analisi per:		mq					
	MATERIALE	PESO SP.	B	H	L	PARTI S.	PESO
		[KN/mc]	[m]	[m]	[m]	[n]	[KN]
Pan. orsogril 30x3							0.282
Tappeto fonoassorb.							0.050
Lamiera calpestio	acc. Corten	78.5	1.000	0.004	1.000	1.00	0.314
Cover scala							0.350
						TOTALE	0.996
						ARROT. A	1.00

8.3 Analisi dei carichi della copertura calpestabile del locale deposito

Copertura calpestabile

La copertura del locale deposito avrà anche la funzione di piano di calpestio per l'accessibilità al livello sottostante, tramite scala in acciaio, ai fini della sola manutenzione.

Trovandosi il piano della copertura alla stessa quota dell'adiacente marciapiede, nonostante la suddetta destinazione d'uso e a vantaggio di sicurezza, sarà realizzata una copertura idonea a garantire l'ipotetico sovrastante transito pedonale. La tipologia scelta è quella di lamiera grecata EGB 1200 H=15 cm con spessore $s=1.2$ mm della Marcegaglia o similari con soletta collaborante in cls armata con rete ϕ 6 mm a maglia saldata da 150x150 mm.

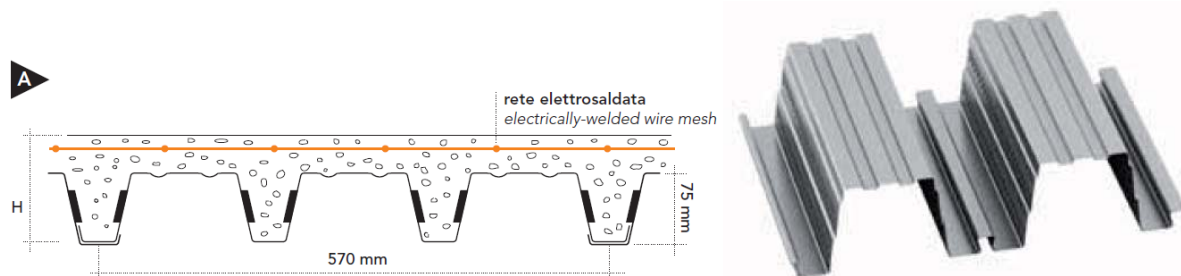



Fig. 4 - Solaio in lamiera grecata e cls

Si riportano di seguito stralci della scheda tecnica, integralmente allegata alla presente relazione strutturale, con evidenziate le principali caratteristiche meccaniche e di resistenza d'interesse.

EGB 1200 H=15 cm		
Caratteristiche del profilo Section properties		
Spessore Thickness	Peso Weight	
mm	kg/m ²	kg/m
0,7	9,64	5,50
0,8	11,02	6,28
1,0	13,77	7,85
1,2	16,53	9,42

A vantaggio di sicurezza il confronto fra le caratteristiche di resistenza della tipologia di solaio prescelta e la scheda tecnica di riferimento è stato condotto con lo schema a una sola campata.

EGB 1200 H=15 cm											 1 campata 1 span					
Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m ² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m ²)															
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors																
0,7	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.77	2.58	2.43	2.30	2.18	2.00	1.85	1.63	1.47	1.30	1.11
0,8	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.92	2.73	2.58	2.44	2.22	2.05	1.79	1.61	1.42	1.20
1,0	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.11	2.93	2.64	2.42	2.09	1.87	1.62	1.36
1,2	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.30	3.11	2.81	2.58	2.24	2.00	1.74	1.47

Tipologia:	Copertura calpestabile fissa Locale Deposito						
Analisi per:	mq						
	MATERIALE	PESO SP.	B	H	L	PARTI S.	PESO
		[KN/mc]	[m]	[m]	[m]	[n]	[KN]
Lamiera EGB 1200							0.165
Caldana cls		25.0	1.000	0.075	1.000	1.00	1.875
Travetti cls							0.550
TOT GK1						TOTALE	2.590
Massetto delle pendenze		20.0	1.000	0.070	1.000	1.00	1.400
Telo impermeabile							0.050
Ghiaietto		16.0	1.000	0.100	1.000	1.00	1.600
TOT GK1						TOTALE	3.050
						GK1 +GK2	5.64

Nelle scelte progettuali per definire l'orizzontamento di copertura si è tenuto conto dell'esigenza di prevedere delle parti di copertura rimovibili ai fini manutentivi, in particolare per consentire in futuro la movimentazione dall'alto, con la possibilità anche di sostituzione, dei macchinari da collocare all'interno del locale tecnico.

Per tali zone localizzate nelle due campate centrali ed aventi dimensioni pari a 5,65 x 2,70 m si prevede la posa in opera di una copertura costituita da pannelli di orsogril ovvero di un grigliato in acciaio elettrosaldato, realizzato dall'unione di barre portanti con delle barre trasversali mediante l'azione combinata di elettrosaldatura e pressione al fine di ottenere un pannello monolitico.

Si riporta di seguito un estratto della scheda tecnica in allegato con indicate le principali caratteristiche del pannello orsogril.

		INTERASSE BARRE PORTANTI mm							
BARRA PORTANTE		11	15	22	25	30	34	44	66
mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20 x 2	luce netta	1129	1045	933	894	842	807	741	633
	freccia	5,00	5,00	4,65	4,46	4,21	4,02	3,70	2,96
25 x 2	luce netta	1335	1235	1123	1087	1039	1007	926	792
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62	3,71
30 x 2	luce netta	1531	1417	1287	1247	1191	1154	1082	950
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,44
40 x 2	luce netta	1900	1758	1597	1547	1478	1432	1343	1214
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
25 x 3	luce netta	1478	1367	1242	1203	1150	1114	1045	926
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62
30 x 3	luce netta	1694	1568	1425	1380	1318	1278	1198	1082
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
40 x 3	luce netta	2102	1945	1768	1712	1636	1585	1486	1343
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
50 x 3	luce netta	2485	2300	2090	2024	1934	1874	1757	1588
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
60 x 3	luce netta	2850	2637	2396	2321	2217	2149	2015	1821
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
70 x 3	luce netta	3199	2960	2690	2605	2489	2412	2262	2044
	freccia	5,00	5,00	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00
80 x 3	luce netta	3536	3272	2973	2880	2751	2667	2500	2259
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
30 x 4	luce netta	1821	1685	1531	1483	1417	1373	1287	1163
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
40 x 4	luce netta	2259	2090	1900	1840	1758	1704	1597	1443
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
50 x 4	luce netta	2671	2471	2246	2175	2078	2014	1888	1706
	freccia	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00

			ANTITACCO	ANTISFERA		EDILIZIA		
BARRA PORTANTE		BARRA TRASVERSALE	N. barre portanti	67	47	47	41	41
H	S	L	Maglia	15x76	22x38	22x76	25x24	25x76
mm	mm	mm	Peso	kg/m ²	kg/m ²		kg/m ²	
25	2	998		25,2	-	18,0	18,4	15,8
30	2	998		30,1	-	21,5	-	18,9
40	2	998		40,1	-	-	-	25,0
25	3	999		38,1	-	-	-	23,6
30	3	999		45,7	-	32,2*	-	28,2
40	3	999		61,0	-	-	-	37,6
50	3	999		76,2	-	-	-	46,9
60	3	999		92,4	-	-	-	57,1
70	3	999		107,8	-	-	-	66,5
80	3	999		123,2	-	-	-	-
40	4	1000		-	-	57,6	-	50,4
50	4	1000		-	-	72,0	-	63,0
60	4	1000		-	-	87,2	-	76,3
70	4	1000		-	-	101,8	-	89,0

E' stato previsto di utilizzare una maglia 22 x 76 mm con barre portanti da 30 x 2 mm del peso complessivo di 0,22 KN/m². Dalla scheda tecnica allegata si evincono le caratteristiche di peso, resistenza e deformazione del grigliato scelto, costituito da acciaio S235JR e certificato per garantire un carico di 6,00 KN/m² ai sensi del punto 3.1.4 del D.M. 17 gennaio 2018.

Tipologia:	Copertura calpestabile rivomibile locale deposito						
Analisi per:	mq						
	MATERIALE	PESO SP.	B	H	L	PARTI S.	PESO
		[KN/mc]	[m]	[m]	[m]	[n]	[KN]
Ipe 140							0.130
Pan. orsogril 30x2							0.220
Struttura di fissaggio							0.150
						TOTALE	0.500
						ARROT. A	0.50

8.4 Analisi dei carichi del parapetto della scala

La delimitazione laterale delle rampe e delle piazzole di sosta sarà garantito mediante parapetti realizzati con lastre di vetro dello spessore di 2 cm, che permetteranno di fruire il percorso pedonale in sicurezza.

Il peso dei parapetti in vetro è stato considerato nel modello di calcolo agli elementi finiti applicando un carico uniforme sulle travi perimetrali. Tale carico è stato calcolato considerando un'altezza del parapetto pari a 1,10 m.

Considerando le caratteristiche geometriche e tecnologiche sopra menzionate si ottiene in definitiva per il parapetto un peso proprio lineare pari a:

$$g_{k,1}=0,55 \text{ kN m}^{-1}.$$

9 CARICHI E SOVRACCARICHI

9.1 Azione del Vento

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e sulla superficie interna dell'elemento. L'azione di insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla

risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma.

c_d è il coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento dipende dalla zona geografica e dall'altitudine sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione ed è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

nella quale v_b è la velocità di riferimento del vento e ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 Kg/m³.

Il coefficiente di esposizione dipende dalla zona geografica, dall'altezza della costruzione sul suolo, dalla classe di rugosità del terreno, dalla topografia del sito.

$$c_e(z) = K_r^2 \cdot c_t \cdot \ln \frac{z}{z_0} \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln \frac{z}{z_0} \right)$$

Dato che l'opera in oggetto è sita nel Comune di Catania ad una quota di 10 m. s.l.m. si adotta:

VENTO:

Zona vento = 4

($V_{b.o} = 28$ m/s; $A_o = 500$ m)

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: tipo III

($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10$ m; $Z_{min} = 5$ m)

Velocità di riferimento = 28,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 0,49 kN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1,00

Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 1,71

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00

Altezza dell'edificio = 4,00 m

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 0,84 kN/mq

Il valore del coefficiente di forma è stato determinato facendo riferimento alle azioni agenti su costruzioni stagne di cui si riporta l'elenco dei casi presenti in normativa (fig. 5). Nel caso in esame avremo per elementi verticali $c_p = 0.8$ mentre per la copertura sia sopravento che sottovento $c_p = -0.4$ in accordo al punto C.3.3.10.1 della Circolare n. 7 del 17/01/2018.

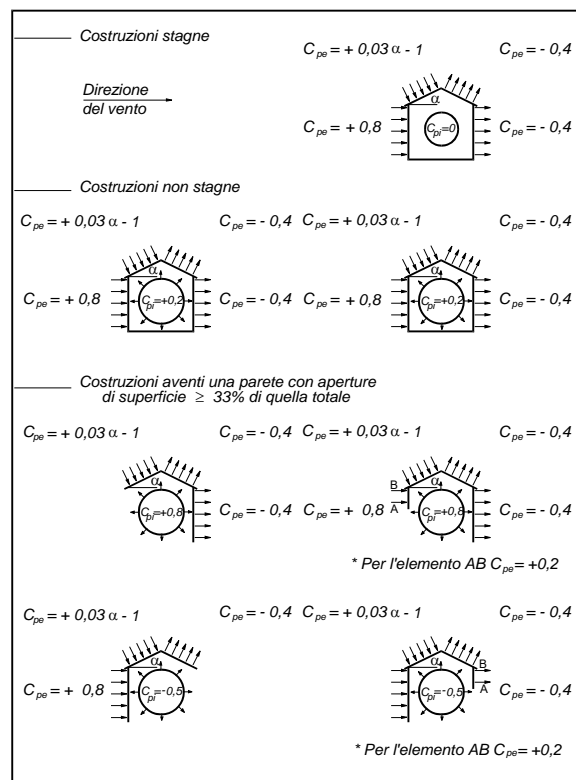


Fig. 5 - Coefficienti di forma per le varie costruzioni

L'azione del vento è stata implementata negli elementi verticali quindi tenendo conto di un fattore di forma $c_p = 0.8$ che può essere ulteriormente ridotto considerando un fattore di riempimento della lamiera di rivestimento delle pareti pari a 0,70.

In definitiva l'azione del vento sulle colonne è possibile riassumerla a seconda della direzione considerata e della posizione interna o esterna dalla quale dipende la relativa area d'influenza.

Per la direzione y:

$$F_{y\text{-interna}} = p * c_p * i_{y\text{-interno}} = 0,84 * (0,80 * 0,70) * 4,75 = 2,24 \text{ KN/m}$$

$$F_{y\text{-esterna}} = p * c_p * i_{y\text{-esterno}} = 0,84 * (0,80 * 0,70) * 4,75/2 = 1,12 \text{ KN/m}$$

Per la direzione x:

$$F_x = p \cdot c_p \cdot i_{x\text{-interno}} = 0,84 \cdot (0,80 \cdot 0,70) \cdot 3,50 = 1,65 \text{ KN/m.}$$

9.2 Azione della Neve

Il carico da neve sarà valutato con la seguente espressione.

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

Dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il carico neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. La normativa vigente divide il territorio nazionale in 3 zone ed assegna a ciascuna zona un valore di q_{sk} in funzione della quota di realizzazione della costruzione.

Per il calcolo del coefficiente di forma si deve tenere in considerazione il tipo di copertura, se ad una o a due falde, e l'angolo α formato dalla falda con l'orizzontale

Dato che l'opera in oggetto è sita nel Comune di Catania ad una quota di circa 10 m. s.l.m si adotta:

NEVE:

Zona Neve = III

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

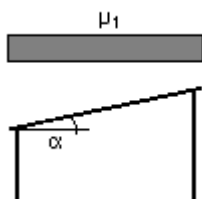
Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 0,60 kN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

$\mu_i(\alpha) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 0,48 \text{ kN/mq}$

Schema di carico:



9.3 Combinazione dei carichi

Le azioni agenti sulla struttura saranno costituite quindi, oltre che dal peso proprio degli elementi strutturali e dai carichi permanenti, anche dalle azioni variabili del vento, neve, destinazione d'uso ect.

G_{k1} Peso proprio struttura,

G_{k2} Carichi permanenti non strutturali,

Q_k Azioni Variabili,

- **Combinazioni dei carichi**

Le azioni suddette sono state combinate secondo le prescrizioni di normativa e sui valori ottenuti si è operata la verifica di ogni elemento strutturale secondo il metodo degli Stati Limite. Le verifiche sono state condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi. Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_{g1} G_{k1} + \gamma_{g2} G_{k2} + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_{g1} = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_{g2} = 1,5$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 0,9$ (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si sono prese in esame solo le combinazioni rare che rappresentano il caso più gravoso per la struttura in esame. Per tale combinazione si considera $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_0 .

In forma convenzionale la combinazione rara può essere espressa nel modo seguente:

$$F_d = G_{k1} + G_{k2} + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

I coefficienti ψ_{0i} utilizzati dipendono, oltre che dalla destinazione d'uso della costruzione, dal tipo di carico considerato.

Tuttavia, nel caso in esame, avremo:

$\psi_0 = 0.50$ coperture considerando il carico da neve (quota inferiore 1000 m s.l.m.)

- Altre azioni ambientali

Le verifiche delle prestazioni delle opere in progetto sono effettuate considerando gli effetti di eventuali altre azioni ambientali (quali le azioni termiche, determinate secondo quanto previsto al cap. 3 del D.M. 17.01.2018) combinandole con l'azione sismica secondo le regole previste dalla norma per le diverse combinazioni di carico. Per i dettagli si rimanda ai relativi tabulati di carico.

- Azioni eccezionali

Non sono state considerate nelle verifiche le azioni eccezionali previste dalla norma nei confronti di urti, esplosioni e incendi perché le strutture in progetto posseggono i necessari requisiti di robustezza richiesti.

- Prestazioni attese al collaudo

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al paragrafo 9.1 del D.M. 17.01.2018.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore potrà fare riferimento ai valori di tensioni, deformazioni, spostamenti e sollecitazioni desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.

Ai fini del collaudo il collaudatore potrà fare riferimento alle indicazioni contenute nella relazione sui materiali ed alle prescrizioni costruttive correlate alla manutenibilità e sostituibilità degli stessi.

10 DEMOLIZIONE SOLAI ESISTENTI

10.1 Fasi di demolizioni

Fra gli interventi strutturali di progetto si prevede la demolizione di una porzione di orizzontamento esistente per ciascuno dei tre livelli di orizzontamento collocati alle rispettive quote: -0,50 m; 6,10 m e 11,75 m. Le porzioni di solaio rimosse consentiranno la collocazione del collegamento verticale costituito dal vano ascensore e dell' annesso sistema di scale con strutture portanti in acciaio ancorate alla muratura esistente.

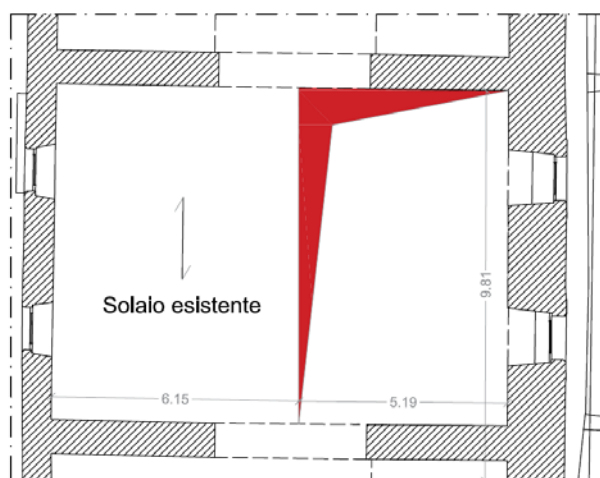


Fig. 6A - Stralcio planimetria foratura solai

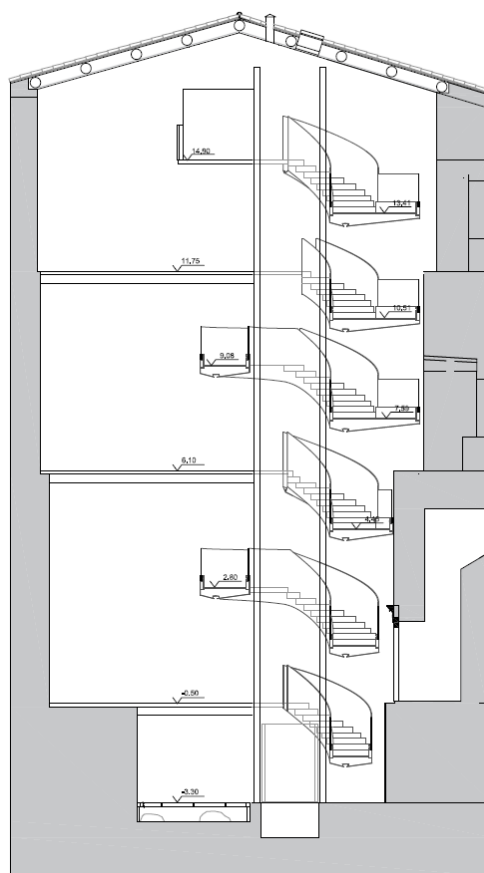


Fig. 6B - Sezione con vano scala

L'intervento, di estensione molto limitata in confronto alle dimensioni dell'immobile, sostanzialmente non modifica il comportamento globale dell'edificio e ridurrà le masse agenti.

Particolare attenzione in fase di esecuzione sarà posta alle fasi di demolizione che prevedono:

- Posa in opera di puntellatura e opere provvisionali atte a evitare sollecitazioni e deformazioni nel periodo transitorio delle fasi operative;
- Demolizione per parti delle porzioni di solaio interessate;
- Posa in opera della struttura portante in acciaio dell'ascensore e delle rampe di scale;
- Collocazione del vano ascensore;
- Messa in esercizio del vano ascensore.

In particolare si sottolinea come le demolizioni e le realizzazioni saranno realizzate per parti adeguatamente preparate con opere provvisionali che agendo a contrasto evitino deformazioni e incremento delle sollecitazioni sugli elementi strutturali interessati.

Le fasi di demolizione saranno costantemente monitorate in fase di lavorazione al fine di evitare qualsiasi danneggiamento degli elementi attigui alla porzione della quale è prevista la demolizione.

L'intervento progettuale rientra nella tipologia dell'intervento locale non alterando il comportamento globale dell'edificio, non aumentando le masse e non modificando il sistema delle rigidezze in maniera significativa.

E' stata effettuata una comparazione della variazione, ante e post intervento, delle masse presenti nella porzione di manufatto soggetta ad intervento considerando la struttura in acciaio del vano scala con ascensore annesso e le previe demolizioni da effettuare.

In particolare per realizzare la struttura della scala in acciaio sarà necessario demolire le porzioni di solaio nei tre livelli -0,50 m, 6,10 e 11,75 m in corrispondenza delle bucatore da realizzare. L'analisi dei carichi dei solai esistenti è stata definita grazie alla indagini strutturali in loco, condotte dalla ditta specializzata in indagini diagnostiche L&R – Laboratori e ricerche s.r.l., che hanno riscontrato il solaio a quota inferiore costituito da una maglia orsogrill con sovrastante massetto e pavimento, mentre i restanti solai a quota superiore sono costituiti da una soletta in c.a. di 25 cm nervata mediante travi di altezza complessiva $h=55$ cm poste ad un interasse di 75 cm.

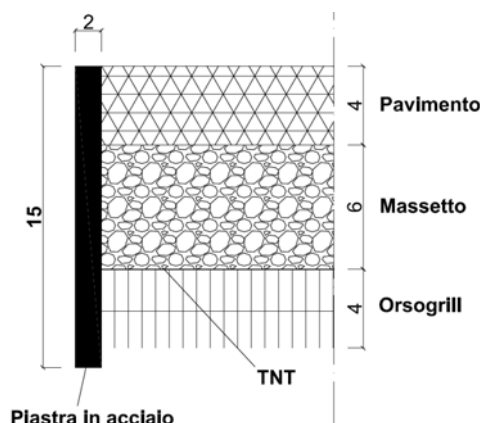


Figura 6C – Sezione estratta dal report delle indagini strutturali solaio a quota -0,50 m

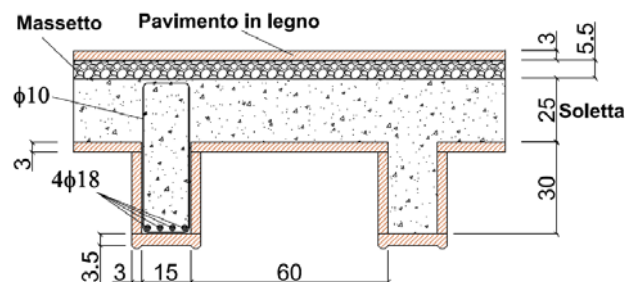


Figura 6D – Sezione estratta dal report delle indagini strutturali solaio a quota 6,10 m e 11,75 m

Si riporta di seguito il calcolo analitico dei pesi del solaio a quota -0,50 m :

Peso proprio	B (m)	H (m)	L (m)	g (kNm ⁻³)	Valore	
- G _{k1} pavimento	1,00	0,040	1,00	15,00	0,600	kN m ⁻²
- G _{k1} Massetto	1,00	0,006	1,00	20,00	1,200	kN m ⁻²
- G _{k1} orsogrill	1,00	0,040	1,00	25,00	0,400	kN m ⁻²
				g_{k,1}	2,20	kN m ⁻²

Si riporta di seguito il calcolo analitico dei pesi dei solai a quota -6,10 m e 11,75 m :

Peso proprio	B (m)	H (m)	L (m)	g (kNm ⁻³)	Valore	
- G _{k1} Legno	1,00	0,060	1,00	6,00	0,360	kN m ⁻²
- G _{k1} Massetto	1,00	0,055	1,00	20,00	1,100	kN m ⁻²
- G _{k1} Soletta	1,00	0,250	1,00	25,00	6,250	kN m ⁻²
- G _{k1} nervature	0,15	0,300	1,33	25,00	1,500	kN m ⁻²
				g_{k,1}	9,21	kN m ⁻²

Considerando l'area di bucatina del solaio, variabile in corrispondenza dei tre impalcati esistenti a causa della sezione variabile delle pareti murarie, avremo per le tre quote in ordine ascendente:

$$A_0=26,30 \text{ m}^2 ; \quad A_1=30,00 \text{ m}^2 ; \quad A_2=38,30 \text{ m}^2.$$

Moltiplicando il peso proprio di ogni solaio per la rispettiva area di rimozione avremo la stima dei carichi delle porzioni da rimuovere:

$$P_0=57,86 \text{ KN}; \quad P_1=276,30 \text{ KN}; \quad P_2=352,74 \text{ KN};$$

per un carico complessivo pari a $P_{Tot}=686,90 \text{ KN}$.

La realizzazione della scala in acciaio con annesso il vano ascensore comporterà la presenza di un carico aggiuntivo ricavato dalla combinazione dei carichi permanenti del modello di calcolo, riscontrabile nello specifico tabulato di calcolo, che considera sia il peso proprio della struttura in acciaio che il carico permanente derivante dagli elementi di finitura.

Di seguito si riporta sia una vista dell'output del modello di calcolo con le azioni puntuali derivanti dalla sopracitata combinazione di calcolo che la tabella riassuntiva delle azioni.

Carichi permanenti vano scala		
F ₁ =	67.34	KN
F ₂ =	33.17	KN
F ₃ =	28.18	KN
F ₄ =	50.56	KN
F ₅ =	34.24	KN
F ₆ =	25.43	KN
F ₇ =	9.67	KN
F ₈ =	1.82	KN
F ₉ =	1.92	KN
F ₁₀ =	8.99	KN
F ₁₁ =	1.2	KN
F ₁₂ =	0.89	KN
F ₁₃ =	4.32	KN
F ₁₄ =	9.86	KN
F ₁₅ =	9.61	KN
F ₁₆ =	16.04	KN
F ₁₇ =	1.48	KN
F ₁₈ =	1.08	KN
F ₁₉ =	7.04	KN
F ₂₀ =	6.71	KN
F ₂₁ =	2.92	KN
F ₂₂ =	0.89	KN
F ₂₃ =	13	KN
F ₂₄ =	3.92	KN
F ₂₅ =	3.44	KN
F ₂₆ =	3.49	KN
F ₂₇ =	5.98	KN
F ₂₈ =	10.34	KN
F ₂₉ =	0.95	KN
F ₃₀ =	5.41	KN
F ₃₁ =	5.16	KN
F ₃₂ =	7.15	KN
F ₃₃ =	0.9	KN
F ₃₄ =	14.12	KN
F ₃₅ =	6.05	KN
F ₃₆ =	7.38	KN
F ₃₇ =	2.09	KN
F ₃₈ =	5.83	KN
F ₃₉ =	12.02	KN
F ₄₀ =	11.57	KN
F ₄₁ =	6.27	KN
F_{TOT}	448.43	KN

Tabella . Valori azioni puntuali trasmesse in fondazione

In definitiva l'intervento in progetto prevede una diminuzione dei carichi permanenti agenti sulla struttura pari a:

$$\Delta F = F_{TOT} - G_{K-TOT} = - 238,47 \text{ KN}$$

11 CALCOLO DEL VANO ASCENSORE E ANNESSE RAMPE DI SCALE

Come precedentemente descritto il vano ascensore avrà dimensioni pari a 2,05 x 1,63 m. In particolare sarà installato un ascensore autoportante della Schindler del quale si allega la scheda tecnica e che trasferirà la maggior parte dei carichi in fondazione dove è prevista una platea di fondazione in c.a. dello spessore pari a 30 cm nella quale sarà disposta un'armatura bidirezionale $\Phi 14$ con passo pari a 20 cm sia inferiormente che superiormente.

La gabbia in acciaio di sostegno sarà costituita da dei montanti realizzati con dei profilati a HEA 160, mentre per gli elementi orizzontali perimetrali del vano ascensore saranno utilizzati profili HEA 120. I montanti in acciaio, i correnti laterali delle rampe realizzati con UPN 280 saranno ancorati mediante travi HEB 160 alla struttura esistente in muratura collegate nell'estremità esterna tramite piastre di testata, barre filettate e resina di tipo Hilti come meglio esplicitato nello specifico paragrafo dedicato. Le piazzole saranno realizzate mediante travi HEA180 ad eccezione della trave esterna della passerella a quota +15.13, che avendo luce netta maggiore pari a 8,47 m, non interrotta dal telaio del vano ascensore, sarà realizzata mediante profilato HEA 260.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici e al relativo tabulato di calcolo.

Il calcolo della struttura in acciaio è stata effettuato mediante modellazione con programma di calcolo strutturale agli elementi finiti Prosap.

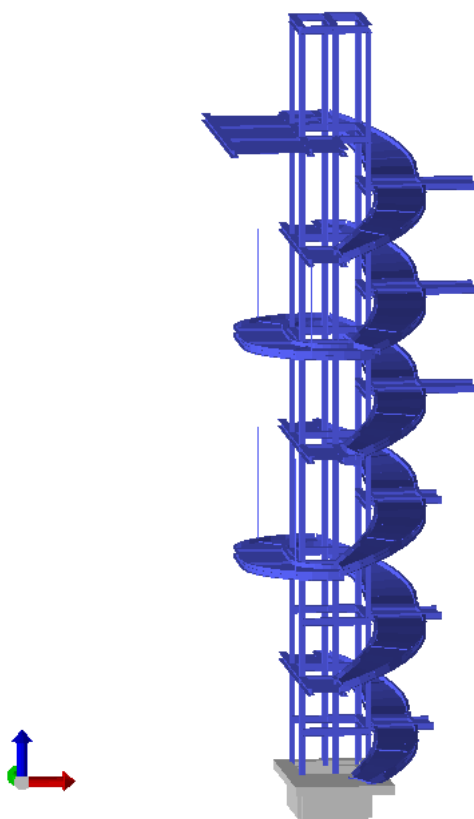


Figura 7 – Modello di calcolo agli elementi finiti

12 FONDAZIONE VANO ASCENSORE A BICCHIERE IN C.A.

12.1 Calcolo fondazione a bicchiere

La fondazione della struttura in acciaio del vano ascensore con scale annesse sarà realizzata con la tipologia a bicchiere in c.a. dello spessore di 30 cm avente dimensioni esterne pari a 2,52x5,22 m e una doppia quota di fondazione rispettivamente a -2,80 m e -4,10 m per la necessità di creare un fondo fossa funzionale alla corretta installazione e funzionamento dell'ascensore. La fondazione a bicchiere sarà l'elemento strutturale sulla quale graveranno direttamente le azioni puntuali trasmesse dal sistema ascensore del tipo autoportante forniti dalla casa produttrice, mediante scheda tecnica, per individuare sia il valore delle azioni che la localizzazione degli scarichi. Analogamente dal modello di calcolo implementato deriveranno le azioni trasmesse alla fondazione dalla struttura intelaiata in acciaio del vano ascensore con scale annesse.

Il calcolo e le verifiche sono state effettuate con l'ausilio del software di calcolo PRO-SAP, al fine di ricreare un modello agli elementi finiti quanto più simile alla realtà ed in modo da progettare le armature necessarie per le sollecitazioni indotte dalle combinazioni di carico più gravose. Si riporta di seguito uno stralcio del modello di calcolo della fondazione progettata tenendo conto dell'esigenze di non intaccare gli scavi archeologici presenti.

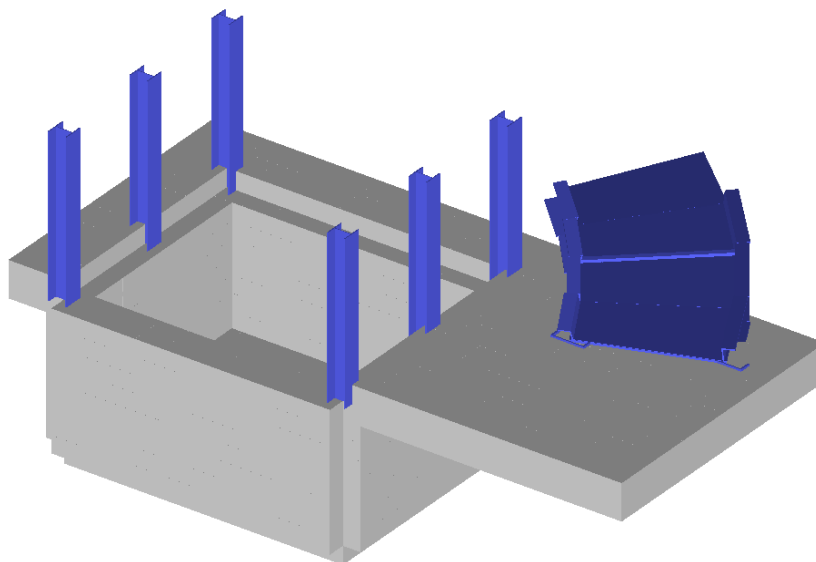


Figura 8 – Carpenteria platea di fondazione

Si riporta di seguito il diagramma della disposizione dell'armatura

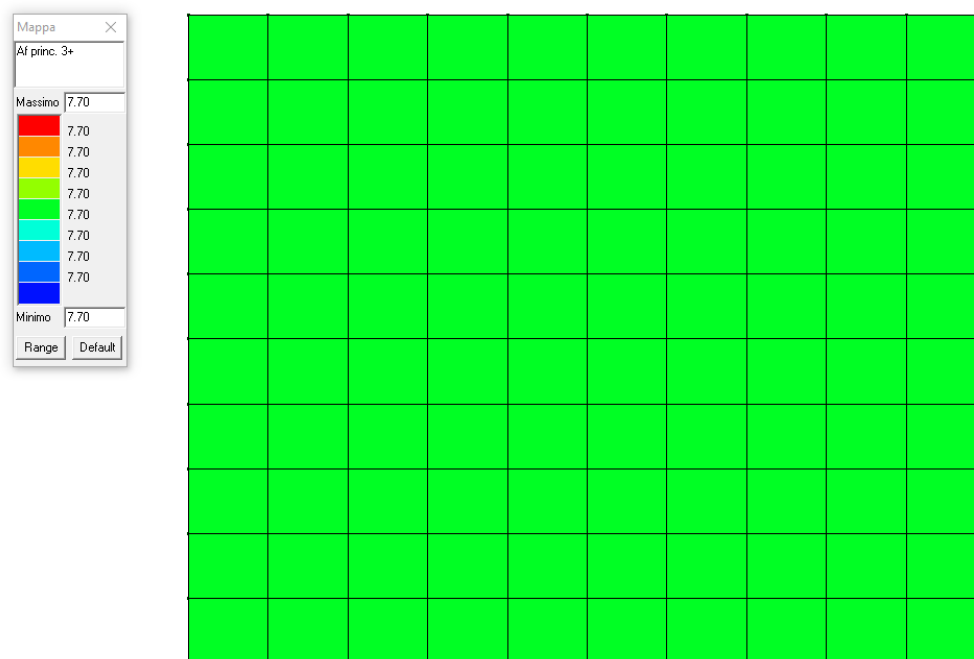


Figura 9 - Diagramma quantità di armatura superiore nella direzione principale

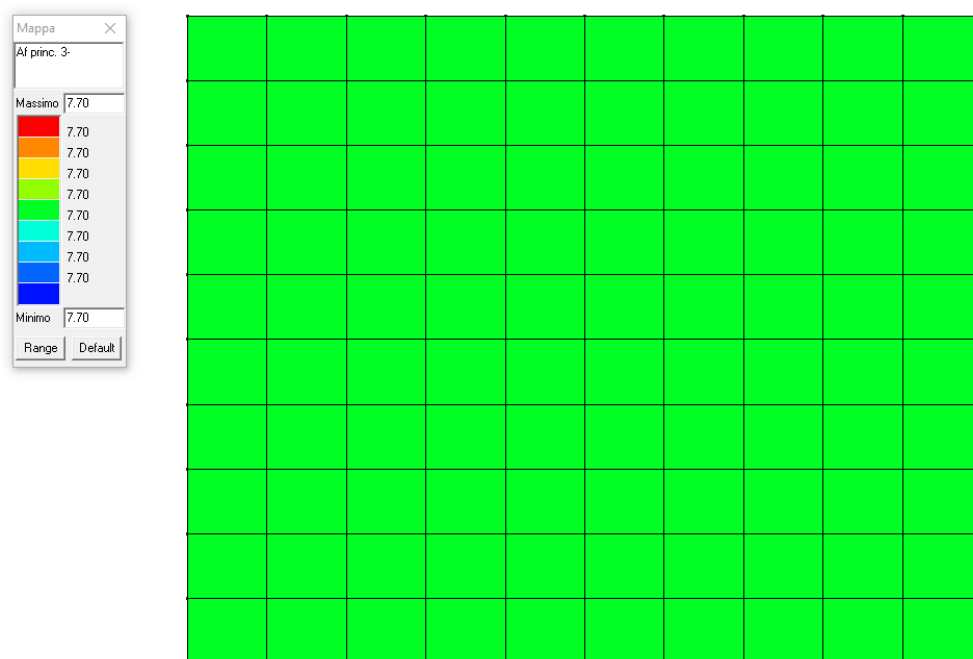


Figura 10 - Diagramma quantità di armatura inferiore nella direzione principale

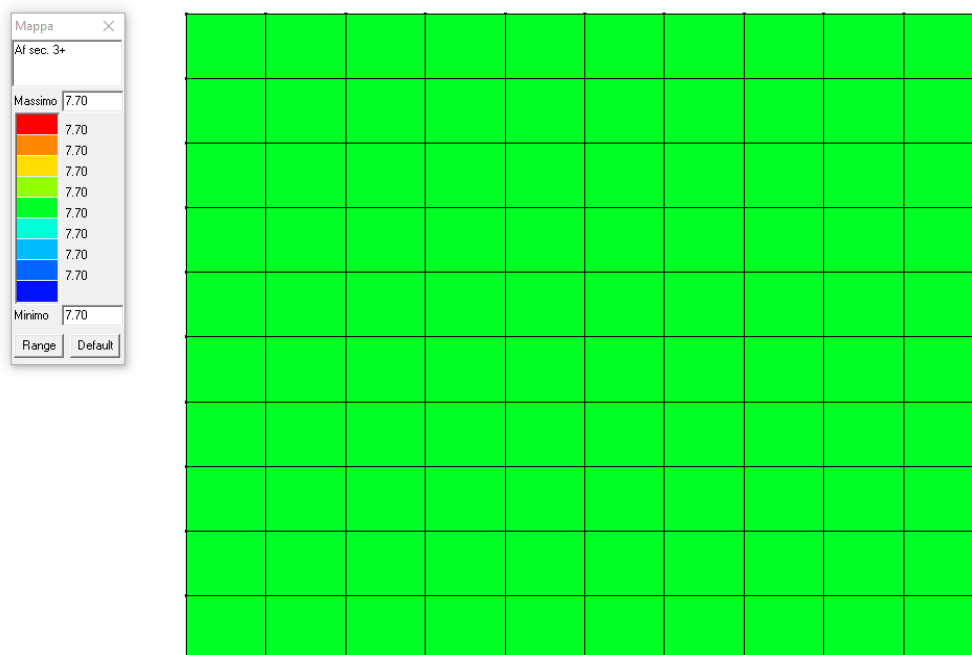


Figura 11 - Diagramma quantità di armatura superiore nella direzione secondaria

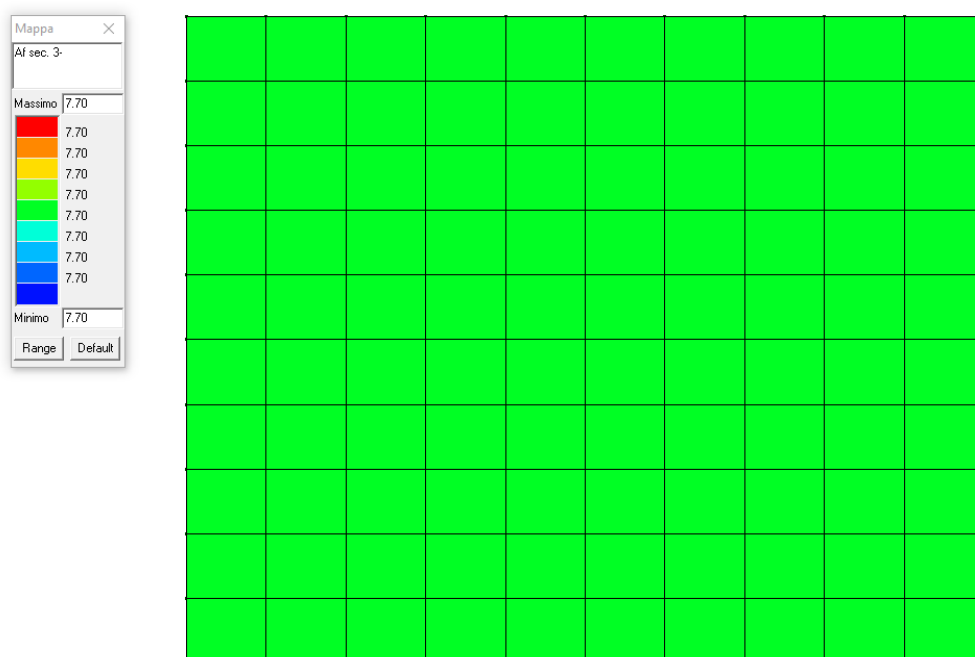


Figura 12 - Diagramma quantità di armatura inferiore nella direzione secondaria

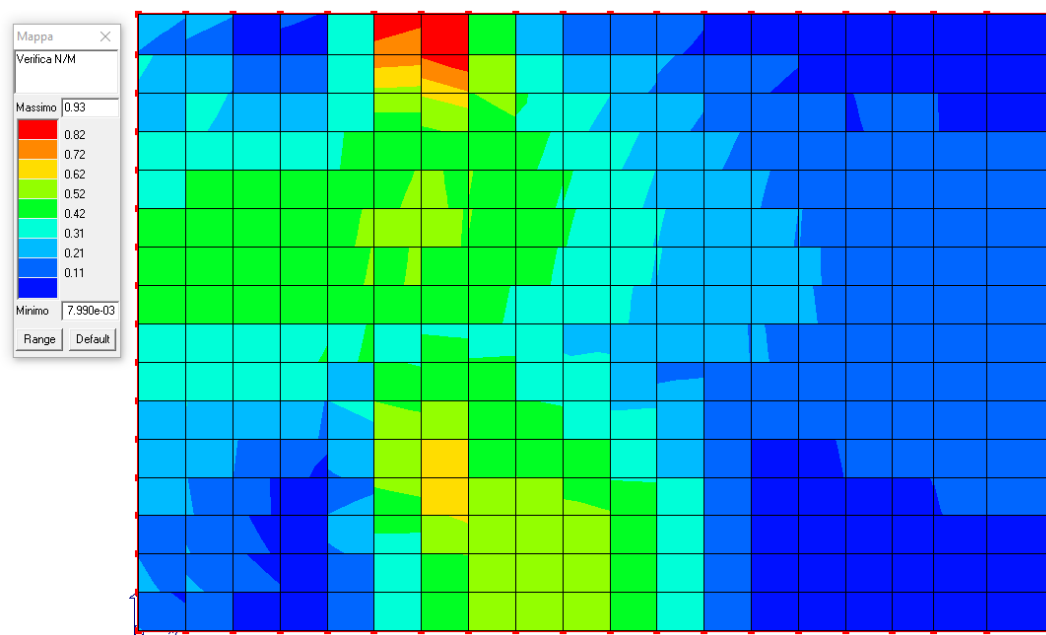


Figura 13 - Diagramma verifiche N/M

Le verifiche risultano soddisfatte come evidenziato nell'ultimo diagramma.

Si prevede pertanto di disporre un'armatura bidirezionale pari a $\Phi 14/20$ cm per entrambe le direzioni sia inferiormente che superiormente. Sarà inserita un'armatura aggiuntiva $\Phi 14/20$ cm in corrispondenza delle zone interessate dalle azioni puntuali trasmesse dal sistema ascensore come dettagliatamente indicato nei relativi elaborati grafici.

13 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La verifica della capacità portante è stata eseguita utilizzando la modellazione proposta da BRINC-HANSEN in condizioni drenate.

Seguendo i parametri geotecnici precedentemente definiti e le caratteristiche geometriche della fondazione si è calcolata la q_{lim} ; paragonandola successivamente con le q_{sd} della struttura da realizzare in accordo con il punto 6.4.2.1 del D.M. 17/01/2018 e considerando il secondo dei due approcci possibili:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Sono stati di conseguenza applicati i coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I:

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

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

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Si riporta di seguito il calcolo della capacità portante considerando la platea di fondazione posta nella parte più bassa collocata a quota -4,30 m e avente dimensioni pari a 2,20 x 2,60 m.

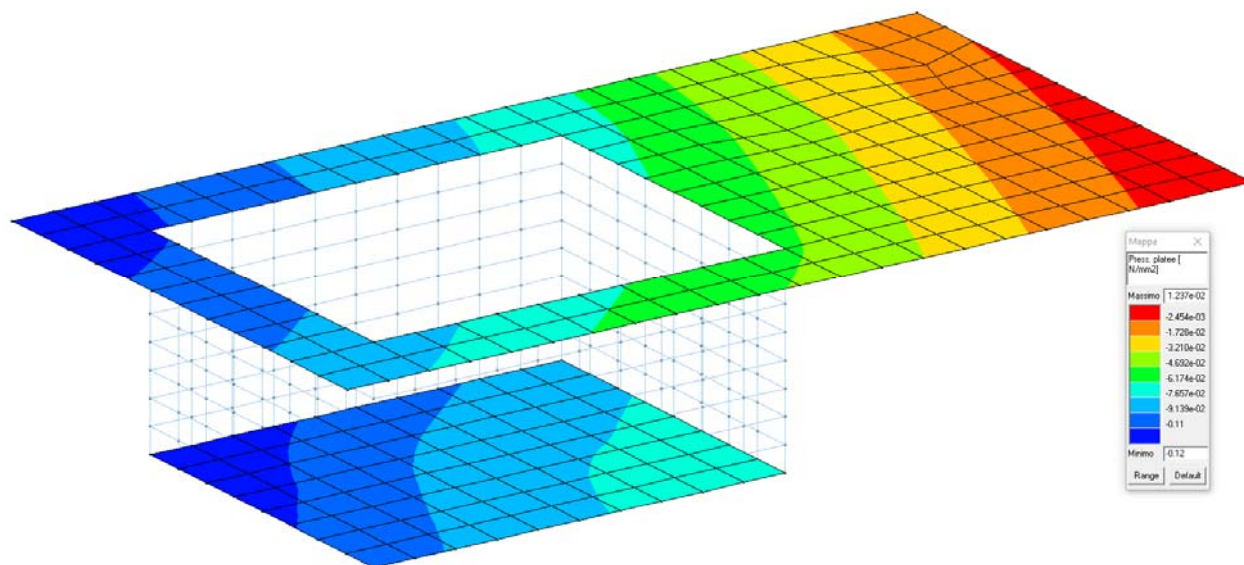


Figura 14 - Diagramma pressioni in fondazione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE

D=	0.25 m	
B=	2.20 m	
N=	0.0 t	0.10 KN
H=	0.0 t	0.00 KN
My=	0.0 tm	0.00 KNm
ex=	0.00 m	
B'=	2.20 m	
L=	2.60 m	
Mx=	0.00 tm	0.00 KNm
ey=	0.00 m	
L'=	2.60 m	
α =	0.00 °	0.000000 rad
β =	0.00 °	0.000000 rad

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELLA FONDAZIONE

c'=	0.0 t/m²	0.0 KN/m²
-----	----------	-----------

$\phi' =$	28 °	0.489 rad
$C_u =$	0 t/m ²	
$\gamma =$	1.8 t/m ³	18.0 KN/m ³
$F_s =$	3	

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DRENATE

$N_q =$	14.72
$N_c =$	25.80
$N_\gamma =$	16.72

Fattori di inclinazione del carico

$m =$	1.54
$i_q =$	1.00
$i_c =$	1.00
$i_\gamma =$	1.00

Fattori di affondamento del carico

$d_q =$	3.62	1.00
$d_c =$	3.81	1.00
$d_\gamma =$	1.00	1.00

Fattori di forma

$s_q =$	1.23
$s_\gamma =$	1.23
$s_c =$	1.47

Fattori di inclinazione del piano di posa

$b_q =$	1.00
$b_\gamma =$	1.00
$b_c =$	1.00

Fattori di inclinazione del piano di campagna

$g_q =$	1.00
$g_\gamma =$	1.00
$g_c =$	1.00

Calcolo della qlim

$q_{lim} =$	49.03	t/m ²	490.33	KN/m ²	0.490	MPa	4.90	kg/cm ²
$q_{amm} =$	16.34	t/m ²	163.44	KN/m ²	0.16	MPa	1.63	kg/cm ²
				SLU =	0.25	MPa		

Le verifiche della capacità portante hanno dato valori di pressione superiori a quelle massime trasmesse dalle strutture in progetto in quanto $q_{rd} = 0,25 \text{ Mpa} > q_{sd} = 0,12 \text{ Mpa}$.

14 STRUTTURA DI SOSTEGNO DEI TIRANTI

Come descritto precedentemente la realizzazione del sistema di scale, in considerazione degli interpiani da collegare e dei rapporti ergonomici degli elementi da garantire per rispettare le normative vigenti, prevede l'esistenza di una passerella di interpiano funzionale a razionalizzare lo sviluppo longitudinale del percorso pedonale. La passerella di interpiano poggierà su dei mensolotti realizzati mediante travi HEA 160 e ancorati alle colonne, ma sarà in parte sospesa in considerazione del contributo fornito dai tiranti realizzati mediante barre DYWIDAG 32 WR o similari, che avranno anche il compito di ridurre entro gli opportuni limiti la deformazione della struttura.

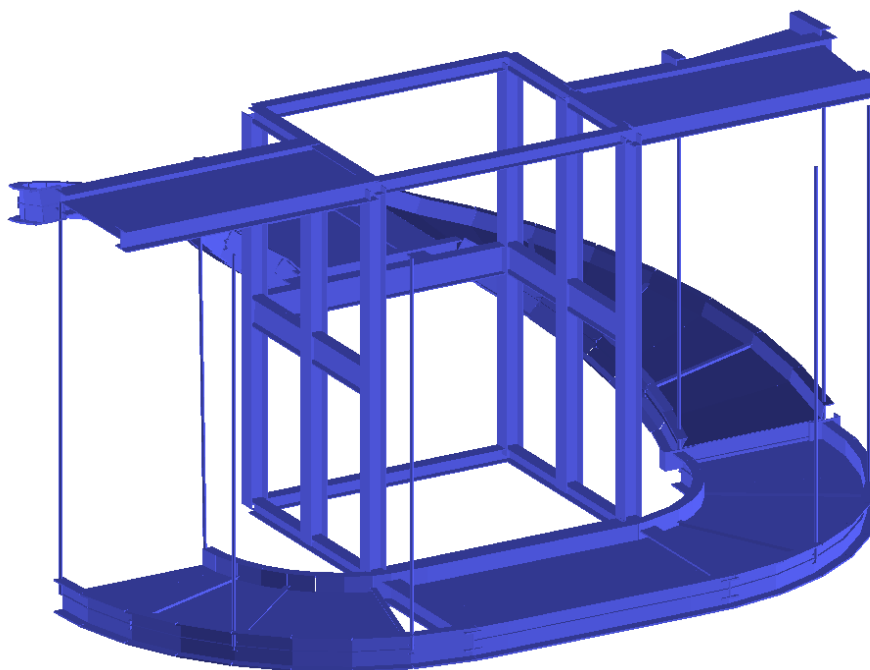


Figura 15 – Stralcio modello strutturale

Dati tecnici

Codice			Barre a filettatura continua						Barre lisce	
			18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Diametro nominale	d_s	[mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Area	S_n	[mm ²]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Peso teorico per metro ¹	M	[kg/m]	1.96	4.48	6.53	8.27	10.20	14.10	6.31	7.99
Passo	c	[mm]	8	13	16	18	20	21	3	3
Carico caratteristico di rottura	F_m	[kN]	255	580	845	1,070	1,320	1,820	845	1,070
Max. forza di tiro iniziale ² $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$		[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Max. forza sovratensione ³ $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$		[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

Analogamente anche la piazzola di sosta adiacente alla parete in muratura posta a quota +1,50 saranno collocati dei tiranti DYWIDAG 32 WR, o simili, in prossimità degli estremi delle travi HEA 160 aventi la funzione di limitare la deformazione del piano di calpestio.

Mentre nel secondo caso i tiranti saranno collegati alle travi della piazzola di sosta e quindi le verifiche sono inserite nel modello di calcolo tridimensionale del programma di calcolo, nel primo caso è stata modellata una trave sulla quale sono state applicate le sollecitazioni assiali dovute alla presenza dei tiranti.

I tiranti saranno collegati a contrasto con una trave HEA 260 posizionata all'intradosso del superiore solaio esistente e opportunamente modellata con un elemento beam con appoggio-appoggio sollecitata con due azioni puntuali $F_z=35$ KN, ovvero considerando a vantaggio di sicurezza la condizione più gravosa. In particolare le azioni puntuali sulla trave maggiore, che avrà una luce $L=7,70$ m, saranno applicate a una distanza di 1,85 m da ciascun estremo e un interasse pari a 4,00 m.



Figura 16 – Schema reologico trave di contrasto

In definitiva considerando la geometria dello schema reologico assimilabile ad una trave con appoggio-appoggio avente:

Luce 7.70 m

Interasse forze $F_z= 35$ KN applicate 4.00 m

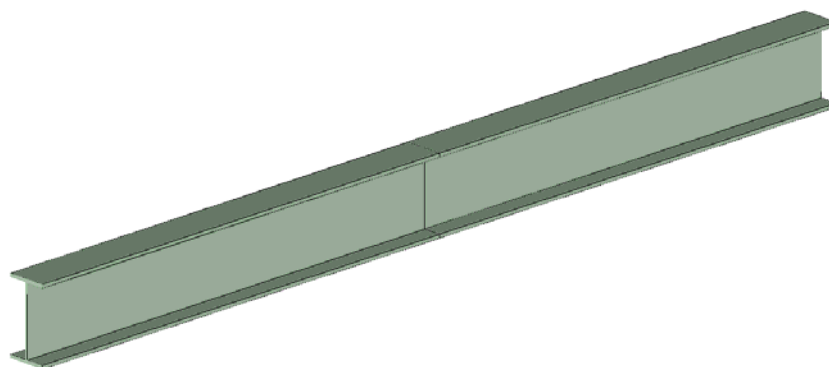


Fig. 17 - Modello di calcolo trave all'intradosso del solaio esistente.

Considerando lo schema reologico precedentemente descritto e l'analisi dei carichi applicati desunti dal modello di calcolo principale delle scale e vano ascensore, è stato implementato un apposito modello di calcolo per la progettazione della trave di contrasto sulla quale ancorare i tiranti della quale si riporta in allegato lo specifico tabulato di calcolo.

D'analisi dei carichi e dalla modellazione della trave, si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni del momento e del taglio allo SLU:



Fig.18 – Diagramma del momento flettente

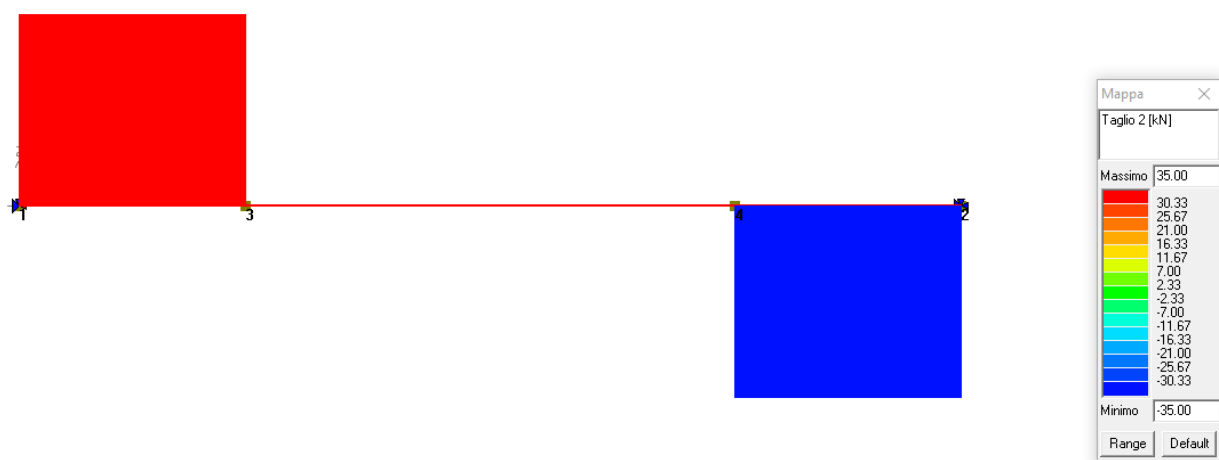


Fig. 19 – Diagramma del taglio

Per le verifiche di resistenza delle sezioni si rimanda all'allegato tabulato di calcolo.

Le verifiche allo stato limite di esercizio per una struttura metallica di questa tipologia si riconducono alla verifica della deformabilità.

Per tale elemento nel modello di calcolo sono stati valutati in maniera semplice e cautelativa, gli spostamenti dell'elemento in esame. Lo schema statico adottato è quello di trave con appoggio-appoggio e la freccia massima consentita, considerando la massima distanza fra pareti laterali pari a 7.70 m, risulta essere:

$$f_{\max} = \frac{P * a}{24 * E * I} * (3 * l^2 - 4 * a^2) = 42,8 \text{ mm}$$

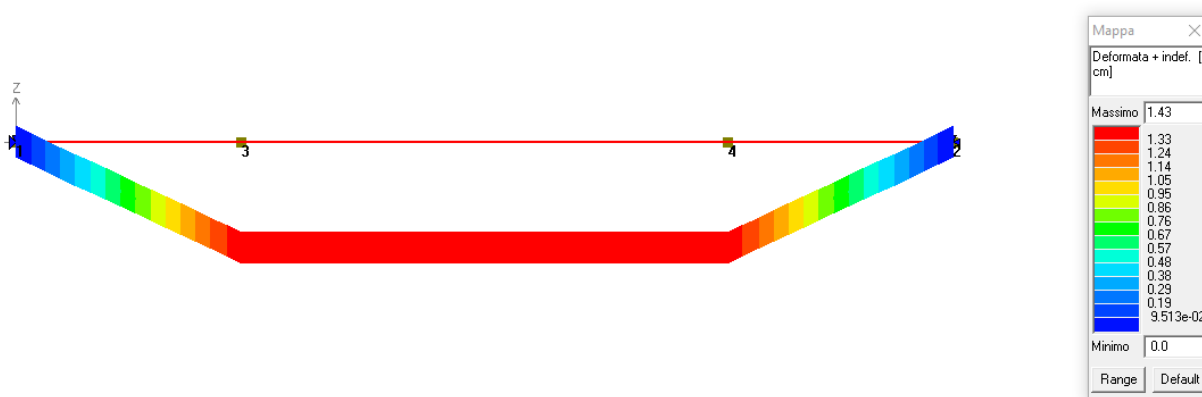


Fig. 20 – Diagramma deformazioni

Dalla figura 20 si nota come la verifica a deformazione risulti soddisfatta.

15 Pavimentazione di protezione scavi archeologici

Nel vano a quota -2,80 m dove insisterà la fondazione del telaio in acciaio del sistema ascensore-scale si trovano allo stato di fatto degli scavi archeologici che sono stati preservati nella determinazione della collocazione della fondazione. Oltre alle attenzioni poste nella collocazione della platea di fondazione per non intaccare gli scavi il progetto prevede la rivalutazione degli stessi realizzando una pavimentazione sospesa in cristallo che permetterà ai fruitori del Museo di avere un percorso pedonale sopra gli scavi permettendo di visionarli.

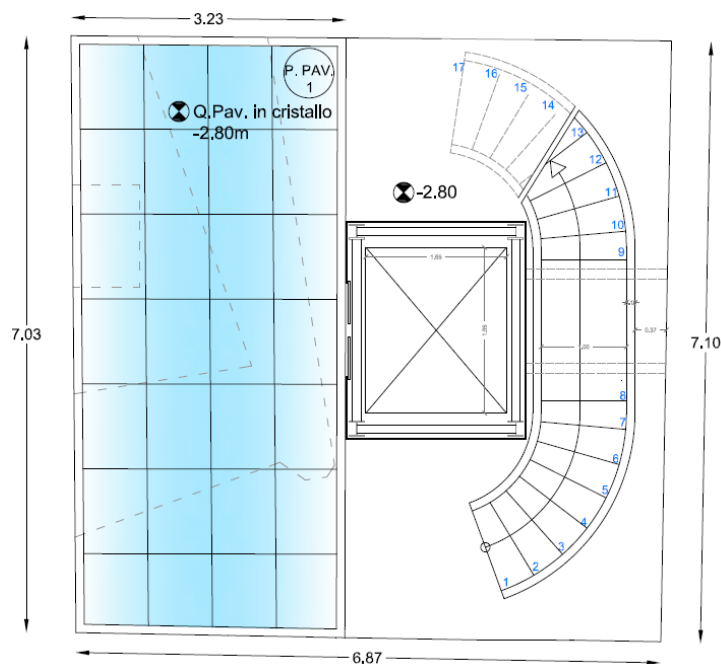


Fig. 21 – Stralcio planimetrico con pavimentazione sospesa

Per realizzare la pavimentazione sospesa saranno collocate delle travi in acciaio con sezione scatolare rettangolare 120x60x6.3 mm con interasse pari a 1.00 m e collegate ad un estremo alla muratura esistente e dall'altro alla platea di fondazione del vano ascensore.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per il dimensionamento della trave avente funzione di appoggio diretto per il piano di calpestio. Considerando l'analisi dei carichi del piano di calpestio previsto, è stato implementato un apposito modello di calcolo per la progettazione della trave da realizzare della quale si riporta in allegato lo specifico tabulato di calcolo.

Nella suddetta analisi sono state considerate le seguenti azioni:

$G_{k1}=0,16 \text{ KN/m}^2$ Peso proprio trave scatolare in acciaio 120x60x6.3 mm ;

$G_{k2}=0,70 \text{ KN/m}^2$ Carico perm. solaio esistente derivante dalla precedente analisi dei carichi;

$Q_k=5,00 \text{ KN/m}^2$ Carico variabile;

In definitiva considerando la geometria dello schema reologico assimilabile ad una trave con appoggio-appoggio avente:

Interasse 1.00 m

Luce 3.20 m

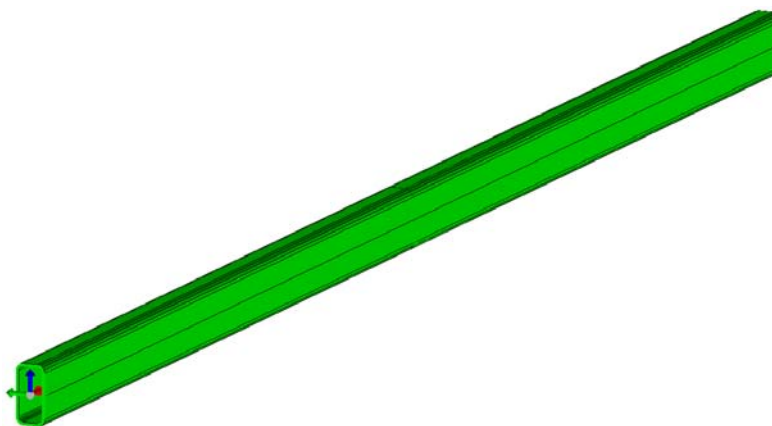


Fig. 22 - Modello di calcolo trave solaio esistente.

Conseguentemente avremo un carico lineare pari a :

$G_{k1}=0,16 \text{ KN/m}$ Peso proprio trave scatolare in acciaio 120x60x6.3 mm ;

$G_{k2}=0,70 \text{ KN/m}$ Carico perm. solaio esistente derivante dalla precedente analisi dei carichi;

$Q_k=5,00 \text{ KN/m}$ Carico variabile;

D'analisi dei carichi e dalla modellazione della trave, si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni del momento e del taglio allo SLU:

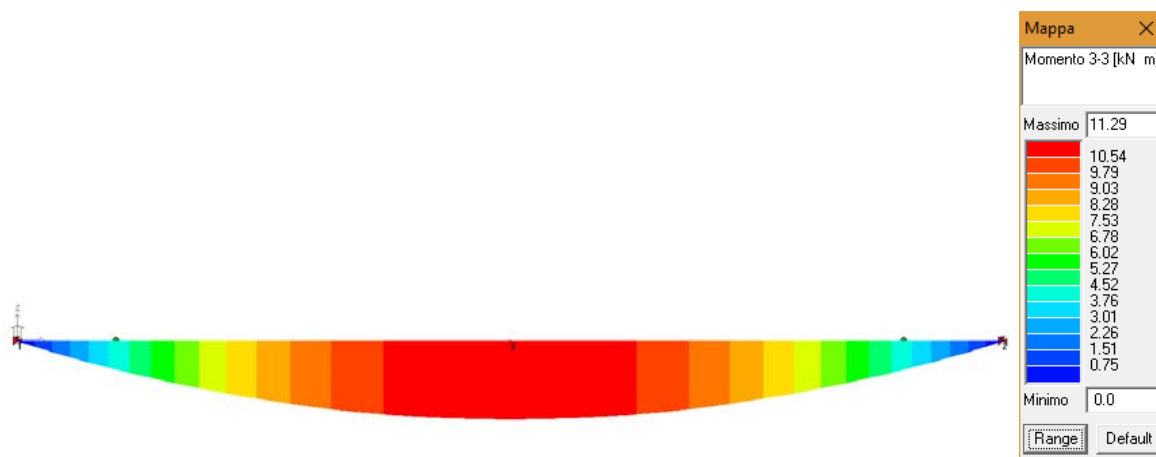


Fig.23 – Diagramma del momento flettente

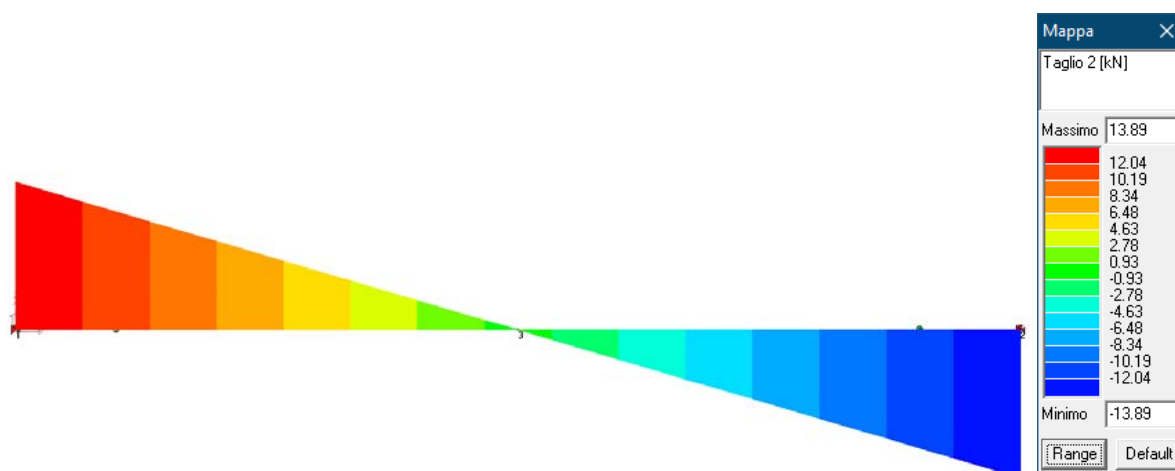


Fig.24 – Diagramma del taglio

Per le verifiche di resistenza delle sezioni si rimanda all'allegato tabulato di calcolo.

Le verifiche allo stato limite di esercizio per una struttura metallica di questa tipologia si riconducono alla verifica della deformabilità.

Per tale elemento nel modello di calcolo sono stati valutati in maniera semplice e cautelativa, gli spostamenti dell'elemento in esame. Lo schema statico adottato è quello di trave con appoggio-appoggio e la freccia massima consentita, considerando la massima distanza fra pareti laterali pari a 3.20 m, risulta essere:

$$f_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{3200}{250} = 12,8 \text{ mm}$$

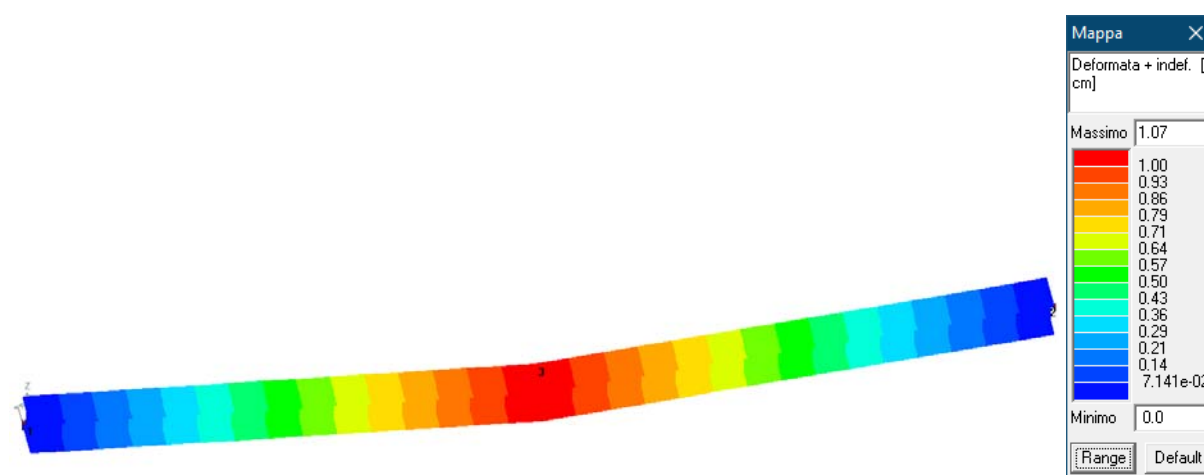


Fig.25 – Diagramma deformazioni

La verifica risulta conseguentemente soddisfatta.

16 CALCOLO DEL LOCALE DI DEPOSITO

Come precedentemente descritto il locale deposito si trova localizzato nell'area esterna a servizio del Castello e avrà dimensioni pari a 7,00 x 19,00 m con una piccola parte della copertura a sbalzo per una lunghezza pari a 1,20 m in corrispondenza del lato adiacente il confine stradale.

La struttura portante sarà realizzata in acciaio con delle colonne HEA 360 e delle travi principali HEA 340, mentre le travi secondarie saranno realizzate mediante travi IPE 270 sul quale poggierà la copertura in lamiera grecata EGB1200, o similari, e soletta collaborante in cls. Il pacchetto di copertura calpestabile sopradescritto sarà interrotto nelle due campate centrali e sostituito con una maglia orsogril idonea a sostenere il sovraccarico indicato dalla normativa per la destinazione d'uso prevista.

La fondazione sarà realizzata mediante una platea di fondazione in c.a. dello spessore pari a 30 cm nella quale sarà disposta un'armatura bidirezionale $\Phi 14$ con passo pari a 25 cm sia inferiormente che superiormente con raffittimenti dell'armatura in corrispondenza delle piastre di ancoraggio in fondazione delle colonne.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

Il calcolo della struttura in acciaio è stata effettuato mediante modellazione con programma di calcolo strutturale agli elementi finiti Prosap secondo la logica degli stati limite e rispettando le condizioni di carico precedentemente esposte..

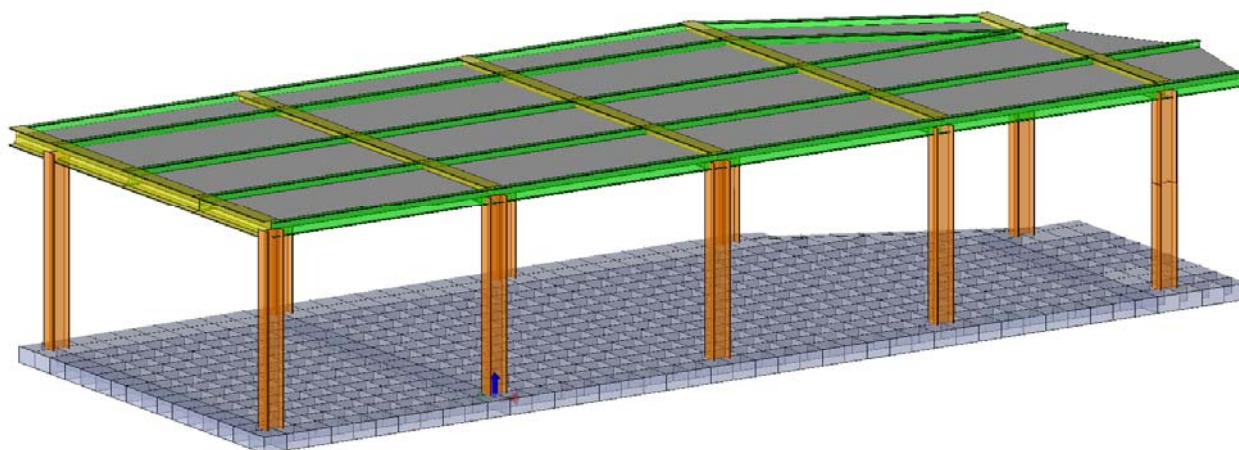


Figura 26 – Modello di calcolo agli elementi finiti

Si riportano di seguito alcuni diagrammi delle sollecitazioni, estrapolati dal modello di calcolo. Per ulteriori dettagli si rimanda al relativo tabulato di calcolo in allegato.

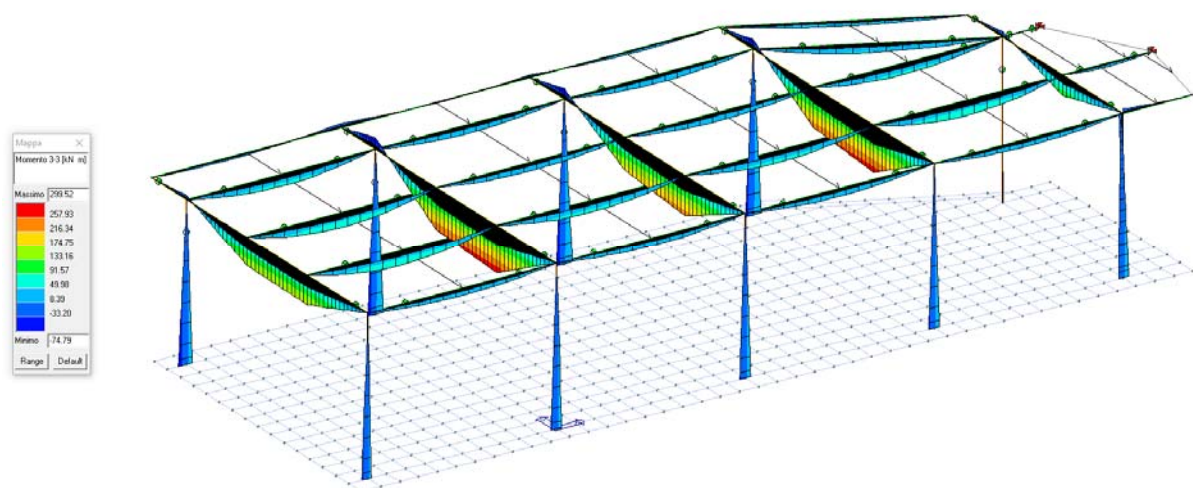


Diagramma del momento flettente

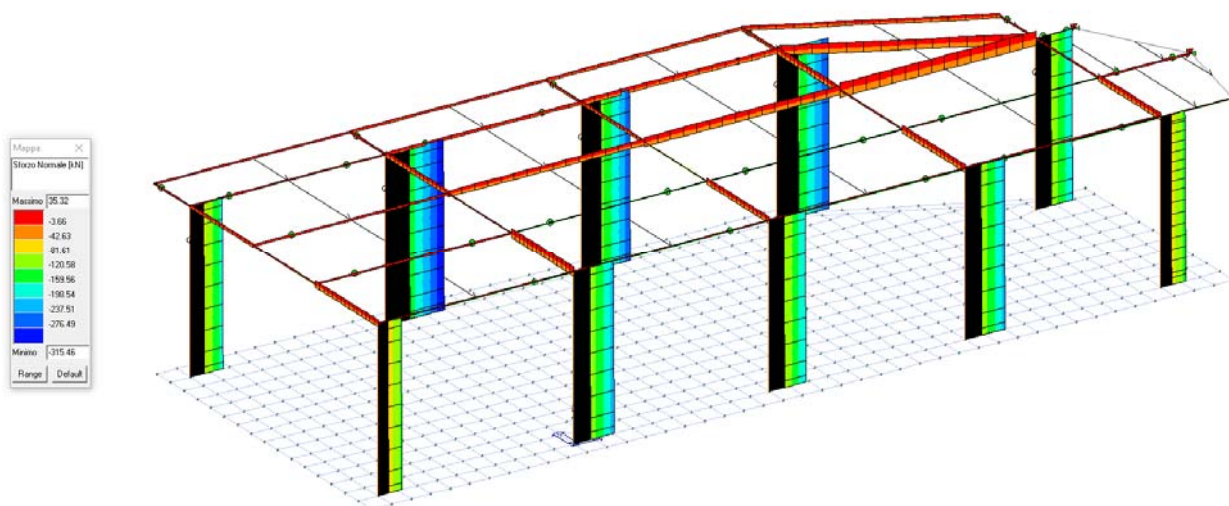


Diagramma dello sforzo normale

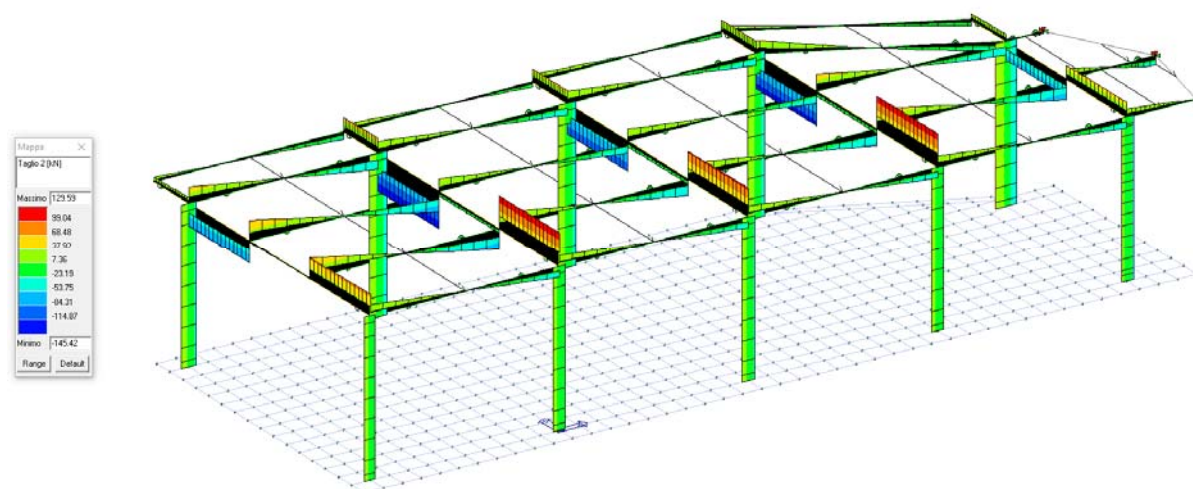


Diagramma del taglio

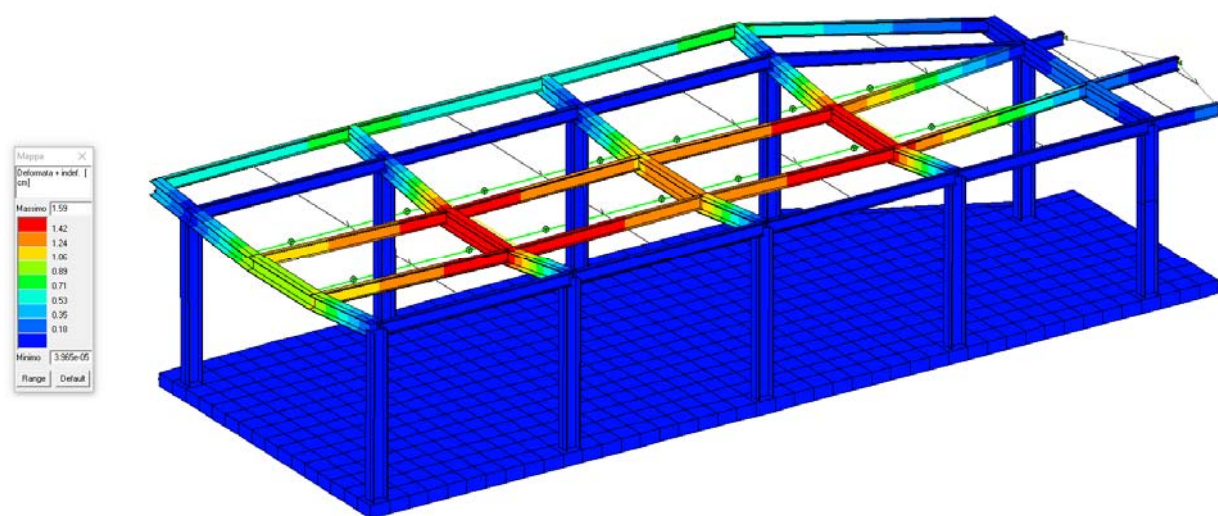


Diagramma delle deformazioni

17 INTERVENTI STRUTTURALI SULLA MURATURA

Realizzazione Apertura nelle murature

Per l'edificio si prevedono diversi interventi migliorativi, soprattutto dal punto di vista dell'ottimizzazione degli spazi e dei percorsi interni, che non modifichino le caratteristiche dei singoli elementi strutturali migliorandone l'assemblaggio strutturale e il comportamento globale.

Fra gli interventi strutturali di progetto, si prevede in particolare la realizzazione di un'apertura nelle murature in direzione trasversale alle stesse, nel vano interessato alla collocazione dell'ascensore e annesse scale in acciaio, al fine di consentire un migliore collegamento e fruizione degli spazi.

Il dimensionamento della cerchiatura per detta apertura verrà effettuato per le peggiori condizioni di carico, compiendo verifiche locali e in modo da non alterare il comportamento globale dell'edificio.

In particolare si effettuerà una verifica a flessione dell'architrave e si procederà in seguito al dimensionamento ed alla verifica per azioni orizzontali dei piedritti realizzati agli estremi della nuova apertura.

Il dimensionamento è stato eseguito considerando due aspetti fondamentali:

- porre in opera una struttura in acciaio avente la stessa rigidezza di un maschio murario di altezza e larghezza pari a quella dell'elemento asportato, questo al fine di garantire la congruità degli spostamenti prima e dopo della struttura, non alterare la distribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni all'interno del complesso murario;
- garantire le caratteristiche di resistenza antecedenti l'intervento.

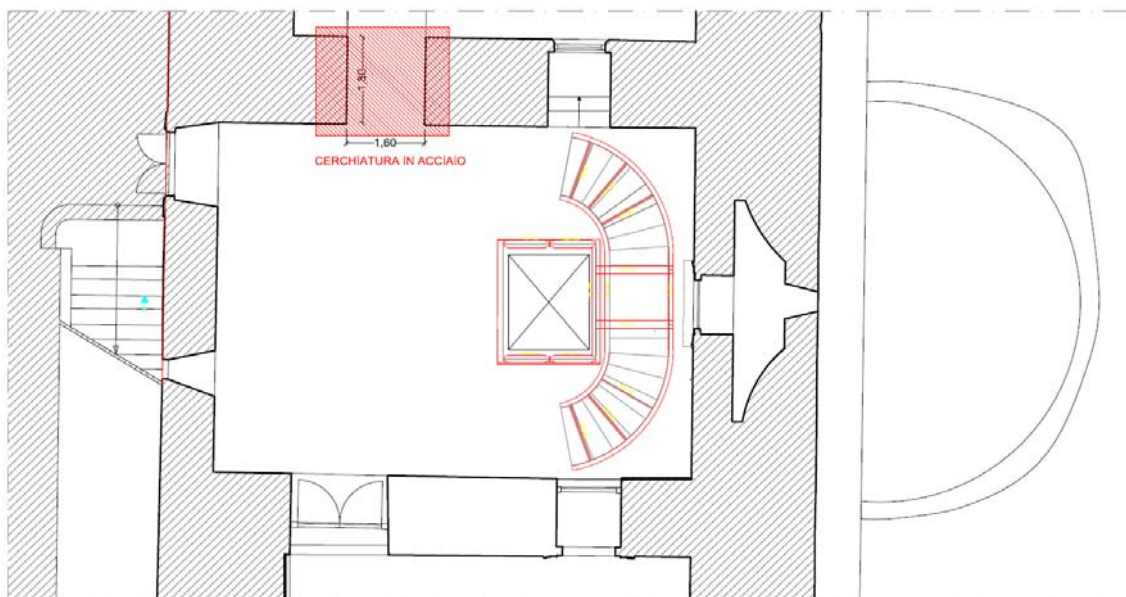
Particolare attenzione in fase di esecuzione sarà posta alle fasi di demolizione che prevederanno:

- posa in opera di puntellatura e opere provvisorie atte a evitare sollecitazioni e deformazioni nel periodo transitorio delle fasi operative;
- realizzazione/ampliamento bucatra muratura.

In particolare si sottolinea come le demolizioni e pose in opera saranno realizzate per parti e adeguatamente preparate con opere provvisorie che agendo a contrasto evitino deformazioni e incremento delle sollecitazioni sugli elementi strutturali interessati.

Le fasi di demolizione saranno costantemente monitorate al fine di evitare qualsiasi danneggiamento degli elementi attigui alla porzione sulla quale è prevista la demolizione.

La disposizione delle cerchiature è indicata nel sottostante stralcio planimetrico relativo alla zona oggetto d'intervento.



Indicazione della posizione delle cerchiature in pianta

17.1 Realizzazione cerchiatura

Nel progetto è previsto di realizzare il vano porta della parete dello spessore di 180 cm collocata nella zona dove sarà allocato il vano ascensore, come evidenziato nel precedente

stralcio planimetrico, che consenta l'accesso diretto ai due vani attigui per ottenere una migliore distribuzione degli spazi interni. In corrispondenza della bucatra, che avrà dimensioni pari a 1,60x3,35 m, è stata prevista la realizzazione di una cerchiatura in acciaio.

17.1.1 Verifica di rigidità piedritti

Il comportamento delle murature sottoposte a sforzi taglianti è di tipo elastoplastico. La pendenza del tratto lineare è determinata dalla rigidità del pannello:

$$\operatorname{tg} \alpha = K_0 = \frac{GA}{1.2H} \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{H}{B} \right)^2}$$

dove

A = B t = area della sezione di pannello asportata;

H = altezza del pannello;

B = base del pannello;

G, E = moduli elastici della muratura;

dai parametri assunti in fase di progetto si ottiene:

$$G = 410 \text{ (mPa)} \quad E = 1230 \text{ (mPa)}$$

Al fine di poter risolvere agevolmente il problema, si ipotizza il comportamento del telaio di tipo "Shear-type". Tale ipotesi di calcolo può ritenersi valida in quanto la struttura viene inserita all'interno della muratura che ne impedisce le rotazioni ai nodi.

Sotto tali ipotesi per uno spostamento orizzontale unitario della testa del piedritto in assenza di rotazione e nel caso di trave prismatica la rigidità al taglio risulta

$$K_1 = \frac{12EaI}{H^3}$$

Dove:

Ea = modulo elastico dell'acciaio

I_x = momento d'inerzia della sezione trasversale dei piedritti

H = altezza piedritti

Nota la dimensione di riduzione della muratura, il modulo elastico dell'acciaio e l'altezza dei piedritti si è proceduto in maniera iterativa a ricavare il profilato necessario imponendo l'uguaglianza delle rigidità.

Apertura interna

Dati muratura							
Tau K	B	t	H	G	E	A	K ₀
MPa	m	m	m	MPa	MPa	mq	kN/m
0,07	1,60	1,80	3,6	410	1230	2,88	408935

Dati piedritto di Tipologia HEA 200				
E _a	I _x	H	K ₁	14K ₁
MPa	cm ⁴	m	kN/m	kN/m
210000	3692	3,35	27773	388817

Ai piedritti della cerchiatura viene assegnata la sezione di 7+7 profilati accoppiati in acciaio aventi sezione HEA 200.

17.1.2 Verifica di resistenza

Una volta valutata la geometria della sezione del piedritto, si procede alla valutazione della resistenza che a questo compete, al fine di compensare la riduzione di capacità portante dovuta alla diminuzione della sezione di muratura.

Analogamente al calcolo delle rigidezze, anche in riferimento alla resistenza si progetta di avere degli elementi aventi una resistenza simile o superiore. Per la muratura, la resistenza ultima che compete un pannello murario si può stimare mediante la seguente espressione:

$$T_u = A \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.50 \tau_k}}$$

dove

A = B t = area della sezione di pannello asportata;

τ_k = resistenza tangenziale della muratura (parametro caratteristico della muratura)

σ_0 = tensione normale nel centro della muratura per la presenza dei carichi verticali

Tale tagliante dovrà essere assorbito dal piedritto ed inoltre produrrà su di esso le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

$$T = T_u$$

$$M = \frac{T_u H}{2}$$

Con tali valori delle sollecitazioni si procederà al progetto ed alla verifica della sezione del piedritto.

Aperture

Dati muratura							
Tau K	B	t	Sigma 0	A	Tu	H	M
mPa	m	m	mPa	mq	kN	m	kNm
0,07	1,60	1,80	0,06	2,88	252,7	3,35	423,3

Definiti i valori ultimi di resistenza del pannello murario si è proceduto a sviluppare i calcoli relativi alla resistenza dei profilati in acciaio utilizzati per i quali si rimanda all'allegato tabulato di calcolo.

18 COLLEGAMENTI DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

Le verifiche strutturali, dopo aver calcolato mediante modello strutturale agli elementi finiti le sollecitazioni agenti nelle varie combinazioni di carico sia statiche che sismiche e per le quali si rimanda al relativo tabulato di calcolo strutturale, sono state eseguite oltre che sugli elementi strutturali anche per i collegamenti. Si riportano di seguito le calcolazioni effettuate per la progettazione sia dei collegamenti interni fra gli elementi stessi che i collegamenti esterni ovvero le connessioni che renderanno solidale i manufatti di nuova realizzazione alla struttura esistente, di particolare interesse nella realizzazione della scala con vano ascensore annesso mentre il locale deposito costituisce un corpo strutturale indipendente. Si riassumono di seguito le tipologie di verifiche eseguite e successivamente le calcolazioni effettuate per ogni singolo collegamento.

18.1.1 Resistenza a taglio dei collegamenti bullonati

Nella maggior parte dei nodi progettati, sono state approssimate "a cerniera" e per tale motivo nel collegamento è stata verificata la sua resistenza a taglio. Secondo il D.M. 17 gennaio 2018, per tale tipologia di collegamenti devono eseguirsi 3 verifiche:

- verifica a taglio dei bulloni
- verifica a rifollamento della lamiera
- verifica a resistenza della sezione netta

La resistenza a taglio dei bulloni è stata valutata con la seguente espressione:

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$$

dove

$F_{V,Rd}$ rappresenta la resistenza a taglio del singolo bullone

f_{ub} è la resistenza a rottura del bullone

A_s è l'area del singolo bullone

γ_{mb} è il coefficiente di sicurezza parziale, pari a 1.25

La resistenza a rifollamento della lamiera è valutata con la seguente espressione:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}}$$

dove

$F_{b,Rd}$ rappresenta la resistenza a rifollamento della lamiera

α è un coefficiente di riduzione che dipende dalla disposizione dei bulloni ($0 \div 1$)

f_u è la resistenza a rottura della lamiera

d è il diametro del bullone utilizzato

t è lo spessore della lamiera

γ_{mb} è il coefficiente di sicurezza parziale, pari a 1.25

La resistenza della sezione netta deve essere valutata a secondo dei casi; in genere, quando l'asta è soggetta a sforzo normale (caso dei controventi) l'azione tagliente sui bulloni rappresenta un'azione assiale sul piatto di collegamento, e quindi sulla sezione netta. La resistenza della sezione netta è data da:

$$N_{pl,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{m2}}$$

dove

$N_{pl,Rd}$ rappresenta la resistenza ultima della sezione forata

f_u è la resistenza a rottura della lamiera

A_{net} è l'area della sezione netta

γ_{m2} è il coefficiente di sicurezza parziale, pari a 1.20

18.1.2 Resistenza a trazione dei collegamenti bullonati

Diversi collegamenti nodali risultano sollecitati a trazione. Secondo D.M. 17 gennaio 2018, le verifiche di resistenza da effettuare sul collegamento comprendono:

- verifica a trazione dei bulloni
- verifica a punzonamento della lamiera

La resistenza a trazione dei bulloni è valutata mediante la seguente relazione:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_s f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

dove

$F_{t,Rd}$ rappresenta la resistenza a trazione del singolo bullone

f_{ub} è la resistenza a rottura del bullone

A_s è l'area netta del singolo bullone

γ_{mb} è il coefficiente di sicurezza parziale, pari a 1.25

La resistenza a punzonamento della lamiera è invece valutata nel seguente modo:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{mb}}$$

dove

$B_{p,Rd}$ rappresenta la resistenza a punzonamento della lamiera

d_m è il diametro della circonferenza inscritta nella testa del bullone

t_p è lo spessore della lamiera

f_u è la resistenza a rottura della lamiera

γ_{mb} è il coefficiente di sicurezza parziale, pari a 1.25

18.1.3 Resistenza a taglio e trazione dei collegamenti bullonati

Capita frequentemente che la sollecitazione agente sul singolo bullone non sia univoca; il caso più gravoso per il bullone è rappresentato dalla combinazione di taglio e trazione.

In tal caso devono essere garantite le verifiche di resistenza della lamiera, sia a rifollamento, sia a punzonamento (ognuna con il relativo valore di azione sollecitante), mentre per il bullone si deve considerare un dominio di resistenza definito dalla seguente espressione:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

dove

$F_{v,Sd}$ rappresenta l'azione di taglio sollecitante sul bullone

$F_{v,Rd}$ rappresenta la resistenza a taglio del singolo bullone

$F_{t,Sd}$ rappresenta l'azione di trazione sollecitante sul bullone

$F_{v,Rd}$ rappresenta la resistenza a trazione del singolo bullone

Le resistenze di calcolo citate nella formula suddetta, sono determinate come nel caso di bullone sollecitato da un'unica azione.

18.1.4 Resistenza dei collegamenti

Le saldature previste a completa penetrazione di prima classe, non necessitano di verifiche poiché tale tipo di collegamento garantisce il completo ripristino di resistenza della sezione.

Le saldature a cordone d'angolo, invece, garantiscono uno specifico valore di resistenza e vanno per questo determinate di volta in volta. La dimensione del cordone viene definita dall'altezza di gola: essa rappresenta l'altezza relativa all'ipotenusa di una sezione della saldatura (approssimata quest'ultima, ad un prisma a sezione triangolare. Nella figura successiva viene visualizzata graficamente l'altezza di gola.

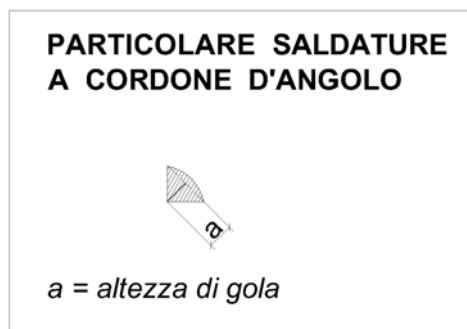


Fig. 27 – Definizione dell'altezza di gola

La resistenza del cordone di saldatura definita dal D.M. 17 gennaio 2018 riprende il modello della sfera inglese che richiede la risultante delle tensioni sollecitanti minore della resistenza di progetto pari a:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}}$$

dove

$f_{vw,d}$ rappresenta la tensione massima resistente della saldatura

f_u è la resistenza a rottura della lamiera

β_w è un coefficiente dipendente dal tipo di acciaio adottato (0.80 ÷ 0.90)

γ_{mw} è il coefficiente di sicurezza parziale, pari a 1.25

La resistenza di una saldatura di lunghezza unitaria $F_{w,Rd}$, è quindi fornita, indipendentemente dall'orientamento dell'azione sollecitante, dalla seguente relazione:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a$$

Moltiplicando tale valore per la lunghezza L del cordone, si ottiene la resistenza totale della saldatura.

18.2 COLLEGAMENTI LOCALE DI DEPOSITO

18.2.1 Collegamenti di base delle colonne HEA 360

Tutti i collegamenti, sia saldati che bullonati, sono stati progettati secondo le prescrizioni normative del D.M. 17 gennaio 2018 e della Circolare del 21 gennaio 2019.

Nel caso in esame, il collegamento è stato progettato considerando la massima azione di momento flettente e del taglio presente alla base della colonna costituita da un profilato HEA

360. Il collegamento sarà realizzato mediante una flangia dello spessore di 15 mm saldata alla base della colonna e collegata alla fondazione mediante tirafondi M24.

In definitiva il collegamento è stato verificato a taglio e trazione, considerando le seguenti azioni sollecitanti:

- trazione $F_t = 187 / 0.41 = 456 \text{ kN}$
- taglio $F_v = 62 \text{ kN}$

A vantaggio di sicurezza si precisa che nella verifica è stata considerata solo la resistenza dei tirafondi esterni senza considerare il contributo dei tirafondi più vicini all'asse neutro, inoltre l'azione di trazione è stata amplificata considerando la contemporaneità del massimo momento nella direzione ortogonale, per il quale è stato considerato conservativamente l'involuppo massimo, agente sui tirafondi d'angolo.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio e trazione)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e DM 17-1-18)

<u>Tipo acciaio</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	
<u>Tipo bulloni</u>		classe	8.8		
		diametro	M24		
		resist. rottura	f_{ub}	800	MPa
		resist. snervamento	f_{yb}	640	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35	
<u>Geometria collegamento</u>		numero bulloni	n	3	
		piani di taglio	np	1	

diametro bulloni	d	24	mm
diametro foro	d₀	26	mm
area bullone	A	452.4	mm ²
area netta bullone	A_{nett}	353.0	mm ²
dist. da estremo	e₁	35	mm
dist. centri	p₁	60	mm
dist. da bordo	e₂	40	mm
dist. fra file	p₂	80	mm
coeff. α	α	0.45	
spessore lamiera	t	15	mm
altezza lamiera	h	400	mm

Calcolo azioni sollecitanti

azione assiale	F_t	614.00	kN
azione tagliante	F_v	62.00	kN

Calcolo azione resistente

Verifiche sul bullone	considera sez. filettata a taglio	SI	
	coeff. riduzione	c	0.60
	area calcolo bullone	A_{eff}	353.0 mm ²
	taglio bullone	F_{V,Sd}	20.67 kN
	resist. taglio bullone	F_{V,Rd}	125.51 kN
	trazione bullone	F_{t,Sd}	204.67 kN
	resist. trazione bull.	F_{t,Rd}	188.27 kN
	verifica a taglio e trazione sul bullone	1) F_{v,Sd} / F_{v,Rd}	0.16
		2) F_{t,Sd} / 1.4 F_{t,Rd}	0.78
		1) + 2) =	0.94

Verifiche sulla lamiera	azione taglio locale	$F_{V,Sd,i}$	20.67	kN
	resist. rifollamento	$F_{b,Rd}$	128.63	kN
	verifica rifollamento lamiera		0.16	OK!!
	sezione lorda lamiera	A_{lam}	6000.0	mm ²
	file bullonature	nf	1	
	sezione netta lamiera	$A_{lam,net}$	5610.0	mm ²
	rapporto $A_{lam,net} / A_{lam}$		0.935	
	sollec. trazione lam.	$N_{Sd,lam}$	62.00	kN
	resistenza lamiera sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	1571.43	kN
	resistenza lamiera sezione netta	$N_{net,Rd}$	1809.23	kN
	verifica resist. lamiera	$N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}$		OK!!
	verifica resist. sez.	$N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}$		OK!!

azione trazione locale	$F_{t,Sd,i}$	204.67	kN
increm. effetto leva	$F_{el,i}$	0.00	kN
azione finale	$F_{t,Sd,fin}$	204.67	kN
diametro medio bull.	d_m	36	mm
resist. punzonamento	$B_{p,Rd}$	324.21	kN
verifica a punzonamento		0.63	OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.2.2 Collegamenti colonne HEA 360– travi principali HEA 340

I collegamenti fra le colonne a HEA 360 e gli elementi orizzontali corrispondenti alle travi principali realizzate con profili HEA 340 saranno realizzati mediante un sistema di piastre e quattro connettori del diametro di 16 mm.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Il collegamento degli elementi del telaio principale è stato realizzato considerando la massima azione sollecitante di taglio agente sugli stessi:

• taglio $F_v = 150,0 \text{ kN}$

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e DM 17-1-18)

<u>Tipo</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
<u>acciaio</u>		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	

Tipo bulloni

classe	8.8	
diametro	M16	
resist. rottura	f_{ub}	800 MPa
resist. snervamento	f_{yb}	640 MPa
coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35

Geometria collegamento

numero bulloni	n	4	
piani di taglio	np	1	
diametro bulloni	d	16	mm
diametro foro	d₀	18	mm
area bullone	A	201.1	mm ²
area netta bullone	A_{net}	157.0	mm ²
dist. da estremo	e₁	25	mm
dist. centri	p₁	40	mm
dist. da bordo	e₂	35	mm
dist. fra file	p₂	55	mm
coeff. α	α	0.46	
spessore lamiera	t	15	mm
altezza lamiera	h	250	mm

Calcolo azione resistente

considera sezione filettata	SI	
coeff. riduzione	c	0.60
area calcolo bullone	A_{eff}	157.0 mm ²

azione tagliante	F_{V,Sd}	150.00	kN
resist. taglio colleg.	F_{V,Rd}	223.29	kN
verifica a taglio		0.67	OK!!

azione taglio locale	F_{V,Sd,i}	37.50	kN
resist. rifollamento	F_{b,Rd}	88.48	kN
verifica a rifollamento		0.42	OK!!

sezione lorda lamiera	A_{lam}	3750.0	mm ²
file bullonature	nf	1	
sezione netta lamiera	A_{lam,net}	3480.0	mm ²
rapporto $A_{lam,net} / A_{lam}$		0.928	
sollec. trazione lam.	N_{Sd,lam}	150.00	kN
resistenza lamiera sezione lorda	N_{pl,Rd}	982.14	kN
resistenza lamiera sezione netta	N_{net,Rd}	1122.30	kN
verifica resist. lamiera	N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}		OK!!
verifica resist. sez.	N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}		OK!!
verifica duttilità	N_{net,Rd} > N_{pl,Rd}		OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.2.3 Collegamenti travi principali HEA 340 – travi secondarie IPE 270

I collegamenti fra le travi principali realizzate con profili HEA 340 e le travi secondarie costituiti da profili IPE 270 saranno realizzati mediante un sistema di piastre e quattro connettori del diametro di 14 mm.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Il collegamento degli elementi del telaio principale è stato realizzato considerando la massima azione sollecitante di taglio agente sugli stessi:

$$\cdot \quad \text{taglio} \quad F_v = 87,0 \text{ kN}$$

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e DM 17-1-18)

<u>Tipo acciaio</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	

<u>Tipo bulloni</u>	classe	8.8	
	diametro	M14	
	resist. rottura	f_{ub}	800 MPa
	resist. snervamento	f_{yb}	640 MPa
	coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35

<u>Geometria collegamento</u>	numero bulloni	n	4	
	piani di taglio	np	1	
	diametro bulloni	d	14	mm
	diametro foro	d₀	15	mm

area bullone	A	153.9	mm ²
area netta bullone	A_{nett}	113.0	mm ²
dist. da estremo	e₁	20	mm
dist. centri	p₁	35	mm
dist. da bordo	e₂	35	mm
dist. fra file	p₂	45	mm
coeff. α	α	0.44	
spessore lamiera	t	10	mm
altezza lamiera	h	100	mm

Calcolo azione resistente

considera sezione filettata	SI	
coeff. riduzione	c	0.60
area calcolo bullone	A_{eff}	113.0 mm ²

azione tagliante	F_{V,Sd}	87.00	kN
resist. taglio colleg.	F_{V,Rd}	160.71	kN
verifica a taglio		0.54	OK!!

azione taglio locale	F_{V,Sd,i}	21.75	kN
resist. rifollamento	F_{b,Rd}	49.55	kN
verifica a rifollamento		0.44	OK!!

sezione lorda lamiera	A_{lam}	1000.0	mm ²
file bullonature	nf	1	
sezione netta lamiera	A_{lam,net}	850.0	mm ²
rapporto $A_{lam,nett} / A_{lam}$		0.850	
sollec. trazione lam.	N_{Sd,lam}	87.00	kN
resistenza lamiera	N_{pl,Rd}	261.90	kN
sezione lorda			
resistenza lamiera	N_{net,Rd}	274.13	kN
sezione netta			
verifica resist. lamiera	N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}		OK!!
verifica resist. sez.	N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}		OK!!
verifica duttilità	N_{net,Rd} > N_{pl,Rd}		OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.3 COLLEGAMENTI SCALA E VANO ASCENSORE

18.3.1 Collegamenti di base delle colonne HEA 160

Nel caso in esame, il collegamento è stato progettato considerando la massima azione di momento flettente e del taglio presente alla base della colonna HEA 160. Il collegamento sarà realizzato mediante una flangia dello spessore di 15 mm saldata alla base della colonna e collegata alla fondazione mediante tirafondi M18.

In definitiva il collegamento è stato verificato a taglio e trazione, considerando le seguenti azioni sollecitanti:

- trazione $F_t = 5 / 0.18 = 28 \text{ kN}$
- taglio $F_v = 5 \text{ kN}$

A vantaggio di sicurezza si precisa che nella verifica è stata considerata solo la resistenza dei tirafondi esterni senza considerare il contributo dei tirafondi più vicini all'asse neutro, inoltre l'azione di trazione è stata amplificata considerando la contemporaneità del massimo momento nella direzione ortogonale, per il quale è stato considerato conservativamente l'involuppo massimo, agente sui tirafondi d'angolo.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio e trazione)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e
DM 14-1-08)

<u>Tipo acciaio</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	
<u>Tipo bulloni</u>		classe	8.8		
		diametro	M14		
		resist. rottura	f_{ub}	800	MPa
		resist. snervamento	f_{yb}	640	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35	
<u>Geometria collegamento</u>		numero bulloni	n	4	
		piani di taglio	np	1	
		diametro bulloni	d	14	mm
		diametro foro	d₀	15	mm
		area bullone	A	153.9	mm ²

area netta bullone	A_{nett}	115.0	mm ²
dist. da estremo	e_1	20	mm
dist. centri	p_1	50	mm
dist. da bordo	e_2	32	mm
dist. fra file	p_2	50	mm
coeff. α	α	0.44	
spessore lamiera	t	10	mm
altezza lamiera	h	114	mm

Calcolo azioni sollecitanti

azione assiale	F_t	153.00	kN
azione tagliante	F_v	11.00	kN

Calcolo azione resistente

Verifiche sul bullone	considera sez. filettata a taglio		SI
	coeff. riduzione	c	0.60
	area calcolo bullone	A_{eff}	115.0 mm ²
	taglio bullone	$F_{V,Sd}$	2.75 kN
	resist. taglio bullone	$F_{V,Rd}$	40.89 kN
	trazione bullone	$F_{t,Sd}$	38.25 kN
	resist. trazione bull.	$F_{t,Rd}$	61.33 kN
	verifica a taglio e trazione sul bullone	1) $F_{V,Sd} / F_{V,Rd}$	0.07
		2) $F_{t,Sd} / 1.4 F_{t,Rd}$	0.45
		1) + 2) =	0.51 < 1

Verifiche sulla lamiera	azione taglio locale	$F_{V,Sd,i}$	2.75 kN
	resist. rifollamento	$F_{b,Rd}$	49.55 kN
	verifica rifollamento lamiera	0.06	OK!!
	sezione lorda lamiera	A_{lam}	1140.0 mm ²
	file bullonature	nf	2
	sezione netta lamiera	$A_{lam,net}$	840.0 mm ²
	rapporto $A_{lam,net} / A_{lam}$		0.737
	sollec. trazione lam.	$N_{Sd,lam}$	11.00 kN
	resistenza lamiera sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	298.57 kN
	resistenza lamiera sezione netta	$N_{net,Rd}$	270.90 kN
	verifica resist. lamiera	$N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}$	OK!!
	verifica resist. sez.	$N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}$	OK!!

azione trazione locale	$F_{t,Sd,i}$	38.25	kN
increment. effetto leva	$F_{el,i}$	0.00	kN
azione finale	$F_{t,Sd,fin}$	38.25	kN
diametro medio bull.	d_m	21	mm
resist. punzonamento	$B_{p,Rd}$	126.08	kN
verifica a punzonamento		0.30	OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.3.2 Collegamenti colonne HEA 160 – travi HEA 120

I collegamenti fra le colonne a HEA 160 e gli elementi orizzontali corrispondenti alle travi realizzate con profili HEA 120, che garantiscono un confinamento in corrispondenza degli impalcati e della quota intermedia del sistema delle sei colonne del vano ascensore, saranno realizzati mediante un sistema di piastre e due connettori del diametro di 12 mm.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Il collegamento degli elementi del telaio principale è stato realizzato considerando la massima azione sollecitante di taglio agente sugli stessi:

- taglio $F_v = 35,0$ kN

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e DM 17-01-18)

<u>Tipo</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
<u>acciaio</u>		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	

Tipo bulloni

classe	8.8	
diametro	M12	
resist. rottura	f_{ub}	800 MPa
resist. snervamento	f_{yb}	640 MPa
coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35

Geometria collegamento

numero bulloni	n	2	
piani di taglio	np	1	
diametro bulloni	d	12	mm
diametro foro	d₀	13	mm
area bullone	A	113.1	mm ²
area netta bullone	A_{nett}	84.3	mm ²
dist. da estremo	e₁	20	mm
dist. centri	p₁	35	mm
dist. da bordo	e₂	35	mm
dist. fra file	p₂	45	mm
coeff. α	α	0.51	
spessore lamiera	t	8	mm
altezza lamiera	h	80	mm

Calcolo azione resistente

considera sezione filettata		SI	
coeff. riduzione	c	0.60	
area calcolo bullone	A_{eff}	84.3	mm ²
azione tagliante	F_{V,Sd}	35.00	kN
resist. taglio colleg.	F_{V,Rd}	59.95	kN
verifica a taglio		0.58	OK!!
azione taglio locale	F_{V,Sd,i}	17.50	kN
resist. rifollamento	F_{b,Rd}	39.20	kN
verifica a rifollamento		0.45	OK!!
sezione lorda lamiera	A_{lam}	640.0	mm ²
file bullonature	nf	1	
sezione netta lamiera	A_{lam,net}	536.0	mm ²
rapporto $A_{lam,nett} / A_{lam}$		0.838	
sollec. trazione lam.	N_{Sd,lam}	35.00	kN
resistenza lamiera sezione lorda	N_{pl,Rd}	167.62	kN
resistenza lamiera sezione netta	N_{net,Rd}	172.86	kN
verifica resist. lamiera	N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}		OK!!
verifica resist. sez.	N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}		OK!!
verifica duttilità	N_{net,Rd} > N_{pl,Rd}		OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.3.3 Collegamenti travi sommitali HEA 180 – travi HEA 180

I collegamenti fra le travi HEA 180 della passerella sommitale e la trave trasversale HEA 180, collegata alle due estremità alla muratura esistente, saranno realizzati mediante un sistema di piastre e due connettori del diametro di 14 mm.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

In definitiva il collegamento è stato verificato a taglio e trazione, considerando le seguenti azioni sollecitanti:

- trazione $F_t = 12 \text{ kN}$
- taglio $F_v = 25 \text{ kN}$

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio e trazione)

(secondo UNI ENV 1993-1-1
e DM 17-1-18)

<u>Tipo acciaio</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	
<u>Tipo bulloni</u>		classe	8.8		
		diametro	M14		
		resist. rottura	f_{ub}	800	MPa
		resist. snervamento	f_{yb}	640	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35	
<u>Geometria collegamento</u>		numero bulloni	n	2	
		piani di taglio	np	1	
		diametro bulloni	d	14	mm

diametro foro	d_0	15	mm
area bullone	A	153.9	mm ²
area netta bullone	A_{nett}	115.0	mm ²
dist. da estremo	e_1	30	mm
dist. centri	p_1	35	mm
dist. da bordo	e_2	30	mm
dist. fra file	p_2	45	mm
coeff. α	α	0.53	
spessore lamiera	t	8	mm
altezza lamiera	h	80	mm

Calcolo azioni sollecitanti

azione assiale	F_t	12.00	kN
azione tagliante	F_v	25.00	kN

Calcolo azione resistente

Verifiche sul bullone

considera sez. filettata a taglio		SI	
coeff. riduzione	c	0.60	
area calcolo bullone	A_{eff}	115.0	mm ²
taglio bullone	$F_{V,Sd}$	12.50	kN
resist. taglio bullone	$F_{V,Rd}$	40.89	kN
trazione bullone	$F_{t,Sd}$	6.00	kN
resist. trazione bull.	$F_{t,Rd}$	61.33	kN
verifica a taglio e trazione sul bullone	1) $F_{V,Sd} / F_{V,Rd}$	0.31	
	2) $F_{t,Sd} / 1.4 F_{t,Rd}$	0.07	
	1) + 2) =	0.38	< 1

Verifiche sulla lamiera

azione taglio locale	$F_{V,Sd,i}$	12.50	kN
resist. rifollamento	$F_{b,Rd}$	47.07	kN
verifica rifollamento lamiera		0.27	OK!!
sezione lorda lamiera	A_{lam}	640.0	mm ²
file bullonature	nf	1	
sezione netta lamiera	$A_{lam,net}$	520.0	mm ²
rapporto $A_{lam,net} / A_{lam}$		0.813	
sollec. trazione lam.	$N_{Sd,lam}$	25.00	kN
resistenza lamiera sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	167.62	kN
resistenza lamiera sezione netta	$N_{net,Rd}$	167.70	kN

verifica resist. lamiera	$N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}$			OK!!
verifica resist. sez.	$N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}$			OK!!
azione trazione locale	$F_{t,Sd,i}$	6.00	kN	
increm. effetto leva	$F_{el,i}$	0.00	kN	
azione finale	$F_{t,Sd,fin}$	6.00	kN	
diametro medio bull.	d_m	21	mm	
resist. punzonamento	$B_{p,Rd}$	100.87	kN	
verifica a punzonamento		0.06		OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.3.4 Collegamenti travi sommitali UPN 280 (UPN 300) – travi HEA 180

I collegamenti fra le travi UPN 280, che garantiscono lo sviluppo longitudinale delle rampe, e le travi HEA 180 di sbarco delle relative aree orizzontali e l'analogo fra le travi sommitali UPN 300 esistenti e le travi HEA 180, saranno realizzati mediante un sistema di piastre e quattro connettori del diametro di 14 mm.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

In definitiva il collegamento è stato verificato a taglio e trazione, considerando le seguenti azioni sollecitanti:

- trazione $F_t = 45$ kN
- taglio $F_v = 115$ kN

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio e trazione)

(secondo UNI ENV 1993-1-1
e DM 17-1-18)

Tipo acciaio	S 275	mod. elasticità long.	E	206000 MPa
		coeff. Poisson	n	0.3
		mod. elasticità tang.	G	79231 MPa

resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	

Tipo bulloni

classe	8.8		
diametro	M14		
resist. rottura	f_{ub}	800	MPa
resist. snervamento	f_{yb}	640	MPa
coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35	

Geometria collegamento

numero bulloni	n	4	
piani di taglio	np	1	
diametro bulloni	d	14	mm
diametro foro	d₀	15	mm
area bullone	A	153.9	mm ²
area netta bullone	A_{nett}	115.0	mm ²
dist. da estremo	e₁	30	mm
dist. centri	p₁	35	mm
dist. da bordo	e₂	30	mm
dist. fra file	p₂	45	mm
coeff. α	α	0.53	
spessore lamiera	t	8	mm
altezza lamiera	h	80	mm

Calcolo azioni sollecitanti

azione assiale	F_t	45.00	kN
azione tagliante	F_v	115.00	kN

Calcolo azione resistente

Verifiche sul bullone	considera sez. filettata a taglio	SI	
	coeff. riduzione	c	0.60
	area calcolo bullone	A_{eff}	115.0 mm ²
	taglio bullone	F_{v,Sd}	28.75 kN
	resist. taglio bullone	F_{v,Rd}	40.89 kN
	trazione bullone	F_{t,Sd}	11.25 kN
	resist. trazione bull.	F_{t,Rd}	61.33 kN
	verifica a taglio e trazione sul bullone	1) $F_{v,Sd} / F_{v,Rd}$	0.70
		2) $F_{t,Sd} / 1.4 F_{t,Rd}$	0.13
		1) + 2) =	0.83 < 1

Verifiche sulla lamiera	azione taglio locale	$F_{V,Sd,i}$	28.75	kN	
	resist. rifollamento	$F_{b,Rd}$	47.07	kN	
	verifica rifollamento lamiera		0.61		OK!!
	sezione lorda lamiera	A_{lam}	640.0	mm ²	
	file bullonature	nf	1		
	sezione netta lamiera	$A_{lam,net}$	520.0	mm ²	
	rapporto $A_{lam,net} / A_{lam}$		0.813		
	sollec. trazione lam.	$N_{Sd,lam}$	115.00	kN	
	resistenza lamiera sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	167.62	kN	
	resistenza lamiera sezione netta	$N_{net,Rd}$	167.70	kN	
	verifica resist. lamiera	$N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}$			OK!!
	verifica resist. sez.	$N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}$			OK!!
	azione trazione locale	$F_{t,Sd,i}$	11.25	kN	
	increm. effetto leva	$F_{el,i}$	0.00	kN	
	azione finale	$F_{t,Sd,fin}$	11.25	kN	
	diametro medio bull.	d_m	21	mm	
	resist. punzonamento	$B_{p,Rd}$	100.87	kN	
	verifica a punzonamento		0.11		OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.3.5 Collegamenti colonne HEA 160 – travi IPE 240

I collegamenti fra le colonne a HEA 160 e gli elementi orizzontali corrispondenti alle travi realizzate con profili IPE 240, che garantiscono un elemento di ancoraggio per la passerella di interpiano funzionale all'accesso ai vari impalcati, saranno realizzati mediante un sistema di piastre e due connettori del diametro di 14 mm.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Il collegamento degli elementi del telaio principale è stato realizzato considerando la massima azione sollecitante di taglio agente sugli stessi:

- taglio $F_v = 60,0 \text{ kN}$

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e DM 17-01-18)

<u>Tipo acciaio</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	

<u>Tipo bulloni</u>	classe	8.8			
	diametro	M14			
	resist. rottura	f_{ub}	800	MPa	
	resist. snervamento	f_{yb}	640	MPa	
	coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35		

<u>Geometria collegamento</u>	numero bulloni	n	2		
	piani di taglio	n_p	1		
	diametro bulloni	d	14	mm	
	diametro foro	d₀	15	mm	
	area bullone	A	153.9	mm ²	
	area netta bullone	A_{nett}	115.0	mm ²	
	dist. da estremo	e₁	20	mm	
	dist. centri	p₁	35	mm	
	dist. da bordo	e₂	35	mm	
	dist. fra file	p₂	45	mm	
	coeff. α	α	0.44		
	spessore lamiera	t	8	mm	
	altezza lamiera	h	80	mm	

<u>Calcolo azione resistente</u>	considera sezione filettata	SI			
	coeff. riduzione	c	0.60		
	area calcolo bullone	A_{eff}	115.0	mm ²	
	azione tagliante	F_{V,Sd}	60.00	kN	

resist. taglio colleg.	$F_{V,Rd}$	81.78	kN	
verifica a taglio		0.73		OK!!
azione taglio locale	$F_{V,Sd,i}$	30.00	kN	
resist. rifollamento	$F_{b,Rd}$	39.64	kN	
verifica a rifollamento		0.76		OK!!
sezione lorda lamiera	A_{lam}	640.0	mm ²	
file bullonature	n_f	1		
sezione netta lamiera	$A_{lam,net}$	520.0	mm ²	
rapporto $A_{lam,nett} / A_{lam}$		0.813		
sollec. trazione lam.	$N_{Sd,lam}$	60.00	kN	
resistenza lamiera sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	167.62	kN	
resistenza lamiera sezione netta	$N_{net,Rd}$	167.70	kN	
verifica resist. lamiera	$N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}$			OK!!
verifica resist. sez.	$N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}$			OK!!
verifica duttilità	$N_{net,Rd} > N_{pl,Rd}$			OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.3.6 Collegamenti travi UPN 280 – travi IPE 80

I correnti delle rampe curve delle scale in acciaio saranno realizzati mediante profili UPN 280 saranno collegati trasversalmente da profili IPE 80 distribuiti lungo lo sviluppo longitudinale mediante quattro per rampa e analiticamente indicato negli elaborati grafici di riferimento.

Il collegamento fra gli UPN 280 e le IPE 80 trasversali, sarà realizzato mediante un sistema di piastre e due connettori del diametro di 12 mm e irrigidito dalla presenza struttura di completamento dei gradini.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Il collegamento degli elementi del telaio principale è stato realizzato considerando la massima azione sollecitante di taglio agente sugli stessi:

- taglio $F_v = 5,0$ kN

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e DM 17-01-18)

<u>Tipo acciaio</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
		coeff. Poisson	n	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa
		resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
		coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	

<u>Tipo bulloni</u>	classe	8.8			
	diametro	M12			
	resist. rottura	f_{ub}	800		MPa
	resist. snervamento	f_{yb}	640		MPa
	coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35		

<u>Geometria collegamento</u>	numero bulloni	n	1		
	piani di taglio	np	2		
	diametro bulloni	d	12		mm
	diametro foro	d₀	13		mm
	area bullone	A	113.1		mm ²
	area netta bullone	A_{nett}	84.3		mm ²
	dist. da estremo	e₁	20		mm
	dist. centri	p₁	35		mm
	dist. da bordo	e₂	35		mm
	dist. fra file	p₂	45		mm
	coeff. α	α	0.51		
	spessore lamiera	t	3		mm
	altezza lamiera	h	50		mm

<u>Calcolo azione resistente</u>	considera sezione filettata	c	SI		
	coeff. riduzione	c	0.60		
	area calcolo bullone	A_{eff}	84.3		mm ²
	azione tagliante	F_{V,Sd}	5.00		kN
	resist. taglio colleg.	F_{V,Rd}	59.95		kN
	verifica a taglio		0.08		OK!!
	azione taglio locale	F_{V,Sd,i}	5.00		kN
	resist. rifollamento	F_{b,Rd}	14.70		kN
	verifica a rifollamento		0.34		OK!!

sezione lorda lamiera	A_{lam}	150.0	mm ²
file bullonature	n_f	1	
sezione netta lamiera	$A_{lam,net}$	111.0	mm ²
rapporto $A_{lam,net} / A_{lam}$		0.740	
sollec. trazione lam.	$N_{Sd,lam}$	5.00	kN
resistenza lamiera sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	39.29	kN
resistenza lamiera sezione netta	$N_{net,Rd}$	35.80	kN
verifica resist. lamiera	$N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}$	OK!!	
verifica resist. sez.	$N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}$	OK!!	

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

18.3.7 Collegamenti travi HEA 180 – colonne HEA 160 (o pareti in muratura)

Le travi delle passerelle orizzontali di interpiano, compreso l'elemento strutturale che costituisce lo sbarco delle rampe di scala, realizzati mediante profili HEA 180 saranno collegati ad un'estremità alle colonne HEA 160 o alla struttura in muratura mediante una piastra di testata e quattro connettori del diametro di 14 mm.

Per una maggiore comprensione dei collegamenti progettati, si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto che riportano esaurientemente le tipologie e le dimensioni dei principali collegamenti strutturali.

Le resistenze di progetto sono state determinate con le formulazioni analitiche di seguito riassunte.

I valori delle azioni di progetto sono stati ricavati dall'involuppo delle azioni sollecitanti ottenute in tutte le combinazioni di carico.

Il collegamento degli elementi del telaio principale è stato realizzato considerando la massima azione sollecitante di taglio agente sugli stessi:

- taglio $F_v = 60,0$ kN

Di seguito si riporta il tabulato delle verifiche delle bullonature:

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO (a taglio)

(secondo UNI ENV 1993-1-1 e DM 17-01-18)

<u>Tipo acciaio</u>	S 275	mod. elasticità long.	E	206000	MPa
		coeff. Poisson	ν	0.3	
		mod. elasticità tang.	G	79231	MPa
		resist. snervamento	f_{yk}	275	MPa

resist. rottura	f_{tk}	430	MPa
coeff. sicurezza parz.	γ_{M0}	1.05	
coeff. sicurezza parz.	γ_{M2}	1.20	

Tipo bulloni

classe	8.8	
diametro	M14	
resist. rottura	f_{ub}	800 MPa
resist. snervamento	f_{yb}	640 MPa
coeff. sicurezza parz.	γ_{Mb}	1.35

Geometria collegamento

numero bulloni	n	4	
piani di taglio	np	1	
diametro bulloni	d	14	mm
diametro foro	d₀	15	mm
area bullone	A	153.9	mm ²
area netta bullone	A_{nett}	113.0	mm ²
dist. da estremo	e₁	20	mm
dist. centri	p₁	35	mm
dist. da bordo	e₂	35	mm
dist. fra file	p₂	45	mm
coeff. α	α	0.44	
spessore lamiera	t	7	mm
altezza lamiera	h	100	mm

Calcolo azione resistente

considera sezione filettata	SI	
coeff. riduzione	c	0.60
area calcolo bullone	A_{eff}	113.0 mm ²

azione tagliante	F_{V,Sd}	60.00	kN
resist. taglio colleg.	F_{V,Rd}	160.71	kN
verifica a taglio	0.37	OK!!	

azione taglio locale	F_{V,Sd,i}	15.00	kN
resist. rifollamento	F_{b,Rd}	32.70	kN
verifica a rifollamento	0.46	OK!!	

sezione lorda lamiera	A_{lam}	660.0	mm ²
file bullonature	nf	1	
sezione netta lamiera	A_{lam,net}	561.0	mm ²
rapporto $A_{lam,nett} / A_{lam}$		0.850	
sollec. trazione lam.	N_{Sd,lam}	60.00	kN
resistenza lamiera sezione lorda	N_{pl,Rd}	172.86	kN
resistenza lamiera sezione netta	N_{net,Rd}	180.92	kN

verifica resist. lamiera	$N_{pl,Rd} > N_{Sd,lam}$
verifica resist. sez.	$N_{net,Rd} > N_{Sd,lam}$
verifica duttilità	$N_{net,Rd} > N_{pl,Rd}$

OK!!
OK!!
OK!!

La verifica del collegamento risulta conseguentemente soddisfatta.

19 Software utilizzati, solutore e affidabilità dei risultati

19.1 Software

Le verifiche sono state condotte mediante l'impiego di software di calcolo specifici.

PROSAP – programma redatto dalla software house 2SI Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. con sede in Ferrara (Fe), via Garibaldi n.90. Il programma è ad uso commerciale con chiave di licenza n. dsi 3604 ed è stato testato da molti anni.

19.2 Validazione del software

Per i codici di calcolo utilizzati è stata controllata l'affidabilità secondo quanto previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 attraverso i test di validazioni forniti dalla software house. Si allega il report di validazione del software.

19.3 Giudizio di accettabilità dei risultati del calcolo automatico

I risultati ottenuti dall'analisi mediante elaboratore sono stati ottenuti confrontati con quelli ottenuti manualmente mediante modelli semplificati di schemi a inerzia e carico costante. Il giudizio di accettabilità dei risultati è riportato nello specifico elaborato allegato al progetto esecutivo.

19.4 Specifiche tecniche dell'elaboratore

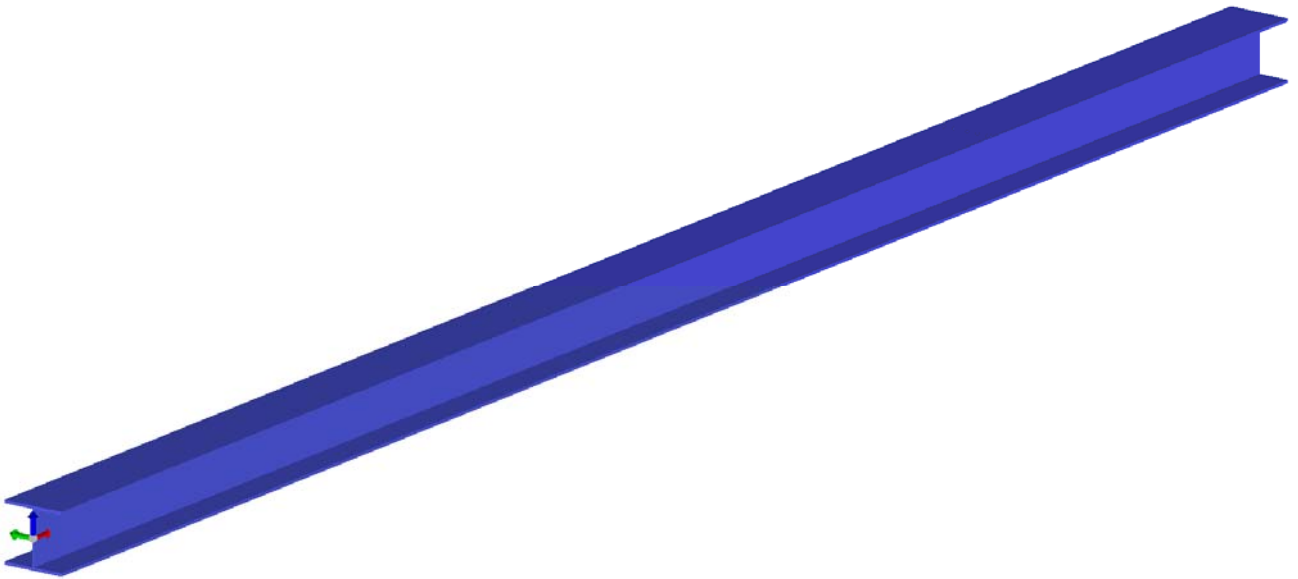
Le caratteristiche dell'elaboratore impiegato sono le seguenti:

MARCA	Packard Bell
MODELLO	Imedia S3712
PROCESSORE	Intel CORE2® Quad CPU 8300 2.50 GHz

RAM	4.00 GB
S.O.	Microsoft Windows 7
VERSIONE	2013

ALLEGATO A

TABULATO TRAVE PORTATIRANTI HEA 260





Tabulato di calcolo strutturale impostata e redatta secondo le modalità previste nel D.M. 17 Gennaio 2018 cap. 10 “Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo”.

2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.
Via Garibaldi, 90
44121 Ferrara FE (Italy)

Tel. +39 0532 200091
Fax +39 0532 200086

www.2si.it
info@2si.it

D.M. 17/01/18 cap. 10.2 Affidabilità dei codici utilizzati
<http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm>

INDICE

TABULATO DI CALCOLO STRUTTURALE	3
ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	3
CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI.....	5
LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI	5
MODELLAZIONE DELLE SEZIONI.....	7
LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI	7
MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI	8
LEGENDA TABELLA DATI NODI	8
TABELLA DATI NODI.....	8
MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE	9
TABELLA DATI TRAVI.....	9
MODELLAZIONE DELLE AZIONI	10
LEGENDA TABELLA DATI AZIONI	10
SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO.....	11
LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO	11
DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	13
LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO	13

TABULATO DI CALCOLO STRUTTURALE

ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \text{ dove}$$

\mathbf{K} = matrice di rigidità
 \mathbf{u} = vettore spostamenti nodali
 \mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto. Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

·	Elemento tipo TRUSS	(biella-D2)
·	Elemento tipo BEAM	(trave-D2)
·	Elemento tipo MEMBRANE	(membrana-D3)
·	Elemento tipo PLATE	(piastra-guscio-D3)
·	Elemento tipo BOUNDARY	(molla)
·	Elemento tipo STIFFNESS	(matrice di rigidità)
·	Elemento tipo BRICK	(elemento solido)
·	Elemento tipo SOLAIO	(macro elemento composto da più membrane)

Modello strutturale realizzato con:	
nodi	4
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	3
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	0
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	0.00
Xmax =	770.00
Ymin =	0.00
Ymax =	0.00
Zmin =	0.00
Zmax =	0.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO

Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Modalità di presentazione dei risultati.

La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- modello solido della struttura
- numerazione di nodi e ed elementi
- configurazioni di carico statiche
- configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità

per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)

- configurazioni deformate
- diagrammi e involuipi delle azioni interne
- mappe delle tensioni
- reazioni vincolari
- mappe delle pressioni sul terreno

per il progetto-verifica degli elementi

- diagrammi di armatura
- percentuali di sfruttamento
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
2	materiale tipo acciaio
3	materiale tipo muratura
4	materiale tipo legno
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

1	cemento armato	Rck Fctm	resistenza caratteristica cubica resistenza media a trazione semplice
2	acciaio	Ft Fy Fd Fdt Sadm Sadmt	tensione di rottura a trazione tensione di snervamento resistenza di calcolo resistenza di calcolo per spess. t>40 mm tensione ammissibile tensione ammissibile per spess. t>40 mm
3	muratura	Resist. Fk Resist. Fvko	resistenza caratteristica a compressione resistenza caratteristica a taglio
4	legno	Resist. fc0k Resist. ft0k Resist. fmk Resist. fvk Modulo E0,05 Lamellare	Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per compressione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per trazione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per flessione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per taglio Modulo elastico parallelo caratteristico lamellare o massiccio

Vengono inoltre riportate le tabelle contenenti il riassunto delle informazioni assegnate nei criteri di progetto in uso.

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		N/mm2	N/mm2		N/mm2	N/mm3	
9	acciaio Fe430 – S275		2.100e+05	0.30	8.077e+04	7.85e-05	1.00e-05
	ft	430.0					
	fy	275.0					
	fd	275.0					
	fdt	250.0					
	sadm	190.0					
	sadmt	170.0					

Travi acc.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Lunghezze libere						
3-3 Beta * L automatico	Si					
3-3 Beta assegnato	1.00					
3-3 Beta assegnato [cm]	0.0					
2-2 Beta * L automatico	Si					
2-2 Beta assegnato	1.00					
2-2 Beta * L assegnato [cm]	0.0					

Travi acc.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
1-1 Beta * L automatico	Si					
1-1 Beta assegnato	1.00					
1-1 Beta * L assegnato [cm]	0.0					
Generalità						
Coefficiente gamma M0	1.05					
Coefficiente gamma M1	1.05					
Coefficiente gamma M2	1.20					
Luce di taglio per GR [cm]	0.0					
Usa condizioni I e II	Si					
Momenti equivalenti	Si					

MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

1. sezione di tipo generico
2. profilati semplici
3. profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidità
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidità degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

rettangolare	a T	a T rovescia	a T di colmo	a L	a L specchiata
a L specchiata rovescia	a L rovescia	a L di colmo	a doppio T	a quattro specchiata	a quattro
a U	a C	a croce	circolare	rettangolare cava	circolare cava

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilati.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):
i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2
i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	HEA 260	86.80	0.0	0.0	52.40	3668.00	1.046e+04	282.10	836.40	430.20	919.80

MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI

LEGENDA TABELLA DATI NODI

Il programma utilizza per la modellazione nodi strutturali.

Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z).

Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). Le tabelle sottoriportate riflettono le succitate possibilità. In particolare per ogni nodo viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z

Per i nodi ai quali sia associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale o un set di molle viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z
Note	eventuale codice di vincolo (es. v=110010 sei valori relativi ai sei gradi di libertà previsti per il nodo TxTyTzRxRyRz, il valore 1 indica che lo spostamento o rotazione relativo è impedito, il valore 0 indica che lo spostamento o rotazione relativo è libero).
Note	(FS = 1, 2,...) eventuale codice del tipo di fondazione speciale (1, 2,... fanno riferimento alle tipologie: plinto, palo, plinto su pali,...) che è collegato al nodo. (ISO = "id SIGLA") indice e sigla identificativa dell' eventuale isolatore sismico assegnato al nodo
Rig. TX	valore della rigidezza dei vincoli elastici eventualmente applicati al nodo, nello specifico TX (idem per TY, TZ, RX, RY, RZ).

Per strutture sismicamente isolate viene inoltre inserita la tabella delle caratteristiche per gli isolatori utilizzati; le caratteristiche sono indicate in conformità al cap. 7.10 del D.M. 17/01/18

TABELLA DATI NODI

Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z
	cm	cm	cm		cm	cm	cm		cm	cm	cm
3	185.0	0.0	0.0	4	585.0	0.0	0.0				
Nodo	X	Y	Z	Note	Rig. TX	Rig. TY	Rig. TZ	Rig. RX	Rig. RY	Rig. RZ	
	cm	cm	cm		daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN cm/rad	daN cm/rad	daN cm/rad	
1	0.0	0.0	0.0	v=111100							
2	770.0	0.0	0.0	v=111000							

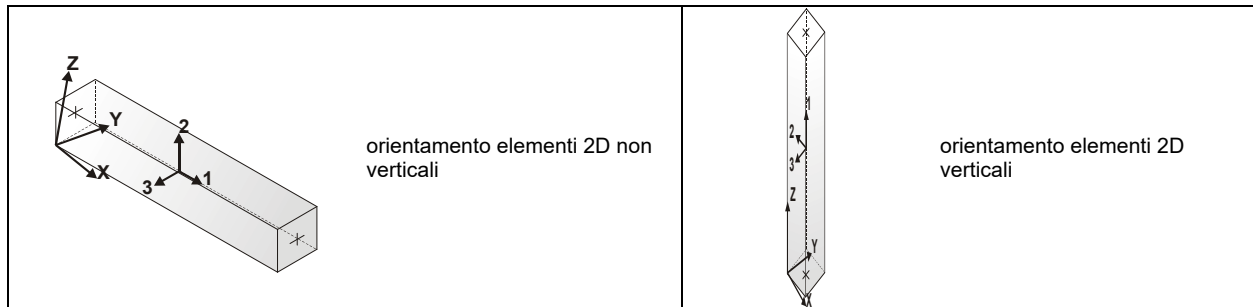
MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE

TABELLA DATI TRAVI

Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi.

Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale.

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

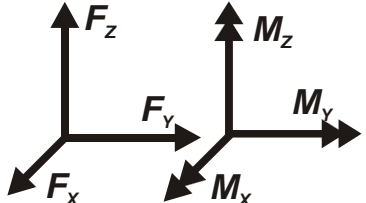
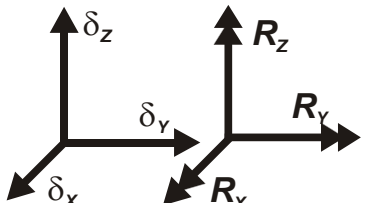
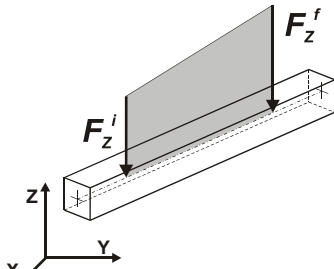
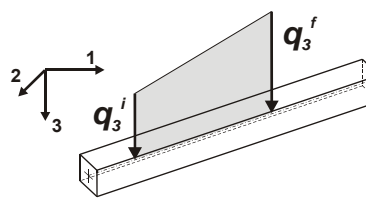
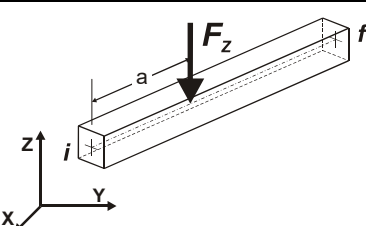
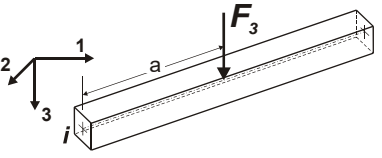
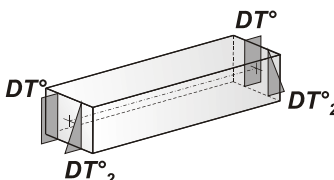
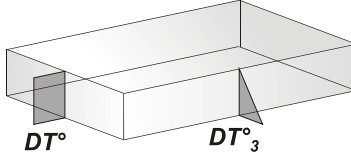
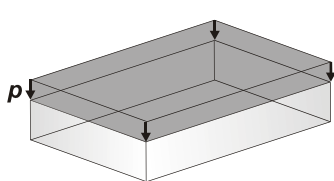
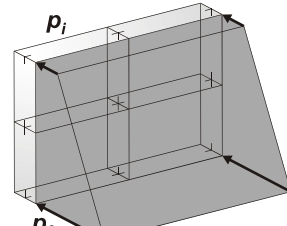
Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Rotaz. gradi	Svincolo I	Svincolo J	Wink V daN/cm3	Wink O daN/cm3
1	Trave	1	3	9	1					
2	Trave	3	4	9	1					
3	Trave	4	2	9	1					

MODELLAZIONE DELLE AZIONI

LEGENDA TABELLA DATI AZIONI

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

1	carico concentrato nodale 6 dati (forza F_x , F_y , F_z , momento M_x , M_y , M_z)
2	spostamento nodale impresso 6 dati (spostamento T_x, T_y, T_z , rotazione R_x, R_y, R_z)
3	carico distribuito globale su elemento tipo trave 7 dati ($f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z$, ascissa di inizio carico) 7 dati ($f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z$, ascissa di fine carico)
4	carico distribuito locale su elemento tipo trave 7 dati ($f_1, f_2, f_3, m_1, m_2, m_3$, ascissa di inizio carico) 7 dati ($f_1, f_2, f_3, m_1, m_2, m_3$, ascissa di fine carico)
5	carico concentrato globale su elemento tipo trave 7 dati ($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$, ascissa di carico)
6	carico concentrato locale su elemento tipo trave 7 dati ($F_1, F_2, F_3, M_1, M_2, M_3$, ascissa di carico)
7	variazione termica applicata ad elemento tipo trave 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8	carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra 1 dato (pressione)
9	carico di pressione variabile su elemento tipo piastra 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10	variazione termica applicata ad elemento tipo piastra 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11	carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra 1 dato descrizione della tipologia 4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore) la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave
12	gruppo di carichi con impronta su piastra 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)

 <p>Carico concentrato nodale</p>	 <p>Spostamento impresso</p>
 <p>Carico distribuito globale</p>	 <p>Carico distribuito locale</p>
 <p>Carico concentrato globale</p>	 <p>Carico concentrato locale</p>
 <p>Carico termico 2D</p>	 <p>Carico termico 3D</p>
 <p>Carico pressione uniforme</p>	 <p>Carico pressione variabile</p>

Tipo	carico concentrato nodale
------	---------------------------

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m
4	Forza dovuta al tirante	0.0	0.0	-35.00	0.0	0.0	0.0

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico compressivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico compressivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture

5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica; 9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso: *Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento* del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Gk	CDC=Gk	D2 :da 1 a 3 Azione : Peso proprio
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico concentrato)	Nodo:da 3 a 4 Azione : Fz=-35 KN

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

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

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	$\psi 0$	$\psi 1$	$\psi 2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γf	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma G1$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	$\gamma G2$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γQi	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLE(r)	Combinazione 1 SLE – carichi verticali	
2	SLU	Combinazione 2 SLU – carichi verticali	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.00	1.00												
2	1.30	1.50												

RISULTATI NODALI

LEGENDA RISULTATI NODALI

Il controllo dei risultati delle analisi condotte, per quanto concerne i nodi strutturali, è possibile in relazione alle tabelle sottoriportate.

Una prima tabella riporta infatti per ogni nodo e per ogni combinazione (o caso di carico) gli spostamenti nodali.

Una seconda tabella riporta per ogni nodo a cui sia associato un vincolo rigido e/o elastico o una fondazione speciale e per ogni combinazione (o caso di carico) i valori delle azioni esercitate dalla struttura sui vincoli (reazioni vincolari cambiate di segno).

Una terza tabella, infine riassume per ogni nodo le sei combinazioni in cui si attingono i valori minimi e massimi della reazione Fz, della reazione Mx e della reazione My.

Nodo	Cmb	Traslazione X	Traslazione Y	Traslazione Z	Rotazione X	Rotazione Y	Rotazione Z
		cm	cm	cm			
1	1	0.0	0.0	0.0	0.0	9.21e-03	0.0
1	2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.0
2	1	0.0	0.0	0.0	0.0	-9.21e-03	0.0
2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.01	0.0
3	1	0.0	0.0	-1.53	0.0	6.31e-03	0.0
3	2	0.0	0.0	-2.27	0.0	9.39e-03	0.0
4	1	0.0	0.0	-1.53	0.0	-6.31e-03	0.0
4	2	0.0	0.0	-2.27	0.0	-9.39e-03	0.0

Nodo	Traslazione X	Traslazione Y	Traslazione Z	Rotazione X	Rotazione Y	Rotazione Z
	0.0	0.0	-2.27	0.0	-0.01	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.0

Nodo	Cmb	Azione X	Azione Y	Azione Z	Azione RX	Azione RY	Azione RZ
		kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m
1	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
1	2	0.0	0.0	-55.91	0.0	0.0	0.0
2	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
2	2	0.0	0.0	-55.91	0.0	0.0	0.0

Nodo	Azione X	Azione Y	Azione Z	Azione RX	Azione RY	Azione RZ
	0.0	0.0	-55.91	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0

Nodo	Cmb	Azione X	Azione Y	Azione Z	Azione RX	Azione RY	Azione RZ
		kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m
1	2	0.0	0.0	-55.91	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
2	2	0.0	0.0	-55.91	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0

RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE

LEGENDA RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE

Il controllo dei risultati delle analisi condotte, per quanto concerne gli elementi tipo trave, è possibile in relazione alle tabelle sotto riportate.

Gli elementi vengono suddivisi in relazione alle proprietà in elementi:

- tipo **pilastro**
- tipo **trave in elevazione**
- tipo **trave in fondazione**

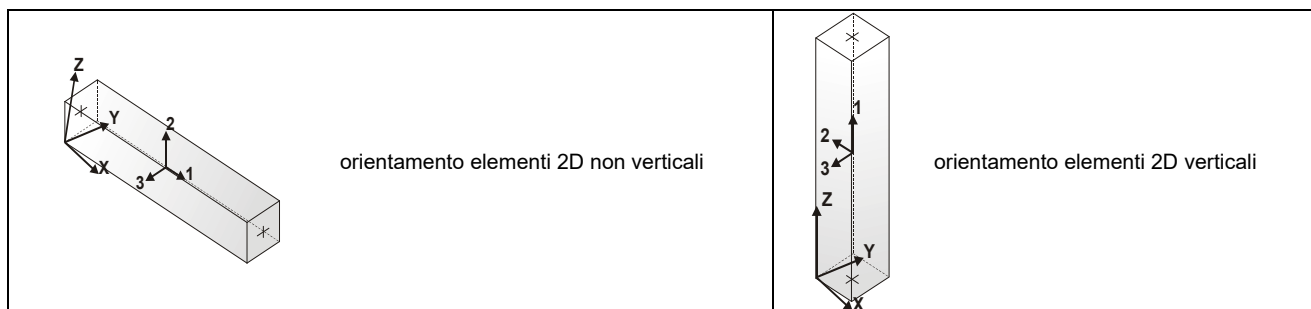
Per ogni elemento e per ogni combinazione (o caso di carico) vengono riportati i risultati più significativi.

Per gli elementi tipo *pilastro* sono riportati in tabella i seguenti valori:

Pilas.	numero dell'elemento pilastro
Cmb	combinazione in cui si verificano i valori riportati
M3 mx/mn	momento flettente in campata M3 max (prima riga) / min (seconda riga)
M2 mx/mn	momento flettente in campata M2 max (prima riga) / min (seconda riga)
D2/D3	freccia massima in direzione 2 (prima riga) / direzione 3 (seconda riga)
Q2/Q3	carico totale in direzione 2 (prima riga) / direzione 3 (seconda riga)
Pos.	ascissa del punto iniziale e finale dell'elemento
N, V2, ecc..	sei componenti di sollecitazione al piede ed in sommità dell'elemento

Per gli elementi tipo *trave in elevazione* sono riportati, oltre al numero dell'elemento, i medesimi risultati visti per i pilastri.

Per gli elementi tipo *trave in fondazione* (trave f.) sono riportati, oltre al numero dell'elemento, i medesimi risultati visti per i pilastri e la massima pressione sul terreno.



Trave	Cmb	M3 mx/mn kN m	M2 mx/mn kN m	D 2 / D 3 m	Q 2 / Q 3 kN	Pos. cm	N kN	V 2 kN	V 3 kN	T kN m	M 2 kN m	M 3 kN m
1	1	68.44	0.0	-0.02	-1.26	0.0	0.0	37.62	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	0.0	185.0	0.0	36.36	0.0	0.0	0.0	68.44
1	2	101.92	0.0	-0.02	-1.64	0.0	0.0	55.91	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	0.0	185.0	0.0	54.27	0.0	0.0	0.0	101.92
2	1	69.80	0.0	-6.34e-03	-2.73	0.0	0.0	1.36	0.0	0.0	0.0	68.44
		68.44	0.0	0.0	0.0	400.0	0.0	-1.36	0.0	0.0	0.0	68.44
2	2	103.69	0.0	-9.42e-03	-3.54	0.0	0.0	1.77	0.0	0.0	0.0	101.92
		101.92	0.0	0.0	0.0	400.0	0.0	-1.77	0.0	0.0	0.0	101.92
3	1	68.44	0.0	0.02	-1.26	0.0	0.0	-36.36	0.0	0.0	0.0	68.44
		0.0	0.0	0.0	0.0	185.0	0.0	-37.62	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2	101.92	0.0	0.02	-1.64	0.0	0.0	-54.27	0.0	0.0	0.0	101.92
		0.0	0.0	0.0	0.0	185.0	0.0	-55.91	0.0	0.0	0.0	0.0
Trave		M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3		N	V 2	V 3	T		
		0.0	0.0	-0.02	-3.54		0.0	-55.91	0.0	0.0		
		103.69	0.0	0.02	0.0		0.0	55.91	0.0	0.0		

VERIFICHE ELEMENTI IN ACCIAIO

LEGENDA TABELLA VERIFICHE ELEMENTI IN ACCIAIO

Il programma consente la verifica dei seguenti tipi di elementi:

1. **aste** 2. **travi** 3. **pilastr**

L'esito delle verifiche è espresso con un codice come di seguito indicato

Ok: verifica con esito positivo
NV: verifica con esito negativo
Nr: verifica non richiesta.

Per comodità gli elementi vengono raggruppati in tabelle in relazione al tipo.

Ai fini delle verifiche (come da CNR-UNI 10011) i tipi elementi differiscono per i seguenti aspetti:

Verifica	Aste	Travi	Pilastr
6. Verifiche di resistenza delle membrature	X	X	X
6.2. Trazione	X	X	X
6.3. Compressione	X	X	X
6.4. Taglio e torsione		X	X
6.5. Flessione		X	X
6.6. Pressoflessione		X	X
6.7. Stati pluriassiali		X	X
7. Verifiche di stabilità	X	X	X
7.2. Aste compresse	X	X	X
7.3. Travi inflesse a parete piena		X	X

Le verifiche sono riportate in tabelle con il significato sottoindicato:

Le versioni sono riportate in tabella con il significato sottoindicato.						
Asta		Trave		Pilastro		numero dell'elemento
Stato						codice di verifica per resistenza, stabilità, svergolamento
Note						sezione e materiali adottati per l'elemento
sig. id						massima tensione ideale
N	M3	M2	V2	V3	T	sollecitazioni di interesse per la verifica
sig. stb						massima tensione per la verifica di stabilità
BetaxL		B22xL		B33xL		lunghezze libere di inflessione (se indicato riferiti al piano di normale 22 o 33 rispettivamente)
Snellezza		Snel22		Snel33		valori di snellezza (se indicato riferiti al piano di normale 22 o 33 rispettivamente)
Omega						coefficiente omega per la verifica di stabilità
Rif. cmb						combinazioni in cui si sono rispettivamente attinti i valori di tensione riportati con indicazione del punto di verifica della sezione
sig. svr						massima tensione per la verifica di svergolamento
B1-1 x L						Beta1-1 x L: interasse tra i ritegni torsionali
Ome 1						coefficiente omega per la verifica di svergolamento
Pos. Q						incremento per posizione del carico (svergolamento)
Il ord X				Il ord Y		termine per l'amplificazione dei momenti prodotti da spostamenti orizzontali[$1 / (1-II)$]
Pos.						ascissa della sezione
Eul.22				Eul.33		tensione critica euleriana
pt. = x						relativo punto della sezione (x = 1, 2, ecc. ...) (vedi figura seguente)
tensione						tensione ideale
M2				M3		momento equivalente in verifica di stabilità o di svergolamento
stabil				sverg.		titolo della riga di risultati nella tabella di approfondimento

Trave	Stato	Note	sig. id	sig. stb.	B22xL	B33xL	Snel22	Snel33	Omega	sig. svr.	B11xL	Ome 1	pos. Q	Rif. cmb
			N/mm2	N/mm2	cm	cm				N/mm2	cm			
1	ok,ok	s=1,m=9	123.0							169.6	770.0	1.33	1.4	2[pt=1],0,2
2	ok,ok	s=1,m=9	124.0							230.1	770.0	1.33	1.4	2[pt=2],0,2
3	ok,ok	s=1,m=9	123.0							169.6	770.0	1.33	1.4	2[pt=1],0,2

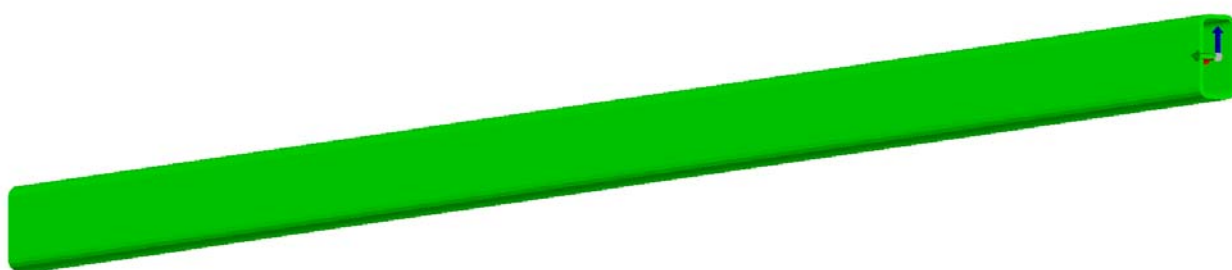
Trave	sig. id	sig. stb.	B22xL	B33xL	Snel22	Snel33	Omega	sig. svr.	B11xL	Ome 1	pos. Q
	123.97							230.12	770.00	1.33	1.40

Elem.	Stato	Pos.	Rif. cmb	tensione	N	M 3	M 2	V 2	V 3	T	Eul.33	Eul.22
		cm		N/mm2	kN	kN m	kN m	kN	kN	kN m	N/mm2	N/mm2
1	ok,ok	0.0	2[pt=1]	57.3	0.0	0.0	0.0	55.9	0.0	0.0		
		185.0	2[pt=1]	123.0	0.0	101.9	0.0	54.3	0.0	0.0		
	Svergol.	2		169.6		76.4						
2	ok,ok	0.0	2[pt=2]	121.9	0.0	101.9	0.0	1.8	0.0	0.0		
		400.0	2[pt=2]	121.9	0.0	101.9	0.0	-1.8	0.0	0.0		
	Svergol.	2		230.1		103.7						
3	ok,ok	0.0	2[pt=1]	123.0	0.0	101.9	0.0	-54.3	0.0	0.0		
		185.0	2[pt=1]	57.3	0.0	0.0	0.0	-55.9	0.0	0.0		
	Svergol.	2		169.6		76.4						

Elem.	tensione	N	M 3	M 2	V 2	V 3	T	Eul.33	Eul.22
		0.0	0.0	0.0	-55.91	0.0	0.0		
	230.12	0.0	103.69	0.0	55.91	0.0	0.0		

ALLEGATO B

TABULATO TRAVE PAVIMENTO SCAVI





Relazione di calcolo strutturale impostata e redatta secondo le modalità previste nel D.M. 17 Gennaio 2018 cap. 10 “Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo”.

2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.
Via Garibaldi, 90
44121 Ferrara FE (Italy)

Tel. +39 0532 200091
Fax +39 0532 200086

www.2si.it
info@2si.it

D.M. 17/01/18 cap. 10.2 Affidabilità dei codici utilizzati
<http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm>

INDICE

INDICE	2
TABULATO DI CALCOLO STRUTTURALE	3
AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE	3
MODELLO NUMERICO	3
Tipo di analisi strutturale	3
Informazioni sul codice di calcolo	3
Affidabilità dei codici utilizzati	4
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	4
Dimensione del modello strutturale [cm]:	4
Strutture verticali:	4
Strutture non verticali:	4
Orizzontamenti:	4
Tipo di vincoli:	4
MODELLAZIONE DELLE AZIONI	4
COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	4
Combinazioni dei casi di carico	4
Principali risultati	5
Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati	5
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	5
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	5
RELAZIONE SUI MATERIALI	6
CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI	6
LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI	6
MODELLAZIONE DELLE SEZIONI	8
LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI	8
MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI	9
LEGENDA TABELLA DATI NODI	9
TABELLA DATI NODI	9
MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE	10
TABELLA DATI TRAVI	10
MODELLAZIONE DELLE AZIONI	11
LEGENDA TABELLA DATI AZIONI	11
SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	13
LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO	13
DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	14
LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO	14
RISULTATI NODALI	15
LEGENDA RISULTATI NODALI	15
RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE	16
LEGENDA RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE	16
VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO	17
LEGENDA TABELLA VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO	17

TABULATO DI CALCOLO STRUTTURALE

Azioni di progetto sulla costruzione

Nei capitoli “modellazione delle azioni” e “schematizzazione dei casi di carico” sono indicate le azioni sulla costruzioni.

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico,dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame *sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica*.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \text{ dove}$$

\mathbf{K} = matrice di rigidezza
 \mathbf{u} = vettore spostamenti nodali
 \mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento tipo TRUSS	(biella-D2)
Elemento tipo BEAM	(trave-D2)
Elemento tipo MEMBRANE	(membrana-D3)
Elemento tipo PLATE	(piastra-guscio-D3)
Elemento tipo BOUNDARY	(molla)
Elemento tipo STIFFNESS	(matrice di rigidezza)
Elemento tipo BRICK	(elemento solido)
Elemento tipo SOLAIO	(macro elemento composto da più membrane)

Modello numerico

In questa parte viene descritto il modello numerico utilizzato (o i modelli numerici utilizzati) per l'analisi della struttura. La presentazione delle informazioni deve essere, coerentemente con le prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC-08, tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2018-03-180)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi3602

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:

nodi	3
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	2
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	0
elementi solidi	0

Dimensione del modello strutturale [cm]:

X min =	0.00
Xmax =	325.00
Ymin =	0.00
Ymax =	0.00
Zmin =	0.00
Zmax =	0.00

Strutture verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO

Strutture non verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO

Orizzontamenti:

Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO

Tipo di vincoli:

Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Modellazione delle azioni

Si veda il capitolo **“Schematizzazione dei casi di carico”** per le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione delle azioni applicate al modello numerico, coerentemente con quanto indicato nella parte **“2.6. Azioni di progetto sulla costruzione”**.

Combinazioni e/o percorsi di carico

Si veda il capitolo **“Definizione delle combinazioni”** in cui sono indicate le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti.

Combinazioni dei casi di carico

APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	NO

SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	NO
Combinazione frequente	NO
Combinazione quasi permanente (SLE)	NO
SLA (accidentale quale incendio)	NO

Principali risultati

I risultati devono costituire una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

2.8.1. Risultati dell'analisi modale

Viene riportato il tipo di analisi modale condotta, restituiti i risultati della stessa e valutate le informazioni desumibili in merito al comportamento della struttura.

2.8.2. Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Vengono riportati i principali risultati atti a descrivere il comportamento della struttura, in termini di stati di sollecitazione e di deformazione generalizzata, distinti per condizione elementare di carico o per combinazioni omogenee delle stesse.

2.8.3. Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative. L'analisi e la restituzione degli involuppi (nelle combinazioni considerate agli SLU e agli SLE) delle caratteristiche di sollecitazione devono essere finalizzate alla valutazione dello stato di sollecitazione nei diversi elementi della struttura.

2.8.4. Reazioni vincolari

Vengono riportate le reazioni dei vincoli nelle singole condizioni di carico e/o nelle combinazioni considerate.

2.8.5. Altri risultati significativi

Nella presente parte vengono riportati tutti gli altri risultati che il progettista ritiene di interesse per la descrizione e la comprensione del/i modello/i e del comportamento della struttura.

La presente relazione, oltre ad illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- modello solido della struttura
- numerazione di nodi e ed elementi
- configurazioni di carico statiche
- configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità

per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura):

- configurazioni deformate
- diagrammi e involuppi delle azioni interne
- mappe delle tensioni
- reazioni vincolari
- mappe delle pressioni sul terreno

per il progetto-verifica degli elementi:

- diagrammi di armatura
- percentuali di sfruttamento
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

Verifiche agli stati limite ultimi

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLU vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità ed i criteri seguiti per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle possibili situazioni di crisi ed i risultati delle valutazioni svolte. In via generale, oltre alle verifiche di resistenza e di spostamento, devono essere prese in considerazione verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità, locale e globale, di fatica, di duttilità, di degrado.

Verifiche agli stati limite di esercizio

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLU vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità seguite per valutare l'affidabilità della struttura nei confronti delle possibili situazioni di perdita di funzionalità (per eccessive deformazioni, fessurazioni, vibrazioni, etc.) ed i risultati delle valutazioni svolte.

RELAZIONE SUI MATERIALI

Il capitolo Materiali riporta informazioni esaustive relative all'elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera e ai valori di calcolo.

CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
2	materiale tipo acciaio
3	materiale tipo muratura
4	materiale tipo legno
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

1	cemento armato	Rck Fctm	resistenza caratteristica cubica resistenza media a trazione semplice
2	acciaio	Ft Fy Fd Fdt Sadm Sadmt	tensione di rottura a trazione tensione di snervamento resistenza di calcolo resistenza di calcolo per spess. t>40 mm tensione ammissibile tensione ammissibile per spess. t>40 mm
3	muratura	Resist. Fk Resist. Fvko	resistenza caratteristica a compressione resistenza caratteristica a taglio
4	legno	Resist. fc0k Resist. ft0k Resist. fmk Resist. fvk Modulo E0,05 Lamellare	Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per compressione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per trazione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per flessione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per taglio Modulo elastico parallelo caratteristico lamellare o massiccio

Vengono inoltre riportate le tabelle contenenti il riassunto delle informazioni assegnate nei criteri di progetto in uso.

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		N/mm2	N/mm2		N/mm2	N/mm3	
9	acciaio Fe430 – S275		2.100e+05	0.30	8.077e+04	7.85e-05	1.00e-05
	ft	430.0					
	fy	275.0					
	fd	275.0					
	fdt	250.0					
	sadm	190.0					
	sadmt	170.0					

Travi acc.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Lunghezze libere						
3-3 Beta * L automatico	Si					
3-3 Beta assegnato	1.00					

Travi acc.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
3-3 Beta assegnato [cm]	0.0					
2-2 Beta * L automatico	Si					
2-2 Beta assegnato	1.00					
2-2 Beta * L assegnato [cm]	0.0					
1-1 Beta * L automatico	Si					
1-1 Beta assegnato	1.00					
1-1 Beta * L assegnato [cm]	0.0					
Generalità						
Coefficiente gamma M0	1.05					
Coefficiente gamma M1	1.05					
Coefficiente gamma M2	1.20					
Luce di taglio per GR [cm]	0.0					
Usa condizioni I e II	Si					
Momenti equivalenti	Si					

MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

1. sezione di tipo generico
2. profilati semplici
3. profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidità
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidità degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

rettangolare	a T	a T rovescia	a T di colmo	a L	a L specchiata
a L specchiata rovescia	a L rovescia	a L di colmo	a doppio T	a quattro specchiata	a quattro
a U	a C	a croce	circolare	rettangolare cava	circolare cava

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilati.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):
i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2
i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	profilo R120x60x6.3 (Section Maker)	19.60	0.0	0.0	287.51	108.25	322.89	36.08	53.82	43.35	70.52

MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI

LEGENDA TABELLA DATI NODI

Il programma utilizza per la modellazione nodi strutturali.

Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z).

Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). Le tabelle sottoriportate riflettono le succitate possibilità. In particolare per ogni nodo viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z

Per i nodi ai quali sia associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale o un set di molle viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z
Note	eventuale codice di vincolo (es. v=110010 sei valori relativi ai sei gradi di libertà previsti per il nodo TxTyTzRxRyRz, il valore 1 indica che lo spostamento o rotazione relativo è impedito, il valore 0 indica che lo spostamento o rotazione relativo è libero).
Note	(FS = 1, 2,...) eventuale codice del tipo di fondazione speciale (1, 2,... fanno riferimento alle tipologie: plinto, palo, plinto su pali,...) che è collegato al nodo. (ISO = "id SIGLA") indice e sigla identificativa dell' eventuale isolatore sismico assegnato al nodo
Rig. TX	valore della rigidezza dei vincoli elastici eventualmente applicati al nodo, nello specifico TX (idem per TY, TZ, RX, RY, RZ).

Per strutture sismicamente isolate viene inoltre inserita la tabella delle caratteristiche per gli isolatori utilizzati; le caratteristiche sono indicate in conformità al cap. 7.10 del D.M. 14/01/08

TABELLA DATI NODI

Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z
	cm	cm	cm		cm	cm	cm		cm	cm	cm
3	162.5	0.0	0.0								
Nodo	X	Y	Z	Note	Rig. TX	Rig. TY	Rig. TZ	Rig. RX	Rig. RY	Rig. RZ	
	cm	cm	cm		daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN cm/rad	daN cm/rad	daN cm/rad	
1	0.0	0.0	0.0	v=111111							
2	325.0	0.0	0.0	v=111111							

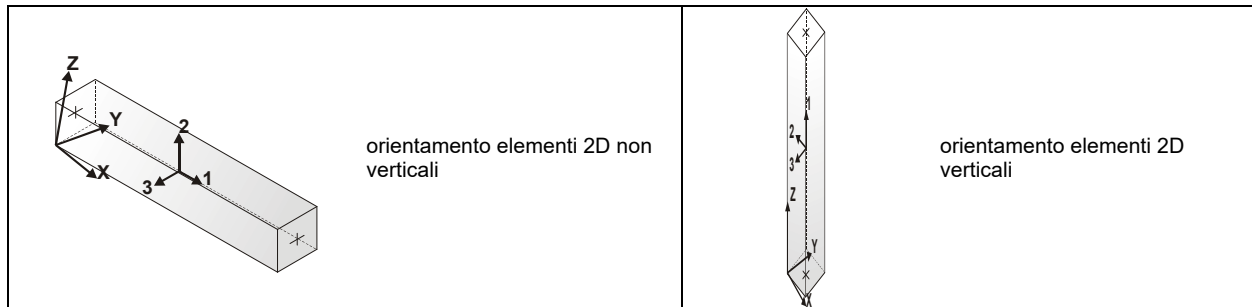
MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE

TABELLA DATI TRAVI

Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi.

Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale.

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

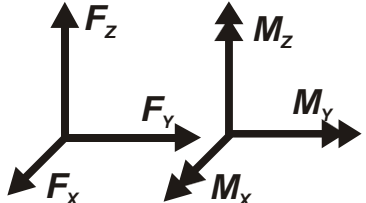
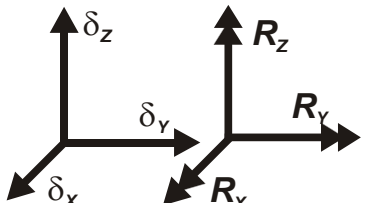
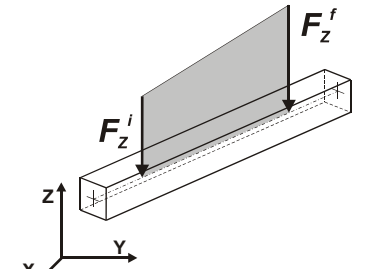
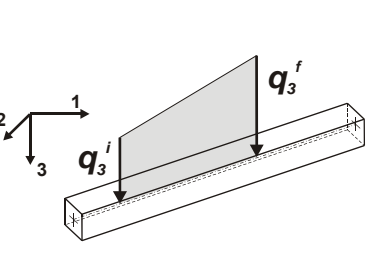
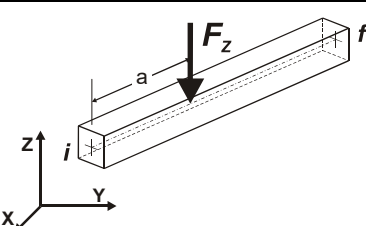
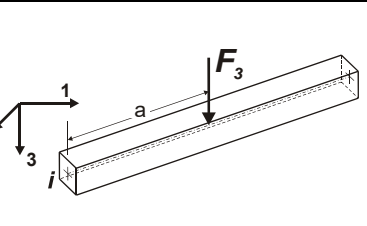
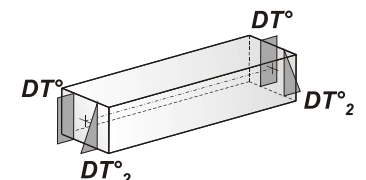
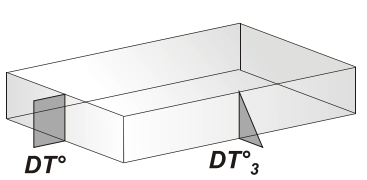
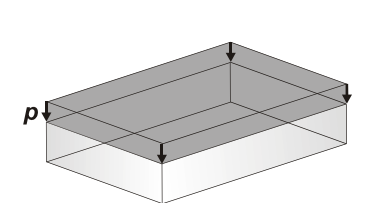
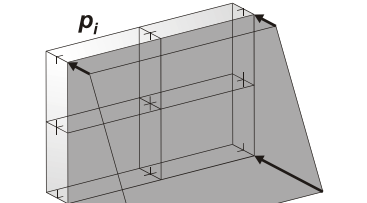
Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Rotaz. gradi	Svincolo I	Svincolo J	Wink V daN/cm3	Wink O daN/cm3
1	Trave	1	3	9	1		000011			
2	Trave	3	2	9	1			000011		

MODELLAZIONE DELLE AZIONI

LEGENDA TABELLA DATI AZIONI

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

1	carico concentrato nodale 6 dati (forza F_x , F_y , F_z , momento M_x , M_y , M_z)
2	spostamento nodale impresso 6 dati (spostamento T_x, T_y, T_z , rotazione R_x, R_y, R_z)
3	carico distribuito globale su elemento tipo trave 7 dati ($f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z$, ascissa di inizio carico) 7 dati ($f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z$, ascissa di fine carico)
4	carico distribuito locale su elemento tipo trave 7 dati ($f_1, f_2, f_3, m_1, m_2, m_3$, ascissa di inizio carico) 7 dati ($f_1, f_2, f_3, m_1, m_2, m_3$, ascissa di fine carico)
5	carico concentrato globale su elemento tipo trave 7 dati ($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$, ascissa di carico)
6	carico concentrato locale su elemento tipo trave 7 dati ($F_1, F_2, F_3, M_1, M_2, M_3$, ascissa di carico)
7	variazione termica applicata ad elemento tipo trave 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8	carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra 1 dato (pressione)
9	carico di pressione variabile su elemento tipo piastra 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10	variazione termica applicata ad elemento tipo piastra 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11	carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra 1 dato descrizione della tipologia 4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore) la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave
12	gruppo di carichi con impronta su piastra 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)

 <p>Carico concentrato nodale</p>	 <p>Spostamento impresso</p>
 <p>Carico distribuito globale</p>	 <p>Carico distribuito locale</p>
 <p>Carico concentrato globale</p>	 <p>Carico concentrato locale</p>
 <p>Carico termico 2D</p>	 <p>Carico termico 3D</p>
 <p>Carico pressione uniforme</p>	 <p>Carico pressione variabile</p>

Tipo	carico distribuito globale su trave
------	-------------------------------------

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		m	kN/ m	kN/ m	kN/ m	kN	kN	kN
1	gk	0.0	0.0	0.0	-0.70	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-0.70	0.0	0.0	0.0
2	Qk	0.0	0.0	0.0	-5.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-5.00	0.0	0.0	0.0

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso: *Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento* del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Gk	CDC=Gk	D2 :da 1 a 2 Azione : gk
2	Qk	CDC=Qk1	D2 :da 1 a 2 Azione : Qk

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

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

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	$\psi 0$	$\psi 1$	$\psi 2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γf	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma G1$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	$\gamma G2$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γQi	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Combinazione 1 SLE- perm.	
2	SLU	Combinazione 2 SLE - perm. + var.	
3	SLU	Combinazione 3 SLU - perm.	
4	SLU	Combinazione 4 SLU - perm. + var.	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.00	0.0												
2	1.00	1.00												
3	1.50	0.0												
4	1.50	1.50												

RISULTATI NODALI

LEGENDA RISULTATI NODALI

Il controllo dei risultati delle analisi condotte, per quanto concerne i nodi strutturali, è possibile in relazione alle tabelle sottoriportate.

Una prima tabella riporta infatti per ogni nodo e per ogni combinazione (o caso di carico) gli spostamenti nodali.

Una seconda tabella riporta per ogni nodo a cui sia associato un vincolo rigido e/o elastico o una fondazione speciale e per ogni combinazione (o caso di carico) i valori delle azioni esercitate dalla struttura sui vincoli (reazioni vincolari cambiate di segno).

Una terza tabella, infine riassume per ogni nodo le sei combinazioni in cui si attingono i valori minimi e massimi della reazione Fz, della reazione Mx e della reazione My.

Nodo	Cmb	Traslazione X cm	Traslazione Y cm	Traslazione Z cm	Rotazione X	Rotazione Y	Rotazione Z
1	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1	0.0	0.0	-0.15	0.0	0.0	0.0
3	4	0.0	0.0	-1.83	0.0	0.0	0.0
Nodo		Traslazione X 0.0 0.0	Traslazione Y 0.0 0.0	Traslazione Z -1.83 0.0	Rotazione X 0.0 0.0	Rotazione Y 0.0 0.0	Rotazione Z 0.0 0.0
Nodo	Cmb	Azione X kN	Azione Y kN	Azione Z kN	Azione RX kN m	Azione RY kN m	Azione RZ kN m
1	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
1	4	0.0	0.0	-13.89	0.0	0.0	0.0
2	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
2	4	0.0	0.0	-13.89	0.0	0.0	0.0
Nodo		Azione X 0.0 0.0	Azione Y 0.0 0.0	Azione Z -13.89 -1.14	Azione RX 0.0 0.0	Azione RY 0.0 0.0	Azione RZ 0.0 0.0
Nodo	Cmb	Azione X kN	Azione Y kN	Azione Z kN	Azione RX kN m	Azione RY kN m	Azione RZ kN m
1	4	0.0	0.0	-13.89	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
2	4	0.0	0.0	-13.89	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0
	1	0.0	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0

RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE

LEGENDA RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE

Il controllo dei risultati delle analisi condotte, per quanto concerne gli elementi tipo trave, è possibile in relazione alle tabelle sotto riportate.

Gli elementi vengono suddivisi in relazione alle proprietà in elementi:

- tipo **pilastro**
- tipo **trave in elevazione**
- tipo **trave in fondazione**

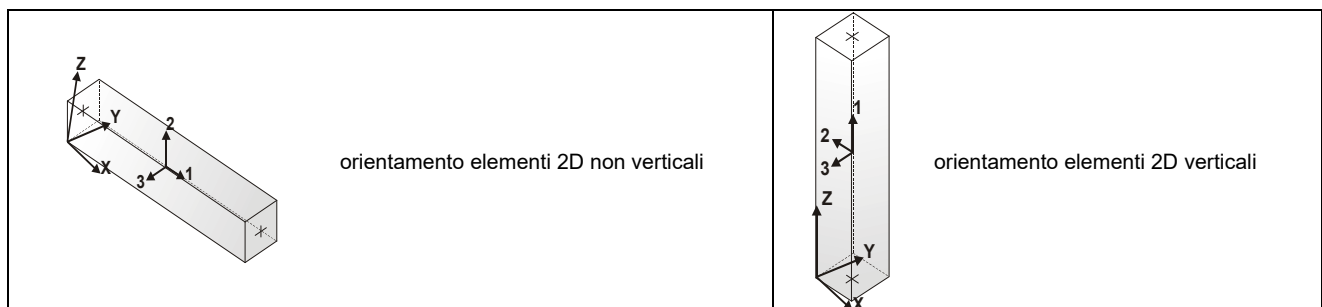
Per ogni elemento e per ogni combinazione (o caso di carico) vengono riportati i risultati più significativi.

Per gli elementi tipo *pilastro* sono riportati in tabella i seguenti valori:

Pilas.	numero dell'elemento pilastro
Cmb	combinazione in cui si verificano i valori riportati
M3 mx/mn	momento flettente in campata M3 max (prima riga) / min (seconda riga)
M2 mx/mn	momento flettente in campata M2 max (prima riga) / min (seconda riga)
D2/D3	freccia massima in direzione 2 (prima riga) / direzione 3 (seconda riga)
Q2/Q3	carico totale in direzione 2 (prima riga) / direzione 3 (seconda riga)
Pos.	ascissa del punto iniziale e finale dell'elemento
N, V2, ecc..	sei componenti di sollecitazione al piede ed in sommità dell'elemento

Per gli elementi tipo *trave in elevazione* sono riportati, oltre al numero dell'elemento, i medesimi risultati visti per i pilastri.

Per gli elementi tipo *trave in fondazione* (trave f.) sono riportati, oltre al numero dell'elemento, i medesimi risultati visti per i pilastri e la massima pressione sul terreno.



Trave	Cmb	M3 mx/mn kN m	M2 mx/mn kN m	D 2 / D 3 m	Q 2 / Q 3 kN	Pos. cm	N kN	V 2 kN	V 3 kN	T kN m	M 2 kN m	M 3 kN m
1	1	0.92	0.0	-1.50e-03	-1.14	0.0	0.0	1.14	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	0.0	162.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.92
1	4	11.29	0.0	-0.02	-13.89	0.0	0.0	13.89	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	0.0	162.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.29
2	1	0.92	0.0	1.50e-03	-1.14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.92
		0.0	0.0	0.0	0.0	162.5	0.0	-1.14	0.0	0.0	0.0	0.0
2	4	11.29	0.0	0.02	-13.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.29
		0.0	0.0	0.0	0.0	162.5	0.0	-13.89	0.0	0.0	0.0	0.0
Trave		M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3		N	V 2	V 3	T		
		0.0	0.0	-0.02	-13.89		0.0	-13.89	0.0	0.0		
		11.29	0.0	0.02	0.0		0.0	13.89	0.0	0.0		

VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO

LEGENDA TABELLA VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO

Il programma consente la verifica dei seguenti tipi di elementi:

1. **aste** 2. **travi** 3. **pilastri**

L'esito delle verifiche è espresso con un codice come di seguito indicato

Ok: verifica con esito positivo

NV: verifica con esito negativo

Nr: verifica non richiesta.

Per comodità gli elementi vengono raggruppati in tabelle in relazione al tipo.

Ai fini delle verifiche (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e circ. 21 Gennaio 2019 n.7) i tipi elementi differiscono per i seguenti aspetti:

Verifica		Aste	Travi	Pilastri
4.2.3.1	Classificazione	X	X	X
4.2.4.1.2	Trazione, Compressione	X	X	X
	Taglio, Torsione		X	X
	Flessione, taglio e forza assiale		X	X
4.2.4.1.3.1	Aste compresse	X	X	X
4.2.4.1.3.2	Instabilità flessio-torsionale		X	X
4.2.4.1.3.3	Membrature inflesse e compresse		X	X

Ai fini delle verifiche per strutture dissipative (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e circ. 21 Gennaio 2019 n.7 per strutture intelaiate e a controventi concentrici) si considerano le verifiche del capitolo 4 con azioni amplificate e le verifiche del capitolo 7:

Verifica		Travi	Pilastri
4.2.4.1.2	Trazione, Compressione	X	X
	Taglio, Torsione		X
	Flessione, taglio e forza assiale	X	X
4.2.4.1.3.1	Aste compresse	X	X
4.2.4.1.3.2	Instabilità flessio-torsionale		X
7.5.3	Sfruttamento per momento	X	
7.5.4	Sfruttamento per sforzo normale	X	
7.5.5	Sfruttamento per taglio da capacità flessionale	X	
7.5.9	Sfruttamento per taglio amplificato		X

Viene inoltre riportata la verifica del par. 7.5.4.3 Gerarchia delle resistenze trave-colonna per ogni colonna, considerando piede e testa in entrambe le direzioni globali X e Y.

L'insieme delle verifiche sopra riportate è condotto sugli elementi purché dotati di sezione idonea come da tabella seguente:

Azione	SEZIONI GENERICHE	PROFILI SEMPLICI	PROFILI ACCOPPIATI
4.2.3.1 Classificazione automatica	L, doppio T, C, rettangolare cava, circolare cava	Tutti	Da profilo semplice
4.2.3.1 Classificazione di default 2	Circolare		
4.2.3.1 Classificazione di default 3	restanti		
4.2.4.1.2 Trazione	si	si	si
4.2.4.1.2 Compressione	si	si	si
4.2.4.1.2 Taglio, Torsione	si	si	si
4.2.4.1.2 Flessione, taglio e forza assiale	si	si	si
4.2.4.1.3.1 Aste compresse	si	si	per elementi ravvicinati e a croce o coppie calastrellate
4.2.4.1.3.2 Travi inflesse	doppio T simmetrica	doppio T	no

Le verifiche sono riportate in tabelle con il significato sotto indicato; le verifiche sono espresse dal rapporto tra l'azione di progetto e la capacità ultima, pertanto la verifica ha esito positivo per rapporti non superiori all'unità.

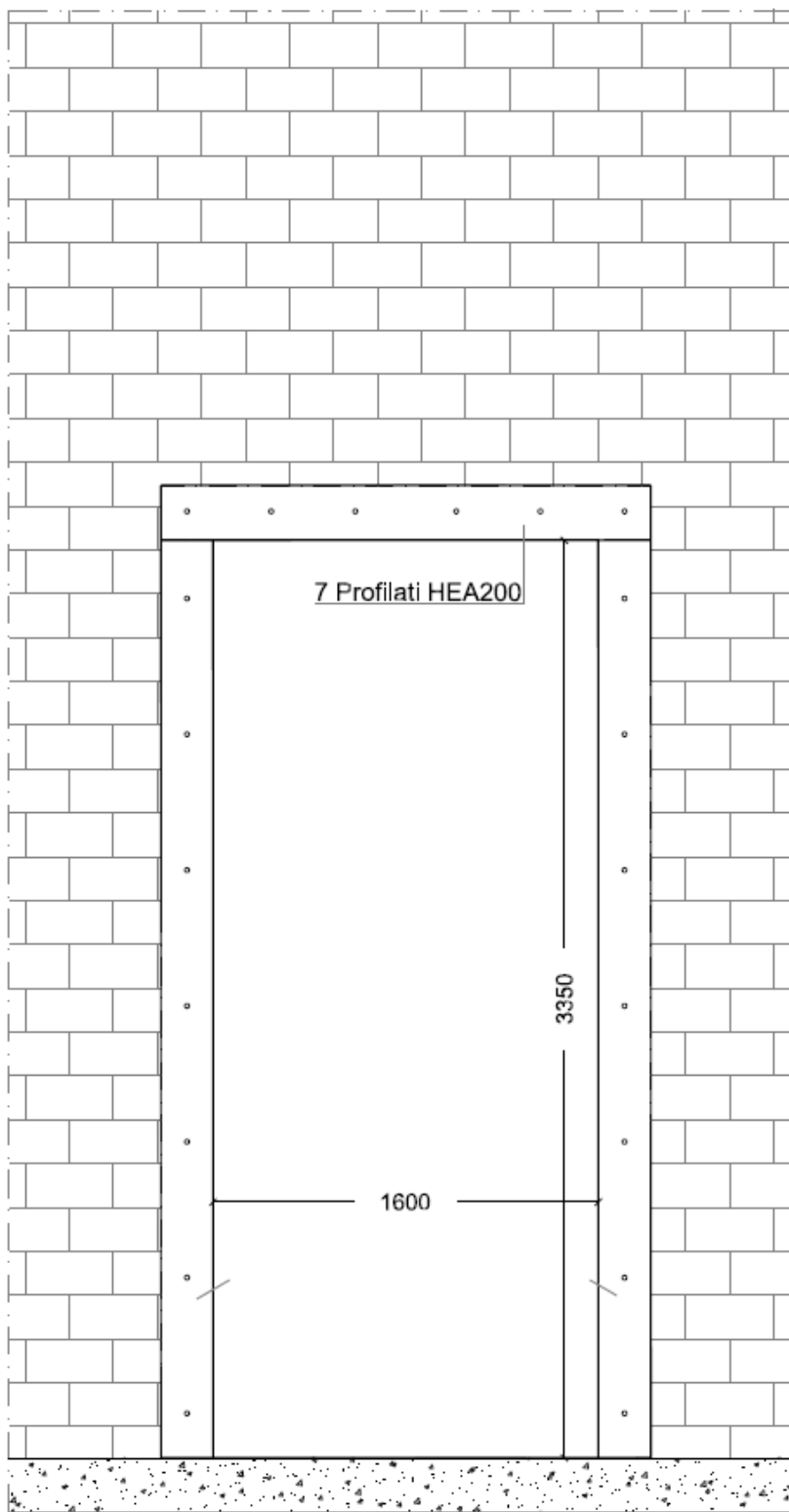
Asta		Trave		Pilastro		numero dell'elemento
Stato						codice di verifica per resistenza, stabilità, svergolamento
Note						sezione e materiali adottati per l'elemento
V N						(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.2 per punto (4.2.6) e (4.2.10)
V V/T						(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni taglio-torsione (4.2.17 e 4.2.29)
V N/M						(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni composte (4.2.34) con riduzione per taglio (4.2.41) ove richiesto
N	M3	M2	V2	V3	T	sollecitazioni di interesse per la verifica

V stab			(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.3 per punto (4.2.42)
V stab			(TRAVI E PILASTRI) verifica come da par. 4.2.4.1.3 per punti (C4.2.32) o (C4.2.36) (membrature inflesse e compresse senza/con presenza di instabilità flessio-torsionale)
BetaxL	B22xL	B33xL	lunghezze libere di inflessione (se indicato riferiti al piano di normale 22 o 33 rispettivamente)
Snellezza			snellezza massima
Classe			classe del profilo
Chi mn			coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità pertinente
Rif. cmb			combinazioni in cui si sono rispettivamente attinti i valori di verifica più elevati
V flst			(TRAVI E PILASTRI) verifica di stabilità come da par. 4.2.4.1.3.2 per punto (4.2.49)
B1-1 x L			Beta1-1 x L: interasse tra i ritegni torsionali
Chi LT			coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità flessio-torsionale
Snell adim			Valore della snellezza adimensionale, utilizzato per il controllo previsto al par. 7.5.5
v.Omeg			Valore del rapporto capacità/domanda per l'azione di interesse (momento per travi e azione assiale per aste) utilizzato per l'amplificazione delle azioni
f.Om. N			Fattore di amplificazione delle azioni assiali per travi e colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.5
f.Om. T			Fattore di amplificazione delle azioni (assiali, flettenti e taglianti) per colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.4
V.7.5.3 M Ed			Verifica come prevista al punto 7.5.3 e valore dell'azione flettente
V.7.5.4 N Ed			Verifica come prevista al punto 7.5.4 e valore dell'azione assiale
V.7.5.5 V Ed,G V Ed,M			Verifica come prevista al punto 7.5.5 e valore dei tagli dovuti ai carichi e alla capacità
V.7.5.9 V Ed			Verifica come prevista al punto 7.5.9 e valore dell'azione di taglio
sovr. Xi (Xf, Yi, Yf)			Valore della sovraresistenza come prevista al par. 7.5.4.3 (i valori non sono normalizzati pertanto saranno maggiori uguali a gamma rd classe di duttilità)

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flstLamS LT	Chi LT	Rif. cmb
1	ok	s=1,m=9	0.09	0.61		2						4,4,0,0
2	ok	s=1,m=9	0.09	0.61		2						4,4,0,0
Trave			V V/T	V N/M	V stab	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flstLamS LT	Chi LT	
			0.09	0.61								

ALLEGATO C

TABULATO CERCHIATURA IN ACCIAIO



PIANO: PRIMO

PARETE N° 1

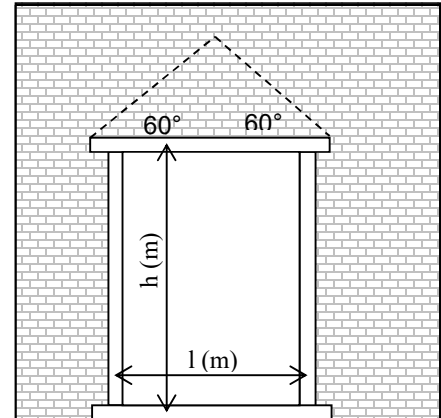
VERIFICA DEI TELAI METALLICI

TELAIO N. 1

luce telaio l	1.6	m
altezza telaio h	3.6	m

Tipo di acciaio S275

$f_{yk} =$	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1.05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico



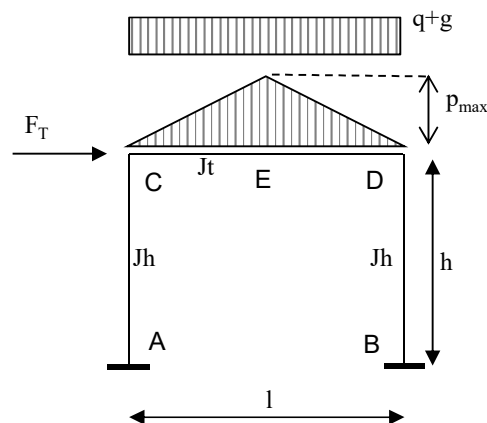
Analisi dei carichi agenti sul telaio

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0.5	0.5	3	2	5	5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
1.25	2.5

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	1.8	20	49.82

Schema statico:



Totale carichi permanenti $g = 26.16$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1.5$

Totale carichi variabili $q = 2.5$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1.5$

coeff. di combinazione

$\psi_{21} =$	1
---------------	---

Combinazione di carico ($g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}$) =	42.99	KN/m
--	-------	------

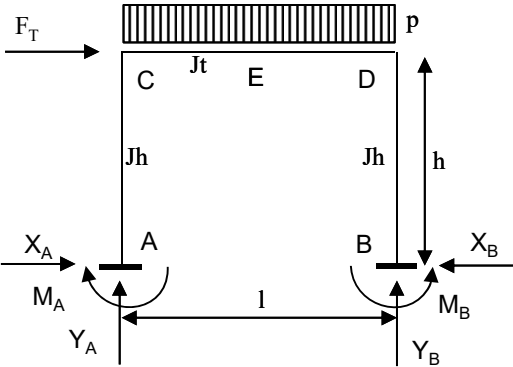
Traverso	tipo	HEA	200
Piedritto	tipo	HEA	200

$J_x =$	3692	cm ⁴
$J_x =$	3692	cm ⁴

numero profili	1
numero profili	1

p (KN/m)	42.99
F_T (KN)	-25.00
l (m)	1.6
h (m)	3.6
J_t (cm ⁴)	3692
J_h (cm ⁴)	3692

K =	2.25
$K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$	



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F_T	sov rapp.	
X_A	1.798	12.500	14.298	KN
Y_A	34.393	26.185	60.579	KN
M_A	2.158	24.05	26.21	KNm
X_B	1.798	-12.500	-10.702	KN
Y_B	34.393	-26.185	8.208	KN
M_B	2.158	-24.052	-21.894	KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	26.21	-25.26	-25.26	16.63	9.44	-21.89	16.63
V_{Ed} (KN)	10.70	10.70	8.21	-60.58	-26.19	14.30	14.30
N_{Ed} (KN)	-8.21	-8.21	-14.30	-14.30	-14.30	-60.58	-60.58

PIEDRITTI

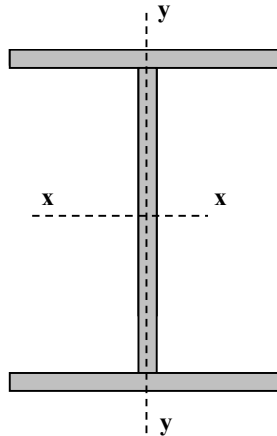
Piedritti tipo

HEA

200

Numero di profili per ogni piedritto:

1



valori del singolo profilo	A =	53.88	cm ²	area lorda del profilo
	b =	200	mm	larghezza delle ali
	t _f =	10	mm	spessore delle ali
	t _w =	6.5	mm	spessore dell'anima
	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	190	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	429.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	388.6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	133.6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	3692	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	18.13	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A - 2b*t _f + (t _w + 2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

s275

f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0.9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 7.88 classe 1

Anima c/t = 20.62 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 7.88 classe 1

Anima c/t = 20.62 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 7.88 classe 1

Anima c/t = 20.62 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 134.0

α = 0.63

$$x = 33.89$$

$$\psi = -1.50$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 51.242 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 53.123 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 59.006 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 61.239 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 221.29 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 175.31 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

TRAVERSI

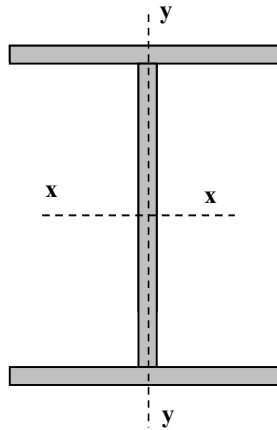
Traverso tipo

HEA

200

Numero di profili per il traverso:

1



valori del singolo profilo	A =	53.88	cm ²	area lorda del profilo
	b =	200	mm	larghezza delle ali
	t _f =	10	mm	spessore delle ali
	t _w =	6.5	mm	spessore dell'anima
	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	190	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	429.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	388.6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	133.6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	3692	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	18.13	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A - 2b*t _f + (t _w + 2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

s275

f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0.9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 7.88 classe 1

Anima c/t = 20.62 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 7.88 classe 1

Anima c/t = 20.62 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 7.88 classe 1

Anima c/t = 20.62 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 134.0

α = 0.53

$$x = 8.00$$

$$\psi = -0.88$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 62.172 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 62.809 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 71.592 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 72.404 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 102.57 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 101.44 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b \cdot t_w \cdot 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h \cdot 2 \cdot t_f \cdot 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

Piedritti

$M_{c,Rd} =$	112.49 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	274.15 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1411.1 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Traverso

$M_{c,Rd} =$	112.49 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	274.15 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1411.1 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione

Piedritti

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.0522 \quad \leq 0.5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0.000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0.2576$$

$$a = 0.258 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0.5 \text{ altrimenti } a = 0.5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0.0058166	112.4880952	112.4880952	26.2	4.29	verificato
C	0.0058166	112.4880952	112.4880952	-25.3	4.45	verificato
B	0.0429289	112.4880952	112.4880952	-21.9	5.14	verificato
D	0.0429289	112.4880952	112.4880952	16.6	6.76	verificato

Traverso

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.2210 \quad \leq 0.5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0.000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0.2576$$

$$a = 0.258 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0.5 \text{ altrimenti } a = 0.5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0.0101325	112.4880952	112.4880952	-25.3	4.45	verificato
D	0.0101325	112.4880952	112.4880952	16.6	6.76	verificato
E	0.0101325	112.4880952	112.4880952	9.4	11.91	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

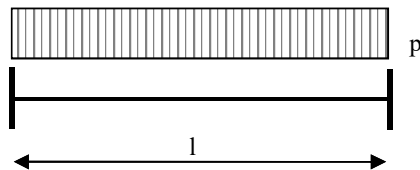
Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso



$$p = 42.99 \text{ KN/m}$$

$$l = 1.6 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 13.76 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 101.78 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{Ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 26.16 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1.5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1.5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \gamma_G + q \gamma_Q) = 42.99 \text{ KN/m}$$

$\delta_c \text{ (mm)} =$	0	monta iniziale della trave
$\delta_1 \text{ (mm)} =$	0.29	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2 \text{ (mm)} =$	0.03	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max} \text{ (mm)} =$	0.32	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 4.000 \text{ mm}$$

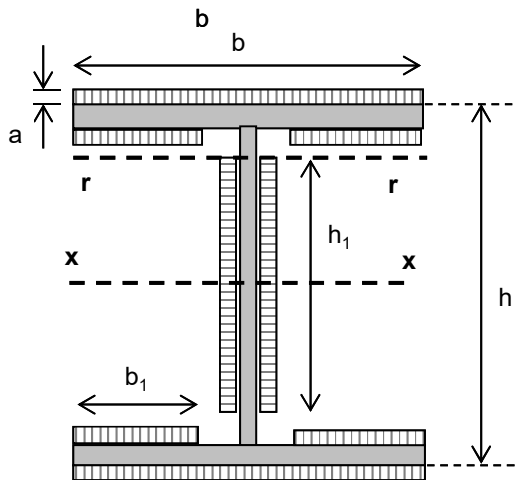
$$\delta_{2, LIM} = 3.200 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} < \text{del valore limite} \text{ __ VERIFICATO}$$

$$\delta_2 < \text{del valore limite} \text{ __ VERIFICATO}$$

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
saldature con cordoni d'angolo



b =	150	mm
b ₁ =	50	mm
h ₁ =	150	mm
h =	190	mm
s =	5	mm
spessore cordone		
a =	3.536	mm
sezione di gola		

V _{Ed} =	14.298	KN
N _{Ed} =	60.579	KN
M _{Ed} =	26.21	KNm

f_{yk} = 275.00 tensione caratteristica di snervamento
 β₁ = 0.7 acciaio s275
 β₂ = 0.85 acciaio s275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J_x = 1682.1 cm⁴ momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
 A = 28.3 cm² area della sezione resistente delle saldature
 W_x = 170.7 cm³ modulo di resistenza elastico
 S_r = 80.746 cm³ momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n_⊥ = 13.828 KN/cm² tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
 t_⊥ = 0.000 KN/cm² tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
 τ_{||} = 0.971 KN/cm² tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} = 13.86 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	verificato
---	------------

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 13.83 \text{ KN/cm}^2$$

$ n_{\perp} + t_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	verificato
---	------------

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23.375 \text{ KN/cm}^2$$

cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$$\begin{aligned}n_{\perp} &= 17.495 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone} \\t_{\perp} &= 0.000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone} \\\tau_{\parallel} &= 0.000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone}\end{aligned}$$

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} = 17.50 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	verificato
--	-------------------

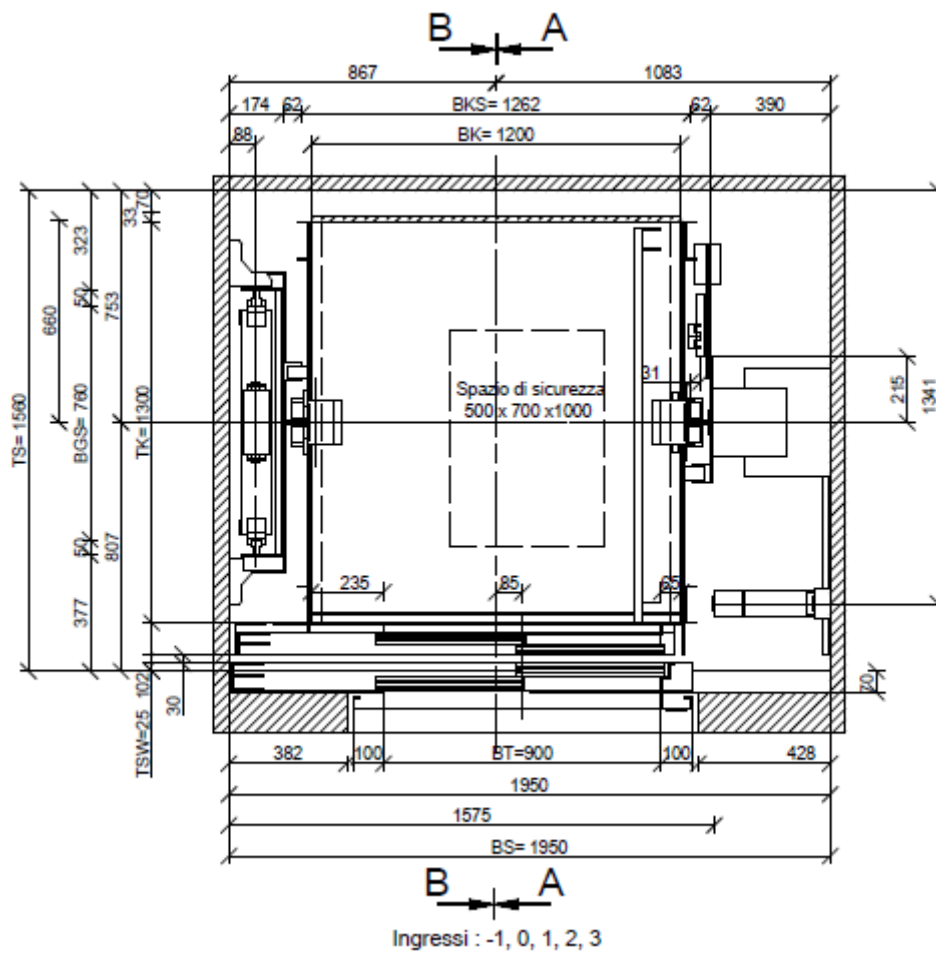
$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 17.50 \text{ KN/cm}^2$$

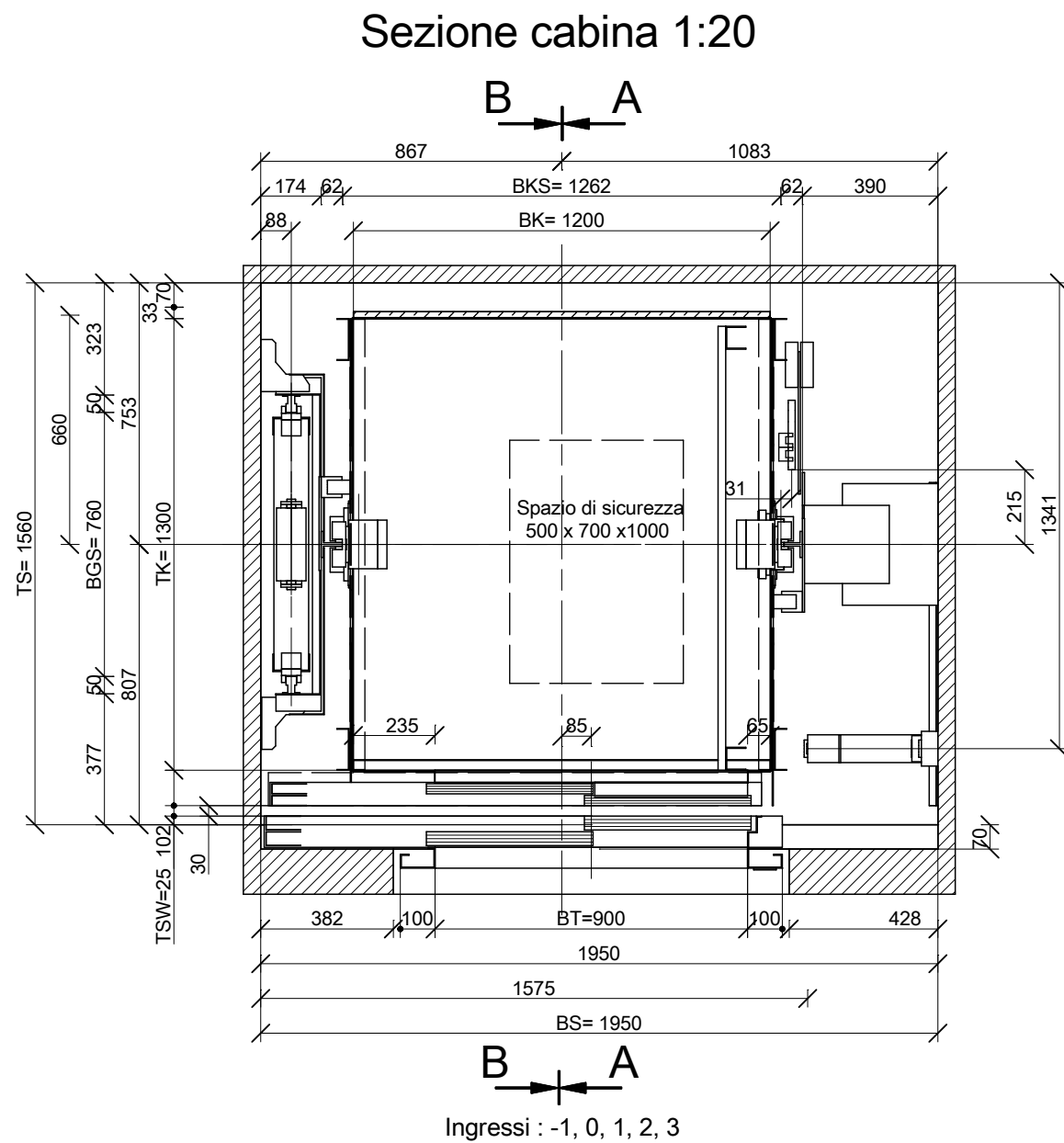
$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23.375 \text{ KN/cm}^2$$

$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	verificato
---	-------------------

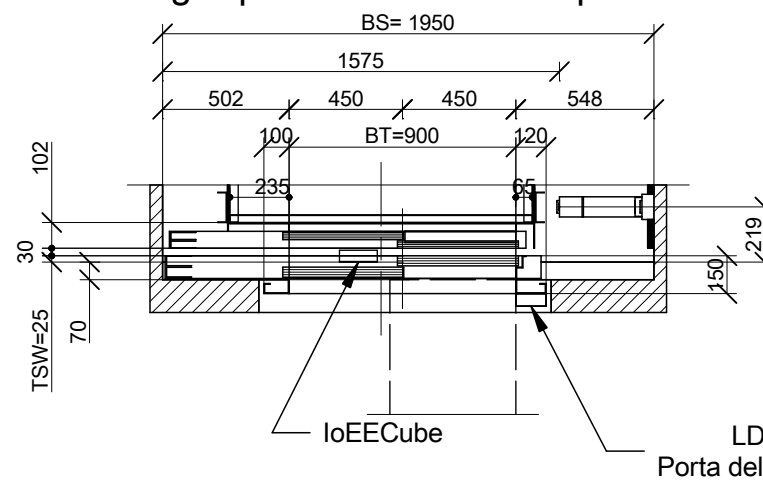
ALLEGATO D

SCHEDA TECNICA ASCENSORE

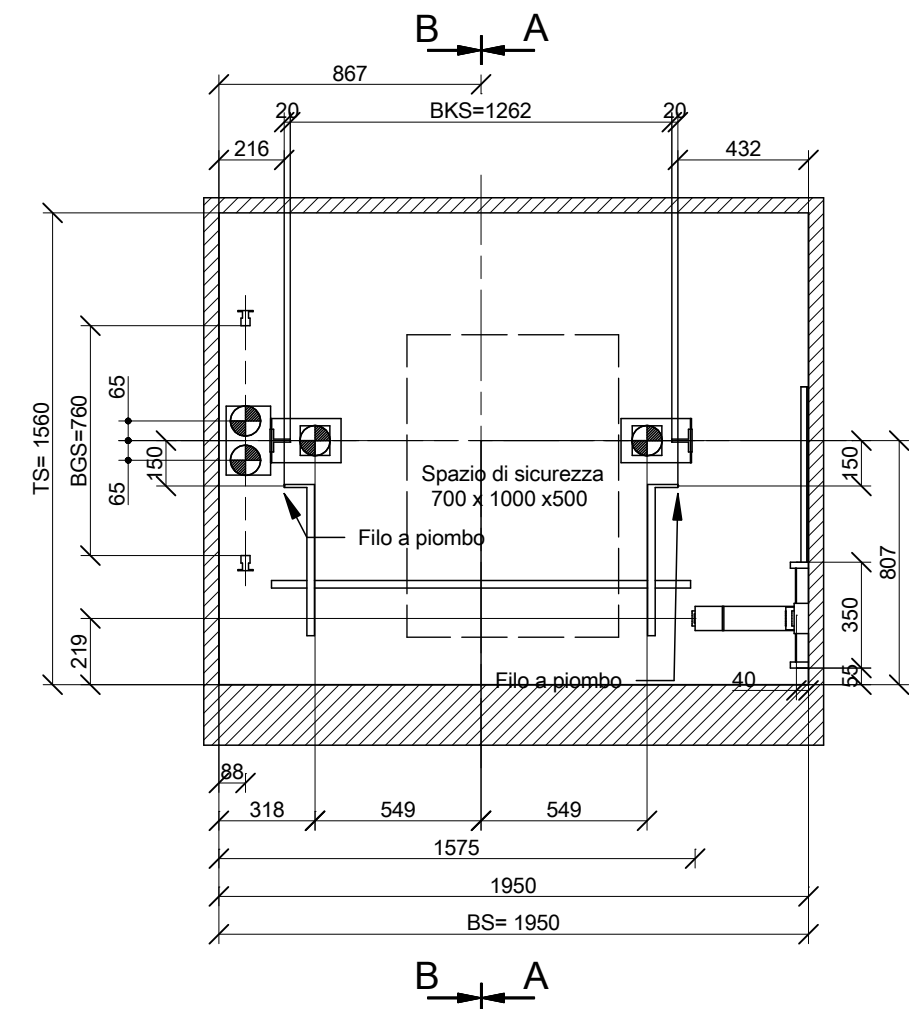




Dettaglio porta LDU Porta del piano 3



Pianta fossa 1:25



BS= Larghezza del vano
TS= Profondità del vano
BK= Larghezza di cabina
TK= Profondità di cabina
BT= Luce porta
HT= Altezza porta
BKS= Scartamento guide cabina
BGS= Scartamento guide cp

Montare lo ioEE Cube con le seguenti restrizioni:

- Non più di 5 m di distanza dal quadro di manovra
- Non meno di 500 mm da fonti di onde elettromagnetiche (inverter, motore, freno)
- Non meno di 25 mm dalle parti in movimento dell'ascensore

Numero Certificato=NL.04.400.1002.004.27
Valori della macchina=FMB130-LS-4B512

Inverter=12C_BR

Fattore di bilanciamento=50

guida verticali (cabina)=T75-3/B

guida verticali (contrappeso)=50H

UCMP Componenti per la sicurezza (UCMP)

Fabbricante=SCHINDLER-MIL

Numero Certificato=NL 10-400-1002-004-51


Sistema di blocco=FCRD90

Ind.	Modifica	Nome	Data

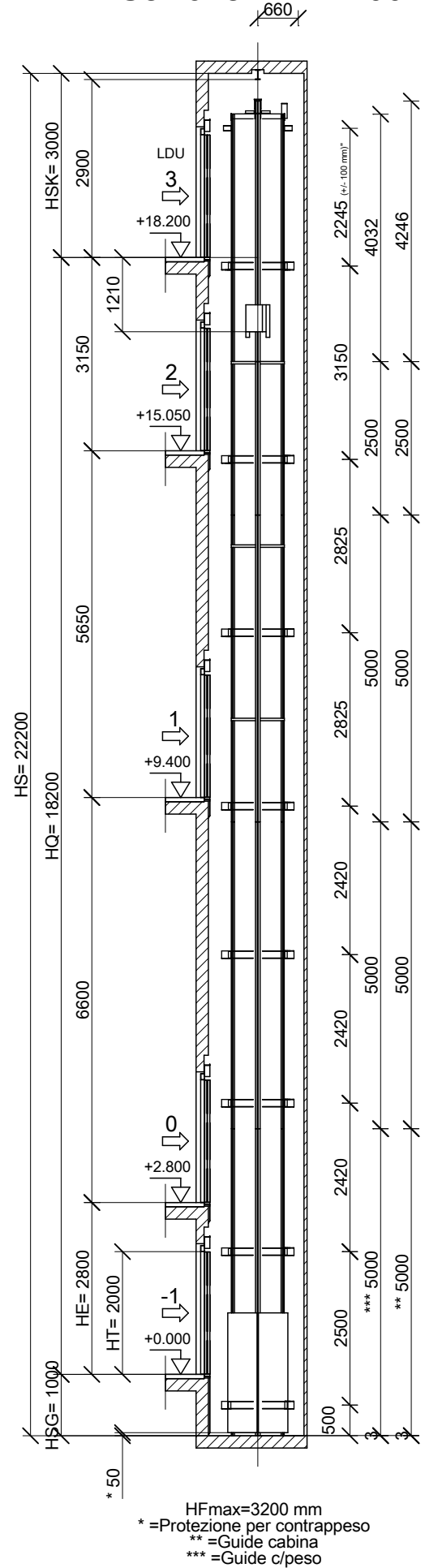
GKU (Paracadute)	1325 kg	Arresti	5
GK (Cabina)	693 kg	Accessi	1
GG (Contrappeso)	1005	Manovra	1PI
Portata (kg)	625	Azionamento	FMB
Capienza (N° di Persone)	8	Velocità (m/s)	1
Corsa HQ (mm)	18200		

DISPOSIZIONE EN81-20/50 Linea di prodotto: **3300**

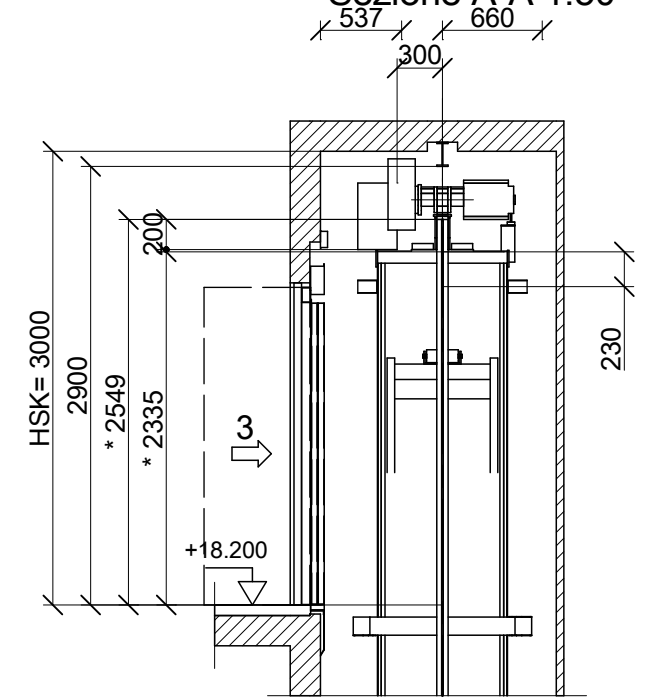
Luogo d'installazione **CASTELLO URSINO CATANIA**
---- **95100 CATANIA**
Cliente **PROGEN**
VIA MUSCATELLO, 95100 CATANIA

S3300 625 KG		Domande inerenti al piano vanno rivolte a:	
----		Tel:	Fax:
Tel. Fax	 Schindler	Disegnato	Pagina
		Rilasciato	1
		Commessa 0301339412	
		Disegno N° .101	

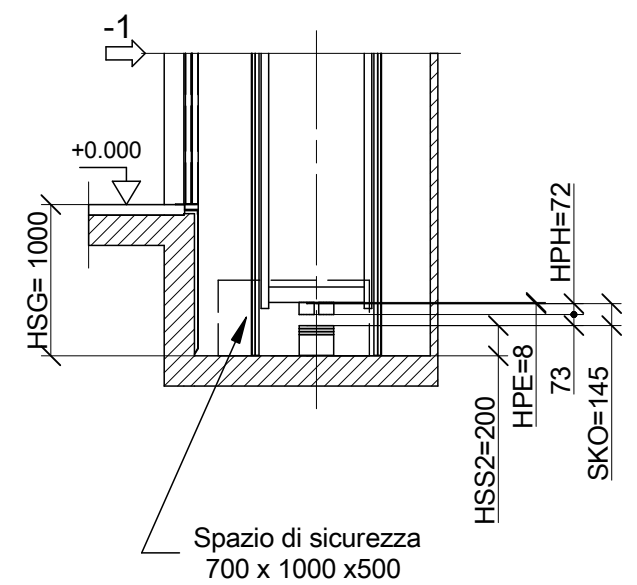
Sezione A-A 1:100



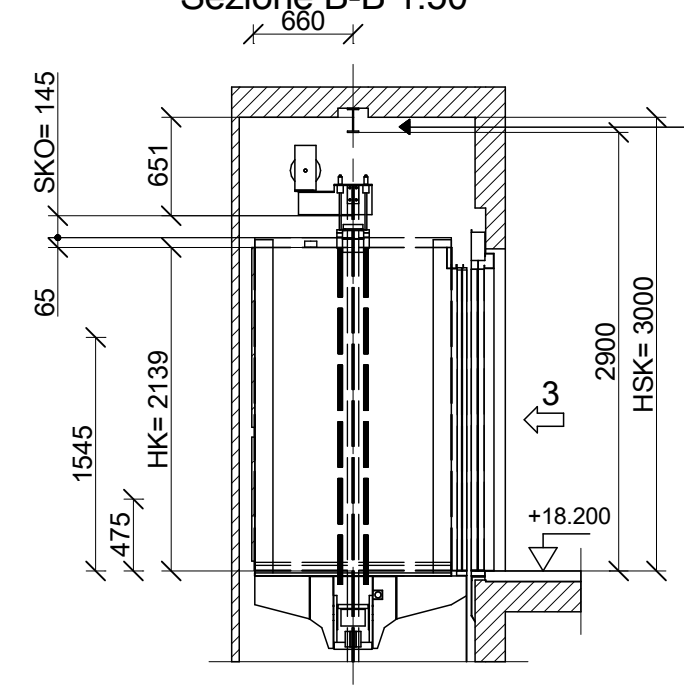
Contrappeso Dettaglio Sezione A-A 1:50



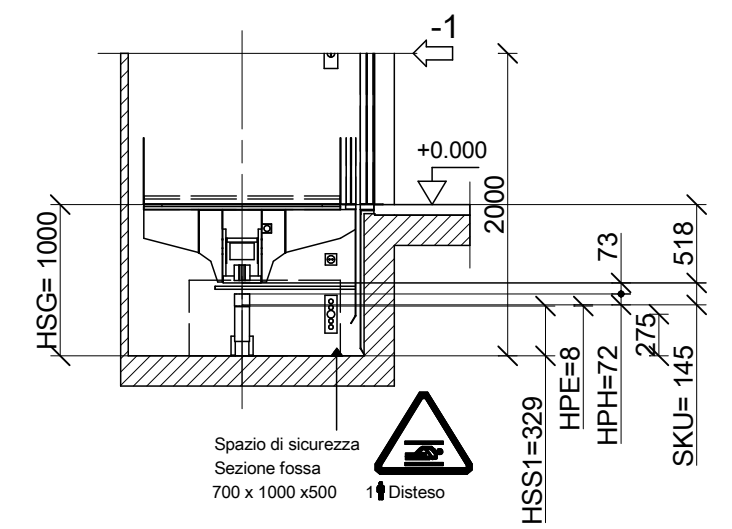
*= Lunghezza colonna guide da piano estremo superiore
**= Posizione dispositivo blocco cabina da piano estremo superiore



Cabina Dettaglio Sezione B-B 1:50



Spazio di sicurezza
sul tetto cabina
500 x 700 x 1000
1 Accovacciato
With TSD activated




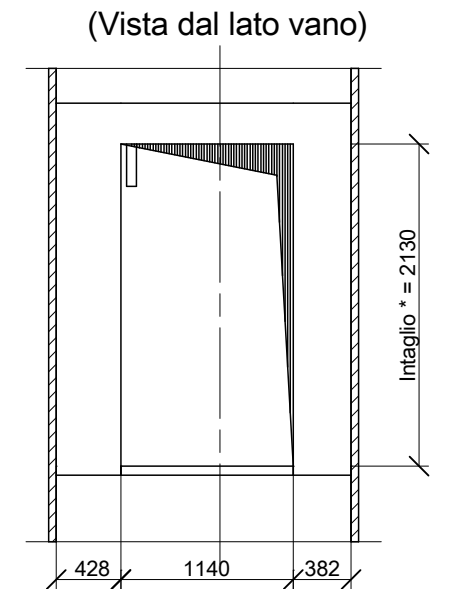
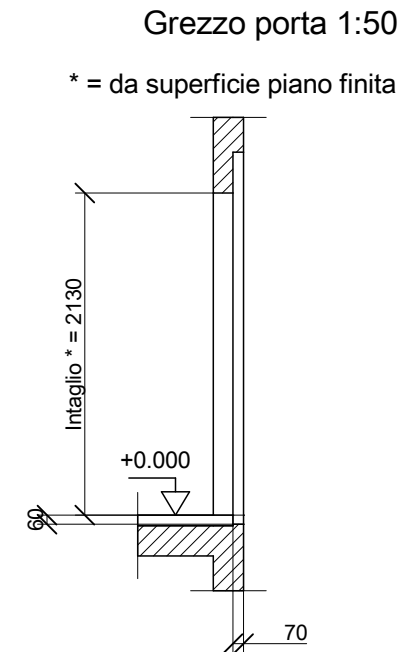
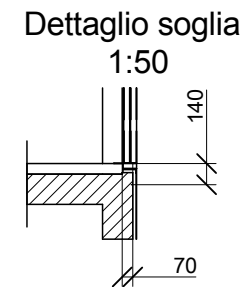
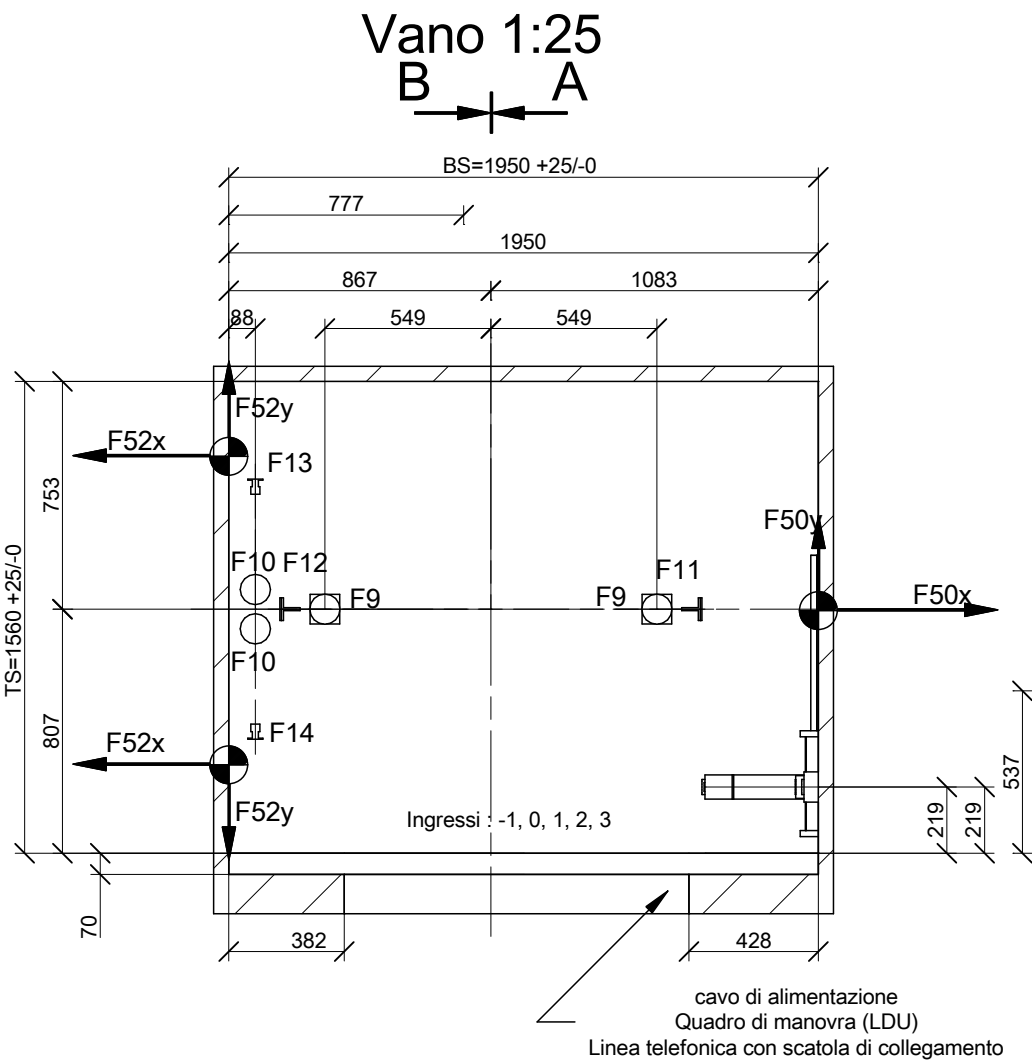
- HT= Altezza porta
- HE= Distanza tra i piani
- HK= Altezza cabina
- HQ= Altezza corsa
- HS= Altezza totale vano
- HSG= Profondità fossa
- HSK= Altezza testata
- HSS1= Altezza pilastri sotto cabina
- HSS2= Altezza pilastri sotto contrappeso
- SKU= Extracorsa (inferiore)
- SKO= Extracorsa (superiore)

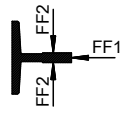
Ammortizzatori::	Cabina	Contrappeso
Lunghezza	: 329 mm	: 200 mm
Compressione, HPH	: 72 mm	: 72 mm
Lunghezza compressa, HPE	: 8 mm	: 8 mm

DISPOSIZIONE EN81-20/50 **3300** Linea di prodotto:

Luogo d'installazione **CASTELLO URSINO CATANIA**
---- **95100 CATANIA**

S3300 625 KG		Domande inerenti al piano vanno rivolte a:	
----		Tel:	Fax:
Tel. Fax	 Schindler	Disegnato	Pagina
		Rilasciato	2
Commessa		0301339412	
Disegno N°		.101	



Altri dati vedi: "Prescrizioni a carico del committente"			
Ind.	Modifica	Nome	Data
		Cabina FF1=1215 FF2=710 Contrappeso: FF1=377 FF2=59	
		Forze (N) F50x=1338 F50y=710 F52x=2119 F52y=732	
		F3=	F7=0
		F4=	F9=26192
		F5=	F10=19718
		F6=	F11=16900
			F12=32600
			F13=10100
			F14=10100
			F15=0
Forze F11 + F12 solo durante il funzionamento del paracadute. F9 - F10 arresto sugli ammortizzatori cabina/contrappeso			
DATI ELETTRICI :			
Tensione nominale (V)	380	SIHL	16
Frequenza (Hz)	50	Interruttore dell'edificio	16
Tolleranza Frequenza Tensione	+10/-10 %		4.6
Alimentazione luce (V)	230	Sez. minima cavi alimentazione	2.5
Corrente nominale d'installazione INN14		Massima lunghezza cavi alimentazione	9.6
Corrente di avviamento INA	15	Sez. massima cavi alimentazione	4
		Massima lunghezza cavi alimentazione	14.9
OPERE MURARIE		EN81-20/50	3300
Luogo d'installazione: CASTELLO URSINO CATANIA			
----- 95100 CATANIA			
Cliente PROGEN			
VIA MUSCATELLO, 95100 CATANIA			
S3300 625 KG		Domande inerenti al piano vanno rivolte a:	
-----		Tel:	Fax:
		Disegnato	Pagina
		Rilasciato	1
Tel.		Commissa 0301339412	
Fax		Disegno N° .201	



* = Grezzo porta

Architectural section drawing of a building facade. The drawing shows a vertical cross-section with various floor levels and elevations. The elevations are marked on the right side, and the floor levels are marked on the left side. The elevations are: +0.000 (level -1), +2.800 (level 0), +9.400 (level 1), +15.050 (level 2), and +18.200 (level 3). The floor levels are: 500, 2500, 2420, 2420, 2420, 2420, 2825, 2825, 3150, and 2245. The drawing includes a dashed line indicating a section cut and a solid line indicating the building's profile. The building's profile shows a series of steps and a flat roof. The section cut is indicated by a dashed line with a break symbol (two short parallel lines) at the top and bottom. The building's profile is shown with a solid line and a hatched area representing the building's structure. The elevations are marked with arrows pointing to the corresponding floor levels. The floor levels are marked with horizontal lines and numbers. The drawing is a technical architectural drawing with precise lines and measurements.

Technical drawing of a door with dimensions and a handle. The drawing shows a side view of a door with a handle and a lock. The dimensions are indicated by arrows and text:

- Overall height: 500-750
- Overall width: 100-200
- Inset width: 1100-1200

The door features a handle and a lock mechanism. The handle is a horizontal bar with a circular knob in the center. The lock is a rectangular mechanism located below the handle. The door is shown with a thick black frame and a white interior.

<p>② Le aperture di ventilazione verso l'esterno per lo scarico di eventuali fumi dal vano corsa devono essere concordate con il locale Comando dei vigili del Fuoco. (Minimo 3% della sezione orizzontale del vano corsa con un minimo di 0.2 mq).</p>														
<p>SE E' PREVISTO IL PONTEGGIO NEL VANO DI CORSA (A CARICO CLIENTE), VEDERE DISEGNO DI OFFERTA PER LA POSIZIONE DEI PIANI E LE DIMENSIONI.</p>														
<p>① TRAVE IN TESTATA PER MONTAGGIO ASCENSORE CON TARGA INDICANTE IL CARICO MASSIMO (Art. 15.4.5 Norma UNI 81-1) - A CARICO CLIENTE</p>														
<p>Altri dati vedi: "Prescrizioni a carico del committente"</p>														
<h1 style="margin: 0;">OPERE MURARIE</h1>		Linea di prodotto: EN81-20/50 3300												
Luogo d'installazione CASTELLO URSINO CATANIA ---- 95100 CATANIA														
S3300 625 KG ----		Domande inerenti al piano vanno rivolte a: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Tel:</td> <td colspan="3" style="width: 50%;">Fax:</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">Disegnato</td> <td style="width: 20%;"></td> <td style="width: 20%;"></td> <td rowspan="2" style="width: 10%; text-align: center; vertical-align: middle;"> Pagina 2 </td> </tr> <tr> <td>Rilasciato</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		Tel:	Fax:			Disegnato			Pagina 2	Rilasciato		
Tel:	Fax:													
Disegnato			Pagina 2											
Rilasciato														
Tel. Fax		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Commessa</td> <td style="width: 50%;">0301339412</td> </tr> <tr> <td>Disegno N°</td> <td>.201</td> </tr> </table>		Commessa	0301339412	Disegno N°	.201							
Commessa	0301339412													
Disegno N°	.201													

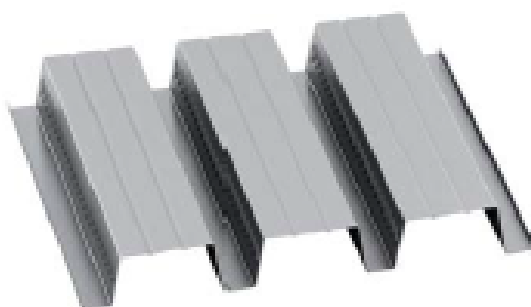
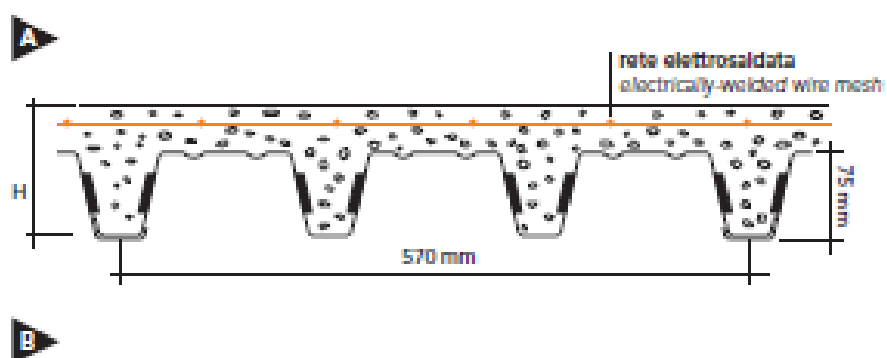


Schindler

ALLEGATO E

SCHEDA TECNICA SOLAIO EGB1200-H=15 cm

EGB 1200 H=15 cm



Solai con lamiere collaboranti

Floors with collaborating sheets

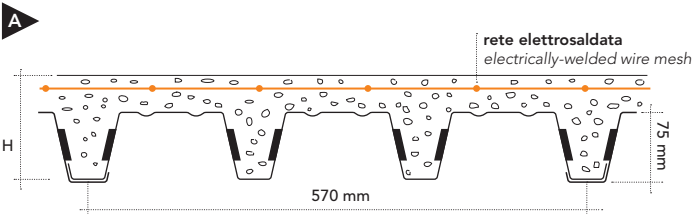
Decken mit Verbundblechen

Planchers avec tôles associées

Suelos con chapas colaborantes

L'approccio generale del calcolo è quello dell'**Eurocodice 4** "Progettazione delle strutture acciaio-calcestruzzo", Parte 1-1 "Regole generali e regole per gli edifici".
The calculation approach is provided by the **Eurocode 4** "Design of composite steel and concrete structures", Part 1-1 "General rules and rules for building".

EGB 1200 H=15 cm



B



EGB 1200 H=15 cm

Caratteristiche del profilo Section properties		
Spessore Thickness	Peso Weight	
mm	kg/m²	kg/m
0,7	9,64	5,50
0,8	11,02	6,28
1,0	13,77	7,85
1,2	16,53	9,42

CARATTERISTICHE Characteristics Eigenschaften Caractéristiques Características	Rete ø 6 mm a maglia saldata da 150x150 mm	Grid ø 6 mm welded mesh 150x150 mm	Nutzung und Anwendung Geflecht ø 6 mm mit geschweißten Maschen zu 150x150 mm	Grille ø 6 mm à maille soudée de 150x150 mm	Malla electrosoldada 150x150 mm (Ø 6 mm)
---	---	---	--	--	--

EGB 1200 H=15 cm 1 campata 1 span

Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)															
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors															
0,7	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.77	2.58	2.43	2.30	2.18	2.00	1.85	1.63	1.47	1.30	1.11
0,8	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.92	2.73	2.58	2.44	2.22	2.05	1.79	1.61	1.42	1.20
1,0	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.11	2.93	2.64	2.42	2.09	1.87	1.62	1.36
1,2	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.30	3.11	2.81	2.58	2.24	2.00	1.74	1.47

EGB 1200 H=15 cm 2 campate 2 spans

Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)															
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors															
0,7	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.58	2.33	2.04	1.63	1.36	1.09	0.81
0,8	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.98	2.84	2.72	2.51	2.19	1.75	1.46	1.17	0.88
1,0	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.33	3.14	2.98	2.84	2.72	2.52	2.35	1.97	1.65	1.32	0.99
1,2	4.10	4.10	4.10	3.84	3.56	3.33	3.14	2.98	2.84	2.72	2.52	2.35	2.06	1.72	1.37	1.03

EGB 1200 H=15 cm N campate N spans

Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)															
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors															
0,7	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.77	2.62	2.49	2.27	2.10	1.68	1.40	1.12	0.84
0,8	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.15	2.96	2.80	2.55	2.26	1.81	1.51	1.20	0.90
1,0	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.59	3.38	3.21	3.06	2.93	2.71	2.54	2.03	1.69	1.36	1.02
1,2	4.10	4.10	4.10	4.10	3.84	3.59	3.38	3.21	3.06	2.93	2.71	2.54	2.12	1.77	1.41	1.06