



**COMUNE DI NAPOLI**  
 DIREZIONE CENTRALE PIANIFICAZIONE E GESTIONE DEL TERRITORIO - SITO UNESCO  
 SERVIZIO PROGRAMMA UNESCO E VALORIZZAZIONE DELLA CITTA' STORICA  
  
**Programma Operativo Regionale FESR Campania 2007-2013**  
 Asse 6 Sviluppo urbano e qualità della vita  
 Obiettivo operativo 6.2 - Napoli e area metropolitana  
**Grande Progetto Centro storico di Napoli valorizzazione del sito UNESCO**

---

**COMPLESSO MONUMENTALE DI SAN PAOLO MAGGIORE**



**I Progettisti:**  
 CFC GROUP S.R.L.  
 Viale Kennedy 5 - 80124 Napoli  
 P. IVA 06720040630  
 ing. Salvatore Mascolo  
 cel. 3341207887  
 e-mail: Salvatore.Mascolo@pec.it

**COMUNE DI NAPOLI**  
 Città Metropolitana di Napoli

**RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL COMPLESSO  
 MONUMENTALE DI SAN PAOLO MAGGIORE**  
  
*Interventi locali e/o di riparazione  
 del complesso monumentale San Paolo Maggiore (NA)  
 Museo*

R8

Relazione di calcolo

Il committente	Il direttore dei lavori	L'impresa esecutrice	Il progettista 	1-2022
----------------	-------------------------	----------------------	--------------------	--------



## SOMMARIO

1.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3.	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO .....	5
4.	FONDAZIONI.....	6
5.	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	7
5.1.	TIPO DI ANALISI STRUTTURALE CONDOTTA .....	7
5.2.	ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	8
5.3.	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	13
5.4.	METODO ADOTTATO PER LA RISOLUZIONE.....	20
5.4.1.	<i>Azioni sulla Struttura</i> .....	20
5.4.2.	<i>Stato Limite Ultimo</i> .....	20
5.4.3.	<i>Stato Limite di Danno</i> .....	22
5.4.4.	<i>Stati Limite di Esercizio</i> .....	23
6.	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO .....	25
6.1.	Denominazione.....	25
7.	AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI E VALIDAZIONE .....	25
7.1.	Sintesi delle funzionalità generali .....	25
7.2.	Sistemi di Riferimento .....	26
7.3.	Modello di Calcolo – Schema statico.....	29
7.4.	Progetto e Verifica degli elementi strutturali .....	33
8.	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI .....	34
8.1.	Tabul. R1 - Verifiche murature piu significative interessate dagli appoggi .....	34
8.2.	Tabul. R1 - Verifiche Profilati in Acciaio Orditura Principale HEB 220 .....	38
8.3.	Tabul. R1 - Verifiche Profilati in Acciaio Orditura secondaria HEA 160.....	42
8.4.	Tabul. R1 - Verifiche Pilastracci acciaio passerella – DOPPIO HEA 140 .....	44
8.5.	Tabul. R1 - Verifiche Piattabande P1 e P2.....	45
8.5.1.	Verifiche trav i in C.A. in Fondazione per la passerella .....	51
9.	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE .....	55
10.	TABULATI DI CALCOLO.....	55
11.	GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	55

## 1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione è relativa al *Restauro del Complesso di San Paolo Maggiore* in Napoli, che prevede una serie di opere di miglioramento statico-sismico del fabbricato, mediante una serie di interventi locali da eseguirsi, così come da grafici esecutivi delle strutture.

Il Fabbricato, in cui verranno realizzate le opere, ha struttura portante verticale in muratura di tufo su cui poggiano solai e volte, ed è di remota realizzazione.

Pertanto si propone di seguito il calcolo per la verifica del **soppalco al piano terra da realizzare in acciaio** con tavolato superiore di calpestio:

- **NUOVO SOPPALCO CON PASSERELLA IN ACCIAIO**
  - ✓ Si prevede la realizzazione di un soppalco mediante apposizione di profilati metallici per struttura principale tipo HEB 220 incastrati ai due lati nella muratura esistente, e profilati metallici per struttura secondaria tipo HEA 160 saldati ed interposti alla orditura principale, costituiti da nuovo acciaio S 275;
  - ✓ Poi si realizzerà una seconda parte a mo di passerella che collegherà il soppalco con la muratura posta al lato opposto, sempre con profilati metallici per struttura principale tipo HEA 160 saldati e poggianti su pilastri composti da due profili tipo HEA 140 verticali accoppiati con calastrelli saldati ai due lati ogni 150 mm e fondati su trave di fondazione in cemento armato da cm 150 x 40 di altezza, in calcestruzzo armato tipo RCK 30 N/mm<sup>2</sup>, armato con tendini di acciaio B450C;
  - ✓ Inoltre si realizzerà un terzo collegamento posto al di sopra della scala adiacente l'ascensore, indipendente e poggiata sulle murature, costituita da una rampa a bassa pendenza con profilati metallici tipo HEA 160 e tavolato superiore;
- **PIATTABANDE PER NUOVE APERTURE IN MURATURA**
  - ✓ Tra la passerella e la rampa saranno realizzate due piattabande in putrelle e cemento per favorire il vano di passaggio nella muratura esistente, con nuove piattabande in profilati metallici tipo HEA 140, costituiti da nuovo acciaio S 275, con tiranti metallici di accoppiamento e riempimento in calcestruzzo armato tipo RCK 30 N/mm<sup>2</sup>, armato con tendini di acciaio tipo B450C, realizzando adeguati rinforzi di mattoni pieni in laterizio ai due piedritti degli squarci;  
Per tali nuove aperture è stato calcolato l'effetto globale su tutta la parete verticale adiacente il vano ascensore, inserendo due bucatore con piattabande e piedritti rinforzati con mattoni pieni, verificando altresì, che la rigidezza della muratura, post intervenendo non fosse inferiore a 15% di quella ante operam.

Per il calcolo delle strutture si è tenuto conto della deliberazione n. 5447 del 7/11/2002 della Giunta Regione Campania recante "Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania" che ha incluso il Comune di Napoli tra i comuni sismici attribuendo una categoria sismica C.S. = 2 con S = 9.

Viene riportata di seguito una vista assonometrica, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**C.N.R. n. 10024/1986**

"Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo"

**Legge Regione Campania del 7 Gennaio 1983, n.9**

(B. U. R. C. n. 8 del 26 gennaio 1983)

Norme per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di difesa del territorio dal rischio sismico

**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n. 3274**

(G. U. 8 maggio 2003 n. 127 Suppl. Ord. n.72) e s.m.i.

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

**Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018**

"Norme tecniche per le Costruzioni"



### 3. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

#### CEMENTO ARMATO

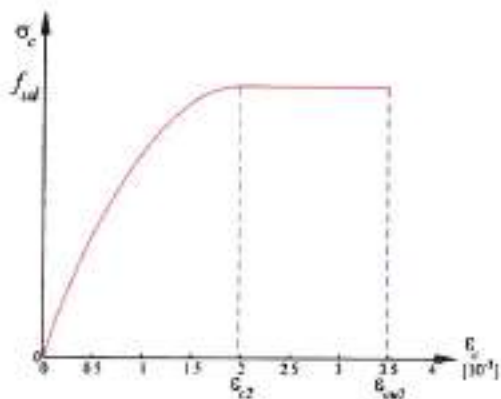
Calcestruzzo tipo Rck300 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$ );

barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo B450 C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$ );

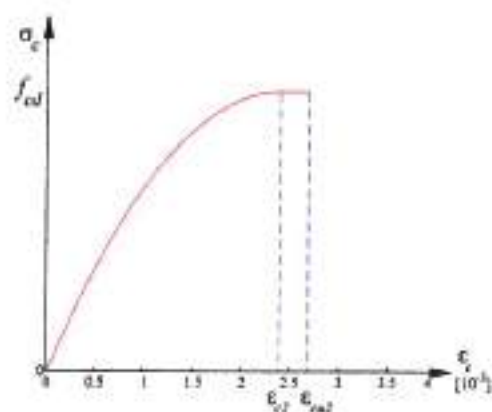
I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione ( $f_{ctd}$ )
- Resistenza a rottura per flessione ( $f_{ctm}$ )
- Resistenza tangenziale di calcolo ( $\tau_{ctd}$ )
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_c$ )
- Coefficiente parziale di modello ( $\gamma_{cd}$ )
- Resistenza cubica caratteristica del materiale ( $R_{ck}$ )
- Coefficiente di Omogeneizzazione
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica



(a)

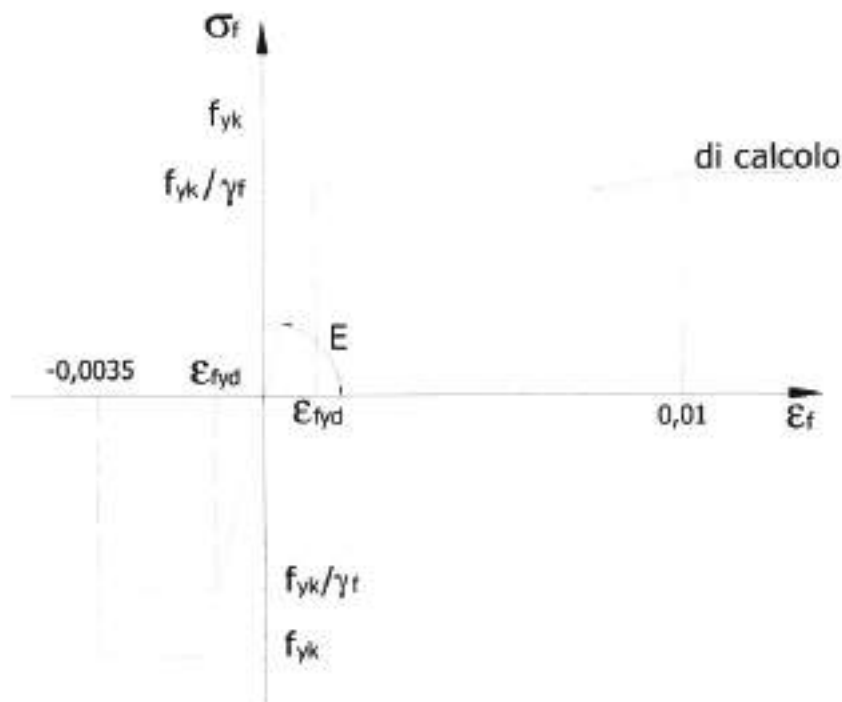


(b)

Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabolotta-rettangolo del conglomerato cementizio: (a) alta resistenza, (b) molto bassa, bassa e media resistenza.

La deformazione massima  $\epsilon_{c,max}$  è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:  
 Tensione caratteristica di snervamento trazione ( $f_{yk}$ )  
 Modulo elastico normale (E)  
 Modulo elastico tangenziale (G)  
 Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_t$ )  
 Peso Specifico  
 Coefficiente di dilatazione termica



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_t$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_t$  si assume pari a 1.15. La deformazione massima  $\epsilon_{s,max}$  è assunta pari a 0.01.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

#### 4. FONDAZIONI

Le strutture oggetto del presente calcolo, sono in parte addossate alle murature esistenti ed in parte poggiate su terreno di fondazione, pertanto per le fondazioni in ottimo stato di conservazione, sono state effettuate verifiche sulle pressioni massime in fondazione, come da sintesi di calcolo, cap. 8, nella presente relazione e di cui si rimanda alla relazione geotecnica.

## 5. TIPO DI ANALISI SVOLTA

### 5.1. TIPO DI ANALISI STRUTTURALE CONDOTTA

L'impostazione di calcolo delle strutture è stata fatta in aderenza alle disposizioni contenute nella normativa vigente, adottando l' **Analisi dinamica lineare**, valutando un numero di modi di vibrare, sufficiente ad eccitare almeno l'89 % delle strutture.

Ai fini del controllo degli stati di sollecitazione e di tensione il metodo di verifica adottato è quello cosiddetto degli **"Stati Limite"** che si propone di garantire la sicurezza strutturale controllando che il carico di esercizio, amplificato in base al coefficiente di sicurezza, risulti non maggiore del carico ultimo.

Con il metodo semiprobabilistico agli stati limite si scinde l'unico coefficiente di sicurezza (del metodo T.A.) in più coefficienti di sicurezza, alcuni applicati alle resistenze dei materiali, altri ai carichi, ciò allo scopo di tenere conto della reale probabilità di crisi della struttura e di valutare la sicurezza effettiva in maniera equilibrata, specialmente allorché carichi e tensioni non sono correlati linearmente.

Con il metodo semiprobabilistico vi è l'assunzione di leggi costitutive che tendono ad avvicinarsi all'evidenza sperimentale.

Per la realizzazione dei singoli elementi si ritiene opportuno, ai fini della sicurezza complessiva, una Valutazione della Sicurezza, ai sensi della normativa vigente, attraverso una verifica complessiva della muratura esistente di tutto il fabbricato.



## 5.2. ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

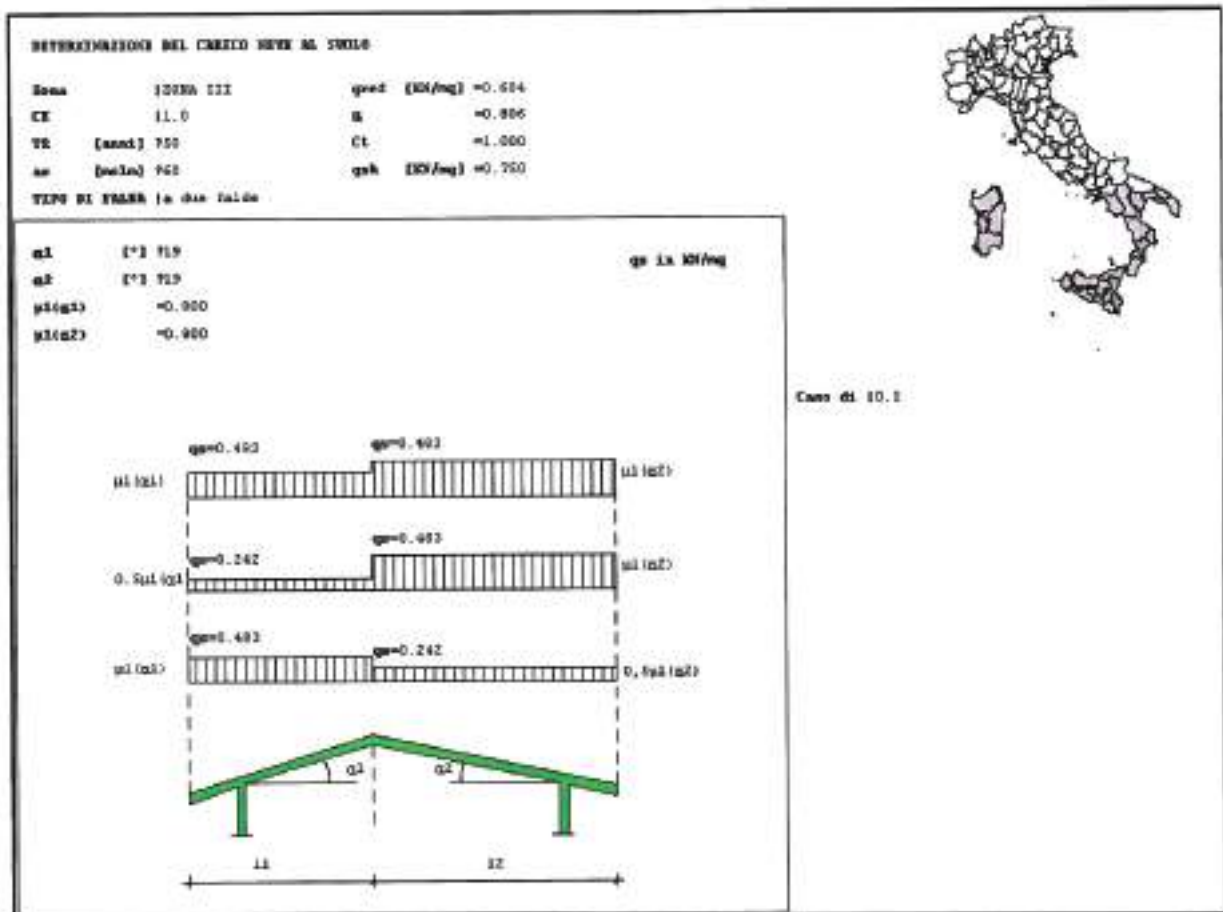
Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni dei seguenti provvedimenti: **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

### Carico neve




$$q_{neve} = \mu_i \times q_{sk} = 0,75 \text{ kN/m}^2 = 75,00 \text{ kg/m}^2$$

**Carico vento**

**DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DEL VENTO**

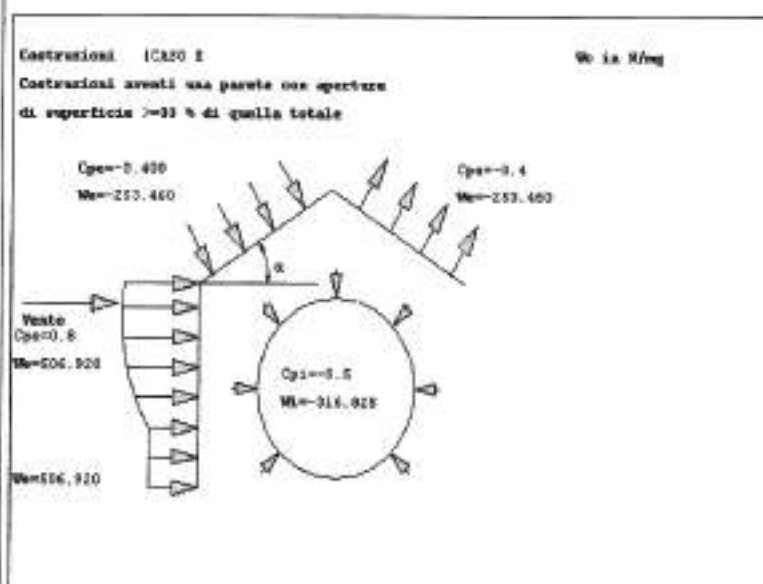
Zona	(ZONA 3)	k	Edo 70.0	Wind (N/mq)=27.000
Esposizione	IIII	X	Edo 70.0	Dev =1.307
az (Dm/m)	71.0	z	Edo 70.0	Cs =1.000
α	[°] 71.0	h	Edo 70.0	Pe (N/mq)=12.673
Situazione	Int di un ponte			Ce =+0.020
				Cd =-1
Fr	(anni) 71.0			
Coef. Ridotto	0.02			



**Costruzioni (CANTO I)**

Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie >=33 % di quella totale

We in N/mq



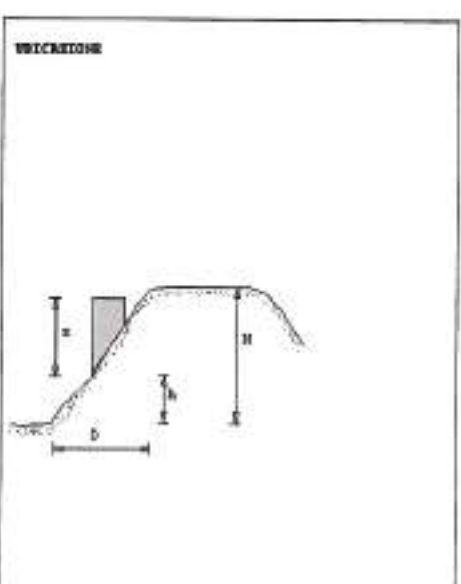
Opac=0.400      We=253.400

Opac=0.4      We=253.400

Vento Opac=0.8      We=506.800

Opac=0.5      We=314.800

**SITUAZIONE**



**q vento = 253,40 N/mq = 25,35 kg/m**

Pertanto sulla copertura in oggetto avremo un carico neve o vento massimo pari a circa 75,00 kg/mq, per cui avremo i seguenti carichi di progetto:

## Azioni e carichi

### Condizioni elementari di carico

*Descrizione:* Nome assegnato alla condizione elementare.

*I/II:* Descrive la classificazione della condizione (necessario per strutture in acciaio e in legno).

*Durata:* Descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

*Psi0:* Coefficiente moltiplicatore Psi0. Il valore è adimensionale.

*Psi1:* Coefficiente moltiplicatore Psi1. Il valore è adimensionale.

*Psi2:* Coefficiente moltiplicatore Psi2. Il valore è adimensionale.

*Var.segno:* Descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	I/II	Durata	Psi0	Psi1	Psi2	Var. segno
Pesi strutturali		Permanente	0	0	0	
Variabili	I	Media	0.7	0.5	0.3	
Delta T	II	Media	0.6	0.5	0	NO
Sigma X SLV			0	0	0	
Sigma Y SLV			0	0	0	
Sigma Z SLV			0	0	0	

### Combinazioni di carico

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

#### Famiglia SLU

Nome	Pesi strutturali	Variabili	Delta T
1	1	0	0
2	1	1,5	0
3	1,3	0	0
4	1,3	1,5	0

#### Famiglia SLE rara

Nome	Pesi strutturali	Variabili	Delta T
1	1	0	0
2	1	1	0

#### Famiglia SLE frequente

Nome	Pesi strutturali	Variabili	Delta T
1	1	0	0
2	1	0,5	0

#### Famiglia SLE quasi permanente

Nome	Pesi strutturali	Variabili	Delta T
1	1	0	0
2	1	0,3	0

## Famiglia SLO

Nome	Pesi strutturali	Variabili	Delta T	Sisma X SLO	Sisma Y SLO	Sisma Z SLO	Eccentricità Y per sisma X SLO	Eccentricità X per sisma Y SLO
1	1	0,3	0	-1	-0,3	0	-1	0,3
2	1	0,3	0	-1	-0,3	0	1	-0,3
3	1	0,3	0	-1	0,3	0	-1	0,3
4	1	0,3	0	-1	0,3	0	1	-0,3
5	1	0,3	0	-0,3	-1	0	-0,3	1
6	1	0,3	0	-0,3	-1	0	0,3	-1
7	1	0,3	0	-0,3	1	0	-0,3	1
8	1	0,3	0	-0,3	1	0	0,3	-1
9	1	0,3	0	0,3	-1	0	-0,3	1
10	1	0,3	0	0,3	-1	0	0,3	-1
11	1	0,3	0	0,3	1	0	-0,3	1
12	1	0,3	0	0,3	1	0	0,3	-1
13	1	0,3	0	1	-0,3	0	-1	0,3
14	1	0,3	0	1	-0,3	0	1	-0,3
15	1	0,3	0	1	0,3	0	-1	0,3
16	1	0,3	0	1	0,3	0	1	-0,3

## Famiglia SLD

Nome	Pesi strutturali	Variabili	Delta T	Sisma X SLD	Sisma Y SLD	Sisma Z SLD	Eccentricità Y per sisma X SLD	Eccentricità X per sisma Y SLD
1	1	0,3	0	-1	-0,3	0	-1	0,3
2	1	0,3	0	-1	-0,3	0	1	-0,3
3	1	0,3	0	-1	0,3	0	-1	0,3
4	1	0,3	0	-1	0,3	0	1	-0,3
5	1	0,3	0	-0,3	-1	0	-0,3	1
6	1	0,3	0	-0,3	-1	0	0,3	-1
7	1	0,3	0	-0,3	1	0	-0,3	1
8	1	0,3	0	-0,3	1	0	0,3	-1
9	1	0,3	0	0,3	-1	0	-0,3	1
10	1	0,3	0	0,3	-1	0	0,3	-1
11	1	0,3	0	0,3	1	0	-0,3	1
12	1	0,3	0	0,3	1	0	0,3	-1
13	1	0,3	0	1	-0,3	0	-1	0,3
14	1	0,3	0	1	-0,3	0	1	-0,3
15	1	0,3	0	1	0,3	0	-1	0,3
16	1	0,3	0	1	0,3	0	1	-0,3

## Famiglia SLV

Nome	Pesi strutturali	Variabili	Delta T	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	Eccentricità Y per sisma X SLV	Eccentricità X per sisma Y SLV
1	1	0,3	0	-1	-0,3	0	-1	0,3
2	1	0,3	0	-1	-0,3	0	1	-0,3
3	1	0,3	0	-1	0,3	0	-1	0,3
4	1	0,3	0	-1	0,3	0	1	-0,3
5	1	0,3	0	-0,3	-1	0	-0,3	1
6	1	0,3	0	-0,3	-1	0	0,3	-1
7	1	0,3	0	-0,3	1	0	-0,3	1
8	1	0,3	0	-0,3	1	0	0,3	-1
9	1	0,3	0	0,3	-1	0	-0,3	1
10	1	0,3	0	0,3	-1	0	0,3	-1
11	1	0,3	0	0,3	1	0	-0,3	1
12	1	0,3	0	0,3	1	0	0,3	-1
13	1	0,3	0	1	-0,3	0	-1	0,3
14	1	0,3	0	1	-0,3	0	1	-0,3
15	1	0,3	0	1	0,3	0	-1	0,3
16	1	0,3	0	1	0,3	0	1	-0,3

## 2.2.3 Definizioni di carichi superficiali

*Nome:* Nome identificativo della definizione di carico.

*Valori:* Valori associati alle condizioni di carico.

*Condizione:* Condizione di carico a cui sono associati i valori.

*Descrizione:* Nome assegnato alla condizione elementare.

*Valore:* Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/cm<sup>2</sup>]

*Applicazione:* Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		Applicazione
	Condizione	Valore	
Descrizione			
Piano superiore	Pesi strutturali	0.02	Verticale
	Variabili	0.02	Verticale
SOPPALCO	Pesi strutturali	0.01	Verticale
	Variabili	0.03	Verticale



### 5.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce 'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza

PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

\*TC periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e TC necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La zona sismica in cui sorge l'edificio è la zona 3

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
14.2767

LATITUDINE  
40.863

Ricerca per comune

REGIONE  
Campania

PROVINCIA  
Napoli

COMUNE  
Napoli

**Elaborazioni grafiche**

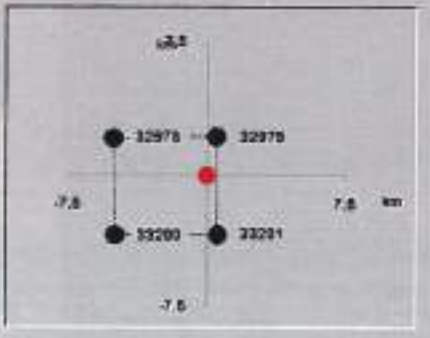
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**




**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



Interpolazione  
media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_n$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	90
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	151
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1424
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia ordinaria (T <sub>R</sub> [anni])	Strategia scelta (T <sub>R</sub> [anni])
SLO	90	90
SLD	151	151
SLV	1424	1424
SLC	2475	2475

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale<sup>1</sup>

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_y = 1,344$   $C_C = 1,495$  info

$\mu_{lim} = 1,000$   $S_i = 1,000$  info

(Assumere sito riflettente (livello topografico))

Compon. orizzontale<sup>1</sup>

Spettro di progetto elastico (SLE)

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1,000$  info

Fattore  $q$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$    $\eta = 0,667$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Spettri di risposta

$S_{d,0}$  (g) 0.70  
 $S_{v,0}$  (g) 0.60  
 $S_{a,0}$  (g) 0.50  
 0.40  
 0.30  
 0.20  
 0.10  
 0.00

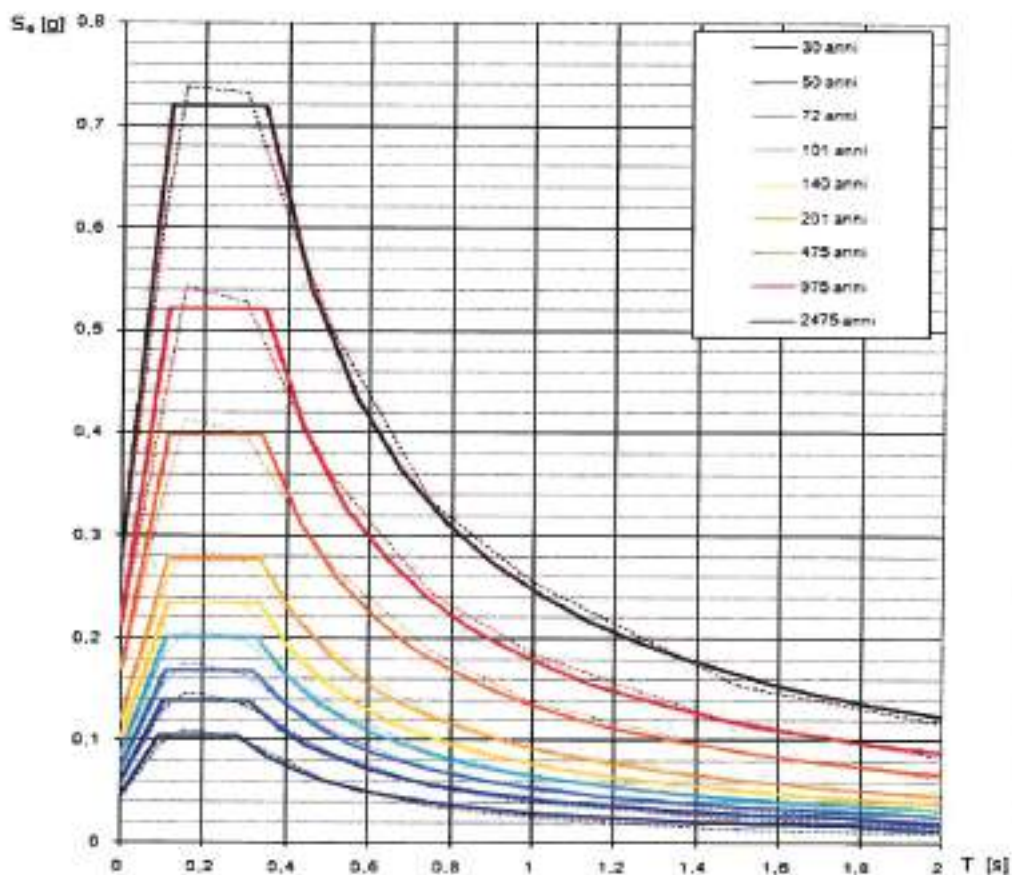
T [s] 4

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,045	2,343	0,284
50	0,059	2,337	0,312
72	0,072	2,325	0,321
101	0,086	2,328	0,328
140	0,101	2,324	0,332
201	0,120	2,317	0,334
475	0,168	2,376	0,339
975	0,213	2,443	0,342
2475	0,280	2,571	0,343

### Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento



**NOTA:**

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,238 g
$F_a$	2,494
$T_c$	0,343 s
$S_a$	1,344
$C_c$	1,495
$S_T$	1,000
$q$	2,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,344
$\eta$	0,500
$T_B$	0,171 s
$T_C$	0,512 s
$T_D$	2,552 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S - \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1 \cdot q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \\
 T_C \leq T < T_D & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_a(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,320
$T_B$	0,171	0,399
$T_C$	0,512	0,399
	0,609	0,335
	0,706	0,289
	0,804	0,254
	0,901	0,227
	0,998	0,205
	1,095	0,187
	1,192	0,171
	1,289	0,158
	1,386	0,147
	1,484	0,138
	1,581	0,129
	1,678	0,122
	1,775	0,115
	1,872	0,109
	1,969	0,104
	2,066	0,099
	2,163	0,094
	2,261	0,090
	2,358	0,087
	2,455	0,083
$T_D$	2,552	0,080
	2,621	0,078
	2,690	0,072
	2,759	0,068
	2,828	0,065
	2,897	0,062
	2,966	0,059
	3,035	0,057
	3,104	0,054
	3,173	0,052
	3,242	0,050
	3,310	0,048
	3,379	0,048
	3,448	0,048
	3,517	0,048
	3,586	0,048
	3,655	0,048
	3,724	0,048
	3,793	0,048
	3,862	0,048
	3,931	0,048
	4,000	0,048

## Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riassume, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

<b>REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA</b>	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4	SI
Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione	SI
I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

<b>REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA</b>	
Tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio	SI
Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate progettate in Classe di Duttibilità Bassa non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolate ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidità è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

REGOLARE in pianta  
REGOLARE in altezza

### Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

L'Ordinanza 3274 definisce due classi di duttilità:

CD"A" (Alta) - sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasforma in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità;

CD"B" (Bassa) - tutti gli elementi strutturali devono possedere una soglia minima di duttilità.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità BASSA.

### Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria E, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Spettro	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
Orizzontale	1,50	0,192	0,575	2,003
Verticale	1,00	0,05	0,15	1,00

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura  $q$ .

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

L'edificio è stato progettato per appartenere alla Classe 2

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite Ultimo

Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione X: 3,00

Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione Y: 3,00

Fattore di Struttura  $q$  per sisma verticale: 1,50

Stato Limite di Danno

Fattore di riduzione dello spettro elastico per sisma orizzontale e verticale: 1,50

## Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (45) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
Ultimo	X	99,97
Ultimo	Y	99,99
Ultimo	Z	100,0
di Danno	X	99,97
di Danno	Y	99,99
di Danno	Z	100,0

Per valutare la risposta massima complessiva di un generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^3}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati

$\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità assiali, taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.



#### Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressochè orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

#### Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute trasladando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

## 5.4. METODO ADOTTATO PER LA RISOLUZIONE

### 5.4.1. Azioni sulla Struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

### 5.4.2. Stato Limite Ultimo

Le azioni sulla costruzione sono state 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 sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$F_d = \sum_{j=1}^n (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{xGj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{kQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{kQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{kPh} \cdot P_{kh})$$

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $P_{kh}$  rappresenta il valore caratteristico della h-esima deformazione impressa
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione.
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$  coefficienti parziali come definiti nella tabella 5.1-V del DM 14 settembre 2005;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{Q1}, \gamma_{P1}$  rappresentano i coefficienti di modello delle azioni come definiti nella tabella 5.1-VI del DM 14 settembre 2005;
- $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base

( $Q_{ik}$  nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \sum_i \psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{Ki}$$

dove:

$E$  azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

$G_K$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_K$  il valore caratteristico delle azioni da precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ .

$Q_{Ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

$\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$  coefficienti parziali pari ad 1;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Destinazione d'uso	$\psi_{2i}$
Abitazioni, uffici, Scale	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e Coperture	0,20
Magazzini, Archivi	0,00

Le massime sollecitazioni sul terreno sono state calcolate con riferimento alle istruzioni contenute al punto 7.2.5.2. ed applicando ai parametri meccanici (coesione, angolo d'attrito) i coefficienti parziali di riduzione riportati in tabella 7.2.I

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

### 5.4.3. Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \sum \psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{Ki}$$

dove:

$E$  azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

$G_K$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_K$  il valore caratteristico delle azioni da precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{Ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

$\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$  coefficienti parziali pari ad 1;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Destinazione d'uso	$\psi_{2,i}$
Abitazioni, Uffici, Scale	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e Coperture	0,20
Magazzini, Archivi	0,80

#### 5.4.4. Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 GENNAIO 2008 - Norme tecniche per le costruzioni. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione frequente 
$$F_x = \sum_{j=1}^n (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{Kj}) + \psi_{1i} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

combinazione quasi permanente 
$$F_d = \sum_{j=1}^n (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

dove:

- $G_{kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $P_{kh}$  valore caratteristico della h-esima deformazione impressa
- $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione
- $Q_{ki}$  valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\gamma_G, \gamma_{Gj}, \gamma_Q$  coefficienti parziali come definiti nella tabella 5.1-V del DM 14 settembre 2005 e nel seguito riportata;
- $\gamma_{Ei}$  coefficienti di modello delle azioni come definiti nella tabella 5.1-VI del DM 14 settembre 2005 e nel seguito riportata;
- $\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
$\gamma_{Gj}$	1,0	0,9
$\gamma_{Q1}$	1,0	0
$\gamma_{Ph}$	1,0	0,9

$\gamma_{EGj}$	1
$\gamma_{EQi}$	definiti dalla norme relative alle diverse azioni variabili
$\gamma_{EPH}$	1

Ai coefficienti  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,5	0,3
Negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,6
Magazzini, depositi	0,9	0,8
Vento	0,2	0
Neve	0,3	0,1
Altre Azioni	1,0	1,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata

considerata sollecitazione di base ( $Q_{ik}$  nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (16), "Frequente" (112) e "Rara" (2536).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

## 6. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 6.1. Denominazione

Nome del Software	<b>EdiLus Trial</b>
Versione	8.00b
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b>

## 7. AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI E VALIDAZIONE

### 7.1. Sintesi delle funzionalità generali

Il programma consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

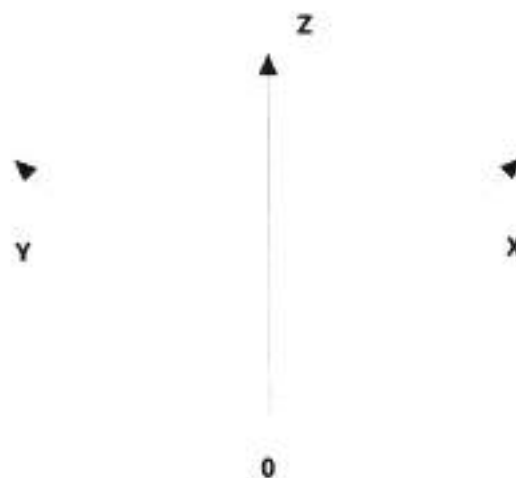
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.



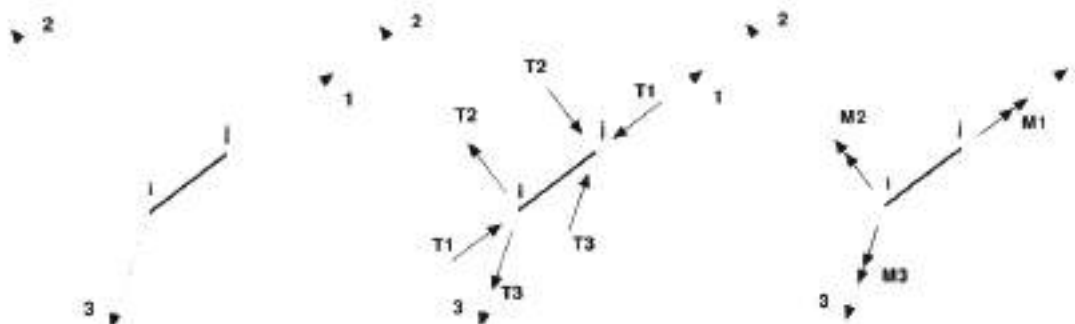
## 7.2. Sistemi di Riferimento

### *Riferimento globale*



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

### *Riferimento locale per travi*



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;

assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

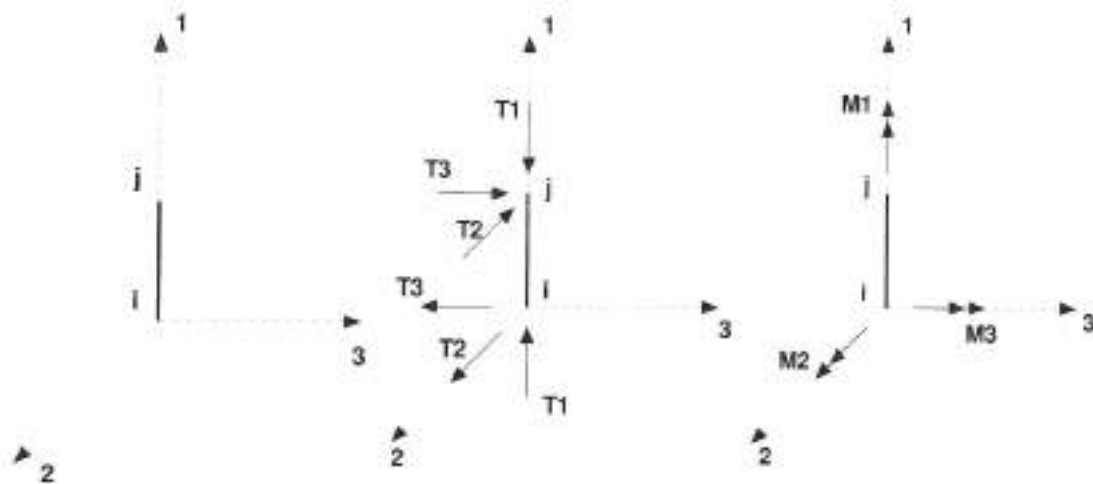
Sollecitazione di Trazione o Compressione T1 (agente nella direzione i-j);

Sollecitazioni taglianti T2 e T3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;

Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M2 e M3)

Sollecitazione torcente M1.

### *Riferimento locale per pilastri*



Definiti  $i$  e  $j$  come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

asse 1 orientato dal nodo  $i$  al nodo  $j$ ;

asse 2 perpendicolare all'asse 1, parallelo e discorde all'asse globale  $Y$ ;

asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale  $X$ .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a  $0^\circ$  gradi; una rotazione del pilastro nel piano  $XY$  ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di  $90^\circ$  gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse  $X$ , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale  $Y$ ). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale  $Z$ .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

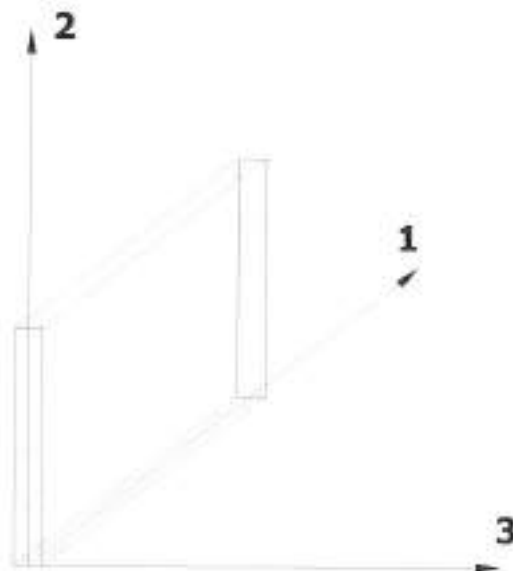
una forza di trazione o compressione  $T1$ , agente lungo l'asse locale 1;

due forze taglianti  $T2$  e  $T3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;

due vettori momento (flettente)  $M2$  e  $M3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;

un vettore momento (torcente)  $M1$  agente lungo l'asse locale nel piano 1.

### **Riferimento locale per pareti**



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

asse 1, coincidente con la linea d'asse della traccia del setto in pianta, orientato dal punto 0 al punto 1. (Il punto 0 è il

punto dell'asse di minore ordinata nel piano del disegno; a parità di ordinata, il punto 0 è quello di ascissa minore);  
asse 2, verticale ed orientato verso l'alto;  
asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale XYZ oppure rispetto al riferimento locale 123 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdilLus-CA restituisce i risultati di calcolo.

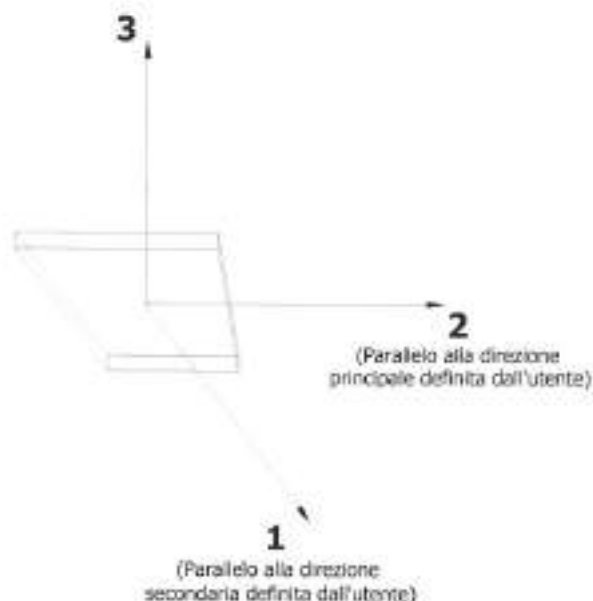
Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdilLus-CA, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdilLus-CA provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente all'asse 1.

### Riferimento locale per solette



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

asse 1, coincidente con la direzione secondaria di armatura definita dall'utente;

asse 2, coincidente con la direzione principale di armatura definita dall'utente;

asse 3, ortogonale al piano della soletta ed orientata verso l'alto (che va a completare la terna levogira).

### 7.3. Modello di Calcolo - Schema statico

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

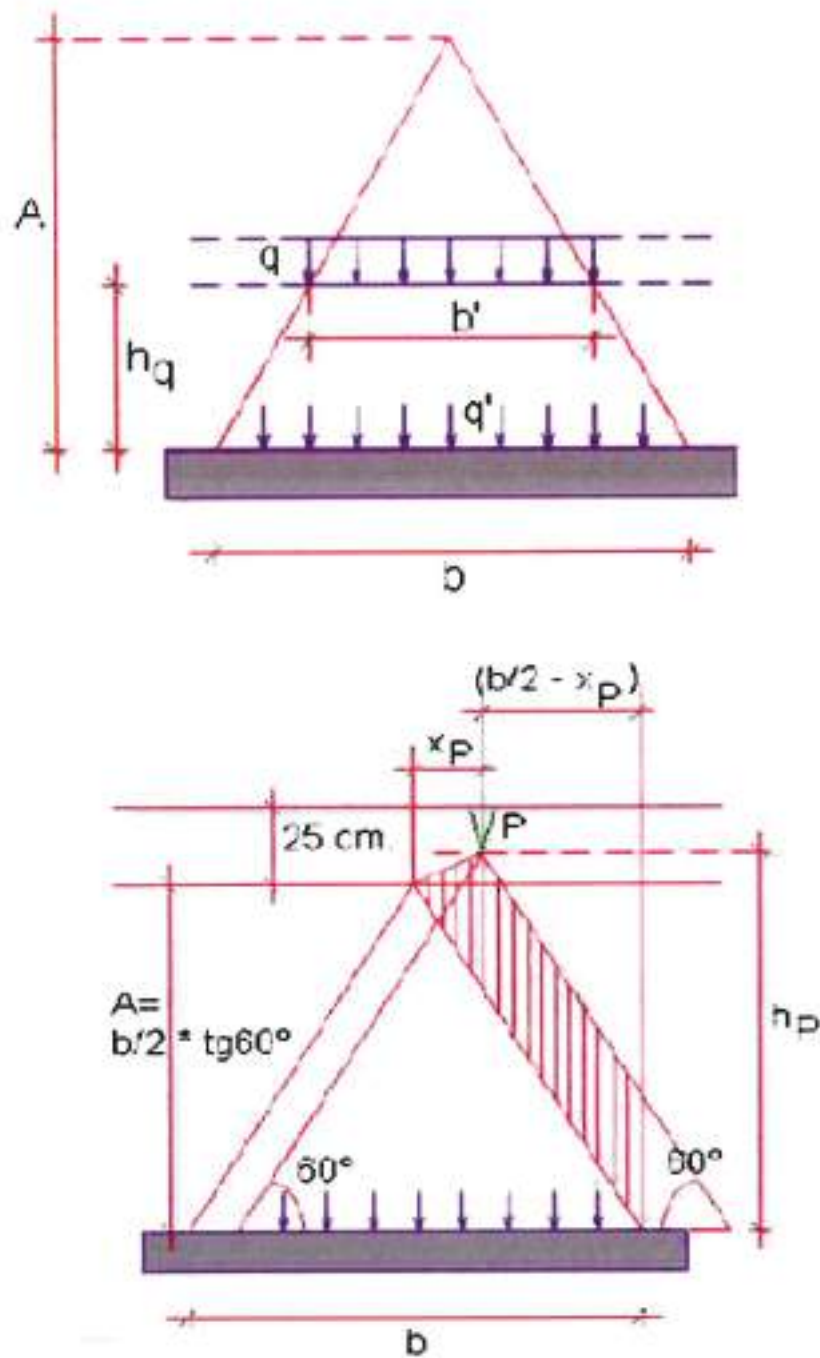
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

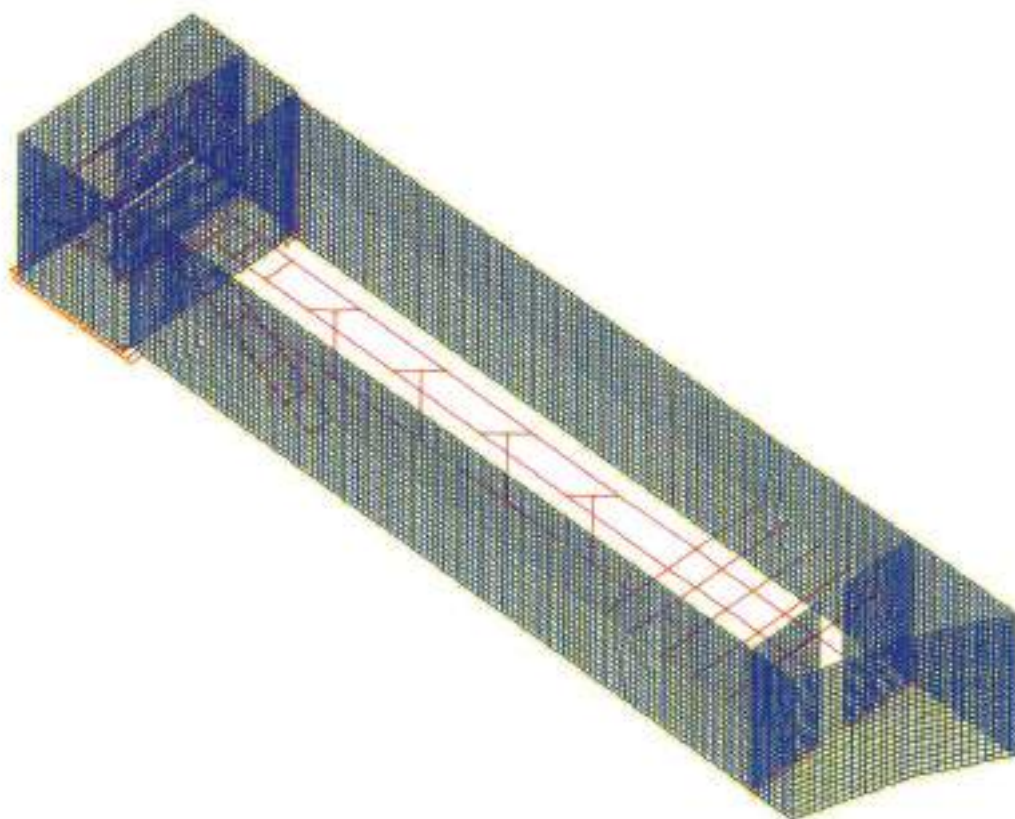
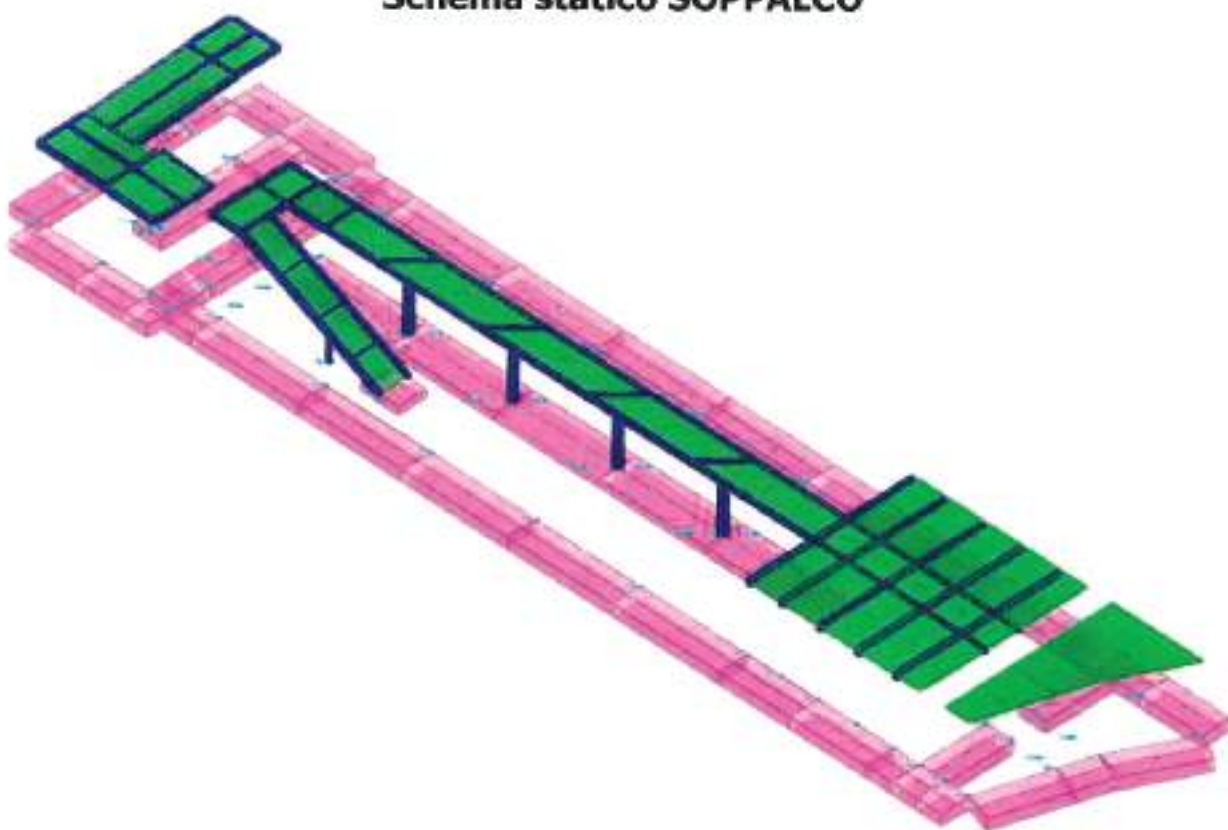
## Modelli di Calcolo – Schema statico

Viene riportata di seguito una vista assonometrica e lo schema statico in sezione, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

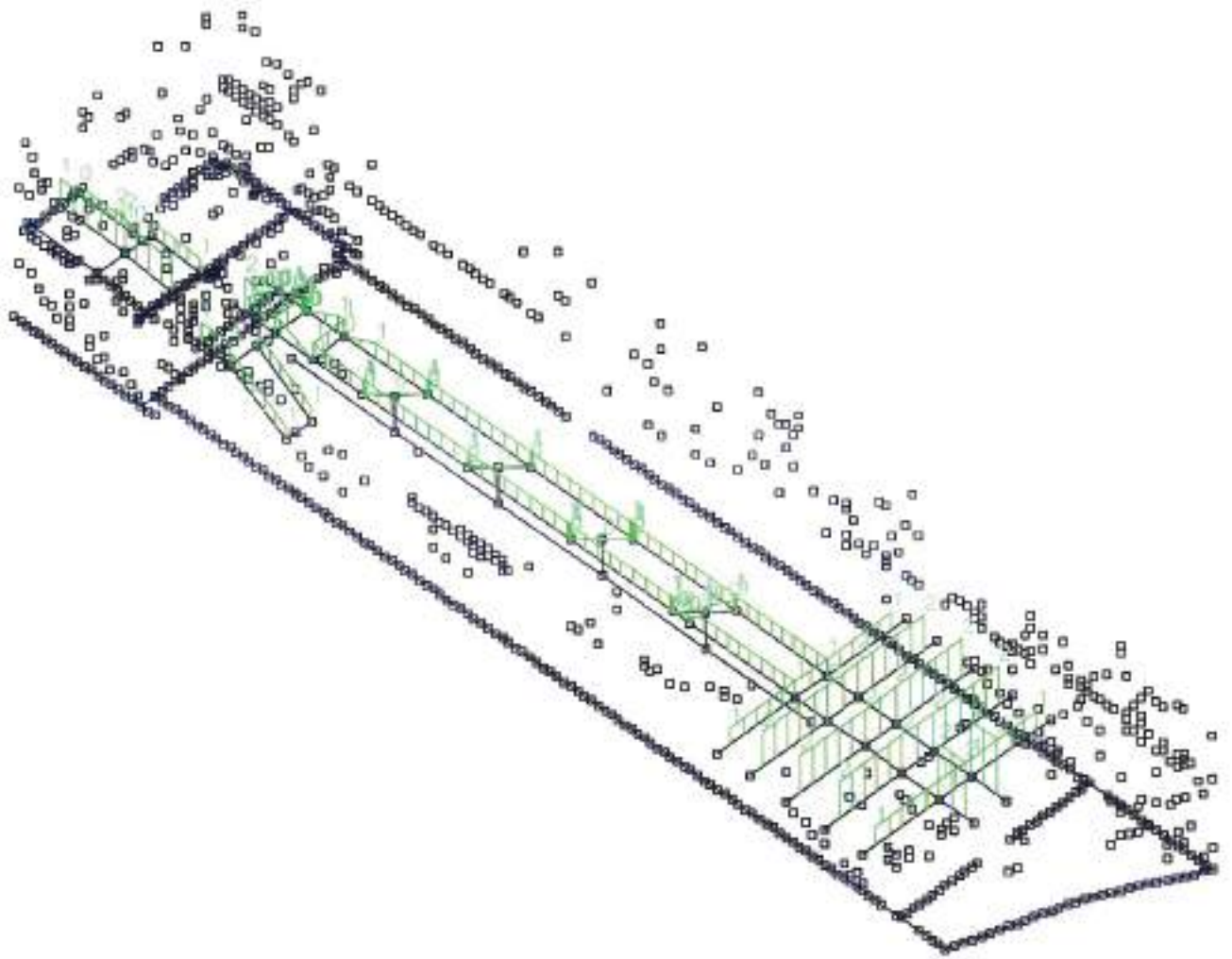
### Schema statico PIATTABANDE



### Schema statico SOPPALCO









Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Il vincolo offerto dai pali è del tipo incastro cedevole con rigidzze traslazionali in direzione X,Y,Z e rotazionali in X ed Y. In direz. Z la rigidzza rotazionale è trascurata. Il calcolo di tali rigidzze è effettuato in Z con un metodo geotecnico che tiene conto dello spessore deformabile, mentre le altre sono ricavate da relazioni riportate in EC6 EC8 parte 5 app.C

## 7.4. Progetto e Verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;  
 si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).  
 per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per i pilastri, che sono sollecitati sempre in regime di pressoflessione deviata, e per le travi per le quali non è possibile semiprogettare a pressoflessione retta:

per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza con un procedimento iterativo in base all'armatura adottata;

se per almeno una di queste terne esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Il carico limite verticale dei pali è stata calcolato col metodo di Berezantzeev, tenendo conto della stratigrafia, delle condizioni del terreno (drenato/non drenato), se trattasi di pali con grosso diametro (>80 cm), della eventuale presenza della falda e della riduzione dovuta agli effetti di interazione per gruppi di pali. Tale carico limite viene confrontato col valore massimo dell'azione verticale, che, nel caso di plinti su pali, viene calcolato tenendo conto della geometria effettiva del plinto e degli effetti di  $M_x$  ed  $M_y$  oltreche  $F_z$ .

Il carico limite orizzontale viene invece ricavato secondo la metodologia indicata da Broms per pali vincolati in testa. Viene calcolata l'armatura principale e secondaria del palo rispettivamente a pressoflessione ed a taglio, il meccanismo di rottura del complesso palo-terreno (palo corto/medio/lungo) e l'eventuale profondità di formazione della cerniera plastica in caso di palo lungo.

Anche in tal caso l'azione orizzontale è quella massima calcolata tenendo conto della geometria del problema.

## 8. PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

### 8.1. Tabul. R1A - Verifiche murature piu significative interessate dagli appoggi

#### Maschio 7

Valori in daN/cm  
 Materiale: Muratura in Tufo

#### Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	quota inf.	quota sup.	l	sp.	h	netta	h ini.	h fin.	h
3079,0	2821,3	4327,4	2811,3	L1	L2	751,6	120,0	360,0	360,0	360,0	360,0	----

#### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI 4.5.6.2 D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

comb.	qm quota	N	D	esi	es2	ea	ev	e	ver	Ft	Nu
SLU 1	3,00	360	-79708	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	561829 verificato
SLU 1	3,00	180	-103628	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,80	0,94	567329 verificato
SLU 1	3,00	0	-134898	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	561829 verificato
SLU 2	3,00	360	-99329	1,00	0,00	-0,22	1,80	0,00	2,02	0,93	558919 verificato
SLU 2	3,00	180	-122005	1,00	0,00	-0,22	1,80	0,00	1,80	0,94	562329 verificato
SLU 2	3,00	0	-148084	1,00	0,00	-0,22	1,80	0,00	2,02	0,93	558919 verificato
SLU 3	3,00	360	-103620	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	561829 verificato
SLU 3	3,00	180	-137317	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,80	0,94	562329 verificato
SLU 3	3,00	0	-175365	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	561829 verificato
SLU 4	3,00	360	-123241	1,00	0,00	-0,18	1,80	0,00	1,98	0,92	559483 verificato
SLU 4	3,00	180	-153693	1,00	0,00	-0,18	1,80	0,00	1,80	0,94	562329 verificato
SLU 4	3,00	0	-188952	1,00	0,00	-0,18	1,80	0,00	1,98	0,93	559483 verificato

#### VERIFICA A TAGLIO CON ROTTURA PER SCORRIMENTO 4.5.6.2 D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

comb.	qm quota	Vd	N	M	Beta	sigma0	FvK	Vd	
SLU 1	3,00	360	14609	-79708	-426082	1,00	0,88	3,35	100822 verificato
SLU 1	3,00	0	19293	-134898	2046391	1,00	1,50	3,60	108180 verificato
SLU 2	3,00	360	18810	-99329	-957762	1,00	1,10	3,44	103438 verificato
SLU 2	3,00	0	23781	-148084	2209960	1,00	1,84	3,64	109936 verificato
SLU 3	3,00	360	18931	-103620	-553907	1,00	1,15	3,46	104010 verificato
SLU 3	3,00	0	25081	-175365	2660308	1,00	1,94	3,78	113576 verificato
SLU 4	3,00	360	23143	-123241	-1085587	1,00	1,37	3,50	106626 verificato
SLU 4	3,00	0	29569	-188952	2823877	1,00	2,09	3,84	115334 verificato

#### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO E TAGLIO CON ROTTURA PER SCORRIMENTO 7.8.2.2 D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

comb.	qm quota	N	V par.	V orto.	M	M orto.	sigma0	Mu	l'	Emd	Vt	
SLD 1	1,50	0	-147520	55931	3142	3399569	-313240	1,6	47545356	751,6	2,44	219833 verificato
SLD 1	1,50	360	-88774	38593	2553	-871077	435048	1,0	30464674	751,6	2,26	204061 verificato
SLD 2	1,50	0	-147520	55931	3142	3399569	-313240	1,6	47545356	751,6	2,44	219833 verificato
SLD 2	1,50	360	-88774	38593	2553	-871077	435048	1,0	30464674	751,6	2,26	204061 verificato
SLD 3	1,50	0	-139581	65072	1935	3025466	-52055	1,5	45292837	751,6	2,41	217409 verificato
SLD 3	1,50	360	-83561	41946	686	-682902	299894	0,9	24835820	751,6	2,25	202671 verificato
SLD 4	1,50	0	-139581	65072	1935	3025466	-52055	1,5	45292837	751,6	2,41	217409 verificato
SLD 4	1,50	360	-83561	41946	686	-682902	299894	0,9	24835820	751,6	2,25	202671 verificato
SLD 5	1,50	0	-153297	17049	3612	3042634	-711215	1,7	48970685	751,6	2,45	221267 verificato
SLD 5	1,50	360	-93081	14274	4237	-919415	565603	1,0	31795393	751,6	2,28	205210 verificato
SLD 6	1,50	0	-153297	17049	3612	3042634	-711215	1,7	48970685	751,6	2,45	221267 verificato
SLD 6	1,50	360	-93081	14274	4237	-919415	565603	1,0	31795393	751,6	2,28	205210 verificato
SLD 7	1,50	0	-125500	47518	-412	1795624	513099	1,4	41373341	751,6	2,37	213855 verificato
SLD 7	1,50	360	-75704	32116	-1993	-292164	315088	0,8	26343204	751,6	2,22	200576 verificato
SLD 8	1,50	0	-125500	47518	-412	1795624	513099	1,4	41373341	751,6	2,37	213855 verificato
SLD 8	1,50	360	-75704	32116	-1993	-292164	315088	0,8	26343204	751,6	2,22	200576 verificato
SLD 9	1,50	0	-149567	-7137	2807	2362586	-683326	1,7	47984190	751,6	2,44	220273 verificato
SLD 9	1,50	360	-91060	-1218	3810	-772672	542353	1,0	31326963	751,6	2,27	204804 verificato
SLD 10	1,50	0	-149567	-7137	2807	2362586	-683326	1,7	47984190	751,6	2,44	220273 verificato
SLD 10	1,50	360	-91060	-1218	3810	-772672	542353	1,0	31326963	751,6	2,27	204804 verificato
SLD 11	1,50	0	-121770	23332	-1217	1115575	540986	1,4	40310403	751,6	2,36	212860 verificato
SLD 11	1,50	360	-74193	16624	-2420	-145421	91838	0,8	25855374	751,6	2,22	200170 verificato
SLD 12	1,50	0	-121770	23332	-1217	1115575	540986	1,4	40310403	751,6	2,36	212860 verificato
SLD 12	1,50	360	-74193	16624	-2420	-145421	91838	0,8	25855374	751,6	2,22	200170 verificato
SLD 13	1,50	0	-135486	-24691	460	1132743	-222283	1,5	44168090	751,6	2,40	216518 verificato
SLD 13	1,50	360	-83703	-13048	1131	-381934	357547	0,9	28880587	751,6	2,25	202709 verificato
SLD 14	1,50	0	-135486	-24691	460	1132743	-222283	1,5	44168090	751,6	2,40	216518 verificato
SLD 14	1,50	360	-83703	-13048	1131	-381934	357547	0,9	28880587	751,6	2,25	202709 verificato
SLD 15	1,50	0	-129147	-15550	-747	758640	145011	1,4	41839328	751,6	2,38	214294 verificato
SLD 15	1,50	360	-78490	-7695	-738	-193759	222393	0,9	27232265	751,6	2,23	201319 verificato
SLD 16	1,50	0	-129147	-15550	-747	758640	145011	1,4	41839328	751,6	2,38	214294 verificato
SLD 16	1,50	360	-78490	-7695	-738	-193759	222393	0,9	27232265	751,6	2,23	201319 verificato
SLV 1	2,00	0	-147897	57582	3132	3423136	-321963	1,6	44881638	751,6	1,83	164890 verificato
SLV 1	2,00	360	-88867	39498	3080	-902075	484525	1,0	29525763	751,6	1,70	153064 verificato
SLV 2	2,00	0	-147897	57582	3132	3423136	-321963	1,6	44881638	751,6	1,83	164890 verificato
SLV 2	2,00	360	-88867	39498	3080	-902075	484525	1,0	29525763	751,6	1,70	153064 verificato
SLV 3	2,00	0	-139991	66101	1757	3082392	64671	1,6	43003179	751,6	1,81	163289 verificato
SLV 3	2,00	360	-83696	44298	68	-662909	266065	0,9	28019793	751,6	1,69	152030 verificato
SLV 4	2,00	0	-139991	66101	1757	3082392	64671	1,6	43003179	751,6	1,81	163289 verificato

SLV 4	2,00	360	-83696	44298	68	-662909	266085	0,9	28019793	751,6	1,69	152030	verificato
SLV 5	2,00	0	-152835	18487	3862	2999109	-742566	1,7	45981745	751,6	1,84	165854	verificato
SLV 5	2,00	360	-93046	15384	6129	-1006051	670460	1,0	30723477	751,6	1,71	153900	verificato
SLV 6	2,00	0	-152815	18487	3862	2999109	-742566	1,7	45981745	751,6	1,84	165854	verificato
SLV 6	2,00	360	-93046	15384	6129	-1006051	670460	1,0	30723477	751,6	1,71	153900	verificato
SLV 7	2,00	0	-126129	46885	-719	1863296	546230	1,4	39601964	751,6	1,78	160517	verificato
SLV 7	2,00	360	-75600	11383	-3912	-208830	8926	0,8	25672233	751,6	1,47	150453	verificato
SLV 8	2,00	0	-126129	46885	-719	1863296	546230	1,4	39601964	751,6	1,78	160517	verificato
SLV 8	2,00	360	-75600	11383	-3912	-208830	8926	0,8	25672233	751,6	1,47	150453	verificato
SLV 9	2,00	0	-148938	-485	5729	-854006	448915	1,0	30269836	751,6	1,70	152582	verificato
SLV 9	2,00	360	-93456	-485	5729	-854006	448915	1,0	30269836	751,6	1,70	152582	verificato
SLV 10	2,00	0	-148938	-485	5729	-854006	448915	1,0	30269836	751,6	1,70	152582	verificato
SLV 10	2,00	360	-93456	-485	5729	-854006	448915	1,0	30269836	751,6	1,70	152582	verificato
SLV 11	2,00	0	-122253	21894	-1467	1139100	572338	1,4	38617189	751,6	1,77	159741	verificato
SLV 11	2,00	360	-74219	15514	-4312	-58786	-13018	0,8	25191727	751,6	1,66	150325	verificato
SLV 12	2,00	0	-122253	21894	-1467	1139100	572338	1,4	38617189	751,6	1,77	159741	verificato
SLV 12	2,00	360	-74219	15514	-4312	-58786	-13018	0,8	25191727	751,6	1,66	150325	verificato
SLV 13	2,00	0	-135076	-25720	638	1075817	-234902	1,5	41818763	751,6	1,80	162306	verificato
SLV 13	2,00	360	-83568	-13400	1749	-401927	391375	0,9	27982286	751,6	1,69	152005	verificato
SLV 14	2,00	0	-135076	-25720	638	1075817	-234902	1,5	41818763	751,6	1,80	162306	verificato
SLV 14	2,00	360	-83568	-13400	1749	-401927	391375	0,9	27982286	751,6	1,69	152005	verificato
SLV 15	2,00	0	-127070	-17201	-737	735073	151734	1,4	39838911	751,6	1,78	160705	verificato
SLV 15	2,00	360	-78397	-8600	-1263	-162761	192935	0,9	26449450	751,6	1,67	150970	verificato
SLV 16	2,00	0	-127070	-17201	-737	735073	151734	1,4	39838911	751,6	1,78	160705	verificato
SLV 16	2,00	360	-78397	-8600	-1263	-162761	192935	0,9	26449450	751,6	1,67	150970	verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO D.M. 17-01-18 (M.T.C.)

quota T<sub>0</sub> W<sub>0</sub> S<sub>0</sub> denominatore  
180 0,000 0,204 0,21 0,0

comb.	gr	fd	x	N	M	Me
SLD 1	1,50	13,3	13,72	-116838	177815	6209009 verificato
SLD 2	1,50	13,3	13,72	-116838	177815	6209009 verificato
SLD 3	1,50	13,3	12,79	-108966	177815	5841013 verificato
SLD 4	1,50	13,3	12,79	-108966	177815	5841013 verificato
SLD 5	1,50	13,3	14,47	-123223	177815	6502151 verificato
SLD 6	1,50	13,3	14,47	-123223	177815	6502151 verificato
SLD 7	1,50	13,3	11,39	-96983	177815	5266876 verificato
SLD 8	1,50	13,3	11,39	-96983	177815	5266876 verificato
SLD 9	1,50	13,3	14,18	-120824	177815	6392569 verificato
SLD 10	1,50	13,3	14,18	-120824	177815	6392569 verificato
SLD 11	1,50	13,3	11,10	-94584	177815	5143904 verificato
SLD 12	1,50	13,3	11,10	-94584	177815	5143904 verificato
SLD 13	1,50	13,3	12,78	-108841	177815	5835113 verificato
SLD 14	1,50	13,3	12,78	-108841	177815	5835113 verificato
SLD 15	1,50	13,3	11,85	-100969	177815	5459728 verificato
SLD 16	1,50	13,3	11,85	-100969	177815	5459728 verificato
SLV 1	2,00	10,0	18,29	-115836	362147	5941816 verificato
SLV 2	2,00	10,0	18,29	-115836	362147	5941816 verificato
SLV 3	2,00	10,0	17,11	-109302	362147	5623119 verificato
SLV 4	2,00	10,0	17,11	-109302	362147	5623119 verificato
SLV 5	2,00	10,0	19,21	-122710	362147	6184121 verificato
SLV 6	2,00	10,0	19,21	-122710	362147	6184121 verificato
SLV 7	2,00	10,0	15,28	-97597	362147	5110339 verificato
SLV 8	2,00	10,0	15,28	-97597	362147	5110339 verificato
SLV 9	2,00	10,0	18,82	-120210	362147	6081481 verificato
SLV 10	2,00	10,0	18,82	-120210	362147	6081481 verificato
SLV 11	2,00	10,0	14,89	-95097	362147	4998075 verificato
SLV 12	2,00	10,0	14,89	-95097	362147	4998075 verificato
SLV 13	2,00	10,0	16,98	-108505	362147	5508887 verificato
SLV 14	2,00	10,0	16,98	-108505	362147	5508887 verificato
SLV 15	2,00	10,0	15,80	-100971	362147	5260367 verificato
SLV 16	2,00	10,0	15,80	-100971	362147	5260367 verificato

Maschio B

Valori in daN/cm

Materiali: Muratura in Tufo

Dati geometrici

X ini. Y ini. X fin. Y fin. quota inf. quota sup. l sp. h netta h ini. h fin. a  
4327,4 3462,0 5079,0 3602,0 LL LL 751,6 120,0 160,0 360,0 360,0

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI 4.5.6.2 D.M. 17-01-18 (M.T.C.)

comb.	gr	quota	N	p	ea1	ea2	ea	ev m	vec	ft	Mu
SLU 1	3,00	180	-81674	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	541852 verificato
SLU 1	3,00	180	-108669	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,80	0,94	562329 verificato
SLU 1	3,00	0	-139670	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	561852 verificato
SLU 2	3,00	360	-101768	1,00	0,00	-0,21	1,80	0,00	2,01	0,93	559076 verificato
SLU 2	3,00	180	-125597	1,00	0,00	-0,21	1,80	0,00	1,80	0,94	562329 verificato
SLU 2	3,00	0	-153485	1,00	0,00	-0,21	1,80	0,00	2,01	0,93	559076 verificato
SLU 3	3,00	360	-106176	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	561852 verificato
SLU 3	3,00	180	-141270	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,80	0,94	562329 verificato
SLU 3	3,00	0	-181571	1,00	0,00	-0,03	1,80	0,00	1,83	0,93	561852 verificato
SLU 4	3,00	360	-126271	1,00	0,00	-0,17	1,80	0,00	1,97	0,93	559615 verificato
SLU 4	3,00	180	-158198	1,00	0,00	-0,17	1,80	0,00	1,80	0,94	562329 verificato
SLU 4	3,00	0	-195386	1,00	0,00	-0,17	1,80	0,00	1,97	0,93	559615 verificato

VERIFICA A TAGLIO CON ROTTURA PER SCORRIMENTO 4.3.6.2 D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

cond.	gr. quota	VA	N	M	beta	sigma0	tau	Tu	
SLU 1	3,00	360	-13827	-81674	145830	1,00	0,51	3,36	101084 verificato
SLU 1	3,00	0	-34647	-139870	-4827170	1,00	1,55	3,62	108817 verificato
SLU 2	3,00	360	-31226	-101768	626105	1,00	1,13	3,45	103763 verificato
SLU 2	3,00	0	-29351	-103480	-4362780	1,00	1,70	3,68	110659 verificato
SLU 3	3,00	360	-17975	-106176	188979	1,00	1,18	3,47	104351 verificato
SLU 3	3,00	0	-32041	-181571	-5235321	1,00	2,01	3,81	114403 verificato
SLU 4	3,00	360	-21374	-126271	669204	1,00	1,40	3,56	107030 verificato
SLU 4	3,00	0	-36745	-192388	-5570936	1,00	2,17	3,87	116245 verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO E TAGLIO CON ROTTURA PER SCORRIMENTO 7.8.2.2 D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

cond.	gr. quota	N	V par.	V orto.	M	M orto.	sigma0	Mu	I'	Fvd	Vc	
SLD 1	1,50	0	-147454	-70666	665	-6176353	153366	1,4	47420781	751,6	2,44	213709 verificato
SLD 1	1,50	360	-85959	-38025	1476	559923	312573	1,0	25587498	751,6	2,28	203330 verificato
SLD 2	1,50	0	-147454	-70666	665	-6176353	153366	1,4	47420781	751,6	2,44	213709 verificato
SLD 2	1,50	360	-85959	-38025	1476	559923	312573	1,0	25587498	751,6	2,28	203330 verificato
SLD 3	1,50	0	-156214	-64257	1955	-6747802	-212752	1,7	49734840	751,6	2,46	222045 verificato
SLD 3	1,50	360	-91102	-35640	3214	416121	466679	1,0	31185672	751,6	2,27	204682 verificato
SLD 4	1,50	0	-156214	-64257	1955	-6747802	-212752	1,7	49734840	751,6	2,46	222045 verificato
SLD 4	1,50	360	-91102	-35640	3214	416121	466679	1,0	31185672	751,6	2,27	204682 verificato
SLD 5	1,50	0	-130654	-48830	-951	-3852213	564368	1,4	42824855	751,6	2,39	215229 verificato
SLD 5	1,50	360	-77971	-24987	-1598	554275	120294	0,9	27067159	751,6	2,23	201180 verificato
SLD 6	1,50	0	-130654	-48830	-951	-3852213	564368	1,4	42824855	751,6	2,39	215229 verificato
SLD 6	1,50	360	-77971	-24987	-1598	554275	120294	0,9	27067159	751,6	2,23	201180 verificato
SLD 7	1,50	0	-159853	-27469	3348	-5757043	-689358	1,8	50679667	751,6	2,47	223015 verificato
SLD 7	1,50	360	-95117	-15712	4197	74937	503983	1,1	32419465	751,6	2,28	205752 verificato
SLD 8	1,50	0	-159853	-27469	3348	-5757043	-689358	1,8	50679667	751,6	2,47	223015 verificato
SLD 8	1,50	360	-95117	-15712	4197	74937	503983	1,1	32419465	751,6	2,28	205752 verificato
SLD 9	1,50	0	-125013	-23706	-1047	-2431943	840538	1,4	43235331	751,6	2,37	213725 verificato
SLD 9	1,50	360	-76269	-13302	-2493	405633	70590	0,8	26523817	751,6	2,23	200726 verificato
SLD 10	1,50	0	-125013	-23706	-1047	-2431943	840538	1,4	43235331	751,6	2,37	213725 verificato
SLD 10	1,50	360	-76269	-13302	-2493	405633	70590	0,8	26523817	751,6	2,23	200726 verificato
SLD 11	1,50	0	-154213	-2344	3252	-6330373	-713188	1,7	49211243	751,6	2,46	221511 verificato
SLD 11	1,50	360	-93414	-2017	3301	-73705	514280	1,0	31897588	751,6	2,28	205298 verificato
SLD 12	1,50	0	-154213	-2344	3252	-6330373	-713188	1,7	49211243	751,6	2,46	221511 verificato
SLD 12	1,50	360	-93414	-2017	3301	-73705	514280	1,0	31897588	751,6	2,28	205298 verificato
SLD 13	1,50	0	-128453	13083	347	-1440784	73932	1,4	42263653	751,6	2,38	214695 verificato
SLD 13	1,50	360	-80283	6626	-1511	64443	167894	0,9	27801394	751,6	2,24	201797 verificato
SLD 14	1,50	0	-128453	13083	347	-1440784	73932	1,4	42263653	751,6	2,38	214695 verificato
SLD 14	1,50	360	-80283	6626	-1511	64443	167894	0,9	27801394	751,6	2,24	201797 verificato
SLD 15	1,50	0	-137413	19491	1636	-2012233	-302184	1,5	44699811	751,6	2,41	217031 verificato
SLD 15	1,50	360	-85427	10011	228	-79353	301001	0,9	29421039	751,6	2,25	203168 verificato
SLD 16	1,50	0	-137413	19491	1636	-2012233	-302184	1,5	44699811	751,6	2,41	217031 verificato
SLD 16	1,50	360	-85427	10011	228	-79353	301001	0,9	29421039	751,6	2,25	203168 verificato
SLV 1	2,00	0	-147869	-71082	582	-6258054	160229	1,6	44852011	751,6	1,83	164865 verificato
SLV 1	2,00	360	-86061	-39343	793	516320	296543	1,0	28711864	751,6	1,69	152503 verificato
SLV 2	2,00	0	-147869	-71082	582	-6258054	160229	1,6	44852011	751,6	1,83	164865 verificato
SLV 2	2,00	360	-86061	-39343	793	516320	296543	1,0	28711864	751,6	1,69	152503 verificato
SLV 3	2,00	0	-156389	-65919	2006	-6807809	-233620	1,7	44783282	751,6	1,85	166569 verificato
SLV 3	2,00	360	-91240	-36392	3651	468774	491260	1,0	30208043	751,6	1,78	154539 verificato
SLV 4	2,00	0	-156389	-65919	2006	-6807809	-233620	1,7	44783282	751,6	1,85	166569 verificato
SLV 4	2,00	360	-91240	-36392	3651	468774	491260	1,0	30208043	751,6	1,78	154539 verificato
SLV 5	2,00	0	-131141	-44519	-1180	-3909625	593319	1,5	40853528	751,6	1,79	161519 verificato
SLV 5	2,00	360	-77949	-26471	-3500	395205	159225	0,9	26315268	751,6	1,67	150881 verificato
SLV 6	2,00	0	-131141	-44519	-1180	-3909625	593319	1,5	40853528	751,6	1,79	161519 verificato
SLV 6	2,00	360	-77949	-26471	-3500	395205	159225	0,9	26315268	751,6	1,67	150881 verificato
SLV 7	2,00	0	-159543	-26443	3568	-5742144	-719510	1,8	47480074	751,6	1,85	167199 verificato
SLV 7	2,00	360	-95212	-16565	6025	236722	664647	1,1	31537574	751,6	1,71	154333 verificato
SLV 8	2,00	0	-159543	-26443	3568	-5742144	-719510	1,8	47480074	751,6	1,85	167199 verificato
SLV 8	2,00	360	-95212	-16565	6025	236722	664647	1,1	31537574	751,6	1,71	154333 verificato
SLV 9	2,00	0	-125324	-22532	-1266	-2446443	570690	1,4	39398692	751,6	1,78	160356 verificato
SLV 9	2,00	360	-76174	-12449	-4322	243848	-30074	0,8	25782362	751,6	1,67	150526 verificato
SLV 10	2,00	0	-125324	-22532	-1266	-2446443	570690	1,4	39398692	751,6	1,78	160356 verificato
SLV 10	2,00	360	-76174	-12449	-4322	243848	-30074	0,8	25782362	751,6	1,67	150526 verificato
SLV 11	2,00	0	-153726	-2655	3482	-4278961	-742139	1,7	46187218	751,6	1,84	166036 verificato
SLV 11	2,00	360	-93437	-2543	5203	85364	618649	1,0	30834707	751,6	1,71	153978 verificato
SLV 12	2,00	0	-153726	-2655	3482	-4278961	-742139	1,7	46187218	751,6	1,84	166036 verificato
SLV 12	2,00	360	-93437	-2543	5203	85364	618649	1,0	30834707	751,6	1,71	153978 verificato
SLV 13	2,00	0	-128478	14744	295	-1380777	84800	1,4	40191535	751,6	1,78	160986 verificato
SLV 13	2,00	360	-80145	7378	-1947	11795	143314	0,9	26970557	751,6	1,68	151320 verificato
SLV 14	2,00	0	-128478	14744	295	-1380777	84800	1,4	40191535	751,6	1,78	160986 verificato
SLV 14	2,00	360	-80145	7378	-1947	11795	143314	0,9	26970557	751,6	1,68	151320 verificato
SLV 15	2,00	0	-136996	20707	1720	-1930533	-309049	1,5	42284786	751,6	1,80	162691 verificato
SLV 15	2,00	360	-85324	10349	910	-35750	337931	0,9	28496774	751,6	1,69	152356 verificato
SLV 16	2,00	0	-136996	20707	1720	-1930533	-309049	1,5	42284786	751,6	1,80	162691 verificato
SLV 16	2,00	360	-85324	10349	910	-35750	337931	0,9	28496774	751,6	1,69	152356 verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO D.M. 17-01-18 (M.T.C.)

quota	Ta	Ma	Sa	denominatore			
180	0,000	0,204	0,21	0,0			
coeft.	gp	Ed	K	N	M	Sp	
SLD 1	1,50	13,3	13,23	-112655	177815	6014370	verificato
SLD 2	1,50	13,3	13,23	-112655	177815	6014370	verificato
SLD 3	1,50	13,3	14,07	-119817	177815	6346378	verificato
SLD 4	1,50	13,3	14,07	-119817	177815	6346378	verificato
SLD 5	1,50	13,3	11,90	-101372	177815	3478136	verificato
SLD 6	1,50	13,3	11,90	-101372	177815	3478136	verificato
SLD 7	1,50	13,3	14,70	-125247	177815	4594030	verificato
SLD 8	1,50	13,3	14,70	-125247	177815	4594030	verificato
SLD 9	1,50	13,3	11,61	-98863	177815	3358095	verificato
SLD 10	1,50	13,3	11,61	-98863	177815	3358095	verificato
SLD 11	1,50	13,3	14,41	-122738	177815	6480021	verificato
SLD 12	1,50	13,3	14,41	-122738	177815	6480021	verificato
SLD 13	1,50	13,3	12,24	-104292	177815	5619103	verificato
SLD 14	1,50	13,3	12,24	-104292	177815	5619103	verificato
SLD 15	1,50	13,3	13,08	-111455	177815	5958142	verificato
SLD 16	1,50	13,3	13,08	-111455	177815	5958142	verificato
SLV 1	2,00	10,0	17,67	-112887	362147	5775889	verificato
SLV 2	2,00	10,0	17,67	-112887	362147	5775889	verificato
SLV 3	2,00	10,0	18,77	-119937	362147	6070402	verificato
SLV 4	2,00	10,0	18,77	-119937	362147	6070402	verificato
SLV 5	2,00	10,0	15,91	-101613	362147	5288704	verificato
SLV 6	2,00	10,0	15,91	-101613	362147	5288704	verificato
SLV 7	2,00	10,0	19,58	-125111	362147	6261631	verificato
SLV 8	2,00	10,0	19,58	-125111	362147	6261631	verificato
SLV 9	2,00	10,0	15,50	-98999	362147	5172897	verificato
SLV 10	2,00	10,0	15,50	-98999	362147	5172897	verificato
SLV 11	2,00	10,0	19,17	-122497	362147	6175439	verificato
SLV 12	2,00	10,0	19,17	-122497	362147	6175439	verificato
SLV 13	2,00	10,0	16,31	-104173	362147	5401094	verificato
SLV 14	2,00	10,0	16,31	-104173	362147	5401094	verificato
SLV 15	2,00	10,0	17,41	-111223	362147	5705212	verificato
SLV 16	2,00	10,0	17,41	-111223	362147	5705212	verificato

LE MURATURE RISULTANO VERIFICATE



## 8.2. Tabul. R1A - Verifiche Profilati in Acciaio Orditura Principale HEB 220

### Verifica asta in acciaio

<b>F<sub>y</sub></b>	<i>tensione di snervamento</i>
<b>λ</b>	<i>snezzatura massima dell'asta</i>
<b>betax</b>	<i>coefficiente di inflessione laterale per inerzia secondo asse X dell'asta</i>
<b>betay</b>	<i>coefficiente di inflessione laterale per inerzia secondo asse Y dell'asta</i>
<b>betan</b>	<i>coefficiente di inflessione laterale per inerzia secondo asse N dell'asta</i>
<b>ck</b>	<i>coefficiente di inflessione laterale per inerzia secondo asse X dell'asta</i>
<b>cy</b>	<i>coefficiente di inflessione laterale per inerzia secondo asse Y dell'asta</i>
<b>clt</b>	<i>coefficiente di inflessione laterale per inerzia secondo asse N dell'asta</i>
<b>λ<sub>it,ad</sub></b>	<i>coefficiente di inflessione laterale per inerzia secondo asse X dell'asta</i>
<b>m<sub>x</sub></b>	<i>coefficiente di momento equivalente per M<sub>x</sub></i>
<b>m<sub>y</sub></b>	<i>coefficiente di momento equivalente per M<sub>y</sub></i>
<b>m<sub>lt</sub></b>	<i>coefficiente di momento equivalente per instabilità flessotorsionale</i>
<b>k<sub>x</sub></b>	<i>coefficiente per verifica ad instabilità secondo asse X dell'asta</i>
<b>k<sub>y</sub></b>	<i>coefficiente per verifica ad instabilità secondo asse Y dell'asta</i>
<b>k<sub>lt</sub></b>	<i>coefficiente per verifica ad instabilità flessotorsionale</i>
<b>r</b>	<i>rapporto di taglio r<sub>0</sub> per verifica di resistenza per flessione con taglio</i>
<b>α</b>	<i>costante alfa per verifica di resistenza a flessione deviata</i>
<b>β</b>	<i>costante beta per verifica di resistenza a flessione deviata</i>
<b>V<sub>sd</sub></b>	<i>taglio agente</i>
<b>V<sub>sd,x</sub></b>	<i>taglio agente T<sub>x</sub></i>
<b>V<sub>sd,y</sub></b>	<i>taglio agente T<sub>y</sub></i>
<b>V<sub>rd</sub></b>	<i>taglio resistente</i>
<b>M<sub>sd,x</sub></b>	<i>momento agente M<sub>x</sub> attorno all'asse x del sistema di riferimento geometrico della sezione</i>
<b>M<sub>sd,y</sub></b>	<i>momento agente M<sub>y</sub> attorno all'asse y del sistema di riferimento geometrico della sezione</i>
<b>M<sub>sd,w</sub></b>	<i>momento resistente M<sub>x</sub> attorno all'asse x del sistema di riferimento geometrico della sezione</i>
<b>M<sub>sd,y</sub></b>	<i>momento resistente M<sub>y</sub> attorno all'asse y del sistema di riferimento geometrico della sezione</i>
<b>M<sub>sd</sub></b>	<i>sforzo normale agente</i>
<b>N<sub>sd</sub></b>	<i>sforzo normale resistente</i>
<b>R1</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a verificato</i>
<b>R2</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a compressione</i>
<b>R3</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a flessione semplice</i>
<b>R4</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a flessione semplice con forza assiale</i>
<b>R5</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a flessione deviata con forza assiale</i>
<b>R6</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a taglio T<sub>x</sub></i>
<b>R7</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a taglio T<sub>y</sub></i>
<b>R1</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a compressione</i>
<b>R2</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a flessione semplice</i>
<b>R3</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a flessione deviata senza svergolamento</i>
<b>R4</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a flessione deviata con compressione senza svergolamento</i>
<b>R5</b>	<i>rapporto di verifica di resistenza a flessione deviata con verificato</i>
<b>R6</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a taglio T<sub>x</sub></i>
<b>R7</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a taglio T<sub>y</sub></i>
<b>R3</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a flessione deviata e svergolamento</i>
<b>R4</b>	<i>rapporto di verifica di instabilità a flessione deviata con compressione e svergolamento</i>
<b>(d/tw)</b>	<i>rapporto altezza-spessore per instabilità al taglio</i>
<b>M<sub>rd</sub></b>	<i>momento resistente della sezione</i>
<b>M<sub>rd,fl</sub></b>	<i>momento resistente delle ali</i>
<b>M<sub>rd,web</sub></b>	<i>momento resistente della sezione</i>
<b>R0</b>	<i>rapporto V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>x</sub> con tensioni normali per M<sub>y</sub> &lt;= M<sub>rd,fl</sub></i>
<b>R0.1</b>	<i>rapporto V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>x</sub> con tensioni normali per M<sub>y</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> &lt;= 0.5</i>
<b>R0.2</b>	<i>rapporto M<sub>y</sub>/M<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>x</sub> con tensioni normali per M<sub>y</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> &lt;= 0.5</i>
<b>R10.1</b>	<i>rapporto V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>x</sub> con tensioni normali per M<sub>y</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> &gt; 0.5</i>
<b>R10.2</b>	<i>rapporto M<sub>y</sub>/M<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>x</sub> con tensioni normali per M<sub>y</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> &gt; 0.5</i>
<b>R10.3</b>	<i>rapporto M<sub>y</sub>/M<sub>rd,red</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>x</sub> con tensioni normali per M<sub>y</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,x</sub>/V<sub>rd</sub> &gt; 0.5</i>
<b>R11</b>	<i>rapporto V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>y</sub> con tensioni normali per M<sub>x</sub> &lt;= M<sub>rd,fl</sub></i>
<b>R12.1</b>	<i>rapporto V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>y</sub> con tensioni normali per M<sub>x</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> &lt;= 0.5</i>
<b>R12.2</b>	<i>rapporto M<sub>x</sub>/M<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>y</sub> con tensioni normali per M<sub>x</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> &lt;= 0.5</i>
<b>R13.1</b>	<i>rapporto V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>y</sub> con tensioni normali per M<sub>x</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> &gt; 0.5</i>
<b>R13.2</b>	<i>rapporto M<sub>x</sub>/M<sub>rd</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>y</sub> con tensioni normali per M<sub>x</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> &gt; 0.5</i>
<b>R13.3</b>	<i>rapporto M<sub>x</sub>/M<sub>rd,red</sub> di verifica di instabilità a taglio T<sub>y</sub> con tensioni normali per M<sub>x</sub> &gt; M<sub>rd,fl</sub> e V<sub>sd,y</sub>/V<sub>rd</sub> &gt; 0.5</i>
<b>e<sub>x</sub></b>	<i>freccia elastica secondo l'asse x del sistema di riferimento geometrico della sezione positiva se provoca spostamento in direzione opposta</i>
<b>all'asse x stesso</b>	
<b>f<sub>y</sub></b>	<i>freccia elastica secondo l'asse y del sistema di riferimento geometrico della sezione positiva se provoca spostamento in direzione opposta</i>
<b>all'asse y stesso</b>	
<b>comb</b>	<i>combinazione di verifica</i>
<b>x</b>	<i>distanza della sezione di verifica dall'estremità iniziale dell'asta</i>
<b>x</b>	<i>distanza della sezione di verifica dall'estremità iniziale dell'asta</i>
<b>e<sub>x</sub></b>	<i>distanza in x tra baricentro sezione geometrica - baricentro sezione efficace</i>
<b>e<sub>y</sub></b>	<i>distanza in y tra baricentro sezione geometrica - baricentro sezione efficace</i>

$dM_{ed, x}$	variazione del momento agente $M_x$ causato da $e, x$
$dM_{ed, y}$	variazione del momento agente causato $M_y$ da $e, y$
$\chi_{1, min}$	
$q_d$	valore massimo del fattore di struttura
$M_{Ed}$	valore di progetto del momento flettente delle travi a sollecitazione flessione di progetto calcolata secondo (7.5.7) D.M. 2008 per le colonne
$M_{pl, Rd}$	resistenza plastica flessionale di progetto
$M_{Ed}$	valore di progetto della sollecitazione assiale delle travi o sollecitazione assiale di progetto calcolata secondo (7.5.6) D.M. 2008 per le colonne
$N_{pl, Rd}$	resistenza plastica assiale di progetto
$V_{Ed, x}$	sollecitazione di taglio $x$ di progetto dovuta alle azioni non sismiche
$V_{Ed, y}$	sollecitazione di taglio $y$ di progetto dovuta alle azioni non sismiche
$V_{Ed, Mx}$	forza di taglio $x$ dovuta all'applicazione dei momenti plastici equivalenti nelle sezioni in cui è attesa la formazione della cerniera plastica
$V_{Ed, My}$	forza di taglio $y$ dovuta all'applicazione dei momenti plastici equivalenti nelle sezioni in cui è attesa la formazione della cerniera plastica
$L_{pl, x}$	distanza tra due estremi notevoli successivi nella inflessione attorno all'asse $x$
$L_{pl, y}$	distanza tra due estremi notevoli successivi nella inflessione attorno all'asse $y$
$V_{pl, Rd, x}$	resistenza plastica tagliante $x$ di progetto
$V_{pl, Rd, y}$	resistenza plastica tagliante $y$ di progetto
$\gamma_{over}$	fattore di sovrarresistenza del materiale (7.5.1 D.M. 2008)
$\omega_{req}$	minimo valore tra gli $(M_{pl, Rd, i}/M_{Ed, i})$ di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche
$M_{Ed, Gx}$	sollecitazione di flessione attorno all'asse $x$ dovuta alle azioni non sismiche
$M_{Ed, Ex}$	sollecitazione di flessione attorno all'asse $x$ dovuta alle azioni sismiche
$M_{Ed, Gy}$	sollecitazione di flessione attorno all'asse $y$ dovuta alle azioni non sismiche
$M_{Ed, Ey}$	sollecitazione di flessione attorno all'asse $y$ dovuta alle azioni sismiche
$N_{Ed, G}$	sollecitazione di compressione dovuta alle azioni non sismiche
$N_{Ed, E}$	sollecitazione di compressione dovuta alle azioni sismiche
$V_{Ed, x}$	sollecitazione di taglio $x$ di progetto calcolata secondo (7.5.8) D.M. 2008
$V_{Ed, y}$	sollecitazione di taglio $y$ di progetto calcolata secondo (7.5.8) D.M. 2008
$V_{Ed, Ex}$	sollecitazione di taglio $x$ dovuta alle azioni sismiche
$V_{Ed, Ey}$	sollecitazione di taglio $y$ dovuta alle azioni sismiche
$M_{c, pl, Rd}$	momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale
$M_{b, pl, Rd}$	momento resistente plastico della trave
$\gamma_{overR}$	fattore moltiplicativo (punto 7.5.4.3 D.M. 2008 formula (7.5.11))

**Asta 552: Trave in acciaio livello Piano 1 fili 15-37**

Unità di misura: cm, daN, deg, °C, s  
 Lunghezza= 352.4 Nodo iniziale n.5385 Nodo finale n.5545 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No  
 Sezione: HEB220; Materiali: S275; Rotazione: 0°; Sovraccaricamento: 0%; Sistema S: No;  
 Mensola Y: Nessuna; Mensola X: Nessuna; Svergolamento: Estradossato;  
 fy=2750

Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.167 in comb. Famiglia "SLU" 4 x=152.443  
 Msd=-755.234 Msd.x=354170.688 Msd.y=238612.406 Msd.x=2167572.25  
 r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.446 in comb. Famiglia "SLU" 4 x=352.443  
 Msd=-755.234 Msd.x=354170.688 Msd.y=48093.898  
 Mrd=238612.406 Mrd.x=2167572.25 Mrd.y=1031786.938  
 formula conservativa [5.36]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.011 in comb. Famiglia "SLV" 11 x=0  
 Vsd=1328.492 Vrd=108452.398

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.127 in comb. Famiglia "SLU" 4 x=0  
 Vsd=5370.082 Vrd=42318.688

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficients beta = 0)

Frecce massime e minime nelle combinazioni (relative alla congiungente nodo iniziale nodo finale):  
 comb. Famiglia "SLE rara" 1 fx=-0.011 x=258.458 fy=0.055 x=211.466 rapp. luce/freccia = 5405.573; freccia < luce/400  
 comb. Famiglia "SLE rara" 2 fx=-0.018 x=358.458 fy=0.077 x=211.466 rapp. luce/freccia = 1305.207; freccia < luce/400

Verifiche per situazioni progettuali eccezionali  
 Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.131 in comb. Famiglia "SLD" 7 x=187.97  
 Msd=546.195 Msd.x=292164 Msd.y=250543.016 Msd.x=2275950.75  
 r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.304 in comb. Famiglia "SLD" 15 x=352.443  
 Msd=-445.167 Msd.x=284894.031 Msd.y=191965.625  
 Mrd=250543.016 Mrd.x=2275950.75 Mrd.y=1083376.25  
 formula conservativa [5.36]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.009 in comb. Famiglia "SLD" 15 x=0  
 Vsd=987.828 Vrd=111775.015

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.052 in comb. Famiglia "SLD" 5 x=0  
 Vsd=2218.539 Vrd=44434.517

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficients beta = 0)

**Asta 553: Trave in acciaio livello Piano 1 fili 15-37**

Unità di misura: cm, daN, deg, °C, s  
 Lunghezza= 141.1 Nodo iniziale n.5545 Nodo finale n.5584 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No  
 Sezione: HEB220; Materiali: S275; Rotazione: 0°; Sovraccaricamento: 0%; Sistema S: No;  
 Mensola Y: Nessuna; Mensola X: Nessuna; Svergolamento: Estradossato;  
 fy=2750

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.428 in comb. Famiglia "SLU" 4 x=47.032  
 Msd=-845.4 Msd.x=874269.75 Msd.y=21298.918  
 Mrd=238612.406 Mrd.x=2167572.25 Mrd.y=1031786.938  
 formula conservativa [5.36]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.02 in comb. Famiglia "SLV" 9 x=0  
 Vsd=2166.05 Vrd=108452.398

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.033 in comb. Famiglia "SLV" 11 x=141.095  
 Vsd=1384.539 Vrd=42318.688

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficients beta = 0)

Frecce massime e minime nelle combinazioni (relative alla congiungente nodo iniziale nodo finale):  
 comb. Famiglia "SLE rara" 1 fx=-0.008 x=70.548 fy=0.021 x=70.548 rapp. luce/freccia = 6365.328; freccia < luce/400  
 comb. Famiglia "SLE rara" 2 fx=-0.006 x=70.548 fy=0.087 x=70.548 rapp. luce/freccia = 1618.484; freccia < luce/400

Verifiche per situazioni progettuali eccezionali  
 Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.123 in comb. Famiglia "SLD" 7 x=75.251  
 Msd=-292.234 Msd.x=277651.188 Msd.y=250543.016 Msd.x=2275950.75

r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.229 in comb. Famiglia \*SLD\* 1 x=0  
 Mod=-292.236 Mod.x=226969.25 Mod.y=-89986.375  
 Mrd=250543.016 Mrd.x=2275950.75 Mrd.y=1083376.25  
 formula conservativa (3.36)  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.011 in comb. Famiglia \*SLD\* 8 x=0  
 Vsd=-1207.398 Vrd=111775.016

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.025 in comb. Famiglia \*SLD\* 11 x=141.099  
 Vsd=-1108.267 Vrd=44436.617

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficienti beta = 0)

#### Asta 554: Trave in acciaio livello Piano 1 filli 15-37

Unità di misura: cm, daN, deg., °C, s  
 Lunghezza= 347.1 Nodo iniziale n.5504 Modo finale s.5660 Corniera iniziale: No Corniera finale: No  
 Sezione: HEB220; Materiale: S275; Rotazione: 0°; Sovreresistenza:0%; Sistema E:No;  
 Mensola Y: Nessuna; Mensola X: Nessuna; Svergolamento: Entradessa;  
 Iy=2150

Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.158 in comb. Famiglia \*SIU\* 4 x=194.711  
 Mod=-762.651 Mod.x=325592.938 Mrd=238612.406 Mrd.x=2167572.25  
 r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.422 in comb. Famiglia \*SIU\* 4 x=0  
 Mod=-762.651 Mod.x=809490.125 Mod.y=41894.07  
 Mrd=238612.406 Mrd.x=3187572.25 Mrd.y=1031786.938  
 formula conservativa (5.36)  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.01 in comb. Famiglia \*SLV\* 9 x=0  
 Vsd=-1058.812 Vrd=106552.338

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.123 in comb. Famiglia \*SIO\* 4 x=347.138  
 Vsd=-5198.372 Vrd=42318.688

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficienti beta = 0)

Freccie massime e minime nelle combinazioni (relative alle congiungente nodo iniziale nodo finale):  
 comb. Famiglia \*SIE rara\* 1 Ix=-0.008 x=92.57 Iy=0.059 x=138.955 rapp. luce/freccia = 5887.565; freccia < luce/400  
 comb. Famiglia \*SIE rara\* 2 Ix=-0.017 x=92.57 Iy=0.248 x=138.955 rapp. luce/freccia = 1400.888; freccia < luce/400

Verifiche per situazioni progettuali eccezionali  
 Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.267 in comb. Famiglia \*SLD\* 13 x=0  
 Mod=-383.383 Mod.x=265789.125 Mod.y=161199.291  
 Mrd=250543.016 Mrd.x=2275950.75 Mrd.y=1083376.25  
 formula conservativa (5.36)  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.008 in comb. Famiglia \*SLD\* 13 x=0  
 Vsd=-865.891 Vrd=111775.016

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.051 in comb. Famiglia \*SLD\* 11 x=347.138  
 Vsd=-2250.941 Vrd=44434.617

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficienti beta = 0)

**LE TRAVI RISULTANO VERIFICATE**

### 8.3. Tabul. R1A - Verifiche Profilati in Acciaio Orditura secondaria HEA 160

#### Asta 484: Trave in acciaio livello Piano 1 fili 53-54

Unita' di misura: cm, daN, deg, °C, s  
 Lunghezza= 167 Nodo iniziale n.5543 Nodo finale n.5544 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No  
 Sezione: HEA160; Materiale: S275; Rotazione: 0°; Sovreresistenza:0%; Sistema S:No;  
 Mensola Y: Nessuna; Mensola X: Nessuna; Svergolamento: Estradorso;  
 fy=2750

Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.171 in comb. Famiglia "SLU" 4 x=83.497  
 Ned=417.183 Ned.x=107024.727 Ned.y=101662.922 Mrd.x=642783.188  
 r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.483 in comb. Famiglia "SLU" 11 x=0  
 Ned=-956.473 Ned.x=45027.254 Ned.y=124308.47  
 Mrd=-101662.922 Mrd.x=642783.188 Mrd.y=308185.688  
 formula conservativa [5.38]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.034 in comb. Famiglia "SLU" 11 x=0  
 Vsd=-1486.618 Vrd=43548.707

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.016 in comb. Famiglia "SLU" 4 x=166.995  
 Vsd=-321.552 Vrd=20045.635

Verifica ad instabilita non richiesta (Coefficients beta = 0)

Freccie massime e minime nelle combinazioni (relative alla congiungente nodo iniziale nodo finale):  
 comb. Famiglia "SLS rara" 1 fx=0.002 x=133.596 fy=0.02 x=83.497 rapp. luce/freccia = 8493.844; freccia < luce/400  
 comb. Famiglia "SLS rara" 2 fx=0.002 x=133.596 fy=0.073 x=77.931 rapp. luce/freccia = 2280.07; freccia < luce/400

Verifiche per situazioni progettuali eccezionali  
 Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.071 in comb. Famiglia "SLD" 3 x=44.532  
 Ned=706.38 Ned.x=43210.113 Ned.y=106746.063 Mrd.x=674922.313  
 r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.382 in comb. Famiglia "SLD" 11 x=0  
 Ned=-1031.654 Ned.x=45141.801 Ned.y=92444.93  
 Mrd=106746.063 Mrd.x=674922.313 Mrd.y=323594.969  
 formula conservativa [5.36]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.024 in comb. Famiglia "SLD" 11 x=0  
 Vsd=-1113.109 Vrd=45726.141

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.006 in comb. Famiglia "SLD" 15 x=166.995  
 Vsd=-126.506 Vrd=21047.914

Verifica ad instabilita non richiesta (Coefficients beta = 0)

#### Asta 485: Trave in acciaio livello Piano 1 fili 53-53

Unita' di misura: cm, daN, deg, °C, s  
 Lunghezza= 147 Nodo iniziale n.5542 Nodo finale n.5543 Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No  
 Sezione: HEA160; Materiale: S275; Rotazione: 0°; Sovreresistenza:0%; Sistema S:No;  
 Mensola Y: Nessuna; Mensola X: Nessuna; Svergolamento: Estradorso;  
 fy=2750

Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.126 in comb. Famiglia "SLU" 13 x=61.231  
 Ned=-934.399 Ned.x=76948.844 Ned.y=101662.922 Mrd.x=642783.188  
 r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.616 in comb. Famiglia "SLU" 5 x=0  
 Ned=-391.619 Ned.x=109906.188 Ned.y=-112016.227  
 Mrd=101662.922 Mrd.x=642783.188 Mrd.y=308185.688  
 formula conservativa [5.36]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.038 in comb. Famiglia "SLU" 11 x=0  
 Vsd=-1468.792 Vrd=43548.707



Resistenza: taglio Y  
 $R7 = 0.039$  in comb. Famiglia "SLV" 9  $\alpha = 166.995$   
 $V_{ed} = -761.35$   $V_{rd} = 20045.635$

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficienti beta = 0)

Freccia massima e minima nelle combinazioni (relative alla congiungente nodo iniziale nodo finale)  
 comb. Famiglia "SLE rora" 1  $f_x = 0.003$   $x = 122.461$   $f_y = 0.026$   $x = 83.497$  rapp. luce/freccia = 6478.908; freccia < luce/400  
 comb. Famiglia "SLE rora" 2  $f_x = 0.004$   $x = 128.029$   $f_y = 0.091$   $x = 83.497$  rapp. luce/freccia = 1837.902; freccia < luce/400

Verifiche per situazioni progettuali eccezionali  
 Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 $R4 = 0.108$  in comb. Famiglia "SLD" 13  $\alpha = 94.63$   
 $N_{ed} = -698.081$   $M_{ed,x} = 68146.891$   $M_{ed,y} = 106746.063$   $M_{rd,s} = 674922.313$   
 $r = 0$  classe I

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 $R5 = 0.545$  in comb. Famiglia "SLD" 5  $\alpha = 0$   
 $N_{ed} = -254.849$   $M_{ed,x} = 165424.344$   $M_{ed,y} = -35806.523$   
 $M_{rd} = 106746.063$   $M_{rd,x} = 674922.313$   $M_{rd,y} = 323594.969$   
 formula conservativa [5.35]  
 $r = 0$  classe I

Resistenza: taglio X  
 $R6 = 0.028$  in comb. Famiglia "SLD" 11  $\alpha = 0$   
 $V_{ed} = -1279.363$   $V_{rd} = 45726.141$

Resistenza: taglio Y  
 $R7 = 0.039$  in comb. Famiglia "SLD" 9  $\alpha = 166.995$   
 $V_{ed} = -817.532$   $V_{rd} = 21047.314$

Verifica ad instabilità non richiesta (Coefficienti beta = 0)

**LE TRAVI RISULTANO VERIFICATE**

## 8.4. Tabul. R1A - Verifiche Pilastri acciaio passerella - DOPPIO HEA 140

### Asta 455: Colonna in acciaio tronco Fondazione - Piano 1 filo 68

Unita' di misura: cm, daN, deg, °C, s  
 Lunghezza= 160 Nodo iniziale n.293 Nodo finale n.2523 Cerniera iniziale: M0 Cerniera finale: M0  
 Sezione: A5; HEA140; 1; Saldato; S275; 175.9; 0.9; 13.6; 27.3; 0.3; Materiale: S275; Rotazione: 43°;  
 Sovreresistenza:0%; Sistema 3:No;  
 Mensola Y: Nessuno; Mensola X: Nessuno;  
 Calcestruzzata con funzione cinematica  
 E<sub>y</sub>=2750  
 Snellezza 32 curva X c curva Y c ca= 0.98? cy= 0.915 betax=0.7 betay=0.7

Resistenza: flessione semplice con forza assiale  
 R4 =0.094 in comb. Famiglia "S10" 4 x=74.667  
 Nrd=-1923.333 Msd,x=-81298.168 Mrd=166712.547 Mrd,y=909599  
 r =0 classe 1

Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.282 in comb. Famiglia "S1V" 15 s=0  
 Nrd=-2771.418 Msd,x=-121096.391 Msd,y=163600.375  
 Mrd=166712.547 Mrd,x=909599 Mrd,y=1235344.125  
 formula conservativa [5.36]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.016 in comb. Famiglia "S1V" 15 s=0  
 Vsd=-1171.497 Vrd=71976.344

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.041 in comb. Famiglia "S1V" 13 x=0  
 Vsd=898.431 Vrd=22122.139

Instabilità: flessione deviata con compressione  
 R4 =0.285 in comb. Famiglia "S1V" 15 x=0 classe 1  
 Nrd=-2771.418 Msd,x=-121096.391 Msd,y=163600.375  
 Mrd=166712.547 Mrd,x=909599 Mrd,y=1235344.125  
 hm,x=1.769 hm,y=1.898 kx=1 ky=1.009

Verifiche per situazioni progettuali eccezionali  
 Resistenza: flessione deviata con forza assiale  
 R5 =0.273 in comb. Famiglia "S10" 15 s=0  
 Nrd=-2768.815 Msd,x=-123668.852 Msd,y=164744.438  
 Mrd=172948.172 Mrd,x=955078.938 Mrd,y=1297111.25  
 formula conservativa [5.36]  
 r =0 classe 1

Resistenza: taglio X  
 R6 =0.015 in comb. Famiglia "S10" 15 s=0  
 Vsd=-1189.576 Vrd=75575.196

Resistenza: taglio Y  
 R7 =0.04 in comb. Famiglia "S10" 13 x=0  
 Vsd=928.261 Vrd=23228.244

Instabilità: flessione deviata con compressione  
 R4 =0.275 in comb. Famiglia "S10" 15 s=0 classe 1  
 Nrd=-2768.815 Msd,x=-123668.852 Msd,y=164744.438  
 Mrd=172948.172 Mrd,x=955078.938 Mrd,y=1297111.25  
 hm,x=1.77 hm,y=1.881 kx=1 ky=1.009

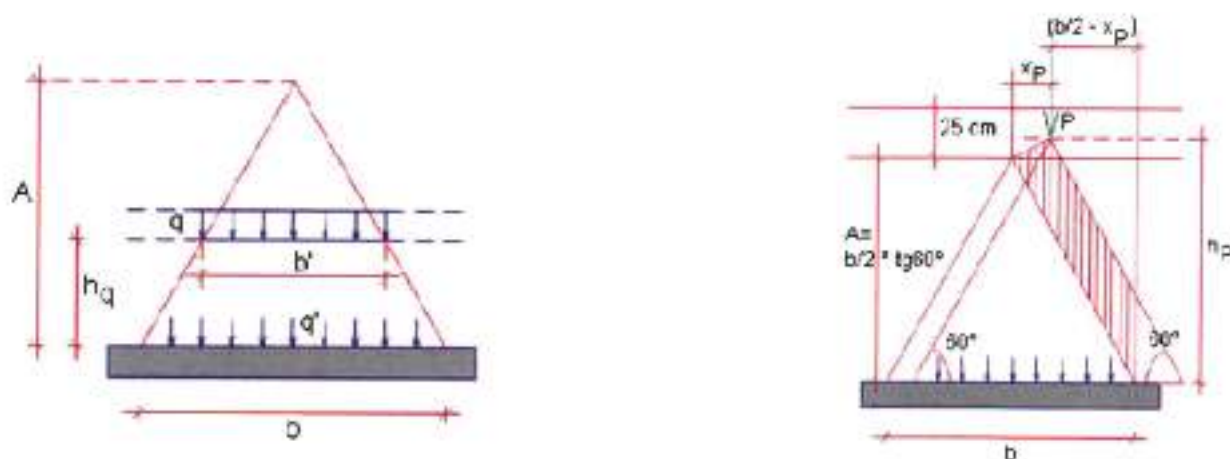
**I PILASTRI RISULTANO VERIFICATI**

### 8.5. Tabul. R1A - Verifiche Piattabande P1 e P2

#### CALCOLO DELL'ARCHITRAVE IN ACCIAIO SU MURATURA ESISTENTE

Tipo P1

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952). Sostanzialmente il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura inclusa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso. I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali solai sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi dei solai che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico. Se entro la luce della trave agiscono carichi concentrati essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro punto d'applicazione è al di fuori del triangolo ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25cm al di sopra della sommità del triangolo stesso. Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura.



#### ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'ARCHITRAVE

Luce netta dell'architrave:

Luce di calcolo dell'architrave:

Altezza del triangolo di carico:

Spessore della muratura sopra l'architrave:

Distanza del solaio sovrastante rispetto all'architrave:

Larghezza di scarico del solaio

Carichi permanenti strutturali agenti sul solaio:

Carichi perm

solaio:

Carichi accic.....

Luce totale del solaio:

Interasse

Carico distribuito

Carico trasmesso dal solaio sull'architrave:

Carico trasmesso dalla muratura:

Peso specifico della muratura

$$L = 1150 \quad [\text{mm}]$$

$$b = 1,05 * L = 1207,5 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 1046 \quad [\text{mm}]$$

$$t = 600 \quad [\text{mm}]$$

$$h_q = 2500 \quad [\text{mm}]$$

$$b' = 1679 \quad [\text{mm}]$$

$$G_1 = 3,50 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$G_2 = 0,00 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$Q_{k,\text{solai}} = 5,00 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$L_{\text{sol}} = 7000 \quad [\text{mm}]$$

$$i = L_{\text{sol}} / 2 = 3500 \quad [\text{mm}]$$

$$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_{k,\text{solai}}) = 42,18 \quad [\text{kN/m}]$$

$$Q_{k,\text{folla}} =$$

$$F_d * b' / b = 58,65 \quad [\text{kN/m}]$$

$$F_m = \gamma_{k1} * w * t * A = 17,94 \quad [\text{kN/m}]$$

$$w = 22 \quad [\text{kN/m}^3]$$

**LA SCALA RISULTA VERIFICATA**

**CARATTERISTICHE DELL'ARCHITRAVE IN ACCIAIO**

	<b>IPE 140</b>	<b>S275</b>
Tipo di profilato		
Numero di profili	n	2
Altezza della sezione trasversale	h	140,00 [mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	73,00 [mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	4,70 [mm]
Spessore delle ali	$t_f$	6,90 [mm]
Raggio di raccordo	r	7,00 [mm]
<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE</b>		
Altezza tra le ali	$h_{10}$	126,20 [mm]
Area della sezione trasversale	A	16,4 [cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente a taglio agente lungo z	$A_{wz}$	7,64 [cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente a taglio agente lungo y	$A_{wy}$	10,07 [cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	$I_{yy}$	541 [cm <sup>4</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	$I_{zz}$	45 [cm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,yy}$	77,3 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,zz}$	12,3 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	88,3 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,zz}$	19,2 [cm <sup>3</sup> ]
Momento statico asse baricentrico	$S_y$	44,2 [cm <sup>3</sup> ]
Peso a metro lineare	p	0,13 [kN/m]
<b>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE</b>		
Valore di snervamento dell'acciaio	$f_y$	275 [MPa]
Tipo di acciaio		S275
		JR
Coefficiente $\epsilon$	$\epsilon$	0,92 [-]
<b>Classificazione dell'anima</b>		
Altezza dell'anima depurata dei raccordi	c	112,20 [mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	4,70 [mm]
Rapporto tra altezza e spessore	$c/t_w$	23,87 [-]
<i>Classificazione dell'anima per flessione</i>		CLASSE 1
<b>Classificazione delle ali</b>		
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi	c	27,15 [mm]
Spessore delle ali	$t_f$	6,90 [mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	$c/t_f$	3,93 [-]
<i>Classificazione delle ali per flessione</i>		CLASSE 1

**SOLLECITAZIONI**

Per il calcolo delle sollecitazioni massime, l'architrave viene assimilato ad una trave semplicemente appoggiata caricata da un carico uniformemente distribuito, dato dalla somma del carico dovuto al solaio e quello dovuto al peso proprio del profilo utilizzato, e da un carico triangolare dovuto al peso proprio della muratura sovrastante.

$$M_{max}^i = F_d * b^2 / 8 + p * b^2 / 8 + F_m * b^2 / 12 = 12,90 \quad [\text{kNm}]$$

$$V_{max}^i = F_d * b / 2 + p * b / 2 + F_m * b / 4 = 40,93 \quad [\text{kN}]$$

### VERIFICA DI RESISTENZA

Numero di profili utilizzati per l'architrave:

$$n = 2$$

Momento flettente SLU:

$$M_{max} = M_{max}^i / n = 6,45 \quad [\text{kN m}]$$

Taglio SLU:

$$V_{max} = V_{max}^i / n = 20,46 \quad [\text{kN}]$$

#### Verifica a flessione monoassiale (NTC 4.2.4.1.2)

Resistenza di calcolo a flessione retta classe 1-2:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Resistenza di calcolo a flessione retta classe 3:

$$M_{c,Rd} = W_{el,min} * f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Momento resistente del singolo profilo:

$$M_{c,Rd} = 23,14 \quad [\text{kN m}]$$

Momento resistente dell'architrave completo:

$$M_{c,Rd} = 46,28 \quad [\text{kN m}]$$

Verifica a flessione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,279 < 1$$

#### Verifica a taglio (NTC 4.2.4.1.2)

La resistenza di calcolo a taglio del singolo profilo vale:

$$V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / \gamma_{M0} / (3^{0,5}) = 115,56 \quad [\text{kN}]$$

La resistenza di calcolo a taglio dell'architrave vale:

$$V_{c,Rd} = 231,12 \quad [\text{kN}]$$

Verifica a taglio:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,177 < 1$$

### VERIFICA DI DEFORMABILITA' DELL'ARCHITRAVE

Carico: peso proprio muratura

$$F_m = w * A * t = 13,80 \quad [\text{kN/m}]$$

Carico: solaio

$$F_d = (G_{1k} + G_{2k} + Q_k) * i = 29,75 \quad [\text{kN/m}]$$

Calcolo della freccia elastica architrave

$$f_m = b^4 / nEI * (5 * F_d / 384 + F_m / 120) = 0,47 \quad [\text{mm}]$$

limite freccia

$$L / 500 = 2,415 \quad [\text{mm}]$$

Modulo elastico acciaio

$$E = 21000 \quad [\text{MPa}]$$

0

Verifica freccia

$$f_m < L / 500 \quad \text{ver}$$

### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER CARICHI CONCENTRATI

Le NTC al punto 4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi, suggerisce di effettuare le verifiche facendo riferimento a normative di comprovata validità: Eurocodice 6, D.M. 14.09.2005. Di seguito viene condotta la verifica secondo il D.M. 14.09.2005, punto 5.4.6.2.4.

$\gamma_M$  è il coef. di sicurezza della muratura

$$\gamma_M = 2,5 \quad [-]$$

Lunghezza dell'appoggio

$$L_{app} = 250 \quad [\text{mm}]$$

$A_c$  è l'area di appoggio;

$$A_c = b * l = 18250 \quad [\text{mm}^2]$$

$f_d$  è la resistenza di progetto della muratura:

$$f_d = f_m / \gamma_c / \gamma_M = 2,15 \quad [\text{Mpa}]$$

$N_{Rdc}$  è la resistenza di progetto:

$$N_{Rdc} = \beta_c * A_c * f_d = 39,20 \quad [\text{kN}]$$

$N_{dc}$  è il valore di progetto del carico concentrato (taglio):

$$N_{dc} = V_{max} = 20,46 \quad [\text{kN}]$$

Verifica a carico concentrato:

$$N_{dc} / N_{Rdc} = 0,522 < 1$$

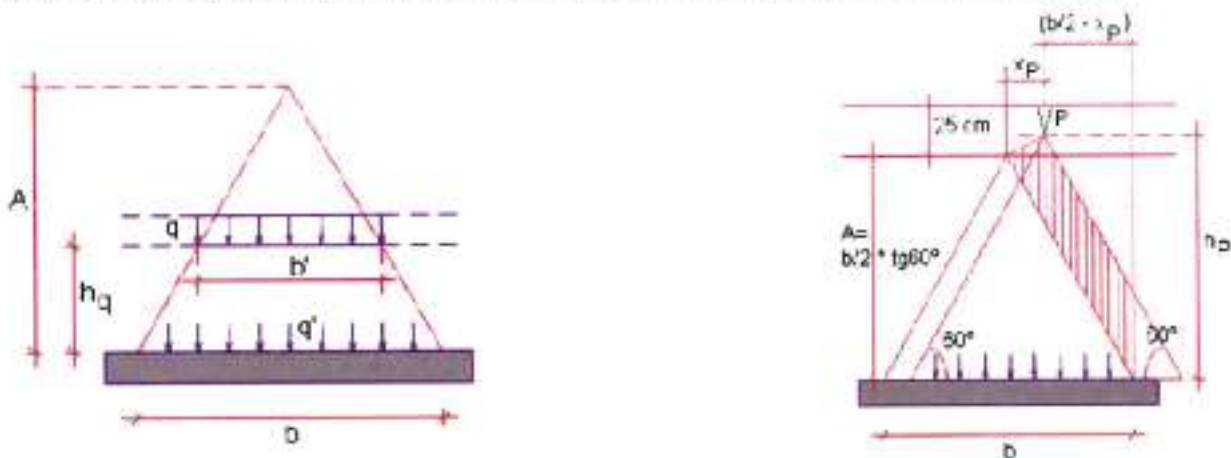
$\beta_c$  è un coefficiente di amplificazione per carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura, a favore di sicurezza può essere considerato pari a 1;

### LE PIATTABANDE RISULTANO VERIFICATE



**CALCOLO DELL'ARCHITRAVE IN ACCIAIO SU MURATURA ESISTENTE****Tipo P2**

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952). Sostanzialmente il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura inclusa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso. I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali solai sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi dei solai che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico. Se entro la luce della trave agiscono carichi concentrati essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro punto d'applicazione è al di fuori del triangolo ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25cm al di sopra della sommità del triangolo stesso. Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura.

**ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'ARCHITRAVE**

Luce netta dell'architrave:

Luce di calcolo dell'architrave:

Altezza del triangolo di carico:

Spessore della muratura sopra l'architrave:

Distanza del solaio sovrastante rispetto all'architrave:

Larghezza di scarico del solaio

Carichi permanenti strutturali agenti sul solaio:

Carichi permanenti non strutturali agenti sul solaio:

Carichi accidentali agenti sul solaio:

Luce totale del solaio:

Interasse

Carico distribuito

Carico trasmesso dal solaio sull'architrave:

Carico trasmesso dalla muratura:

Peso specifico della muratura

$$L = 1350 \quad [\text{mm}]$$

$$b = 1,05 * L = 1417,5 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 1228 \quad [\text{mm}]$$

$$t = 500 \quad [\text{mm}]$$

$$h_q = 2500 \quad [\text{mm}]$$

$$b' = 1469 \quad [\text{mm}]$$

$$G_1 = 3,50 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$G_2 = 0,00 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$Q_{k,folto} = 5,00 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$L_{sol} = 4000 \quad [\text{mm}]$$

$$i = L_{sol} / 2 = 2000 \quad [\text{mm}]$$

$$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_{k,folto}) = 24,10 \quad [\text{kN/m}]$$

$$Q_{k,folto} =$$

$$F_d * b' / b = 24,98 \quad [\text{kN/m}]$$

$$F_m = \gamma_{k1} * w * t * A = 17,55 \quad [\text{kN/m}]$$

$$w = 22 \quad [\text{kN/m}^3]$$

**CARATTERISTICHE DELL'ARCHITRAVE IN ACCIAIO**

	<b>IPE 140</b>	<b>S275</b>
Tipo di profilato		
Numero di profili	n	2
Altezza della sezione trasversale	h	140,00 [mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	73,00 [mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	4,70 [mm]
Spessore delle ali	$t_r$	6,90 [mm]
Raggio di raccordo	r	7,00 [mm]
<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE</b>		
Altezza tra le ali	$h_x$	126,20 [mm]
Area della sezione trasversale	A	16,4 [cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente a taglio agente lungo z	$A_{wz}$	7,64 [cm <sup>2</sup> ]
Area della sezione resistente a taglio agente lungo y	$A_{wy}$	10,07 [cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	$I_{yy}$	541 [cm <sup>4</sup> ]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	$I_{zz}$	45 [cm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,yy}$	77,3 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,zz}$	12,3 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	88,3 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,zz}$	19,2 [cm <sup>3</sup> ]
Momento statico asse baricentrico	$S_y$	44,2 [cm <sup>3</sup> ]
Peso a metro lineare	$\rho$	0,13 [kN/m]
<b>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE</b>		
Valore di snervamento dell'acciaio	$f_y$	275 [MPa]
Tipo di acciaio		S275
		JR
Coefficiente $\epsilon$	$\epsilon$	0,92 [-]
<b>Classificazione dell'anima</b>		
Altezza dell'anima depurata dei raccordi	c	112,20 [mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	4,70 [mm]
Rapporto tra altezza e spessore	$c/t_w$	23,87 [-]
<i>Classificazione dell'anima per flessione</i>		CLASSE 1
<b>Classificazione delle ali</b>		
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi	c	27,15 [mm]
Spessore delle ali	$t_r$	6,90 [mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	$c/t_r$	3,93 [-]
<i>Classificazione delle ali per flessione</i>		CLASSE 1

**SOLLECITAZIONI**

Per il calcolo delle sollecitazioni massime, l'architrave viene assimilato ad una trave semplicemente appoggiata caricata da un carico uniformemente distribuito, dato dalla somma del carico dovuto al solaio e quello dovuto al peso proprio del profilo utilizzato, e da un carico triangolare dovuto al peso proprio della muratura sovrastante.

$$M_{max} = F_d * b^2 / 8 + p * b^2 / 8 + F_m * b^2 / 12 = 9,26 \quad [\text{kNm}]$$

$$V_{max} = F_d * b / 2 + p * b / 2 + F_m * b / 4 = 24,04 \quad [\text{kN}]$$

### VERIFICA DI RESISTENZA

Numero di profili utilizzati per l'architrave:

$$n = 2$$

Momento flettente SLU:

$$M_{max} = M'_{max} / n = 4,63 \quad [\text{kN m}]$$

Taglio SLU:

$$V_{max} = V'_{max} / n = 12,02 \quad [\text{kN}]$$

#### Verifica a flessione monoassiale (NTC 4.2.4.1.2)

Resistenza di calcolo a flessione retta classe 1-2:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{MO}$$

Resistenza di calcolo a flessione retta classe 3:

$$M_{c,Rd} = W_{eLmin} * f_{yk} / \gamma_{MO}$$

Momento resistente del singolo profilo:

$$M_{c,Rd} = 23,14 \quad [\text{kN m}]$$

Momento resistente dell'architrave completo:

$$M_{c,Rd} = 46,28 \quad [\text{kN m}]$$

Verifica a flessione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,200 < 1$$

#### Verifica a taglio (NTC 4.2.4.1.2)

La resistenza di calcolo a taglio del singolo profilo vale:

$$V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / \gamma_{MO} / (3^{0,5}) = 115,56 \quad [\text{kN}]$$

La resistenza di calcolo a taglio dell'architrave vale:

$$V_{c,Rd} = 231,12 \quad [\text{kN}]$$

Verifica a taglio:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,104 < 1$$

### VERIFICA DI DEFORMABILITA' DELL'ARCHITRAVE

Carico: peso proprio muratura

$$F_m = w * A * t = 13,50 \quad [\text{kN/m}]$$

Carico: solaio

$$F_d = (G_{1k} + G_{2k} + Q_k) * i = 17 \quad [\text{kN/m}]$$

Calcolo della freccia elastica architrave

$$f_m = b^2 / nEI * (5 * F_d / 384 + F_m / 120) = 0,59 \quad [\text{mm}]$$

limite freccia

$$L / 500 = 2,835 \quad [\text{mm}]$$

Modulo elastico acciaio

$$E = 21000 \quad [\text{MPa}]$$

0

Verifica freccia

$$f_m < L / 500 \quad \text{ver}$$

### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER CARICHI CONCENTRATI

Le NTC al punto 4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi, suggerisce di effettuare le verifiche facendo riferimento a normative di comprovata validità: Eurocodice 6, D.M. 14.09.2005. Di seguito viene condotta la verifica secondo il D.M. 14.09.2005, punto 5.4.6.2.4.

$\gamma_M$  è il coef. di sicurezza della muratura

$$\gamma_M = 2,5 \quad [-]$$

Lunghezza dell'appoggio

$$L_{app} = 250 \quad [\text{mm}]$$

$A_c$  è l'area di appoggio;

$$A_c = b * l = 18250 \quad [\text{mm}^2]$$

$f_d$  è la resistenza di progetto della muratura:

$$f_d = f_m / \gamma_C / \gamma_M = 2,15 \quad [\text{MPa}]$$

$N_{Rd}$  è la resistenza di progetto:

$$N_{Rd} = \beta_c * A_c * f_d = 39,20 \quad [\text{kN}]$$

$N_{dc}$  è il valore di progetto del carico concentrato (taglio):

$$N_{dc} = V_{max} = 12,02 \quad [\text{kN}]$$

Verifica a carico concentrato:

$$N_{dc} / N_{Rd} = 0,307 < 1$$

$\beta_c$  è un coefficiente di amplificazione per carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura, a favore di sicurezza può essere considerato pari a 1;

### LE PIATTABANDE RISULTANO VERIFICATE

### 8.5.1. Tabul. R1A - Verifiche trav i in C.A. in Fondazione per la passerella

x	distanza da sinistra dello scavo in stampa
Asup	area di acciaio efficace superiore considerata in verifica
as	distanza tra baricentro armature superiori e lembo superiore
Ainf	area di acciaio efficace inferiore considerata in verifica
ai	distanza tra baricentro armature inferiori e lembo inferiore
Mela	momento flettente derivante da calcolo elastico lineare
Med	momento flettente di progetto (traslate e ridistribuite)
Mu	momento flettente ultimo
x/d	abacuso dal fondo compresso dell'asse neutro / altezza utile
Asr	area di staffatura presente (complessiva)
Acp+	area di sezioni come area di staffa equivalenti per taglio positivo
Acp-	area di sezioni come area di staffa equivalenti per taglio negativo
VEd,max	massima forza di taglio che può essere sopportata senza rottura dell'elemento
VEd	taglio agente allo stato limite ultimo
VEd,e,sl	taglio agente allo stato limite ultimo ridotto
VEd,c	resistenza a taglio di calcolo della sezione priva di armatura a taglio
VEd,s	resistenza a taglio di calcolo della sezione con armatura a taglio
beta	angolo tra portante compresso di calcestruzzo e l'asse della trave perpendicolare al taglio
Mese,R	momento flettente in esercizio in combinazione rara
Mese,QP	momento flettente in esercizio in combinazione quasi permanente
sc	tensione nel calcestruzzo in esercizio
sf	tensione nell'acciaio in esercizio
srm	distanza tra le fessure al lembo inferiore
wkLR	apertura caratteristica delle fessure al lembo inferiore in comb. rara
wkIF	apertura caratteristica delle fessure al lembo inferiore in comb. frequente
wkQP	apertura caratteristica delle fessure al lembo inferiore in comb. quasi permanente
srm	distanza tra le fessure al lembo superiore
wkSR	apertura caratteristica delle fessure al lembo superiore in comb. rara
wkSF	apertura caratteristica delle fessure al lembo superiore in comb. frequente
wkQP	apertura caratteristica delle fessure al lembo superiore in comb. quasi permanente
fg,R	freccia della sezione in combinazione rara valutata a sezione interamente reagente
fg,R	freccia della sezione in combinazione rara valutata considerando la fessurazione
fg,QP	freccia della sezione in combinazione quasi permanente valutata a sezione interamente reagente
fg,QP	freccia della sezione in combinazione quasi permanente valutata considerando la fessurazione
st,max	massima pressione sul terreno (per travi di fondazione)
st,min	minima pressione sul terreno (per travi di fondazione)

#### Trave di fondazione a "Fondazione" 69-63

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (daN/cm<sup>2</sup>)

Calcestruzzo: fck,cub (cubica)= 300 fck (cilindrica)= 240 acciaio fyk= 4500

OUTPUT CARPENTE (elementi in KN\*cm, tagli in KN, tensioni in daN/cm<sup>2</sup>, angoli in rad)

trave sinistra tra il filo 69 e tra il filo 68; abs: sap n° 122

sezione rettangolare: B tot. 40.0 B 160.0 Cs 2.0 Ci 2.0

sovrarresistenza 0%

Pressione in fondazione in combinazioni eccezionali

x	Mese,R	oc	of	Mese,QP	oc	srm	wkLR	wkIF	wkQP	srm	wkSR	wkSF	wkQP	st,max	st,min
0	0	0	0	0	0									0.0000	0.0000
156	0	0	0	0	0									0.0000	0.0000
312	0	0	0	0	0									0.0000	0.0000
454	0	0	0	0	0									0.0000	0.0000
468	0	0	0	0	0									0.0000	0.0000

Verifiche in stato limite ultimo in combinazioni non eccezionali

x	Asup	as	Ainf	ai	Mela	Med	Mu	x/d	Asr	Acp+	Acp-	VEd,max	VEd	VEd,e,sl	VEd,c	VEd,s	beta
0	0	0.00	2.8	0.00	2.8	0	0	0.000	.000	.000	.000	2647	0	0	237	0	0.79
0	0	0.00	2.8	0.00	2.8	0	-6	0.000	.000	.000	.000	2647	0	0	237	0	0.79
156	15.39	3.5	15.39	3.5	-231	-237	-21198	.094	.203	.000	.000	2337	0	0	234	260	0.79
156	15.39	3.5	15.39	3.5	-231	-237	-21198	.094	.203	.000	.000	2337	-1	0	234	-260	0.79
312	15.39	3.5	15.39	3.5	513	735	-21198	.094	.203	.000	.000	2337	12	0	234	260	0.79
312	15.39	3.5	15.39	3.5	-98	-111	-21198	.094									
454	15.39	3.5	15.39	3.5	3723	3723	21198	.094	.203	.000	.000	2337	34	0	234	260	0.79
468	15.39	3.5	15.39	3.5	3968	3968	21198	.094	.203	.000	.000	2337	37	0	234	260	0.79

Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione

x	Mese,R	oc	of	Mese,QP	oc	srm	wkLR	wkIF	wkQP	srm	wkSR	wkSF	wkQP	st,max	st,min
0	0	0	0	0	0									-1.212	-0.728
156	-162	0	5	-92	0									-1.951	-1.044
312	350	1	12	148	0									-1.203	-1.163
454	2579	6	95	1262	3									-1.2375	-1.1229
468	2745	6	92	1348	3									-1.2368	-1.1229



campata n. 1 tra il filo 66 e tra il filo 67; asta sup n° 121  
 sezione rettangolare H tot. 40,0 B 160,0 Cs 2,0 Ci 2,0  
 sovrarigidità 0%

Pressione in fondazione in combinazioni eccezionali

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	armi	wkIR	wkIF	wk+QP	srms	wkIR	wkIF	wk+QP	st.max.	st.min.
0														0,0000	0,0000
15														0,0000	0,0000
153														0,0000	0,0000
305														0,0000	0,0000
443														0,0000	0,0000
458														0,0000	0,0000

Verifiche in stato limite ultimo in combinazioni non eccezionali

x	Raup	ca	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRd,max	VRd	VRd,rid	VRd,c	VRd,s	teta
0	15,39	3,5	15,39	3,5	4302	4302	21198	,094	,203	,000	,000	2337	-46	0	234	-260	0,79
15	15,39	3,5	15,39	3,5	3991	3991	21198	,094	,203	,000	,000	2337	-43	0	234	-260	0,79
153	15,39	3,5	15,39	3,5	171	341	21198	,094	,203	,000	,000	2337	-19	0	234	-260	0,79
157	15,39	3,5	15,39	3,5	-381	-535	-21198	,094									
305	15,39	3,5	15,39	3,5	-1140	-1223	-21198	,094	,203	,000	,000	2337	6	0	234	260	0,79
305	15,39	3,5	15,39	3,5					,203	,000	,000	2337	-1	0	234	-260	0,79
443	15,39	3,5	15,39	3,5	1112	1132	21198	,094	,203	,000	,000	2337	26	0	234	260	0,79
443	15,39	3,5	15,39	3,5	-393	-434	-21198	,094									
458	15,39	3,5	15,39	3,5	1298	1298	21198	,094	,203	,000	,000	2337	28	0	234	260	0,79
458	15,39	3,5	15,39	3,5	-316	-316	-21198	,094									

Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	armi	wkIR	wkIF	wk+QP	srms	wkIR	wkIF	wk+QP	st.max.	st.min.
0	2989	7	99	1513	3									-,2388	-,1228
15	2773	6	91	1422	3									-,2398	-,1230
153	-180	0	4	-135	0									-,2385	-,1218
305	-803	2	26	-466	1									-,2243	-,1175
443	744	2	25	238	1									-,2127	-,1143
458	872	2	23	297	1									-,2120	-,1141

campata n. 2 tra il filo 67 e tra il filo 66; asta sup n° 124  
 sezione rettangolare H tot. 40,0 B 160,0 Cs 2,0 Ci 2,0  
 sovrarigidità 0%

Pressione in fondazione in combinazioni eccezionali

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	armi	wkIR	wkIF	wk+QP	srms	wkIR	wkIF	wk+QP	st.max.	st.min.
0														0,0000	0,0000
15														0,0000	0,0000
153														0,0000	0,0000
305														0,0000	0,0000
443														0,0000	0,0000
458														0,0000	0,0000

Verifiche in stato limite ultimo in combinazioni non eccezionali

x	Raup	ca	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRd,max	VRd	VRd,rid	VRd,c	VRd,s	teta
0	15,39	3,5	15,39	3,5	1824	1624	21198	,094	,203	,000	,000	2337	-29	0	234	-260	0,79
0	15,39	3,5	15,39	3,5	-161	-161	-21198	,094									
15	15,39	3,5	15,39	3,5	1427	1427	21198	,094	,203	,000	,000	2337	-27	0	234	-260	0,79
15	15,39	3,5	15,39	3,5	-203	-297	-21198	,094									
153	22,72	3,5	19,82	3,5	-1122	-1263	-30711	,109	,203	,000	,000	2337	-10	0	260	-260	0,79
305	15,39	3,5	15,39	3,5	-1150	-1286	-21198	,094	,203	,000	,000	2337	9	0	234	260	0,79
443	15,39	3,5	15,39	3,5	1373	1373	21198	,094	,203	,000	,000	2337	27	0	234	260	0,79
443	15,39	3,5	15,39	3,5	-292	-382	-21198	,094									
458	15,39	3,5	15,39	3,5	1570	1570	21198	,094	,203	,000	,000	2337	29	0	234	260	0,79
458	15,39	3,5	15,39	3,5	-291	-291	-21198	,094									

Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	armi	wkIR	wkIF	wk+QP	srms	wkIR	wkIF	wk+QP	st.max.	st.min.
0	1119	2	31	475	1									-,2120	-,1141
15	974	2	30	410	1									-,2115	-,1140
153	-784	3	25	-427	1									-,2081	-,1133
305	-805	2	27	-444	1									-,2090	-,1135
443	933	2	31	373	1									-,2141	-,1148
458	1069	2	35	438	1									-,2149	-,1151

campata n. 3 tra il filo 66 e tra il filo 63; asta sup n° 123  
 sezione rettangolare H tot. 40,0 B 160,0 Cs 2,0 Ci 2,0  
 sovrarigidità 0%

Pressione in fondazione in combinazioni eccezionali

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	armi	wkIR	wkIF	wk+QP	srms	wkIR	wkIF	wk+QP	st.max.	st.min.
0														0,0000	0,0000
15														0,0000	0,0000
153														0,0000	0,0000
305														0,0000	0,0000
443														0,0000	0,0000
458														0,0000	0,0000



Verifiche in stato limite ultimo in combinazioni non eccezionali

x	Ascp	cs	Alnf	ci	Mela	Med	Mu	x/d	Asc	Afp+	Afp-	VEd,max	VEd	VEd,rid	VEd,c	VRd,s	teta
0	15.39	3.5	15.39	3.5	1866	1866	21198	.094	.203	.000	.000	2337	-31	0	234	-260	0.79
15	15.39	3.5	15.39	3.5	1657	1657	21198	.094	.203	.000	.000	2337	-29	0	234	-260	0.79
15	15.39	3.5	15.39	3.5	3	-110	-21198	.094									
153	15.39	3.5	15.39	3.5	-982	-1106	-21198	.094	.203	.000	.000	2337	-9	0	234	-260	0.79
305	15.39	3.5	15.39	3.5	-469	-708	-21198	.094	.203	.000	.000	2337	16	0	234	260	0.79
443	15.39	3.5	15.39	3.5	3396	3394	21198	.094	.203	.000	.000	2337	40	0	234	260	0.79
458	15.39	3.5	15.39	3.5	3684	3684	21198	.094	.203	.000	.000	2337	42	0	234	260	0.79

Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	srni	wkR	wkF	wk+QP	srns	wkR	wkF	wk+QP	st.max.	st.min.
0	1286	3	42	608	1									-2149	-1151
15	1142	3	38	535	1									-2198	-1153
153	-484	2	33	-370	1									-2262	-1376
305	-135	1	11	-220	0									-2367	-1198
443	2333	5	77	1063	2									-2374	-1205
458	2532	6	84	1360	3									-2370	-1205

sovrareistenza tra il filo 60 e tra il filo 63; asta sap n° 537  
 sezione rettangolare h tot. 40.0 B 160.0 Co 2.0 Ci 2.0  
 sovrareistenza 0%

Pressione in fondazione in combinazioni eccezionali

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	srni	wkR	wkF	wk+QP	srns	wkR	wkF	wk+QP	st.max.	st.min.
0														0.0000	0.0000
15														0.0000	0.0000
153														0.0000	0.0000
305														0.0000	0.0000
443														0.0000	0.0000

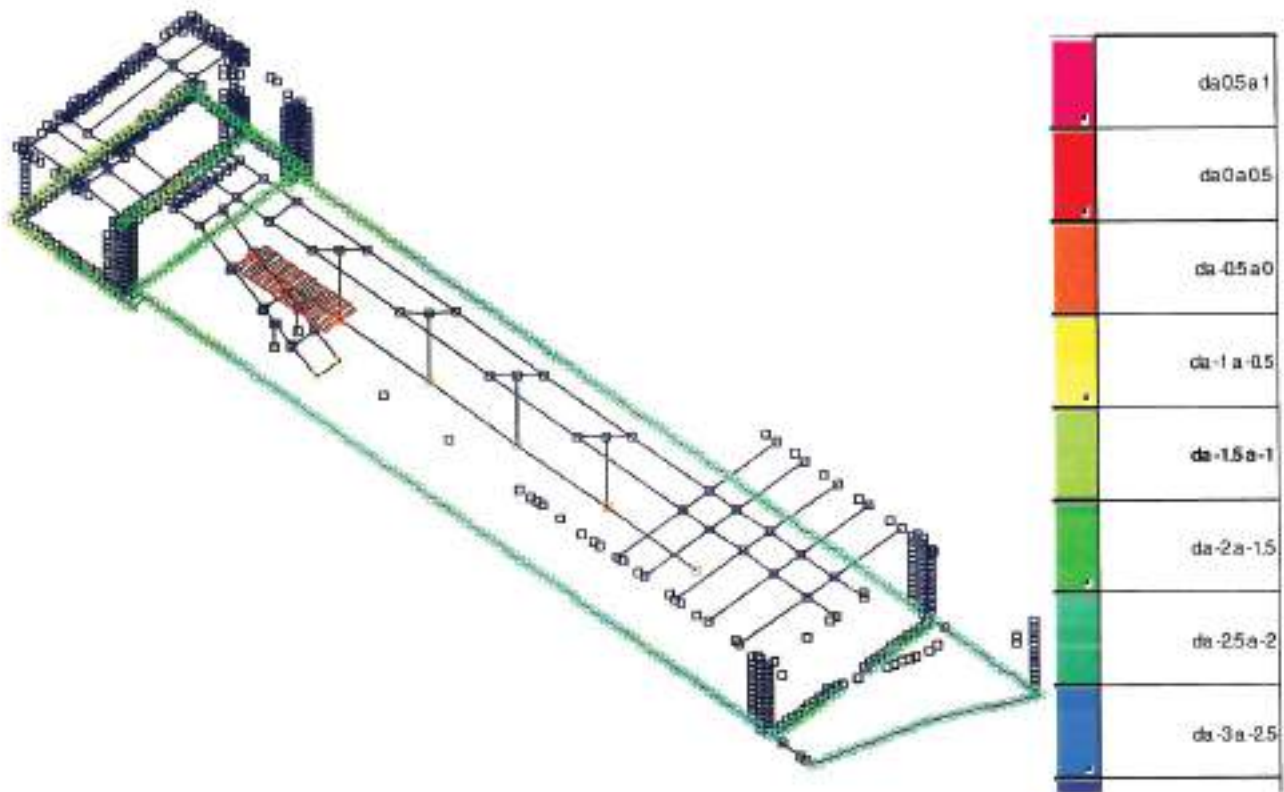
Verifiche in stato limite ultimo in combinazioni non eccezionali

x	Ascp	cs	Alnf	ci	Mela	Med	Mu	x/d	Asc	Afp+	Afp-	VEd,max	VEd	VEd,rid	VEd,c	VRd,s	teta
0	15.39	3.5	15.39	3.5	4173	4173	21198	.094	.203	.000	.000	2337	-37	0	234	-260	0.79
15	15.39	3.5	15.39	3.5	3924	3924	21198	.094	.203	.000	.000	2337	-34	0	234	-260	0.79
153	15.39	3.5	15.39	3.5	862	899	21198	.094	.203	.000	.000	2337	-13	0	234	-260	0.79
154	15.39	3.5	15.39	3.5	1	-35	-21198	.094									
308	18.62	3.5	15.39	3.5	-183	-183	-25593	.162	.203	.000	.000	2337	1	0	234	260	0.79
308	18.62	3.5	15.39	3.5					.203	.000	.000	2337	0	0	243	-260	0.79

Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione

x	Mese.R	dc	df	Mese.QP	dc	srni	wkR	wkF	wk+QP	srns	wkR	wkF	wk+QP	st.max.	st.min.
0	2884	6	95	1402	3									-2370	-1205
15	2712	6	89	1317	3									-2340	-1204
154	405	1	15	209	0									-2093	-1154
308	-128	0	4	-69	0									-1573	-1056
462	0	0	0	0	0									-1227	-0747

**LE TRAVI RISULTANO VERIFICATE**



### Pressioni massime sul terreno

*Nota:* Numero del nodo collocato sul terreno.  
*Contesto:* Condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.  
*uz min:* Spostamento massimo verticale del nodo. [cm]  
*Minima:* Pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]  
*Contesto:* Condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.  
*uz max:* Spostamento minimo verticale del nodo. [cm]  
*Massima:* Pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Compressione estrema massima -2.53966 al nodo di indice 278, di coordinate x = 4267, y = 3174, z = 0, nel contesto SLV fondazioni 11.**

Nodo	Contesto	uz min	Minima	Contesto	uz max	Massima
260	SLV 4	-0.32307	-1.24735	SLV fondazioni 3	-0.21808	-0.63255
261	SLV fondazioni 7	-1.37528	-2.34052	SLV fondazioni 8	0.01869	0.03491
263	SLV 4	-0.31203	-1.82406	SLV fondazioni 7	-0.42491	-1.25394
264	SLV 4	-1.88335	-2.0867	SLV fondazioni 3	+1.80119	-1.20239
265	SLV 4	-0.7403	-1.4928	SLV fondazioni 3	-1.44453	-0.88904
268	SLV 4	-0.51502	-1.83094	SLV fondazioni 3	-0.3125	-0.4254
269	SLV 4	-1.04305	-2.0861	SLV fondazioni 3	-0.5919	-1.1638
270	SLV fondazioni 1	-1.2199	-2.43979	SLV fondazioni 8	0.20369	0.20739
272	SLV 4	-0.01292	-1.82583	SLV fondazioni 3	-0.62896	-1.23911
273	SLV 4	-0.74469	-1.48527	SLV fondazioni 1	-0.42425	-0.8485
276	SLV 4	-0.1096	-1.01699	SLV fondazioni 1	-0.31944	-0.62129
277	SLV 4	-1.04292	-2.08584	SLV fondazioni 3	-0.59295	-1.18591
278	SLV fondazioni 11	-1.24993	-2.53966	SLV fondazioni 3	0.29903	0.27806
283	SLV 4	-0.91235	-1.82749	SLV fondazioni 3	-0.61155	-1.22309
291	SLV 4	-1.04291	-2.08543	SLV fondazioni 3	-0.67873	-1.34946
292	SLV 4	+0.78372	-1.48794	SLV fondazioni 3	-0.40401	-0.80802
295	SLV 4	-0.5041	-1.0092	SLV fondazioni 3	-0.30946	-0.61894
296	SLV 4	-0.9147	-1.82919	SLV fondazioni 3	-0.63361	-1.26731
297	SLV 4	-1.04398	-2.08775	SLV fondazioni 3	-0.59497	-1.18995
298	SLV 4	+0.74334	-1.48668	SLV fondazioni 3	-0.384	-0.768
291	SLV 4	-0.58183	-1.09265	SLV fondazioni 3	-0.29923	-0.61886
292	SLV 3	-0.04061	-0.12122	SLV 3	-0.03636	-0.07277
293	SLV 4	-0.11942	-0.23883	SLV 3	-0.0614	-0.12279
294	SLV 4	-0.18691	-0.37202	SLV 3	-0.05796	-0.11412
295	SLV 4	-0.18747	-0.37483	SLV 3	-0.05753	-0.11506
296	SLV 4	-0.13949	-0.27696	SLV 3	-0.04023	-0.08046
297	SLV 3	-0.06133	-0.12266	SLV 3	-0.03713	-0.07467

**LE FONDAZIONI RISULTANO VERIFICATE**

## 9. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Tutti i dati elaborati dal programma di calcolo, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

## 10. TABULATI DI CALCOLO

*Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" RELAZIONI : R1 costituenti parte integrante della presente relazione.*

## 11. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Come è desumibile dalla consultazione dei dati consegnati nei tabulati di calcolo, tutte le verifiche di resistenza e di stabilità condotte nelle sezioni esaminate corrispondenti a quelle maggiormente sollecitate, hanno dato esito favorevole.

La validità dei risultati è stata costantemente verificata con i metodi di calcolo della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. Tutte le verifiche di resistenza riportate negli allegati alla presente relazione, redatta nel rispetto della Legge n°64 del 02/02/74 e del D.M. 17/01/2018, risultano soddisfatte.

NAPOLI,

Il Progettista delle strutture



