



COMANDO PROVINCIALE VV.F. - PERUGIA

INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA SEDE  
IN VIA G. PENNETTI PENNELLA A PERUGIA

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE SULLE STRUTTURE  
E GEOTECNICA - CALCOLI**

**1463**

**RE-D03**

Riferimento Catastale		Scala	Data	Agg.	File	Copia
F.	Part.					
267	71		gennaio 2017		1463_TAB.dwg	

RUP *ing. Gianfrancesco MONOPOLI*

PROGETTO



*ing. Paolo ANDERLINI*  
*ing. Giancarlo GALVANIN*

COLLABORATORI

*ing. Matteo BACHIORRI*  
*m.d'a. Giuliano BEVAGNA*

IMPIANTI MECCANICI



*p. ind. Antonio DEL MORO*

IMPIANTI ELETTRICI



*p. ind. Elvisio REGNI*



COMANDO PROVINCIALE VV.F. – PERUGIA

INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA SEDE IN  
VIA G. PENNETTI PENNELLA – PERUGIA

\* \* \* \* \*

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA  
CALCOLI

Perugia – Febbraio 2017



## INDICE

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA.....	1
RELAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE .....	3
RELAZIONE DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	7
RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI .....	14
RELAZIONE DI CALCOLO .....	15
<b>GE – GENERALITA’ .....</b>	<b>15</b>
GE.1 – PREMESSA.....	15
GE.2 – ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE) .....	15
GE.3 – CARICHI E COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	20
GE.3.1 – Introduzione.....	20
GE.3.2 – Azioni variabili (Q) .....	21
GE.3.3 – Analisi dei carichi.....	23
<b>FE – FABBRICATO ESISTENTE .....</b>	<b>25</b>
FE.1 – FATTORE DI CONFIDENZA E LIVELLO DI CONOSCENZA.....	25
FE.1.1 – Generalità.....	25
FE.1.2 – Geometria e dettagli costruttivi.....	27
FE.1.3 – Prove su qualità calcestruzzo.....	27
FE.1.4 – Prove su qualità acciaio.....	28
FE.1.5 – Elaborazione dei risultati.....	28
FE.2 – MODELLAZIONE NUMERICA E ANALISI SISMICA .....	30
FE.2.1 – Geometria e azioni / Sollecitazioni .....	30
FE.2.2 – Valutazione degli spostamenti .....	31
FE.2.3 – Calcolo delle sollecitazioni e verifiche.....	32
FE.2.4 – Influenza delle tamponature sulla risposta sismica .....	33
FE.3 – VERIFICA DELLA SICUREZZA .....	35
FE.3.1 – Premessa .....	35
FE.3.2 – Armature esistenti .....	36
FE.3.3 – Risultati di calcolo – Verifica meccanismi duttili.....	37
FE.3.4 – Verifica meccanismi fragili.....	38
FE.3.5 – Verifica nodi non confinati .....	39
FE.3.6 – Setti.....	39
FE.3.7 – Verifica della portanza dei pali .....	47
<b>SE – SOPRAELEVAZIONE .....</b>	<b>48</b>
SE.1 – PREMESSA .....	48
SE.2 – SOLAI .....	49
SE.2.1 – Verifiche dei solai.....	49
SE.2.2 – Verifiche appoggio solai .....	50
SE.3 – TELAIO .....	52

SE.3.1 – Premessa .....	52
SE.3.2 – Geometria e azioni / Sollecitazioni .....	52
SE.3.3 – Valutazione degli spostamenti .....	53
SE.3.4 – Impianti .....	53
SE.3.5 – Elementi non strutturali .....	53
SE.3.6 – Calcolo delle sollecitazioni e verifiche .....	54
SE.3.7 – Sollecitazioni di calcolo – Pilastri e travi .....	56
SE.3.9 – Setti .....	58
SE.3.10 – Barre di armatura post-installate....	Errore. Il segnalibro non è definito.
<b>RELAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>61</b>
1 – PREMESSA .....	61
2 – CARATTERISTICHE GEOLITOLOGICHE .....	61
3 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....	63
4 – SCENARIO IDROGEOLOGICO LOCALE .....	64
5 – LIQUEFACIBILITA' .....	64
6 – CARATTERISTICHE SISMICHE .....	65
7 – STRATIGRAFIA TERRENO .....	65
8 – SCHEMATIZZAZIONE DEI PALI ESISTENTI .....	66
8.1 – Coefficiente di Winkler .....	66
8.2 – Vincoli alla traslazione verticale ( $K_V$ ) .....	66
8.3 – Vincoli alla traslazione orizzontale ( $K_H$ ) .....	68
9 – CAPACITA' PORTANTE DEI PALI .....	69
<b>RELAZIONE SULLE FONDAZIONI .....</b>	<b>71</b>
1 – PREMESSA .....	71
2 – GEOMETRIA E AZIONI / SOLLECITAZIONI .....	72
3 – VERIFICHE PALI .....	72
3.1 – Portanza .....	72
3.2 – Resistenza .....	74

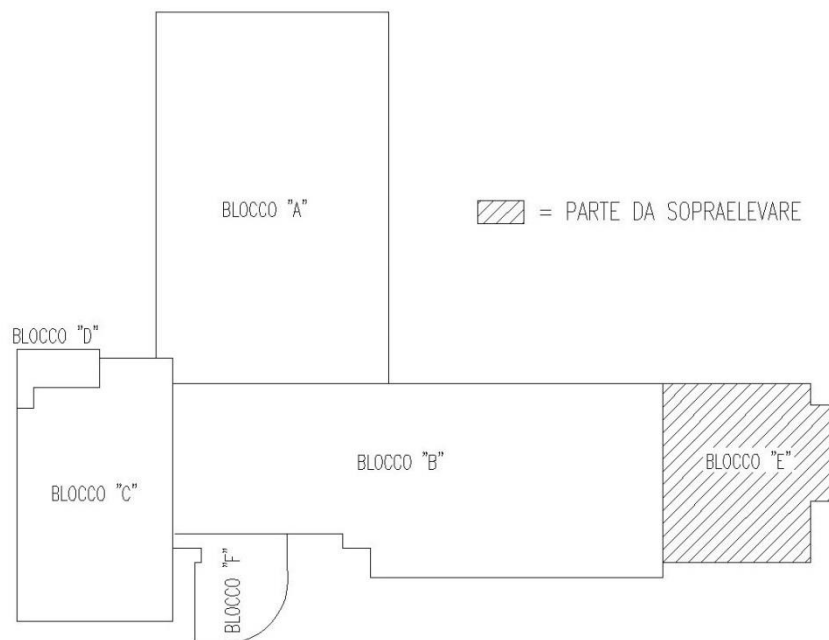
COMANDO PROVINCIALE VV.F. – PERUGIA  
INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA SEDE IN  
VIA G. PENNETTI PENNELLA – PERUGIA

## RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

La presente relazione riguarda il progetto per la ristrutturazione della Sede del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco in Via G. Pennetti Pennella – Perugia, in terreno catastalmente censito al Foglio 267 Part. 71.

Il corpo principale, su cui verranno effettuati gli interventi, è costituito da 5 corpi di fabbrica (detti anche “Blocchi”), che funzionalmente costituiscono un’unica entità, ma sono separati da giunto strutturale; il complesso è stato realizzato in più fasi:

- progetto originale del 1988;
- ampliamento del 1996, quando vennero realizzati il “Blocco E” e una sopraelevazione di parte del “Blocco B” ad esso adiacente;
- ampliamento più recente, quando venne edificato il “Blocco F”.



PIANTA SCHEMATICA

I lavori di ristrutturazione che dovranno essere realizzati, sostanzialmente prevedono lavori al piano 3° del complesso, con:

- lavori (opere interne) su parte del Blocco B;

- opere di manutenzione sulla copertura praticabile allo stesso livello (Blocco B);
- sopraelevazione (1 piano) del Blocco E, con la creazione di nuovi spazi per uffici.

L'intervento con opere strutturali, che sarà oggetto della presente Relazione, è la **sopraelevazione del Blocco E, che ai sensi della vigente normativa (§ 8.4.1. delle NTC08) si configura come "intervento di adeguamento"**.

Si sottolinea che nel progetto originale delle strutture del Blocco E, redatto dall'ing. Luciano Vagni nel settembre del 1996 e di cui è stato possibile reperire una copia completa, già era prevista la sopraelevazione del Blocco E, pertanto, nel dimensionamento delle strutture sottostanti, ne erano già stati considerati i relativi carichi e azioni derivanti; inoltre, sempre per questo motivo, il vano scale/ascensore era già stato realizzato con un piano in più.

Il Blocco E, allo stato attuale, è un corpo di fabbrica con 3 livelli tutti fuori terra con pianta che è un rettangolo di dimensioni m 15,30×18,60, con il corpo scala/ascensore (rettangolo con dimensioni m 3,00×10,00) sul lato ovest. Ha struttura portante in c.c.a. a telaio con alcuni setti, oltre il nucleo scale/ascensore.

Le fondazioni sono realizzate con plinti o platee su pali  $\phi$  60 cm con lunghezza variabile.

Con gli interventi progettati, il Blocco E verrà sopraelevato di un piano, sempre con travi/pilastri in c.c.a.; la copertura sarà simile a quella presente sul resto dell'edificio: realizzata con solaio in latero-cemento, sarà piana e praticabile, con coibentazione e impermeabilizzazione protette con uno strato di ghiaia.



## **RELAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE**

### **1 – PREMESSA**

La presente relazione riguarda la realizzazione delle opere strutturali necessarie per la sopraelevazione di un corpo di fabbrica ("Blocco E") presso la sede del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Perugia; il corpo di fabbrica è già separato dal resto dell'edificio, con cui comunque è funzionalmente connesso, mediante giunti strutturali.

Le due configurazioni (ante/post lavori) sono state studiate separatamente e la Relazione di Calcolo è stata organizzata individuando tre macro-capitoli:

- 1) **GE – GENERALITA'** – contenente tutto quanto concerne il progetto in genere;
- 2) **FE – FABBRICATO ESISTENTE** – contenente tutto quanto concerne la valutazione delle strutture del corpo di fabbrica e delle sue parti costruttive allo stato attuale, che devono essere adeguati alla normativa attualmente vigente (è stato progettato nel settembre 1996), tenendo conto dei carichi e delle azioni derivanti dal piano i più che verrà realizzato;
- 3) **SE – SOPRAELEVAZIONE** – contenente tutto quanto concerne la progettazione strutturale e il dimensionamento del nuovo telaio in c.c.a.

### **2 – FABBRICATO ESISTENTE**

#### **2.1 – Generalità**

Si sottolinea che:

- a) è stata reperita la copia completa sia del progetto originale del 1988 che del progetto (architettonico/strutture/impianti) redatto dall'ing. Luciano Vagni dell'ampliamento del 1996, quando vennero realizzati il "Blocco E" e una sopraelevazione di parte del "Blocco B" ad esso adiacente

b) in quest'ultimo progetto, era già stata prevista la sopraelevazione del Blocco E, pertanto nel dimensionamento delle strutture sottostanti (e realizzate) erano già stati considerati i relativi carichi e azioni derivanti; inoltre, sempre per questo motivo, erano stati lasciati i ferri di ripresa che uscivano dai pilastri all'ultimo livello (che con la sopraelevazione diventerà penultimo), e il vano scale/ascensore era già stato realizzato con un piano in più.

La struttura portante del Blocco E è stata realizzata con telaio in c.c.a. con alcuni setti, oltre il nucleo scale/ascensore; le fondazioni sono state realizzate con plinti o platee su pali  $\phi$  60 cm con lunghezza variabile.

La struttura nel suo complesso è sostanzialmente un telaio spaziale in c.c.a. che è stato studiato mediante modellazione ad elementi finiti con il software MasterSAP della AMV S.r.l. (con modulo specifico MasterEsist per la verifica degli edifici esistenti), nel quale sono state inserite, per gli elementi strutturali in c.c.a., le armature e i dettagli costruttivi riportati nel progetto originale disponibile e dai dati ottenuti dalle indagini effettuate. Il calcolo è stato condotto mediante analisi dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 14/01/2008. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

In corrispondenza dei pali esistenti sono stati inseriti dei vincoli alla traslazione verticale/orizzontale, opportunamente dimensionati (si veda la Relazione Geotecnica) in relazione alle caratteristiche dei pali e del terreno; le reazioni vincolari sono state poi utilizzate per le verifiche dei pali esistenti (si veda la Relazione sulle Fondazioni).

Essendo disponibile il progetto originale, è stato possibile perseguire un livello di conoscenza accurata LC3 mediante "estese" verifiche in situ (così come definite dalla Tab. C8A.1.3a delle NTC08); a riguardo, si veda quanto detto nel § FE.1 della Relazione di Calcolo.

Per le azioni agenti ai vari piani, si sono sostanzialmente confermate quelle indicate nel progetto originario (se chiaramente desumibili), previa verifica dei sovraccarichi accidentali in relazione a quella che è e che sarà la reale destinazione d'uso.

Trattandosi di costruzione in c.c.a. regolare in pianta/regolare in altezza per la quale si può considerare una CD "B", qualora non si proceda ad una analisi più approfondita (→ non lineare), la Normativa:

$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$  [Tab. 7.4.I NTC08 → struttura a telaio]

$K_R = 1,0$  [§ 7.3.1 NTC08 → costruzione regolare in altezza]

$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$  [§ 7.4.3.2 NTC08 → struttura a telaio con più piani e più campate]

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,90.$$

Per quanto riguarda i manufatti esistenti, essendo stata effettuata una “analisi statica lineare con fattore  $q$ ”, ai sensi del § C8.7.2.4 NTC08 si sono adottati:

- nella verifica per meccanismi duttili (verifiche a flessione) un fattore di struttura  $q = 3,0$ ;
- nella verifica per meccanismi fragili (verifiche a taglio) un fattore di struttura  $q = 1,5$ .

Inoltre, come d'accordo con la Stazione Appaltante:

- |   |                              |
|---|------------------------------|
| – Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni                        | [Tab. 2.4.I NTC08]           |
| – Classe d'uso IV   | [§ 2.4.2 NTC08]              |
| – Coefficiente d'uso $C_U = 2,0$                          | [Tab. 2.4.II NTC08]          |
| – Periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni | [2.4.1 NTC08]                |
| – Coeff. di Amplificazione Topografica $S_T = 1,00$       | [Tab. 3.2.VI NTC08]          |
| – Categoria sottosuolo: C                                 | [cfr. Relazione Geologica]   |
| – Coeff. di Amplificazione Stratigrafica $S_S = 1,366$    | [per SLV – Tab. 3.2.V NTC08] |
| – $S = S_S \cdot S_T = 1,366$                             | [per SLV – 3.2.5 NTC08]      |

I solai, per le loro caratteristiche, sono stati schematizzati come “piani rigidi”.

Concordemente da quanto previsto dalla normativa vigente (§ 2.5.3 delle NTC08), si è tenuto conto, sia nella verifica agli SLU che in quella agli SLE, delle più significative combinazioni delle azioni, e tra queste si è effettuata la verifica su quella “determinante”.

### 3 – SOPRAELEVAZIONE

Il telaio del Blocco E è stato calcolato indipendentemente dal resto della struttura, in quanto è separato da giunto strutturale.

Poiché l'armatura dell'ultimo tratto (non realizzato) dei pilastri era già stata calcolata e disegnata nel progetto originale, e sono state lasciate le necessarie “barre di ripresa”, questa è stata confermata, oltre che per i manufatti esistenti, anche per la sopraelevazione, con l'opportunità di modificarla in caso di necessità (cosa che, a posteriori, non si è resa necessaria).

La parte esistente è stata considerata, ma non verificata, nel calcolo della sopraelevazione.

Il calcolo dei telai è stato effettuato definendo un modello ad elementi finiti ed eseguendo un'analisi dinamica lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 14.01.2008, mediante programma MASTERSAP 2016 SP1 della AMV S.r.l (licenza n. 27436 S). Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

Il calcolo del coefficiente di struttura, considerando una costruzione in c.c.a. regolare in pianta/regolare in altezza con CD “B”, è riportato nel precedente Capitolo.

COMANDO PROVINCIALE VV.F. – PERUGIA  
INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA SEDE IN  
VIA G. PENNETTI PENNELLA – PERUGIA

## **RELAZIONE DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **1 – NORME DI RIFERIMENTO**

Il Comune di Perugia, con Delibera Giunta Regionale del 18 settembre 2012 n. 1111 (pubblicata nel S.O. n. 3 del BUR n. 47 del 3/10/2012) è stato classificato in zona 2.

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008  
(G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) “Norme tecniche per le Costruzioni” (NTC08)
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
(G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 . Suppl. Ord.) “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche delle Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

### **2 – CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA**

Il D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC08) in diversi paragrafi, a seconda del materiale a cui si fa riferimento, definisce i criteri per una valutazione della sicurezza di una nuova costruzione; in generale, comunque, si deve fare riferimento a quanto riportato nel § 2.3 per le nuove costruzioni, a quanto riportato nel § 8.3 per le costruzioni esistenti.

### **3 – UBICAZIONE DEL FABBRICATO E DESCRIZIONE DELL'AREA**

L'edificio su cui verranno effettuati i lavori è la sede del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Perugia, in Via G. Pennetti Pennella.

Dal punto di vista geomorfologico generale, l'area in oggetto è in sinistra idrografica del Fosso di S. Pietrino, che scorre a circa 50 m dal confine occidentale dell'ambito di proprietà, affluente di sinistra del Torrente Genna (a circa 500 m in direzione W).

L'area su cui insiste il fabbricato è ad una quota di circa 280 m s.l.m., è pressoché pianeggiante e limitata nella porzione occidentale da un muro di contenimento. La zona, a seguito della realizzazione di numerose opere (tra cui la stessa sede Comando VV.F.) verso la

fine anni '80 - primi anni '90 del secolo scorso, ha subito importanti riorganizzazioni morfologiche con ampie aree interessate da posizionamento di terreni di riporto, di spessore variabile, per la realizzazione di piazzali, strade, modellamenti e livellamenti.

#### **4 – CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO**

A riguardo si faccia riferimento a quanto riportato nelle allegate Relazione Geologica e Relazione Geotecnica.

#### **5 – SCHEMA DEL MODELLO DI CALCOLO**

A riguardo si faccia riferimento, per ciascuno degli interventi progettati, a quanto riportato nell'allegata Relazione di Calcolo.

#### **6 – CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**

A riguardo si faccia riferimento a quanto riportato nelle allegate Relazione di Calcolo e Relazione sui Materiali Impiegati.

Per quanto riguarda le strutture esistenti, essendo disponibile il progetto originale, è stato possibile perseguire un livello di conoscenza accurata LC3 mediante “estese” verifiche in situ. Quindi tutti i fattori di resistenza dei materiali esistenti sono stati considerati nel valore minimo e divisi per il fattore di confidenza  $FC = 1,00$ .

#### **7 – AZIONI STATICHE**

A riguardo si faccia riferimento al § GE.3 dell'allegata Relazione di Calcolo.

#### **8 – VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al § 3.2 delle NTC08. In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

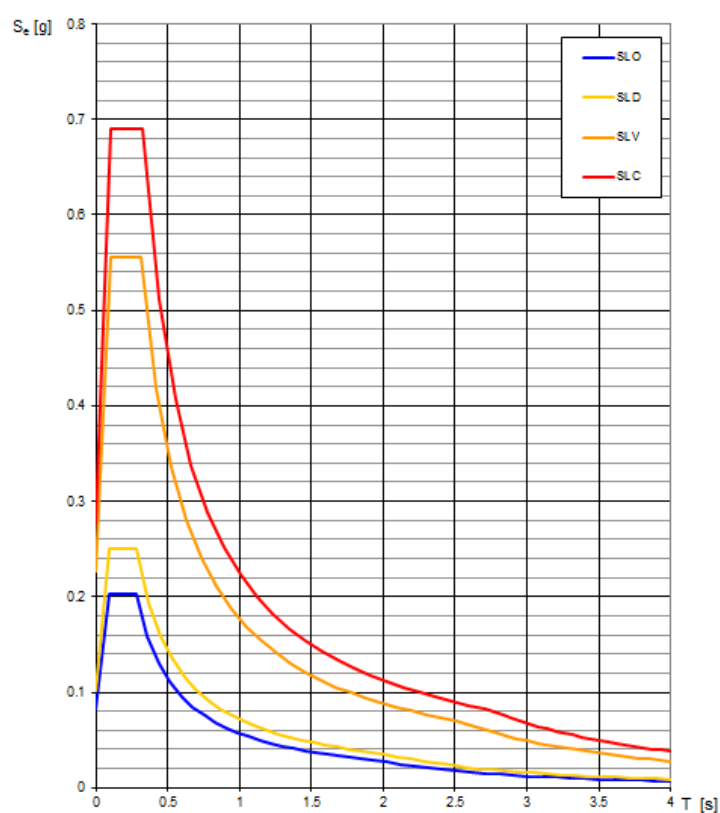
- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g / F_0 / T_c$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC).
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.
- I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito:

	Latitudine	Longitudine	Altitudine
	[°]	[°]	[m]
WSG84	43,09126	12,36309	280
ED50	43,09222415	12,36403694	280

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0.082	2.468	0.281
SLD	101	0.102	2.438	0.287
SLV	949	0.227	2.453	0.317
SLC	1950	0.277	2.488	0.325

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

La nuova costruzione di strutture nell'ambito di una caserma dei Vigili del Fuoco sono state progettate – come d'accordo con la Stazione Appaltante – per una Vita Nominale pari a 50 e per Classe d'Uso IV. In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria C. Quindi:

- Coefficiente d'uso  $C_U = 2,0$  [Tab. 2.4.II NTC08]
- Periodo di riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U = 100$  anni [2.4.1 NTC08]
- Coeff. di Amplificazione Topografica  $S_T = 1,00$  [Tab. 3.2.VI NTC08]
- Categoria sottosuolo: C [cfr. Relazione Geologica]
- Coeff. di Amplificazione Stratigrafica  $S_S = 1,366$  [per SLV – Tab. 3.2.V NTC08]
- $S = S_S \cdot S_T = 1,366$  [per SLV – 3.2.5 NTC08]

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo 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.

Trattandosi di costruzione in c.c.a. regolare in pianta/regolare in altezza per la quale si può considerare una CD "B", qualora non si proceda ad una analisi più approfondita (→ non lineare), la Normativa prevede di considerare:

$$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1 \quad [\text{Tab. 7.4.I NTC08} \rightarrow \text{struttura a telaio}]$$

$$K_R = 1,0 \quad [\S 7.3.1 \text{ NTC08} \rightarrow \text{costruzione regolare in altezza}]$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3 \quad [\S 7.4.3.2 \text{ NTC08} \rightarrow \text{struttura a telaio con più piani e più campate}]$$

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,90.$$

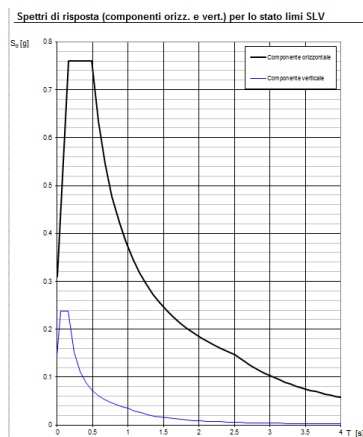
Per il fabbricato esistente, essendo stata effettuata una "analisi statica lineare con fattore  $q$ ", ai sensi del § C8.7.2.4 NTC08 si sono adottati:

- nella verifica per meccanismi duttili (verifiche a flessione) un fattore di struttura  $q = 3,0$ ;
- nella verifica per meccanismi fragili (verifiche a taglio) un fattore di struttura  $q = 1,5$ .



Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_2$	0.227 g
$F_2$	2.453
$T_2$	0.317 s
$S_s$	1.366
$C_2$	1.534
$S_T$	1.000
$q$	3.900

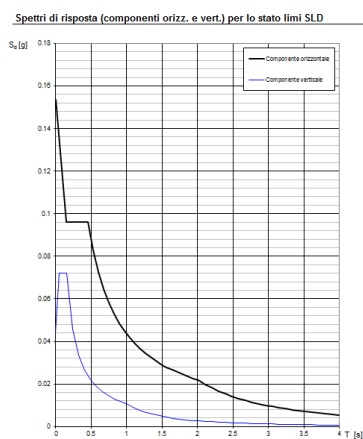
Parametri dipendenti	
$S$	1.366
$\eta$	0.256
$T_B$	0.162 s
$T_C$	0.487 s
$T_D$	2.507 s



SLV – q = 3.90

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
$a_2$	0.102 g
$F_2$	2.438
$T_2$	0.287 s
$S_s$	1.500
$C_2$	1.586
$S_T$	1.000
$q$	3.900

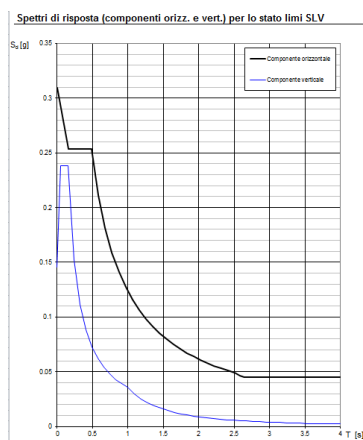
Parametri dipendenti	
$S$	1.500
$\eta$	0.256
$T_B$	0.152 s
$T_C$	0.455 s
$T_D$	2.010 s



SLD – q = 3.90

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_2$	0.227 g
$F_2$	2.453
$T_2$	0.317 s
$S_s$	1.366
$C_2$	1.534
$S_T$	1.000
$q$	3.000

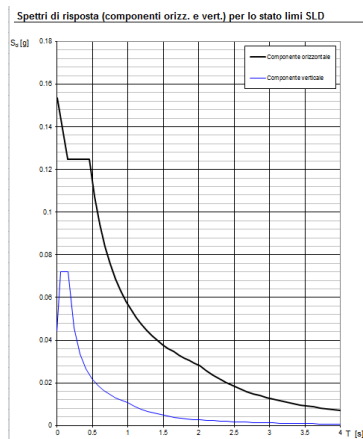
Parametri dipendenti	
$S$	1.366
$\eta$	0.333
$T_B$	0.162 s
$T_C$	0.487 s
$T_D$	2.507 s



SLV – q = 3.00

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
$a_2$	0.102 g
$F_2$	2.438
$T_2$	0.287 s
$S_s$	1.500
$C_2$	1.586
$S_T$	1.000
$q$	3.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.500
$\eta$	0.333
$T_B$	0.152 s
$T_C$	0.455 s
$T_D$	2.010 s



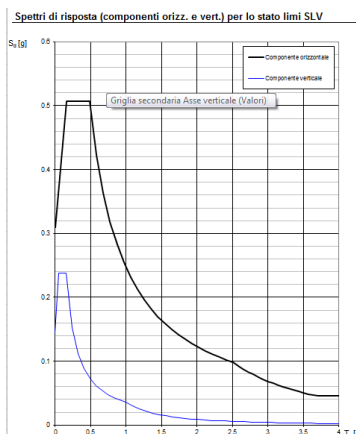
SLD – q = 3.00

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.227 g
$F_a$	2.453
$T_c$	0.317 s
$S_a$	1.366
$C_c$	1.534
$S_T$	1.000
$q$	1.500

#### Parametri dipendenti

$S$	1.366
$\eta$	0.667
$T_B$	0.162 s
$T_c$	0.487 s
$T_D$	2.507 s



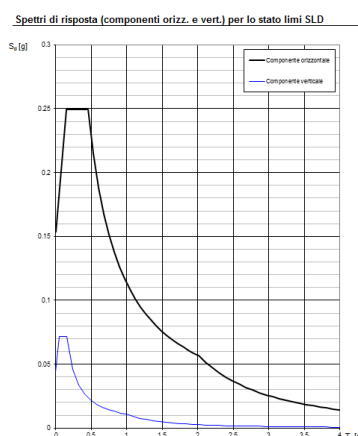
**SLV – q = 1.50**

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.102 g
$F_a$	2.438
$T_c$	0.287 s
$S_a$	1.500
$C_c$	1.586
$S_T$	1.000
$q$	1.500

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.667
$T_B$	0.152 s
$T_c$	0.455 s
$T_D$	2.010 s



**SLD – q = 1.50**

### Stato Limite di Salvaguardia della Vita

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:

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

$G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta pretensione e precompressione;

$Q$  azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_G / \gamma_Q / \gamma_P$  coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;
- $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

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:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{dove:}$$

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;
- $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

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 Tab. 2.5.I delle NTC08.

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 delle NTC08, sono state effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

## 10 – CONCLUSIONE SUI RISULTATI

Sulla base delle indagini e delle considerazioni riportate, per tutte le strutture da realizzare si può concludere che:

- dal punto di vista della resistenza ai carichi verticali (statici) in assenza di sisma si possono considerare globalmente verificate;
- sia le strutture esistenti che quelle di nuova costruzione sono adeguate per resistere all'azione sismica prevista dalla vigente normativa (NTC 2008).

COMANDO PROVINCIALE VV.F. – PERUGIA  
INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA SEDE IN  
VIA G. PENNETTI PENNELLA – PERUGIA

## RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

- Calcestruzzo per strutture:** conforme UNI-EN 206-1 / UNI 11104  
Classe di resistenza minima C 28/35 (ex  $R_{ck} \geq 350 \text{ kg/cm}^2$ )  
Classe di esposizione XC3  
Rapporto A/C  $\leq 0,55$
- Acciaio per c.c.a.:** B450C – conforme UNI-EN 10002
- Rete elettrosaldata:** B450C – caratteristiche di resistenza secondo UNI EN ISO 15630:2004
- Acciaio per carpenteria:** S 275
- Saldature:** classe I – eseguite secondo D.M. 14/01/2008
- Ancoranti:** barre filettate tipo HILTI HAS M12 classe 5.8 o equivalenti
- Saturazione fori armati:** resina epossidica specifica per fissaggi strutturali su calcestruzzo integro o fessurato, tipo “HILTI – HIT-RE 500 V3” o equivalente

<p>PER LE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA STRUTTURA ESISTENTE, SI VEDA IL § FE.1 DELLA RELAZIONE DI CALCOLO</p>
---

## RELAZIONE DI CALCOLO

### ***GE – GENERALITA'***

#### **GE.1 – PREMESSA**

La presente relazione riguarda la realizzazione delle opere strutturali necessarie per la sopraelevazione di un corpo di fabbrica presso la sede del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Perugia; il corpo di fabbrica è già separato dal resto dell'edificio, con cui comunque è funzionalmente connesso, mediante giunti strutturali.

Le due configurazioni (ante/post lavori) sono state studiate separatamente e la Relazione di Calcolo è stata organizzata individuando tre macro-capitoli:

- 4) **GE – GENERALITA'** – contenente tutto quanto concerne il progetto in genere;
- 5) **FE – FABBRICATO ESISTENTE** – contenente tutto quanto concerne la valutazione delle strutture del corpo di fabbrica e delle sue parti costruttive allo stato attuale, che devono essere adeguati alla normativa attualmente vigente (è stato progettato nel settembre 1996), tenendo conto dei carichi e delle azioni derivanti dal piano i più che verrà realizzato;
- 6) **SE – SOPRAELEVAZIONE** – contenente tutto quanto concerne la progettazione strutturale e il dimensionamento del nuovo telaio in c.c.a.

#### **GE.2 – ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE)**

La struttura nel suo complesso è sostanzialmente un telaio spaziale in c.c.a. che è stato studiato mediante modellazione ad elementi finiti con il software MasterSAP della AMV S.r.l., con modulo aggiuntivo MasterEsist per la verifica delle strutture esistenti e con modulo aggiuntivo MasterArm per la verifica delle strutture nuove.

Nel caso delle strutture esistenti, sono state inserite, per gli elementi strutturali in c.c.a., le

armature e i dettagli costruttivi riportati nel progetto originale disponibile e dai dati ottenuti dalle indagini effettuate. In entrambi i casi (esistente/nuovo) il calcolo è stato condotto mediante analisi dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 14/01/2008. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV S.r.l. ha esposto tutti i necessari chiarimenti relativamente al solutore numerico e, più in generale, alla procedura di analisi e dimensionamento MasterSap, di cui di seguito si riporta una sintesi.

*Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.*

*Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.*

*Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.*

*Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.*

*L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.*

*Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.*

*Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito [www.amv.it](http://www.amv.it).*

*E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.*

*In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.*

Analizzatore diagnostico

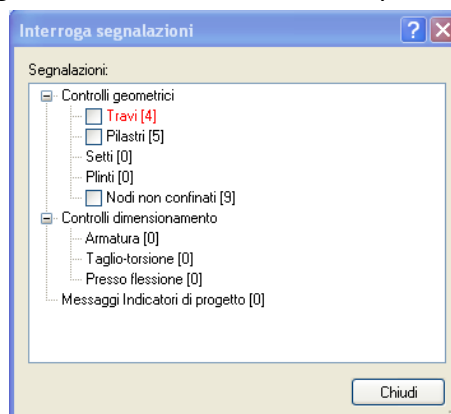


Non è necessario eseguire l'analizzatore diagnostico.

Analizzatore...

*Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.*

*Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.*



*Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.*

*Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.*

*Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.*

## **Criteri di concezione e di schematizzazione strutturale, proprietà dei materiali, efficacia del modello.**

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con

elementi “beam” opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi “shell” a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d’appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni.

In corrispondenza dei pali esistenti sono stati inseriti dei vincoli alla traslazione verticale/orizzontale, opportunamente dimensionati, rappresentando il comportamento del terreno tramite una schematizzazione lineare alla Winkler (si veda la Relazione Geotecnica), in relazione alle caratteristiche dei pali e del terreno; le reazioni vincolari sono state poi utilizzate per le verifiche dei pali esistenti (si veda la Relazione sulle Fondazioni).

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l’effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo è stato condotto mediante analisi lineare, anche se il programma permette (se necessario) di considerare gli effetti del secondo ordine e di simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

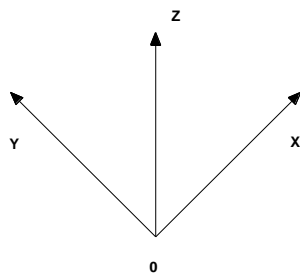
La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l’impostazione di un’apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.



## Sistemi di Riferimento

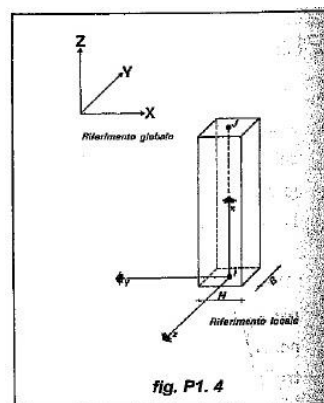
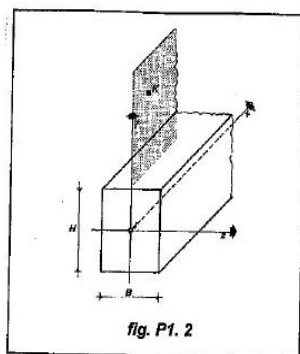
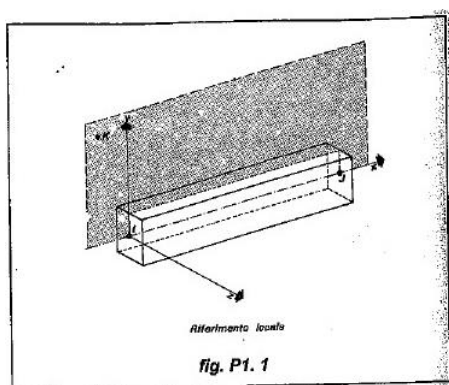
### Riferimento globale



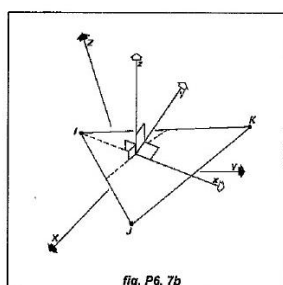
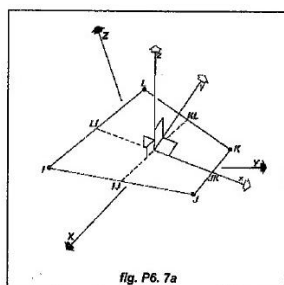
Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani destrorsa OXYZ (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra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

### Riferimento locale

Per una migliore comprensione delle direzione/versi delle sollecitazioni, così come verranno riportate successivamente, si vedano le figure di seguito riportate, con il sistema di riferimento "locale" per gli elementi monodimensionali e bidimensionali.



## ELEMENTI MONODIMENSIONALI



## ELEMENTI BIDIMENSIONALI

## GE.3 – CARICHI E COMBINAZIONI DI CALCOLO

### GE.3.1 – Introduzione

Le azioni agenti sono principalmente:

- pesi propri (strutturali e non strutturali)
- azione della neve
- azione del vento
- azione sismica

Non si sono considerate l'azione del vento e l'influenza delle variazioni termiche, in quanto è trascurabili.

Le combinazioni delle azioni da adottarsi sono indicate al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008:

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:  $G_1$  : peso proprio degli elementi strutturali

$G_2$  : peso proprio degli elementi non strutturali

$Q$  : azioni variabili

I valori dei *coefficienti parziali di sicurezza* valgono rispettivamente (Tab. 2.6.I della norma):

- Carichi permanenti strutturali:  $\gamma_{G1} = 1,3$  ( $\gamma_{G1} = 1,0$  se il contributo dell'azione tende a far diminuire la sollecitazione considerata);
- Carichi permanenti non strutturali:  $\gamma_{G2} = 1,5$  ( $\gamma_{G2} = 0$  se il contributo dell'azione tende a far diminuire la sollecitazione considerata);
- Carichi variabili:  $\gamma_Q = 1,5$  ( $\gamma_Q = 0$  se il contributo dell'azione tende a far diminuire la sollecitazione considerata).

Le norme tecniche introducono quindi una distinzione tra pesi propri strutturali  $G_1$  e pesi propri degli elementi strutturali  $G_2$  (si veda il § 2.6 NTC08), salvo poi specificare che è comunque possibile utilizzare anche per i permanenti non strutturali i coefficienti previsti

per i pesi propri strutturali, purché questi siano “compiutamente definiti”. A livello concettuale quindi le norme tecniche consentono di utilizzare coefficienti più bassi per i carichi permanenti strutturali (noti “con esattezza” in fase progettuale), mentre prevedono valori più alti per i permanenti portati (in genere noti con minore precisione o soggetti a modifiche nel tempo). Nel caso in esame, progetto di una copertura in cui i permanenti portati sono considerati noti con esattezza, si assume per i coefficienti  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{G2}$  lo stesso valore.

I valori dei *coefficienti di combinazione* sono quelli indicati nella Tab. 2.5.I delle NTC08.

### GE.3.2 – Azioni variabili (Q)

Ai vari piani, in relazione alle destinazioni d’uso presenti, sono stati considerate diverse azioni variabili.

Ambiente	Categoria	$q_k$ (kN/mq)
Uffici	B2 – uffici aperti al pubblico	3,00
Scale	C2 – Scale comuni	4,00
Archivi / magazzini	E1 – Archivi	6,00
Archivi / magazzini	E2 – Archivi meccanizzati	10,00
Copertura	H2 – copertura praticabile (per analogia con Cat. B1)	2,00
Copertura	Neve (copertura non praticabile)	0,92

### Calcolo azioni variabili – Neve

Il carico neve è valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- $q_s$  : carico neve sulla copertura
- $\mu_i$  : coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}$  : valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo
- $C_E$  : coefficiente di esposizione
- $C_t$  : coefficiente termico

### **Valore caratteristico del carico neve al suolo**

Per la zona II, comprendente anche la provincia di Perugia, si ha:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq} \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 \cdot \left[ 1 + \left( a_s / 481 \right)^2 \right] \text{ kN/mq} \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Poiché la copertura è ad un’altitudine pari a circa 280 m s.l.m.:

$$q_{sk} = 1,14 \text{ kN/mq}$$

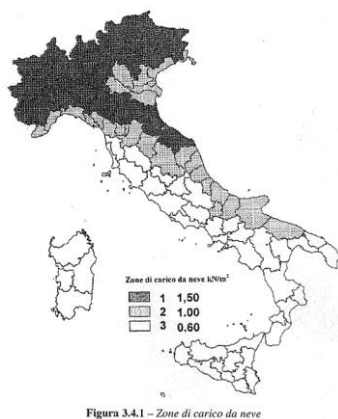


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

### Coefficienti di esposizione e termico

Si assume che il fabbricato sia in area “normale” ai sensi della descrizione della Tab. 3.4.I delle NTC08, quindi  $C_E = 1,0$ .

Non si considera riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa causato dalle perdite di calore, quindi si assume  $C_t = 1$  [§ 3.4.4. NTC08].

### Coefficiente di forma e valutazione del carico neve in copertura

Per le coperture a due falde devono essere considerate le due seguenti principali esposizioni di carico:

- caso I : carico da neve depositata in assenza di vento
- casi II e III : carico da neve depositata in presenza di vento

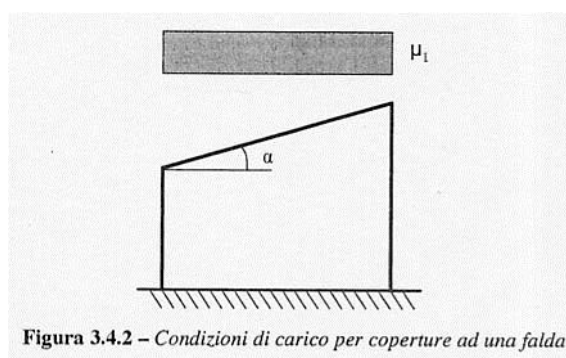


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

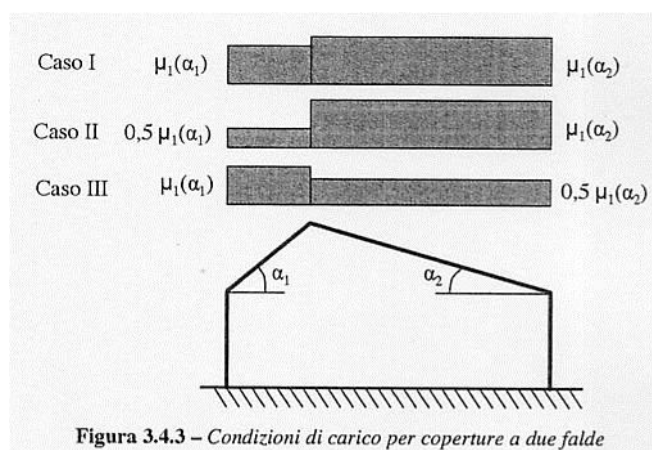


Figura 3.4.3 – Condizioni di carico per coperture a due falde

Poiché la copertura è piana, ha un'inclinazione  $\alpha \cong 0^\circ$ , e il coefficiente di forma  $\mu_i$  vale 0,8; quindi per la struttura in esame la condizione di carico più gravosa è quella di carico massimo pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T \cong 0,92 \text{ kN/mq}$$

Per ulteriori indicazioni in merito al calcolo del carico neve si rimanda all'Eurocodice UNI EN 1991-1-3 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve". In particolare:

- si trascura per semplicità la presenza di eventuali accumuli di neve in eventuali compluvi (allo stato attuale non previsti);
- non si considera il caso di neve aggettante rispetto al bordo della copertura per la verifica degli sbalzi (l'Eurocodice raccomanda di considerare tale condizione di carico per località poste a quota maggiore di 800 m s.l.m.).

### GE.3.3 – Analisi dei carichi

Per la parte esistente del corpo di fabbrica, si sono sostanzialmente confermate le azioni permanenti ( $g_1$  /  $g_2$ ) indicate nel progetto originario (se chiaramente desumibili), in quanto si è verificato che sostanzialmente corrispondono a quanto realizzato.

TAMPONATURE:  $g_2 = 2,50 \text{ kN/mq}$  (sono presenti ampie superfici finestrate)

#### SOLAIO-TIPO (ESISTENTE)

$g_1$	3,00 kN/mq
$g_2$	2,40 kN/mq

Quindi:  $g_1 = 3,00 \text{ kN/mq}$   $g_2 = 2,40 \text{ kN/mq}$

#### SOLAIO DI COPERTURA CORPO SCALE

$g_1$	p.pr. solaio (cm 16+4)	2,50 kN/mq
$g_2$	massetto pendenze ( $\neq 6 \text{ cm}$ alleggerito – $10,00 \text{ kN/m}^3$ )	0,60 kN/mq
$g_2$	isolante + impermeabilizzazione	0,15 kN/mq
$g_2$	intonaco	0,30 kN/mq
$g_2$	copertura (strato di ghiaia $\neq 6 \text{ cm}$ )	0,90 kN/mq

Quindi:  $g_1 = 2,50 \text{ kN/mq}$   $g_2 = 1,95 \text{ kN/mq}$   $q = 0,90 \text{ kN/mq}$  (neve)

#### SOLETTA SCALE

$g_1$	p.pr. soletta (cm 16+4)	4,00 kN/mq
$g_2$	gradini in muratura + rivestimento	1,75 kN/mq

Quindi:  $g_1 = 2,50 \text{ kN/mq}$        $g_2 = 3,00 \text{ kN/mq}$        $q = 4,00 \text{ kN/mq}$  (Cat. C2)

#### SOLAIO DI COPERTURA Blocco E (NUOVO)

$g_1$	p.pr. solaio (cm 25+5)	3,30 kN/mq
$g_2$	massetto delle pendenze	1,50 kN/mq
$g_2$	isolante + impermeabilizzazione	0,15 kN/mq
$g_2$	intonaco	0,30 kN/mq
$g_2$	copertura (strato di ghiaia $\neq 6 \text{ cm}$ )	0,90 kN/mq

Quindi:  $g_1 = 3,30 \text{ kN/mq}$        $g_2 = 2,85 \text{ kN/mq}$        $q = 2,00 \text{ kN/mq}$  (Cat. H2)

## **FE – FABBRICATO ESISTENTE**

### **FE.1 – FATTORE DI CONFIDENZA E LIVELLO DI CONOSCENZA**

#### **FE.1.1 – Generalità**

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi negli edifici esistenti è affetta normalmente da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione, perché:

- la progettazione riflette lo stato delle conoscenze del tempo;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale;
- l'edificio può contenere difetti di realizzazione;
- l'edificio può avere subito danni da terremoti (o altre azioni accidentali).

Ciò comporta l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali adeguatamente modificati, come pure metodi di analisi e di verifica appropriati alla completezza e all'affidabilità delle informazioni disponibili.

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari sono:

- 1) documenti di progetto;
- 2) eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- 3) rilievo strutturale;
- 4) prove in-situ e in laboratorio.

Nel caso degli edifici esistenti la conoscenza delle caratteristiche geometriche e costruttive può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, tenendo conto anche della ampiezza e della rilevanza dell'edificio in esame.

Le NTC del 2008 organizzano la qualità della conoscenza su tre possibili livelli, in funzione di un minore o maggiore approfondimento della conoscenza del manufatto.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina:

- a) il metodo di analisi;
- b) i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_m$  da adoperare per i diversi materiali da costruzione.

In particolare, per quanto riguarda il punto b), a ciascun livello di conoscenza (LC1 superficiale, LC2 adeguata e LC3 approfondita) è associato un corrispondente valore per il "fattore di confidenza" (rispettivamente: 1,35, 1,20 e 1,00), che viene impiegato appunto per

dividere i valori di resistenza così da ottenere il valore da utilizzare per le analisi e le verifiche. A livelli di conoscenza maggiori corrispondono fattori di confidenza più bassi, che portano a poter impiegare nei calcoli, per lo stesso materiale, un valore maggiore per la resistenza.

Gli argomenti attraverso i quali si definisce il livello di conoscenza sono fondamentalmente tre: la geometria, i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali.

Di seguito si riportano due Tabelle tratte dall'Appendice al Cap. C8 della Circ. n. 617 del 02/02/2009: Tab. C8A.1.2, in cui sono indicati i livelli di conoscenza in funzione delle informazioni disponibili, e Tab. C8A.1.3a, in cui sono definiti orientativamente i livelli di rilievo e prove per gli edifici in c.c.a..

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali)(b)(c)
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Nel caso in esame:

- è stato reperito il progetto esecutivo delle strutture (oltre che quello architettonico e degli impianti);
- il Committente ha messo a disposizione il rilievo delle parti del complesso interessate



dagli interventi (quindi anche del Blocco E), effettuato nel novembre 2016 dal geom. Vincenzo Brozzetti.

Nonostante le caratteristiche dei materiali siano indicate inequivocabilmente nei progetti disponibili, la vigente normativa tecnica sulle costruzioni prevede che comunque vengano effettuate delle indagini per la caratterizzazione dei materiali. In relazione alla documentazione disponibile, è stato possibile perseguire un livello di conoscenza accurata LC3 mediante “estese” verifiche in situ, così come definite dalla sopra riportata Tab. C8A.1.3a, e adottare il minimo (quindi il più favorevole) fattore di confidenza ( $FC = 1,00$ ).

### FE.1.2 – Geometria e dettagli costruttivi

Per il rilievo della quantità e disposizione delle armature, oltre ad un controllo a campione, non sono state necessarie altre indagini specifiche, in quanto sono disponibili i disegni costruttivi completi.

Come controllo a campione, è stata effettuata una verifica della quantità e disposizione delle armature, mediante indagine con pacometro. Quest’attività è stata effettuata anche nel corso del prelievo delle carote.

### FE.1.3 – Prove su qualità calcestruzzo

Essendo disponibili le “specifiche di progetto originali”, sono state effettuate delle “prove in situ estese”. Ai sensi della Tab. C8A.1.3a delle NTC08:

- verifiche estese : 2 provini di cls. per  $300 \text{ m}^2$  di piano dell’edificio

Poiché il Blocco E ha superficie inferiore a  $300 \text{ m}^2$  e 3 piani



2 provini  $\times$  3 piani = 6 provini di cls. (carotaggi)

Nel caso specifico, si è ritenuto opportuno, per motivi operativi, di fruire dell’opportunità che danno le NTC08: *“ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive”*.

Tra le prove non distruttive sono state effettuate le prove SONREB. Quindi:

$(1 \text{ provino} + 3 \text{ SONREB}) \times 3 \text{ piani} = \mathbf{3 \text{ provini di cls. (carotaggi) + 9 prove SONREB}}$
---

Sulle carote è stata effettuata anche una misura della profondità di carbonatazione.

#### FE.1.4 – Prove su qualità acciaio

Essendo disponibili le “specifiche di progetto originali”, sono state effettuate delle “prove in situ estese”. Ai sensi della Tab. C8A.1.3a delle NTC08:

- verifiche estese : 2 campioni di armatura per piano dell’edificio

Poiché il Blocco E ha 3 piani  $\Rightarrow$  2 provini  $\times$  3 piani = 6 campioni di armatura

Per motivi operativi (ad es., non c’era la possibilità di prelevare campioni da elementi da demolire), si è ritenuto opportuno ridurre il più possibile il prelievo di spezzoni di barre d’armatura, sia per le difficoltà operative connesse alle operazioni di prelievo e di ripristino, sia per la possibile riduzione della capacità portante derivante dal prelievo stesso.

Si è quindi fruito dell’opportunità che danno le NTC08: *“il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell’epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l’indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l’effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei”*. Quindi:

1 campione di armatura $\times$ 3 piani = <b>3 campioni di armatura in barre d’acciaio</b>
--

Non è stato necessario procedere con ulteriori 3 prove nel caso di risultati fortemente disomogenei.

#### FE-1.5 – Elaborazione dei risultati

Le prove sui materiali a disposizione per la stima dei valori meccanici dei materiali esistenti sono state eseguiti dal laboratorio autorizzato “ISTEDIL S.p.A. (Via P. Soriano, 5 – Perugia)” e raccolti nel rapporto di prova n° 824/2016-4 del 23/12/2016 a cui si fa riferimento per la seguente trattazione e che costituisce parte integrante del progetto delle strutture.

- Acciaio

Per quanto riguarda le barre di armatura, nelle tavole di progetto è dichiarato l’impiego di acciaio FeB44k; i risultati delle prove eseguite sugli spezzoni prelevati dalla struttura esistente sono di seguito riportati.

Campione n.	Tensione di snervamento $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Tensione di snervamento media $f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	514	542
2	523	
3	589	

### • Calcestruzzo

Per quanto riguarda i dati a disposizione sul calcestruzzo sono stati messi in correlazione i valori di resistenza ottenuti dallo schiacciamento dei prelievi di cls con quelli ottenuti mediante SONREB nello stesso elemento strutturale, al fine di stimare i valori di resistenza media dei vari elementi costituenti la struttura esistente.

Nel dettaglio si è proceduto come di seguito illustrato:

- si è determinata la resistenza cubica a compressione equivalente in situ ( $R_{cub,equiv}$ ) mediante correzione dei valori di tensione di schiacciamento ( $R_{carota}$ ) con un coefficiente C che tiene conto della snellezza del provino;
- si è determinato il rapporto tra  $R_{cub,equiv}$  e  $R_{carota}$  per escludere eventuali anomalie;
- si è determinato il fattore globale d'influenza C (media dei rapporti di cui al punto precedente, esclusi eventuali valori anomali);
- determinazione dei valori medi di resistenza di ogni gruppo di elementi strutturali omogenei utilizzando tutti i dati di prova, diretti ed indiretti (moltiplicando questi ultimi per il fattore globale d'influenza C).

FABBRICATO ESISTENTE - COMANDO VV.F. PERUGIA - PROVE CORRELABILI						
Prova			SON 1	SON 4	SON 7	
Livello			Piano Terra	Piano 1	Piano 2	
Elemento			Setto armato	Pilastro 7	Trave 5-6	
Zona d'indagine			C1/F1	C2/F2	C3	
Data d'effettuazione prove			15-16/12/2016	15-16/12/2016	15-16/12/2016	
LABORATORIO	Dati geometrici	Diametro $\varnothing$ (cm)	10.4	10.4	10.4	
		Altezza H (cm)	10.4	10.4	10.4	
		Area resistente (cmq)	84.95	84.95	84.95	
		Rapporto di snellezza ( $\lambda$ )	1.000	1.000	1.000	
		1/ $\lambda$	1.000	1.000	1.000	
		Diametro massimo inerte (cm)	-	-	-	
		Rapporto diametro carota - diametro massimo inerte	-	-	-	
		R carota (MPa)		43.8	33.0	28.4
	BS 1881 part. 120	coeff. C = $[2,5/(1,5+1/\lambda)]$		1.00	1.00	1.00
$R_{cub,equiv}$ in situ = ( $R_{carota} \cdot C$ ) [Mpa]		43.8	33.0	28.4		
Resistenza a compressione stimata SONREB (Di Leo e Pascale, 1994)			49.73	50.10	39.13	
$R_{cub,equiv}/R_{c,SONREB}$			0.88	0.66	0.73	
Coefficiente globale d'influenza (= $\Sigma_i (R_{cub,equiv}/R_{c,SONREB})_i / 3$ )			$C_{Gi}$ =	0.76		

FABBRICATO ESISTENTE - COMANDO VV.F. PERUGIA - SOLO SONREB						
Elemento	SON 2	SON 3	SON 5	SON 6	SON 8	SON 9
Resistenza a compressione stimata SONREB (Di Leo e Pascale, 1994)	47.38	38.97	44.99	43.52	38.63	52.91

RESISTENZA MEDIA CALCESTRUZZO ( $R_{cm} = (\sum_i R_{cub,equiv} + \sum_i (R_{c,SONREB} \cdot G_{GI})) / 12$ )	34.3 Mpa
--	----------

## FE.2 – MODELLAZIONE NUMERICA E ANALISI SISMICA

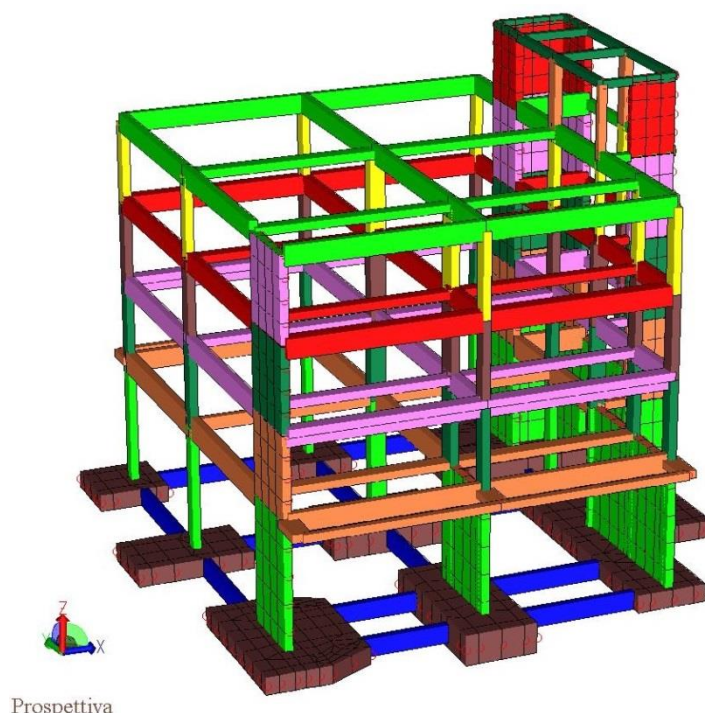
### FE2.1 – Geometria e azioni / Sollecitazioni

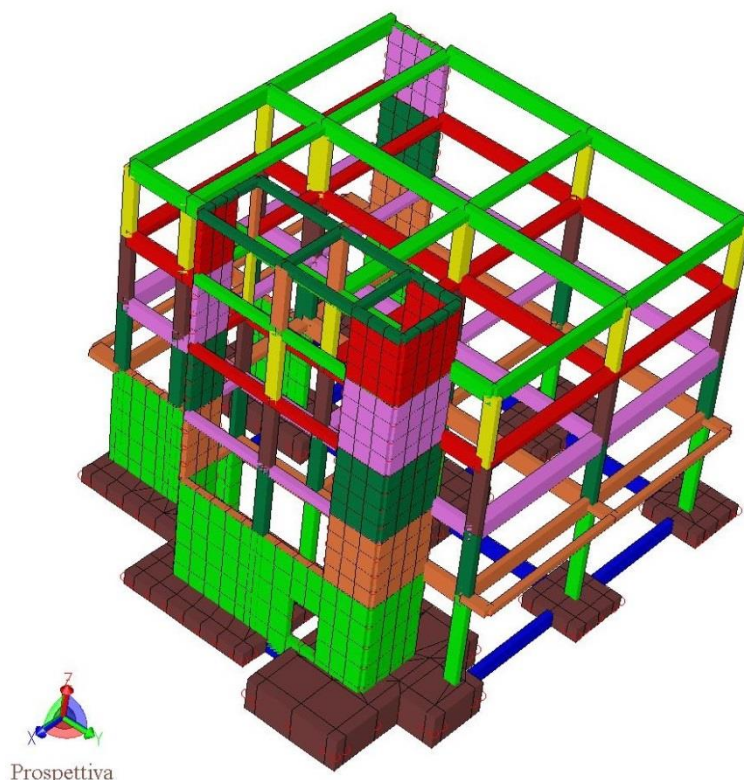
La struttura nel suo complesso è sostanzialmente un telaio spaziale in c.c.a. che è stato studiato mediante modellazione ad elementi finiti con il software MasterSAP della AMV S.r.l. (con modulo specifico MasterEsist per la verifica degli edifici esistenti), nel quale sono state inserite, per gli elementi strutturali in c.c.a., le armature e i dettagli costruttivi riportati nel progetto originale disponibile e ottenuti da rilievi e indagini effettuate. Il calcolo è stato condotto mediante analisi dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

In corrispondenza dei pali esistenti sono stati inseriti dei vincoli alla traslazione verticale/orizzontale, opportunamente dimensionati (si veda la Relazione Geotecnica) in relazione alle caratteristiche dei pali e del terreno; le reazioni vincolari sono state poi utilizzate per le verifiche dei pali esistenti (si veda la Relazione sulle Fondazioni).

Essendo disponibile il progetto originale, è stato possibile perseguire un livello di conoscenza accurata LC3 mediante “estese” verifiche in situ (così come definite dalla Tab. C8A.1.3a delle NTC08); a riguardo, si veda quanto detto nel relativo capitolo della Relazione di Calcolo.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte della struttura modellata con MasterSAP, allo scopo di consentire una migliore comprensione della modellazione effettuata e oggetto della presente relazione.





## FE.2.2 – Valutazione degli spostamenti

Le NTC 2008 dispongono (§ 7.2.2) che la “distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV”.

Verranno valutati gli spostamenti lungo la direzione principale X, in quanto il giunto strutturale tra Blocco B / Blocco E è lungo la direzione principale Y.

### Spostamento massimo Blocco B

Non avendo eseguito a riguardo calcoli specifici:  $d_1 = 1/100 \cdot H \cdot a_g/g \cdot S / 0,5 = 7,3 \text{ cm}$

Con:  $H = 1180 \text{ cm}$   $a_g/g = 0,227$   $S = 1,366$

### Spostamento massimo Blocco E

Ai sensi del § 7.3.3.3 delle NTC 2008, gli spostamenti dE sotto l’azione sismica di progetto

SLU sono:  $d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$

Poiché  $q = 3,00$

$$T_1 = 0,608 \text{ (cfr. tabulati di calcolo)} \quad T_c = 0,487$$

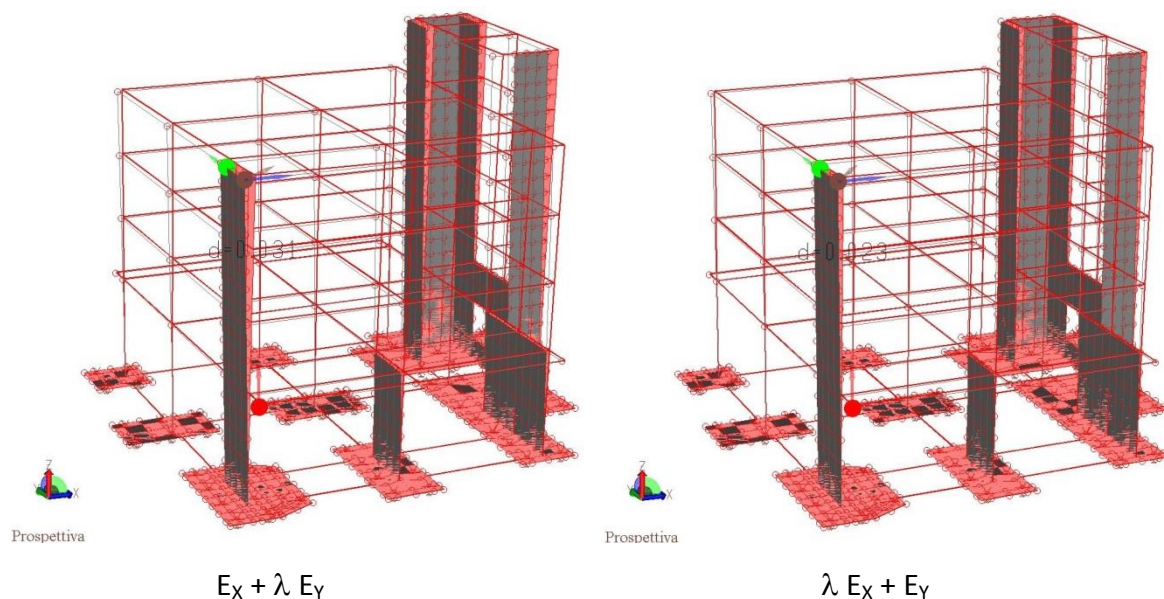


$$T_1 \geq T_c$$



$$\mu_d = q = 3,00 \leq 5 \cdot q - 4$$

Si riportano di seguito l'immagine degli involupei delle deformate dinamiche e uno specchietto con i risultati massimi del calcolo; si considera l'involuppo  $[E_x + \lambda E_y]$ , in quanto è quello che dà la deformazione maggiore, e proprio nella direzione dell'edificio adiacente.



Nodo	Involuppo	$d_{Ee}$ (cm)	$d_{EeX}$ (cm)	$d_{EeY}$ (cm)	$d_E$ (cm)	$d_{EX}$ (cm)	$d_{EY}$ (cm)
485	$E_x + \lambda E_y$	3,10	2,53	1,76	9,3	7,6	5,3
485	$\lambda E_x + E_y$	2,33	1,55	1,72	7,0	4,7	5,2

#### Distanza tra le costruzioni

Si è considerato un giunto strutturale  $d_g = 15,0$  cm.

$$d = d_1 + d_{E_{\max}} = 7,3 + 7,6 = 14,9 \text{ cm} < d_g = 15,0 \text{ cm}$$

Gli spostamenti sono compatibili con le distanze tra i due corpi di fabbrica.

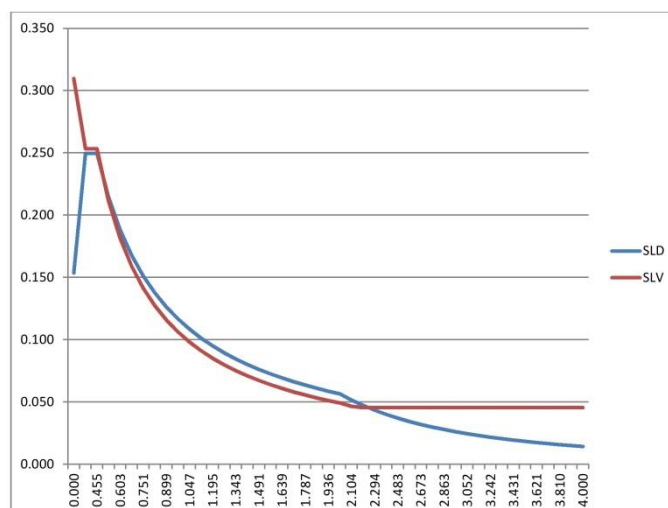
#### **FE.2.3 – Calcolo delle sollecitazioni e verifiche**

Per limitare i danneggiamenti strutturali, le NTC 2008 al § 7.3.7.1 dispongono, per le costruzioni di Classe IV come quella in oggetto, di verificare che *“il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ... ed attribuendo ad  $h$  il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ) calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali”*.

Nel § 4.1.4 si dispone che, per situazioni eccezionali, si devono adottare i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- per cls e aderenza con le armature:  $\gamma_c = 1,0$  (invece di 1,5);
- per acciaio d'armatura:  $\gamma_s = 1,0$  (invece di 1,15).

Di seguito si riporta un confronto tra lo spettro per lo SLV (con  $q = 3,00$ ) e lo spettro per lo SLD (per  $\eta = 2/3$ ).



Le accelerazioni, nei due casi, sono maggiori o minori a seconda del periodo, cioè non c'è in maniera univoca uno spettro "subordinato", e non è possibile determinare a priori se i diversi coefficienti di sicurezza (inferiori per lo SLD) rendano più penalizzanti le verifiche effettuate con lo spettro SLV o quelle con lo spettro SLD. Si osserva che nel caso in esame:

- $T_1 = 0,608$  s, quindi  $T_1 > T_c$  ;
- gli altri periodi di vibrazione sono inferiori;
- Per  $T = T_1$  i valori delle accelerazioni sono molto vicini;
- Per  $T < T_1$  i valori delle accelerazioni tendono sempre di più ad essere superiori per lo SLD.

Comunque, le verifiche di resistenza per la stessa struttura sono state effettuate nei due diversi casi: a seguito di controllo, le verifiche allo SLD non hanno dato luogo (come atteso) ad armature maggiori né per le travi né per i pilastri, rispetto a quelle dello SLV.

Per brevità, sono stati riportati/allegati i soli elaborati grafici/tabulati prodotti per lo SLV.

#### FE.2.4 – Influenza delle tamponature sulla risposta sismica

La presenza delle tamponature modifica la risposta strutturale perché aumenta la rigidezza dell'edificio, riduce il periodo di vibrazione e quindi può far incrementare il taglio alla base dovuto all'azione sismica; di contro, la presenza delle tamponature:

- aumenta la resistenza del sistema (parte dell'azione sismica è portata dalle tamponature);
- aumenta la capacità dissipativa dell'edificio.

Inoltre l'effetto delle tamponature sull'analisi deve essere valutato tenendo conto dell'alto grado di incertezza relativo al loro comportamento, dovuto alle seguenti cause:

- variabilità delle proprietà meccaniche delle tamponature ;
- condizione di vincolo al telaio circostante;
- potenziale modifica della loro integrità durante l'utilizzo dell'edificio;
- grado non uniforme di danno durante l'evento sismico.

In virtù delle incertezze di comportamento, la sicurezza della struttura non può far fede sulle tamponature, e solo la loro possibile influenza negativa dovrebbe essere presa in considerazione in fase di progetto



**Nel caso in esame, l'analisi è eseguita sulla struttura senza tamponature**



## FE.3 – VERIFICA DELLA SICUREZZA

### FE.3.1 – Premessa

Per le verifiche di sicurezza si è utilizzato il postprocessore MasterEsist, che effettua la verifica degli edifici esistenti in c.a. A differenza di quanto normalmente avviene (nel caso di edifici nuovi), in cui è necessario determinare le armature, MasterEsist si basa su quelle assegnate in input ed individua, di conseguenza, se la struttura rispetta i requisiti della norma; consente inoltre di determinare l'accelerazione sismica massima (o il tempo di ritorno del sisma, che è la stessa cosa) che soddisfa tutte le procedure di verifica necessarie. Nel nostro caso, trattandosi di "intervento di adeguamento", ai sensi del § 8.4.1. NTC08, si è accertato che la struttura esistente, sollecitata con azioni e carichi derivanti dalla sopraelevazione, risulta verificata (cioè che non vadano in crisi i meccanismi duttili, quelli fragili e le verifiche ai nodi) per un periodo di ritorno del sisma calcolato con le formule di normativa, che per lo SLV nel caso in esame è pari a  $T_R = 949$  anni; in pratica, si deve avere un "indice di rischio sismico"  $I_R \geq 1,0$ .

MasterEsist effettua le verifiche sulla base dei risultati del calcolo strutturale effettuato con MasterSAP. Oltre alle sezioni ricorrenti MasterEsist è in grado di processare anche sezioni di forma generica, definite liberamente per via grafica, in cui vengono inserite le armature.

Per quanto attiene agli elementi esistenti, ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- *duttili*: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- *fragili*: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura  $q \leq 3,0$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per  $q = 1,5$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

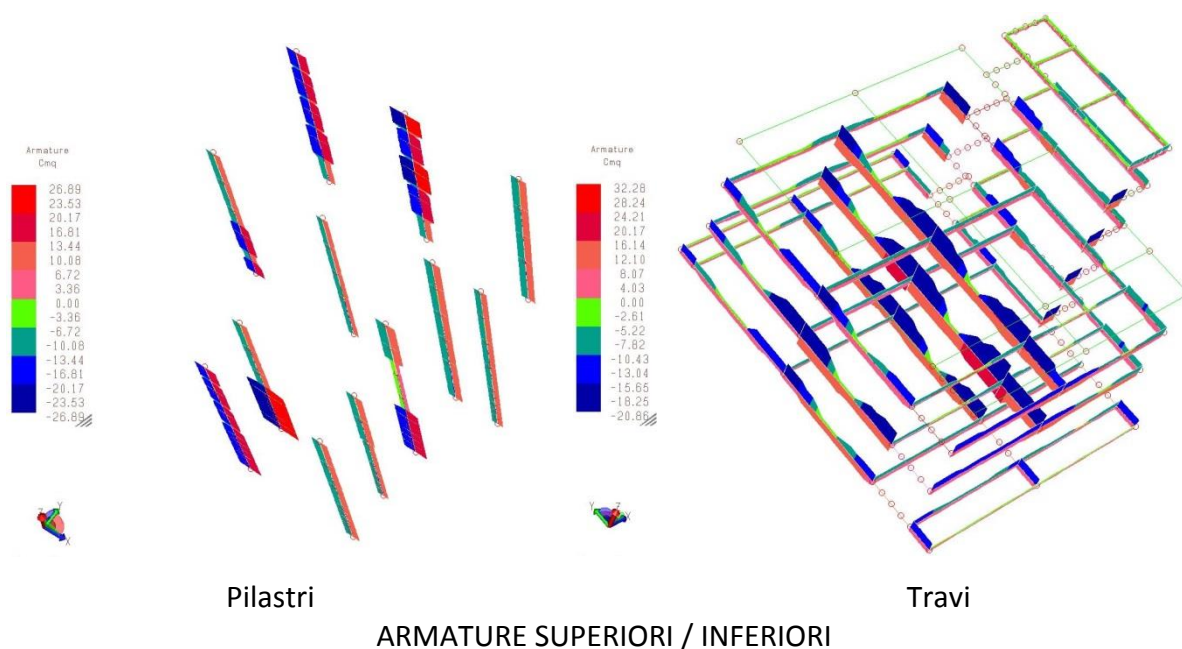
Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

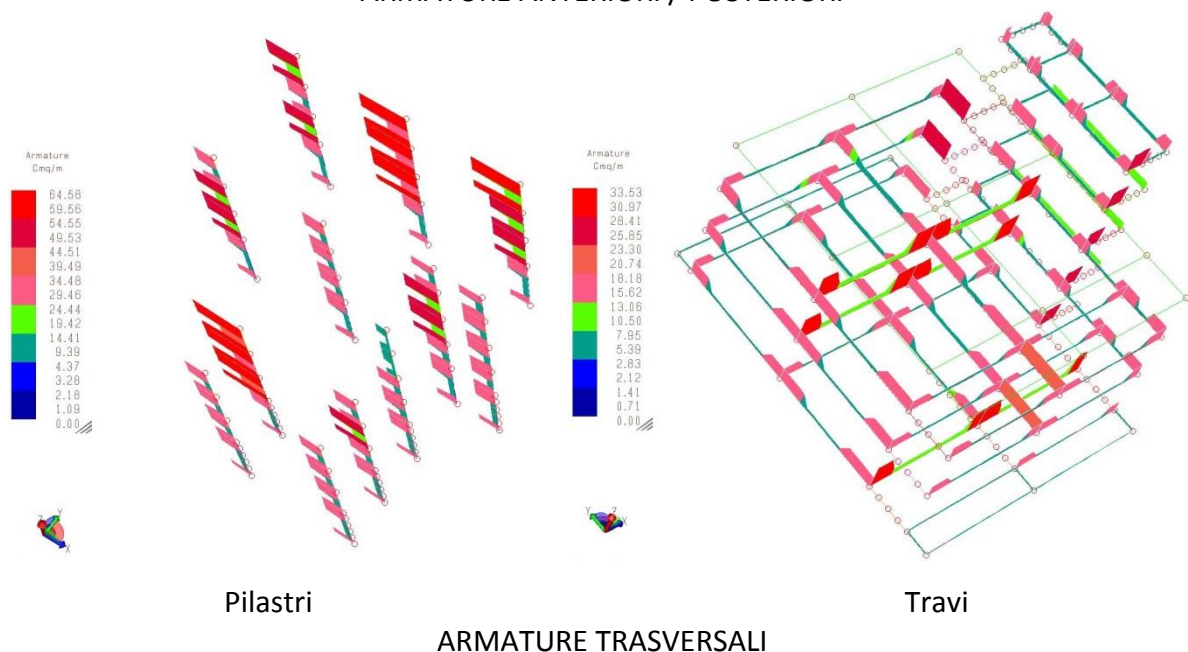
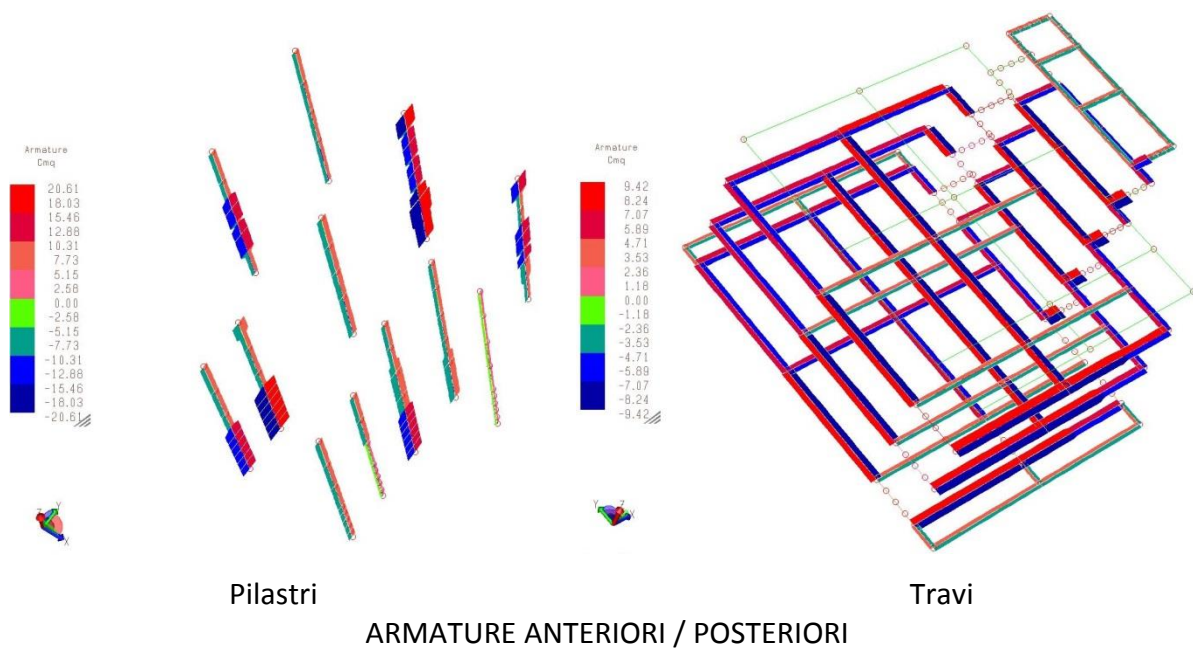
### FE.3.2 – Armature esistenti

Come già detto nei precedenti Capitoli della presente Relazione, grazie alla disponibilità del progetto costruttivo originale, al rilievo e alle indagini effettuate, è stato possibile:

- definire la quantità di armatura longitudinale presente in travi e pilastri;
- definire quantità e dettagli dell'armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- definire lo spessore del copriferro.

Ciò, insieme alla caratterizzazione dei materiali, ha permesso di inserire le armature in tutte le travi e i pilastri. Quest'opzione di gestione delle armature esistenti è permessa da MasterSAP. Di seguito si riporta la rappresentazione grafica delle armature.

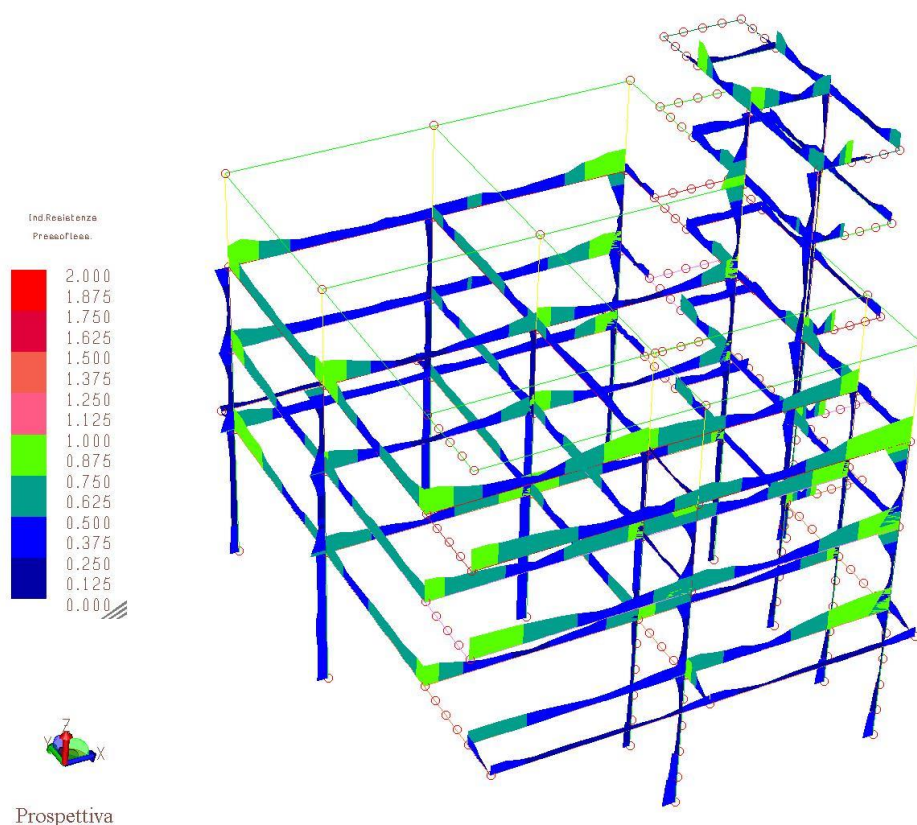




N.B.: La rappresentazione grafica è possibile solo per elementi di sezione quadrata e circolare, perciò per gli elementi che hanno sezione diversa non è stato possibile avere la rappresentazione grafica.

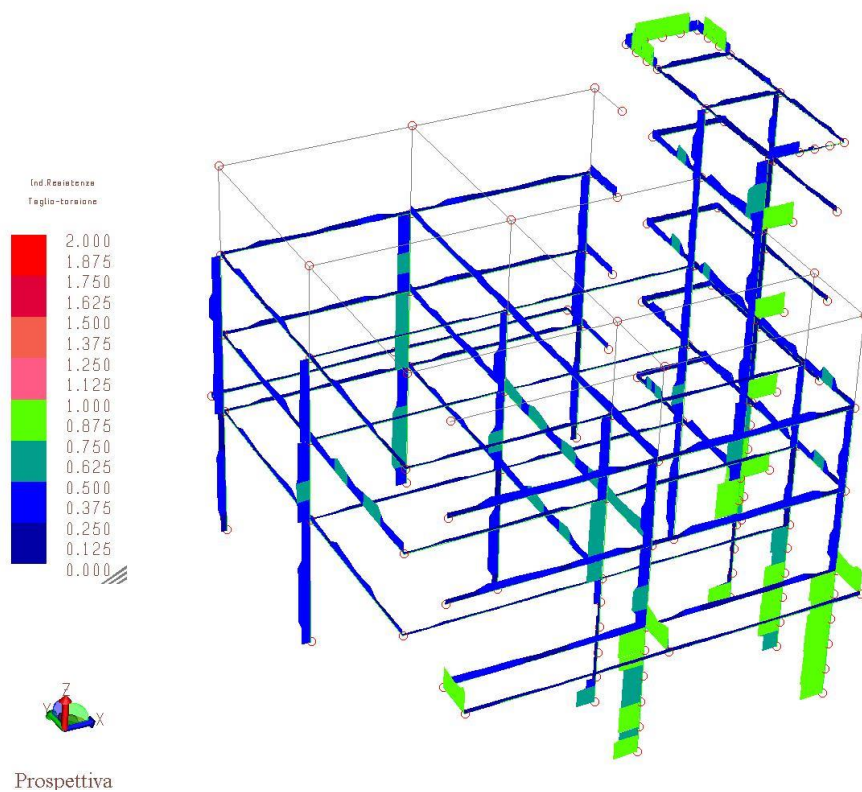
### FE.3.3 – Risultati di calcolo – Verifica meccanismi duttili

Rappresentazione grafica degli indici di resistenza SLU – verifica a pressoflessione – per un periodo di ritorno del sisma pari a 949 anni.



### FE.3.4 – Verifica meccanismi fragili

Rappresentazione grafica degli indici di resistenza SLU – verifica a taglio e torsione – per un periodo di ritorno del sisma pari a 949 anni.



### FE.3.5 – Verifica nodi non confinati

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel § C8.7.2.5 della Circolare NTC 2008 verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

La Circolare specifica che la verifica in questione riguarda solo i nodi “non interamente confinati”.

**Nel caso in esame, come evidente dalla tabella successiva, le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo rispettano la condizione [7.4.29] delle NTC08, pertanto è stata omessa la verifica dei nodi trave/pilastro.**

**NODI NON CONFINATI - VERIFICA CONDIZIONE [7.4.29] DELLE NTC 2008**

$n_{st}$	4	numero bracci staffe	$n_{st}$	2	numero bracci staffe
$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	0.50	area sezione trasversale barra	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	0.50	area sezione trasversale barra
$i$ [cm]	6	interasse staffe	$i$ [cm]	6	interasse staffe
$b_w$ [cm]	30	larghezza trave	$b_w$ [cm]	30	larghezza trave
$b_c$ [cm]	60	larghezza pilastro	$b_c$ [cm]	30	larghezza pilastro
$h_c$ [cm]	30	dimensione pilastro parallela alla trave	$h_c$ [cm]	60	dimensione pilastro parallela alla trave
$b_j$ [cm]	45	larghezza utile del nodo	$b_j$ [cm]	30	larghezza utile del nodo
$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28	calcestruzzo (C28/35)	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28	calcestruzzo (C28/35)
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	440	acciaio (FeB44k)	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	440	acciaio (FeB44k)
$[n_{st} \cdot A_{st} / (i \cdot b_j)] / [0.05 \cdot f_{cd} / f_{yk}] = 2.33$			$[n_{st} \cdot A_{st} / (i \cdot b_j)] / [0.05 \cdot f_{cd} / f_{yk}] = 1.75$		
$\geq 1.00$ OK [7.4.29]			$\geq 1.00$ OK [7.4.29]		
$n_{st}$	4	numero bracci staffe	$n_{st}$	4	numero bracci staffe
$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	0.50	area sezione trasversale barra	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	0.50	area sezione trasversale barra
$i$ [cm]	6	interasse staffe	$i$ [cm]	6	interasse staffe
$b_w$ [cm]	60	larghezza trave	$b_w$ [cm]	50	larghezza trave
$b_c$ [cm]	60	larghezza pilastro	$b_c$ [cm]	60	larghezza pilastro
$h_c$ [cm]	30	dimensione pilastro parallela alla trave	$h_c$ [cm]	30	dimensione pilastro parallela alla trave
$b_j$ [cm]	60	larghezza utile del nodo	$b_j$ [cm]	60	larghezza utile del nodo
$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28	calcestruzzo (C28/35)	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28	calcestruzzo (C28/35)
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	440	acciaio (FeB44k)	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	440	acciaio (FeB44k)
$[n_{st} \cdot A_{st} / (i \cdot b_j)] / [0.05 \cdot f_{cd} / f_{yk}] = 1.75$			$[n_{st} \cdot A_{st} / (i \cdot b_j)] / [0.05 \cdot f_{cd} / f_{yk}] = 1.75$		
$\geq 1.00$ OK [7.4.29]			$\geq 1.00$ OK [7.4.29]		

E' stata valutata la casistica presente per i nodi "non confinati"

A favore di sicurezza, è stata considerata la  $A_{st}$  minima (sono utilizzate staffe  $\phi$  8 e  $\phi$  10)

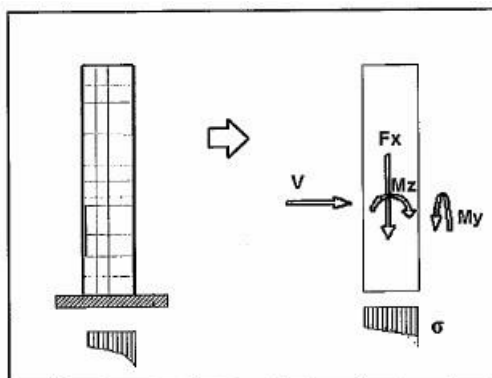
### FE.3.6 – Setti

I setti (o “pareti”) sono stati modellati tramite elementi bidimensionali. Si ricorda che sia che le NTC08 (§ 7.4.3.1) che l'EC8, distinguono 2 tipi di pareti: semplici (→ appartenenti ad un unico piano verticale) e composte (→ appartenenti a più piani verticali).

Per semplicità, nell'edificio in esame tutti i setti sono stati schematizzati come “pareti semplici”, scomponendo e verificando autonomamente anche quelle che nella realtà, insieme ad altre formano una parete composta (es.: il vano ascensore).

Adottando una modellazione con elementi bidimensionali, l'analisi strutturale perviene allo stato tensionale puntuale (per ogni elemento della parete): le norme, invece, per le pareti snelle, si riferiscono ai risultati globali della sollecitazione. Con gli strumenti forniti dal

software utilizzato, si è individuato un insieme di elementi che compongono una singola parete: integrando opportunamente lo stato tensionale, si è determinata per ogni parete semplice le sollecitazioni risultanti, ovvero, principalmente, sforzo normale  $N$ , taglio  $V$  e momenti flettenti nelle due direzioni  $M_y$  e  $M_z$ .



Si sono così ottenuti i risultati in termini di sollecitazione analoghi a quelli degli elementi monodimensionali, ovvero a quelli di un pilastro-setto che riassume il comportamento globale della parete; note queste caratteristiche di sollecitazione globale, sono state effettuate le verifiche.

I risultati in termini di sollecitazioni sono riportati nelle rappresentazioni grafiche delle pagine successive.

Nel solo caso dell'analisi dinamica è necessario aggiungere qualche precisazione sulla determinazione delle sollecitazioni globali delle pareti modellate con elementi bidimensionali tramite integrazione dello stato tensionale.

L'analisi dinamica produce dei risultati privi di segno.

Si può quindi intuire che nell'analisi dinamica, partendo dai soli risultati in valore assoluto di ogni singolo elemento, è impossibile ricostruire una ragionevole distribuzione dello stato tensionale che consideri anche il segno delle tensioni.

Si è quindi scelto, per la verifica delle pareti, di ricorrere all'analisi "sismica statica equivalente".

Nella struttura in esame sono rispettate le condizioni richieste nel § 7.3.3.2 NTC08 per l'utilizzo dell'analisi statica lineare: *"che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza"*.

Sono quindi state effettuate due analisi sismiche statiche equivalenti, con l'accorgimento di adottare in ciascun caso, per i periodi richiesti, proprio quelli determinati, per le due



direzioni principali, con l'analisi dinamica ( $T_1 = 0,608 \text{ sec}$  –  $T_1 = 0,430 \text{ sec}$ ).

Si riportano di seguito:

- il riassunto delle sollecitazioni di verifica per le “pareti semplici” considerate,
- la rappresentazione grafica dei risultati in termini di sollecitazioni.

**Per semplicità, la sopraelevazione del setto 3-4 è stata verificata in questa occasione.**

Non si sono riportate le verifiche per i momenti  $M_y$ , in quanto trascurabili.

**SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PARETI SEMPLICI**

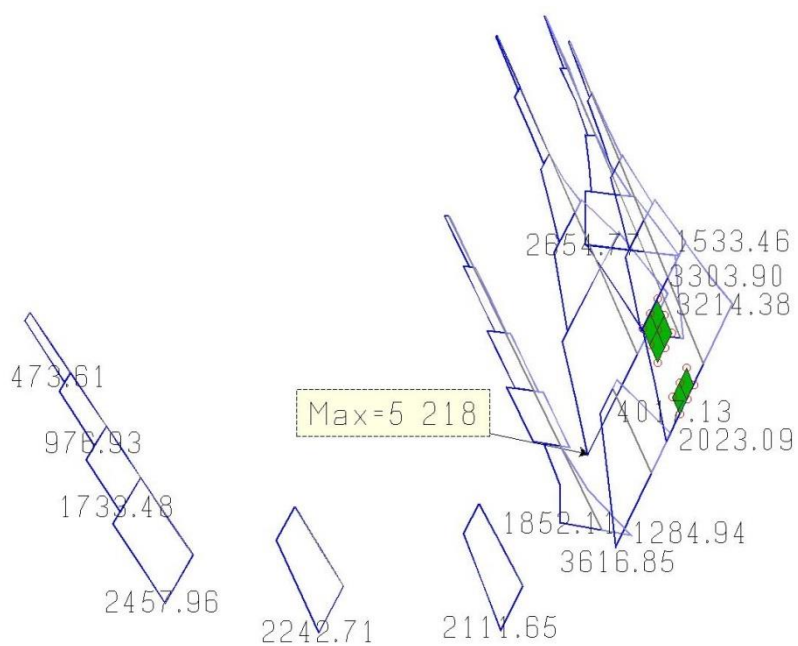
Setto	$T_1$ [sec]	N [kN]	V [kN]	$M_y$ [KN·m]	$M_z$ [KN·m]
3-4 - ESISTENTE	0.608	-2458	995	239	4569
	0.430	-2458	1219	292	5600
3-4 - NUOVO	0.608	-474	247	196	505
	0.430	-474	275	232	622
7-8	0.608	-2243	1523	266	1761
	0.430	-2243	1824	325	2172
13-14-15	0.608	-2112	1621	407	2049
	0.430	-2129	1848	502	1498
16-20	0.608	-1852	1090	51	1463
	0.608	1285	1090	51	1463
	0.430	-2232	1272	62	1813
	0.430	1666	1272	62	1813
19-20	0.608	-3617	2253	210	3680
	0.608	2023	2253	210	3680
	0.430	-4300	2792	257	4506
	0.430	2706	2792	257	4506
VANO SCALE 10-11	0.608	-5218	1249	81	948
	0.608	3304	1249	81	948
	0.430	-6251	2069	62	1178
	0.430	4337	2069	62	1178
VANO SCALE 10-17	0.608	-2655	2487	51	3219
	0.608	1533	2487	51	3219
	0.430	-3162	3079	97	3952
	0.430	2041	3079	97	3952
VANO SCALE 17-18	0.608	-4017	1680	77	1326
	0.608	3214	1680	77	1326
	0.430	-4894	2069	95	1626
	0.430	4091	2069	95	1626

N.B.: Per N: compressioni negative / trazioni positive

$M_z$ : momento che ruota intorno all'asse perpendicolare  
alla maggiore delle due dimensioni in pianta del setto

I valori delle sollecitazioni per cui è stata fatta la verifica  
sono evidenziati in giallo

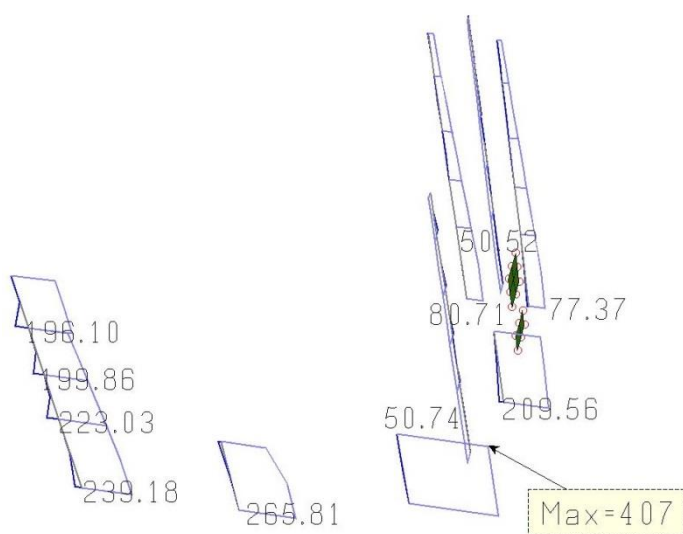
## SOLLECITAZIONI



$T_1 = 0,608 - N \text{ [kN]}$

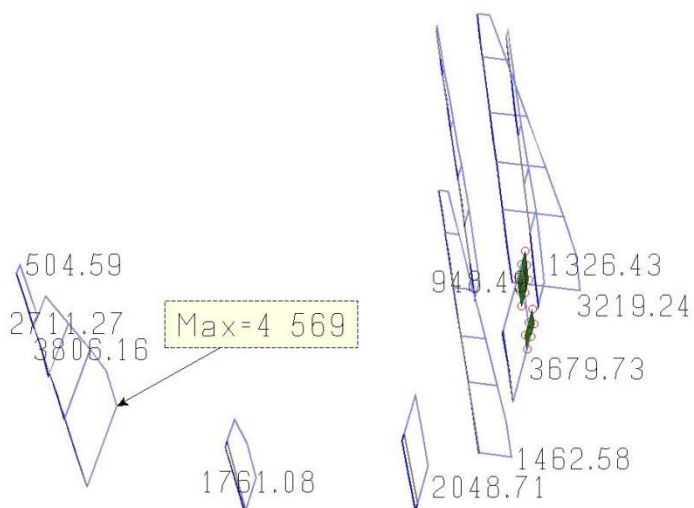


$T_1 = 0,608 - V \text{ [kN]}$

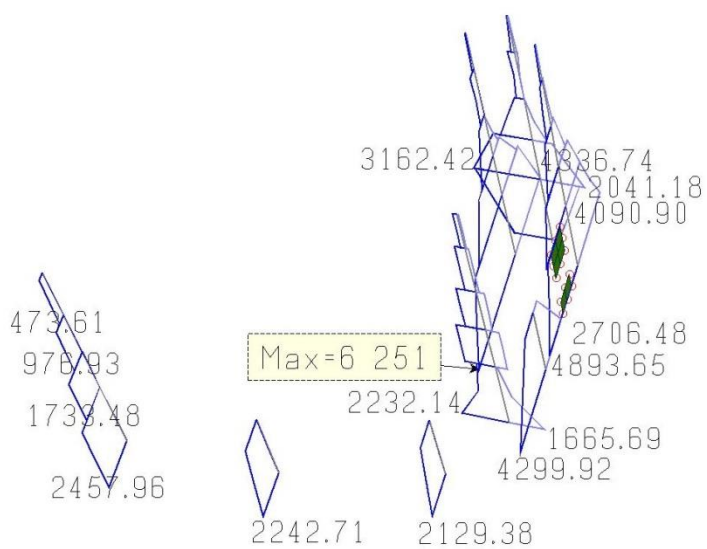


$T_1 = 0,608 - M_y \text{ [kN}\cdot\text{m]}$

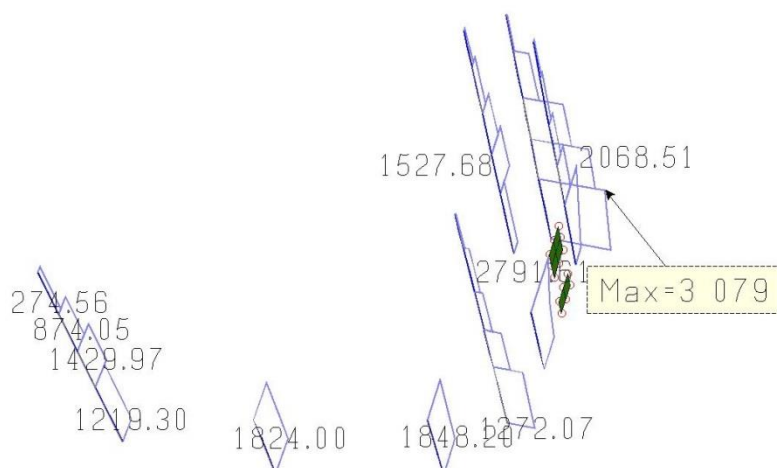




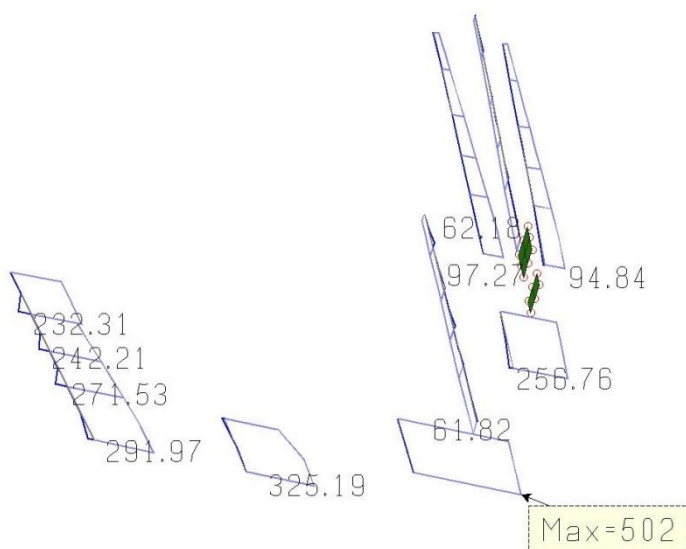
$$T_1 = 0,608 - M_z \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$



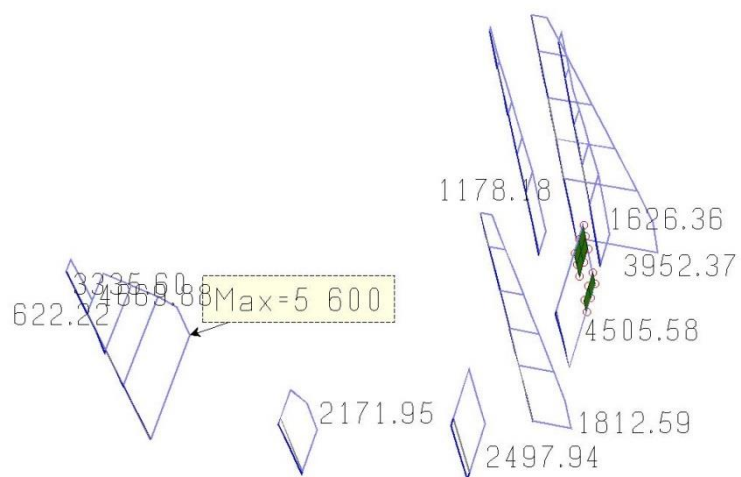
$$T_1 = 0,430 - N \text{ [kN]}$$



$$T_1 = 0,430 - V \text{ [kN]}$$



$$T_1 = 0,430 - M_y \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$



$$T_1 = 0,430 - M_z \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

## VERIFICHE

### SETTO 3-4 ESISTENTE

\*\*\*\*\*  
INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO  
\*\*\*\*\*

Nome archivio di lavoro : Setto 3-4\_ESISTENTE  
Intestazione del lavoro : Setto 3-4\_ESISTENTE\_Mz  
Unità misura Forza : kN  
Unità misura Lunghezza : m  
Tensioni : N/mm<sup>2</sup>  
Diametro armature : mm  
Area : mm<sup>2</sup>

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = -2458.000  
Momento flettente Mx = 5600.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = -3052.240  
Momento flettente Mx = 7043.655  
Momento flettente My = 0.000

Indice di resistenza s.l.u.: 0.80

Campo di rottura della sezione: 3

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -15585.9  
inferiore ad N resistente = -3052.24

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 0.6754 178.4

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
0.150 1.650 -0.35 -16.46

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.15 351.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
-0.120 -1.620 20.0 0.82 351.30

### SETTO 3-4 NUOVO

\*\*\*\*\*  
INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO  
\*\*\*\*\*

Nome archivio di lavoro : Setto 3-4\_NUOVO  
Intestazione del lavoro : Setto 3-4\_NUOVO\_Mz  
Unità misura Forza : kN  
Unità misura Lunghezza : m  
Tensioni : N/mm<sup>2</sup>  
Diametro armature : mm  
Area : mm<sup>2</sup>

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = -474.000  
Momento flettente Mx = 622.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = -6441.353  
Momento flettente Mx = 8451.392  
Momento flettente My = -0.005

Indice di resistenza s.l.u.: 0.07

Campo di rottura della sezione: 3

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -15170.4  
inferiore ad N resistente = -6441.35

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 0.0297 176.5

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
0.150 1.650 -0.35 -16.46

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.19 351.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
-0.120 -1.620 20.0 0.36 351.30

### SETTO 7-8

\*\*\*\*\*  
INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO  
\*\*\*\*\*

Nome archivio di lavoro : Setto 7-8  
Intestazione del lavoro : Setto 7-8\_Mz  
Unità misura Forza : kN  
Unità misura Lunghezza : m  
Tensioni : N/mm<sup>2</sup>  
Diametro armature : mm  
Area : mm<sup>2</sup>

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = -2243.000  
Momento flettente Mx = 2172.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = -5222.538  
Momento flettente Mx = 8930.345  
Momento flettente My = -0.041

Indice di resistenza s.l.u.: 0.24

Campo di rottura della sezione: 3

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -16655.4  
inferiore ad N resistente = -5222.54

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 -0.4286 176.3

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
0.150 1.650 -0.35 -16.46

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.15 351.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
-0.120 -1.620 16.0 0.20 351.30

### SETTO 13-14-15

\*\*\*\*\*  
INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO  
\*\*\*\*\*

Nome archivio di lavoro : Setto 13-14-15  
Intestazione del lavoro : Setto 13-14-15  
Unità misura Forza : kN  
Unità misura Lunghezza : m  
Tensioni : N/mm<sup>2</sup>  
Diametro armature : mm  
Area : mm<sup>2</sup>

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = -2129.000  
Momento flettente Mx = 1498.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = -27694.071  
Momento flettente Mx = 15484.527  
Momento flettente My = 0.023

Indice di resistenza s.l.u.: 0.08

Campo di rottura della sezione: 4

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -25477  
inferiore ad N resistente = -27694.1

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 -3.0696 163.2

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
0.150 3.350 -0.35 -16.46

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.19 351.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
-0.120 -3.320 12.0 0.02 31.99

# SETTO 16-20

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO	
Nome archivio di lavoro	: Setto 16-20
Intestazione del lavoro	: Setto 16-20_Mz
Unità misura Forza	: kN
Unità misura Lunghezza	: m
Tensioni	: N/mm²
Diametro armature	: mm
Area	: mm²

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = 1666.000  
Momento flettente Mx = 1813.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = 1795.061  
Momento flettente Mx = 1953.641  
Momento flettente My = -0.000

Indice di resistenza s.l.u.: 0.93

Campo di rottura della sezione: 2

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -11536.2  
inferiore ad N resistente = 1795.06

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 0.9522 180.0

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
-0.150 0.900 -0.21 -16.46

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.19 391.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
0.120 -0.870 20.0 1.00 391.30

# SETTO 19-20

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO	
Nome archivio di lavoro	: Setto 19-20
Intestazione del lavoro	: Setto 19-20_Mz
Unità misura Forza	: kN
Unità misura Lunghezza	: m
Tensioni	: N/mm²
Diametro armature	: mm
Area	: mm²

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = 2706.000  
Momento flettente Mx = 4506.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = 2793.857  
Momento flettente Mx = 4652.707  
Momento flettente My = -0.011

Indice di resistenza s.l.u.: 0.97

Campo di rottura della sezione: 2

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -2396.5  
inferiore ad N resistente = 2793.86

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 1.8979 163.5

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
0.149 2.275 -0.10 -12.40

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.19 391.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
-0.121 -2.245 20.0 1.00 391.30

# VANO ASCENSORE - SETTO 10-11

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO	
Nome archivio di lavoro	: VANO SCALE 10-11
Intestazione del lavoro	: VANO SCALE 10-11_Mz
Unità misura Forza	: kN
Unità misura Lunghezza	: m
Tensioni	: N/mm²
Diametro armature	: mm
Area	: mm²

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = 4337.000  
Momento flettente Mx = 1179.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = 4618.636  
Momento flettente Mx = 1254.278  
Momento flettente My = 0.000

Indice di resistenza s.l.u.: 0.94

Campo di rottura della sezione: 2

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -15263.6  
inferiore ad N resistente = 4618.64

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 1.1806 180.0

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
0.150 1.200 -0.01 -1.33

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.19 391.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
-0.120 -1.170 20.0 1.00 391.30

# VANO ASCENSORE - SETTO 10-17

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO	
Nome archivio di lavoro	: VANO SCALE 10-17
Intestazione del lavoro	: VANO SCALE 10-17_Mz
Unità misura Forza	: kN
Unità misura Lunghezza	: m
Tensioni	: N/mm²
Diametro armature	: mm
Area	: mm²

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.  
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo  
Normativa: NTC-2008  
Versione: 14 Gennaio 2008  
Rck = 35 fyk = 450 fykp = 1500

Sollecitazioni agenti  
Sforzo normale N = 2041.000  
Momento flettente Mx = 3952.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo  
Sforzo normale N = 2195.832  
Momento flettente Mx = 4251.937  
Momento flettente My = -0.016

Indice di resistenza s.l.u.: 0.93

Campo di rottura della sezione: 2

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo  
N,min = -17897.8  
inferiore ad N resistente = 2195.83

Asse neutro  
z' y' ang  
0.0000 1.3191 167.4

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035  
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo  
z' y' Def(%) Tens  
0.145 1.650 -0.12 -14.01

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario  
Def(%) a Tens, a  
0.00 0.00  
0.19 391.30

Barra di acciaio ordinario più tesa  
z' y' d Def(%) Tens  
-0.121 -1.620 20.0 1.00 391.30

## VANO ASCENSORE - SETTO 17-18

```

=====
INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO
=====
Nome archivio di lavoro      : VANO SCALE 17-18
Intestazione del lavoro     : VANO SCALE 17-18_Mz
Unità misura Forza          : kN
Unità misura Lunghezza      : m
Tensioni                     : N/mm²
Diametro armature           : mm
Area                         : mm²

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario
per le cavità.
Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Parametri di calcolo
Normativa: NTC-2008
Versione: 14 Gennaio 2008
Rck = 35   fyk = 450   fykp = 1500

Solicitazioni agenti
Sforzo normale N =          4091.000
Momento flettente Mx =      1626.000
Momento flettente My =          0.000

Solicitazioni resistenti di calcolo
Sforzo normale N =          4220.172
Momento flettente Mx =      1677.535
Momento flettente My =          -0.000

Indice di resistenza s.l.u: 0.97

Campo di rottura della sezione: 2

Valore dello sforzo normale di compressione centrata con incremento del 25% del
coefficiente di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo
N,min = -15263.6
inferiore ad N resistente = 4220.17

Asse neutro
      z'      y'      ang
0.0000  1.1018  180.0

Legame costitutivo 'parabola-rettangolo': -0.0020 / -0.0035
con tensione massima di compressione: -16.46

Deformazione massima nel calcestruzzo
      z'      y'      Def(%)      Tens
-0.150  1.200  -0.04      -6.35

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario
      Def(%)      Tens,a
0.00      0.00
0.19     391.30

Barra di acciaio ordinario più tesa
      z'      y'      d      Def(%)      Tens
-0.120  -1.170  20.0      1.00     391.30

```

## FE.3.7 – Verifica della portanza dei pali

A riguardo, si vedano la Relazione Geotecnica e la Relazione sulle Fondazioni.

## ***SE – SOPRAELEVAZIONE***

### **SE.1 – PREMESSA**

La presente relazione riguarda la realizzazione delle opere strutturali necessarie per la sopraelevazione di un corpo di fabbrica ("Blocco E") presso la sede del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Perugia; il corpo di fabbrica è già separato dal resto dell'edificio, con cui comunque è funzionalmente connesso, mediante giunti strutturali.

L'intervento consiste in una sopraelevazione di un corpo di fabbrica ("Blocco E") presso la sede del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Perugia. La nuova struttura sarà realizzata con solai in latero-cemento con telaio in c.c.a. come struttura portante.

## SE.2 – SOLAI

### SE.2.1 – Verifiche dei solai

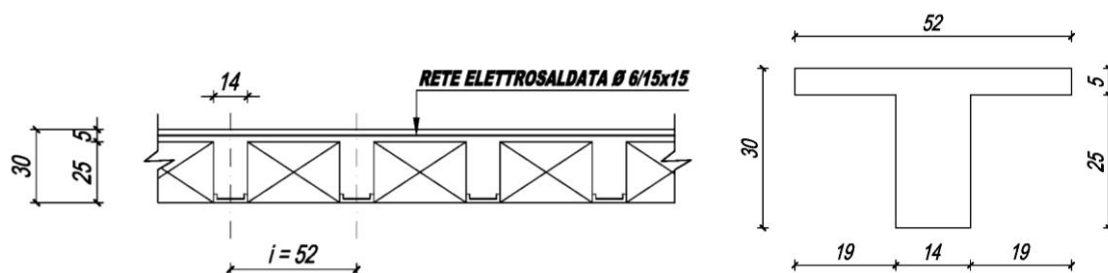
I solai verranno realizzati con tipologia tradizionale in latero-cemento, con altezza cm 25 + 5 e interasse  $i = 52$ .

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato a favore di sicurezza; infatti i solai sono stati schematizzati:

- per il momento positivo, sempre su due appoggi,
- per il momento negativo, sempre con incastro/appoggio.

Non si è tenuto conto dell'intradosso in laterizio dei travetti, che svolge solo funzione di copriferro.

Gli schemi del solaio e della sezione resistente considerata nelle verifiche sono riportati nelle figure seguenti.



- **Tipo a** ( $h = 25 + 5$  cm)  $L_{\max} = 7,20$  m

Azioni permanenti :  $G_1 + G_2 = (3,30 + 2,85) \times 0,52 = 3,20$  kN/m

Azioni variabili :  $Q = q \cdot i = (2,00 \times 0,52) = 1,04$  kN/m

Le combinazioni delle azioni da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 delle NTC08 sono:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

La combinazione significativa è la "fondamentale" (impiegata per gli SLU):

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_s = 1,3 \times 3,20 + 1,5 \times 1,04 = 5,72 \text{ kN/m}$$

$$\text{Taglio: } V_{Ed} = F_d \cdot L / 2 = \frac{5,72 \cdot 7,20}{2} = 20,60 \text{ kN}$$

$$\text{Momento negativo: } M_{Ed}^- = - F_d \cdot L^2 / 8 = - \frac{5,72 \cdot 7,20^2}{8} = - 37,07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento positivo: } M_{Ed}^+ = F_d \cdot L^2 / 8 = \frac{5,72 \cdot 7,20^2}{8} = 37,07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Si considera:  $A_{sup} = 2 \phi 16/\text{travetto}$   $A_{inf} = 2 \phi 16/\text{travetto}$

I materiali hanno le seguenti caratteristiche: cls C28/35 e acciaio in barre B450C.

Di seguito si riportano le verifiche a flessione. Si omette la verifica a taglio.

### Momento negativo

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLAIO\_A\_M-.BIS

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Solaio tipo a - M-

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	52	5	1	4.02	3
2	14	25	2	4.02	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> -37.07 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baicentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

Materiali B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{cu}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $\bar{\rho}$   
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $C_{c,adm}$  11  
 $C_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{cl}$  1.971

$\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  12.14 ‰  
d 27 cm  
x 6.043 x/d 0.2238  
 $\delta$  0.7198

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

### Momento positivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLAIO\_A\_M+.BIS

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Solaio tipo a - M+

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	52	5	1	4.02	3
2	14	25	2	4.02	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 37.07 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baicentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

Materiali B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{cu}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $\bar{\rho}$   
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $C_{c,adm}$  11  
 $C_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{cl}$  1.971

$\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  28.4 ‰  
d 25 cm  
x 2.743 x/d 0.1097  
 $\delta$  0.7

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

#### Verifiche di esercizio

La deformazione si calcola con riferimento alla combinazione di carico rara

$$F_{d,rara} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

G <sub>1</sub> [kN/m²]	G <sub>2</sub> [kN/m²]	Q <sub>1</sub> [kN/m²]	Q <sub>2</sub> [kN/m²]	ψ <sub>2</sub> [kN/m²]
3,30	2,85	2,00	0,00	0,00

i	[m]	0,52
E <sub>ds</sub>	[kN/m²]	3,15E+07
F <sub>d,rara</sub>	[kN/m]	4,24

b <sub>1</sub> [cm]	b <sub>2</sub> [cm]	h <sub>1</sub> [cm]	h <sub>2</sub> [cm]
14,0	52,0	25,0	5,0

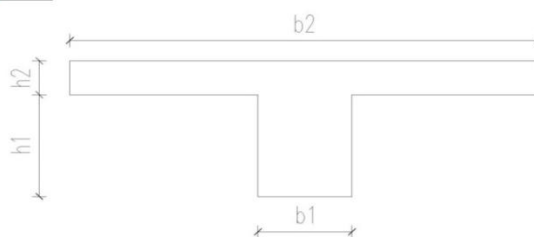
J	[cm⁴]	52336
---	-------	-------

Solaio tipo a

L	[m]	7,20
---	-----	------

$$f = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J)$$

f	[cm]	0,90	= L/ 800
---	------	------	----------



## SE.2.2 – Verifiche appoggio solai

In corrispondenza del vano ascensore (quindi una parete esistente in cls), è difficilmente realizzabile un vincolo di incastro all'estremità dei travetti del solaio; pertanto si è preferito semplicemente appoggiare i travetti su un profilato in acciaio. Il taglio verrà trasmesso alla parete mediante ancoranti chimici tipo Hilti HAS ad iniezione con resina tipo Hilti HIT-RE 500.

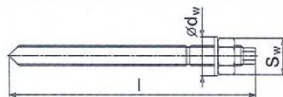
**Si utilizzano come ancoraggi: barre filettate tipo Hilti HAS M12 classe 5.8 (o equivalenti) ogni 0,40 m**

Si è visto (cfr. Paragrafo precedente) che la sollecitazione di progetto è:

$$V_{Ed} = F_d \cdot L / 2 = \frac{5,72 \cdot 7,20}{2} = 20,60 \text{ kN/0,52 m} \quad \rightarrow \quad 15,85 \text{ kN/0,40m}$$



## Geometria dell'ancorante e caratteristiche meccaniche



Dimensioni ancorante	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	M33	M36	M39
Barra filettata	HAS	M8x110 <sup>1)</sup> 14	M10x130 <sup>1)</sup> 21	M12x160 <sup>1)</sup> 28	M16x190 <sup>1)</sup> 38	M20x240 <sup>1)</sup> 48	M24x290 <sup>1)</sup> 54	M27x340 <sup>1)</sup> 60	M30x380 <sup>1)</sup> 70	M33x420 <sup>1)</sup> 80	M36x460 <sup>1)</sup> 90
l [mm]	110	130	160	190	240	290	340	380	420	460	510
A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	32,8	52,3	76,2	144	225	324	427	519	647	759	913
f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza ultima caratteristica	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700	HAS 5.8 700
f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza ultima allo snervamento	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400	HAS 5.8 400
W [mm <sup>3</sup> ]	Modulo di resistenza	26,5	53,3	93,9	244	477	824	1245	1668	2322	2951
M <sub>red,s</sub> [Nm]	Resistenza di progetto a flessione <sup>1)</sup>	HAS 5.8 12,7	HAS 5.8 25,6	HAS 5.8 45,1	HAS 5.8 117,1	HAS 5.8 228,8	HAS 5.8 399,3	HAS 5.8 566,1	HAS 5.8 828,0	HAS 5.8 1134,9	HAS 5.8 1484,5
S <sub>u</sub> [mm]	Misura chiave	13	17	19	24	30	36	41	46	50	55
d <sub>tr</sub> [mm]	Diametro rondella	16	20	24	30	37	44	50	56	60	66

<sup>1)</sup> La resistenza di progetto a flessione della barra filettata viene calcolata con la formula  $M_{red,s} = (1,2 \cdot W \cdot f_{yk}) / \gamma_{red,s}$ . Il fattore di sicurezza parziale per l'acciaio di classe 5.8 e 8.8 è pari a  $\gamma_{red,s} = 1,25$  mentre per la classe A4-70 e per acciaio HCR vale  $\gamma_{red,s} = 1,56$ . La verifica del livello di sicurezza è quindi data da  $M_{red,s} \cdot \gamma_{red,s} \leq M_{red,s}$ .

# HILTI

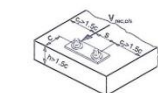
## Ancoranti chimici ad iniezione HIT-RE 500 con HAS

Procedura dettagliata di progetto - Hilti CC  
(La procedura Hilti CC è una versione semplificata del metodo ETAG Annex C)

### TAGLIO

La resistenza di taglio di progetto di un singolo ancoraggio è da assumersi come il minore dei valori seguenti:

$V_{Rd,c}$ : resistenza rispetto al bordo del calcestruzzo  
 $V_{Rd,s}$ : resistenza dell'acciaio



Nota: se non vengono soddisfatte le condizioni riferite alle quote h e c, rivolgersi al locale servizio di consulenza tecnica Hilti.

### $V_{Rd,c}$ : resistenza di progetto rispetto al bordo del calcestruzzo

Si dovrà calcolare il valore minore di resistenza rispetto al bordo del calcestruzzo. Controllare tutti i bordi vicini, (non solo quello in direzione delle sollecitazioni di taglio). La direzione delle sollecitazioni di taglio viene considerata dal fattore  $f_{\beta,V}$ .

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^{(1)} \cdot f_{\beta,V} \cdot f_{AR,V} \cdot f_{b,V}$$

### $V_{Rd,s}$ : resistenza di progetto rispetto al bordo del calcestruzzo

\* resistenza a compressione del calcestruzzo,  $f_{cd,comp(100)} = 25 \text{ N/mm}^2$   
\* alla distanza minima del bordo,  $c_{min}$



Dimensioni ancorante	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	M33	M36	M39
$V_{Rd,c}^{(1)}$ [kN]	2,6	3,4	5,0	6,7	12,4	18,5	29,8	30,2	36,8	44,3	52,1
$c_{min}$ [mm] (distanza min. dal bordo)	40	45	55	65	85	105	120	135	150	165	180

<sup>1)</sup> La resistenza di progetto a taglio viene derivata dalla resistenza caratteristica di taglio,  $V_{Rd,c}^{(1)}$  calcolata come  $V_{Rd,c}^{(1)} = V_{Rd,c} / \gamma_{red,s}$  dove il fattore di sicurezza parziale,  $\gamma_{red,s}$ , è pari a 1,5.

### $f_{\beta,V}$ : influenza della resistenza del calcestruzzo

Designazione di resistenza di compressione cilindrica (acc. DIN EN 12390-3)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica (acc. DIN EN 12390-3)	Resistenza caratteristica a compressione cubica (acc. DIN EN 12390-3)	$f_{\beta,V}$
C20/25	20	25	1
C25/35	25	35	1,1
C30/37	30	37	1,25
C35/45	35	45	1,34
C40/50	40	50	1,41
C45/55	45	55	1,48
C50/60	50	60	1,55

Cilindro di calcestruzzo: Altezza 30 cm, diametro 15 cm  
Cubo di calcestruzzo: lunghezza lato 15 cm  
Geometria del provino di calcestruzzo

$$f_{\beta,V} = \frac{f_{cd,comp(100)}}{25}$$

Limiti:  
 $25 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cd,comp(100)} \leq 60 \text{ N/mm}^2$

192

Poiché:  $V_{Rd,c}^{(1)} = 5,0 \text{ kN}$

$f_{\beta,V} = 1,0$  (cautelativamente)

$$c_{min} = 55 \text{ mm} / c = 100 \text{ mm (cautelativamente)} \rightarrow f_{AR,V} = \frac{c}{c_{min}} \cdot \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} = 2,45$$

$$\beta = 90^\circ \rightarrow f_{\beta,V} = 2,0$$

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^{(1)} \cdot f_{\beta,V} \cdot f_{AR,V} \cdot f_{b,V} = 24,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 18,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \text{MIN} [V_{Rd,c} ; V_{Rd,s}] = 18,3 \text{ kN} \geq 15,85 \text{ kN} = V_{Ed} \rightarrow \text{OK}$$

# HILTI

## Ancoranti chimici ad iniezione HIT-RE 500 con HAS

### $f_{AR,V}$ : influenza dell'interasse e della distanza dal bordo

Formula per fissaggio ad ancoraggio singolo influenzato solamente da 1 bordo:

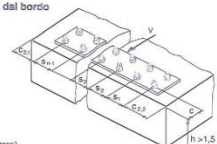
$$f_{AR,V} = \frac{c}{c_{min}} \cdot \sqrt{\frac{c}{c_{min}}}$$

Formula per fissaggio con due ancoranti (distanza dal bordo più 1 interasse) valida solo per  $s \leq 3c$ :

$$f_{AR,V} = \frac{3 \cdot c + s}{6 \cdot c_{min}} \cdot \sqrt{\frac{c}{c_{min}}}$$

Formula generale per n ancoranti (distanza dal bordo più n-1 interasse) valida solo se  $s_1$  e  $s_{n-1}$  sono tutti  $\leq 3c$  e  $c_1 \geq 1,5c$ :

$$f_{AR,V} = \frac{3 \cdot c + s_1 + s_2 + \dots + s_{n-1}}{3 \cdot n \cdot c_{min}} \cdot \sqrt{\frac{c}{c_{min}}}$$



Nota: si suppone che solamente la fila di ancoraggi più vicina al bordo libero del calcestruzzo supporti il carico centrato di taglio.

### $f_{\beta,V}$ : influenza della direzione di carico

Angolo $\beta$ [°]	$f_{\beta,V}$
da 0 a 55	1
60	1,1
75	1,2
90	1,5
da 90 a 180	2

$$f_{\beta,V} = 1 \quad \text{per } 0^\circ \leq \beta \leq 55^\circ$$

$$f_{\beta,V} = \frac{1}{\cos \beta + 0,5 \sin \beta} \quad \text{per } 55^\circ < \beta \leq 90^\circ$$

$$f_{\beta,V} = 2 \quad \text{per } 90^\circ < \beta \leq 180^\circ$$



### $V_{Rd,s}$ : resistenza di progetto a taglio dell'acciaio

Dimensioni ancorante	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	M33	M36	M39
HAS classe 5.8 <sup>1)</sup> [kN]	7,9	12,6	18,3	34,6	64,0	77,8	102,5	124,6	155,0	182,2	219,1
HAS classe 8.8 <sup>1)</sup> [kN]	12,6	20,1	29,3	55,3	86,4	124,4	164,0	199,3	248,4	291,3	350,6
HAS-PL HAS-HCR <sup>2)</sup> [kN]	8,8	14,1	20,5	38,8	60,8	87,2	112,9	137,9	167,9	197,9	237,9

<sup>1)</sup> La resistenza di progetto a taglio viene calcolata tramite la formula:  $V_{Rd,s} = (0,8 \cdot A_s \cdot f_{yk}) / \gamma_{red,s}$ . Il valore della sezione reagente  $A_s$  e della resistenza ultima caratteristica  $f_{yk}$  sono riportati nella tabella "Dimensioni dell'ancorante e caratteristiche meccaniche". Il valore di sicurezza parziale,  $\gamma_{red,s}$ , per l'acciaio di classe 5.8 e 8.8 è pari a 1,25; per l'acciaio di classe A4-70 e per l'acciaio HCR di diametri M8-M39 è pari a 1,56; per l'acciaio di classe A4-70 e per l'acciaio HCR di diametri M27-M39 è pari a 1,56.

<sup>2)</sup> I valori riportati in questa tabella si riferiscono a barre non standard.

Nota: i valori di resistenza ultima caratteristica,  $f_{yk}$ , per l'acciaio classe A4 compila da 700 N/mm<sup>2</sup> a 500 N/mm<sup>2</sup> per i diametri M27-M39 mentre la resistenza caratteristica allo snervamento,  $f_{yk}$ , cambia da 450 N/mm<sup>2</sup> a 250 N/mm<sup>2</sup>. Il coefficiente di sicurezza parziale,  $\gamma_{red,s}$ , viene con la resistenza dell'acciaio come indicato nella nota.

### $V_{Rd}$ : resistenza di progetto a taglio del sistema

$$V_{Rd} = \text{minima tra } V_{Rd,c} \text{ e } V_{Rd,s}$$

Carico combinato: solo se sono applicati carichi di trazione e di taglio (vedi a pag. 34 e gli esempi del capitolo 4).

193

## SE.3 – TELAIO

### SE.3.1 – Premessa

Il calcolo dei telai è stato effettuato definendo un modello ad elementi finiti ed eseguendo un'analisi dinamica lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 14.01.2008, mediante programma MASTERSAP 2016 SP1 della AMV S.r.l (licenza n. 27436 S). Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

Trattandosi di costruzione in c.c.a. regolare in pianta/regolare in altezza per la quale si può considerare una CD "B", qualora non si proceda ad una analisi più approfondita (→ non lineare), la Normativa prevede di considerare:

$$q_0 = 3,0 \alpha_w / \alpha_1 \quad [\text{Tab. 7.4.I NTC08} \rightarrow \text{struttura a telaio}]$$

$$K_R = 1,0 \quad [§ 7.3.1 \text{ NTC08} \rightarrow \text{costruzione regolare in altezza}]$$

$$\alpha_w / \alpha_1 = 1,3 \quad [§ 7.4.3.2 \text{ NTC08} \rightarrow \text{struttura a telaio con più piani e più campate}]$$

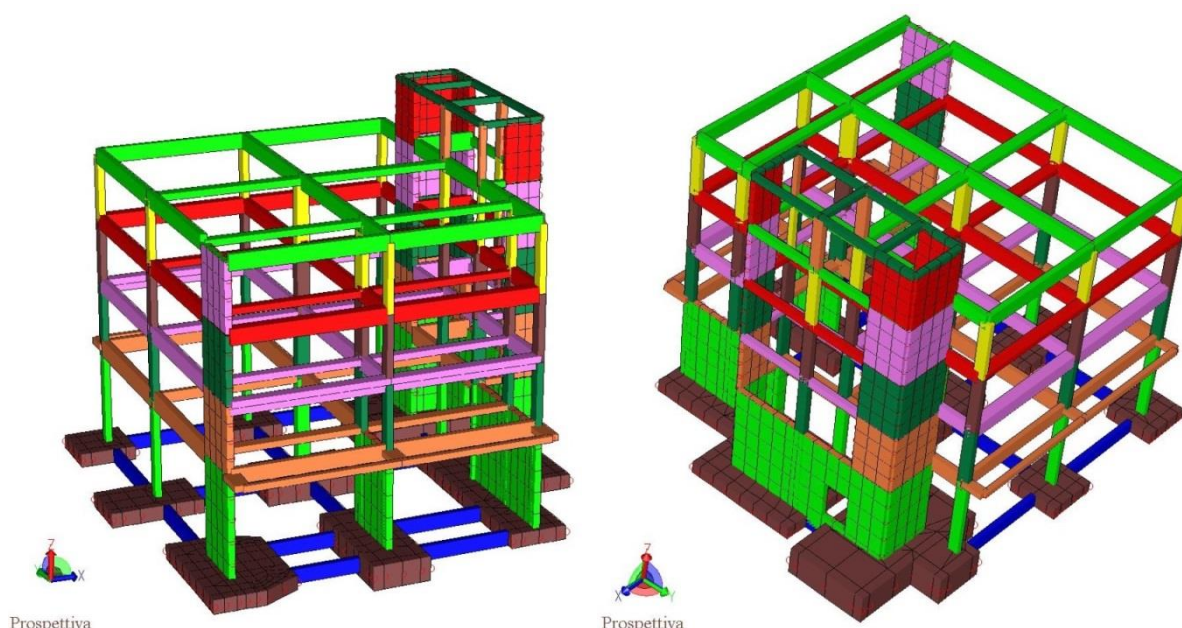
$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,90.$$

In corrispondenza dei pali esistenti sono stati inseriti dei vincoli alla traslazione verticale/orizzontale, opportunamente dimensionati, rappresentando il comportamento del terreno tramite una schematizzazione lineare alla Winkler (si veda la Relazione Geotecnica), in relazione alle caratteristiche dei pali e del terreno; le reazioni vincolari sono state poi utilizzate per le verifiche dei pali esistenti (si veda la Relazione sulle Fondazioni).

### SE.3.2 – Geometria e azioni / Sollecitazioni

Nella pagina seguente vengono riproposte due viste assonometriche contrapposte della struttura modellata con MasterSAP, allo scopo di consentire una migliore comprensione della modellazione effettuata e oggetto della presente relazione.

Materiali, gruppi, nodi, elementi, carichi e combinazioni di carico sono uguali a quelli già riportati per il fabbricato esistente.



### SE.3.3 – Valutazione degli spostamenti

Per quanto riguarda le nuove strutture, non c'è possibilità di interferenza con i corpi adiacenti.

### SE.3.4 – Impianti

Ai sensi di quanto disposto dalle NTC 2008 al § 7.3.7.3, gli impianti dovranno garantire il funzionamento anche in presenza di accelerazioni pari a 0,123g (la massima per lo SLO).

### SE.3.5 – Elementi non strutturali

Nelle tamponature dovranno essere inserite leggere reti da intonaco sui due lati, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm, come previsto nel §C7.3.6.3 delle NTC08.

Inoltre, per le costruzioni ricadenti in Classe d'uso IV (come il caso in esame) le NTC08 al § 7.3.7.2 dispongono di verificare che *“gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO ... siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati”*, cioè nel caso in esame che  $d_r < 0,005 h$ , dove  $d_r$  è lo spostamento interpiano,  $h$  è l'altezza del piano.

Questo affinché l'azione sismica di progetto per lo SLO non produca danni agli elementi strutturali tali da rendere non operativa la costruzione.

Si riporta di seguito la verifica effettuata dal software.

**MASSIMI SPOSTAMENTI RELATIVI DI PIANO (SPOSTAMENTI DI INTERPIANO)**Spostamento interpiano  $\leq 0.00333333 \text{ h}$ 

Nome archivio di lavoro : 1463\_SLO  
Intestazione del lavoro : SLO - Spostamenti relativi di piano

**GRUPPO: 1 Pilastri esistenti - Livello 1**

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
14	+1.080e+000	+2.825e-003	+2.616e-003	D1

**GRUPPO: 3 Pilastri esistenti - Livello 2**

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
6	+3.300e+000	+9.578e-003	+2.902e-003	D1

**GRUPPO: 5 Pilastri esistenti - Livello 3**

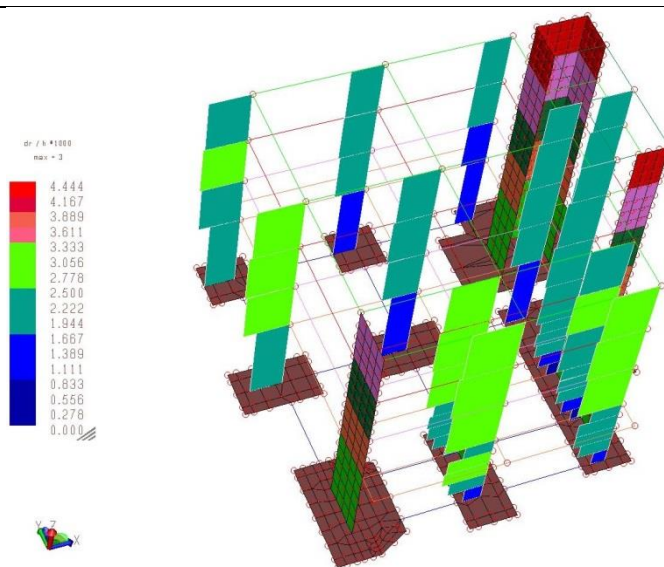
N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
6	+3.300e+000	+9.993e-003	+3.028e-003	D1

**GRUPPO: 7 Pilastri nuovi - Livello 4**

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
6	+3.570e+000	+1.021e-002	+2.860e-003	D1

**GRUPPO: 9 Pilastri - Livello 5**

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
2	+2.680e+000	+5.419e-003	+2.022e-003	D1

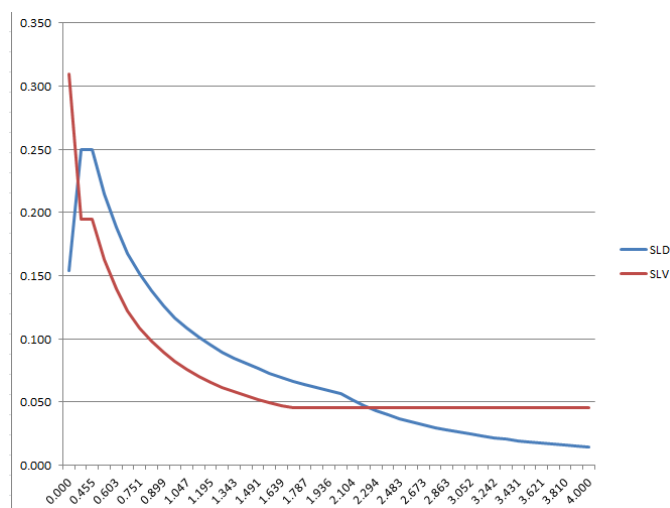
**SE.3.6 – Calcolo delle sollecitazioni e verifiche**

Per limitare i danneggiamenti strutturali, le NTC 2008 al § 7.3.7.1 dispongono, per le costruzioni di Classe IV come quella in oggetto, di verificare che “il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ... ed attribuendo ad  $h$  il valore di  $2/3$ , sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ) calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali”.

Nel § 4.1.4 si dispone che, per situazioni eccezionali, si devono adottare i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- per cls e aderenza con le armature:  $\gamma_c = 1,0$  (invece di 1,5);
- per acciaio d'armatura:  $\gamma_s = 1,0$  (invece di 1,15).

Di seguito si riporta un confronto tra lo spettro per lo SLV (con  $q = 3,90$ ) e lo spettro per lo SLD (per  $\eta = 2/3$ ).



Le accelerazioni, nei due casi, sono maggiori o minori a seconda del periodo, cioè non c'è in maniera univoca uno spettro "subordinato", e non è possibile determinare a priori se i diversi coefficienti di sicurezza (inferiori per lo SLD) rendano più penalizzanti le verifiche effettuate con lo spettro SLV o quelle con lo spettro SLD.

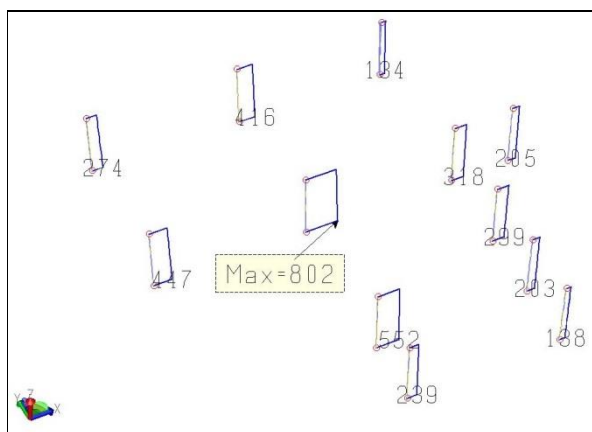
Si osserva che nel caso in esame, rispetto agli spettri riportati nel § FE.2.3 della presente Relazione, quello dello SLD rimane lo stesso, mentre le accelerazioni dello spettro SLV sostanzialmente diminuiscono. Pertanto rimangono valide le considerazioni già espresse nel § FE.2.3 e le conclusioni che ne derivavano si rafforzano ulteriormente.

Comunque, le verifiche di resistenza per la stessa struttura sono state effettuate nei due diversi casi: a seguito di controllo, le verifiche allo SLD non hanno dato luogo (come atteso) ad armature maggiori né per le travi né per i pilastri, rispetto a quelle dello SLV.

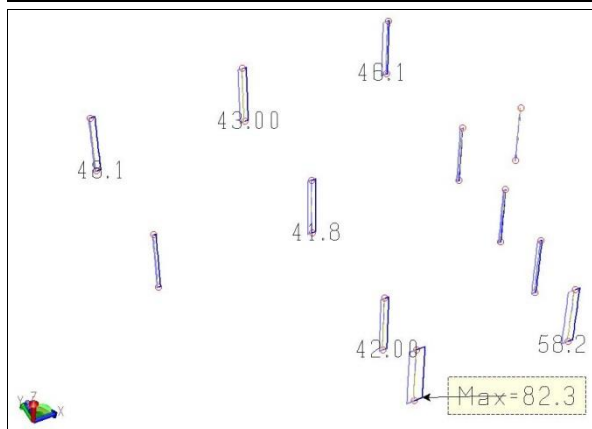
Per brevità, sono stati riportati/allegati i soli elaborati grafici/tabulati prodotti per lo SLV.



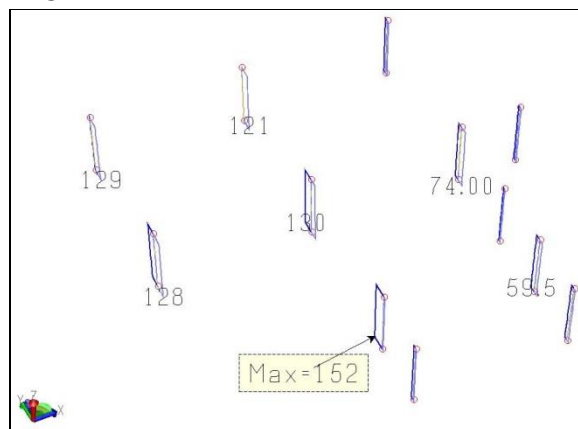
### SE.3.7 – Sollecitazioni di calcolo – Pilastri e travi



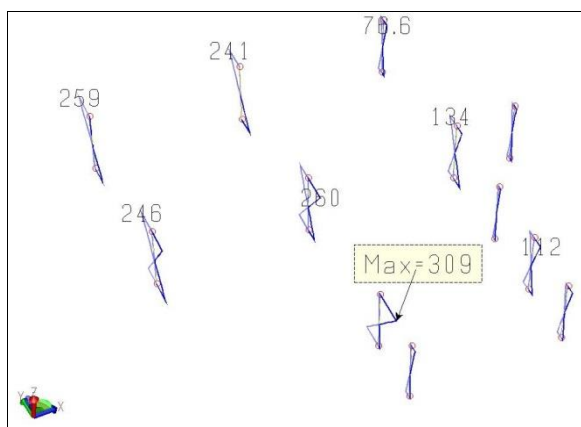
PILASTRI - Fx



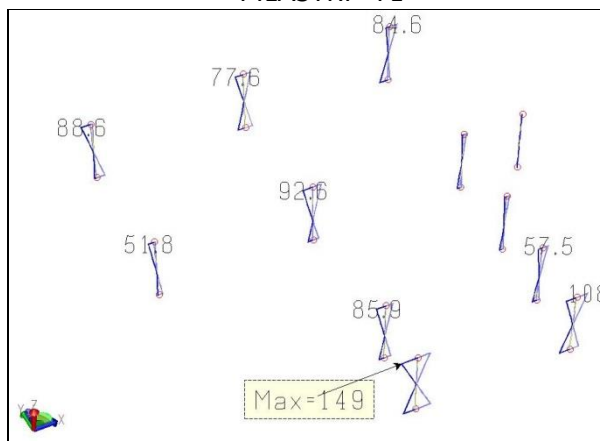
PILASTRI - Fy



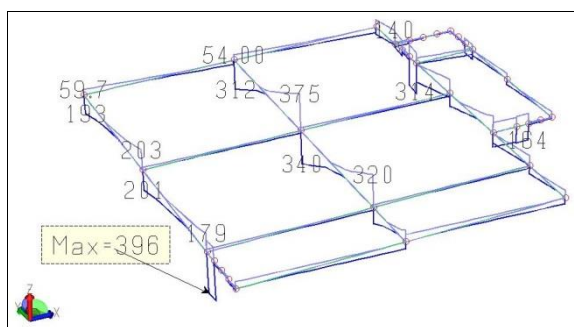
PILASTRI - Fz



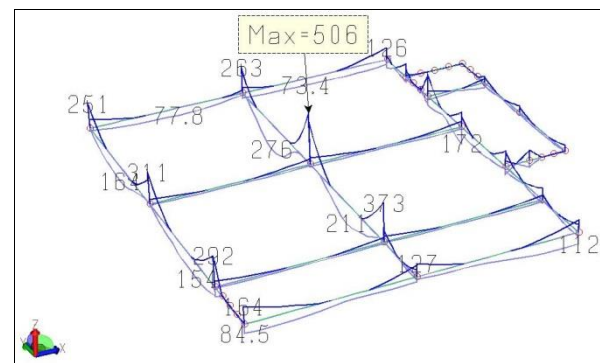
PILASTRI - My



PILASTRI - Mz



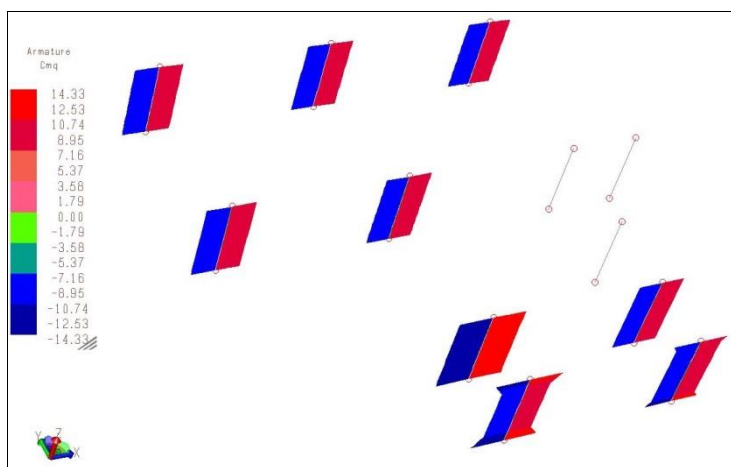
TRAVI - Fy



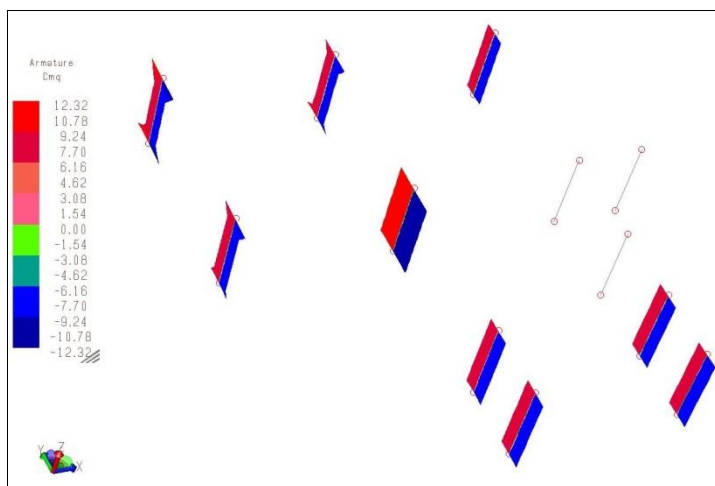
TRAVI - Mz

### SE.3.8 – Armature conseguenti alla verifica – Pilastri e travi

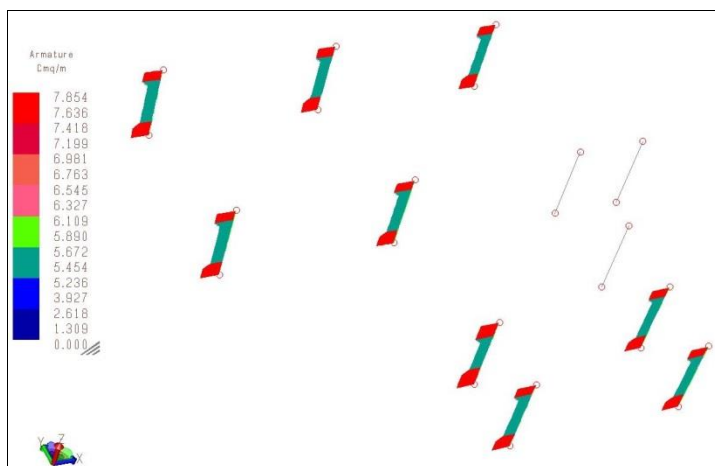
I materiali hanno le seguenti caratteristiche: cls C28/35 e acciaio in barre B450C.



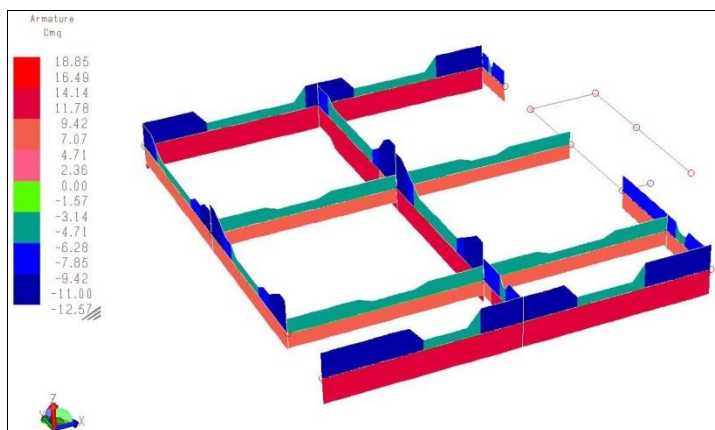
PILASTRI - Armatura superiore/inferiore



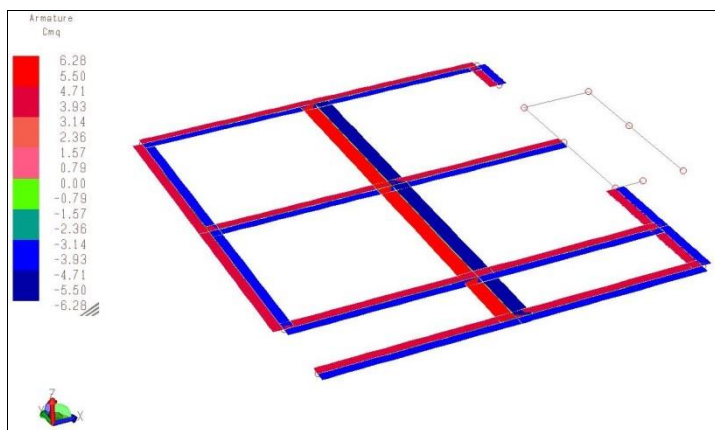
PILASTRI - Armatura anteriore/posteriore



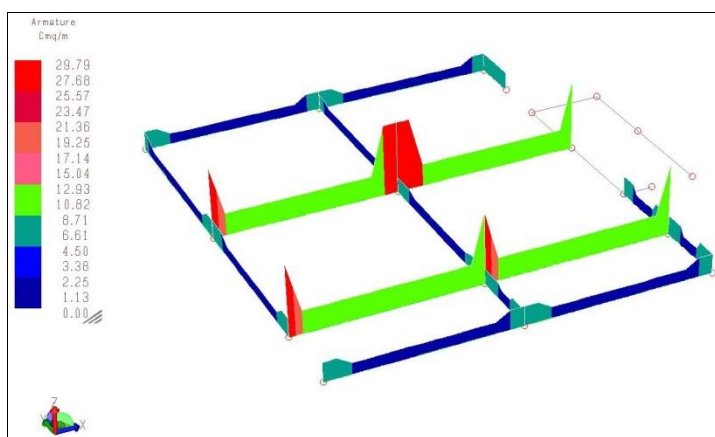
PILASTRI - Armatura trasversale (staffe)



TRAVI - Armatura superiore/inferiore



TRAVI - Armatura anteriore/posteriore



TRAVI - Armatura trasversale (stafte)

### SE.3.9 – Setti

L'unico setto (o "parete") di nuova costruzione è il tratto sommitale del setto 3-4.

Per semplicità, la sopraelevazione del setto 3-4 è stata verificata insieme a tutti gli altri setti già esistenti; a riguardo, quindi, si veda il § FE.3.6 della presente Relazione di Calcolo.



## SE.3.10 – Barre di armatura post-installate

### Travi fila 12

Nel caso delle travi 9-10 e 13-14 della fila 12, le barre di armatura dovranno essere inserite nella resina in un foro praticato nel calcestruzzo esistente, in modo da ricreare un vincolo di incastro. In entrambi i casi:  $A_{inf} = A_{sup} = 2 \phi 16 + 1 \phi 20$ ; quindi è stata fatta un'unica verifica. I calcoli per determinare la minima lunghezza di ancoraggio sono stati sviluppati sulla base dell'Eurocodice 2 (EC2). A seguito delle verifiche, si sono adottate:

- una lunghezza di ancoraggio superiore e inferiore (installazione nel cls esistente):  $l_{inst} = 70 \text{ cm}$ ;
- una lunghezza di sovrapposizione superiore e inferiore (nelle travi di nuova realizzazione):  $l_{sovr} = 105 \text{ cm}$ .

#### VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DI ARMATURA POST-INSTALLATE (EC2)

$h_t$	[mm]	750	altezza trave
$b_t$	[mm]	300	base trave
Livello di conoscenza		LC3	conoscenza accurata
Fattore di confidenza FC		1.00	
<b>CALCESTRUZZO</b>	Classe	C28/35	
$\gamma_c$		1.50	[§ 4.1.2.1.1.1, NTC08]
$\alpha_{cc}$		0.85	
<b>ACCIAIO IN BARRE</b>	Tipo	B450C	
$\gamma_s$		1.15	[§ 4.1.2.1.1.3, NTC08]
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450	

#### ARMATURA INFERIORE

Armatura inferiore di collegamento

numero	2	diametro	[mm]	16
numero	1	diametro	[mm]	20
$A_{s,prov}$	[mm <sup>2</sup> ]	716		

$A_{s,prov} \geq 25\%$  dell'armatura minima disposta in campata [§ 9.2.1.4(1), EC2]

$k_c$	0.40	[§ 7.3.2(2), EC2]
$k$	1.00	[§ 7.3.2(2), EC2]
$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.77 = $f_{ctm}$ [§ 7.3.2(2), EC2]
$A_{ct}$	[mm <sup>2</sup> ]	112500 area del cls nella zona tesa prima della fessurazione
$A_{s,min}$	[mm <sup>2</sup> ]	277 = $k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ [§ 7.3.2(2), EC2 - $\sigma_s = f_{yk}$ ]

Si dispone un'armatura inferiore di collegamento:

$A_{s,prov}$	$\geq$	$A_{s,min}$	OK
<b>Lunghezza ancoraggio di base (richiesta)</b> [§ 8.4.3, EC2]			
$\phi$	[mm]	20	diametro massimo del ferro di ripresa
$\sigma_{sd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391	= $f_{yk}$
$\sigma_{sd}$ = sollecitazione massima calcolata per la barra di ripresa			
$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.94	= $0.7 \cdot f_{ctm}$
$\alpha_{ct}$		1.00	
$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.29	= $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} / \gamma_c$ [(3.16), EC2]
$\eta_1$	1.0	$\eta_2$	1.0 [§ 8.4.2(2), EC2]
$f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.90	= $2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ [§ 8.4.2(2), EC2]
$l_{b,rqd}$	[mm]	673	= $(\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$ [(8.3), EC2]
<b>Lunghezza ancoraggio di progetto</b> [§ 8.4.4, EC2]			
Tipo di ancoraggio: <b>diritto</b>			
Barra di armatura: <b>in compressione</b>			
$c_d$	[mm]	30	[figura 8.3, EC2]
$K$		0.05	[figura 8.4, EC2]
$\alpha_1$		1.0	[prospetto 8.2, EC2]
$\alpha_2$		1.0	
$\alpha_3$		1.0	
$\alpha_4$		1.0	senza armatura trasversale saldata
$\alpha_5$		1.0	influenza della pressione trasversale trascurata
$l_{bd}$	[mm]	673	= $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ [(8.4), EC2]
$l_{b,min}$	[mm]	404	[(8.6)/(8.7), EC2]
$l_{inst}$	[mm]	673	= MAX ( $l_{bd}$ ; $l_{b,min}$ ) lunghezza del foro [(8.4), EC2]
<b>Lunghezza di sovrapposizione</b> [§ 8.7.3, EC2]			
$\alpha_6$		1.5	[prospetto 8.3, EC2]
$l_0$	[mm]	1010	= $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ [(8.4), EC2]
$l_{0,min}$	[mm]	303	
$l_{sovr}$	[mm]	1010	= MAX ( $l_{bd}$ ; $l_{0,min}$ ) lunghezza sovrapposizione

#### ARMATURA SUPERIORE

Requisito per limite di fessurazione

$A_{s,min}$  [mm<sup>2</sup>] 318 =  $k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$  [§ 7.3.2(2), EC2 -  $\sigma_s = f_{yk}$ ]

Armatura superiore di collegamento:

numero	2	diametro	[mm]	16
numero	1	diametro	[mm]	20
$A_{s,prov}$	[mm <sup>2</sup> ]	716		

$A_{s,prov} \geq A_{s,min,s}$  OK

<b>Lunghezza ancoraggio di base (richiesta)</b>		[§ 8.4.3, EC2]
$\phi$	[mm]	20
		diametro massimo del ferro di ripresa
$\sigma_{sd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391
		= $f_{td}$
$\sigma_{sd}$ = sollecitazione di progetto calcolata per la barra di ripresa		
$l_{b,rqd}$	[mm]	673
		= $(\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$ [(8.3), EC2]
<b>Lunghezza ancoraggio di progetto</b>		
Tipo di ancoraggio: <b>diritto</b>		
Barra di armatura: <b>in trazione</b>		
$c_d$	[mm]	30
		[figura 8.3, EC2]
$K$		0.05
		[figura 8.4, EC2]
$\alpha_1$		1.0
		[prospetto 8.2, EC2]
$\alpha_2$		0.9
$\alpha_3$		1.0
		senza armatura trasversale saldata
$\alpha_4$		1.0
		influenza della pressione trasversale trascurata
$l_{bd}$	[mm]	623
		= $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ [(8.4), EC2]
$l_{b,min}$	[mm]	202
		[(8.6)/(8.7), EC2]
$l_{inst}$	[mm]	623
		= MAX ( $l_{bd}$ ; $l_{b,min}$ ) lunghezza del foro [(8.4), EC2]
<b>Lunghezza di sovrapposizione</b>		
$\alpha_6$		1.5
		[prospetto 8.3, EC2]
$l_0$	[mm]	934
		= $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ [(8.4), EC2]
$l_{0,min}$	[mm]	303
$l_{sovr}$	[mm]	934
		= MAX ( $l_{bd}$ ; $l_{0,min}$ ) lunghezza sovrapposizione

## Pilastri

Le differenze rispetto al caso delle travi sono:

- le barre “di ripresa” hanno un diametro massimo  $\phi = 16$  mm;
- il calcestruzzo è sempre compresso.

Anche in questo caso, i calcoli per determinare la minima lunghezza di ancoraggio sono stati sviluppati sulla base dell'Eurocodice 2 (EC2). A seguito delle verifiche, si è adottata una lunghezza minima di ancoraggio:  $l_{anc} = 80$  cm.

### VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DI ARMATURA POST-INSTALLATE (EC2)

Livello di conoscenza	LC3	conoscenza accurata
Fattore di confidenza FC	1.00	
<b>CALCESTRUZZO</b>	Classe	C28/35
$\gamma_c$	1.50	[§ 4.1.2.1.1.1, NTC08]
$\alpha_{cc}$	0.85	
<b>ACCIAIO IN BARRE</b>	Tipo	B450C
$\gamma_s$	1.15	[§ 4.1.2.1.1.3, NTC08]
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450	
<b>ARMATURA INFERIORE</b>		
<u>Lunghezza ancoraggio di base (richiesta)</u>		
$\phi$ [mm]	16	[§ 8.4.3, EC2] diametro massimo del ferro di ripresa
$\sigma_{sd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	391	$= f_{yd}$
$\sigma_{sd}$ = sollecitazione massima calcolata per la barra di ripresa		
$f_{ctk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.94	$= 0.7 \cdot f_{ctm}$
$\alpha_{ct}$	1.00	
$f_{ctd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.29	$= \alpha_{ct} \cdot f_{ctk} / \gamma_c$ [(3.16), EC2]
$\eta_1$	1.0	1.0 [§ 8.4.2(2), EC2]
$f_{bd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2.90	$= 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ [§ 8.4.2(2), EC2]
$l_{b,rdq}$ [mm]	538	$= (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$ [(8.3), EC2]
<u>Lunghezza ancoraggio di progetto</u>		
Tipo di ancoraggio: <b>diritto</b>		
Barra di armatura: <b>in compressione</b>		
$c_d$ [mm]	30	[figura 8.3, EC2]
K	0.05	[figura 8.4, EC2]
$\alpha_1$	1.0	[prospetto 8.2, EC2]
$\alpha_2$	1.0	
$\alpha_3$	1.0	
$\alpha_4$	1.0	senza armatura trasversale saldata
$\alpha_5$	1.0	influenza della pressione trasversale trascurata
$l_{bd}$ [mm]	538	$= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rdq} \geq l_{b,min}$ [(8.4), EC2]
$l_{b,min}$ [mm]	323	[(8.6)/(8.7), EC2]
$l_{inst}$ [mm]	538	$= \text{MAX} (l_{bd} ; l_{b,min})$ lunghezza del foro [(8.4), EC2]
<u>Lunghezza di sovrapposizione</u>		
$\alpha_6$	1.4	[§ 8.7.3, EC2] valore cautelativo [prospetto 8.3, EC2]
$l_0$ [mm]	753	$= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rdq} \geq l_{b,min}$ [(8.4), EC2]
$l_{0,min}$ [mm]	226	
$l_{ovr}$ [mm]	753	$= \text{MAX} (l_0 ; l_{0,min})$ lunghezza sovrapposizione

COMANDO PROVINCIALE VV.F. – PERUGIA  
INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA SEDE IN  
VIA G. PENNETTI PENNELLA – PERUGIA

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

### **1 – PREMESSA**

La relazione geotecnica si basa sulla Relazione Geologica redatta dal dott. geol. Luca Domenico Venanti, nel rispetto delle disposizioni nazionali e regionali in materia di edificabilità in zona sismica, che hanno attestato la compatibilità tra le previsioni del progetto di costruzione in oggetto e le condizioni morfologiche, geologiche ed idrogeologiche dell'area su cui insiste. A tal proposito si ricorda che il territorio comunale di Perugia, ai sensi della vigente normativa, è stato dichiarato Zona Sismica 2 (già Zona Sismica di 2<sup>a</sup> Categoria secondo il D.M. 11/01/1982). La Relazione Geologica è stata redatta sulla base di:

- rilevamento in sito,
- ricerca cartografica e bibliografica,
- dati di dettaglio pregressi relativi alle indagini geologico-geotecniche eseguite dal dott. geol. R. Rotili nel luglio-agosto 1987 a supporto della progettazione del manufatto esistente,
- n. 3 sondaggi verticali a carotaggio continuo, con prelievo di campioni indisturbati di terreno ed esecuzione SPT in foro a differenti quote,
- campagna di indagini di laboratorio nei campioni di terreno,
- indagine geofisica di tipo M.A.S.W.

### **2 – CARATTERISTICHE GEOLITOLOGICHE**

Dal punto di vista geomorfologico generale, l'area in oggetto è in sinistra idrografica del Fosso di S. Pietrino, che scorre a circa 50 m dal confine occidentale dell'ambito di proprietà, affluente di sinistra del Torrente Genna (a circa 500 m in direzione W).

L'area su cui insiste il fabbricato è ad una quota di circa 280 m s.l.m., è pressoché pianeggiante e limitata nella porzione occidentale da un muro di contenimento. La zona, a seguito della realizzazione di numerose opere (tra cui la stessa sede Comando VV.F.) verso la

fine anni '80 - primi anni '90 del secolo scorso, ha subito importanti riorganizzazioni morfologiche con ampie aree interessate da posizionamento di terreni di riporto, di spessore variabile, per la realizzazione di piazzali, strade, modellamenti e livellamenti.

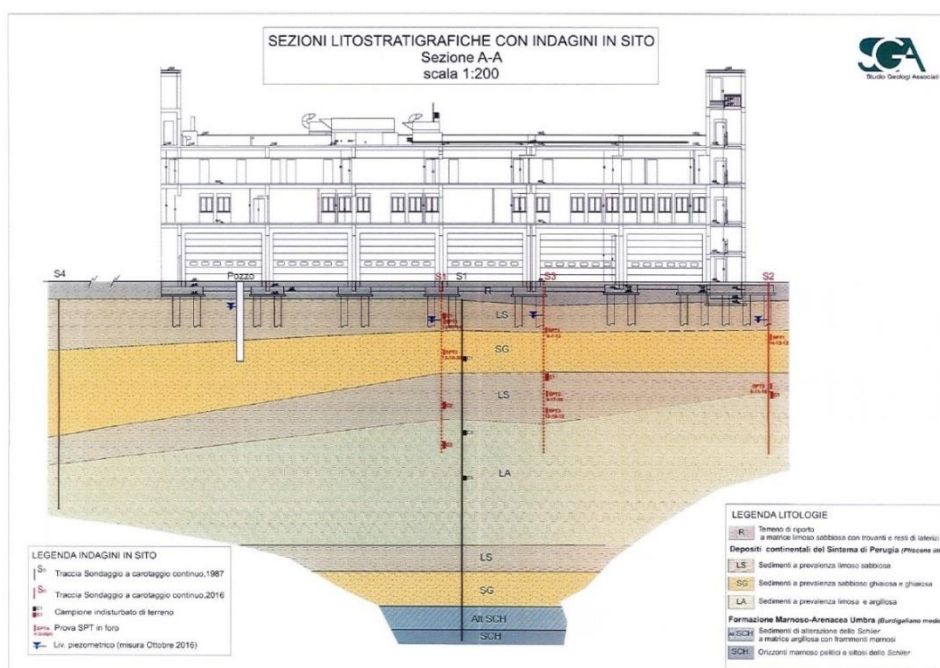
Nell'area non si rilevano indizi morfologici tali da far presupporre fenomeni di instabilità in atto o potenziali, né ulteriori elementi morfogenetici in fase evolutiva.

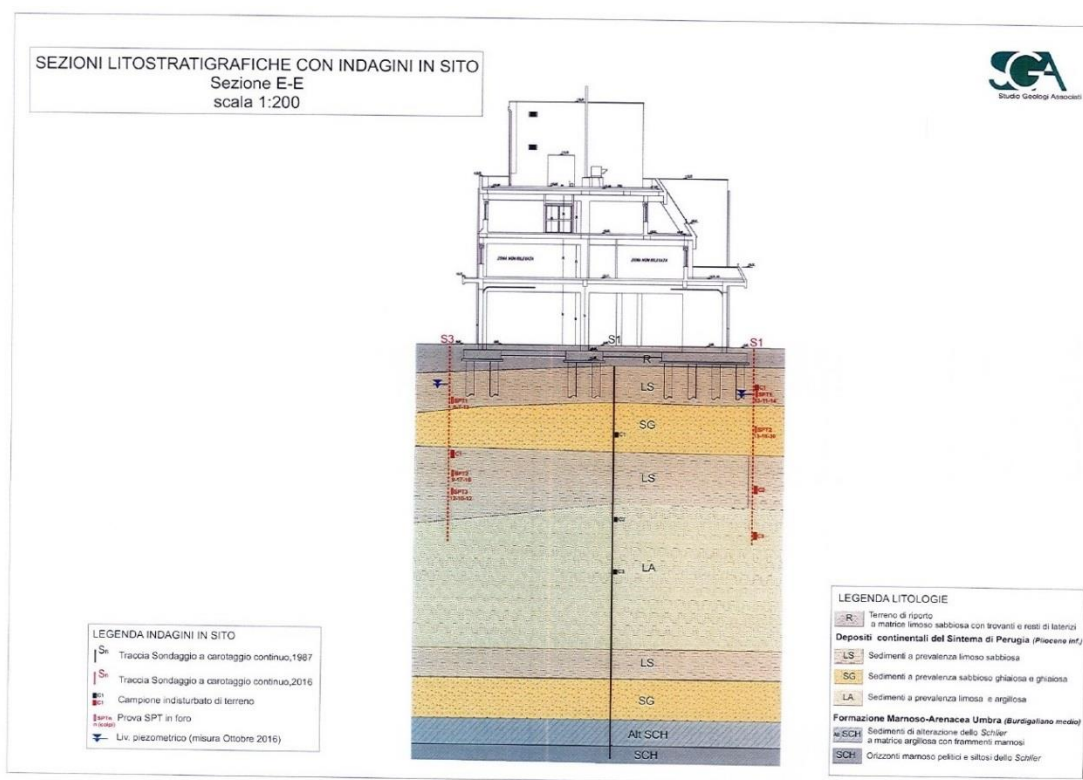
Il contesto geologico in esame è da riferire al dominio continentale del Sintema di Perugia di ambiente deposizionale fluvio-lacustre del Plio-Pleistocene. Nell'area, inoltre, a livello più superficiale è presente una coltre di depositi antropici e colluvioni che sovrastano i citati sedimenti continentali prima detti (vedi stralcio carta geologica Regione Umbria). I sedimenti continentali, a loro volta, sovrastano i depositi della Successione Umbro-Romagnola "Formazione Marnoso-Arenacea Umbra".

Dal modello litostratigrafico di dettaglio che è stato prodotto nella Relazione Geologica, per uno spessore massimo indagato pari a 30,0 m da p.c., emerge una successione di orizzonti sedimentari ad elevata variabilità granulometrica verticale e limitata lateralmente, da marcatamente grossolani (ghiaie e sabbie) a fini (sabbie fini, limi e argille), ascrivibili alle unità stratigrafiche sintemiche di Perugia.

Tali sedimenti sono sovrastati da un orizzonte di terreni di riporto, a matrice limoso sabbiosa, di spessore medio 1,5 m, riconducibile alle fasi di realizzazione dell'edificio.

Si riportano di seguito due sezioni (tratte dalla Relazione Geologica) con lo schema semplificato del modello litostratigrafico.





### 3 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Tenendo in considerazione il quadro parametrico emerso dalle risultanze dell'insieme delle prove a disposizione, è stato desunto un quadro riassuntivo dei parametri rappresentativi degli orizzonti sedimentari rappresentativi del modello litostratigrafico sintetizzato nelle sezioni litostratigrafiche sopra riportate, distinguendo sostanzialmente 3 tipologie di terreno.

Terreni di riporto				
Limi sabbiosi con trovanti e resti di laterizi				
Parametro		Unità di misura	Minimo	Medio
$\gamma$	peso di volume	kN/mc	17.5	18.5
$\phi'$	angolo di attrito efficace	°	18	22
$c'$	coesione efficace	kPa	0.0	0.0

Terreni alluvionali continentali a comportamento prevalentemente "attritivo"				
SG nelle sezioni litostratigrafiche				
Parametro		Unità di misura	Minimo	Medio
$\gamma$	peso di volume	kN/mc	18.0	19.0
$\phi'$	angolo di attrito efficace	°	24	30
$c'$	coesione efficace	kPa	0.0	10.0
E	modulo di Young	Mpa	10	20

Terreni alluvionali continentali a comportamento prevalentemente “coesivo”				
R / LS / LA nelle sezioni litostratigrafiche				
Parametro		Unità di misura	Minimo	Medio
$\gamma$	peso di volume	kN/mc	19.0	19.5
$\phi'$	angolo di attrito efficace	°	20	24
$c'$	coesione efficace	kPa	10.0	20.0
$c_u$	coesione non drenata	kPa	40.0	100.0
E	modulo di Young	Mpa	10	20

#### 4 – SCENARIO IDROGEOLOGICO LOCALE

Relativamente al livello della falda locale, i dati disponibili sono rappresentati dalle informazioni dirette derivanti dalla misura del livello piezometrico in un pozzo presente in prossimità dell'area oggetto dell'intervento e da quanto verificato in fase di esecuzione delle verticali di indagine reperite e realizzate.

L'area in esame è sede di una falda freatica a carattere permanente, correlabile con la falda sub superficiale sottesa all'ambito alluvionale del bacino del Fosso di S. Pietrino.

Il livello piezometrico rilevato varia tra i 2,00-3,50 m da p.c. (ottobre-novembre 2016), ma in fase di morbida stagionale è da ricondurre ai valori massimi ipotizzabili (1,0-2,0 m dal p.c.).

Tale acquifero risulta essere libero o localmente semiconfinato, circolante nei litotipi medio basali ed interessa anche il sottostante orizzonte a minore permeabilità, e risulta confinato alla base probabilmente al contatto con un basamento torbido.

Nei termini del basamento torbido è ipotizzabile la presenza di circolazioni idriche più o meno profonde, condizionale dal grado di fatturazione dell'ammasso roccioso, in relazione localmente con le circolazioni sub-superficiali sopra dette.

#### 5 – LIQUEFACIBILITA'

Ai sensi del § 7.11.3.4.2. delle NTC 2008, non è stata effettuata la verifica di stabilità nei confronti della liquefazione, in quanto, sulla base delle risultanze delle analisi granulometriche eseguite nei campioni di terreno prelevati nelle carote dei sondaggi, i fusi hanno una distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1.

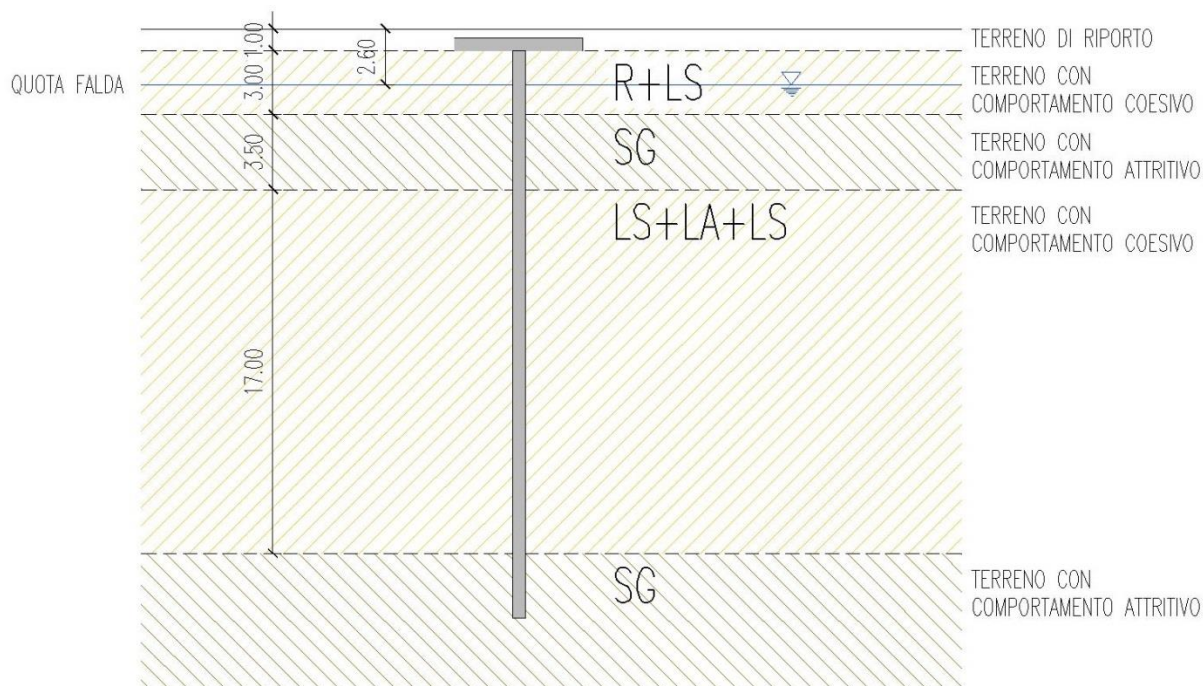
## 6 – CARATTERISTICHE SISMICHE

Le indagini effettuate, e in particolare l'effettuazione di una prova indagine geofisica di sismica attica con tecnica MASW (cfr. Relazione Geologica), ha reso possibile la definizione di una *Categoria di Sottosuolo C* - «*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*».

In base alle caratteristiche morfologiche dell'area destinata alla realizzazione della struttura viene adottata la categoria topografica T1 (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$* ).

## 7 – STRATIGRAFIA TERRENO

Sulla base delle risultanze della Relazione Geologica, della quale i dati più significativi sono stati riassunti nei precedenti capitoli, per la verifica della portanza dei pali è stata assunta la schematizzazione di seguito riportata.

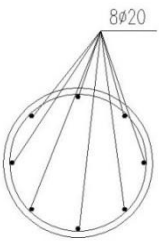
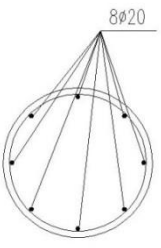
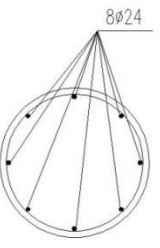
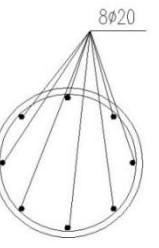


## 8 – SCHEMATIZZAZIONE DEI PALI ESISTENTI

### 8.1 – Coefficiente di Winkler

Nel calcolo, il terreno intorno ai pali è stato schematizzato come “suolo elastico alla Winkler” mediante la determinazione del modulo di reazione del terreno  $k_s$  [ $F/L^3$ ].

Nel fabbricato esistente, erano state utilizzate 4 tipologie di pali tutti con lo stesso diametro ( $\phi$  60 cm) ma con lunghezze o armature diverse:

TIPO (A)	TIPO (B)	TIPO (C)	TIPO (D)
			
LUNGHEZZA= m 12	LUNGHEZZA= m 20	LUNGHEZZA= m 20	LUNGHEZZA= m 30

I pali esistenti sono stati schematizzati come vincoli alla traslazione verticale/orizzontale (delle “molle”), opportunamente dimensionati in relazione alle caratteristiche dei pali e del terreno; le reazioni vincolari sono state poi utilizzate per le verifiche dei pali esistenti (si veda la Relazione sulle Fondazioni).

### 8.2 – Vincoli alla traslazione verticale ( $K_v$ )

La determinazione del modulo di reazione del terreno  $K_v$  [ $F/L$ ] è stata derivata dal calcolo del cedimento del palo sviluppato con la relazione di Poulos-Davis (1968), che individua un cedimento globale in campo elastico:

$$\delta_i = \frac{Q_{es}}{\sum_i (E_i \cdot L_i)} \cdot I$$

dove:  $Q_{es}$  = carico di esercizio in tonnellate

$L_i$  = spessore dello strato ( $L$  = lunghezza totale del micropalo)

$E_i$  = modulo edometrico dello strato

$I$  = coefficiente di influenza legato alla configurazione geometrica

$D$  = diametro esterno del micropalo



Nella relazione successiva viene esclusa (non solo cautelativamente, nel caso in esame è realmente così) la presenza di un bed-rock rigido in prossimità della punta:

$$I = -0,0157 + 0,414 \cdot \ln \frac{L}{D}$$

Quindi:

$$K_s = \frac{\sum_i (E_i \cdot L_i)}{I}$$

Di seguito si riportano il calcolo dei cedimenti e il calcolo dei  $K_s$  per le 3 diverse lunghezze dei pali. Si è assunto:  $K_{V12} = 210000 \text{ kN/m}$  /  $K_{V20} = 300000 \text{ kN/m}$  /  $K_{V30} = 400000 \text{ kN/m}$

Per il  $Q_{es}$  (carico d'esercizio) nella determinazione del  $w_{tot}$  (cedimento totale del micropalo) è stato assunto il valore massimo di reazione verticale per la combinazione "quasi permanente"; a riguardo si veda il § 3 della Relazione sulle Fondazioni

#### **PALO L = 12 m**

D [m] 0.600 diametro palo								
Strato n°	H <sub>i</sub> [m]	L <sub>i</sub> [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c <sub>u</sub> [kN/m²]	E [kN/m²]	E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> [t/m]
1	1.60	1.60	19.5	24	20	100	22000	3520
2	3.00	1.40	9.5	24	20	100	22000	3080
3	6.50	3.50	9.0	30	10	0	20000	7000
4	12.00	5.50	9.5	24	20	100	22000	12100
5								
6								
7								
8								
9								
10								
							Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> )	25700

#### **CEDIMENTI**

Il cedimento del micropalo viene sviluppato con la relazione di Poulos-Davis (1968), che individua un cedimento globale in campo elastico

Q <sub>es</sub>	[t]	36.0	carico di esercizio in tonnellate
I		1.225	coefficiente di influenza : I = - 0.0157 + 0.414 · ln (L <sub>tot</sub> /D)
w <sub>tot</sub>	[mm]	1.72	cedimento del palo (Poulos - Davis) : w <sub>tot</sub> = Q <sub>es</sub> / Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> ) · I
k	[kN/m]	209880	modulo di reazione del terreno : k <sub>s</sub> = Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> ) / I

#### **PALO L = 20 m**

D [m] 0.600 diametro palo								
Strato n°	H <sub>i</sub> [m]	L <sub>i</sub> [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c <sub>u</sub> [kN/m²]	E [kN/m²]	E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> [t/m]
1	1.60	1.60	19.5	24	20	100	22000	3520
2	3.00	1.40	9.5	24	20	100	22000	3080
3	6.50	3.50	9.0	30	10	0	20000	7000
4	20.00	13.50	9.5	24	20	100	22000	29700
5								
6								
7								
8								
9								
10								
							Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> )	43300

#### **CEDIMENTI**

Il cedimento del micropalo viene sviluppato con la relazione di Poulos-Davis (1968), che individua un cedimento globale in campo elastico

Q <sub>es</sub>	[t]	44.0	carico di esercizio in tonnellate
I		1.436	coefficiente di influenza : I = - 0.0157 + 0.414 · ln (L <sub>tot</sub> /D)
w <sub>tot</sub>	[mm]	1.46	cedimento del palo (Poulos - Davis) : w <sub>tot</sub> = Q <sub>es</sub> / Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> ) · I
k	[kN/m]	301530	modulo di reazione del terreno : k <sub>s</sub> = Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> ) / I

#### **PALO L = 30 m**

D [m] 0.600 diametro palo								
Strato n°	H <sub>i</sub> [m]	L <sub>i</sub> [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' [kN/m²]	c <sub>u</sub> [kN/m²]	E [kN/m²]	E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> [t/m]
1	1.60	1.60	19.5	24	20	100	22000	3520
2	3.00	1.40	9.5	24	20	100	22000	3080
3	6.50	3.50	9.0	30	10	0	20000	7000
4	23.50	17.00	9.5	24	20	100	22000	37400
5	30.00	6.50	9.0	30	10	0	20000	13000
6								
7								
8								
9								
10								
							Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> )	64000

#### **CEDIMENTI**

Il cedimento del micropalo viene sviluppato con la relazione di Poulos-Davis (1968), che individua un cedimento globale in campo elastico

Q <sub>es</sub>	[kN]	48.4	carico di esercizio in tonnellate (combinazione quasi permanente)
I		1.604	coefficiente di influenza : I = - 0.0157 + 0.414 · ln (L <sub>tot</sub> /D)
w <sub>tot</sub>	[mm]	1.21	cedimento del palo (Poulos - Davis) : w <sub>tot</sub> = Q <sub>es</sub> / Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> ) · I
k	[kN/m]	399030	modulo di reazione del terreno : k <sub>s</sub> = Σ <sub>i</sub> (E <sub>i</sub> · L <sub>i</sub> ) / I

### 8.3 – Vincoli alla traslazione orizzontale ( $K_H$ )

Sono state ricavate le deformazioni orizzontali in testa a 3 tipi di palo (aventi diametro  $\phi$  60 cm e lunghezza 12,0 m / 20,0 m / 30,0 m) caricati con una forza orizzontale  $F = 100$  kN.

Nota la deformazione  $\delta$ , è stato ricavato il vincolo alla traslazione orizzontale  $K_H = F / \delta$ .

I pali sono stati vincolati alla base con una molla verticale con rigidezza  $K_V$  (si veda il paragrafo precedente), e lateralmente, per ogni metro di profondità, si è determinato il modulo di reazione del terreno ( $k_s$ ) utilizzando la formula approssimata proposta in: Bowles – Fondazioni – Ed. McGraw-Hill – 1991 – pagg. 437/439; in questa il  $k_s$  è calcolato approssimativamente sulla base della capacità portante, che nel nostro caso è stata determinata utilizzando la formula di Terzaghi.

Si è considerato:  $k_s = A_s + B_s \cdot D$

Dove:  $A_s = C \cdot \left( s_c \cdot c \cdot N_c + s_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \right)$   $B_s = C \cdot (\gamma \cdot N_q)$   $C = 40$  (in unità SI)

Di seguito si riportano i valori adottati per schematizzare la reazione laterale del terreno, calcolati per ogni metro di profondità fino a 30 m.

	TERRENO ATTRITIVO	TERRENO COESIVO
$\phi$ (°)	30	24
c (kN/mq)	10	20
$\gamma$ (kN/mc)	9 (peso terreno)	9.5
B (m)	0.6 (larghezza fondaz.)	0.6
$K_{pr}$	52.0	33.0
$s_c$	1.3	1.3
$s_\gamma$	0.6	0.6
a	3.351	2.601
$N_c$	5.7	23.4
$N_q$	22.5	11.4
$N_\gamma$	19.7	8.6
$A_s$	4240.56	24882.59
$B_s$	8100.00	4332.42

TIPO TERRENO	Profondità	k (kg/cm <sup>3</sup> )	k (KN/cm)
coesivo	0.00	2.49	75
coesivo	1.00	2.92	175
coesivo	2.00	3.35	201
transizione	3.00	3.32	199
attritivo	4.00	3.66	220
attritivo	5.00	4.47	268
attritivo	6.00	5.28	317
transizione	7.00	5.81	348
coesivo	8.00	5.95	357
coesivo	9.00	6.39	383
coesivo	10.00	6.82	409
coesivo	11.00	7.25	435
coesivo	12.00	7.69	461
coesivo	13.00	8.12	487
coesivo	14.00	8.55	513
coesivo	15.00	8.99	539
coesivo	16.00	9.42	565
coesivo	17.00	9.85	591
coesivo	18.00	10.29	617
coesivo	19.00	10.72	643
coesivo	20.00	11.15	669
coesivo	21.00	11.59	695
coesivo	22.00	12.02	721
coesivo	23.00	12.45	747
transizione	24.00	16.38	983
attritivo	25.00	20.67	1240
attritivo	26.00	21.48	1289
attritivo	27.00	22.29	1338
attritivo	28.00	23.10	1386
attritivo	29.00	23.91	1435
attritivo	30.00	24.72	742

Si è ottenuto:

$$\delta_{H12} = 0,22 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad K_{H12} = 100 / (0,22/100) \cong 45500 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{H20} = 0,22 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad K_{H20} = 100 / (0,22/100) \cong 45500 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{H30} = 0,22 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad K_{H30} = 100 / (0,22/100) \cong 45500 \text{ kN/m}$$

## 9 – CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

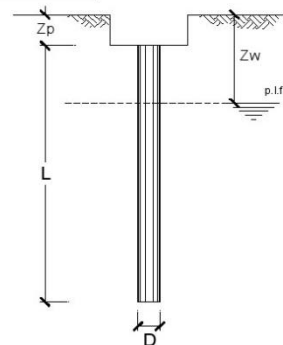
OPERA: PALO TIPO A - L = 12 m

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 2.60 (m)

Numero di strati 3 Lpalo = 12.00 (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti γ <sub>G</sub>	temporanee variabili γ <sub>G</sub>	ξ	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>
Metodo di calcolo					
Stato limite ultimo (EC7)	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.50	1.60
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.60	1.35



#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati				
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	φ' (°)	c <sub>u</sub> (kPa)	k (-)	μ (-)	α (-)	α (-)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	3.00	R+LS	19.50	20.0	24.0	100.0	0.59	0.45		0.4	226.19				
2	3.50	SG	19.00	10.0	30.0	0.0	0.50	0.58		0.0	151.88				
3	5.50	LS+LA+LS	19.50	20.0	24.0	100.0	0.59	0.45		0.4	414.69	0.00	9.00	1151.8	325.6

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

#### CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base R<sub>bm</sub> = 325.6 (kN)

laterale R<sub>sm</sub> = 792.8 (kN)

totale R<sub>cm</sub> = 1118.4 (kN)

#### CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Q<sub>d</sub> = Q<sub>bm</sub>/(ξ·γ<sub>b</sub>) + Q<sub>sm</sub>/(ξ·γ<sub>s</sub>)

Q<sub>d</sub> = 581.6 (kN)

### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

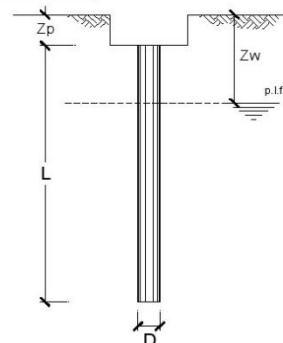
OPERA: PALO TIPO B & C - L = 20 m

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 2.60 (m)

Numero di strati 3 Lpalo = 20.00 (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti γ <sub>G</sub>	temporanee variabili γ <sub>G</sub>	ξ	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>
Metodo di calcolo					
Stato limite ultimo (EC7)	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.50	1.60
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.60	1.35



#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati				
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	φ' (°)	c <sub>u</sub> (kPa)	k (-)	μ (-)	α (-)	α (-)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	3.00	R+LS	19.50	20.0	24.0	100.0	0.59	0.45		0.4	226.19				
2	3.50	SG	19.00	10.0	30.0	0.0	0.50	0.58		0.0	151.88				
3	13.50	LS+LA+LS	19.50	20.0	24.0	100.0	0.59	0.45		0.4	1017.88	0.00	9.00	1307.8	369.8

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

#### CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base R<sub>bm</sub> = 369.8 (kN)

laterale R<sub>sm</sub> = 1396.0 (kN)

totale R<sub>cm</sub> = 1765.7 (kN)

#### CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Q<sub>d</sub> = Q<sub>bm</sub>/(ξ·γ<sub>b</sub>) + Q<sub>sm</sub>/(ξ·γ<sub>s</sub>)

Q<sub>d</sub> = 929.9 (kN)

# **CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO**

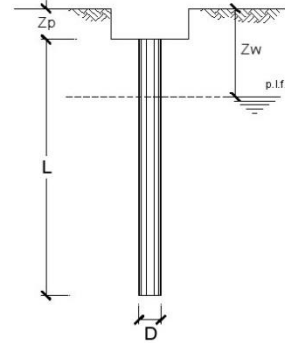
**OPERA:** PALO TIPO D - L = 30 m

## **DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (Z<sub>p</sub>): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (Z<sub>w</sub>): 2.60 (m)

Numero di strati 4 Lpalo = 30.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>0</sub>	temporanee variabili γ <sub>0</sub>	ξ	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>
Stato limite ultimo (EC7)	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.50	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.60	1.35	1.15



## **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati				
			γ (kN/m³)	c' (kPa)	φ' (°)	Cu (kPa)	k (-)	μ (-)	α (-)	β (-)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	3.00	R+LS	19.50	20.0	24.0	100.0	0.59	0.45		0.4	226.19				
2	3.50	SG	19.00	10.0	30.0	0.0	0.50	0.58		0.0	151.88				
3	17.00	LS+LA+LS	19.50	20.0	24.0	100.0	0.59	0.45		0.4	1281.77				
4	6.50	SG	19.00	10.0	30.0	0.0									

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

## **CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

alla base R<sub>bm</sub> = 1468.7 (kN)  
 laterale R<sub>sm</sub> = 2672.3 (kN)  
 totale R<sub>cm</sub> = 4141.0 (kN)

## **CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

Q<sub>d</sub> = Q<sub>bm</sub>/(ξ·γ<sub>b</sub>) + Q<sub>sm</sub>/(ξ·γ<sub>s</sub>)  
 Q<sub>d</sub> = 2132.3 (kN)

## RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

### 1 – PREMESSA

Per le verifiche della sicurezza agli SLU della fondazione, tra i due approcci progettuali previsti dalle NTC (D.M. 14/01/2008) si è scelto l'*Approccio 2* (STR-GEO): si amplificano tutte le azioni; non si riducono i parametri del terreno ( $\gamma_M = 1$ ) ma le resistenze caratteristiche ( $\gamma_R > 1$ ). I coefficienti adottati sono i seguenti:

a) coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

$$\gamma_{G1} = 1,3 \text{ (perm.)} \quad \gamma_{G2} = 1,3 \text{ (perm. non strutturali)} \quad \gamma_{G1} = 1,5 \text{ (variabili)}$$

b) coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

$$\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = \gamma_{\gamma} = 1,0$$

c) coefficienti parziali per le resistenze (fondazioni profonde – pali trivellati)

$$\gamma_{RB} = 1,35 \text{ (base)} \quad \gamma_{RL} = 1,15 \text{ (laterale)} \quad [\text{Tab. 6.4.II}]$$

Poiché i coefficienti (a) sopra citati nel Capitolo precedente sono gli stessi utilizzati nel calcolo delle strutture in elevazione, gli scarichi trasmessi da queste alle fondazioni (pali) sono stati ricavati direttamente dai tabulati di calcolo ottenuti con software MASTERSAP 2016 SP1 della AMV S.r.l (licenza n. 27436 S), avendo fatto un'analisi dinamica lineare; come richiesto dal § 7.2.5. delle NTC 2008, le azioni sismiche sono state amplificate di un coefficiente  $\gamma_{Rd} = 1,1$  (è stato considerato un "coefficiente moltiplicatore del sisma" pari a 1,1 anziché 1,0), assumendo una CD "B".

Nel caso in esame, per la verifica dei pali è stata fatta l'ipotesi (cautelativa) di strutture in elevazione fondate solo su micropali; è l'ipotesi-limite in cui il terreno si è ritirato e plinti / travi rovesce non sono più a contatto diretto con il terreno.

I pali sono stati schematizzati con molle elastiche aventi la rigidezza verticale (nella direzione globale Z) e le rigidezze orizzontali (nelle direzioni globali X e Y) indicate, rispettivamente, nei § 8.2 e § 8.3 della Relazione Geotecnica.

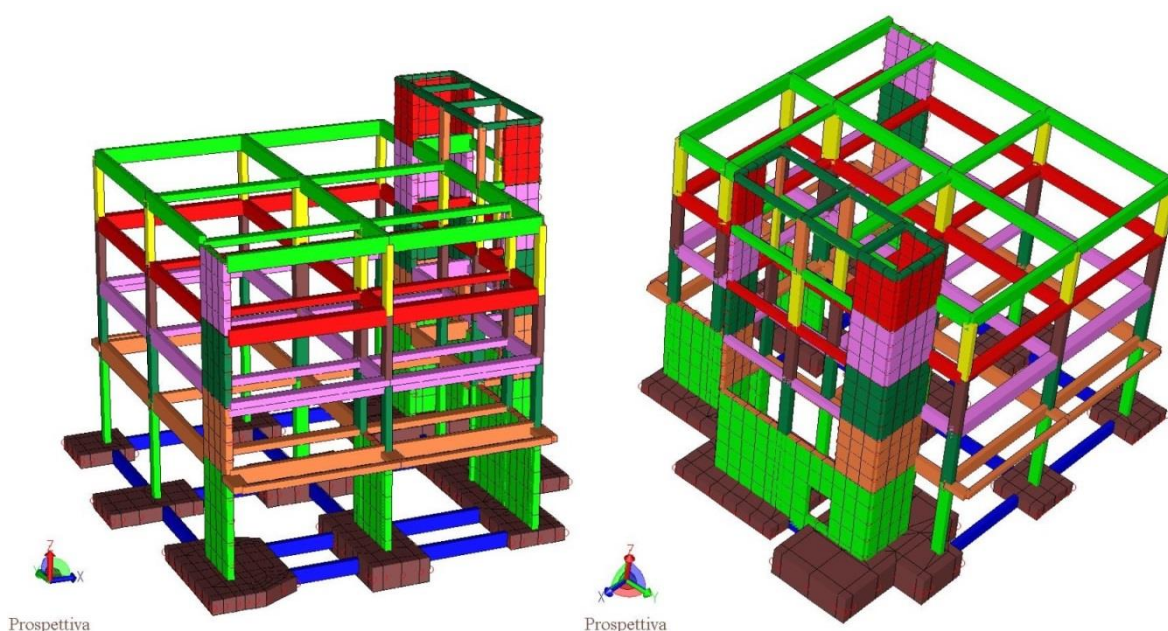
Per ogni SLU si deve verificare che l'effetto delle azioni di progetto  $E_d$  sia non superiore alla resistenza di progetto  $R_d$ : (domanda)  $\rightarrow E_d \leq R_d \leftarrow$  (capacità), dove:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\}$$

## 2 – GEOMETRIA E AZIONI / SOLLECITAZIONI

Di seguito è riportata un'immagine con la geometria delle strutture. Geometria e azioni sono analoghi a quelli adottati per le strutture in elevazione.

I dati di input sono allegati alla presente Relazione.



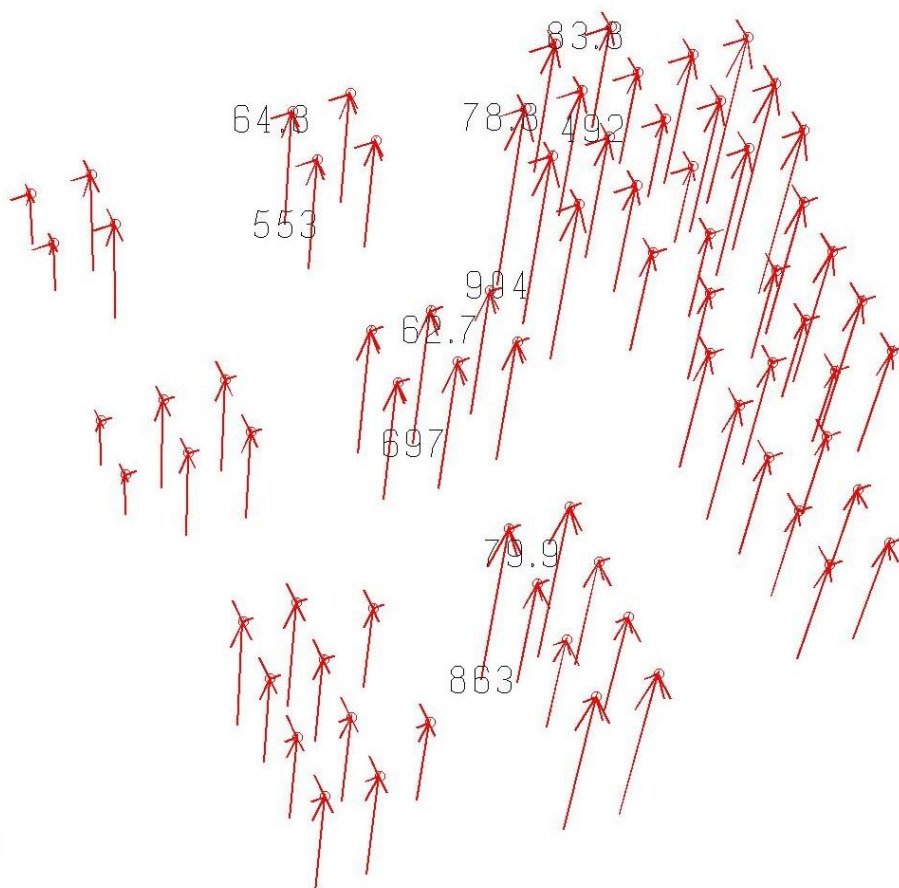
## 3 – VERIFICHE PALI

### 3.1 – Portanza

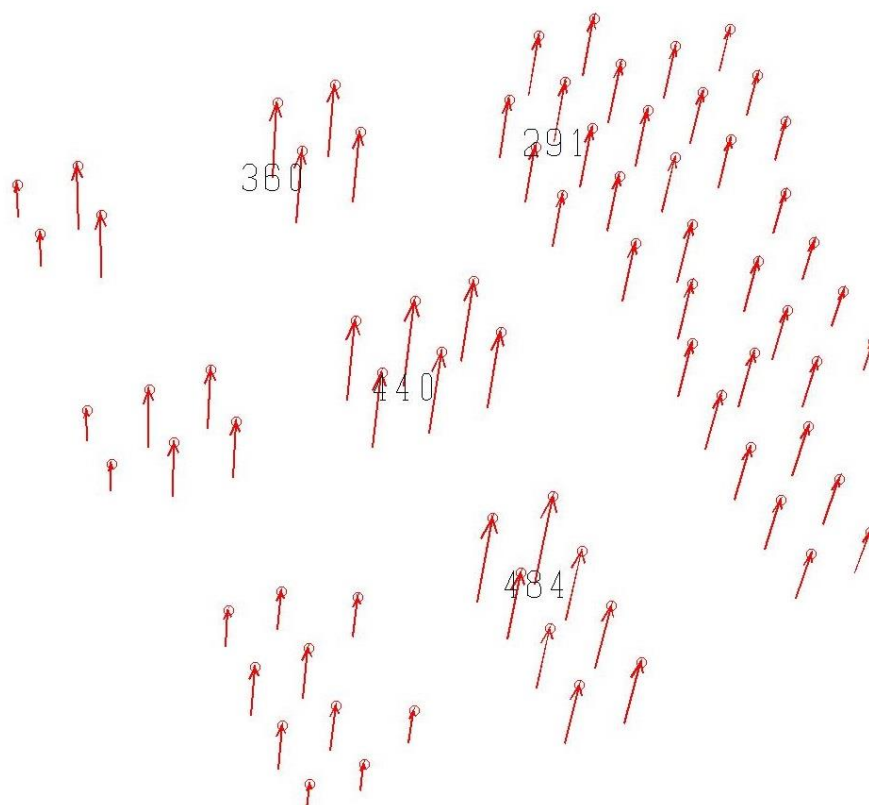
Di seguito si riportano:

- inviluppo delle reazioni dei vincoli con cui sono stati schematizzati i pali – SLV;
- reazioni dei vincoli con cui sono stati schematizzati i pali – combinazione quasi permanente;
- verifiche della portanza limite.

Il calcolo dei cedimenti e del modulo di reazione del terreno, per le diverse lunghezze dei pali, è riportato nel § 8.2 della Relazione Geotecnica.



SLU



COMB. QUASI PERMANENTE

### PALI TIPO A – L = 12,0 m

$N_d = 553 \text{ kN}$                        $Q_d = 581,6 \text{ kN}$     [v. § 9 della Relazione Geologica]

$N_d / Q_d = 0,95 \leq 1,0 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

### PALI TIPO B & C – L = 20,0 m

$N_d = 904 \text{ kN}$                        $Q_d = 929,9 \text{ kN}$     [v. § 9 della Relazione Geologica]

$N_d / Q_d = 0,97 \leq 1,0 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

### PALI TIPO D – L = 30,0 m

$N_d = 863 \text{ kN}$                        $Q_d = 2132,3 \text{ kN}$     [v. § 9 della Relazione Geologica]

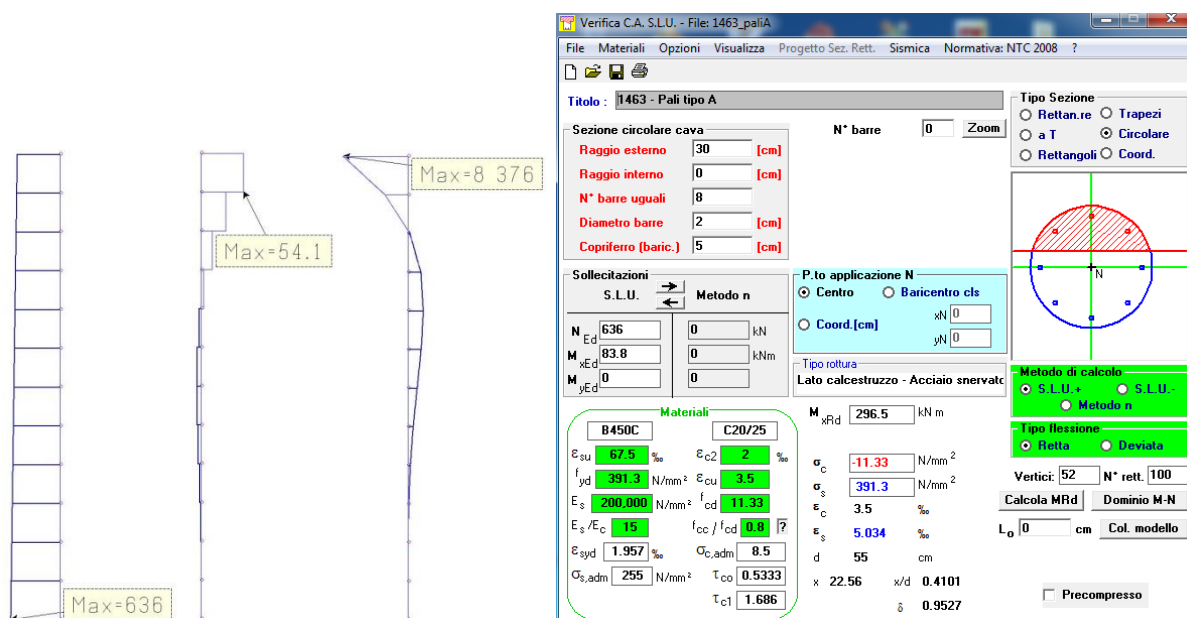
$N_d / Q_d = 0,40 \leq 1,0 \rightarrow \text{VERIFICATO}$

Per quanto riguarda i cedimenti totali, si veda il § 8.2 della Relazione Geotecnica.

## 3.2 – Resistenza

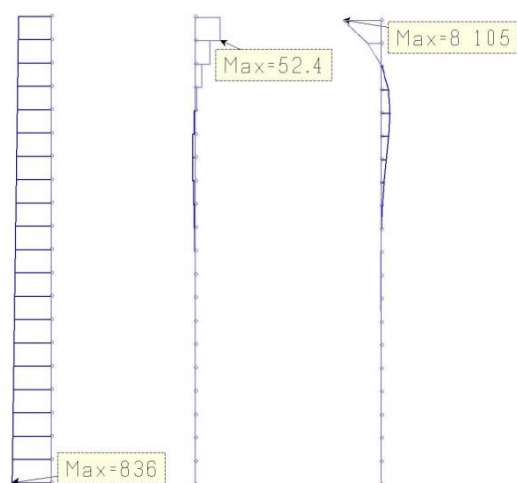
Unità di misura nei diagrammi delle sollecitazioni: forze [kN] / lunghezze [cm]

### PALI TIPO A – L = 12,0 m





## PALI TIPO B – L = 20,0 m



Verifica C.A. S.L.U. - File: 1463\_paliB

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** 1463 - Pali tipo B

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno 30 [cm]  
 Raggio interno 0 [cm]  
 N° barre uguali 8  
 Diametro barre 2 [cm]  
 Copriferro (baric.) 5 [cm]

N° barre 0 Zoom

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 836 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 81.1 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C20/25

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  11.33 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

S.L.U. + S.L.U.  
 Metodo n

**Tipo flessione**

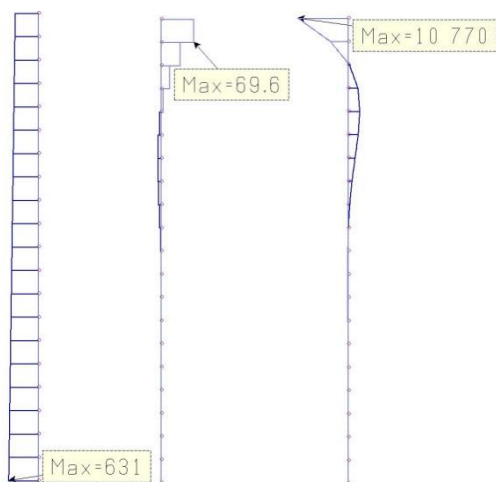
Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

**Calcoli:**  
 M<sub>xRd</sub> 312.8 kN m  
 $\sigma_c$  -11.33 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  4.223 ‰  
 d 55 cm  
 x 24.93 x/d 0.4532  
 $\delta$  1

## PALI TIPO C – L = 20,0 m



Verifica C.A. S.L.U. - File: 1463\_paliC

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** 1463 - Pali tipo C

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno 30 [cm]  
 Raggio interno 0 [cm]  
 N° barre uguali 8  
 Diametro barre 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.) 5 [cm]

N° barre 0 Zoom

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 631 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 107.7 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C20/25

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  11.33 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

S.L.U. + S.L.U.  
 Metodo n

**Tipo flessione**

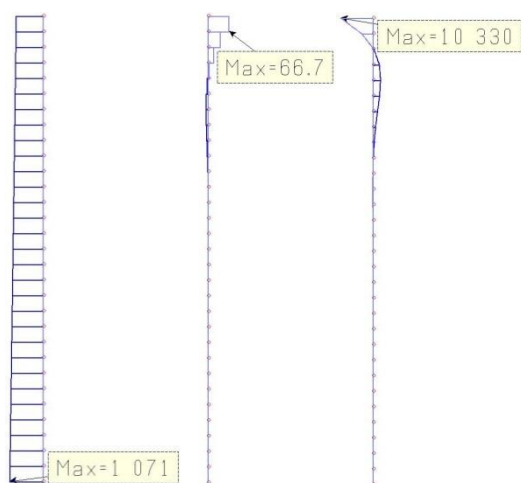
Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

**Calcoli:**  
 M<sub>xRd</sub> 364.5 kN m  
 $\sigma_c$  -11.33 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  4.749 ‰  
 d 55 cm  
 x 23.34 x/d 0.4243  
 $\delta$  0.9703

## PALI TIPO D – L = 30,0 m



Verifica C.A. S.L.U. - File: 1463\_paliD

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : 1463 - Pali tipo D

Sezione circolare cava

Raggio esterno 30 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 8

Diametro barre 2 [cm]

Copri ferro (baric.) 5 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettang. re ☐ Trapezi

☐ a T ☒ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 1071

M xEd 103.3

M yEd 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -

Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C20/25

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰

$E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  11.33

$E_g/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.5333

$\tau_{c1}$  1.686

M xRd 329.2 kN m

$\sigma_c$  -11.33 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  3.402 ‰

d 55 cm

x 27.89 x/d 0.5071

$\delta$  1

Perugia, Febbraio 2017

I PROGETTISTI DELLE STRUTTURE  
(ing. Paolo ANDERLINI)

(ing. Giancarlo GALVANIN)