# COMUNE DI RECANATI

## PROGETTO
## DEFINITIVO ESECUTIVO
## 1° LOTTO

Intervento di restauro dell' edificio comunale attiguo al Teatro Persiani per la realizzazione del museo della musica e del punto di accoglienza turistico-culturale

## COMMITTENTE

## Comune di Recanati


Progetto strutturale: Ing. Andrea Schiavoni

Collaboratore: Ing. Federico Sabbatini


Oggetto:
RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA
E SUI MATERIALI

Fasc.01

**ST-RT**

Data:


PROPRIETA' RISERVATA. E' VIETATO RIPRODURRE O UTILIZZARE IL CONTENUTO SENZA AUTORIZZAZIONE (art. 2575 C.C.)


AGG. DICEMBRE 2018

# SOMMARIO

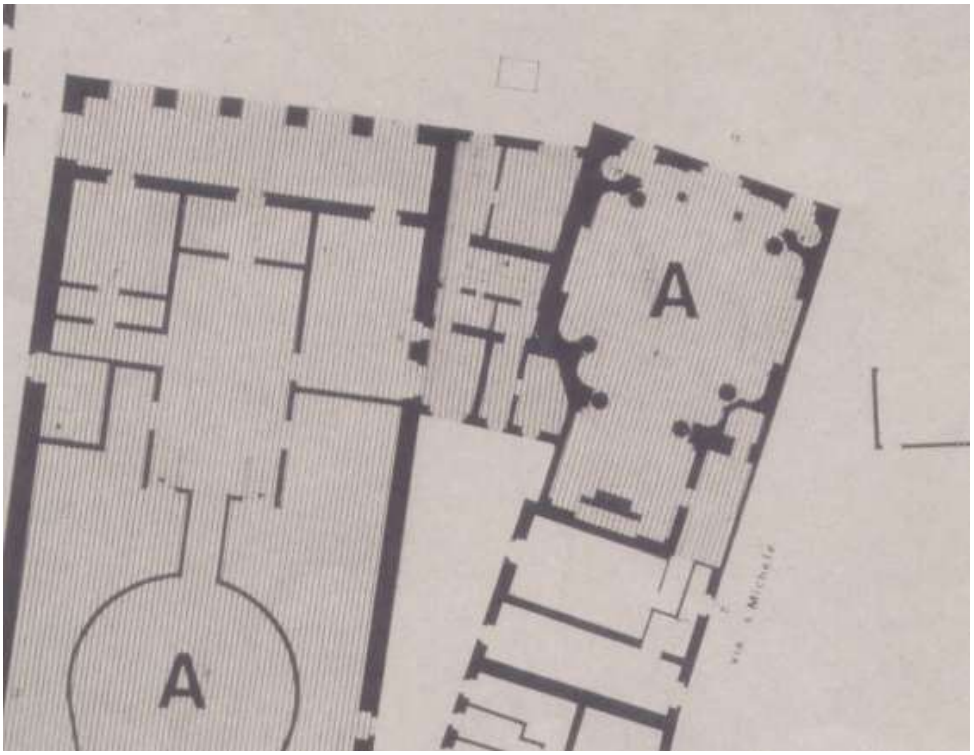
**STRALCIO FOTOGRAMMETRICO** ..... 2
**RELAZIONE TECNICA** ..... 3
**1. Descrizione generale dell'opera** ..... 3
**2. Descrizione generale dell'intervento** ..... 4
**3. Indagine eseguite sul manufatto e relativo fattore di confidenza** ..... 9
**4. Normative di riferimento** ..... 9
**5. Criteri per la misura della sicurezza** ..... 9
**6. Metodologia di calcolo** ..... 13
**7. Azioni agenti e loro combinazioni** ..... 14
**8. Pericolosità sismica** ..... 15
**9. Caratterizzazione del sito di costruzione e del terreno di fondazione** ..... 15
**10. Azioni Ambientali e naturali** ..... 16
**11. Carichi agenti sulle strutture – Analisi dei carichi** ..... 24
**12. RELAZIONE SUI MATERIALI – Materiali e Resistenze di calcolo** ..... 30
**13. Prestazioni attese al collaudo** ..... 49
**14. Software di calcolo** ..... 50

# *STRALCIO FOTOGRAMMETRICO*

# *RELAZIONE TECNICA*

## *1. Descrizione generale dell'opera*

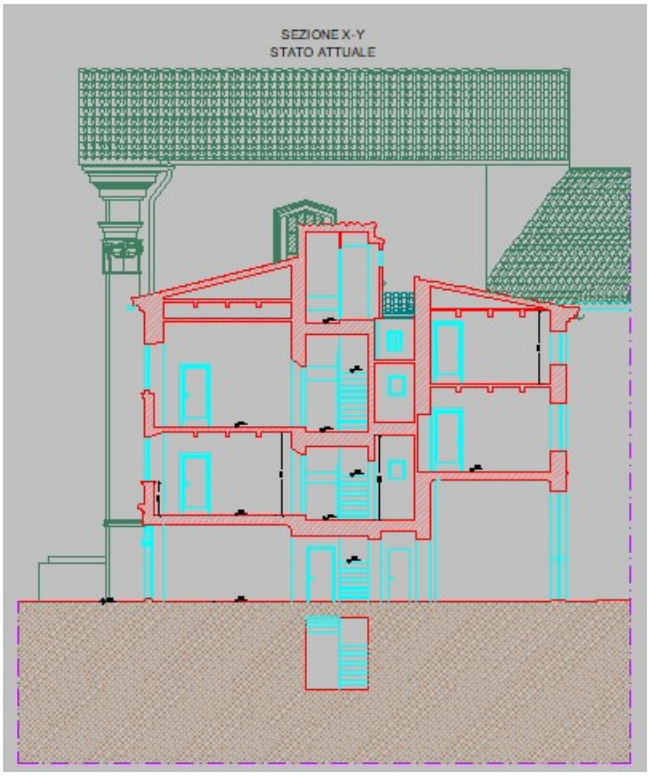
L'intervento oggetto consiste nell'adeguamento sismico di un edificio con struttura portante in muratura tra il Teatro Persiani e la Chiesa di S. Michele in Recanati .




Planimetria Piano Terra

L'edificio allo stato attuale si articola su tre livelli con varie destinazioni, parte del piano terra a locale espositivo, e locale servizi per il teatro Persiani, ai piani superiori ( in disuso da vari anni ) sono ubicate varie stanze che erano destinate ad uffici e collegate dalla scala con struttura in legno .Le scale interne conducono ad un sistema di grotte ipogee .Il manufatto si presenta in pessimo stato di conservazione con riferimento agli orizzontamenti ed agli elementi strutturali in muratura .In effetti gli orizzontamenti, tutti realizzati con struttura in legno e soprastante tavolato e pianellato, lamentano condizioni statiche mediamente precarie ; anche la copertura versa , per assenza di opere manutentive , in uno stato precario , si rilevano al piano sottotetto in corrispondenza di una controsoffittatura macchie di umidità derivanti da infiltrazioni di acque meteoriche .

Il sistema fondale è costituito da elementi in muratura che si approfondiscono, viste le risultanze della relazione geologica , a profondità superiori ai tre – quattro metri, e si intestano sulle ghiaie – sabbie .



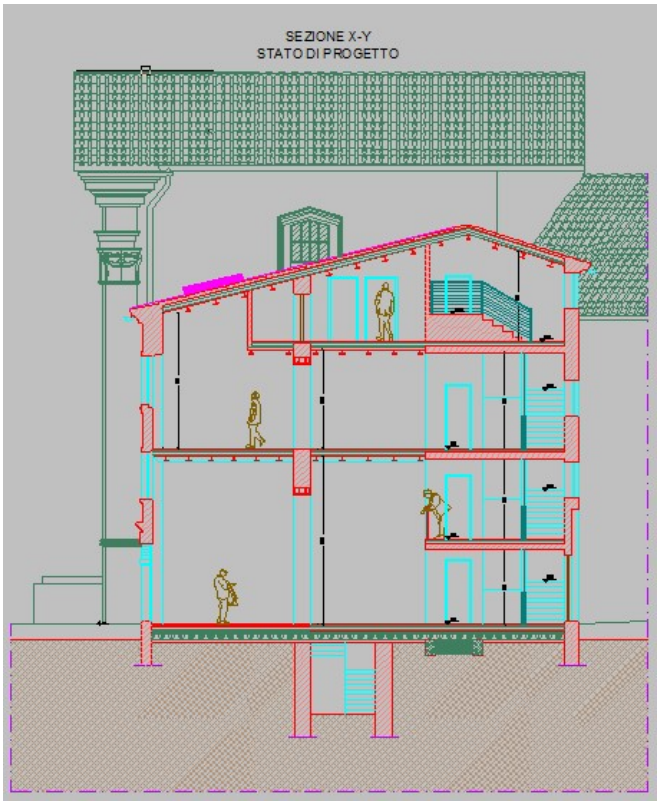

Stato attuale - sezione

## *2. Descrizione generale dell'intervento*

L'intervento rientra nella categoria **" Interventi di adeguamento "** ai sensi del D.M. 17/1/2018 par. 8.4.3 , e per quanto applicabile ( in attesa della nuova circolare esplicativa ) della Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 contenente le "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" .

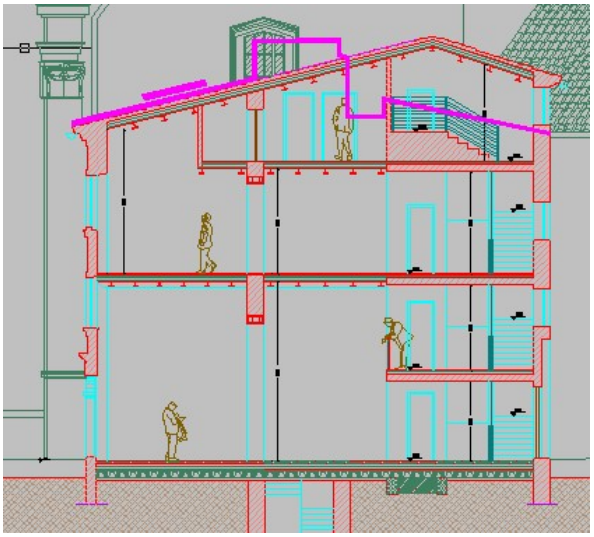
Non risulta significativo la verifica dello stato attuale ( che pertanto viene omessa ) in quanto nella sostanza si manifesta un cambiamento di classe d'uso ( da prevalente II a III ) .

Il progetto di ristrutturazione prevede la sopraelevazione del fabbricato sulla parte verso la corte superiore per la porzione che interessa le scale di accesso ai piani superiori con l'inserimento di un ascensore con struttura in c.a. ed in tal senso è necessario ottenere preliminarmente il parere obbligatorio della Regione Marche – Servizio Simica - ai sensi dell'art. 90 del DPR 380/2001 e s.m.i.




Sezione stato modifcato

Per consentire l'inserimento di un sistema di collegamento efficiente tra i piani, rispetto allo stato attuale , sono state traslate le scale dalla posizione originale verso il retro prospetto oltre ad inserire un ascensore per disabili a , ciò ha comportato la necessità di una modesta sopraelevazione verso il prospetto posteriore ( vedi sezione stato modificato con sagoma progetto dello stato attuale .



Sezione stato modificato con sagoma stato attuale

Gli interventi consistono in:

nei rifacimenti di tutti gli orizzontamenti con quote anche diverse da quelle originali ciò al fine di adeguare gli spazi alla nuova destinazione con struttura parte in acciaio-cls del tipo misto con connettori, solette in c.a. alleggerito e solette in c.a. in corrispondenza delle scale e dei pianerottoli corrispondenti ai vari livelli, il solaio di copertura è realizzato con travi in acciaio del tipo HEA con soprastante tavolato e controventi di falda con funzione di irrigidimento.

In corrispondenza dei solai sono previsti cordoli in acciaio, dove sono presenti le solette cordoli in c.a. in breccia.

Le strutture verticali saranno soggette a miglioramenti locali anche estesi con scuci cuci, riprese di murature dove è prevista (prospetto cortile interno) una diversa distribuzione delle aperture con laterizi di mattoni pieni di caratteristiche meccaniche simili a quelli esistenti.

In corrispondenza del muro di controvento interno viene prevista una cerchiatura di acciaio per incrementare la resistenza del pannello murario.

Il sistema fondale è garantito per i muri perimetrali dalle fondazioni esistenti che raggiungono quote importanti,e verrà integrato con fondazioni superficiali per la struttura in c.a. dell'ascensore assumendo portanze più limitate del terreno visto la qualità scadente del terreno superficiale .Solo ai fini della limitazione dei cedimenti in tali zone vengono inseriti dei micropali ( zona ascensore )

Le verifiche per l'edificio sono state eseguite sia in riferimento al comportamento globale (post operam con l'analisi modale, statica, sismica e sismica non lineare PUSH OVER) sia con riferimento ai cinematismi (post operam) **raggiungendo l'obiettivo dell'adeguamento sismico**

(come si evince dai risultati nel fascicolo di calcolo ST- RC1 (Verifiche Muratura ed Analisi Cinematica).

L'influenza degli edifici limitrofi è stata valutata applicando alle pareti in comune i carichi (permanenti ed accidentali) stimati ai vari livelli. E' da comunque rilevare che visto che il fabbricato risulta di dimensioni modeste rispetto ai due edifici adiacenti (Teatro Persiani e chiesa di San Michele) ai fine del comportamento complessivo dell'aggregato gli interventi non comportano variazioni significative ai manufatti limitrofi che tra l'altro hanno dimostrato un comportamento sostanzialmente soddisfacente in occasione delle recenti scosse sismiche (sisma 2016): solo la Chiesa ha subito danni molto limitati.

**SINTESI DEI RISULTATI**

**" STRALCIO RISULTATI FASC. ST-RC1 "**

**Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento** (1)

**Risultati dell'analisi strutturale**

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.
Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico

□E sia >= 0.800 per i casi c) e), e □E >= 1.000 per gli altri casi.
Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede: : $\zeta_E$ >= 1.000

**Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico : $\zeta_E$ in termini di PGA**

**Verifica soddisfatta**

| Stato Limite | $\zeta_E$ ($PGA_C/PGA_D$) |
|---|---|
| **SLO** | **1.750** |
| **SLD** | **1.891** |
| **SLV** | **1.032** |

(1) Questa scheda di sintesi costituisce il risultato completo nel caso dell'Intervento di Adeguamento.
In alternativa, la scheda può riferirsi allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.

**Gerarchia dei comportamenti strutturali**
Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E$ >= **1.000**
Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): III
Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES
In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

| Comportamento | $\zeta_E$ ($PGA_C/PGA_D$) |
|---|---|
| SLV: Capacità limite in fondazione | **1.032** |
| SLV: Resistenza fuori piano | **1.081** |
| SLV: Resistenza nel piano | **1.081** |
| SLV: Cinematismo | **1.148** |
| SLO: Rigidezza (spostamenti) | **1.750** |
| SLD: Capacità limite in fondazione | **1.891** |
| SLD: Resistenza fuori piano | **2.024** |
| SLD: Resistenza nel piano | **2.024** |
| SLD: Rigidezza (spostamenti) | 2.024 |
| SLD: Cinematismo | |

**Domanda**

| Stato Limite | $PGA_D$ (g) | $TR_D$ (anni) |
|---|---|---|
| SLO | 0.072 | 45 |
| SLD | 0.092 | 75 |
| SLV | 0.252 | 712 |

Analisi eseguite:
- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 2.250
- Analisi cinematica

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):
- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: q = 2.250

- da analisi pushover: q = 3.750
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: q >= 4.061

### Verifiche di rigidezza (RIG)

| Stato Limite | $PGA_C$ (g) | $\zeta_E$ ($PGA_C/PGA_D$) | $TR_C$ (anni) | $\zeta_E$ ($TR_C/TR_D$) |
|---|---|---|---|---|
| SLO | 0.126 | 1.750 | 131 | 2.911 |
| SLD | 0.187 | 2.024 | 326 | 4.347 |

### Verifiche di resistenza (RES)

| SLD | $PGA_C$ (g) | $\zeta_E$ ($PGA_C/PGA_D$) | $TR_C$ (anni) | $\zeta_E$ ($TR_C/TR_D$) |
|---|---|---|---|---|
| Resistenza nel piano del pannello | 0.187 | 2.024 | 326 | 4.347 |
| Resistenza fuori piano del pannello | 0.187 | 2.024 | 326 | 4.347 |
| Capacita' limite in fondazione | 0.174 | 1.891 | 274 | 3.647 |
| Cinematismo | | | | |

| SLV | $PGA_C$ (g) | $\zeta_E$ ($PGA_C/PGA_D$) | $TR_C$ (anni) | $\zeta_E$ ($TR_C/TR_D$) |
|---|---|---|---|---|
| Resistenza nel piano del pannello | 0.272 | 1.081 | 935 | 1.313 |
| Resistenza fuori piano del pannello | 0.272 | 1.081 | 935 | 1.313 |
| Capacita' limite in fondazione | 0.260 | 1.032 | 798 | 1.120 |
| Cinematismo | 0.289 | 1.148 | 1142 | 1.604 |

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).
I valori evidenziati si riferiscono al parametro $\zeta_E$ definito in termini di PGA.

| Stato Limite | **$\zeta_E$ ($PGA_C/PGA_D$)** | $\zeta_E$ ($TR_C/TR_D$) |
|---|---|---|
| **SLO** | **1.750** | 2.911 |
| **SLD** | **1.891** | 3.647 |
| **SLV** | **1.032** | 1.120 |

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

### Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):
Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III
Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) $C_U$: 1.5
Vita Nominale $V_N$ (§2.4.1): 50 anni
Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 75 anni
$PV_R$ per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):
$TR_{CLV}$ (anni) = 797 anni
Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo $PV_R$ per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ($V_{RC}$) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$:
$V_{RC}$ (anni) = 84 anni
$T_{INT}$ (anni) = 56 anni

## 3. Indagine eseguite sul manufatto e relativo fattore di confidenza.

Sono state eseguite sul manufatto una serie di indagini non distruttive sui materiali.
In particolare sono state effettuate indagini di natura endoscopica, di resistenza sulle murature (prove su martinetto doppio) e prova calcimetrica. Dai risultati è emerso che la muratura risulta di qualità discreta (vedasi risultati prove con valori riportati nella tabella di riepilogo e superiori ai valori di calcolo). Il livello di conoscenza assunta, sulla scorta del numero delle indagini e della normativa, determina un fattore di confidenza LC2.

## *4. Normative di riferimento*

Il progetto viene redatto nel rispetto delle Norme contenute in:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974.
- D.Lgs. 06/06/2001 n. 380 'Testo Unico per l'Edilizia'
- Legge 17/07/2004 n. 186
- D.M. 14/01/2008 'Norme Tecniche per le Costruzioni'
- D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle " 'Norme Tecniche per le Costruzioni'
- OPCM 3274 del 20/03/2003 e s.m.i

*Le verifiche strutturali e l'esecuzione pratica dei singoli elementi strutturali vengono eseguite in conformità a quanto previsto nel D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni'.*

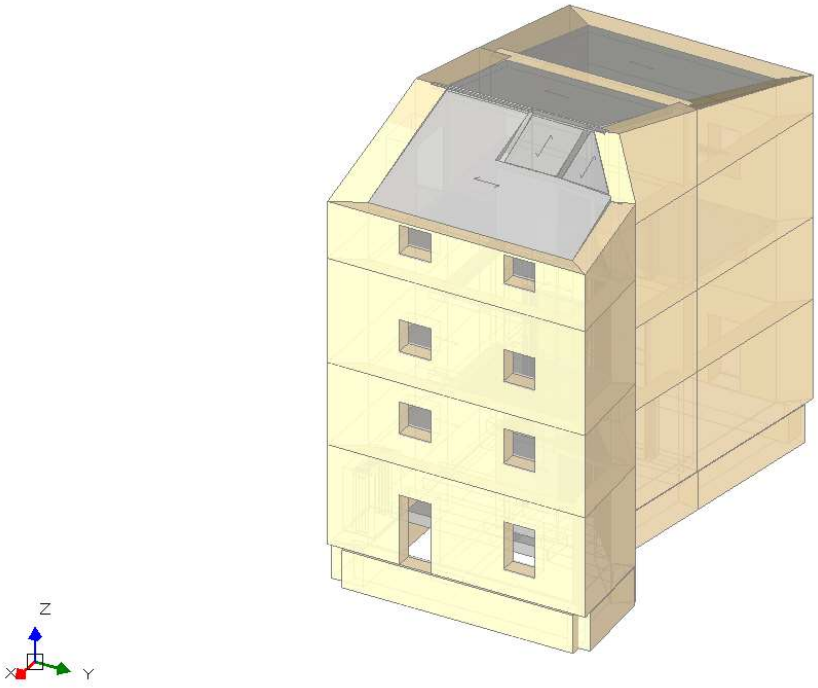
## *5. Criteri per la misura della sicurezza*

La sicurezza della struttura viene misurata, secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni', di cui al punto (§2.3) e verificando che la resistenza di ogni elemento strutturale sia superiore agli effetti indotti su di esso dalle azioni di calcolo,

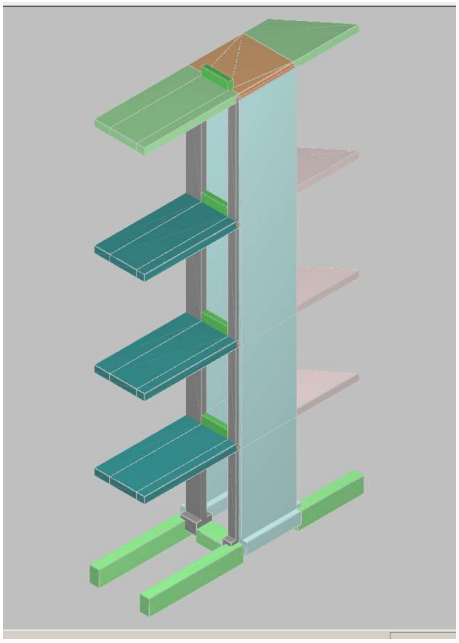
Vengono prodotte due verifiche:

la prima riguarda la verifica generale della scatola muraria con le previsioni degli interventi di adeguamento.

( la verifica generale prodotta dal sofware di calcolo allegato AEDES - PCM 2018 )




Successivamente è stata verificata la sola struttura in c.a. come struttura sismo resistente valutando gli effetti delle azioni nelle due verifiche (nella struttura in c.a. gli effetti sono stati incrementati del 30%)



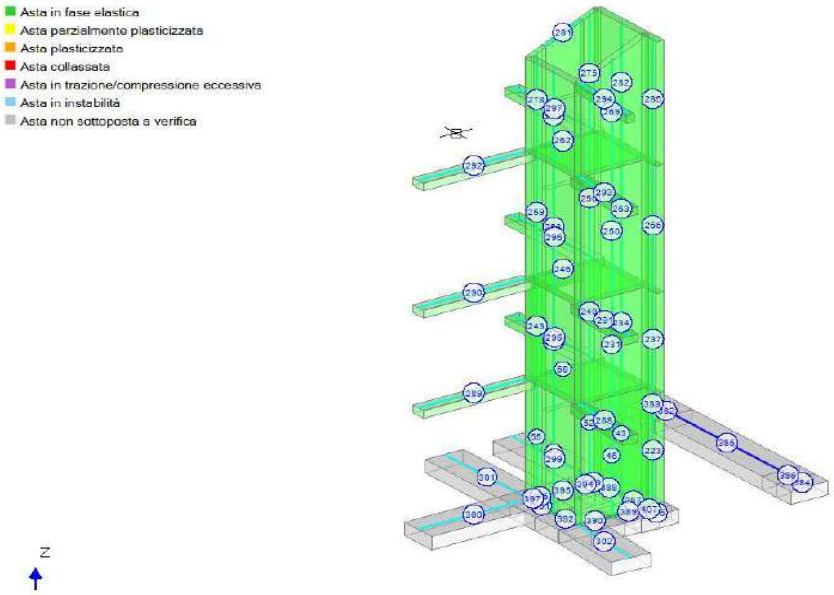
Modello strutturale ascensore

L'esito delle verifiche strutturali degli elementi in c.a. è risultato soddisfacente.

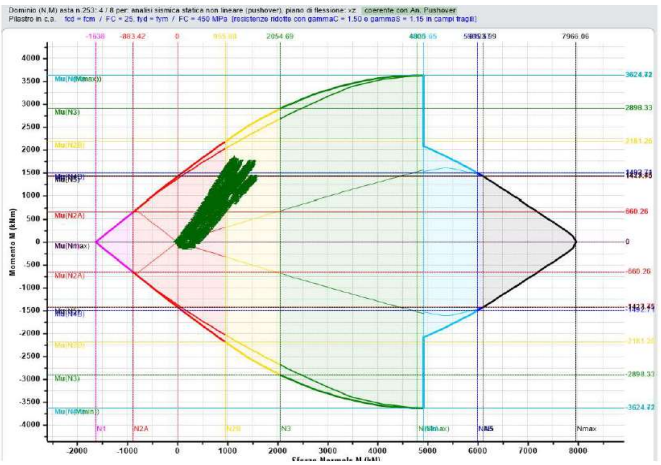
*In definitiva il modello è stato calcolato con riferimento alla richiesta lo studio del modello complessivo è*

*stato redatto in via cautelativa seconda due modalità ( vedi anche relazione integrativa di precisazione del progetto inoltrata alla Regione Marche) .*

*Le verifica delle strutture in c.a. sono eseguite dal software di calcolo (PCM 2018 ) in campo non lineare pertanto la verifica sismica è determinata sul modello generale (muratura e pareti in c.a. sismoresistenti) : a titolo di esempio si riporta la verifica del setto c.a. n. 253 (le altre sono desumìbili dal fascicolo di calcolo) ; pertanto la verifica sismica è determinata sul modello generale ( muratura e pareti in c.a. sismoresistenti) : a titolo di esempio si riporta la verifica del setto c.a. n. 253 ( le altre sono desumìbili dal fascicolo di calcolo)*




SCHEMA DEGLI ELEMENTI C.A.

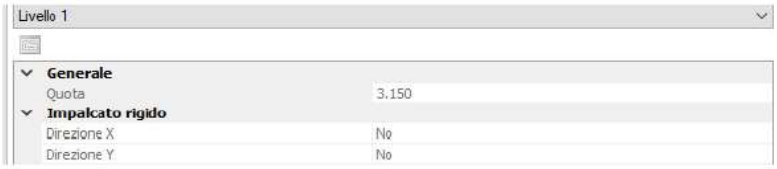


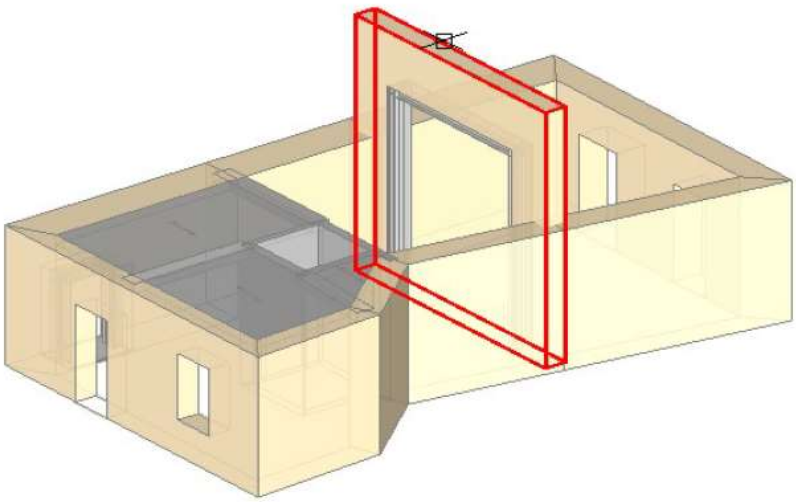
DOMINIO DI RESISTENZA SETTO 253

*Tutte le strutture in c.a. sono verificate*

*L'ulteriore verifica con incremento del 30% degli sforzi del solo modello in c.a. è stata prodotta solo in via cautelativa assumendo come spunto le indicazioni del p.to 7.8.5 del D.M.2018.*

*I solai, ad eccezione di quello al livello 1 che è deformabile per la presenza di una zona vuota di rilevante dimensione , sono rigidi( vedi p.to 7.2.6 D.M. 2018 )*



*Inoltre si precisa quanto segue :*

*Stralcio NTC 2018 p.to 7.2.6*

A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

*Nel caso in esame è presente una soletta di almeno 60 mm sui solai di piano ( con struttura in acciaio e connettori ).*

**********

In particolare, gli stati limite considerati sono quelli di seguito segnati (§2.2.1 – §2.2.2 ):

*Stati limite ultimi (statici e/o sismici):*

- ☒spostamenti o deformazioni eccessive;
- ☒raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- ☒raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- ☒raggiungimento della massima capacità di resistenza dei terreni;
- ☒instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

*Stati limite di esercizio (statici e/o sismici):*

- ☒danneggiamenti locali (ad es. fessurazione del calcestruzzo) che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- ☒eccessive deformazioni e distorsioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- ☒spostamenti e deformazioni che possono compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- Si segnala che, per garantire una verifica più esaustiva , per quanto non richiesto dalle norme ( vedi cap. 8.3 NTC 2018 ) sono state eseguite anche le verifiche allo SLE anche se non richieste ( solo per edifici di classe IV )

**Per la definizione degli stati limite sopra riportati, per la struttura in oggetto, si utilizzano i seguenti parametri:**

1. **Vita nominale della struttura(§2.4.1):** **$V_N$ = 50 anni;**
2. **Classe d/uso della struttura (§2.4.2):** **Classe III;**
3. **Coefficiente d'uso (§2.4.3):** **$C_U$ = 1,5;**
4. **Periodo di riferimento dell'azione sismica (§2.4.3):** **$V_R$ =75 anni;**
5. **Categoria del suolo di fondazione (§3.2.2):** **B**

## *6. Metodologia di calcolo*

Viene condotta un'analisi della struttura in campo dinamico per via *modale* facendo uso, dello spettro di risposta fornito dalla normativa.

Vengono calcolati i modi di vibrare della struttura facendo uso dell'algoritmo noto in letteratura tecnica come *SubspaceIteration* o, in alternativa con il metodo dei vettori di Ritz coinvolgendo comunque una percentuale di

massa modale eccitata maggiore dell'85% della massa modale totale (come indicato nel §7.3.3.1 del D.M. 17.01.18).

## *7. Azioni agenti e loro combinazioni*

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

a) Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione;
b) Variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi tra loro nel tempo;
c) Eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
d) Sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Caratterizzazione delle azioni elementari:

- $Q_k$ : Valore caratteristico dell'azione variabile (frattile pari al 95%);
- $\psi_1 Q_k$ : Valore frequente dell'azione (valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità);
- $\psi_2 Q_k$ : Valore quasi-permanente dell'azione (media della distribuzione temporale dell'intensità);
- $\psi_0 Q_k$ : Valore raro (o di combinazione) dell'azione (valore di durata breve ma ancora significative nei riguardi di una possibile concomitanza con le altre azioni).

Combinazione delle azioni:

- **SLU – Combinazione fondamentale**
  $\mathbf{E_d} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \ldots.. + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum_{i=2,n}(\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki})$
- **SLE – Combinazione rara**
  $\mathbf{E_d} = G_1 + G_2 + \ldots.. + Q_{1k} + \sum_{i=2,n}(\psi_{0i}Q_{ki})$
- **SLE – Combinazione frequente**
  $\mathbf{E_d} = G_1 + G_2 + \ldots.. + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i=2,n}(\psi_{2i}Q_{ki})$
- **SLE – Combinazione quasi permanente**
  $\mathbf{E_d} = G_1 + G_2 + \ldots.. + \sum_{i=2,n}(\psi_{2i}Q_{ki})$
- **SLU e SLD – Combinazioni sismiche**
  $\mathbf{E_d} = E + G_1 + G_2 + \ldots.. + \sum_i(\psi_{2i}\gamma_{Qi}Q_{ki})$

I valori dei coefficienti di combinazione sono di seguito riportati:

**Tabella 2.5.I**

| Categoria/Azione variabile | $\Psi_{0i}$ | $\Psi_{1i}$ | $\Psi_{2i}$ |
|---|---|---|---|
| Categoria A: Ambienti ad uso residenziale | 0.7 | 0.5 | 0.3 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Categoria B: Uffici | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria D: Ambienti ad uso commerciale | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria E: Biblioteche, archivi,,magazzini e ambienti ad uso industriale | 1.0 | 0.9 | 0.8 |
| Categoria F: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq$ 30 kN) | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria G: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria H: Coperture | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Vento | 0.6 | 0.2 | 0.0 |
| Neve (a quota $\leq$1000 m s.l.m.) | 0.5 | 0.2 | 0.0 |
| Neve (a quota >1000 m s.l.m.) | 0.7 | 0.5 | 0.2 |
| Variazioni termiche | 0.6 | 0.5 | 0.0 |

**Tabella 2.6.I**

| | | Coefficiente $\gamma_F$ | EQU | A1 STR | A2 GEO |
|---|---|---|---|---|---|
| *Carichi permanenti* | Favorevoli | $\gamma_{G1}$ | 0.9 | 1.0 | 1.0 |
| | Sfavorevoli | | 1.1 | 1.3 | 1.0 |
| *Carichi permanenti non strutturali* | Favorevoli | $\gamma_{G2}$ | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevoli | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |
| *Carichi variabili* | Favorevoli | $\gamma_{Qi}$ | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevoli | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |

Per le condizioni e combinazioni di carico si rimanda alla relazione di calcolo .

## *8. Pericolosità sismica*

Definizione della pericolosità sismica di base secondo le NTC 2008 tramite una griglia regolare che copre tutto il territorio nazionale. Nei nodi della griglia l'INGV ha calcolato l'accelerazione sismica massima attesa, sulla base di quest'ultima vengono calcolati i parametri di pericolosità sismica : tali parametri sono indicati nella relazione di calcolo .

## *9. Caratterizzazione del sito di costruzione e del terreno di fondazione*

**Dati generali**

*Latitudine (ED50):* *43.4035*

*Longitudine(ED50):* *13.5504*

Classe d'uso: Classe III

Coefficiente d'uso CU=1,5

Vita nominale: 50,0 [anni]

Vita di riferimento: 75,0 [anni]

**Parametri sismici**

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

## *10. Azioni Ambientali e naturali*

### *a) Azione del sisma – §3.2.3 D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni'*

L'azione sismica di progetto è funzione della zona sismica a cui appartiene il sito a cui viene assegnata una determinata accelerazione orizzontale massima convenzionale al suolo di categoria B.

Le azioni di calcolo sono quattro in funzione dello Stato Limite( §3.2.3 .1):

- STATI LIMITE DI ESERCIZIO:
    1. Stato limite di operatività (SLO): $P_{Vr}$ = 81%;
    2. Stato limite di danno (SLD): $P_{Vr}$ = 63%;
- STATI LIMITE DI ESERCIZIO:
    3. Stato limite di salvaguardia della vita (SLV): $P_{Vr}$ = 10%;
    4. Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): $P_{Vr}$ = 5%;

Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della Classe d'uso nella successiva Tab. 7.3.III,

**Tab. 7.3.III** – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

| STATI LIMITE | | CU I | CU II | | | CU III e IV | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ST | ST | NS | IM | ST | NS | IM(*) |
| *SLE* | *SLO* | | | | | RIG | | FUN |
| | *SLD* | RIG | RIG | | | RES | | |
| *SLU* | *SLV* | RES | RES | STA | STA | RES | STA | STA |
| | *SLC* | | DUT(**) | | | DUT(**) | | |

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

L'azione di calcolo viene dedotta da uno spettro di risposta normalizzato che fornisce l'accelerazione da applicare alle masse $G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$ relative ai carichi gravitazionali presenti sulla struttura.

Il D.M. 17/01/2018'Norme Tecniche per le Costruzioni' fornisce le relazioni matematiche per la definizione degli spettri di risposta elastici e di progetto che variano a seconda degli Stati Limite considerati. Essi sono funzione del periodo T dell'oscillatore semplice.

Vediamo di seguito i parametri per la definizione degli spettri sismici di riferimento.

Il D.M. 17/01/2018 fornisce diverse formule per rappresentare lo spettro di risposta con una struttura del tipo:

$$S_d(T) = F(\text{terreno}) \times F(\text{smorzamento}) \times a_g$$

dove $S_d(T)$ sta a significare che il valore dello spettro è funzione del periodo (quindi del tempo) espresso in secondi ed è dato dal prodotto di 3 diversi fattori:

- Il fattore intensità del sisma, rappresentato da $a_g$ (accelerazione al suolo); quanto maggiore è l'accelerazione al suolo, tanto maggiore è il valore di $S_d(T)$ e, quindi, delle forze inerziali che nascono.
- Il fattore che dipende dalla stratificazione del terreno di fondazione (S).
- Il fattore di smorzamento ξ; ogni struttura ha caratteristiche intrinseche in base alle quali il movimento oscillatorio iniziale viene contrastato da uno smorzamento il cui effetto è quello di diminuire sia la durata che l'intensità degli spostamenti.

Gli spettri fondamentali definiti dal D.M. 17/01/2018 sono i seguenti:

***Spettro di risposta elastico***:

***Spettri di risposta allo SLU (SLV)***

***Spettri di risposta allo SLE (SLO-SLD)***

Gli spettri sono costituiti da 4 tratti, ognuno dei quali ha un'espressione matematica diversa. Questi tratti sono delimitati dai valori del periodo $T_B$, $T_C$, $T_D$ che sono funzione del terreno, o meglio, della categoria del suolo. Una volta determinato il periodo di oscillazione T della struttura e individuato in che *range* ricade, si ha la relazione che permette di ricavare la sollecitazione $S_d(T)$. Caratteristica principale di tutti gli spettri è che per valori alti del periodo si hanno valori bassi delle forze in gioco, cioè una struttura molto deformabile è soggetta a forze inerziali minori rispetto a una struttura rigida.

Per la individuazione degli spettri si rimanda alla relazione di calcolo .

## *b) Azione della neve – §3.4 D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni'*

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

$$qs = \mu i qsk c_E ct$$

qsk: valore caratteristico di riferimento del carico neve;
μi: coefficiente di forma della copertura;
$c_E$: coefficiente di esposizione;
ct: coefficiente termico.

**VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO**

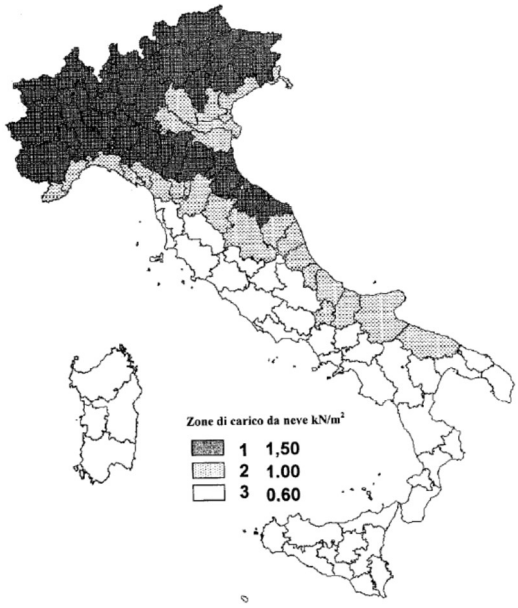
Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni (vedi Fig. 3.4.1). Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento as è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.




*Zone di carico da neve*

- **Zona I - Alpina**

  *Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio,Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:*

  $$qsk = 1{,}50 \text{ kN/m2 as} \leq 200 \text{ m}$$

  $$qsk = 1{,}39\,[1 + (as/728)2] \text{ kN/m2 as} > 200 \text{ m} (3.3.8)$$

- **Zona I – Mediterranea**

  *Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara,Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:*

  $$qsk = 1{,}50 \text{ kN/m2 as} \leq 200 \text{ m}$$

*qsk = 1,35 [1 + (as/602)2] kN/m2 as >200 m(3.3.9)*

- **Zona II**

  *Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia,Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, **Macerata,** Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara,Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:*

  *qsk = 1,00 kN/m2 as ≤ 200 m*

  *qsk = 0,85 [1 + (as/481)2] kN/m2 as >200 m(3.3.10)*

- **Zona III**

  *Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta,Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce,Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano,Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa,Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:*

  *qsk = 0,60 kN/m2 as ≤ 200 m*

  *qsk = 0,51 [1 + (as/481)2] kN/m2 as >200 m ( 3.3.11 )*

**COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE**

Il coefficiente di esposizione CE può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà CE = 1.

| Topografia | Descrizione | $C_E$ |
|---|---|---|
| Battuta dai venti | Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti. | 0,9 |
| Normale | Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. | 1,0 |
| Riparata | Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti | 1,1 |

**Tabella 3.4.I** – *Valori di CE per diverse classi di topografia*

**COEFFICIENTE TERMICO**

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza diuno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato Ct = 1.

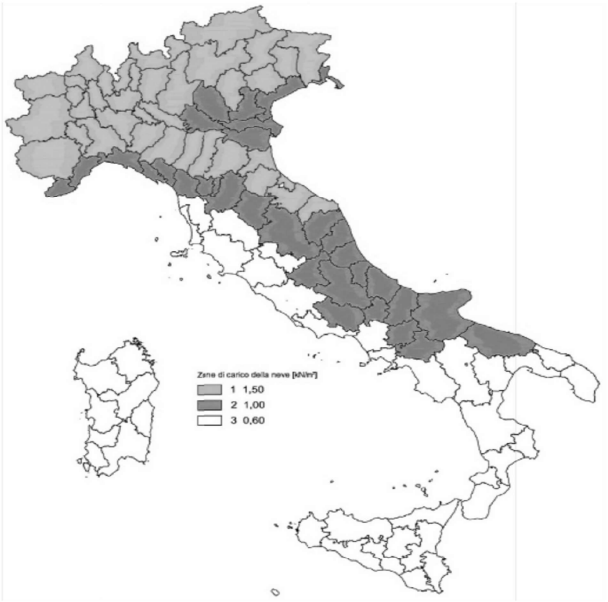
**CARICO NEVE SULLE COPERTURE**

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- Carico da neve depositata in presenza di vento.

**AZIONI DELL NEVE CAP. 3.4. NTC 2018**
**PRESSIONE DELLA NEVE**
**CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Comune | Recanati | | |
| Altidudine as (slm) | 300 | m | 2 |
| Zona (1-3) | 2 appenninica | | 3 |
| topografia del sito | riparata | | |
| numero falde | 2 | | |
| angolo di inclinazione falda sx | 14 | gradi | |
| angolo di inclinazione falda dx | 18 | gradi | |
| coefficiente di forma m1(alfa1) | 0.800 | alfa1 | |
| coefficiente di forma m2(alfa2) | 0.800 | alfa2 | |
| Carico neve al suolo qsk | 1.18 | kN/mq | |
| Coefficiente di esposizione | 1.10 | | |
| Coefficiente termico | 1.00 | | |
| **Qs, falda 1** | **1.04** | kN/mq | |
| **Qs, falda 2** | **1.04** | kN/mq | |




Si assume qsk= 1,18 KN/mq.

Essendo la copertura in oggetto inserita tra due fabbricati a quota maggiore , come carico ultimo Qs per la neve si è considerato l'accumulo della neve sulle falde.

# Falda prospetto Nord

**CALCOLO COEFFICIENTI DI FORMA PER ACCUMULO NEVE (SECONDO C3.4.5.6)**

| | | |
|---|---|---|
| Coefficiente forma copertura adiacente superiore? | $\mu_{1sup}$ = | 0.8 |
| Coefficiente forma copertura più bassa? | $\mu_1$ = | 0.8 |
| Angolo inclinazione copertura adiacente superiore? | $\alpha$ [gradi] = | 21 |
| Larghezza edificio copertura più alta → $b_1$ | $b_1$ [m] = | 19.30 |
| Larghezza edificio copertura più bassa → $b_2$ | $b_2$ [m] = | 6.00 |
| Dislivello linda copertura più alta e edificio più basso → h | h [m] = | 2.70 |
| Valore caratteristico neve al suolo → | $q_{sk}$ [kN/m$^2$] = | 1.18 |

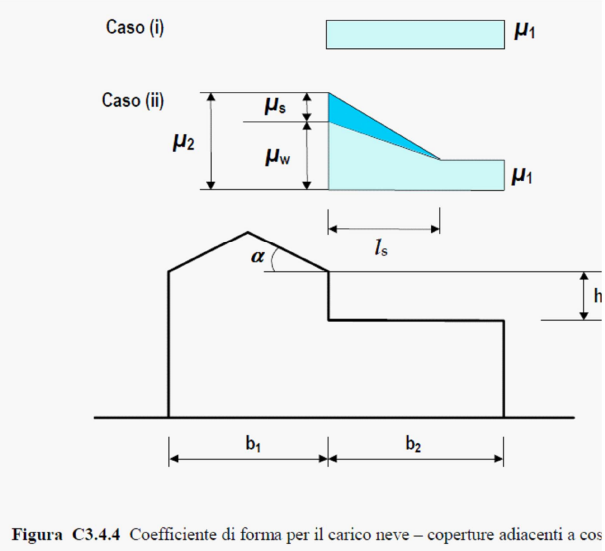
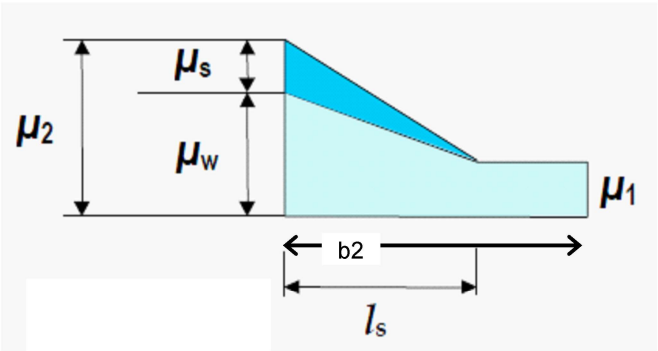



**Figura C3.4.4** Coefficiente di forma per il carico neve – coperture adiacenti a cos

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Larghezza della zona di accumulo (*calcolata*): | $l_{s\,calc}$ = 2h = | 5.40 | [m] | |
| Minimo valore (*da norma*) larghezza zona di accumulo: | $l_{s\,min}$ = | 5.00 | [m] | |
| Massimo valore (*da norma*) larghezza zona di accumulo: | $l_{s\,max}$ = | 15.00 | [m] | |
| Valore della zona di accumulo (*da adottare*): | $l_s \in [l_{s\,min}; l_{s\,max}]$ = | 5.40 | [m] | |
| Limite superiore per $\mu_w$ (*calcolato*) → | $\mu_{w\,max} = \gamma_{neve}\cdot h/q_{sk}$ = | 4.58 | [m]/[m] | (valore adimensionale) |
| Valore (*calcolato*) per $\mu_w$ → | $\mu_{w\,calc} = (b_1 + b_2)/(2h)$ = | 4.69 | [m]/[m] | (valore adimensionale) |
| Minimo valore (come *da norma*) del coefficiente $\mu_w$ → | $\mu_{w\,min}$ = | 0.80 | | |
| Massimo valore (come *da norma*) del coefficiente $\mu_w$ → | $\mu_{w\,max}$ = | 4.00 | | |
| Valore di $\mu_w$ (*da adottare*) → | $\mu_w \in [\mu_{w\,min}; \mu_{w\,max}]$ = | 4.00 | | |
| Valore di $\mu_s$ (*da adottare*) → | $\mu_s$ = | 0.40 | | |

Valore di $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$ (*da adottare*) → $\mu_2$ = 4.40

**CASO DI ASSETTO CON $b_2 \geq l_s$**




**VALORI DA ADOTTARE SULLA LUNGHEZZA $b_2$**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\mu_2$ = | 4.40 | $l_s$ [m] = | 5.40 |
| $\mu_1$ = | 0.80 | $b_2$ [m] = | 6.00 |

## Falda prospetto sud

**CALCOLO COEFFICIENTI DI FORMA PER ACCUMULO NEVE (SECONDO C3.4.5.6)**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Coefficiente forma copertura adiacente superiore? | $\mu_{1sup}$ = | 0.8 | |
| Coefficiente forma copertura più bassa? | $\mu_1$ = | 0.8 | |
| Angolo inclinazione copertura adiacente superiore? | $\alpha$ [gradi] = | 21 | |
| Larghezza edificio copertura più alta → $b_1$ | $b_1$ [m] = | 19.30 | TEATRO |
| Larghezza edificio copertura più bassa → $b_2$ | $b_2$ [m] = | 6.00 | MEDIA |
| Dislivello linda copertura più alta e edificio più basso → h | h [m] = | 1.80 | MEDIA |
| Valore caratteristico neve al suolo → | $q_{sk}$ [kN/m$^2$] = | 1.18 | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Larghezza della zona di accumulo (*calcolata*): | $l_{s\,calc} = 2h$ = | 3.60 | [m] |
| Minimo valore (*da norma*) larghezza zona di accumulo: | $l_{s\,min}$ = | 5.00 | [m] |
| Massimo valore (*da norma*) larghezza zona di accumulo: | $l_{s\,max}$ = | 15.00 | [m] |
| Valore della zona di accumulo (*da adottare*): | $l_s \in [l_{s\,min};\ l_{s\,max}]$ = | 5.00 | [m] |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Limite superiore per $\mu_w$ (*calcolato*) → | $\mu_{w\,max} = \gamma_{neve} \cdot h/q_{sk}$ = | 3.05 | [m]/[m] | (valore adimensionale) |
| Valore (*calcolato*) per $\mu_w$ → | $\mu_{w\,calc} = (b_1 + b_2)/(2h)$ = | 7.03 | [m]/[m] | (valore adimensionale) |
| Minimo valore (come *da norma*) del coefficiente $\mu_w$ → | $\mu_{w\,min}$ = | 0.80 | | |
| Massimo valore (come *da norma*) del coefficiente $\mu_w$ → | $\mu_{w\,max}$ = | 4.00 | | |
| Valore di $\mu_w$ (*da adottare*) → | $\mu_w \in [\mu_{w\,min};\ \mu_{w\,max}]$ = | 3.05 | | |
| Valore di $\mu_s$ (*da adottare*) → | $\mu_s$ = | 0.40 | | |

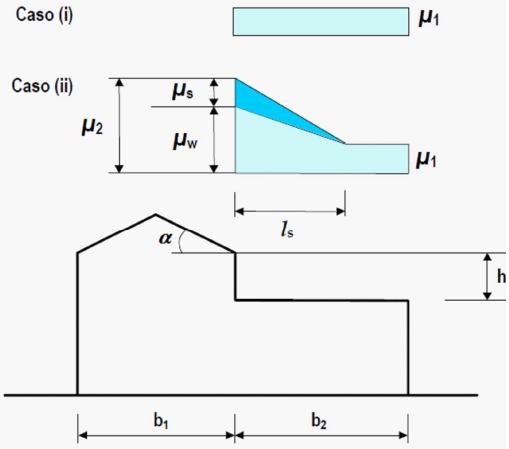
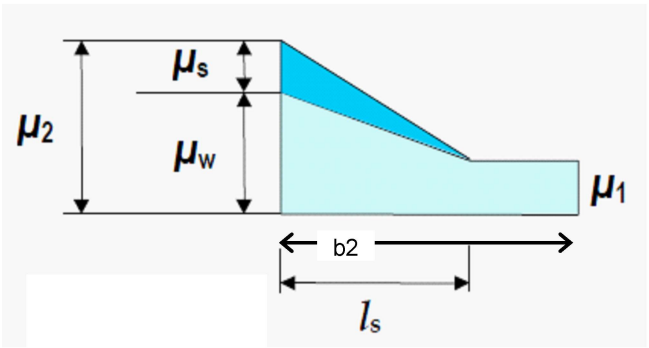



**Figura C3.4.4** Coefficiente di forma per il carico neve – coperture adiacenti a cos

Valore di $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$ (*da adottare*) → $\mu_2$ = 3.45

**CASO DI ASSETTO CON $b_2 \geq l_s$**




| VALORI DA ADOTTARE SULLA LUNGHEZZA $b_2$ | | | |
|---|---|---|---|
| $\mu_2$ = | 3.45 | $l_s$ [m] = | 5.00 |
| $\mu_1$ = | 0.80 | $b_2$ [m] = | 6.00 |

Assumendo la media dei valori min. e max di μ per le due falde si ottiene un valore medio della copertura di μ =2.36

che moltiplicato per *qsk= 1,18 KN/mq da un valore di Qs=2.36x1.18=2,78 KN/mq*

*Quindi come valore del carico neve è stato considerato Qs=2,80 KN/mq*

## *c) Azione del vento – §3.3 D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni'*

| | | | |
|---|---|---|---|
| **AZIONI DEL VENTO CAP. 3.3 NTC 2018** | | | |
| **PRESSIONE DEL VENTO** | | | |
| **CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE** | | | |
| Località Recanati | Comune | Recanati | |
| Altidudine as (slm) | | 300 | m |
| Zona (1-9) | | 3 | |
| Classe rugosità terreno | | A | |
| Categoria di esposizione | | IV | |
| **PRESSIONE DEL VENTO** | | | |
| Velocità base di riferimento quota 0 | | 27 | m/s |
| a0 | | 500 | m |
| ks | | 0.37 | 1/s |
| ca | | 1.00 | |
| Velocità base di riferimento Vb | | 27 | m/s |
| Periodo di ritorno | | 100 | anni |
| Coefficiente di ritorno | | 1.04 | |
| Velocità di riferimento Vr | | 28.06 | |
| Pressione cinetica di riferimento qr | | 0.456 | kN/mq |
| Altezza dal suolo z | | 11 | m |
| Kr | | 0.22 | |
| z0 | | 0.3 | m |
| zmin | | 8.00 | m |
| coefficiente di esposizione Ce | | 1.85 | |
| coefficiente topografico ct | | 1.00 | |
| coefficiente dinamico Cd | | 1.00 | |
| pressione del vento p, a meno del cp | | **0.842** | kN/mq |

**C3.3.10.1 Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve**

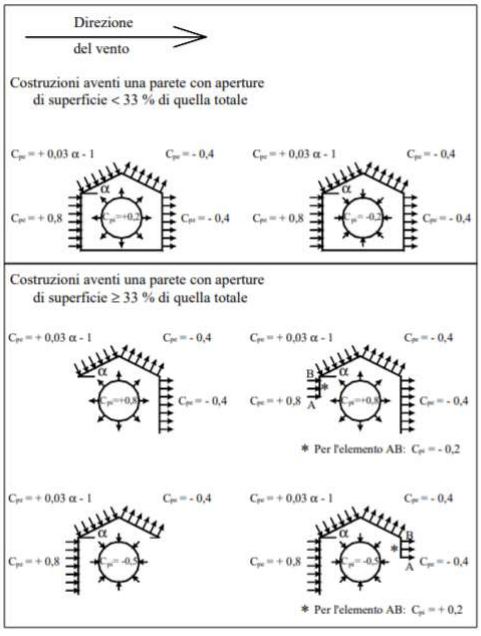



**Figura C3.3.3** Coefficienti di forma per gli edifici.

| | | |
|---|---|---|
| pressione tot. del vento p | 0.842 | kN/mq |
| depressione tot. del vento p | 0.505 | kN/mq |

## *11. Carichi agenti sulle strutture – Analisi dei carichi*

***carichi permanenti (tipo G)***

1. peso proprio della struttura ($G_1$);

Oltre ai pesi propri della struttura $G_1$ automaticamente presi in considerazione dal programma strutturale di calcolo sono stati considerati i seguenti carichi agenti:

2. permanenti ($G_2$);

– pesi permanenti non strutturali edificio

- pesi permanenti sulla loggia in legno ( tavolato e tegole )

***carichi variabili (tipo Q)***

***3. Sovraccarico deposito***

$Qk_1$ – (variabile) – CAT. C3 q= 5,00 kN/m$^2$

4. sovraccarico scale

$Qk_1$ – (variabile) – q= 5,00 kN/m$^2$

5. sovraccarico (ripostiglio scale)

$Qk_1$ – (variabile) – q= 2,00 kN/m$^2$

6. sovraccarico dovuto all'azione della neve ( copertura )

$Qk_2$ – (variabile) – NEVE q = 2,80kN/m$^{2,}$

7. sovraccarico dovuto alla manutenzione

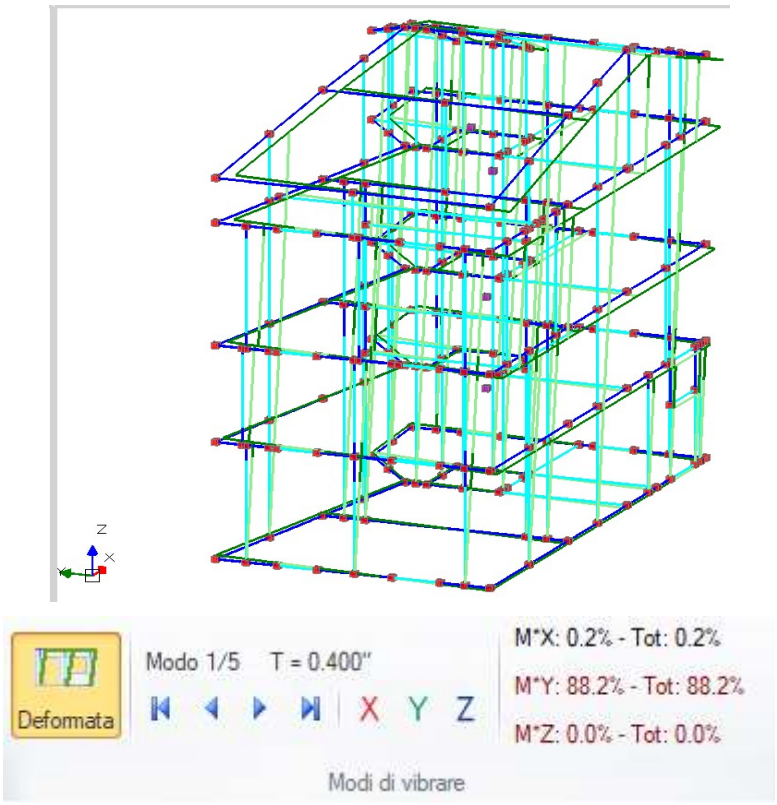
H – (variabile) – q = 0,50kN /m$^{2,}$

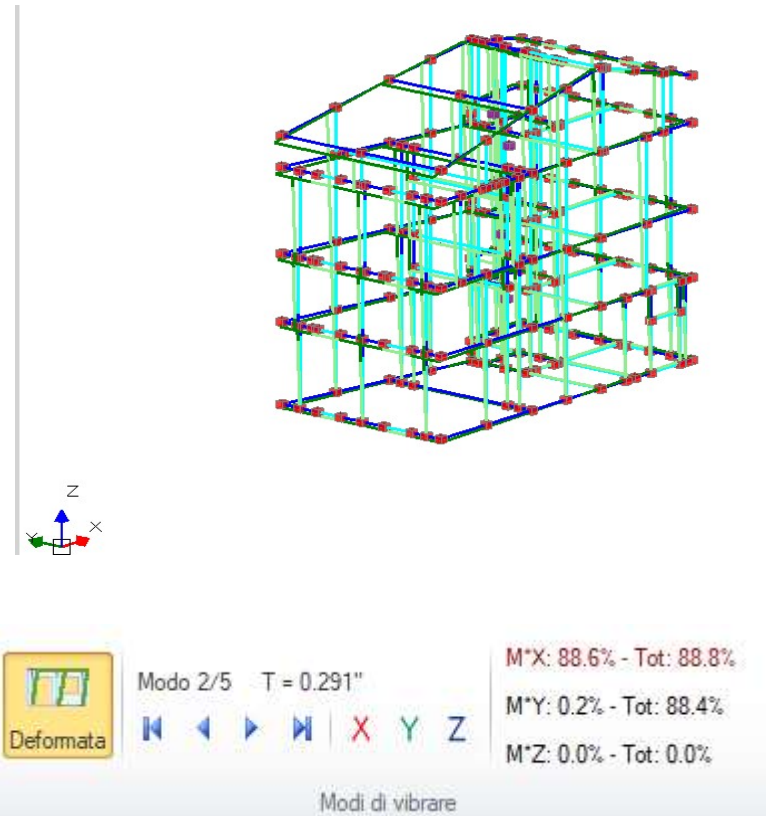
***carichi da sisma ( tipo E)***

8. sollecitazione dovuta al sisma orizzontale

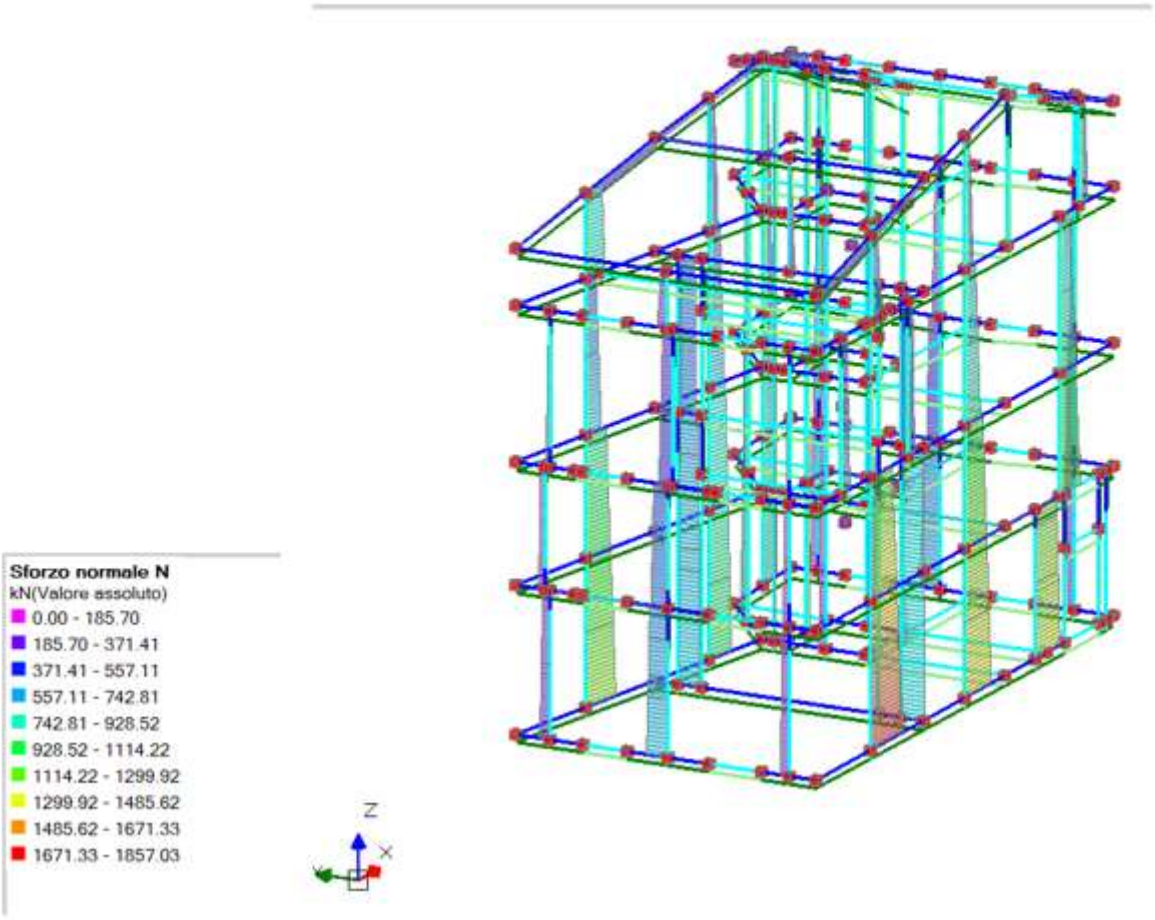
S i allegano di seguito i principali risultati ottenuti dalle analisi con il programma PCM che coincidono con quanto si attendeva dal punto di vista dell'esperienza del progettista:

*MODI DI VIBRARE PRINCIPALI CON DEFORMATE*

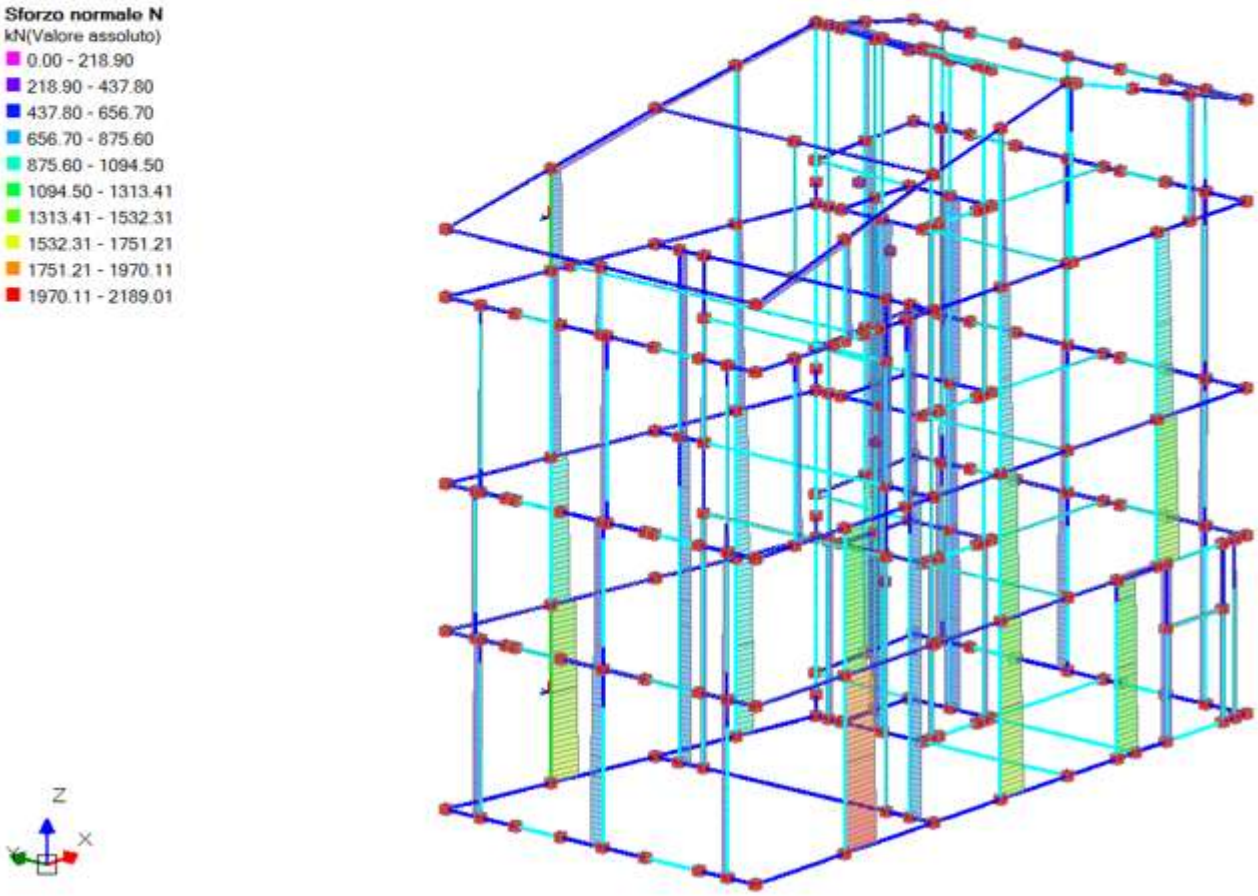


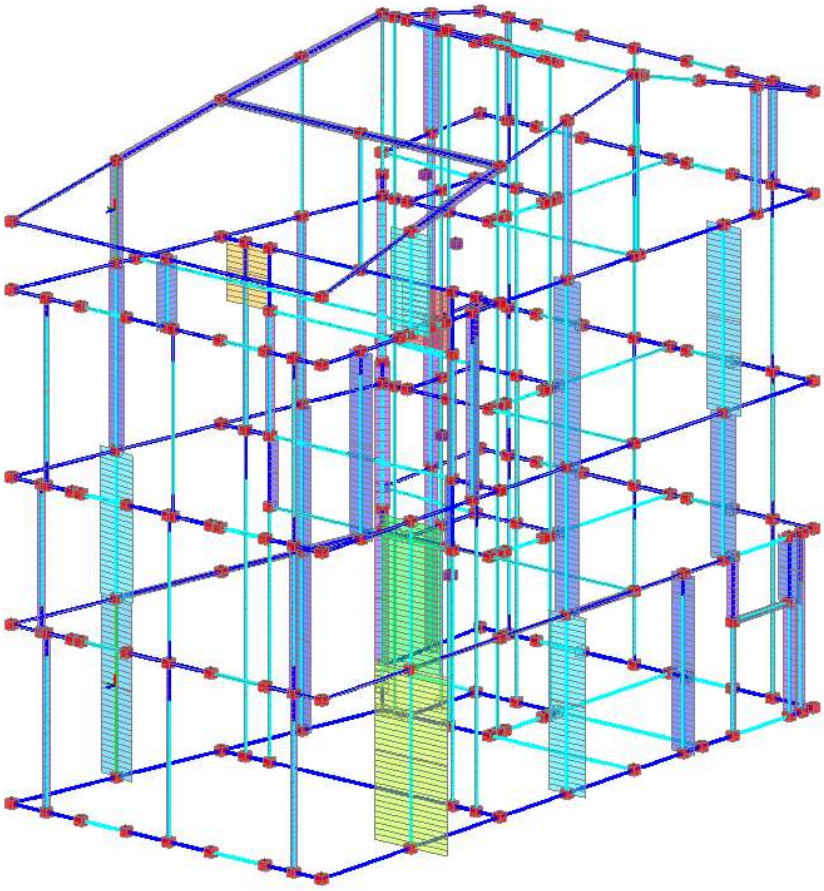
*Statica non sismica*



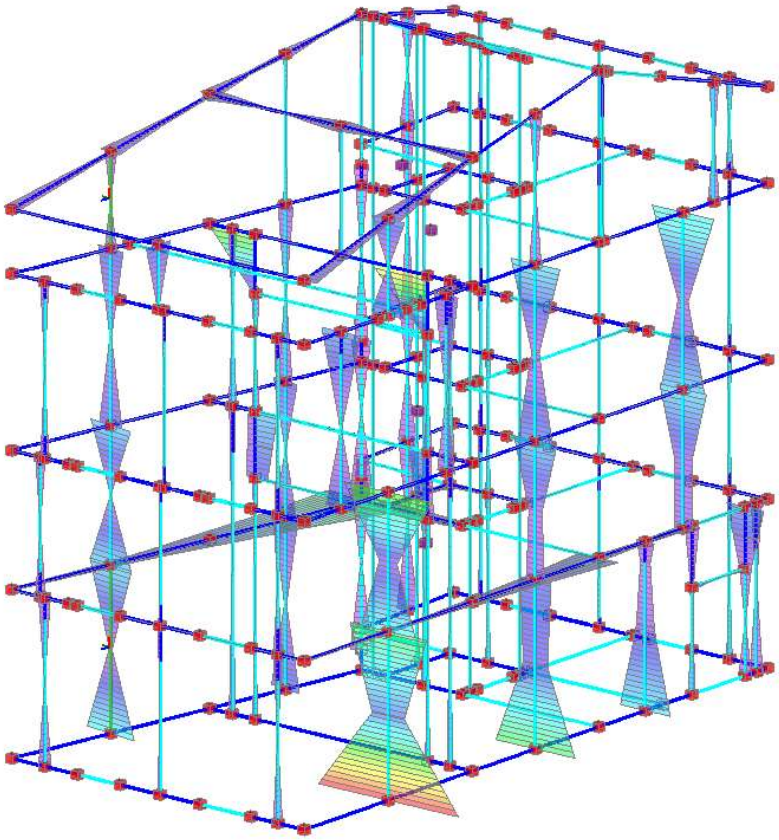
*Dinamica Modale*



**Taglio Ty**
kN(Valore assoluto)
- 0.00 - 35.09
- 35.09 - 70.17
- 70.17 - 105.26
- 105.26 - 140.34
- 140.34 - 175.43
- 175.43 - 210.51
- 210.51 - 245.60
- 245.60 - 280.68
- 280.68 - 315.77
- 315.77 - 350.85



**Momento Mz**
kNm(Valore assoluto)
- 0.00 - 51.86
- 51.86 - 103.72
- 103.72 - 155.58
- 155.58 - 207.44
- 207.44 - 259.29
- 259.29 - 311.15
- 311.15 - 363.01
- 363.01 - 414.87
- 414.87 - 466.73
- 466.73 - 518.59



## Analisi dei carichi sulla struttura

### Carichi STATO PROGETTO EDIFICIO

- SOLAIO DI PIANO IN ACCIAIO QUOTA +5.90

| | | |
|---|---|---|
| G1 | PESO PROPRIO SOLAIO IN ACCIAIO HEA140+ | |
| | LAMIERA GRECATA + SOLETTA ALLEGGERITA 6 CM ( Ps=18 KN/mc) : | 2.20 KN/mq |
| G2 | PERM. N.S. : | |
| | CONTROSOFFITTO : | 0.50 KN/mq |
| | MASSETTO ALLEGGERITOsp. 7 cm : (1000x0.07):= | 0,70 KN/mq |
| | MASSETTO SABBIA CEMENTO sp. 5 cm:= | 1,00 KN/mq |
| | PAV. RESINA:= | 0,050 KN/mq |
| Q | ACCIDENTALI CAT. C3 : | 5,00 KN/mq |

- SOLAIO DI PIANO IN ACCIAIO QUOTA +9.20

| | | |
|---|---|---|
| G1 | PESO PROPRIO SOLAIO IN ACCIAIO HEA140+ | |
| | LAMIERA GRECATA + SOLETTA ALLEGGERITA 6 CM(Ps=18 KN/mc) : | 2.20 KN/mq |
| G2 | PERM. Non .Strutturali . : | |
| | DIVISORI CARTONGESSO : | 0.50 KN/mq |
| | MASSETTO ALLEGGERITO sp. 7 cm : (1000x0.07):= | 0.70 KN/mq |
| | MASSETTO SABBIA CEMENTO sp. 5 cm:= | 1,00 KN/mq |
| | PAV. RESINA:= | 0,050 KN/mq |
| Q | ACCIDENTALI CAT. C3 : | 5.00 KN/mq |

- SOLETTE DI PIANO

| | | |
|---|---|---|
| G1 | PESO PROPRIO SOLETTA IN c.a. SP. 20 CM: | 5,00 KN/mq |
| G2 | PERM. Non Strutturale . : | |
| | DIVISORI CARTONGESSO : | 0,50 KN/mq |
| | MASSETTO ALLEGGERITO sp. 7 cm : (10 x0.07):= | 0,70 KN/mq |
| | MASSETTO SABBIA CEMENTO sp. 5 cm:= | 1,00 KN/mq |
| | PAV. RESINA:= | 0,050 KN/mq |
| Q | ACCIDENTALI CAT. C3 : | 5,00 KN/mq |

- SCALE

| | | |
|---|---|---|
| G1 | PESO PROPRIO SOLETTA IN c.a. SP. 20 CM: | 5,00 KN/mq |
| G2 | PERM. NON STRUTT. GRADINI E PAV. RESINA:= | 1,50 KN/mq |
| Q | ACCIDENTALI CAT. C3 : = | 5,00 KN/mq |

- COPERTURA :

| | | |
|---|---|---|
| G1 | PESO PROPRIO SOLAIO IN ACCIAIO E TAVOLATO : | 0.50 KN/mq |
| G2 | PERM. N.S. : ISOLANTE –OSB-GUAINA E COPPI : | 1.20 KN/mq |
| Q | ACCIDENTALI : NEVE : | 2.80 KN/mq |
| | ACCIDENTALI H : MANUTENZIONE : | 0.50 KN/mq |

## *12. RELAZIONE SUI MATERIALI – Materiali e Resistenze di calcolo*

## CEMENTO ARMATO

### Calcestruzzi

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.2;
UNI ENV 13670-1:2001;
Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
UNI EN 206-1/2006;
UNI 11104.

**Dosatura dei materiali.**

La dosatura minima dei materiali per ottenere è orientativamente la seguente (per $m^3$ d'impasto).

| | |
|---|---|
| sabbia | 0.4 $m^3$ |
| ghiaia | 0.8 $m^3$ |
| acqua | 150 litri |
| cemento tipo 325 | 350 kg/$m^3$ |

**Qualità dei componenti**

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.
La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.
In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).
Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

**Prescrizione per inerti**

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

**Prescrizione per il disarmo**

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

**Provini da prelevarsi in cantiere**

Un prelievo è costituito da 2 provini: n° 2 cubi di lato 15 cm;

un prelievo ogni 100 mc

$\sigma_{c28} >= 3 * \sigma_{c\,adm}$;
Rck 28= Rm – 35 kg/cm$^2$;
Rmin>Rck – 35 kg/cm$^2$

**Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite**

Tabella riassuntiva per vari $R_{ck}$

| $R_{ck}$ | $f_{ck}$ | $f_{cd}$ | $f_{ctm}$ | u.m. |
|---|---|---|---|---|
| 250 | 207.5 | 117.6 | 10.5 | [kg/cm$^2$] |
| 300 | 249.0 | 141.1 | 11.9 | [kg/cm$^2$] |
| 350 | 290.5 | 164.6 | 13.3 | [kg/cm$^2$] |
| 400 | 332.0 | 188.1 | 14.5 | [kg/cm$^2$] |
| 450 | 373.5 | 211.6 | 15.7 | [kg/cm$^2$] |
| 500 | 415.0 | 235.2 | 16.8 | [kg/cm$^2$] |

| $R_{ck}$ | $f_{ck}$ | $f_{cd}$ | $f_{ctm}$ | u.m. |
|---|---|---|---|---|
| 25 | 20.75 | 11.75 | 1.05 | [N/mm$^2$] |
| 30 | 24.90 | 14.11 | 1.19 | [N/mm$^2$] |
| 35 | 29.05 | 16.46 | 1.32 | [N/mm$^2$] |
| 40 | 33.20 | 18.81 | 1.44 | [N/mm$^2$] |
| 45 | 37.35 | 21.16 | 1.56 | [N/mm$^2$] |
| 50 | 41.50 | 23.51 | 1.67 | [N/mm$^2$] |

legenda:

- $f_{ck}$ (resistenza cilindrica a compressione);

  $f_{ck} = 0.83\ R_{ck}$;

- $f_{cd}$ (resistenza di calcolo a compressione);

  $fcd = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$

- $f_{ctd}$ (resistenza di calcolo a trazione);

  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;

  $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;

  $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ per classi ≤ C50/60

  $f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi > C50/60

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);
0.10 mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: 10*10^(-6) °C^(-1).

Viscosità $\varphi$= 1.70.

## DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO

*4.1.2.2.4.2 delle NTC 2018:* ***Condizioni ambientali***

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche ,possono essere suddivise in ordinarie,aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizioned definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**Tabella 4.1.III–***Descrizione delle condizioni ambientali*

| **CONDIZIONIAMBIENTALI** | **CLASSEDI ESPOSIZIONE** |
|---|---|
| Ordinarie | X0, XC1, XC2, XC3, XF1 |
| Aggressive | XC4, XD1,XS1,XA1, XA2, XF2,XF3 |
| Molto aggressive | XD2,XD3,XS2,XS3,XA3, XF4 |

Per le definizioni delle classi di esposizione si rimanda al Prospetto classi di esposizione e composizione **UNI EN 206- 2016** .

*4.1.2.2.4.3 delle NTC 2018:* ***Sensibilità delle armature alla corrosione***

Le armature si distinguono in due gruppi:

-armature sensibili;

-armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

*4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018: Scelta degli stati limite di fessurazione*

NellaTab.4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze soprariportate.

**Tabella 4.1.IV –***Criter idi scelta dello stato limite di fessurazione*

| Gruppidi esigenze | Condizioni ambientali | Combinazione di azioni | Armatura | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Sensibile | | Pocosensibile | |
| | | | Stato limite | $w_d$ | Stato limite | $w_d$ |
| a | Ordinarie | frequente | ap. fessure | $\leq w_2$ | ap. fessure | $\leq w_3$ |
| | | Quasi permanente | ap. fessure | $\leq w_1$ | ap. fessure | $\leq w_2$ |
| b | Aggressive | frequente | ap. fessure | $\leq w_1$ | ap. fessure | $\leq w_2$ |
| | | Quasi permanente | decompressione | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |
| c | Molto aggressive | frequente | Formazione fessure | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |
| | | Quasi permanente | decompressione | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |

$w_1$,$w_2$,$w_3$sono definiti al §4.1.2.2.4.1,ilvaloredi calcolo $w_d$, èdefinitoal§4.1.2.2.4.6 delle NTC 2008.

***C4.1.6.1.3 della Circolare 617/09: Copriferro e interferro***

Con riferimentoal§4.1.6.1.3delleNTC,al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di **ricoprimento di calcestruzzo (copriferro)** deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV,nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella4.1.IV delle NTC.I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura ,barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p.(fili , trecce e trefoli),e del tipo di elemento ,a piastra(solette ,pareti,…)o monodimensionale(travi ,pilastri,…).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa ,pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della TabellaC4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni(Tipo2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC).Per costruzioni con vita nominale di 100anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I)i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10mm.Per classi di resistenza inferiori a $C_{min}$ i valori della tabella sono da aumentare di 5mm.Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri,i

valori della tabella possono essere ridotti di 5mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari,predalles,ecc.),i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

**TabellaC4.1.IV** *Copriferri minimi in mm*

| | | | Barre da c.a. elementi a piastra | | Barre da c.a. Altri elementi | | Cavi da c.a.p. Elementi a piastra | | Cavi da c.a.p. Altri elementi | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_{min}$ | $C_O$ | ambiente | $C \geq C_O$ | $C_{min} \leq C < C_O$ | $C \geq C_O$ | $C_{min} \leq C < C_O$ | $C \geq C_O$ | $C_{min} \leq C < C_O$ | $C \geq C_O$ | $C_{min} \leq C < C_O$ |
| C25/30 | C35/45 | ordinario | 15 | 20 | 20 | 25 | 25 | 30 | 30 | 35 |
| C28/35 | C40/50 | aggressivo | 25 | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |
| C35/45 | C45/55 | molto ag. | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 | 50 | 50 | 50 |

Cmin = classe di resistenza minima del calcestruzzo

Co = classe di resistenza ordinaria del calcestruzzo

*I copriferri minimi per l'edificio in oggetto in c.a., costituito da fondazioni a trave rovescia , setti in c.a. , pilastri travi in c.a. e solette tutte con classe di esposizione XC2-S4, costituita da cls classe C25/30, risultano essere i seguenti :*

fondazione c min 40 mm , pilastri c min35 , setti c min 30 , travi c min 35 , solette c min 30

con classe

| CLASSE | ABBASSAMENTO AL CONO |
|---|---|
| S1 | 10 ÷ 40 mm |
| S2 | 50 ÷ 90 mm |
| S3 | 100 ÷ 150 mm |
| S4 | 160 ÷ 210 mm |
| S5 | ≥ 220* mm |

## Prospetto classi di esposizione e composizione uni en 206-1 (uni 11104 marzo 2004)

| Denom. della classe | *Descrizione dell'ambiente* | **Esempi informativi di situzioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione** | **UNI 9858** | **A/C MAX** | **R'ck min.** | **Dos. Min. Cem. KG.** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 Assenza di rischio di corrosione o attacco | | | | | | |
| ***X0*** | Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto | Interno di edifici con umidità relativa molto bassa.<br>Calcestruzzo non armato all'interno di edifici.<br>Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva.<br>Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico | 1 | --- | 15 | --- |
| 2 Corrosione indotta da carbonatazione | | Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricomprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente. | | | | |
| ***XC1*** | Asciutto o permanentemente bagnato | Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua | 2a | 0,60 | 30 | 300 |
| ***XC2*** | Bagnato, raramente asciutto | Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. | 2a | 0,60 | 30 | 300 |
| ***XC3*** | Umidità moderata | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta | 5a | 0,55 | 35 | 320 |
| ***XC4*** | Ciclicamente asciutto e bagnato | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. | 4a, 5b | 0,50 | 40 | 340 |
| 3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare | | | | | | |
| ***XD1*** | Umidità moderata | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri | 5a | 0,55 | 35 | 320 |
| ***XD2*** | Bagnato, raramente asciutto | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine) | 4a, 5b | 0,50 | 40 | 340 |
| ***XD3*** | Ciclicamente asciutto e bagnato | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto. | 5c | 0,45 | 45 | 360 |
| 4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare | | | | | | |
| ***XS1*** | Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità | 4a, 5b | 0,50 | 40 | 340 |
| ***XS2*** | Permanentemente sommerso | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua | 5c | 0,45 | 45 | 360 |
| ***XS3*** | Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare | 5c | 0,45 | 45 | 360 |
| **5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)** | | | | | | |
| ***XF1*** | Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante | Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua | 4a, 5b | 0,50 | 40 | 320 |
| ***XF2**** | Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante | Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti | 3, 4b | 0,50 | 30 | 340 |
| ***XF3**** | Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante | Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo | 2b, 4b | 0,50 | 30 | 340 |
| ***XF4**** | Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare | Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare | 3, 4b | 0,45 | 35 | 360 |
| **6 Attacco chimico **)** | | | | | | |
| ***XA1*** | Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 | Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue | 5a | 0,55 | 35 | 320 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ***XA2*** | Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 | Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi | 5b | 0,50 | 40 | 340 |
| ***XA3*** | Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 | Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali. | 5c | 0,45 | 45 | 360 |

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: *moderato* occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; elevato alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.
**) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

## SPECIFICHE DI ESECUZIONE DA ADOTTARE PER GLI IMPASTI DEL CLS, LA MESSA IN OPERA, LA MATURAZIONE DEI GETTI E IL DISARMO E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### Confezionamento

Il confezionamento del calcestruzzo, cioè l'impasto dei componenti opportunamente dosati, è un'operazione fondamentale per ottenere la resistenza richiesta. E' necessario anche considerare fattori quali l'immagazzinamento (il cemento deve essere conservato in sacchi o sili, deve essere accuratamente preservato dall'umidità, e impiegato senza stazionare troppo a lungo in cantiere), la dosatura, e la miscelazione dei componenti.

### Getto

Lo scarico del calcestruzzo fornito già confezionato, viene effettuato mediante apposite canalette, se la casseratura è situata a quota più bassa dell'autobetoniera, oppure impiegando pompe montate su autocarro, nel caso di getti a quota superiore, o di casserature di particolare conformazione, oppure difficilmente accessibili.

Durante la fase di getto è necessario evitare la segregazione dei componenti: specialmente nel caso di impasti fluidi, infatti, gli aggregati più grossi tendono a portarsi verso il fondo mentre la parte più fine tende a risalire; è necessario che l'altezza di caduta sia minima e che si riduca la possibilità di urti contro le pareti della cassaforma e l'armatura metallica. In particolare, nel getto di pareti, l'impasto deve essere versato in strati successivi uniformemente disposti in lunghezza.

Per rendere più agevole il distacco del calcestruzzo dalla casseratura al momento del disarmo, le superfici interne delle casseforme devono essere trattate con disarmanti, in modo da ridurre al minimo l'aderenza tra i due materiali. Essi non devono produrre alterazioni del calcestruzzo, e devono essere applicati a spruzzo o con spazzole o rulli, in modo da formare una pellicola di spessore uniforme.

### Costipamento

Il costipamento è un'operazione estremamente importante perché consente di riempire completamente la cassaforma, di inglobare l'armature metallica e di dare la necessaria compattezza al getto. Esso influisce notevolmente anche sulla resistenza del calcestruzzo.

Il costipamento può essere manuale, adatto per impasti fluidi, ovvero meccanico, nel caso di impasti a consistenza umida con un basso rapporto acqua/cemento. I sistemi di vibrazione possono essere per vibrazione interna

(generata da appositi apparecchi ad ago immersi direttamente nella massa del calcestruzzo), vibrazione esterna ( trasmessa all'impasto attraverso la cassaforma grazie a particolari apparecchi fissati al suo esterno).
Le casserature devono essere realizzate in modo da non subire deformazioni per effetto della pressione esercitata dal calcestruzzo allo stato fluido o per altre cause.
Il costipamento deve essere effettuato in modo uniforme e per un periodo di tempo adeguato, senza tuttavia esagerare perché potrebbero iniziare fenomeni di separazione degli aggregati (segregazione). Esso si può considerare concluso quando sulla superficie del getto non affiorano più bollicine d'aria, ma si forma un velo di malta fine di aspetto lucido e uniforme.

**Maturazione**

Sono necessari particolari accorgimenti durante la fase di maturazione: in condizioni normali, la maturazione si compie in un periodo più o meno lungo, al termine del quale il calcestruzzo raggiunge le caratteristiche di resistenza previste. Per ottenere una presa e un indurimento regolari occorre però che il calcestruzzo si trovi a una temperatura non troppo elevata né troppo bassa (20°C) per tutto il periodo e, in particolar modo, nella fase iniziale. Un aumento della temperatura oltre le condizioni normali produce in genere un'accelerazione della presa e dell'indurimento dei getti, senza che ciò pregiudichi il raggiungimento della qualità prevista del calcestruzzo. Una temperatura troppo elevata (>30°C) può però determinare una eccessiva evaporazione superficiale che, sottraendo acqua alla massa dell'impasto, non permette di raggiungere la completa idratazione del cemento. In questa situazione, evidenziata dalla comparsa di una pulverulenza superficiale del calcestruzzo, si ottengono valori di resistenza inferiori a quelli previsti. Una temperatura troppo elevata può inoltre causare un rapido ritiro della massa del getto con la possibile formazione di screpolature superficiali del calcestruzzo. Per evitare questi inconvenienti, durante la stagione estiva o in ambienti troppo caldi, devono essere osservati particolari accorgimenti per ridurre l'evaporazione dell'acqua, quali:

- bagnare abbondantemente, prima del getto, i blocchi forati dei solai ( in modo che il laterizio non sottragga acqua all'impasto), nonchè le casseforme, se sono di legno;
- effettuare frequenti e abbondanti spruzzature, dopo il getto, in modo da mantenere, per quanto possibile, il contatto con l'acqua o con un ambiente a elevato contenuto di umidità. Le condizioni migliori per la maturazione sarebbero quelle in cui si ha il contatto diretto del calcestruzzo con l'acqua;
- coprire i getti con materiali (per esempio sabbia, o con la stessa carta dei sacchi di cemento), che restino imbevuti a lungo di acqua e la mantengono a contatto con il calcestruzzo;
- spruzzare i getti con prodotti atti a formare una pellicola protettiva, oppure coprirli con fogli di plastica, che impediscano l'evaporazione dell'acqua contenuta nelle opere in corso di maturazione;
- eseguire getti nelle ore meno calde della giornata, preferibilmente nelle ore serali.

Gli elementi di calcestruzzo armato maggiormente soggetti all'evaporazione dell'acqua d'impasto sono quelli caratterizzati da una grande estensione superficiale, come i solai; altri elementi, come i pilastri o le pareti, sono meno esposti, essendo a contatto con la cassaforma per la massima parte della loro superficie.
Anche la presenza del vento può determinare un'elevata evaporazione dell'acqua e favorire la formazione di crepe superficiali dovute a un rapido ritiro del calcestruzzo.

Al contrario, un abbassamento della temperatura al disotto delle condizioni normali determina un rallentamento della maturazione del calcestruzzo.
Scendendo a temperature inferiori a 0°C i getti possono subire deterioramenti molto pericolosi, specialmente se l'azione del gelo si manifesta nella fase iniziale di presa e d'indurimento del calcestruzzo. Il gelo produce infatti una disgregazione della massa del materiale, tanto più dannosa quanto minori sono gli spessori degli elementi strutturali interessati.
Se si devono assolutamente continuare i lavori anche in condizioni ambientali sfavorevoli, è quindi necessaria l'adozione dei seguenti accorgimenti adatti per temperature non inferiori a -3°C:

- impiegare cementi a rapido indurimento, caratterizzati da un calore di idratazione più elevato, e aumentare la loro dosatura;
- usare acqua riscaldata e aggregati conservati in ambienti riparati dai rigori dell'ambiente esterno;
- ricorrere ad additivi aeranti, che sviluppino una buona difesa rispetto al gelo, oppure ad additivi anti-gelo, che abbassino il punto di congelamento dell'acqua;
- eseguire i getti nelle ore più calde della giornata (meglio se soleggiate) e successivamente ricoprirli con materiali termoisolanti, che riducano la dispersione del calore di idratazione dalla massa del calcestruzzo.

Occorre tuttavia sottolineare che gli accorgimenti descritti non danno più affidamento quando la temperatura scende al disotto di -3°C: in queste condizioni è buona regola sospendere l'esecuzione dei getti di calcestruzzo.
Gli elementi più esposti al pericolo di deterioramenti causati dal gelo sono quelli che hanno uno spessore limitato e una grande superficie scoperta a contatto con l'aria.

**Disarmo**

Il disarmo consiste nella rimozione delle casserature che hanno contenuto il getto di calcestruzzo durante tutta la fase di maturazione. La decisione di disarmare spetta al Direttore dei Lavori: l'operazione non deve comunque avvenire prima che la resistenza del conglomerato abbia raggiunto il valore necessario in relazione all'impiego della struttura all'atto del disarmo. Inoltre, lo smontaggio della casseratura deve avvenire gradualmente in modo da evitare che gli elementi debbano sopportare sollecitazioni elevate.
In assenza di specifici accertamenti della resistenza del conglomerato, e in normali condizioni esecutive e ambientali di maturazione, è opportuno osservare i tempi minimi di disarmo, da misurare a partire dal giorno del getto, indicati:

- sponde dei casseri di travi e pilastri: 3 giorni
- casserature di solette di luce modesta: 10 giorni
- puntelli e centine di travi, archi e volte: 24 giorni
- elementi strutturali a sbalzo: 28 giorni

E' però buona regola detrarre dal computo dei giorni tutti quelli in cui la temperatura non si è innalzata decisamente al disopra dello zero: in tali giorni si può infatti presumere che il processo di indurimento del calcestruzzo non sia progredito.

La possibilità di accelerare la maturazione del calcestruzzo consente di ridurre i tempi minimi di disarmo.

***Si devono intendere parti integranti delle presenti indicazioni le norme specifiche UNI ENV 13670-1:2001 e le Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.***

## ACCIAIO per C.A.

(Rif. D.M. 17.01.2018, par. 11.3.2)

### ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

**Tabella 11.3.Ia e tensione di progetto**

| | |
|---|---|
| Tensione nominale di snervamento: $f_{y\ nom}$ | 450 N/mm$^2$ |
| Tensione nominale di rottura: $f_{t\ nom}$ | 540 N/mm$^2$ |
| Tensione di progetto:$f_{yd}$ | $f_{yk} / \gamma_S$ = 450 / 1.15 = 391 N/mm$^2$ |

**Tabella 11.3.Ib**

| CARATTERISTICHE | REQUISITI | FRATTILE (%) |
|---|---|---|
| Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ | ≥ $f_{ynom}$ | 5.0 |
| Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ | ≥ $f_{tnom}$ | 5.0 |
| $(f_t/f_y)_k$ | ≥ 1,15<br><1,35 | 10.0 |
| $(f_y/f_{ynom})_k$ | ≤1,25 | 10.0 |
| Allungamento ( Agt)k: | ≥ 7,5% | 10.0 |
| Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:<br>ø <12mm<br>12≤ ø ≤ 16mm<br>per 16< ø ≤ 25mm<br>per 25< ø ≤ 40mm | <br>4 ø<br>5 ø<br>8 ø<br>10 ø | |

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche vale quanto indicato nella norma UNI EN ISO 15630-1:2004.

Diametro delle barre: $6 \leq \phi \leq 40$ mm.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri ≤ 16 mm.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi \leq 16$ mm.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{min}/\phi_{max} \geq 0.6$

## *MURATURA*

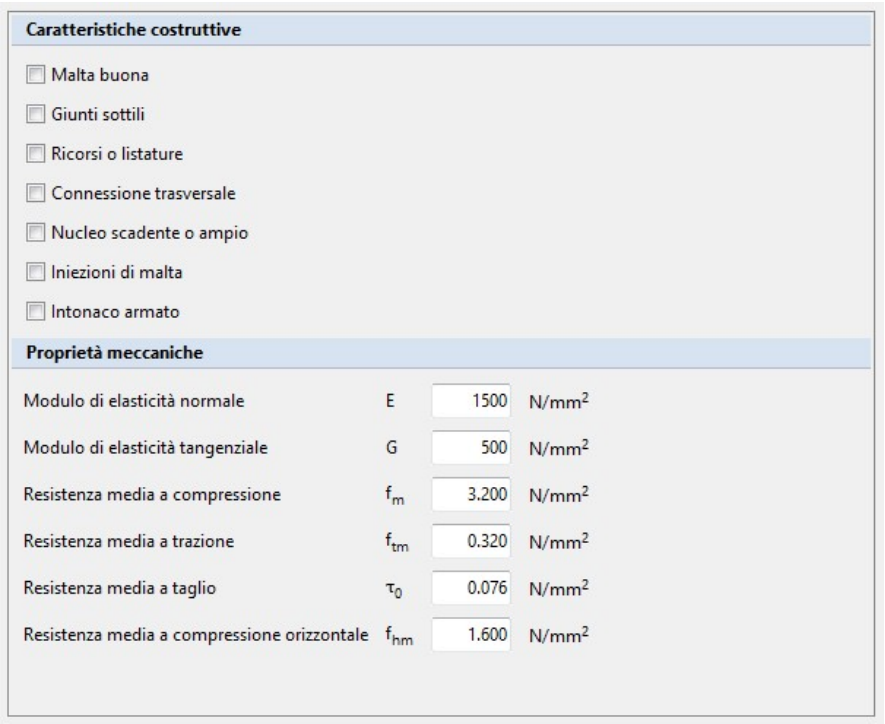
Muratura: muratura in mattoni pieni e malta di calce; spessore: variabile

Livello di conoscenza attribuito: LC2

Fattore di Confidenza: FC=1.20

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche delle murature ante e post operam .

Nella sostanza tutte le murature andranno rivisitate con scuci – cuci ,stilatura giunti coni malta cementizia per migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura . Nella sostanza si assegnano nella fase di progetto per la **muratura** esistente i parametri .




Si è scelto di non applicare i coefficienti correttivi per la muratura esistente a vantaggio di sicurezza anche se , come sopra segnalato , le lavorazioni riguardano anche con con profonda scarnitura e stilatura dei giunti ( coefficiente correttivo 1,5 in analogia alle iniezioni vedi studi del prof. Modena ) : ciò consente di possedere un ulteriore margine di sicurezza da utilizzare eventualmente per la redazione di una variante in corso d'opera .

I parametri di calcolo per la muratura nuova sono quelli sotto riportati :

Muratura nuova

| | | |
|---|---|---|
| w | 18.00 | kN/m³ |
| E | 5300 | N/mm² |
| G | 2120 | N/mm² |
| f,k | 5.300 | N/mm² |
| f,m | 7.571 | N/mm² |
| f,vk0 | 0.200 | N/mm² |
| f,vm0 | 0.286 | N/mm² |
| f,hk | 2.650 | N/mm² |
| f,hm | 3.786 | N/mm² |

(Riferimento D.M. 14.01.2018, par. 11.10)

**PRESCRIZIONI GENERALI**

Caratteristiche minime dei materiali impiegati per la costruzione delle strutture analizzate con la presente relazione, secondo il D.M. 20/11/1987 (e riprese nel D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e DM 17/01/2018 ).

Elementi resistenti in muratura ( p.to 4.5.2.2)

Si applicano le prescrizioni di cui al § 11.10.2

Gli elementi artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa oppure parallele secondo le indicazioni del p.to 4.5.2.2

Gli elementi in laterizio vengono classificati secondo la tab. 4.5 Ia-b per elementi in laterizio e calcestruzzo .

**Tabella 4.4.Ia Classificazione elementi in laterizio**

| Elementi | Percentuale di foratura | Area f della sezione normale del foro |
|---|---|---|
| **Pieni** | Φ</ 15% | F</ 9 cm2 |
| **Semipieni** | 15%</φ</45% | F</12 cm2 |
| **Forati** | 45%</φ</55% | F</15 cm2 |

**Tabella 4.4.Ib – Classificazione elementi in calcestruzzo**

| Elementi | Percentuale di foratura | Area f della sezione normale del foro | |
|---|---|---|---|
| **Pieni** | Φ</ 15% | A</900 cm2 | A>900 cm2 |
| | | F</ 0,10 A | F</0,15 |
| **Semipieni** | 15%</φ</45% | F</ 0,10 A | F</0,15 |
| **Forati** | 45%</φ</55% | F</ 0,10 A | F</0,15 |

**Prove di accettazione rif.**D.M. 14.01.2008 **P.to 11.10.1.1 . Resistenza a compressione rif. P.to 11.10.1.1.1**

Modulo di elasticità normale secante E: $E = 1000 * f_k$

Modulo di elasticità tangenziale secante G: $G = 0.4 * E$

**Parametri caratteristici:**

$f_k$: resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$f_{vk0}$: resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali; $f_{vk0} = 0.7\ f_{vm}$;

$f_{vk}$: resistenza caratteristica a taglio in presenza di tensioni di compressione;

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n;$$

**Valore della $f_k$ per murature in elementi artificiali pieni e semipieni**

| Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm$^2$ | Tipo di malta | | | |
|---|---|---|---|---|
| | M15 | M10 | M5 | M2,5 |
| **2.0** | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| **3.0** | 2.2 | 2.2 | 2.2 | 2.0 |
| **5.0** | 3.5 | 3.4 | 3.3 | 3.0 |
| **7.5** | 5.0 | 4.5 | 4.1 | 3.5 |
| **10.0** | 6.2 | 5.3 | 4.7 | 4.1 |
| **15.0** | 8.2 | 6.7 | 6.0 | 5.1 |
| **20.0** | 9.7 | 8.0 | 7.0 | 6.1 |
| **30.0** | 12.0 | 10.0 | 8.6 | 7.2 |
| **40.0** | 14.3 | 12.0 | 10.4 | -- |

**Valore della $f_k$ per murature in elementi naturali di pietra squadrata**

| Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm$^2$ | Tipo di malta | | | |
|---|---|---|---|---|
| | M15 | M10 | M5 | M2,5 |
| **2.0** | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| **3.0** | 2.2 | 2.2 | 2.2 | 2.0 |
| **5.0** | 3.5 | 3.4 | 3.3 | 3.0 |
| **7.5** | 5.0 | 4.5 | 4.1 | 3.5 |
| **10.0** | 6.2 | 5.3 | 4.7 | 4.1 |
| **15.0** | 8.2 | 6.7 | 6.0 | 5.1 |
| **20.0** | 9.7 | 8.0 | 7.0 | 6.1 |
| **30.0** | 12.0 | 10.0 | 8.6 | 7.2 |
| **≥ 40.0** | 14.3 | 12.0 | 10.4 | -- |

## *MALTA PER MURATURA*

Le malte devono garantire durabilità e quindi non devono contenere sostanze organiche o grassi o terrose od argillose . Le calci aeree devono possedere le caratteristiche tecniche ed i requisiti previsti dalla norma vigente .

Le prestazioni meccaniche delle malte sono quelle indicate nella Tabella 11.10.III

Tabella 11.10.III

| Classe | M 2,5 | M 5 | M 10 | M 15 | M 20 | Md |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Resistenza a compressione N/mm2 | 2,5 | 5 | 10 | 15 | 20 | d |
| D è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm2 dichiarata dal produttore | | | | | | |

Malte a composizione prescritta

| Classe | Tipo di malta | Composizione | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Cemento | Calce aerea | Calce idraulica | Sabbia | pozzolana |
| M 2,5 | Idraulica | -- | -- | 1 | 3 | -- |
| M 2,5 | Pozzolanica | -- | 1 | -- | -- | 3 |
| M 2,5 | Bastarda | 1 | -- | 2 | 9 | -- |
| M 5 | Bastarda | 1 | -- | 1 | 5 | -- |
| M8 | Cementizia | 2 | -- | 1 | 8 | -- |
| M 12 | Cementizia | 1 | -- | -- | 3 | -- |

## Resistenza a compressione

Si fa riferimento DM 17/01/2018

In sede di progetto per la determinazione dei valori di Fk si fa riferimento alla tabella 11.10.V

Tabella 11.10.V – Valori di Fk per murature in elementi artificiali pieni e semipieni ( N/mm2)

| Resistenza a compressione Fbk dell'elemento N/mm2 | TIPO DI MALTA | | | |
|---|---|---|---|---|
| | M15 | M10 | M5 | M 2,5 |
| 2,0 | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
| 3,0 | 2,2 | 2,2 | 2,2 | 2,0 |
| 5,0 | 3,5 | 3,4 | 3,3 | 3,0 |
| 7,5 | 5,0 | 4,5 | 4,1 | 3,5 |
| 10,0 | 6,2 | 5,3 | 4,7 | 4,1 |
| 15,0 | 8,2 | 6,7 | 6,0 | 5,1 |
| 20,0 | 9,7 | 8,0 | 7,0 | 6,1 |
| 30,0 | 12,0 | 10,0 | 8,6 | 7,2 |
| 40,0 | 14,3 | 12,0 | 10,4 | -- |

*Pertanto muratura in laterizio pieno con con $f_{bk}$ maggiore uguale 10,0 N/mm²*

*e malta M10 a prestazione garantita.*

Per murature in elementi naturali si assume una resistenza Fbk = 0,75 Fbm con Fbm resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata .

Il valore della resistenza Fk può essere dedotto dalla Fbk e dalla classe di appartenenza della malta tramite la tabella 11.10.VI.

**Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali**

Si fa riferimento al p.to 11.10.3.2 DM 14/01/2008.

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio si determina su n campioni ( n>/6) con confezioni secondo norme UNI EN 1052-3;2007 e , per quanto applicabile , UNI EN 1052-4;2001

La resistenza caratteritisca Fvko sarà dedotta dalla resistenza media Fvm con la relazione Fvko= 0,7 Fvm.

**Stima della resistenza a taglio**

In sede di progetto , per le murature con elementi pieni o sempieni si può fare riferimento per il valore Fvko alla tabella 11.10.VII ( valida per murature con giunti compresi tra 5 e 15 mm ( per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare ; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni .

Tabella 11.10.VII – resistenza a taglio in assenza di tensioni normali Fvko ( valori in N/mm2 )

| Tipo di elemento resistente | Resistenza caratteristica a compressione Fbk dell'elemento | Classe di Malta | Fvko |
|---|---|---|---|
| Laterizio pieno o sempieno | Fbk> 15 | M10</M</M20 | 0,30 |
| | 7,5<Fbk</15 | M5</M</M10 | 0,20 |
| | Fbk</7,5 | M 2,5</M</M5 | 0,10 |
| Calcestruzzo : Silicato di calcio ; cemento Autoclavato ; Pietrav naturale squadrata | Fbk> 15 | M10</M</M20 | 0,20 |
| | 7,5<Fbk</15 | M5</M</M10 | 0,15 |
| | Fbk</7,5 | M 2,5</M</M5 | 0,10 |

## Resistenza caratteristica a taglio

In presenza di tensioni di compressione la resistenza caratteristica ataglioFvk è definita come resistenza dell'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la relazione

$F_{vk} = F_{vko} + o,4\ \sigma_n$

Con:

Fvko resistenza a taglio in assenza di carichi vertcali

$\sigma_n$tensione media normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica

Per elementi resitenti artificiali semipieni o forati deve essere soddisfatta la relazione

$F_{vk} </ F_{vk,lim} = 1,4\ F_{.bk}$ segnato

Con :

$F_{vk,lim}$= valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo

$F_{bk}$ segnato valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro, da ricavare secondo le modalità descritte nella norma della serie UNI EN 771

## *ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA*

Riferimento p.to 4.2 DM 17/01/2018

### Acciaio laminato

Gli acciai di uso generale a caldo devono appartenere ai gradi da S235 ad S460 conformemente ai requisiti di du cui al § 11.3.4 . Nel caso in esame si utilizza un acciaio di qualità S 275

I valori di snervamento Fyk e di rottura Ftk sono desumibili dalle presenti tabelle

Tabella 11.3.IX . Laminati a caldo con profili a sezione aperta

| NORME E QUALITA' ACCIAI | Spessore nominale dell'elemento | | | |
|---|---|---|---|---|
| | t</40 mm | | 40 mm<t</80 mm | |
| | Fyk (N/mm2) | Ftk /N/mm2) | Fyk (N/mm2) | Ftk /N/mm2) |
| UNI EN 10025-2 | | | | |
| S235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S355 | 355 | 510 | 335 | 470 |
| S450 | 440 | 550 | 420 | 550 |
| UNI EN 10025-3 | | | | |
| S 275 N/NL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 N/NL | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 N/NL | 420 | 520 | 390 | 520 |
| S 460 N/NL | 460 | 540 | 430 | 540 |
| UNI EN 10025-4 | | | | |
| S 275 M/ML | 275 | 370 | 255 | 360 |
| S 355 M/ML | 355 | 470 | 335 | 450 |
| S 420 M/ML | 420 | 520 | 390 | 500 |
| S 460 M/ML | 460 | 540 | 430 | 530 |
| UNI EN 10025-4 | | | | |
| S 235 W | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 355 W | 355 | 510 | 335 | 490 |

Tabella 11.3.IX . Laminati a caldo con profili a sezione cava

| NORME E QUALITA' ACCIAI | Spessore nominale dell'elemento | | | |
|---|---|---|---|---|
| | t</40 mm | | 40 mm<t</80 mm | |
| | Fyk (N/mm2) | Ftk /N/mm2) | Fyk (N/mm2) | Ftk /N/mm2) |
| UNI EN 10210-I | | | | |
| S235 H | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S275 H | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S355 H | 355 | 510 | 335 | 490 |
| | | | | |
| S 275 NH/NHL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 NH/NLH | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 NH/NLH | 420 | 540 | 390 | 520 |
| S 460 NH/NLH | 460 | 560 | 430 | 550 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| UNI EN 10219-1 | | | | |
| S 235 H | 235 | 360 | | |
| S275 H | 275 | 430 | | |
| S 355 H | 355 | 510 | | |
| | | | | |
| S 275 NH/NHL | 275 | 370 | | |
| S 355 NH/NHL | 355 | 470 | | |
| | | | | |
| S 275 MH/MLH | 275 | 360 | | |
| S 355 MH/MLH | 355 | 470 | | |
| S 420 MH/MLH | 420 | 500 | | |
| S 460 MH/MLH | 460 | 530 | | |

## Definizione di acciai laminati ( Rif. P.to 11.3.4.2 )

Gli acciai laminati di uso generale per la realizzazione di strutture metalliche e per le strutture composte comprendono:

prodotti l lunghi( laminati mercantili ( angolari , L,T,piatti ed altri prodotti di forma ) ; travi ad ali parallele del tipo HE ed IPE , Travi IPN ; laminati ad U

prodotti piani ( lamiere e piatti , nastri )

profilati cavi ( tubi prodotti a caldo )

prodotti derivati ( travi saldate , profilati a freddo , tubi saldati , lamiere grecate )

## Controlli sui prodotti laminati ( rif. P.to 11.3.4.1)

Rif. P.to 11.3.4.10 i centri di trasformazione sono i centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo , i centri di prelavorazione di componenti strutturali , le officine di produzione di elementi strutturali di serie e le officine per la produzione di bulloni e chiodi I cenrti di trasformazione devono possedere i requisiti di cui al pto 11.3.1.7

## Acciaio per strutture saldate( rif. P.to 11.3.4.4 )

Gli acciai per strutture saldate devono soddisfare le condizioni di cui al pto 11.3.4.1.

Il processo di saldatura dovrà avvenire con il procedimento dell'arco elettrico secondo le norme UNI EN ISO 4063:2001 .

I saldatori dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 287-1:2004 . I controlli saranno eseguiti dal Direttore dei Lavori e dal Collaudatore e saranno del tipo distruttivo o non distruttivo , in aggiunta a quello visivo al 100% : per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi volumetrici e cioè a raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione .

## Bulloni e chiodi ( rif. P.to 11.3.4.6 )

I bulloni devono essere conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001 associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII

Tabella 11.3.XII.a

| | Normali | | | Alta resistenza | |
|---|---|---|---|---|---|
| Vite | 4.6 | 5.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
| Dado | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 |

Le tensioni di snervamento Fyb e di rottura Ftb delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII. a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII. b

Tabella 11.3.XII. b

| **Classe** | 4.6 | 5.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|---|---|---|---|---|---|
| Fyb (N/mm2) | **240** | **300** | **480** | **649** | **900** |
| Fyb (N/mm2) | **400** | **500** | **600** | **800** | **1000** |

## Bulloni per giunzioni ad attrito ( rif. P.to 11.3.4.6.2 )

I bulloni per giunzioni ed attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tab. 11.3.XIII Viti e dadi , devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII

Tab. 11.3.XIII

| Elemento | Materiale | Riferimento |
|---|---|---|
| Viti | 8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1:2001 | UNI EN 14399:2005 parti 3 e 4 |
| Dadi | 8-10 secondo UNI EN 20898-2 :1994 | |
| Rosette | Acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 Temperato e rinvenuto HRC 32:40 | UNI EN 14399:2005 parti 5 e 6 |
| Piastrine | Acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 Temperato e rinvenuto HRC 32:40 | |

## Controlli di accettazione in cantiere( rif. P.to 11.3.4.11.3 )

I controlli , demandati al Direttore dei Lavori , sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le indicazione di cui al p.to 11.3.3.5.3 ( relativo ai centri di produzione ) effettuando un prelievo di 3 saggi ogni 30 T per ogni lotto di spedizione di massimo 30 T . Qualora la fornitura provenga da un centro di trasformazione il Direttore dei Lavori , dopo essersi accertato che il centro di produzione possiede i requisiti previsti al pto 11.3.1.7 può recarsi presso il Centro ed effettuare in stabilimento i controlli di cui sopra . Il prelievo viene eseguito dal Direttore Tecnico di

Stabilimento secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori : quest'ultimo deve assicurare mediante sigle , etichettature indelebili ecc che i campioni inviati al laboratorio siano quelli effettivamente prelevati , nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove . Per i prelievi , prove valgono le disposizioni di cui al pto 11.3.3.5.3

### Classe di esecuzione

*È il progettista che ha il compito di definire la classe di esecuzione della struttura, così come è solito che definisca la classe di trattamento superficiale o altre caratteristiche proprie dell'opera e del contesto in cui viene realizzata. La classe di esecuzione viene definita come un insieme classificato di requisiti specificati per l'esecuzione delle opere nel loro insieme, per un singolo componente o per un dettaglio di un componente. La scelta della classe di esecuzione di una struttura/componente/dettaglio (EXC1, EXC2, EXC3, o EXC4) dovrebbe essere fatta prima dell'inizio della costruzione e dovrebbe basarsi su criteri di affidabilità, sul tipo di struttura/componente/dettaglio e sulla tipologia di carico di progetto, ovvero è un compito del progettista*

*La classe di esecuzione prevista è la EXC3*

### Riepilogo proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale

Modulo Elastico: E = 2.100.000 kg/cm$^2$ (210.000 N/mm$^2$)
Coefficiente di Poisson: $\nu$ = 0.3
Modulo di elasticità trasversale: G = E / [2*(1+$\nu$)] (N/mm$^2$)
Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha$ = 12*10$^{-6}$ per °C$^{-1}$ (per T <100°C)
Densità: $\rho$ = 7850 kg/m$^3$

**Caratteristiche minime dei materiali**

| | S235 | S275 | S355 | S440 |
|---|---|---|---|---|
| **tensione di rottura** | 360 N/mm$^2$ | 430 N/mm$^2$ | 510 N/mm$^2$ | 550 N/mm$^2$ |
| **tensione di snervamento** | 235 N/mm$^2$ | 275 N/mm$^2$ | 355 N/mm$^2$ | 440 N/mm$^2$ |

Nel caso in esame si utilizza acciaio tipo S275 e bulloni ad alta resistenza classe 8.8.

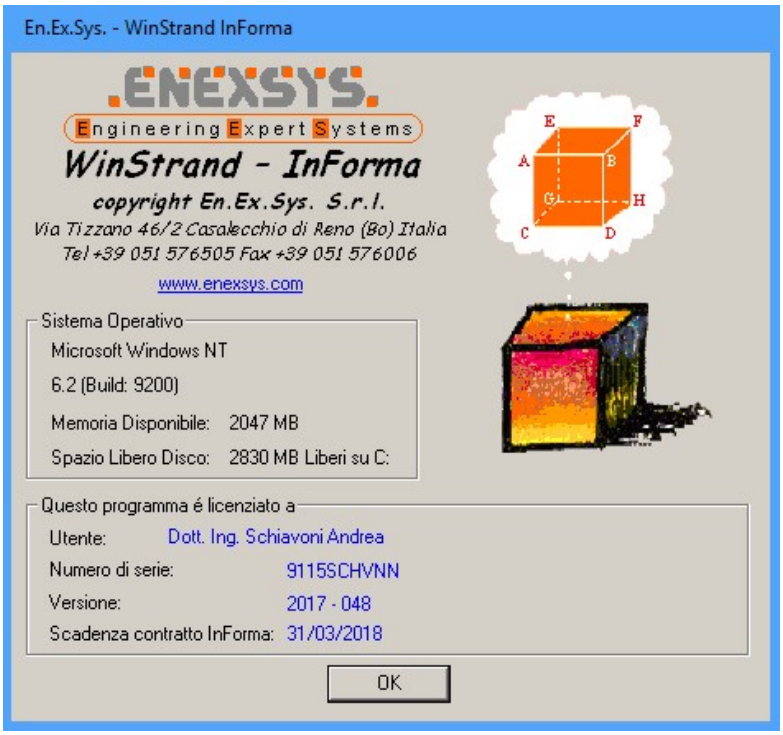
## 13. Prestazioni attese al collaudo

Lo stato tensionale dei singoli elementi resistenti e le deformazioni strutturali sotto l'azione dei carichi di esercizio dovranno essere prossimi e non superiori ai valori che emergono dall'analisi numerica.
Nel corso della prova non dovranno prodursi lesioni o deformazioni che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera.

## 14. Software di calcolo

a) Software di calcolo utilizzato per le strutture in muratura

b) *Software di calcolo utilizzato per le strutture in c.a.*




*d) Utilizzo e affidabilità dei codici di calcolo*

Sono state valutate l'affidabilità dei codici di calcolo e le loro idoneità per lo specifico campo di applicazione, le basi teoriche e gli algoritmi impiegati per il calcolo, nonché le modalità utilizzate dal produttore per la validazione del codice.

Dai risultati emersi emersi dall'elaborazione risulta che questi sono congrui a quelli ottenuti dai calcoli di massima effettuati manualmente in occasione del predimensionamento delle strutture in progetto.