

**Publiacqua**

## PROGETTO ESECUTIVO

Comune di SCARPERIA

*Titolo progetto:*

**Nuova centrale di potabilizzazione "Autodromo", serbatoio di accumulo, centrale di pompaggio, e collegamenti acquedotto e fognatura.**

*Titolo elaborato:*

**Relazione Tecnica - Opere Strutturali**

 **INGEGNERIE TOSCANE**

Elaborato

Scala

P.O.T

PROGETTO N° / ODI

**7148**

xxx/xxx

**e.A.5**

DATA

Luglio 2011

ARCHIVIO INFORMATICO

|||||/|||

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
IN PROGETTAZIONE  
Dott. Ing. Mario RUTA

PROGETTAZIONE E DIREZINE LAVORI  
GRANDI PROGETTI  
IL RESPONSABILE:  
Dott. Ing. Alessandro FRITTELLI

PROGETTISTI:

PROGETTISTA OPERE IDRAULICHE, ELETTRICHE  
E STRUTTURALI

Dott. Ing. Giovanni SIMONELLI

COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE:

Opere Idrauliche:

Dott. Ing. Alessio CRIACHI  
Dott. Ing. Manuela BONSIGNORI  
Dott. Ing. Beatrice SALANI  
Dott. Ing. Simone TARABELLA

Opere Geotecniche e Strutture:

Dott. Ing. Nicola MAINARDI  
Dott. Geol. Carlo FERRI

Opere Elettriche e automazione

P. Ind. Paolo BASTIANONI

**INGEGNERIE TOSCANE s.r.l.**

Sede Firenze  
Via Da noli 4-50132-FIRENZE  
Cod.Fisc. e P.I.V.A. 06111950488  
Progettazione e Lavori Grandi Progetti



ISO 9002 Cert. n° 3232/0

C.S.P.:

Dott. Ing. Manuela BONSIGNORI

04	20/07/11	<b>ADEGUAMENTO REVISIONE DEL 20/07/2011</b>	N.MAINARDI	A.MASSINI,V.LAPUCCI,A.FRITTELLI	G.SIMONELLI
03	30/06/11	<b>PRIMA STESURA PROGETTO ESECUTIVO</b>	N.MAINARDI	A.MASSINI,V.LAPUCCI,A.FRITTELLI	G.SIMONELLI
02	19/11/07	<b>EMISSIONE PER PROGETTO DEFINITIVO</b>	F.ANDREI	A.MASSINI	A.FRITTELLI
00	30/05/07	<b>EMISSIONE PER PROGETTO PRELIMINARE</b>	F.ANDREI	A.MASSINI	A.FRITTELLI
Rev.	Data	Descrizione/Motivo della revisione	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

**IMPORTANTE : Proprietà riservata di Publiaqua ; Vietata la Riproduzione e la Diffusione.**

## **Nuova Centrale di Potabilizzazione “Autodromo” Scarperia (FI)**

**Progetto Esecutivo**

### **Sommario**

<i>Relazione Tecnica Specialistica illustrativa dell’Intervento Strutturale .....</i>	2
<i>Materiali impiegati e prestazioni meccaniche attese .....</i>	6
<i>Acciaio in barre da c.a.....</i>	6
<i>Calcestruzzo per getti in opera .....</i>	7
<i>Caratteristiche dell’Acciaio per Strutture Metalliche .....</i>	8
<i>Opere in Muratura Portante .....</i>	9
<i>Legno Strutturale .....</i>	10
<i>Normativa di Riferimento.....</i>	13
<i>Descrizione del Modello Strutturale – Analisi con software tecnico scientifico CDS .....</i>	14
<i>Criteri adottati per la schematizzazione della struttura .....</i>	14
<i>Schema strutturale e vincoli adottati.....</i>	15
<i>Modello di Calcolo adottato – Metodi di calcoli.....</i>	17
<i>Identificazione del Software di Calcolo Strutturale .....</i>	20
<i>SOFTWARE UTILIZZATO: .....</i>	20
<i>Motivazione della scelta del codice di calcolo .....</i>	20
<i>Grado di affidabilità del codice di calcolo.....</i>	21
<i>Unità di Misura.....</i>	21
<i>Tolleranze 21</i>	
<i>Sistemi di Riferimento .....</i>	21
<input type="checkbox"/> <i>Sistema Globale della struttura spaziale.....</i>	21
<input type="checkbox"/> <i>Sistema Locale delle Aste.....</i>	22
<input type="checkbox"/> <i>Sistema Locale dell’elemento Shell.....</i>	22
<input type="checkbox"/> <i>Convenzioni sui segni .....</i>	22
<i>Esami dei Risultati e Controlli.....</i>	22
<i>Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità .....</i>	22
<i>Valutazione della sicurezza, condizioni e combinazioni di carico, prestazioni della struttura.....</i>	24
<i>Fascicolo dei calcoli strutturali.....</i>	35
<i>Azioni sulla costruzione.....</i>	35
<i>Distanza tra costruzioni contigue – giunto sismico tra i due corpi strutturali dell’edificio principale.....</i>	36
<i>Verifica della Copertura Linea.....</i>	37
<i>Verifica della scala metallica – (dimensionamento della situazione più critica) .....</i>	41
<i>Verifiche per gli elementi non strutturali - (tamponamenti) .....</i>	42

### Relazione Tecnica Specialistica illustrativa dell'Intervento Strutturale

Il presente documento ha come oggetto lo studio ed il calcolo strutturale di tipo esecutivo delle opere necessarie alla realizzazione della nuova centrale di potabilizzazione acqua da realizzare nel *Comune di Scarperia* presso l'ex base CAVET. La committenza, nonché proprietaria delle strutture da realizzare è la società *Publiacqua S.p.A.*. Detta costruzione sarà utilizzata dalla committenza e verrà impiegata quale centrale di trattamento acqua potabile.

La centrale di potabilizzazione non sarà presidiata da operatori e tecnici, ma verranno effettuate controlli quotidiani per l'efficienza del trattamento, che si uniranno a quelli continui di telecontrollo.

L'impianto si compone di un blocco centrale e di alcuni volumi tecnici, in parte interrati, in parte fuori terra.

Per il blocco centrale si prevede un'altezza massima, intesa come distanza tra la quota del terreno del piazzale prospiciente e la linea di gronda, di circa *11.0 m*, con una superficie utile linda interessata di *1.200 mq*. Il volume massimo si attesta attorno ai *8.000 mc*. La superficie coperta, intesa come proiezione sul piano orizzontale dei fili esterni di tutti gli elementi perimetrali di un manufatto edilizio, esclusi quelli senza sovrastanti corpi chiusi, compreso gli aggetti, è di circa *1.000mq*.

Sotto il profilo prettamente strutturale, l'intervento in parola prevede la realizzazione di due distinti corpi strutturali tra loro strutturalmente indipendenti, e costituiti rispettivamente:

- *CORPO C1*.centrale di potabilizzazione di forma irregolare composta dalla zona filtri e locali vasche, sviluppata complessivamente in un solo piano fuori terra
- *CORPO C2*.porzione centrale a pianta rettangolare di dimensioni pari a circa *14.85x4.70 m* sviluppato in due piani fuori terra

La relazione illustra le ipotesi generali poste alla base del calcolo strutturale dei suddetti corpi di fabbrica; prospetta ed indica le scelte tecniche, tecnologiche e tipologiche della compagine strutturale che li compone; specifica la qualità e le caratteristiche meccaniche dei materiali previsti nella realizzazione della struttura nonché le modalità di esecuzione ed assemblaggio delle singole componenti.

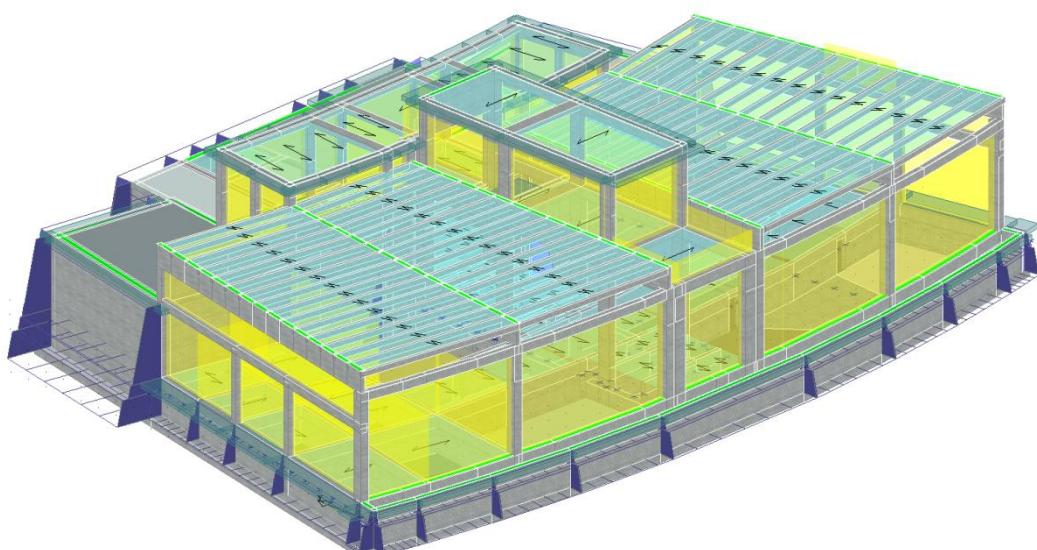
- ***Corpo C1***. Rappresenta la porzione di intervento con dimensioni ed importanza maggiore sia sotto il profilo architettonico e funzionale, sia sotto l'aspetto strutturale. La costruzione si sviluppa principalmente in un solo piano fuori terra con una porzione laterale interrata ma è presente un vano tecnico interrato esteso all'intera superficie all'interno del quale vengono alloggiate le tubazioni degli impianti tecnici. Il corpo verrà realizzato con una fondazione di tipo superficiale a platea posta alla quota di circa *-1.80 m* dal piano di campagna e che costituisce, previa messa in opera di massetto di pendenza, il piano di appoggio dei filtri e delle tubazioni degli impianti. La struttura in elevazione, incastrata nella platea di fondazione, è caratterizzata da uno scheletro indipendente di travi e pilastri in c.a. unito a setti portanti verticali, in c.a. in opera, che costituiscono anche le pareti di delimitazione delle vasche di accumulo. La copertura è composta, per la parte della zona filtri, da una struttura in legno lamellare - composta da travi principali, travicelli, e sovrastante tavolato in legno – appoggiata alle strutture verticali in c.a., mentre le coperture dei rimanenti locali sono di tipo piano realizzate con solette piene in c.a. e/o solai semiprefabbricati di tipo predalles. Sulla platea verranno realizzati dei setti in c.a. aventi la funzione di irrigidire la fondazione stessa e creare la struttura di appoggio dei piani di calpestio che costituiscono i camminamenti; quest'ultimi verranno realizzati con solai piano semiprefabbricati di tipo predalles.
- ***Corpo C2***. Rappresenta la porzioni centrali del fabbricato sviluppata in due piani fuori terra di cui, il piano terra quale zona di ingresso alla centrale ed il piano primo quale locale quadri elettrici. La struttura è realizzata con uno scheletro indipendente in c.a. composto da pilastri e travi realizzato in opera. I solai di calpestio del piano primo e di copertura presentano struttura di tipo semiprefabbricato predalles. Il collegamento tra i vari piani viene garantito mediante scale in acciaio di tipo autoportante. La struttura in elevazione del *corpo C2* risulta indipendente dal *corpo C1* per la presenza su tutto il perimetro di un giunto sismico.
- ***Opere esterne***. Oltre al fabbricato principale è prevista la realizzazione di una serie di opere strutturali di sistemazione esterna consistenti essenzialmente in opere di sostegno di rilevati. Queste sono composte da muri di sostegno di altezza variabile fino ad un massimo di *3.60 m*; la tipologia adottata è quella di muro a mensola in c.a. con fondazione a suola rettangolare di varie dimensioni e spessore e paramento verticale di spessore variabile in relazione all'altezza da un minimo di *cm 20* ad un massimo di *cm 30*.

La costruzione si completa in elevato da sistemi di tamponamento in laterizio e/o blocchi spartiti in cls privi di rilevanza strutturale o da ampie finestre vetrate.

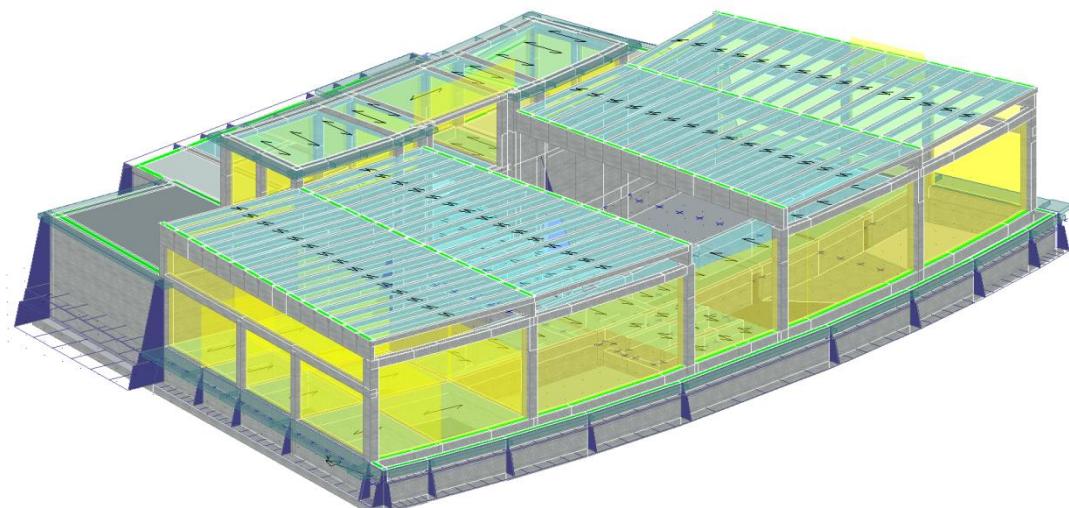
I solai di calpestio del piano terra sono stati dimensionati per un sovraccarico accidentale di  $600 \text{ kg/mq}$  ad eccezione dei camminamenti carribili dimensionati per un sovraccarico accidentale di  $2000 \text{ kg/mq}$ .

Il solaio di copertura del locale pompe è stato dimensionato per un sovraccarico accidentale di  $1000 \text{ kg/mq}$  mentre i rimanenti solai di copertura, aventi la sola funzione di sostenere il carico neve sono stati dimensionati per un sovraccarico accidentale di  $135 \text{ kg/mq}$ .

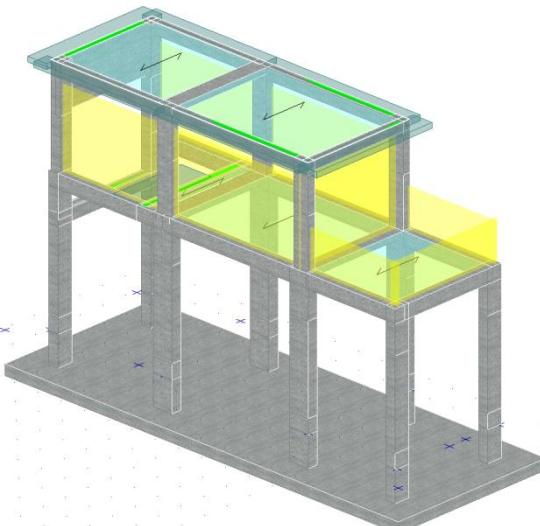
Sotto il profilo sismico la struttura è stata classificata come dissipativa in entrambe le direzioni con classe di duttilità bassa "CDB". Il fattore di struttura con il quale sono stati selezionati e definiti gli spettri di progetto e conseguentemente svolte tutte le computazioni e le verifiche sismiche è definito in dettaglio nei paragrafi successivi.



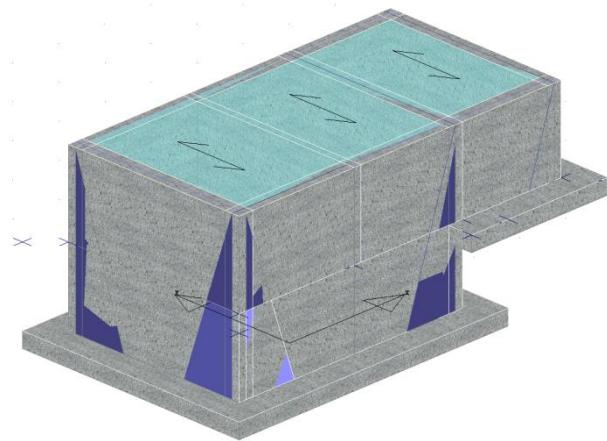
Vista assonometrica del corpo complesso strutturale della centrale (Corpo C1+Corpo C2)



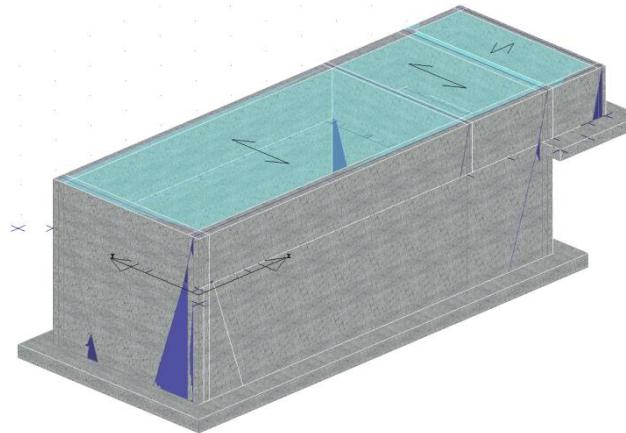
Vista assonometrica del corpo complesso strutturale della centrale (Corpo C1)



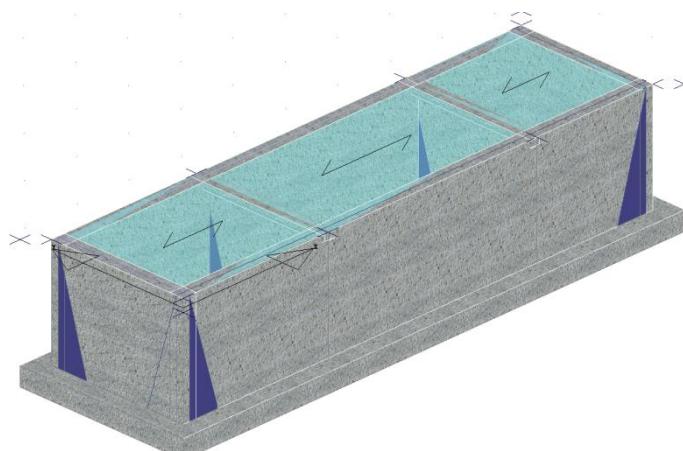
Vista assonometrica del corpo complesso strutturale della centrale (Corpo C2)



Vista assonometrica del pozzetto di sollevamento acqua grezza



Vista assonometrica del pozzetto di scarico acque di lavaggio



Vista assonometrica del pozzetto di scarico acque di lavaggio

La struttura sono state dimensionate e verificate, nei suoi elementi portanti, determinando le sollecitazioni massime, opportunamente combinate, indotte dai carichi verticali e dall'azione sismica.

Per il calcolo delle sollecitazioni la struttura è stata oggetto di una analisi dinamica agli elementi finiti come meglio indicato nei paragrafi successivi.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici che meglio illustrano quanto precedentemente descritto. Per il calcolo e la verifica degli elementi strutturali si è fatto riferimento alle regole canoniche della *Scienza e della Tecnica delle Costruzioni* nonché alla vigente normativa.

Il quadro normativo di riferimento è quello del D.M. 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e della relativa circolare esplicativa 02 febbraio 2008 n° 617.

### Materiali impiegati e prestazioni meccaniche attese

I Materiali ed i vari Prodotti necessari per la realizzazione delle *componenti strutturali* del Progetto dovranno attenersi ai consueti canoni di selezione e scelta riportati in *Normativa*. Si ritiene comunque necessario sottolineare che essi dovranno essere:

- identificati univocamente a cura del *Produttore*;
- qualificati sotto la responsabilità del *Produttore*;
- accettati dal *Direttore dei Lavori* mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Le prove su materiali e prodotti devono generalmente essere effettuate da:

- *laboratori di prova notificati ai sensi dell'art.18 della Direttiva n.89/106/CEE*;
- *laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001*;
- *altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature, appositamente abilitati dal Servizio Tecnico Centrale*.

I produttori di materiali, prodotti o componenti dovranno dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante dovranno essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

### Acciaio in barre da c.a.

#### Tipo di acciaio: B450C

Caratteristiche	requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.00
Tensione caratteristica di rottura	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.00
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $< 1.35$	10.00
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$\leq 1.25$	
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5 \%$	
<i>Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche</i>		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 Ø	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 Ø	
per $16 \leq \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 Ø	
per $25 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 Ø	

Le barre sono caratterizzate dal *diametro*  $\Phi$  della barra tonda liscia *equipesante*, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a  $7,85 \text{ kg/dm}^3$ .

L'acciaio per cemento armato *B450C* è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli e deve rispettare i requisiti indicati nelle seguenti tabelle.

$$\begin{aligned} e_{yd} &= f_{yd} / E_s \\ e_{su} &= 1\% \\ f_{yd} &= f_{yk}/g_s \\ \sigma_s &= 0,8 f_{yk} \end{aligned}$$

Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a rottura dell'acciaio a trazione	$f_t$	540	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[ $\cdot$ ]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	206000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{yd}$	0.001957	[ $\cdot$ ]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\varepsilon_{su}$	0.01	[ $\cdot$ ]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[N/mm <sup>2</sup> ]

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (*staffe, ferri piegati, ecc.*) o preassemblati (*gabbie di armatura, ecc.*) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare 330 mm. I tralicci sono dei componenti reticolari composti con barre ed assemblati mediante saldature. Gli elementi base devono avere diametro  $\Phi$  che rispetta la limitazione:  $6 \text{ mm} \leq \Phi \leq 16 \text{ mm}$ . Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci deve essere:  $\Phi_{\min}/\Phi_{\max} \geq 0,6$ .

### Calcestruzzo per getti in opera

#### **Tipo di calcestruzzo: C28/35, rif. UNI ENV 1992-1-1**

Nel Presente Progetto è stato impiegato un calcestruzzo C28/35. Le Caratteristiche Meccaniche del Calcestruzzo sono di seguito riportate e seguono le formulazioni classiche della normativa italiana vigente.

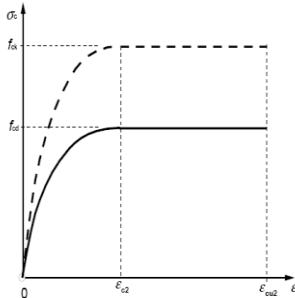
$$\begin{aligned}
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 \\
 f_{ctm} &= 0,3 f_{ck}^{2/3} \\
 f_{ctm} &= 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0,7 f_{ctm} \\
 f_{ctk;0.95} &= 1,3 f_{ctm} \\
 E_{cm} &= 22[f_{cm}/10]^{0.3} && \text{in [GPa]} \\
 \varepsilon_{cI} &= 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0.53} \\
 \varepsilon_{cu} &= 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4 \\
 f_{cd} &= \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \\
 f_{ctd} &= f_{ctk;0.05} / \gamma_c \\
 \sigma_{c,caratt.} &= 0,6 f_{ck} \\
 \sigma_{c,q.p.} &= 0,45 f_{ck}
 \end{aligned}$$

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35.00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28.00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.50	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36.00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.80	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0.05}$	1.90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0.95}$	3.60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308	[N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{cI}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	<b>15.87</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	<b>1.29</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	<b>16.80</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	<b>12.60</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

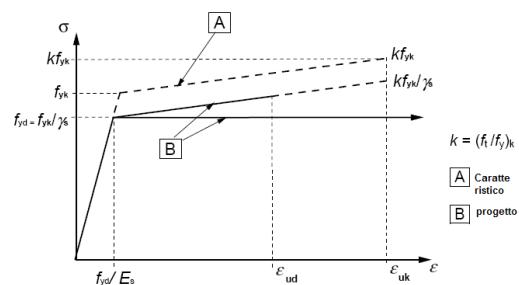
- **Classe di consistenza:** S4-S5 (a seconda della specifica destinazione)
  - S4 (consistenza fluida – slump da 160 a 210 mm) → per le strutture entro e fuori terra in genere;
  - S5 (consistenza superfluida – slump ≥ 220 mm) → per le parti di calcestruzzo a vista e di modesto spessore e per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura;
- **Classe di esposizione:**
  - XC3 (protezione contro corrosione armatura indotta da carbonatazione – umidità moderata:  $a/c_{\max} = 0,55$ ; dosaggio minimo di cemento (kg/m<sup>3</sup>) = 320 (280)) → per le strutture entro e fuori terra in genere;
  - XC2 (protezione contro corrosione armatura indotta da carbonatazione – bagnato, raramente asciutto:  $a/c_{\max} = 0,60$ ; dosaggio minimo di cemento (kg/m<sup>3</sup>) = 300 (280)) → per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura;
- **Copriferro:**
  - 4.0 cm → per le pareti perimetrali dei serbatoi;
  - 3.5 cm → per le strutture entro e fuori terra in genere;
- **Tipo di aggregato:** normale, di origine naturale o artificiale;
- **Dimensione dell'aggregato:** diametro massimo circa 20 mm;

- Qualità dei componenti.** La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmosa, terrose e di salsedine. La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a circa 20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee,
- Prescrizioni:** utilizzare cemento pozzolanico CEMIV secondo UNI EN 197-1 → per le parti di calcestruzzo a vista e di modesto spessore e per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura.

**Legami costitutivi:** I modelli di calcolo utilizzati per i materiali componenti il c.a. risultano rappresentativi della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo  
(parabola-rettangolo)



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.  
(elastico-perfettamente plastico o incrudente o duttilità limitata)

### Caratteristiche dell'Acciaio per Strutture Metalliche

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte sono stati utilizzati acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), recanti la Marcatura CE. In assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$  da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali  $f_y = R_{eH}$  e  $f_t = R_m$  riportati nelle relative norme di prodotto.

In sede di progettazione sono stati assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	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 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

La scelta, tra l'altro tipica, sul tipo di acciaio da carpenteria da impiegare per la parte metallica è stata quella di utilizzare l'acciaio S275 e S355, di cui in seguito ne riportiamo un estratto:

Modulo di elasticità dell'acciaio	$E$	$210000$	[MPa]
Modulo di elasticità trasversale dell'acciaio	$G$	$E/2(1+\nu)$	[MPa]
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0.30	
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha$	$1.2 \cdot 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$

Specifiche per acciai da carpenteria in zona sismica

Trattandosi di costruzione in zona sismica l'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni, oltre ad essere conformi ai requisiti riportati nelle norme sulle costruzioni metalliche, deve ulteriormente rispettare le seguenti regole addizionali, da applicarsi alle membrature confluenti nelle zone dissipative:

- rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura  $f_{tk}$  (nominale) e la tensione di snervamento  $f_{yk}$  (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura A5, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima  $f_{y,max}$  deve risultare  $f_{y,max} \leq 1,2 f_{yk}$ ;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

Coefficienti di sicurezza

I coefficienti di sicurezza da adottare per la determinazione della resistenza di progetto delle membrature e per la verifica di stabilità sono riportati in seguito:

- Resistenza delle Sezioni di classe 1-2-3-4:  $\gamma_{M0} = 1.05$
- Resistenza all'Instabilità delle Membrature:  $\gamma_{M1} = 1.05$
- Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori):  $\gamma_{M2} = 1.15$

Bulloni e Dadi

I bulloni ed i dadi - conformi per le caratteristiche dimensionali 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., Nello specifico è stato scelto di utilizzare:

- Bulloni: classe: 8.8
- Dadi: classe: 8

	Normali			Alta Resistenza	
Vite Dado	4.6 4	5.6 5	6.8 6	8.8 <u>8</u>	10.9 10

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenuti alle classi indicate nella seguente tabella

classe	Normali			Alta Resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$F_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	639	900
$F_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti, per il rifollamento delle piastre collegate, per il precarico dei bulloni, etc..., si adottano i fattori parziali indicati nel seguito:

- Resistenza dei bulloni:  $\gamma_{M2} = 1.25$
- Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo:  $\gamma_{M2} = 1.25$
- Resistenza dei piatti di contatto:  $\gamma_{M2} = 1.25$
- Precarico dei bulloni ad alta resistenza:  $\gamma_{M7} = 1.10$

Opere in Muratura PortanteTipo di muratura : muratura in blocchi semipieni e malta cementizia

Gli elementi in muratura dovranno essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e recanti la marcatura CE secondo il sistema di attestazione indicato nella CATEGORIA II (attestazione della conformità 4). In generale si devono rispettare le seguenti indicazioni di composizione della muratura indicata.

- Malta per muratura. La malta per muratura dovrà garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e dovrà essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 recante marcatura CE.

#### *Malta a prestazione garantita*

- Resistenza media a compressione ( $f_m$ ) della malta M 5:

$$f_m = 5.0 \text{ N/mm}^2$$

#### *Malta a composizione prescritta*

classe	Tipo di malta	Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M5.0	Bastarda	1	-	1	5	-

- *Durabilità:* per garantire la durabilità è necessario che i componenti della miscela della malta non contengano sostanze organiche o grassi o terrose o argillose.

- Elementi in laterizio per muratura. Blocchi semipieni

- Percentuale degli eventuali vuoti ( $\phi = 100 \cdot F/A$ , dove  $F$  è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti,  $A$  è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro):  $\phi < 45\%$
- Eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- Resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ), calcolata sull'area al lordo delle forature:  $f_{bk} \approx 15 \text{ N/mm}^2$

- Muratura. Per le murature, composte da elementi artificiali pieni o semipieni il valore di  $f_k$  può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta. I valori riportati si riferiscono a murature con giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15mm.

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura ( $f_k$ ):
- Modulo di elasticità longitudinale ( $E$ ):
- Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ ):

$$f_k \approx 6.0 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 1000 f_k$$

$$G = 0.4 E$$

La determinazione della resistenza di compressione di progetto è stata determinata in condizioni ordinarie facendo riferimento a:

- muratura con elementi resistenti di categoria II;
- malta a composizione prescritta o prestazione garantita (come sopra specificato);
- classe di esecuzione 2;
- coefficiente di sicurezza
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura ( $f_k$ ):
- Resistenza di calcolo a compressione della muratura ( $f_d$ ):

$$\gamma_M = 3.0$$

$$f_d \approx 3.6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d \approx 1.2 \text{ N/mm}^2$$

#### Legno Strutturale

Nel presente progetto sarà utilizzato legno lamellare incollato per uso strutturale. La produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera. Oltre alla documentazione sulle proprietà fisico-meccaniche, ogni fornitura dovrà essere accompagnata, a cura del produttore, da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Tali caratteristiche dovranno essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni applicabili di cui alla *marcatura CE*.

- Proprietà dei materiali. I valori caratteristici di resistenza, del modulo elastico, della massa volumica e delle altre proprietà caratterizzanti in materiale sono determinati con un frattile del 5% e seguendo le indicazioni specifiche del § 11.7 delle NTC. Nello specifico è stato impiegato un legno con classe di resistenza GL24h.

Proprietà di Resistenza (N/mm <sup>2</sup> )	Classe di resistenza GL24h	
Flessione	$f_{m,k}$	24.0
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	16.5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.4
Compressione parallela	$F_{c,0,k}$	24.0
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.7

Taglio	$f_{v,k}$	2.7
--------	-----------	-----

Proprietà di Rigidezza ( $kN/mm^2$ )	Classe di resistenza GL24h	
Modulo di Elasticità medio parallela	$E_{o,mean}$	11.6
Modulo di Elasticità parallelo al 5%	$E_{o,05}$	7.4
Modulo di Elasticità medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	0.37
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	0.69

Massa Volumica ( $kg/m^3$ )	Classe di resistenza GL24h	
Massa Volumica	$\rho_k$	380

Per una corretta analisi del valore tensionale di resistenza delle membrature in legno è necessario definire la "classe di servizio" e la "classe di durata del carico", poiché influenzati dalla durata del carico e dal livello di umidità.

In riferimento alla classe di servizio è stato assunto:

- *Classe di servizio* Classe 2  
*(classe caratterizzata da una umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di circa 20° e una umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno)*

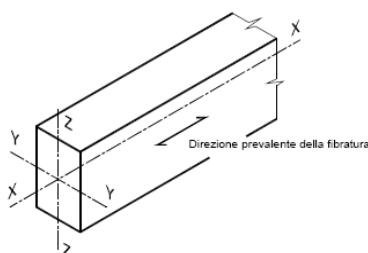
In riferimento alla classe di durata del carico si è fatto riferimento a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita utile della struttura. Per una *azione variabile* la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali. Ai fini del calcolo si può assumere che:

- *il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengano alla:* permanente;  
*classe di durata*
- *i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengano alla:* lunga;  
*classe di durata*
- *i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengano alla:* media;  
*classe di durata*
- *il sovraccarico da neve riferito al suolo ( $q_{sk}$ ), calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito, nello specifico:* breve.  
*classe di durata*
- *l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengano alla:* istantanea.  
*classe di durata*

A vantaggio della sicurezza e per rapidità nello svolgimento dei calcoli si adotta un valore di  
classe di durata del tipo "media durata"

In base alle due classificazioni si sono determinati i valori dei coefficienti  $K_{mod}$  e  $K_{def}$ . In dettaglio:

$K_{mod}$	0.80
$K_{def}$	0.80



Il coefficiente parziale di sicurezza è stato assunto secondo normativa:  
*coefficiente di sicurezza*

In via generale le *verifiche tensionali* si riferiranno a legno massiccio avente direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Il *valore di calcolo*  $X_d$  di una proprietà del materiale (*trazione, compressione, ecc...*) è stato calcolato con la seguente relazione generale:

$$X_d = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} X_k$$

$X_k$  - è il valore caratteristico della proprietà del materiale o della resistenza del collegamento;

$\gamma_M$  - è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

$k_{mod}$  - è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.

- Resistenza di calcolo a flessione ( $f_{m,d}$ ):
- Resistenza di calcolo a taglio ( $\tau_{v,d}$ ):

$$f_{m,d} \approx 13.24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} \approx 1.49 \text{ N/mm}^2$$

La deformabilità di una struttura, dovuta agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, dovranno essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

La deformazione del legno non può prescindere dalla natura del materiale e, possedendo un comportamento reologico, si è resa necessaria una valutazione separata dei contributi deformativi indotti da carichi istantanei o comunque di breve durata e da azioni permanenti o di lunga durata.

La deformazione istantanea è stata calcolata usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature. La deformazione a lungo termine è stata calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$ , per le membrature.

- Modulo di elasticità medio ridotto ( $E_{o,mean,rid}$ ):  $E_{o,mean,rid} \approx 6444 \text{ N/mm}^2$

- Durabilità del Legno lamellare. Al fine di garantire alla struttura adeguata durabilità sono stati analizzati i seguenti aspetti ed adottando in fase di realizzazione idonei provvedimenti atti alla loro protezione.

- la destinazione d'uso della struttura;
- le condizioni ambientali prevedibili;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni del materiale;
- la forma degli elementi strutturali ed i particolari costruttivi;
- la qualità dell'esecuzione ed il livello di controllo della stessa;
- le particolari misure di protezione;
- la probabile manutenzione durante la vita presunta.

### Normativa di Riferimento

Per il calcolo e la verifica degli elementi strutturali siano essi in elevato sia in fondazione si è fatto riferimento alle regole canoniche della scienza e tecnica delle costruzioni nonché alla normativa vigente. Di seguito si riporta un elenco delle normative principali e di riferimento.

- **Legge 5 Novembre 1971 n° 1086**

Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- **D.M. 14 Gennaio 2008**

Norme Tecniche per le Costruzioni.

- **Circ. Min. 2 Febbraio 2009, n. 617**

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli *EuroCodici strutturali*, di seguito citate nelle parti di maggior interesse per il presente progetto:

- **Criteri generali di progettazione strutturale**

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

- **Progettazione delle strutture in calcestruzzo**

Eurocodice 2

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- **Progettazione delle strutture in acciaio**

Eurocodice 3

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

- **Progettazione delle strutture in legno**

Eurocodice 5

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

- **Progettazione delle strutture in muratura**

Eurocodice 6

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

- **Progettazione geotecnica**

Eurocodice 7

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

- **Progettazione delle strutture per la resistenza sismica**

Eurocodice 8

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

**Descrizione del Modello Strutturale** – Analisi con software tecnico scientifico CDS**Criteri adottati per la schematizzazione della struttura**

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare le componenti strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi beam a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite (*modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali*).

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in *analisi di tipo non lineare* potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli:

- *Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;*
- *Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione;*
- *Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche. (per le analisi sismiche di tipo PUSHOVER con le modalità previste dal D.M. 14/01/2008 e s.m.i.)*

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (*lastra*) che flessionale (*piastra*). Tale elemento finito di tipo *isoparametrico* è stato modellato con *funzioni di forma polinomiale* che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del *metodo FEM*. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla *forma e densità della MESH*. Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Le verifiche sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (*ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica*), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (*forze e momenti*) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (*muro a taglio, trave di accoppiamento, etc..*).

Nel modello sono stati tenuti in conto i *disassamenti* tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti sono stati tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi *SHELL*.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine. Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute sia con *analisi statiche equivalenti* sia con *analisi dinamiche modali*.

I vincoli tra gli elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. Il modello di calcolo ha tenuto conto dell'*interazione suolo-struttura* schematizzando le fondazioni superficiali (*con elementi plinto, trave o piastra*) su suolo elastico alla *Winkler*. Nel caso di *fondazioni profonde* i pali vengono modellati sia per le azioni verticali che trasversali modellando il terreno alla *Winkler* in funzione del modulo di reazione orizzontale. Nel caso delle *strutture isolate alla base* gli isolatori sono stati modellati come elementi a due nodi a comportamento *elasto-viscoso* deformabili sia a taglio che assialmente.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo *elastico lineare*.

Il *modello di calcolo* utilizzato è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

Schema strutturale e vincoli adottati

Il calcolo è stato eseguito considerando la *struttura nella sua tridimensionalità*, tenendo in considerazione gli elementi strutturali interagenti fra loro in relazione allo schema statico adottato ed all'effettivo comportamento della membratura nella realtà.

*Con tale filosofia di analisi è stato implementato un modello globale ove sono inserite tutte le principali compagini resistenti e le membrature preposte alla resistenza statica e sismica. Tutti gli elementi portanti sono tra di loro connessi con vincoli di tipo incastro ad eccezione di quanto diversamente indicato.*

Nella modellazione degli elementi resistenti sono stati inseriti tutti quelli aventi funzione strutturale statica e sismica delle tre costruzioni costituenti il progetto definitivo dell'opera. Ogni elemento strutturale, ad eccezione di sistemi di supporto locale dei sistemi di tamponamento è stato giudicato meritevole di modellazione e pertanto rappresentato ed inserito nel *modello FEM* rappresentativo del comportamento strutturale.

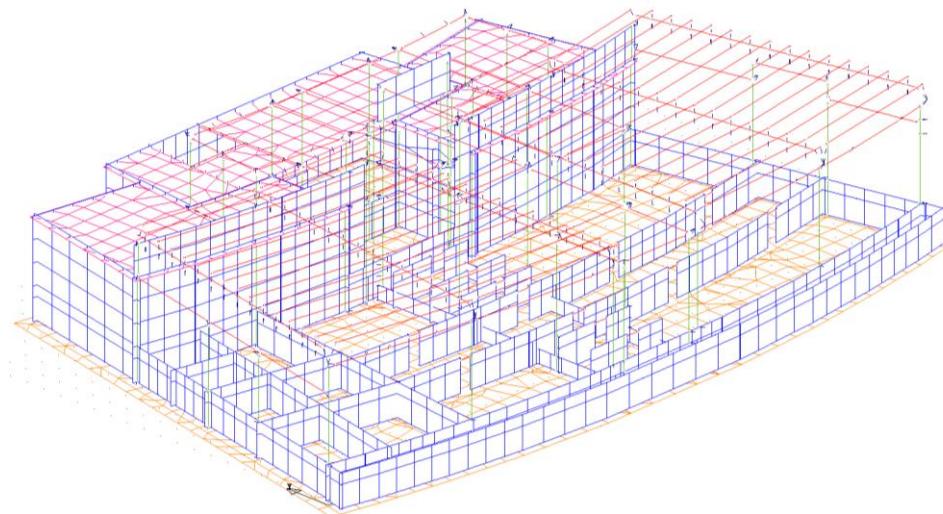
Le *entità rappresentanti la struttura portante dell'Edificio Principale* sono:

- Fondazioni:
  - Platea di fondazione: modellati con: elementi shell
  - Nervature di irrigidimento della platea: modellati con: elementi shell
- Pareti di contenimento interrato, muri di sostegno e setti delle vasche:
  - Setti in c.a. a sezione costante in altezza modellati con: elementi shell
- Colonne in c.a. dei telai resistenti sismicamente:
  - Elementi in c.a. con sezione rettangolare: modellati con: elementi beam
- Travi in c.a. dei telai resistenti sismicamente:
  - Elementi in c.a. con sezione rettangolare: modellati con: elementi beam
- Travi secondarie in c.a. della struttura principale:
  - Elementi in c.a. con sezione rettangolare: modellati con: elementi beam
- Colonne metalliche dei telai secondari:
  - Profilati doppio simmetrici a sezione aperta: modellati con: elementi beam
- Travi metalliche dei telai secondari:
  - Profilati doppio simmetrici a sezione aperta: modellati con: elementi beam
- Travi lignee principali della copertura curva in legno:
  - Travi a sezione rettangolare variabile ad asse curvilineo: modellati con: elementi beam
- Travi lignee secondarie della copertura curva in legno:
  - Travi a sezione rettangolare costante ed asse rettilineo: modellati con: elementi beam
- Travi metalliche secondarie degli impalcati in elevato:
  - Profilati doppio simmetrici a sezione aperta per il supporto di orizzontamenti a grigliato: modellati con: carichi esplicativi
- Travi metalliche secondarie delle scale principali e secondarie di comunicazione tra i vari locali:
  - Profilati simmetrici a sezione aperta per il supporto dei gradini in lamiera o grigliato: modellati con: elementi beam
- Impalcati di piano e/o di copertura:
  - Solai semiprefabbricati tipo "predalles" con soletta in c.a. gettata in opera: modellati con: carichi esplicativi
- Impalcati di piano e/o di copertura:
  - Solai pieni a piastra in c.a. gettata in opera: modellati con: elementi shell
- Tamponamenti perimetrali dell'edificio:
  - Muratura in blocchi di laterizio semipieno tipo Poroton 700s e malta cementizia e blocchi di cls spilitto: modellati con: carichi esplicativi

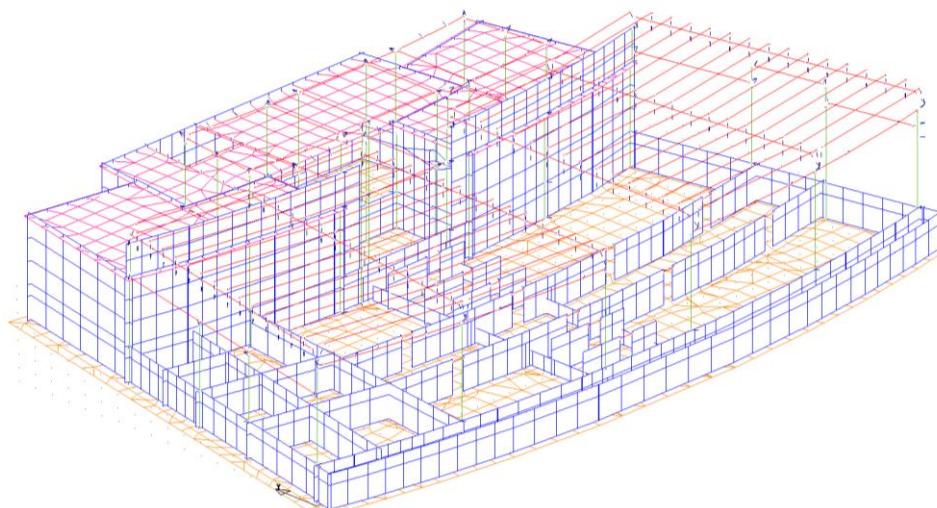
Le membrature sopra descritte sono mutuamente e reciprocamente incastrate tra loro salvo ove espressamente specificato e riportato nell'allegato fascicolo dai calcoli. Nello specifico sono schematizzate come aste incernierate:

- Travi secondarie di piano;
- Travi principali in legno lamellare;
- Travi secondarie in legno lamellare

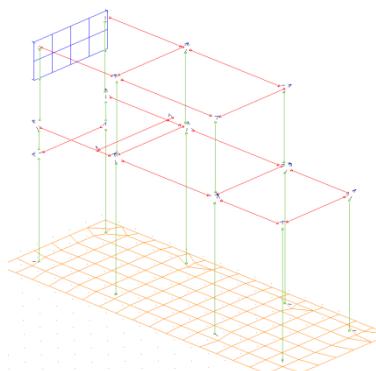
Per riprodurre al meglio lo schema statico spaziale della struttura il corpo centrale indipendente del fabbricato principale è stato analizzato sismicamente ipotizzando uno squilibrio della posizione delle tamponature tale da indurre un comportamento del corpo in parola con meccanismo limite dissipativo di piano soffice.



Vista assonometrica del modello spaziale dell'edificio principale (corpo vasca e filtri e corpo centrale)



Vista assonometrica del modello spaziale dell'edificio principale (corpo vasca e filtri)



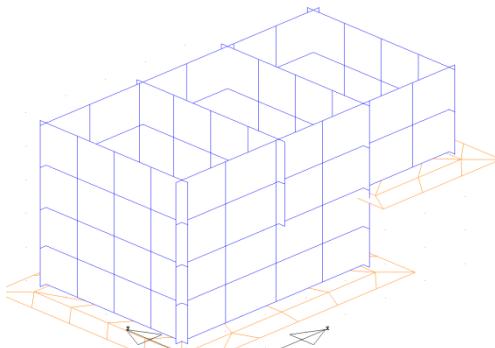
Vista assonometrica del modello spaziale dell'edificio principale (corpo centrale)

Le entità rappresentanti la struttura portante dei **Pozzetti** con varia destinazione sono:

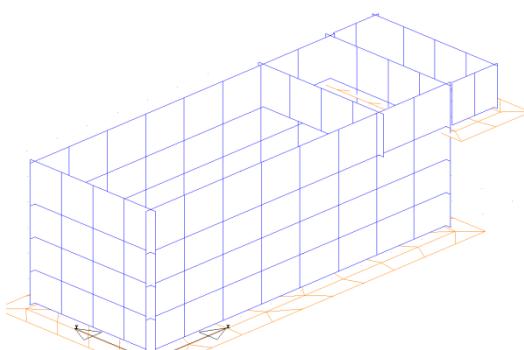
- Fondazioni:
  - Platea di fondazione: modellati con: elementi shell
  - Nervature di irrigidimento della platea: modellati con: elementi shell

- Pareti di contenimento interrato, muri di sostegno e setti delle vasche:
  - Setti in c.a. a sezione costante in altezzamodellati con: elementi shell
- Impalcati di piano e/o di copertura:
  - Solai pieni a piastra in c.a. gettata in opera:modellati con: carichi esplicativi
- Tamponamenti perimetrali dell'edificio:
  - Muratura in blocchi di laterizio semipieno tipo Poroton 700s e malta cementizia e blocchi di cls spilitto:modellati con: carichi esplicativi

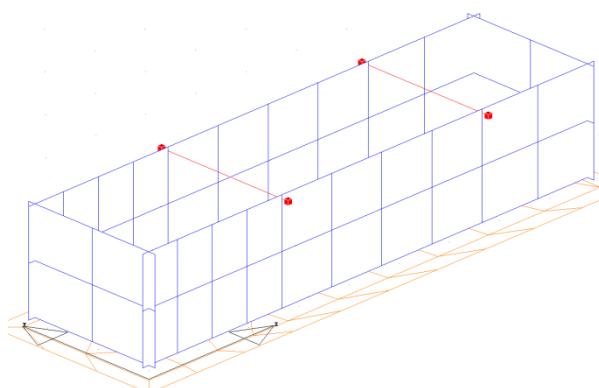
*Le membrature sopra descritte sono mutuamente e reciprocamente incastrate tra loro salvo ove espressamente specificato e riportato nell'allegato fascicolo dai calcoli.*



Vista assonometrica del modello spaziale del pozzetto di sollevamento dell'acqua grezza



Vista assonometrica del modello spaziale del pozzetto di scarico delle acque di lavaggio



Vista assonometrica del modello spaziale del pozzetto di ingresso

#### Modello di Calcolo adottato – Metodi di calcoli

Come modelli di calcolo si sono utilizzati modelli conformi alle indicazioni riportate nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi elastica lineare: per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto: per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine: quando significativi

Il *calcolo* viene eseguito considerando il comportamento elastico lineare delle strutture e l'assenza di redistribuzione delle caratteristiche di sollecitazione a seguito della evoluzione delle proprietà meccaniche della sezione, ad esempio nella fessurazione del c.a. allo stato limite ultimo.

Per le caratteristiche strutturali degli elementi verticali, orizzontali, di controvento e del materiale, le costruzioni si presentano principalmente con una *schema a telaio puro* in una direzione ed un *telaio controventato* nell'altra. Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dell'*interazione suolo-struttura*.

Il *calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche di sollecitazione* viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (*F.E.M.*).

In questo progetto sono stati utilizzati due tipologie di elementi finiti:

- Elemento monodimensionale asta (beam) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro. Questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale. I gradi di vincolo sono di default come incastro (*6 gradi di vincolo*), fatta eccezione per gli elementi espressamente svincolati.
- Elemento bidimensionale shell (quad) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano medio e da piastra per i carichi ortogonali paralleli alla normale al piano medio.

L'*assemblaggio delle relative matrici di rigidezza* di ogni singolo elemento strutturale avviene *secondo i canoni classici della scienza delle costruzioni*, come del resto anche la composizione della matrice di rigidezza globale della struttura spaziale. La risoluzione del sistema descrittivo dell'opera viene perseguita tramite il metodo di *Cholesky*.

L'analisi di simulazione dell'azione sismica è stata svolta con il metodo normale dell'analisi dinamica lineare (*analisi modale*). L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo delle "*iterazioni nel sottospazio*".

La ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo di *Jacobi*. I modi strutturali di vibrare considerati, sono in numero tale da assicurare più dell'85% della massa totale della struttura come partecipante nella determinazione dell'azione sismica (*combinazione SRSS o CQC*). Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e solo in seguito sono calcolate le forze di piano, applicate spazialmente agli impalcati di ogni livello rigido o semirigido (*forza in X, forza in Y e momento*) ed il risultante taglio alla base. Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (*pilastri e pareti di taglio*).

**N.B.:** l'*assunzione dell'utilizzo del piano rigido* è stato adottato esclusivamente per il corpo di fabbrica principale, mentre per gli altri l'*analisi di carattere sismico* è stata effettuata in assenza di tale semplificazione ed adottando una analisi denominata dal software "dinamica nodale", ovvero associando ad ogni nodo la massa sismica relativa all'area di competenza ed allo schema statico e di vincolo degli elementi confluenti nel suddetto nodo. Con tale ipotesi si esclude la distribuzione di taglianti di piano tra tutti gli elementi ed in funzione delle proprietà inerziali e della posizione geometrica. Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze modali che vengono applicate su ciascun nodo spaziale (tre forze, in direzione X, Y e Z, e tre momenti). Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'*analisi modale*, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

Tale ipotesi di analisi sismica risulta essere indicata proprio quanto la rigidezza dei solai è particolarmente bassa oppure quanto, per particolare conformazioni spaziali della struttura, l'*idea di edificio ad impalcati orizzontali* non risulta essere particolarmente rappresentativa dello schema strutturale.

I valori stampati nei tabulati finali allegati sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'*equilibrio ai nodi* perde di significato.

I valori delle *sollecitazioni sismiche* sono combinate linearmente (*in somma e in differenza*) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo (*Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale*).

Le *verifiche*, svolte dal *software* secondo il *metodo semiprobabilistico agli stati limite*, si ottengono inviluppando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

Le *verifiche per gli elementi bidimensionali* vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

**Identificazione del Software di Calcolo Strutturale****SOFTWARE UTILIZZATO:**

CDS release 2011 Calcolo strutturale agli elementi finiti per Windows, intestato al sottoscritto.

Produzione	S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l. Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri 95030 Sant'Agata li Battiati (CT).
Distribuzione	095-7252559 opp. 095-7254855 095-7252560 (informazioni commerciali e amministrative) 095-7252561 (assistenza tecnica software strutturali e di geotecnica) Fax:095-213813 (assistenza tecnica software di contabilità e computo) Informazioni generali e commerciali: sts@stsweb.it Assistenza tecnica software strutturali e di geotecnica: cds@stsweb.it Assistenza tecnica software di contabilità e computo: acr@stsweb.it Assistenza tecnica software di topografia e strade: winroad@stsweb.it
Sigla:	CDS release 2011
Possibili scelte del codice di calcolo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• tipi di vincoli per nodi e aste;</li> <li>• sisma di progetto;</li> <li>• deformabilità o meno al taglio;</li> <li>• fattore di smorzamento;</li> <li>• combinazione dei modi CQC o SRSS;</li> <li>• impalcato rigido o non.</li> <li>• Documentazione: manuale tecnico ed operativo, tutorial e bibliografia</li> </ul>
Presentazione dei dati di ingresso	<ul style="list-style-type: none"> <li>• i dati generali</li> <li>• le coordinate nodali;</li> <li>• i vincoli dei nodi e delle aste;</li> <li>• le caratteristiche delle sezioni;</li> <li>• le caratteristiche dei solai;</li> <li>• le caratteristiche delle aste;</li> <li>• i criteri di progetto;</li> <li>• le caratteristiche dei materiali;</li> <li>• le condizioni di carico;</li> <li>• i carichi sulle aste, ed eventualmente sui nodi e sui muri</li> <li>• varie rappresentazioni grafiche della struttura ( piante, sezioni, prospettive, ecc)</li> <li>• i carichi sulle aste, sui nodi;</li> </ul>
Presentazione dei risultati	<ul style="list-style-type: none"> <li>• le combinazione dei carichi;</li> <li>• le forze sismiche agenti sulla struttura;</li> <li>• gli spostamenti d'impalcato, se l'impalcato è rigido;</li> <li>• gli spostamenti nodali;</li> <li>• le sollecitazioni sulle membrature per ogni combinazione di carico;</li> <li>• la sollecitazione sul terreno sotto travi di fondazione o platee;</li> <li>• deformate;</li> <li>• diagrammi sollecitazioni;</li> <li>• verifica allo stato limite di danno SLD (deformazione);</li> <li>• i periodi di vibrazione;</li> <li>• i coefficienti di partecipazione;</li> <li>• le masse modal;</li> <li>• le sollecitazioni modal oltre a deformate modal;</li> </ul>
Info	<ul style="list-style-type: none"> <li>• E' possibile evitare di stampare gli spostamenti e le sollecitazioni per ogni singola combinazione, ma solo le sollecitazioni e gli spostamenti massimi, escludendo a maggior ragione le sollecitazioni e gli spostamenti modal.</li> <li>• E' possibile stampare la verifica delle membrature eseguite con il metodo degli Stati limiti.</li> <li>• E' possibile stampare i disegni esecutivi con l'eventuale computo dei materiali.</li> </ul>

**Motivazione della scelta del codice di calcolo**

È stato scelto il presente codice di calcolo in quanto risolve tutti i problemi di natura strutturale piani e spaziali agli elementi finiti, utilizzando la teoria delle travi e quella delle piastre; svolge analisi in campo lineare e non lineare risultando di assoluto soddisfacimento per le esigenze preposte ed a seguito di un accurato, dettagliato ed idoneo input.

Grado di affidabilità del codice di calcolo

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

*La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova da loro effettuati*

(<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnistica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio. I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi. In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- *Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato;*
- *Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate;*
- *Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento;*
- *Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata;*
- *Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.*

Unità di Misura

Le unità di misura interne sono *Kg, m* e derivate, mentre quelle di stampa sono definite dall'utente caso per caso.

Tolleranze

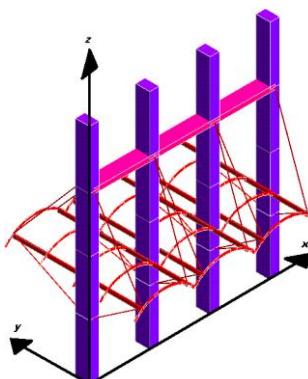
Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle *euronorme EN 1992-1991 - EN206 - EN 1992-2005*:

- *Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)*
- *Per dimensioni  $\leq 150\text{mm}$   $\pm 5\text{ mm}$*
- *Per dimensioni  $= 400\text{ mm}$   $\pm 15\text{ mm}$*
- *Per dimensioni  $\geq 2500\text{ mm}$   $\pm 30\text{ mm}$*
- *Per i valori intermedi con interpolazione lineare.*

Sistemi di Riferimento

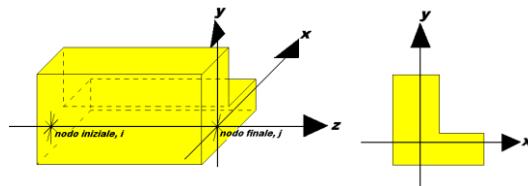
- *Sistema Globale della struttura spaziale*

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (*O-XYZ*) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



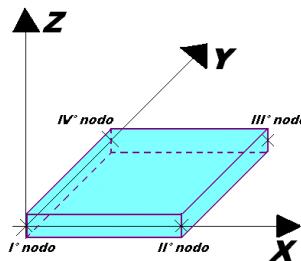
- Sistema Locale delle Aste

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



- Sistema Locale dell'elemento Shell

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



- Convenzioni sui segni

I carichi agenti sono:

- *Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;*
- *Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.*

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

#### Esami dei Risultati e Controlli

(*Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista della corretta descrizione del modello*)

La valutazione dell'elaborazione è agevolata dal fatto che il programma è completamente grafico. Cioè la struttura calcolata non è quella che appare a filo di ferro, ma è quella 3D con tutti i disassamenti tra travi e pilastri, con eventuali conci rigidi, ecc. Le deformate e i diagrammi delle sollecitazioni oltre al controllo numerico completano la valutazione positiva dell'elaborato.

#### Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il *software* utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della *Scienza delle Costruzioni*.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche, si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli *SDOF* semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall’analisi *FEM* con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della *Tecnica delle Costruzioni*.

*È stato inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.*

## Valutazione della sicurezza, condizioni e combinazioni di carico, prestazioni della struttura

Le opere e le componenti strutturali di questo progetto sono state concepite in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di protezione previsto dalle vigenti norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa sono state valutate con il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite". La salvaguardia viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

### ○ Azioni sulle Costruzioni (classificazione)

(la specifica determinazione delle entità delle singole grandezze di carico è riportata nello specifico fascicolo dei calcoli al quale si fa esplicito rimando)

- Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi
  - dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
  - indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, sedimenti di vincolo, ecc.
  - degrado:
    - endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
    - esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.
- Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale
  - statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
  - pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
  - dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.
- Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo
  - permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
    - peso proprio di tutti gli elementi strutturali ( $G_1$ );
    - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
    - spinta delle terre ( $G_3$ );
    - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
    - pretensione e precompressione ( $P$ );
    - ritiro e viscosità;
    - spostamenti differenziali;
  - variabili (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*;
  - eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
    - incendi;
    - esplosioni;
    - urti ed impatti;
  - sismiche (E): *azioni derivanti dai terremoti*.

### ○ Caratterizzazione delle Azioni Elementari

È definito valore caratteristico  $Q_k$  di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$

azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono riportati nel seguito.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \times Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

○ *Stati Limite di analisi*

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali. Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nel fascicolo di calcolo della struttura allegati alla presente relazione. La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i. In particolare si è verificata

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.;
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite di salvaguardia della vita, di danno accettabile e/o operatività (SLV, SLD e/o SLO) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani:
- Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie della struttura, o parti di esse parzialmente realizzate, non sono stati riscontrati scenari di rischio ulteriore o condizioni di carico speciali secondo le quali si presentino caratteristiche di sollecitazioni eccedenti i valori di calcolo della struttura nella condizione finale. Pertanto, la situazione di analisi complessiva del fabbricato costituisce lo scenario di maggiore impegno globale delle singole membrature, racchiudendo ogni condizione intermedia. Inoltre, nelle fasi transitorie e di costruzione le sequenze di realizzazione sono gestite con criteri organizzativi e soluzioni progettuali tali da non creare meccanismi cinematici.

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, è stata conseguita in fase di progetto attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione. I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali sono stati identificati in termini di caratteristiche *meccanico-fisico-chimiche* indispensabili alla valutazione della sicurezza e dotati di idonea qualificazione, così come specificatamente riportato nel Cap. 11 delle NTC.

Il programma crea in automatico sia le condizioni statiche sia le condizioni sismiche relative al sisma in ciascuna delle due direzioni principali per gli stati limite di danno, di operatività e di salvaguardia della vita, ed anche le

condizioni geotecniche per la verifica delle opere di fondazione, che poi vengono combinate con quelle statiche elementari.

Le combinazioni e gli inviluppi sono stati prodotti tenendo in conto i coefficienti di combinazione riportati nei paragrafi 2.5.3, 2.6.1, 2.6.2, 3.2.4 e 7.3.5 del DM 14/01/2008, considerando *combinazioni a SLU in condizioni non sismiche, SLE caratteristica, SLE frequente e SLE quasi permanente e a SLV, SLO, SLD in condizioni sismiche*.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}, \psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono riportati in tabella

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- *valore quasi permanente*  $\psi_{2j} \times Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- *valore frequente*  $\psi_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- *valore raro (o di combinazione)*  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

### Combinazioni delle Azioni

- *Combinazione fondamentale (SLU EQU; SLU STR; SLU GEO)*:

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

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

- *Combinazione caratteristica (SLE rara)*:  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$
- *Combinazione frequente (SLE freq)*:  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$
- *Combinazione quasi permanente (SLE q.perm)*:  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$
- *Combinazione sismica (E)*:  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$

Nelle combinazioni per *SLE*, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche.

Per maggiori dettagli si fa riferimento ai fascicoli dei calcoli che esplica interamente tutte le combinazioni di carico effettivamente impiegate e distinte per ogni corpo di fabbrica. Le combinazioni di carico eseguite dal Software sono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della *i*-esima combinazione (il valore nelle celle sono da intendersi come moltiplicatori associati alla singole condizioni elementari).

- Verifiche

Le verifiche di sicurezza delle opere sono contenute nei documenti di progetto, in specifico nel fascicolo di calcolo, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base alle indagini.

- Sicurezza Strutturale

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (*superiore o inferiore*) delle azioni che minimizzano la sicurezza. Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2 delle NTC.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “*metodo dei coefficienti parziali*” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

$R_d \rightarrow$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto  $R_{di} = R_{ki} / \gamma_{Mi}$  della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d \rightarrow$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. I valori dei coefficienti sono presenti e riportati nel capitolo dei materiali ed in mancanza si fa riferimento alle NTC..

- Vita Nomina, Classi d'Uso e Periodo di Riferimento – indicazioni per la definizione dell'azione sismica

Per l'opera in oggetto, la Committenza ha deciso di fare riferimento ai seguenti parametri di classificazione:

- Vita nominale: per un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nello specifico è stata assunta una  $V_N = 50$  anni (rif. ad opere ordinarie);

- Classe d'Uso:

- in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione principale è stata considerata in classe d'uso IV ( $c_u = 2.0$ ) (*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità*).
- in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, i manufatti secondari ed accessori sono stati considerati in classe d'uso II ( $c_u = 1.0$ ) (*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*).

- Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica: L'azione sismica è stata valutata in relazione al periodo di riferimento  $V_R$ , ricavata nel seguente modo:

$$V_R - \text{Edificio Principale} = V_N \cdot c_u = 100 \text{ anni}$$

$$V_R - \text{Manufatti Accessori} = V_N \cdot c_u = 50 \text{ anni}$$

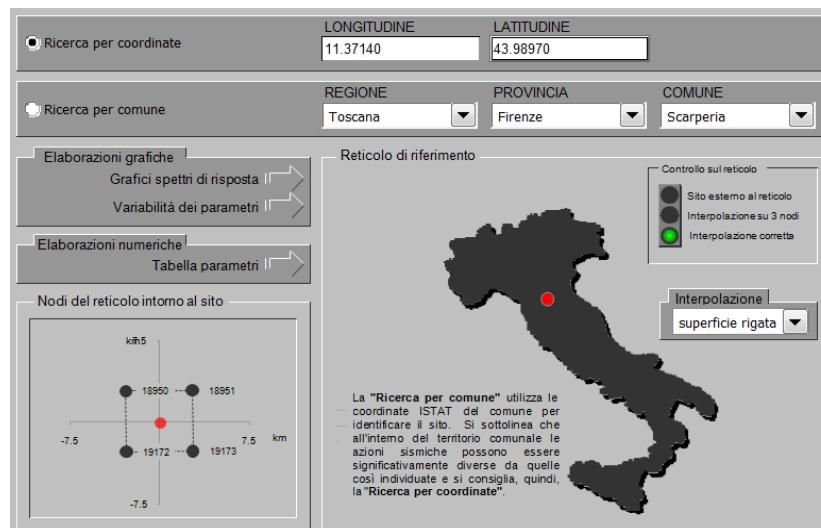
dove

$c_u \rightarrow 2.0$  (rif. a per strutture in classe d'uso IV).

$c_u \rightarrow 1.0$  (rif. a per strutture in classe d'uso II).

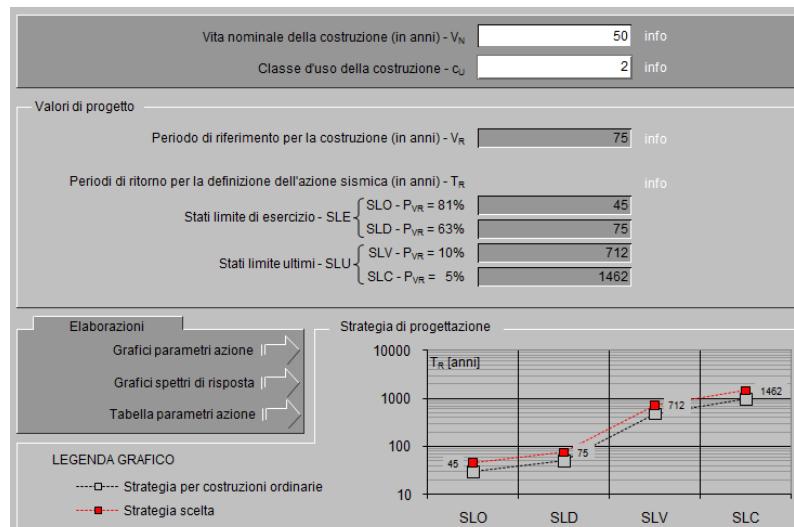
Ai fini della valutazione dell'azione sismica sono state identificate e definite alcune delle condizioni al contorno caratteristiche del terreno su cui verrà realizzata la nuova costruzione.

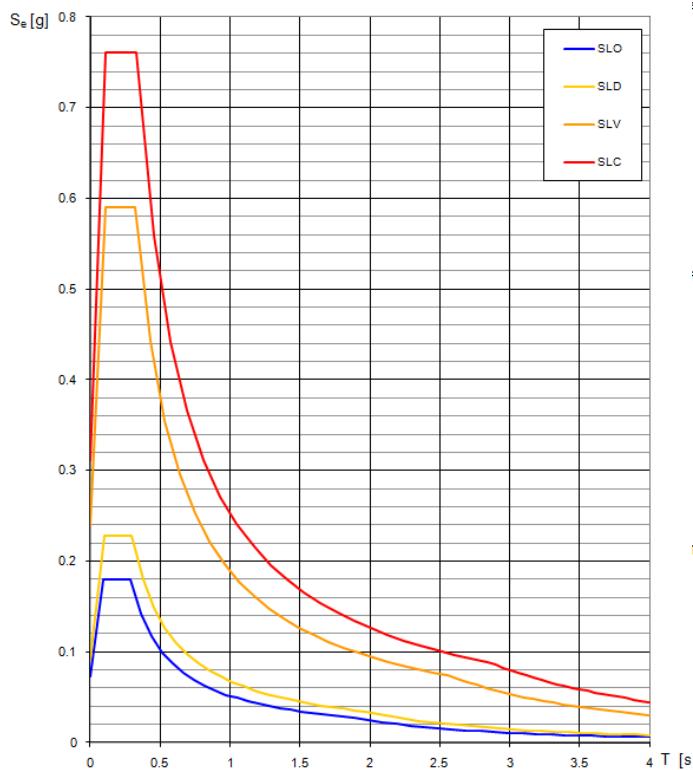
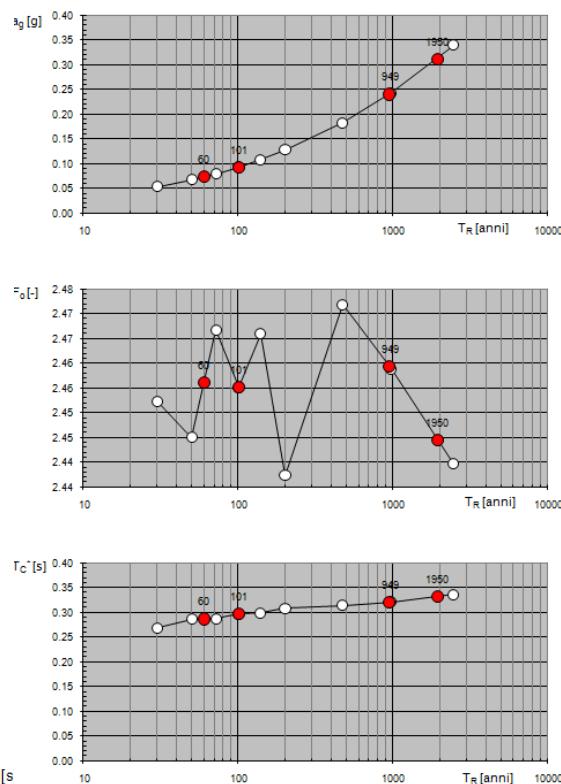
- *Zona sismica* 2
- *Categoria del sottosuolo* C
- *Categoria topografica* ( $Vs30$  tra 180 m/s e 360 m/s)
- *Latitudine*  $T2 = 1.1$
- *Longitudine*  $43.9897^\circ$  (deg)
- *smorzamento viscoso convenzionale*  $11.3714^\circ$  (deg)
- $\zeta = 5\%$



#### Parametri di Pericolosità Sismica – Edificio Principale

Stato Limite	PVR [%]	TR [anni]	ag [g]	Fo [-]	T*c [s]
Operatività (SLO)	81	60	0.073	2.456	0.286
Danno (SLD)	63	101	0.093	2.455	0.296
Salvaguardia Vita (SLV)	10	949	0.240	2.459	0.321
Collasso (SLC)	5	1950	0.311	2.445	0.332

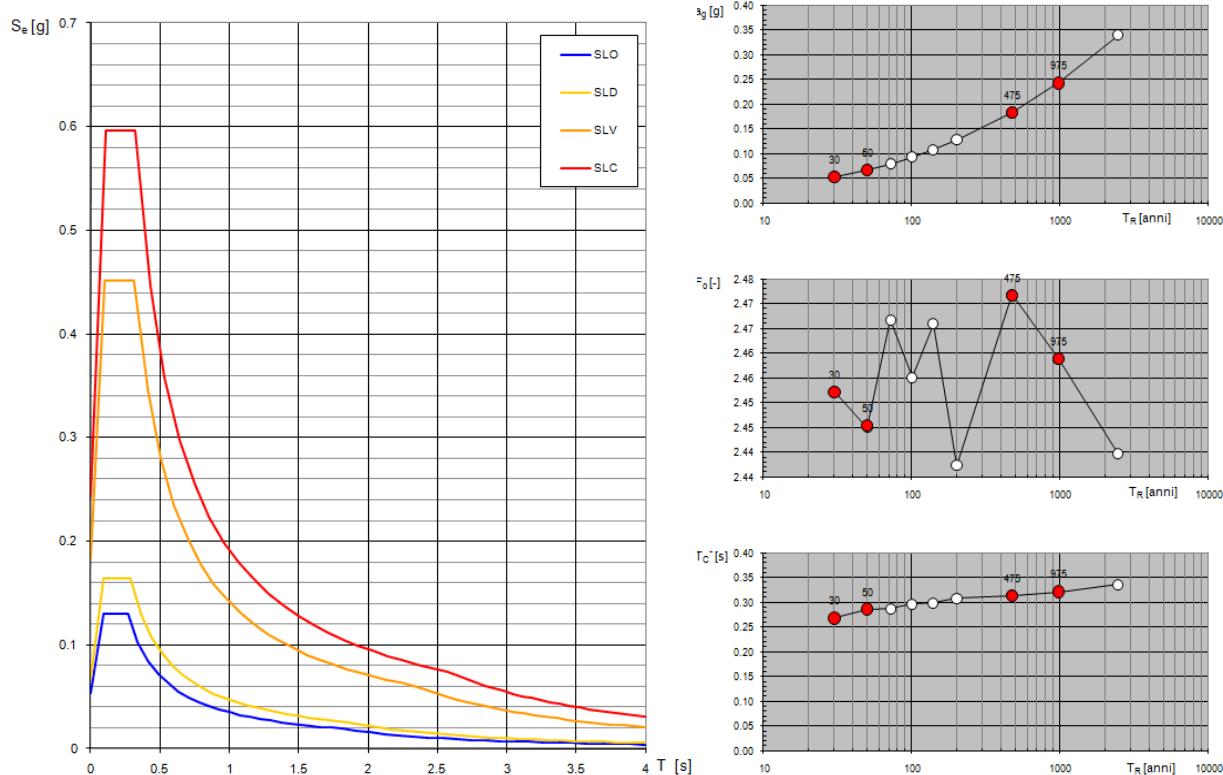


**Spettri di risposta elasticici per i diversi Stati Limite****Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  in funzione del periodo di ritorno****Parametri di Pericolosità Sismica – Manufatti Accessori**

Stato Limite	PVR [%]	TR [anni]	ag [g]	Fo [-]	T*c [s]
Operatività (SLO)	81	30	0.053	2.452	0.268
Danno (SLD)	63	50	0.067	2.445	0.286
Salvaguardia Vita (SLV)	10	475	0.182	2.472	0.314
Collazzo (SLC)	5	975	0.242	2.459	0.321

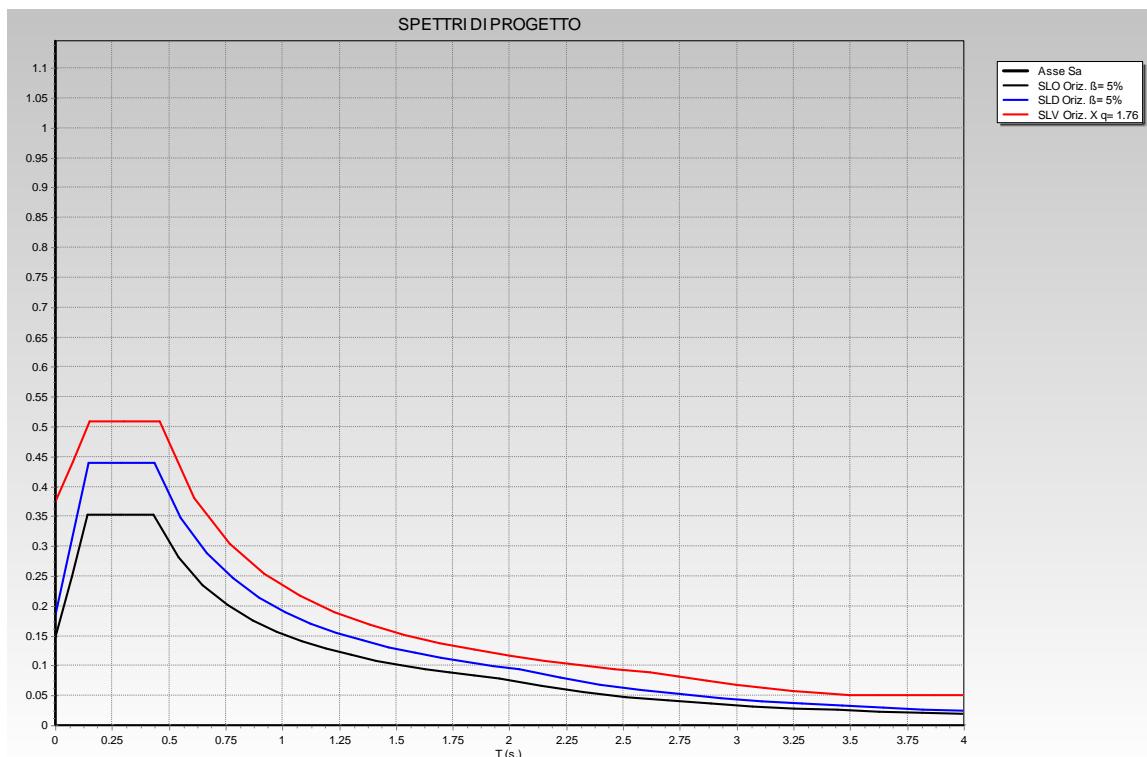
Vita nominale della costruzione (in anni) - $V_N$	<input type="text" value="50"/> info
Classe d'uso della costruzione - $c_u$	<input type="text" value="1"/> info
Valori di progetto	
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - $V_R$	<input type="text" value="50"/> info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - $T_R$	info
Stati limite di esercizio - SLE	$\begin{cases} \text{SLO - } P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD - } P_{VR} = 63\% \end{cases}$
Stati limite ultimi - SLU	$\begin{cases} \text{SLV - } P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC - } P_{VR} = 5\% \end{cases}$
Strategia di progettazione	
Elaborazioni	Grafici parametri azione → Grafici spettri di risposta → Tabella parametri azione →
LEGENDA GRAFICO	.....□..... Strategia per costruzioni ordinarie -----■----- Strategia scelta

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

Valori di progetto dei parametri  $a_0$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  in funzione del periodo di riferimento  $T_R$ 

- Edificio Principale – Corpo privo della porzione centrale resa indipendente in elevazione:**

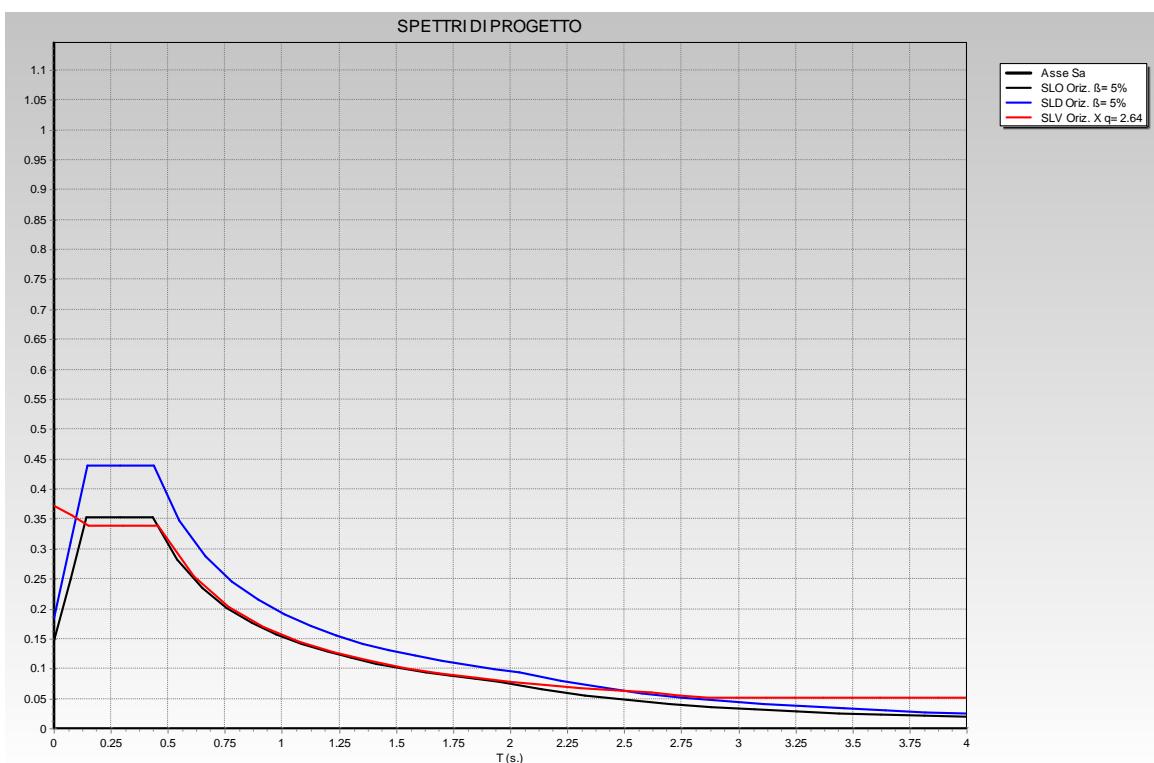
Trattandosi di una costruzione c.a. con *tipologia a pareti o miste equivalenti a pareti* in entrambe le direzioni i valori del fattore di struttura da adottare nelle analisi di tipo lineare dinamico (*analisi normale o modale*) è da determinarsi in funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata. In particolare facendo riferimento a quanto indicato nella normativa vigente si ha:



- Tipologia strutturale in direzione "Y" struttura in c.a. equivalente a pareti
  - Tipologia strutturale in direzione "X" struttura in c.a. equivalente a pareti
  - Elementi dissipanti energia sismica in direzione "Y" travi, pilastri e pareti semplici e di taglio
  - Elementi dissipanti energia sismica in direzione "X" travi, pilastri e pareti semplici e di taglio
  - Classe di Duttilità CD "B"
  - Regolarità strutturale edificio non regolare in pianta  
edificio non regolare in altezza
- $k_R = 0.8$
- fattore di struttura di riferimento in direzione "Y"  $q_0 = 4.00$
  - fattore di struttura di riferimento in direzione "X"  $q_0 = 2.00$
  - fattore di riduzione  $k_w = 0.67$
- Il coefficiente di struttura per le azioni sismiche orizzontali è valutato con l'espressione seguente:
- $$q_{H\_Y} = q_0 \cdot k_R \cdot k_w = 1.76$$
- $$q_{H\_X} = q_0 \cdot k_R \cdot k_w = 1.76$$

- **Edificio Principale** – Corpo Centrale indipendente:

Trattandosi di una costruzione c.a. con *tipologia a telaio con più piani ed una sola campata* in una direzione e *telaio con più piani e più campane* nell'altra direzione i valori dei fattori di struttura da adottare nelle analisi di tipo lineare dinamico (*analisi normale o modale*) sono da determinarsi in funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata. In particolare facendo riferimento a quanto indicato nella normativa vigente si ha:



- Tipologia strutturale in direzione "Y" struttura in c.a. a telaio con più piano e una sola campata
  - Tipologia strutturale in direzione "X" struttura in c.a. a telaio con più piano e più campane
  - Elementi dissipanti energia sismica in direzione "Y" travi, pilastri e pareti semplici e di taglio
  - Elementi dissipanti energia sismica in direzione "X" travi, pilastri e pareti semplici e di taglio
  - Classe di Duttilità CD "B"
  - Regolarità strutturale edificio non regolare in pianta  
edificio non regolare in altezza
- $k_R = 0.8$
- fattore di struttura di riferimento in direzione "Y"  $q_0 = 3.45$

- fattore di struttura di riferimento in direzione "X"  $q_0 = 3.30$
- fattore di riduzione  $k_w = 0.67$

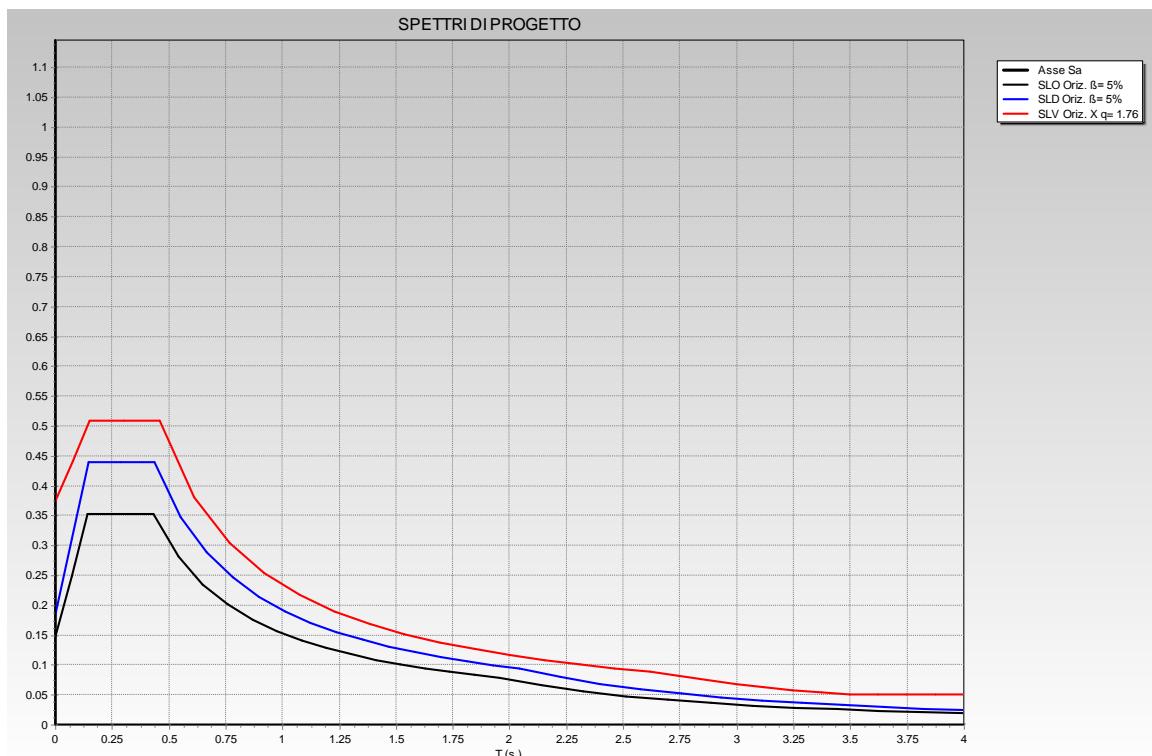
- Il coefficiente di struttura per le azioni sismiche orizzontali è valutato con l'espressione seguente:

$$q_{H_Y} = q_0 \cdot k_R \cdot k_w = 2.64$$

$$q_{H_X} = q_0 \cdot k_R \cdot k_w = 2.76$$

- **Manufatti Secondari e Accessori** – Pozzetti con varia destinazione posti nel resede di pertinenza ma non direttamente e strutturalmente connessi all'edificio principale:

Trattandosi di costruzioni in c.a. con *tipologia a pareti o miste equivalenti a pareti* in entrambe le direzioni i valori del fattore di struttura da adottare nelle analisi di tipo lineare dinamico (*analisi normale o modale*) è da determinarsi in funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata. In particolare facendo riferimento a quanto indicato nella normativa vigente si ha:



- Tipologia strutturale in direzione "Y"

struttura in c.a. equivalente a pareti

- Tipologia strutturale in direzione "X"

struttura in c.a. equivalente a pareti

- Elementi dissipanti energia sismica in direzione "Y"

pareti semplici e di taglio

- Elementi dissipanti energia sismica in direzione "X"

pareti semplici e di taglio

- Classe di Duttilità

CD "B"

- Regolarità strutturale

edificio non regolare in pianta

edificio non regolare in altezza

$$k_R = 0.8$$

- fattore di struttura di riferimento in direzione "Y"  $q_0 = 4.00$

- fattore di struttura di riferimento in direzione "X"  $q_0 = 2.00$

- fattore di riduzione  $k_w = 0.67$

- Il coefficiente di struttura per le azioni sismiche orizzontali è valutato con l'espressione seguente:

$$q_{H_Y} = q_0 \cdot k_R \cdot k_w = 1.76$$

$$q_{H_X} = q_0 \cdot k_R \cdot k_w = 1.76$$

- **Manufatti Secondari e Accessori** – Muri di sostegno per la sistemazione del terreno di progetto:

Trattandosi di costruzioni che rivestono un carattere di pericolosità inferiore all'edificio principale, in relazione al danneggiamento e disagio possibile in caso di mal funzionamento momentaneo a seguito del

sismo, si è optato per attribuire a tali manufatti una *Classe d'Uso II*, e pertanto una vita di riferimento del manufatto di *50 anni*.

Trattandosi di un manufatto di sostengo e regolazione del terreno l'azione sismica è messa in conto andando ad impiegare coefficienti di spinta opportunamente corretti ed amplificati secondo la normativa vigente e le più comuni ed affermate teorie tecniche. Il dettaglio esplicito dei parametri presi in atto dipende dal terreno preso in considerazione e da altri parametri geotecnici e geometrici, ed è riportato integralmente nell'allegato fascicolo dei calcoli.

#### ○ Durabilità

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni *stati limite di esercizio (SLE)* in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando gli stati tensionali, la fessurazione i fenomeni lenti e caratterizzanti un particolare tipo di materiale.

Per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori dovrà implementare procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle *"Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008.* e relative *Istruzioni*.

Il raggiungimento degli obiettivi deve essere conseguito garantendo anche un continuo monitoraggio e controllo sulle strutture e sullo stato di *"salute"* dei materiali. Tali indicazioni, i controlli e le verifiche durante la vita della costruzione sono meglio descritte e dettagliate nell'apposito *"piano di manutenzione"* delle strutture.

#### ○ Modelli di calcolo

Sono stati utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel *D.M. 14.01.2008* e necessari alla valutazione del *livello prestazionale*, in particolare:

- *analisi elastica lineare:* *per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici*
- *analisi dinamica modale con spettri di progetto:* *per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica*
- *analisi degli effetti del 2° ordine:* *quando significativi*
- *verifiche sezionali agli s.l.u. utilizzando il legame parabola rettangolo:* *per il calcestruzzo*
- *verifiche sezionali agli s.l.u. utilizzando il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata:* *per l'acciaio*
- *verifiche plastiche:* *per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2*
- *verifiche tensionali:* *per quelle di classe 3*

Per quanto riguarda le azioni sismiche e le prestazioni sia agli *SLV* che allo *SLD* si fa riferimento al *D.M. 14.01.08* e alla circolare del *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617* la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

*La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono state riportate nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.*

#### ○ Tolleranze

Nelle computazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle *EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005*:

- *Copriferro –5 mm (EC2 4.4.1.3)*
- *Per dimensioni  $\leq 150 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$*
- *Per dimensioni =  $400 \text{ mm} \pm 15 \text{ mm}$*

- *Per dimensioni  $\geq 2500 \text{ mm} \pm 30 \text{ mm}$*

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

- ***Prestazioni attese al collaudo***

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del *D.M. 14.01.2008*.

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

## Fascicolo dei calcoli strutturali

### Azioni sulla costruzione

- Azione sismica

Come indicato nelle *NTC 2008* l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da *X* ed *Y* ed una verticale contrassegnata da *Z*, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- *accelerazione massima attesa in superficie;*
- *accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;*
- *accelerogramma.*

L'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle *NTC*, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

- Azioni dovute al vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del *DM 14.01.08* e della *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617*. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

- Azioni dovute alla temperatura

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15°C.

Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr. § 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr. § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle *NTC 2008*.

- Neve

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

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

dove:

- *q<sub>s</sub>:* è il carico neve sulla copertura;
- *μ<sub>i</sub>:* è il coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);
- *q<sub>sk</sub>:* è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle *NTC* per un periodo di ritorno di 50 anni;
- *C<sub>E</sub>:* è il coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);
- *C<sub>t</sub>:* è il coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

- Azioni eccezionali

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, sono state considerate nella progettazione, con calcolo e verifica della suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle *NTC*.

- Azioni antropiche e pesi propri

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, (*a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica*), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

*L'insieme delle verifiche strutturali per ogni corpo di fabbrica e per ogni condizione di carico e scenario di calcolo sono esplicitamente presentati e riportati negli allegati fascicoli di calcolo.*

**N.B.:** il dettaglio delle analisi, dei risultati e delle verifiche fatte eseguire al software CDS sono riportate interamente nel fascicolo dei calcoli strutturali allegato alla presente relazione tecnica.

#### Distanza tra costruzioni contigue – giunto sismico tra i due corpi strutturali dell'edificio principale

La distanza tra costruzioni contigue deve essere in grado di evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo quanto riportato al paragrafo 7.3.3 delle NTC 2008.

In ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore a:

$$d_{max} = H/100 \cdot (a_g \cdot S)/(0.5 \cdot g)$$

dove "H" è la quota dei punti considerati, misurata dal piano di fondazione

*Nel caso specifico la verifica sarà condotta tra il le due porzioni di fabbricato di cui si compone l'Edificio Principale (Corpo vasche e filtri e Corpo centrale).*

*In merito a tale verifica si ha:*

$$H = 782 \text{ cm}; \quad S = 1.65; \quad a_g/g = 0.25$$

Pertanto:

$$d_{min(H)} = H/100 \cdot (a_g \cdot S)/(0.5 \cdot g) = 6.45 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \Delta d_{min(H)} = 2 \cdot d_{min(H)} \rightarrow \Delta d_{min(H)} = 12.9 \text{ cm}$$

Poiché entrambe le strutture sono interessate da valutazioni esplicite in termini di spostamento sismico e di contenimento del danno il giunto sismico da predisporre tra le costruzioni in oggetto è come quanto riportato in seguito.

Effettuando una valutazione esplicita degli spostamenti in condizioni sismiche tra le due costruzioni in parola, gli spostamenti  $d_E$  delle strutture sotto le azioni allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dalla analisi lineare secondo l'espressione:  $d_E = \pm\mu \cdot d_{Ee}$

dove:

- $\mu_d = q$  se  $T_l \geq T_c$
- $\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_c/T_l$  se  $T_l < T_c$

A vantaggio di sicurezza della presente verifica si assume cautelativamente un rapporto  $T_c/T_l = 1$ . Operando in tale modo si procede nella massimizzazione della valutazione degli effetti di spostamento massimo del punto considerato. Secondo le analisi svolte il massimo spostamento verificato dai punti di controllo posti alla quote poste più in alto della struttura è di:

#### Corpo vasche e filtri

$$d_{Ee,max,edificio CI-X(H)} = 0.38 \text{ cm}$$

$$d_{Ee,max,edificio CI-Y(H)} = 0.38 \text{ cm}$$

$$\mu_{d, CI-X} = q_{CI-X} = 1.76 \text{ cm}$$

$$\mu_{d, CI-Y} = q_{CI-Y} = 1.76 \text{ cm}$$

$$d_{E,CI-X(H)} = \mu_{d, CI-X} \cdot d_{Ee,CI-X(H)} = 0.67 \text{ cm}$$

$$d_{E,CI-Y(H)} = \mu_{d, CI-Y} \cdot d_{Ee,CI-Y(H)} = 0.67 \text{ cm}$$

#### Corpo centrale

$$d_{Ee,max,edificio C2-X(H)} = 2.60 \text{ cm}$$

$$d_{Ee,max,edificio C2-Y(H)} = 1.33 \text{ cm}$$

$$\mu_{d, C2-X} = q_{C2-X} = 2.64 \text{ cm}$$

$$\mu_{d, C2-Y} = q_{C2-Y} = 2.76 \text{ cm}$$

$$d_{E,C2-X(H)} = \mu_{d, C2-X} \cdot d_{Ee,C2-X(H)} = 6.86 \text{ cm}$$

$$d_{E,C2-Y(H)} = \mu_{d, C2-Y} \cdot d_{Ee,C2-Y(H)} = 3.67 \text{ cm}$$

In condizione di opposizione di fase la somma degli spostamenti dei corpi di fabbrica contigui e relativamente alla stessa quota di controllo è ragionevolmente stimabile sommando gli spostamenti effettivi calcolati in precedenza.

- $\Delta d_{E,CI-X-C2-X(H)} = d_{E,CI-X(H)} + d_{E,C2-X(H)} \rightarrow \Delta d_{E,CI-X-C2-X(H)} = 7.53 \text{ cm}$
- $\Delta d_{E,CI-Y-C2-Y(H)} = d_{E,CI-Y(H)} + d_{E,C2-Y(H)} \rightarrow \Delta d_{E,CI-Y-C2-Y(H)} = 4.34 \text{ cm}$

Avendo predisposto un giunto sismico tra i corpi di fabbrica di:  
il confronto dei limiti indicate dalla normativa tra due distanze contigue risulta:

$$\Delta d_{E,CI-X-C2-X(H) \max} = 7.53 \text{ cm} < \Delta_{sismico-X,Y} = 15.00 \text{ cm}$$

la verifica a martellamento tra costruzioni contigue risulta → soddisfatta.

### Verifica della Copertura Linea

La costruzione in parola presenta una ampia copertura in legno collocata nella zona filtri. In dettaglio la copertura si presenta simmetrica alla mezzeria verticale dell'intero fabbricato e globalmente distinta ed indipendente tra porzione laterale sinistra e porzione laterale destra. Sotto il profilo strutturale la costruzione è composta da una orditura di travi principali in legno lamellare incollato a lamelle omogenee e di medesimo spessore (*GL24h*), una orditura secondaria di ripartizione sempre in legno lamellare *GL24h*, un assito in tavole di legno maschiate e chiodate alla struttura lignea e soprastante sistema di impermeabilizzazione e coibentazione, nonché sistema di copertura in lastre di alluminio con doppia graffatura con finto rame ossidato.

Le travi principali presentano un andamento piano, asse curvilineo e sezione di altezza variabile come è meglio indicato e descritto negli elaborati grafici allegati alla presente relazione tecnica. La sezione risulta variabile da *18xh60 cm* agli appoggi e *18xh94 cm* in mezzeria.

Le travi secondarie presentano un andamento piano, ad asse rettilineo e sezione di altezza costante per tutta la lunghezza. La sezione risulta essere di *14xh28cm*.

L'intavolato soprastante la struttura lignea precedentemente descritta risulta essere composta da un semplice intavolato di legno con tavole di spessore di circa *3 cm* adeguatamente maschiate ed ancorate con chiodatura diffusa alla struttura portante sottostante.

Nel complesso il sistema risulta creare un sistema di orizzontamento di copertura sufficientemente rigido anche se non a tal punto da considerare tale impalcato come piano infinitamente rigido ai fini sismici.

Le travi saranno adeguatamente staffate e stabilizzate secondo i canoni normativi e tecniche comuni e variabili a seconda del produttore finale della struttura. Stessa considerazione è da eseguirsi in merito alla realizzazione, dimensionamento e verifica dei dispositivi di appoggio, i quali dovranno garantire un comportamento del tipo a cerniera sferica, ma la modalità è rimandata direttamente al produttore e fornitore finale della copertura in parola.

Le luci di inflessione per le singole membrature resistenti sono rispettivamente di *15.00 m* per le travi principali, *7.70 m* per le travi secondarie, *1.00 m* per l'intavolato.

Nelle verifiche mostrate in seguito si è trascurato a vantaggio di sicurezza il contributo di collaborazione mutua tra travicelli lignei (*effetto bidimensionale*) per effetto della collaborazione offerta.

Le verifiche degli elementi lignei della copertura in parola sono state condotte con metodo agli stati limite (*SLU ed SLE*) e facendo riferimento ad una sezione resistente composta dal solo travicello di legno, trascurando pertanto il contributo della connessione con a soletta in c.a., assunto come dispositivo di esclusivo miglioramento del comportamento deformativo.

*Verifica Assito in legno - (sp. 3cm, L=100cm)*

*Analisi dei carichi:*

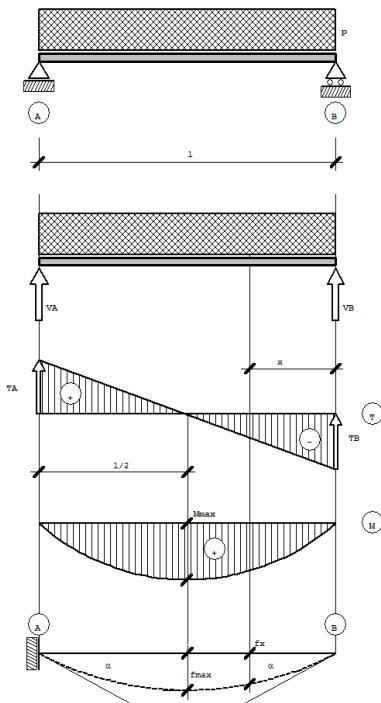
<i>Peso Proprio+ Peso Portato</i>	<i>75.00</i>	<i>kg/m<sup>2</sup></i>
<i>Carico Neve</i>	<i>135.0</i>	<i>kg/m<sup>2</sup></i>
<i>Carico Variabile</i>	<i>50.00</i>	<i>kg/m<sup>2</sup></i>

- $q_{sle} = (75 + 135) \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 210.00 \text{ kg/m}$
- $q_{slu} = (75 \cdot 1.3 + 135 \cdot 1.5) \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 300.00 \text{ kg/m}$

Lo schema statico da adottare deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della porzione di costruzione, anche in relazione alle modalità realizzative previste. Nella definizione del modello descrittivo del comportamento dell'oggetto del calcolo si è tenuto in considerazione del comportamento sia a breve sia a lungo periodo, poiché il materiale presenta un comportamento meccanico e reologico.

Lo schema statico che massimizza gli effetti flettenti per i travicelli è di asta semplicemente appoggiata agli estremi. La scelta di questo schema statico rende massima la sollecitazione flettente della trave. Allo stato limite di esercizio si ha una massimizzazione anche della freccia totale. Un approccio del genere, oltre che cautelativo porta a tenere in considerazione anche della possibile variazione di sezione della trave lignea per effetto del ritiro da stagionatura del materiale. Tenendo conto degli aspetti tecnici, tecnologici e di realizzazione in opera la schematizzazione adottata di trave isostatica in semplice appoggio risulta la più indicata.

In base alla geometria sinteticamente sopra descritta ed allo schema statico adottato le caratteristiche di sollecitazione massime nelle sezioni di verifica sono le seguenti:



#### Sezione di campata

- $M_{max+ (SLU)} = 1/8 \cdot q_{slu} \cdot l^2 = 37.50 \text{ kg} \cdot \text{m}$

#### Sezione di appoggio

- $T_{max (SLU)} = 1/2 \cdot q_{slu} \cdot l = 150.00 \text{ kg}$

L'analisi dello stato tensionale allo SLU è stata effettuata assumendo un comportamento elastico lineare del materiale. La verifica di resistenza dei travicelli si può calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ed in virtù dell'assunzione di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni mantenuta tale fino a rottura. Pertanto si ha:

#### Verifica a flessione nella mezzeria:

- $\sigma_{M,max} = M_{max+(SLU)} / (b \cdot h^2 / 6) \approx 25.00 \text{ kg/cm}^2 < f_{m,d}$

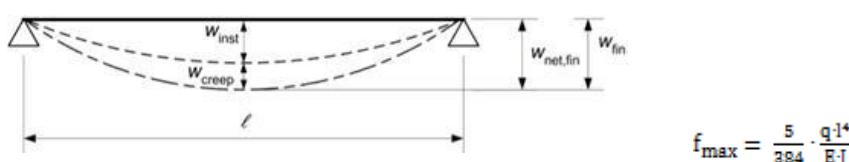
Verifica soddisfatta

#### Verifica a taglio agli appoggi:

- $\tau_{max} = 3/2 \cdot T_{max(SLU)} / (b \cdot h) \approx 0.75 \text{ kg/cm}^2 < f_{v,d}$

Verifica soddisfatta

La verifica di deformabilità è condotta facendo riferimento alle indicazioni delle NTC 2008 secondo le quali si deve operare una differenziazione tra deformazione istantanea ( $w_{inst}$ ) e deformazione a lungo termine ( $w_{fin}$ ) o deformazione finale. Lo schema statico adottato è sempre di asta in semplice appoggio. Pertanto i valori delle massime frecce sono state determinate con la formula canonica:



variando adeguatamente carico "q" e modulo elastico "E".

- $f_{max,perm} (\text{cm}) \approx 0.067$
- $f_{max,var} (\text{cm}) \approx 0.067 < L / 300 = 0.333 \text{ cm}$
- $f_{max,tot} (\text{cm}) \approx 1.34 < L / 200 = 0.500 \text{ cm}$

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Verifica Trave Secondaria – (14xh28cm, L=770cm)

Analisi dei carichi:

Peso Proprio+ Peso Portato		75.00		kg/m <sup>2</sup>
----------------------------	--	-------	--	-------------------

## Relazione Tecnica Specialistica – Opere Civili Strutturali

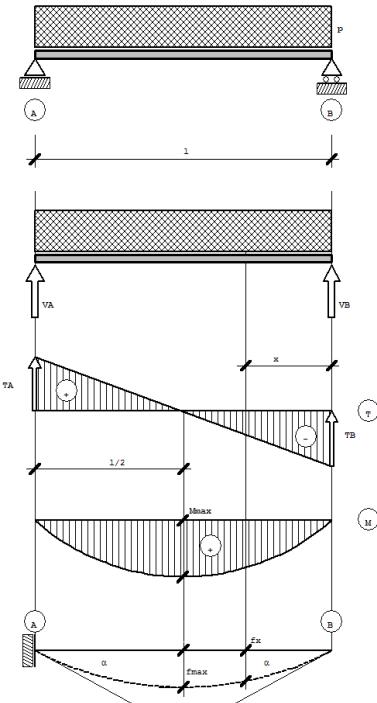
Carico Neve	135.0	kg/m <sup>2</sup>
Carico Variabile	50.00	kg/m <sup>2</sup>

- $q_{sle} = (75 + 135) \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 210.00 \text{ kg/m}$
- $q_{slu} = (75 \cdot 1.3 + 135 \cdot 1.5) \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 300.00 \text{ kg/m}$

Lo schema statico da adottare deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della porzione di costruzione, anche in relazione alle modalità realizzative previste. Nella definizione del modello descrittivo del comportamento dell'oggetto del calcolo si è tenuto in considerazione del comportamento sia a breve sia a lungo periodo, poiché il materiale presenta un comportamento meccanico e reologico.

Lo schema statico che massimizza gli effetti flettenti per i travicelli è di asta semplicemente appoggiata agli estremi. La scelta di questo schema statico rende massima la sollecitazione flettente della trave. Allo stato limite di esercizio si ha una massimizzazione anche della freccia totale. Un approccio del genere, oltre che cautelativo porta a tenere in considerazione anche della possibile variazione di sezione della trave lignea per effetto del ritiro da stagionatura del materiale. Tenendo conto degli aspetti tecnici, tecnologici e di realizzazione in opera la schematizzazione adottata di trave isostatica in semplice appoggio risulta la più indicata.

In base alla geometria sinteticamente sopra descritta ed allo schema statico adottato le caratteristiche di sollecitazione massime nelle sezioni di verifica sono le seguenti:



## Sezione di campata

- $M_{max+ (SLU)} = 1/8 \cdot q_{slu} \cdot l^2 = 2223.37 \text{ kg}\cdot\text{m}$

## Sezione di appoggio

- $T_{max (SLU)} = 1/2 \cdot q_{slu} \cdot l = 1155.00 \text{ kg}$

L'analisi dello stato tensionale allo SLU è stata effettuata assumendo un comportamento elastico lineare del materiale. La verifica di resistenza dei travicelli si può calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ed in virtù dell'assunzione di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni mantenuta tale fino a rottura. Pertanto si ha:

## Verifica a flessione nella mezzeria:

- $\sigma_{M,max} = M_{max+(SLU)} / (b \cdot h^2 / 6) \approx 121.54 \text{ kg/cm}^2 < f_{m,d}$

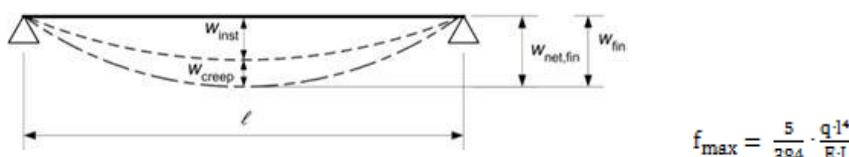
Verifica soddisfatta

## Verifica a taglio agli appoggi:

- $\tau_{max} = 3/2 \cdot T_{max(SLU)} / (b \cdot h) \approx 4.41 \text{ kg/cm}^2 < f_{v,d}$

Verifica soddisfatta

La verifica di deformabilità è condotta facendo riferimento alle indicazioni delle NTC 2008 secondo le quali si deve operare una differenziazione tra deformazione istantanea ( $w_{inst}$ ) e deformazione a lungo termine ( $w_{fin}$ ) o deformazione finale. Lo schema statico adottato è sempre di asta in semplice appoggio. Pertanto i valori delle massime frecce sono state determinate con la formula canonica:



variando adeguatamente carico "q" e modulo elastico "E".

- $f_{max,perm(cm)} \approx 2.08$
- $f_{max,var(cm)} \approx 2.07 < L / 300 = 2.57 \text{ cm}$

Verifica soddisfatta

- $f_{max,tot(cm)} \approx 4.15 < L / 150 - L / 200 = 5.13 - 3.85 \text{ cm}$

Verifica soddisfatta (in fase realizzativa ed in base ai carichi espliciti delle strutture si dovrà garantire L/200)

Verifica Trave Secondaria – (18xh<sub>variabile</sub>, L=1500cm)

Analisi dei carichi:

Peso Proprio + Peso Portato	75.00	kg/m <sup>2</sup>
Carico Neve	135.0	kg/m <sup>2</sup>
Carico Variabile	50.00	kg/m <sup>2</sup>

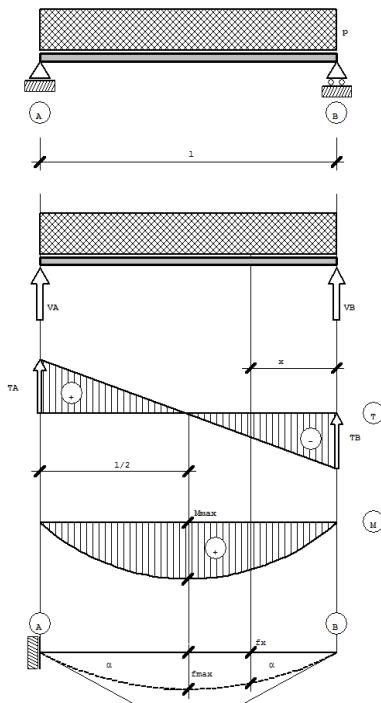
- $q_{sle} = (75 + 135) \text{ kg/m}^2 \cdot 7.0 \text{ m} = 210.00 \text{ kg/m}$
- $q_{slu} = (75 \cdot 1.3 + 135 \cdot 1.5) \text{ kg/m}^2 \cdot 7.0 \text{ m} = 300.00 \text{ kg/m}$

Lo schema statico da adottare deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della porzione di costruzione, anche in relazione alle modalità realizzative previste. Nella definizione del modello descrittivo del comportamento dell'oggetto del calcolo si è tenuto in considerazione del comportamento sia a breve sia a lungo periodo, poiché il materiale presenta un comportamento meccanico e reologico.

Lo schema statico che massimizza gli effetti flettenti per i tralicci è di asta semplicemente appoggiata agli estremi. La scelta di questo schema statico rende massima la sollecitazione flettente della trave. Allo stato limite di esercizio si

ha una massimizzazione anche della freccia totale. Un approccio del genere, oltre che cautelativo porta a tenere in considerazione anche della possibile variazione di sezione della trave lignea per effetto del ritiro da stagionatura del materiale. Tenendo conto degli aspetti tecnici, tecnologici e di realizzazione in opera la schematizzazione adottata di trave isostatica in semplice appoggio risulta la più indicata.

In base alla geometria sinteticamente sopra descritta ed allo schema statico adottato le caratteristiche di sollecitazione massime nelle sezioni di verifica sono le seguenti:



#### Sezione di campata

- $M_{max+ (SLU)} = 1/8 \cdot q_{slu} \cdot l^2 = 33750 \text{ kg} \cdot \text{m}$

#### Sezione di appoggio

- $T_{max (SLU)} = 1/2 \cdot q_{slu} \cdot l = 2250 \text{ kg}$

L'analisi dello stato tensionale allo SLU è stata effettuata assumendo un comportamento elastico lineare del materiale. La verifica di resistenza dei tralicci si può calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ed in virtù dell'assunzione di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni mantenuta tale fino a rottura. Pertanto si ha:

Verifica a flessione nella mezzeria:

- $\sigma_{M,max} = M_{max+ (SLU)} / (b \cdot h^2 / 6) \approx 127.32 \text{ kg/cm}^2 < f_{m,d}$

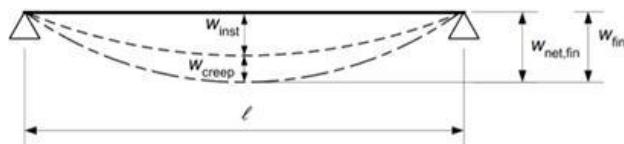
Verifica soddisfatta

Verifica a taglio agli appoggi:

- $\tau_{max} = 3/2 \cdot T_{max (SLU)} / (b \cdot h) \approx 1.99 \text{ kg/cm}^2 < f_{v,d}$

Verifica soddisfatta

La verifica di deformabilità è condotta facendo riferimento alle indicazioni delle NTC 2008 secondo le quali si deve operare una differenziazione tra deformazione istantanea ( $w_{inst}$ ) e deformazione a lungo termine ( $w_{fin}$ ) o deformazione finale. Lo schema statico adottato è sempre di asta in semplice appoggio. Pertanto i valori delle massime frecce sono state determinate con la formula canonica:



$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

variando adeguatamente carico "q" e modulo elastico "E".

- $f_{\max,perm(cm)} \approx 4.31$
- $f_{\max,var(cm)} \approx 4.08 < L/300 = 5.00 \text{ cm}$

Verifica soddisfatta

- $f_{\max,tot(cm)} \approx 8.39 < L/150 - L/200 = 10.00 - 7.50 \text{ cm}$

Verifica soddisfatta (in fase realizzativa ed in base ai carichi esplicativi delle strutture si dovrà garantire  $L/200$ )

### Verifica della scala metallica – (dimensionamento della situazione più critica)

Le scale sono a struttura metallica con profilati metallici simmetrici a sezione aperta, ancorati alle estremità con flange tassellate a solette e travi di estremità. I gradini sono realizzati in elementi prefabbricati in lamiera prefabbricata giuntata con bullonatura ai cosciali. I due cosciali laterali sono rompitrattati da con profilati doppio simmetrici a sezione aperta tali da ridurre la lunghezza libera di inflessione secondo l'inerzia minore. Si sono utilizzati profilati UPN 220 e la lunghezza libera di inflessione in orizzontale è di max 530cm.

Le verifiche degli elementi metallici sono state condotte con metodo agli stati limite (SLU ed SLE) e facendo riferimento ad una sezione resistente composta dai due profilati metallici.

#### Analisi dei carichi:

Peso Proprio+ Peso Portato	75.00	kg/m <sup>2</sup>
Carico Variabile	600.00	kg/m <sup>2</sup>

Carichi lineari:

- $q_{sle} = (75 + 600) \text{ kg/m}^2 \cdot 1.2 \text{ m} = 810 \text{ kg/m}$
- $q_{slu} = (75 \cdot 1.3 + 6400 \cdot 1.5) \text{ kg/m}^2 \cdot 1.2 \text{ m} = 1197 \text{ kg/m}$

Lo schema statico da adottare deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della porzione di costruzione, anche in relazione alle modalità realizzative previste. Lo schema statico che massimizza gli effetti flettenti e di taglio per le travi in parola è di *asta semplicemente appoggiata* agli estremi. La scelta di questo schema statico rende massima la sollecitazione flettente della trave. Allo stato limite di esercizio si ha una massimizzazione anche della freccia totale. Tenendo conto degli aspetti tecnici, tecnologici e di realizzazione in opera la schematizzazione adottata di trave isostatica in semplice appoggio risulta la più indicata.

In base alla geometria sinteticamente sopra descritta ed allo schema statico adottato le caratteristiche di sollecitazione massime nelle sezioni di verifica sono le seguenti:

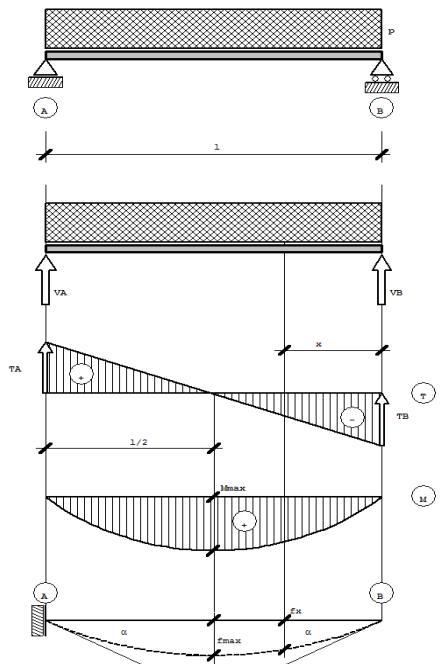
#### Sezione di campata

- $M_{sd} = M_{\max(SLU)} = 1/8 \cdot q_{slu} \cdot l^2 = 4203 \text{ daN} \cdot \text{m}$

#### Sezione di appoggio

- $T_{sd} = T_{\max(SLU)} = 1/2 \cdot q_{slu} \cdot l = 3172 \text{ daN}$

L'analisi dello stato tensionale allo SLU è stata effettuata assumendo un comportamento elastico lineare del materiale. La verifica di resistenza delle travi si può calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ed in virtù dell'assunzione di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni. Pertanto si ha:



## Relazione Tecnica Specialistica – Opere Civili Strutturali

The screenshot shows a software interface for structural analysis. At the top, there are checkboxes for 'UPN' (checked) and 'UAP' (unchecked), and options for 'Doppi' (checked) and 'Accosta ali' (unchecked). A dropdown menu 'Ordina per' has 'Wy' selected. The material is set to 'Acciaio S235 (Fe360)' with yield stress 'fy (N/mm²)' at 235 and tensile strength 'fu' at 360. Below this, 'Lunghezze di libera inflessione [m]' are specified as 0y and 0z. A table lists various UPN profiles with their dimensions: designation, g (kg/m), h (mm), b (mm), tw (mm), tf (mm), and r1 (mm). To the right, a diagram shows a U-shaped section with axes y and z, and dimensions d and r1. A green button 'Aggiorna Tabella' is at the bottom left, and a green 'Plotta' button is at the bottom right.

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
► UPN 220	29.4	220	80	9.00	12.50	12.50
UPN 240	33.2	240	85	9.50	13.00	13.00
UPN 260	37.9	260	90	10.00	14.00	14.00
UPN 280	41.8	280	95	10.00	15.00	15.00
UPN 300	46.2	300	100	10.00	16.00	16.00
UPN 320	59.5	320	100	14.00	17.50	17.50
UPM 260	...	...	...	...	...	...

Verifica a flessione nella mezzeria:

$$\bullet \quad M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{MO} \approx 12480 \text{ daN}\cdot\text{m} > M_{sd}$$

Verifica soddisfatta

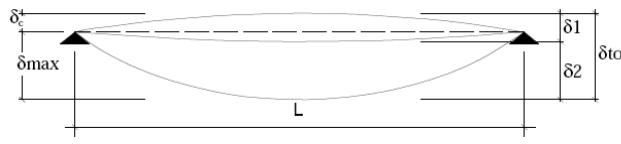
Verifica a taglio agli appoggi:

$$\bullet \quad T_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\text{radq}(3) \cdot \gamma_{MO}) \approx 49550 \text{ daN} > T_{sd}$$

Verifica soddisfatta

Verifica a svergolamento della singola trave:

La verifica di deformabilità è condotta facendo riferimento alle indicazioni delle NTC 2008.



$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J}$$

$$\bullet \quad f_{max,tot \text{ (cm)}} \approx 0.74 \text{ cm} < L / 350 = 1.14 \text{ cm}$$

Verifica soddisfatta con 2 UPN 220

### Verifiche per gli elementi non strutturali - (tamponamenti)

Secondo quanto riporta il D.M. 14 gennaio 2008 (NTC) ad esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 10cm, tutti gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento possa provocare danni a persone devono essere verificati per l'azione sismica corrispondente. Per tali verifiche si fa esplicito riferimento al paragrafo 7.2.3 della suddetta norma.

L'edificio in oggetto presenta tamponamenti che rientrano nell'ambito della verifica menzionata.

Per tutte le situazioni da verificare, la geometria delle murature, la loro posizione architettonica e la distribuzione planimetrica e lo sviluppo in altezza non costituiscono rischi particolari di irregolarità, tali da necessitare di incrementi di azioni sismiche, come indicato dalla normativa.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale sono stati determinati applicando agli elementi sopra menzionati una forma orizzontale  $F_a$ :

Dove:

$F_a \rightarrow$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a \rightarrow$  è il peso dell'elemento. Il peso complessivo delle tipologie di pareti considerate, tenuto conto di tutti gli elementi presenti nelle sezioni tipo è:

$q_a \rightarrow$  è il fattore di struttura dell'elemento. Nello specifico, si fa riferimento alla "Tabella 7.2.I delle NTC. Per le tipologie di murature analizzate il fattore di struttura assunto è

$q_a = 2.0$  (rif. "pareti esterne ed interne, tramezzature e facciate")

$S_a \rightarrow$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame.

$$S_a = \alpha \cdot S / [(3 \cdot (1+Z/H)) / (1+(1-T_a/T_1)^2) - 0.5] = 0.88$$

$S \rightarrow$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. Nel caso specifico essendo un terreno tipo "C" e con categoria topografica T1, è stato assunto a vantaggio di sicurezza il valore massimo. Pertanto:

$$S = 1.65$$

$Z \rightarrow$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione. Nella condizione più critica si ha :

$$H \rightarrow$$
 è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.:  $H = 865 \text{ cm (circa)}$

$\alpha \rightarrow$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo "A" da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g. Nel caso in oggetto si ha:

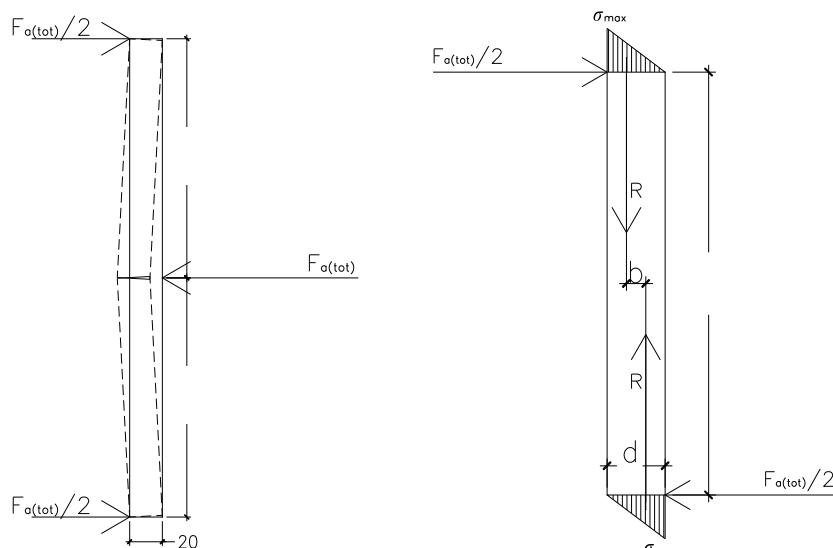
$$\alpha = 0.11$$

$T_a/T_1 \rightarrow$  è il rapporto tra il periodo fondamentale di vibrazione dei tamponamenti e quella della costruzione nel suo complesso. Il valore è preso cautelativamente pari ad 1.  $T_a$  sarà certamente inferiore a  $T_1$  a causa dell'elevata rigidezza e della non elevata massa dei tamponamenti rispetto alla rigidezza e alla massa dell'intero edificio. Pertanto si ha:  $T_a/T_1 = 1$

#### Verifica del Tamponamento del fabbricato

Ai fini del calcolo del tamponamento si considera come componente resistente la sola muratura del paramento (sp. indicativo di 28 cm), mentre gli intonaci interni ed esterni sono considerati cautelativamente come esclusivo carico.

Ai fini della presente verifica si suppone che la realizzazione del sistema di tamponamento sia realizzata a regola d'arte e perfettamente collegata alle travi in c.a. con vincoli che ne impediscono la rotazione. Sotto tali ipotesi di funzionamento il meccanismo di rottura della parete è quello mostrato nelle figure successive.



Schema del meccanismo di rottura della muratura

Situazione tensionale limite del concio superiore  
(simmetrico rispetto a quello inferiore)

Per semplicità e a favore di sicurezza nei calcoli che seguono si trascura il peso proprio della parete di tamponamento. Inoltre la verifica di sicurezza, poiché è relativa a condizioni ultime, verrà effettuata con sole considerazioni di equilibrio. Nello specifico si ha per un metro di larghezza di parete:

- $W_a \approx 1225 \text{ daN}$

$$F_{a(W)} = 1078 \text{ daN}$$

L'equilibrio di ciascuno dei due conci è garantito dalle pressioni di contatto tra gli stessi e tra essi e le strutture di contatto come le travi in c.a.. L'ipotesi effettuata per la muratura è di resistenza a trazione nulla.

Più in particolare, con riferimento alle figure precedenti, l'equilibrio è garantito se il massimo valore del momento ribaltante, dato dalla somma delle azioni sismiche descritte sopra, risulta inferiore a quello del momento resistente, dato dalle pressioni di contatto.

Il momento ribaltante dovuto alla forza sismica risulta essere pari a:

$$\bullet \quad M_{sd} = 1078 \cdot 330 \text{ cm} / 4 = 88935 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Per effettuare la verifica è sufficiente riuscire a trovare una configurazione caratterizzata da un valore di momento resistente superiore a quello sollecitante. Con riferimento al blocco di tamponamento spaccato con spessore  $d = 30.0 \text{ cm}$  e il valore della massima pressione di contatto pari a  $f_d = 36.0 \text{ daN/cm}^2$ , conseguentemente il braccio delle forze risulta essere pari a  $b = 20 \text{ cm}$ .

La risultante limite “ $R$ ” ed il momento stabilizzante resistente limite  $M_{rd}$  risultano essere pertanto:

- $R = 36.0 \cdot 30.0 \text{cm} \cdot 100\text{cm} / 2 = 54000 \text{ daN}$  (risultante delle forze di contatto) (riferimento ad una larghezza unitaria)
- $M_{rd} = R \cdot b = 1080000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$  (momento stabilizzante)

*La verifica del tamponamento è soddisfatta.*