

CITTA' DI TORINO

VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA

DIREZIONE SERVIZI TECNICI PER L'EDILIZIA PUBBLICA

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA

MANUTENZIONE STRAORDINARIA INTERVENTI PER RIPRISTINO STATICO IN EDIFICI SCOLASTICI

GRUPPO DI LAVORO

ATP

Ing. Alessio Camelliti

Arch. Aurelio Vergnano

Arch. Andrea Di Gregorio

IL PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI
Ing. Alessio Camelliti

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE
Arch. Aurelio Vergnano

IL SUPPORTO AL RUP
Arch. Stefania Maula

RESPONSABILE PROCEDIMENTO
E DIRIGENTE DEL SERVIZIO
Arch. Isabella QUINTO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

OGGETTO

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

NOME-FILE

Scala Plot

RIFERIMENTO

SCALA

-

REV	MODIFICHE	DATA	DISEGNATORE
0	EMISSIONE	Lug. 2012	
1			
2			
3			
4			
5			

TAVOLA

CES

1 Definizione dei parametri di sicurezza e modello prestazionale

Premessa sulla valutazione della sicurezza per le strutture esistenti

Premesso che al cap. 8 delle norme tecniche per le costruzioni viene data validità alle prescrizioni di tutti gli altri capitoli della norma salvo che diversamente specificato nello stesso capitolo 8, le verifiche condotte per le strutture oggetto della presente sono allo Stato Limite Ultimo di salvaguardia della vita umana (SLV) per quanto riguarda tutti gli interventi negli edifici oggetto dell'appalto ad eccezione per la costruzione della nuova rampa dell'edificio di corso Vercelli per la quale viene sviluppata relazione a parte in quanto soggetta a denuncia e collaudo.

Classificazione degli interventi

Gli interventi in oggetto rientrano tra "riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti" visto che in ogni caso, sul piano globale, non si consegue alcuna miglioria delle prestazioni strutturali esistenti.

In conseguenza di ciò, e in accordo con quanto prescritto al punto 8.4.3 delle norme, la verifica strutturale interesserà parti limitate delle costruzioni.

Nella fattispecie saranno condotte le verifiche locali degli elementi strutturali come descritto:

- via Pietro Cossa, via Brissogne, via Monte Cristallo, Via Germonio: verifica locale della nuova colonna e del nuovo plinto;
- strada Mongreno: verifica della capacità portante del nuovo tirante;
- via Buniva: verifica dei nuovi pendini in acciaio zincato;
- via Tripoli: valutazione dell'incremento di rigidità flessionale del solaio;

In corso Matteotti 6 bis l'intervento è, sul piano strutturale, di sola demolizione.

In strada San Mauro e in via Montevideo gli interventi sono finalizzati alla protezione delle strutture e alla realizzazione di controsoffittature leggere e certificabili.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali ci si è basati su documentazione già disponibile per strutture analoghe e su una verifica visiva in situ. Le indagini sperimentali, vista la modesta entità degli interventi (in parte su edifici sottoposti a vincolo da parte della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici) sono state escluse.

I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono state valutate sulla base di dati reperibili nella bibliografia per strutture analoghe e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

Tuttavia è stato previsto di realizzare tutte le prove necessarie alla successiva verifica dell'idoneità statica dei fabbricati al termine dei lavori.

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, sono stati individuati dei "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (particolarmente significativi nei confronti delle caratteristiche meccaniche dei materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, utilizzati come ulteriori

coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Nella fattispecie si considera un livello di conoscenza $LC = 1$ e un conseguente fattore di confidenza $FC = 1$.

Tali parametri sono ritenuti validi per tutti gli interventi, a vantaggio di sicurezza anche per quelli cui sono disponibili informazioni più accurate (come gli edifici “quadrifoglio”)

Valutazione della sicurezza

In conformità alle prescrizioni di cui alle nuove “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 verrà utilizzato il metodo semiprobabilistico agli stati limite, per cui la sicurezza strutturale deve essere 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.

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

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d 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 come indicato nel § 2.5.3 del D.M. 14.01.2008, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all’azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Vita nominale

Tutte le strutture oggetto della presente relazione appartengono alla seconda tipologia tra quelle indicate nella tabella 2.4.I delle norme, ossia “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”, per le quali la vita nominale da assumere è la seguente:

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

L’unica ad essere al di fuori di tale classificazione è la scuola di corso Vercelli per la quale si è approntata relazione specifica.

Classe d’uso

Gli edifici in questione rientrano nella **classe II**: “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”

Periodo di riferimento per l’azione sismica

Il periodo di riferimento è funzione del coefficiente d'uso il cui valore è riportato nella tabella 2.4. II della norma in funzione della classe d'uso dell'edificio (nel nostro caso la II)

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove $C_U = 1,0$ e di conseguenza $V_R = V_N \geq 50$

Combinazione delle azioni

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

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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

Le azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

La tabella riportata nella presente pagina, per l'opera in questione, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme. Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1. I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel Capitolo 6 della norma di riferimento

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

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

Il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

2 Azione del vento

Non vi sono strutture nuove o parti delle strutture esaminate sottoposte all'azione del vento.

3 Azione della neve

Non vi sono strutture nuove o interventi su parti di struttura soggetti all'azione della neve.

4 Azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nelle parti strutturali di nuova realizzazione.

Gli stati limite di esercizio individuati dalla normativa sono i seguenti:

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): "a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali";
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): "a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali".

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono di seguito riportate:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per le strutture in questione saranno individuate le probabilità per i soli stati limite ultimi

Categoria del suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica e in virtù della caratterizzazione geologica del terreno nelle zone ove insistono le costruzioni, possiamo assumere come piano di posa delle fondazioni un terreno appartenente alla cat. "C", "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

Tale valore, cautelativo, viene impiegato esclusivamente per l'identificazione dei parametri necessari alla formulazione dell'azione sismica.

L'assunzione di tale categoria di suolo di fondazione è convalidata dall'esperienza per costruzioni costruiti su buona parte del suolo di Torino.

Condizioni topografiche

Non sussistono problematiche particolari, tutti i siti ricadono in categoria T1 "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con con inclinazione media $i < 15^\circ$ "

Calcolo dell'azione sismica

Detta a_g l'accelerazione di picco al suolo per il sito considerato, l'azione sismica può essere descritta attraverso gli spettri di risposta elastica del terreno riportati di seguito. Essi sono funzione dei parametri S , T_B , T_C , T_D . Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Per un suolo di categoria "C" si hanno i seguenti parametri di definizione dello spettro di risposta elastico lineare orizzontale:

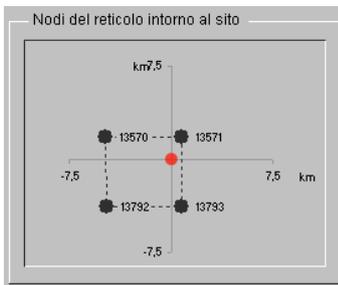
$S = S_S \cdot S_T$ (coefficiente che tiene conto delle caratteristiche del terreno e della topografia del sito)

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$ è il coefficiente che tiene conto dello smorzamento viscoso

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima sul bedrock (pari a minimo 2.2)

T_C , T_B , T_D sono i periodi che identificano i punti di variazione di forma dello spettro delle accelerazioni.

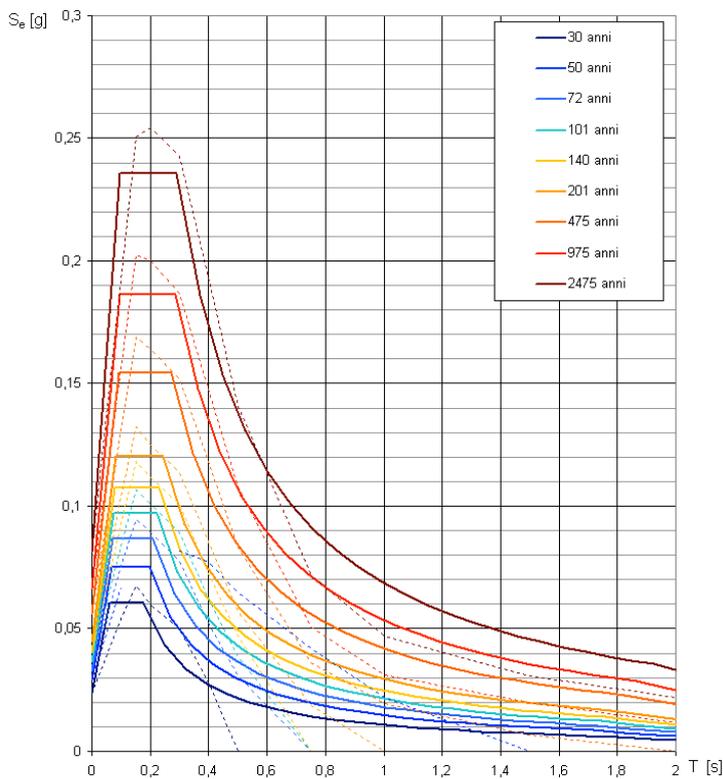
Individuazione della pericolosità del sito (Spettri-NTCver1.0.3.xls)



Sul reticolo di riferimento della pericolosità sismica predisposto dalle nuove norme, **Torino** è collocata come indicato nella figura a lato. Sul reticolo il controllo è di tipo corretto (non sono state eseguite interpolazioni a tre nodi e non è risultato esterno al reticolo).

In funzione del periodo di ritorno T_R i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C sono riportati nella tabella raffigurata.

Di sotto si riportano gli spettri di risposta elastici per i periodi di riferimento.

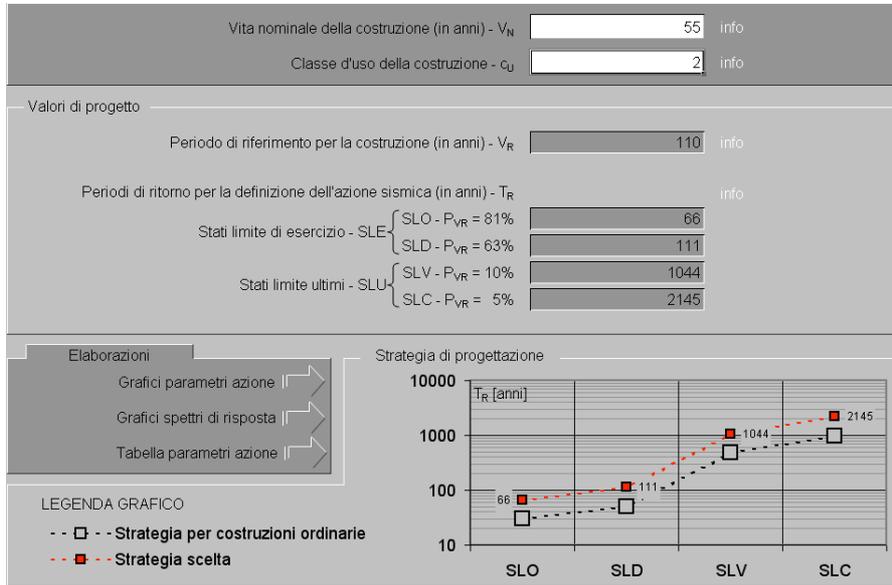


T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C [s]
30	0,024	2,579	0,177
50	0,029	2,587	0,196
72	0,033	2,625	0,210
101	0,037	2,652	0,221
140	0,040	2,670	0,230
201	0,045	2,687	0,245
475	0,056	2,759	0,272
975	0,066	2,807	0,287
2475	0,081	2,900	0,291

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

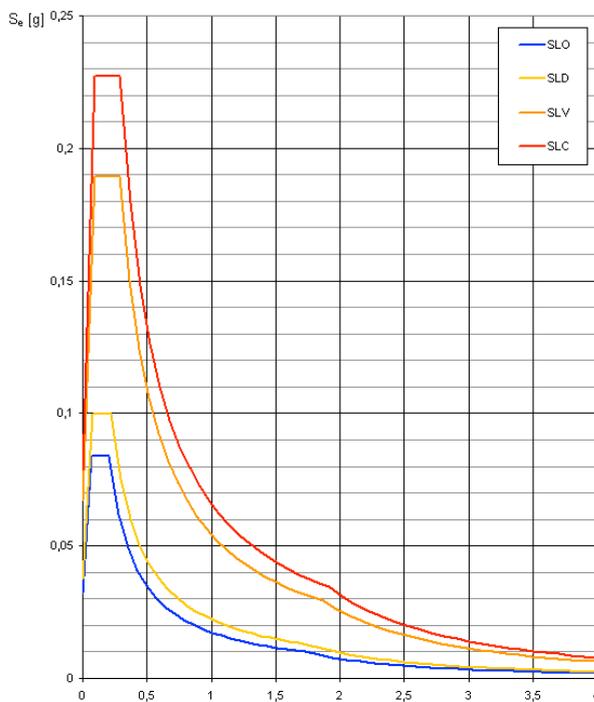
Scelta della strategia di progettazione (Spettri-NTCver1.0.3.xls)

Sulla base dei parametri definiti nel capitolo 1 della presente, per una vita nominale della costruzione superiore a 50 anni (convenzionalmente assunto 55 anni in sede di progetto) e classe d'uso II, si ottengono i seguenti parametri strategici:



Essendo una costruzione esistente, la verifica viene condotta esclusivamente su SLV, di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione sismica considerata è pari a **1044** anni

Lo spettro di risposta elastico e i parametri sono i seguenti:



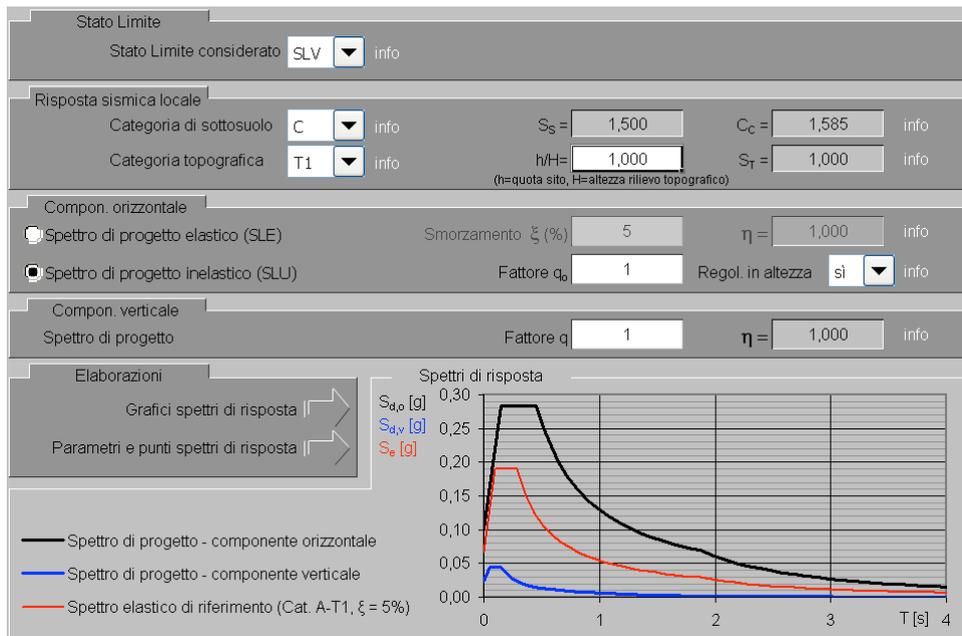
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	66	0,032	2,616	0,206
SLD	111	0,038	2,657	0,223
SLV	1044	0,067	2,813	0,287
SLC	2145	0,079	2,885	0,290

Azioni di progetto (Spettri-NTCver1.0.3.xls)

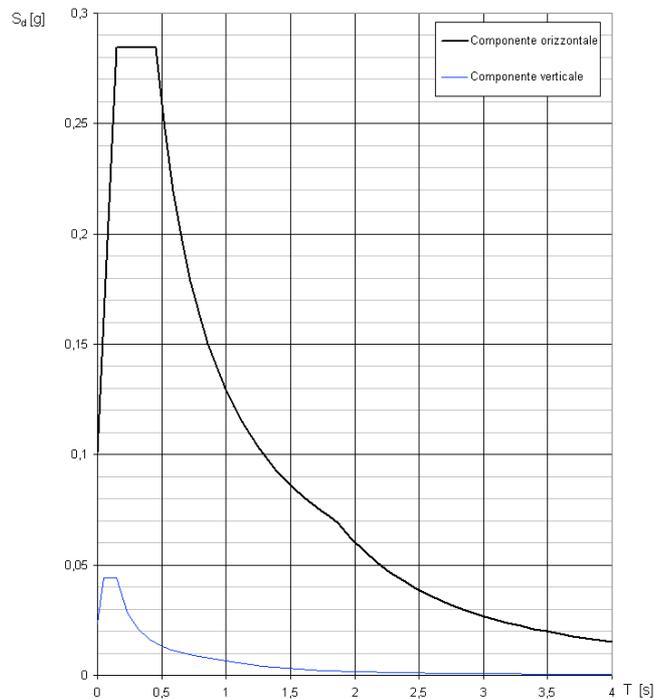
Lo specchietto che segue, riporta i valori di progetto in funzione dei parametri di ingresso, ossia:

- tipo di stato limite considerato
- categoria del sottosuolo
- categoria topografica
- fattore di struttura, q

per quest'ultimo si è utilizzato il valore $q = 1$, ipotizzando che la struttura in questione non abbia la possibilità di manifestare cerniere elastiche di alcun genere.



Di seguito è rappresentato lo spettro di progetto a SLV per l'azione orizzontale e per quella verticale:



Le tabelle che seguono riassumono i parametri degli spettri di progetto a SLV orizzontali e verticali, per i parametri di progetto utilizzati e per le ipotesi di comportamento strutturale effettuate:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,024 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,986
S	1,000
γ	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_x}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,024
0,050	0,044
0,150	0,044
0,235	0,028
0,320	0,021
0,405	0,016
0,490	0,014
0,575	0,012
0,660	0,010
0,745	0,009
0,830	0,008
0,915	0,007
1,000	0,007
1,094	0,006
1,188	0,005
1,281	0,004
1,375	0,004
1,469	0,003
1,563	0,003
1,656	0,002
1,750	0,002
1,844	0,002
1,938	0,002
2,031	0,002
2,125	0,001
2,219	0,001
2,313	0,001
2,406	0,001
2,500	0,001
2,594	0,001
2,688	0,001
2,781	0,001
2,875	0,001
2,969	0,001
3,063	0,001
3,156	0,001
3,250	0,001
3,344	0,001
3,438	0,001
3,531	0,001
3,625	0,001
3,719	0,000
3,813	0,000
3,906	0,000
4,000	0,000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0,067 g
F_0	2,813
T_C	0,287 s
S_S	1,500
C_C	1,585
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
γ	1,000
T_B	0,152 s
T_C	0,455 s
T_D	1,869 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{0,4(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,101
0,152	0,284
0,455	0,284
0,523	0,248
0,590	0,219
0,657	0,197
0,725	0,179
0,792	0,163
0,859	0,151
0,927	0,140
0,994	0,130
1,061	0,122
1,129	0,115
1,196	0,108
1,263	0,102
1,331	0,097
1,398	0,093
1,465	0,088
1,533	0,084
1,600	0,081
1,667	0,078
1,735	0,075
1,802	0,072
1,869	0,069
1,971	0,062
2,072	0,056
2,174	0,051
2,275	0,047
2,377	0,043
2,478	0,039
2,580	0,036
2,681	0,034
2,783	0,031
2,884	0,029
2,985	0,027
3,087	0,025
3,188	0,024
3,290	0,022
3,391	0,021
3,493	0,020
3,594	0,019
3,696	0,018
3,797	0,017
3,899	0,016
4,000	0,015

SPETTRO VERTICALE

SPETTRO ORIZZONTALE

Combinazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni attraverso la seguente combinazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

con il noto significato dei termini. Nella sostanza gli effetti del sisma sono stati calcolati ipotizzando che sulla struttura grava la seguente combinazione di carichi:

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

in ambito S.L.V., dove sono stati impiegati:

$\Psi_{2i} = 0.0$ per la neve e il vento e $\Psi_{2i} = 0.6$ per i carichi variabili accidentali.

5 Analisi e modellazione strutturale

L'analisi strutturale sarà condotta esclusivamente a stato limite ultimo (SLU).

A tal fine, considerato che:

- non insistono sulle strutture carichi a carattere ciclico tali da indurre fenomeni di fatica
- le destinazioni d'uso e le modalità costruttive dei fabbricati in questione sono tali da escludere la verifica di situazione transitoria e accidentale

in conformità a quanto riportato nel D.M. 14.1.2008 al capitolo 8 "Costruzioni esistenti", verrà condotta analisi solo nei confronti dello stato limite ultimo di preveservazione della vita umana (SLV).

Verifiche a stato limite ultimo

Per la costruzione in esame, le azioni di calcolo si ottengono mediante la combinazione seguente:

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

dove:

G_1 è il valore caratteristico dei pesi propri

G_2 è il valore caratteristico del carico permanente

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

P è il valore della h-esima deformazione impressa

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1}, \gamma_P$ rappresentano i coefficienti parziali

Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione

i coefficienti sono di seguito riportati (si veda a tal proposito il primo capitolo della presente relazione):

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{G1}	1,3	1,0
γ_{G2}	1,5	0,0
γ_{Qi}	1,5	0,0
γ_P		1

si utilizzeranno altresì i seguenti coefficienti di combinazione:

Azione	Ψ_{0i}
neve	0,5
vento	0,6

6 Resistenze di calcolo

Acciaio per profili laminati

Si assumeranno per l'acciaio in profili laminati a caldo le cui proprietà sono le seguenti:

modulo elastico	$E = 210.000$	N/mm^2
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)]$	N/mm^2
coefficiente di <i>Poisson</i>	$\nu = 0,3$	
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$	per °C ⁻¹
densità	$\rho = 7850$	kg/m^3

Secondo le UNI-EN10025-2, l'acciaio impiegato è quello con denominazione S275 cui corrispondono le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

in sede di progetto si assumono i seguenti valori di calcolo:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 239 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con } \gamma_S = 1,15$$

Murature esistenti

Da una indagine in sito si è constatata la solidità delle murature esistenti attraverso un esame a vista e di alcuni saggi sulla muratura e confrontando con strutture simili di uguale tipologia ed epoca costruttiva.

E' stato possibile, in maniera cautelativa, impostare i seguenti parametri meccanici per il calcolo:

- Resistenza caratteristica a compressione: $f_k = 2 \text{ N/mm}^2 = 20 \text{ daN/cm}^2$;
- Modulo di elasticità longitudinale: $E = 1000 \cdot f_k = 2000 \text{ N/mm}^2 = 20000 \text{ daN/cm}^2$;
- Modulo di elasticità tangenziale: $G = 0.4 E = 800 \text{ N/mm}^2 = 8000 \text{ daN/cm}^2$;
- Resistenza al taglio: $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$ con $f_{vk0} = 0$.

Valori di calcolo:

- Resistenza di calcolo a compressione: $f_d = f_k / \gamma_m = 4 \text{ daN/cm}^2$;
- Resistenza di calcolo a taglio: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$;
- Nella seguente relazione si conduce un'analisi di stato limite. Si è assunto un coefficiente di sicurezza per la muratura $\gamma_m = 5$ ipotizzando di inglobare in esso le incertezze del fattore di confidenza.

Malte a ritiro compensato

- Le malte utilizzate saranno di tipo reoplastico tixotropico, a ritiro compensato (bassi valori di ritiro).

Il prodotto da utilizzare dovrà presentare valori di modulo elastico prossimi o comunque simili a quelli della muratura esistente, quindi intorno a 2000 N/mm^2 .

La resistenza meccanica dovrà essere pari o superiore a 2 N/mm^2 .

Azioni antropiche

Pesi propri dei materiali strutturali impiegati

Acciaio $78,5 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarichi di esercizio

CATEGORIA CARICO	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	H_k (kN/m)
Cat. H1 - Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,0

7 Caratteristiche di sollecitazione: analisi locale

Via Buniva

La volta in esame è a padiglione per sua natura, in assenza di "pendini", tenderebbe a scaricare il proprio carico sul perimetro spingendo orizzontalmente. Si è utilizzato il condizionale poiché la presenza dei pendini (recentemente infittiti) tende a "sospendere" la volta convogliando i carichi sulla struttura di copertura.

La massa superficiale del controsoffitto è stimabile intorno a 30-40 daN/mq, per un carico complessivo oscillante tra 6000 e 8000 kg.

Successivamente verranno approfondite le indagini relative alle caratteristiche meccaniche del legno attraverso una analisi resistografica per la misura della resistenza opposta dal legno alla penetrazione, la determinazione dell'umidità del legno il prelievo di microcarote e prove di laboratorio per la determinazione della resistenza a compressione parallela e perpendicolare alla fibratura e per la resistenza a flessione statica

Il ruolo dei pendini è fondamentale nel funzionamento della volta, e l'attuale incertezza sulla loro efficacia implica una diminuzione di sicurezza globale.

Per ripristinarla, ipotizzando (a vantaggio di sicurezza), che tutta la controsoffittatura sia "appesa" e non agisca con spinte sui muri, si dovranno porre in opera un numero di pendini tali da coprire un tiro di 30-40 daN/mq.

Pendini di acciaio zincato, con sezione da 6 mm (sezione utile $0,28 \text{ cm}^2$) sono in grado di sostenere circa 300 daN cadauno (ipotizzando una tensione massima di 1200 daN/cm^2 e ganci di collegamento analogamente dimensionati).

Strada San Mauro

La controsoffittatura sulla quale si interviene è di tipo piano, appesa all'orditura di copertura. Non vi sono informazioni attendibili sugli elementi di sostegno che di conseguenza non possono essere verificati e verificabili.

La struttura di copertura è tuttavia in buono stato di conservazione, ai sensi della circolare 617 del 2.2.2009 il livello di conoscenza allo stato attuale è il livello 1 (LC=1) cui corrisponde un fattore di confidenza pari a FC=1.00.

Si tenga presente che la struttura di nuova realizzazione, realizzata con pendini di acciaio zincato e di portata superiore a 300 daN cadauno dovranno sostenere e trasferire alla sovrastruttura un carico di poco meno di 20-30 daN/m². La riduzione di carico conseguente ripristina indicativamente l'incertezza del fattore FC riequilibrando la sicurezza complessiva. Sono superflue ulteriori valutazioni.

Strada Mongreno

La spinta del terreno di monte esercitata sul paramento è stimabile intorno a 3000 daN per metro di muro. La porzione di muro in condizioni precarie ha una larghezza di circa 4 m per complessivi 12000 daN. Il cuneo di spinta del terreno, nell'ipotesi (da verificare) di angolo di resistenza al taglio pari a 30° si estende lungo monte per circa 7 m.

Il tirante deve quindi affondare il bulbo ad almeno una decina di metri dal filo esterno del muro. Il tirante avrà almeno due trefoli da 0.6 pollici per un tiro (serraggio dinamometrico) di circa 12000 daN.

Il bulbo avrà lunghezza di circa 2 metri e un diametro di circa 20 cm (di calcolo) in maniera da tenere lo sforzo tangenziale contenuto entro 1.8 daN/cm².

Via Tripoli

Il solaio non presenta problemi di portanza. Tuttavia la sua deformabilità induce a pensare che vi siano problemi di stato limite di deformazione, anche in relazione a un valore accettabile della freccia (cfr. C4.1.2.2 circolare 617 del 2.2.2009) pari a 1/500 della luce di calcolo (7.2 m) che risulta pari a 1.44 cm.

La snellezza limite di solai di questo tipo non dovrebbe andare al di là dei valori riportati nella tabella C4.1.I della citata circolare. Di conseguenza, assumendo la condizione peggiore (visti il livello di conoscenza della struttura, LC=1) si otterrebbe un valore di $\lambda = 14$ con $h_{\min} = 51$ cm. Per ripristinare i valori di snellezza di opta per ridurre di almeno 1/3 il valore della luce di calcolo mediante l'inserimento di profili a IPE posti trasversalmente a 3 m l'uno dall'altro. La luce di calcolo riduce la snellezza a valori accettabili e compatibili con lo spessore del solaio.

I profili IPE andranno immorsati nella muratura per 20 cm circa eseguendo uno scasso circolare di diametro 25 cm e interponendo uno strato di malta tra il profilo e la muratura per consentire una corretta diffusione dei carichi.

Allo stato attuale delle conoscenze le murature esistenti presentano caratteristiche meccaniche idonee all'esecuzione del consolidamento proposto (cfr. tab. C8.A.2.1 circolare 617 del 2.2.2009).

E' quindi sufficiente una densità di 1 pendino / 7.5 m² di controsoffitto. A ulteriore vantaggio di sicurezza, nell'ipotesi di livello di conoscenza 1 (LC=1 da circolare n. 617 del 2.2.2009) relativamente allo stato di supporto (orditura principale in legno massiccio) utilizzando quindi un fattore di confidenza pari a 1.35 per tutte le connessioni con le strutture esistenti, si assume una densità di pendini pari ad almeno 1 / 5 m² (ossia una maglia di circa 2x2 m).

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.