

CALCOLO DELLA MURATURA ARMATA ANTISISMICA PER NUOVE COSTRUZIONI



- > Dettagli costruttivi e organizzazione strutturale
- > Analisi e verifiche (esempi completamente svolti)
- > Tipologia di edifici realizzati con la tecnica del "blocco cassero"
- > Elementi di fondazioni, architravi e cordoli

A Giovanni, a Paolo ed a tutti gli altri

*Al mio amico Bruno che di recente ci ha lasciato
A mia figlia Aurora da poco arrivata*

Michele Vinci

Calcolo della muratura armata antisismica per nuove costruzioni



Dario Flaccovio Editore

M. Vinci
Calcolo della muratura armata antisismica per nuove costruzioni

ISBN 9788857904391

© 2015 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: luglio 2015

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, luglio 2015

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici. L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

Indice

Introduzione	9
Capitolo 1 – Dati generali di calcolo	11
1.1 – Vita nominale	11
1.2 – Classe d'uso	12
1.3 – Periodo di riferimento per l'azione sismica	13
1.4 – Azioni sulla struttura	14
1.5 – Combinazioni delle azioni	14
1.6 – Azione sismica	17
1.6.1 – Stati limite e relative probabilità di superamento	17
1.6.2 – Categoria di suolo	18
1.6.3 – Condizioni topografiche	21
1.6.4 – Valutazione dell'azione sismica	21
1.6.5 – Amplificazione stratigrafica	23
1.6.6 – Amplificazione topografica	23
1.6.7 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali	24
1.6.8 – Spettro di progetto	24
Capitolo 2 – Materiali	33
2.1 – Parametri meccanici della muratura	33
2.2 – Parametri meccanici del calcestruzzo	39
2.3 – Parametri meccanici dell'acciaio	42
Capitolo 3 – Regole di dettaglio ed organizzazione strutturale per costruzioni in muratura armata	45
3.1 – Regole di dettaglio per costruzioni in muratura	45
3.1.1 – Punto 7.8.5.1 del D.M. 14/01/2008 (Regole di dettaglio per costruzioni di muratura)	45
3.1.2 – Punto 4.5.7 del D.M. 14/01/2008 (Muratura armata)	48
3.1.3 – Punto 7.8.5.2 del D.M. 14/01/2008 (Costruzioni in muratura armata)	55
3.2 – Organizzazione strutturale	56
3.2.1 – Regole generali per edifici in muratura	56
3.2.2 – Regolarità delle costruzioni	57
3.2.3 – Regolarità in pianta	57
3.2.4 – Regolarità in elevazione	62
3.2.5 – Criteri di progetto e requisiti geometrici	64
Capitolo 4 – Analisi per strutture in muratura armata	67
4.1 – Schematizzazione della parete	68
4.1.1 – Schematizzazione ad elementi finiti bidimensionali della parete	68
4.1.2 – Schematizzazione a telaio equivalente della parete	69
4.1.2.1 – Maschi murari	69
4.1.2.2 – Fasce di piano	71
4.1.2.3 – Conci rigidi	73
4.1.2.4 – Assemblaggio della matrice di rigidezza globale	73
4.1.2.5 – Osservazioni sulla tecnica del telaio equivalente	73
4.2 – Azioni sulla struttura e calcolo delle sollecitazioni	77
4.3 – Analisi statica lineare	106
4.3.1 – Applicabilità e condizioni	109
4.4 – Analisi dinamica modale con spettro di risposta	110
4.4.1 – Oscillazioni non smorzate di sistemi a più gradi di libertà	111
4.4.2 – Oscillazioni smorzate e forzate di sistemi a più gradi di libertà	114
4.4.3 – Sistemi a più gradi di libertà sottoposti ad azione sismica	115

4.4.4 – Soluzione con spettro di risposta	117
4.4.5 – Sovrapposizione modale.....	118
4.4.6 – Esempio di calcolo	119
4.5 – Analisi statica non lineare	127
4.5.1 – Analisi pushover.....	128
4.5.1.1 – Osservazioni sull’analisi statica non lineare	133
4.5.2 – Applicabilità e condizioni	136
Capitolo 5 – Verifiche per edifici in muratura armata	139
5.1 – Principio della gerarchia delle resistenze	139
5.2 – Verifiche di resistenza	141
5.2.1 – Verifica a pressoflessione nel piano	141
5.2.2 – Verifica a pressoflessione fuori piano	169
5.2.3 – Somma delle armature.....	172
5.2.4 – Verifica a taglio	172
5.2.5 – Verifiche geometriche	179
5.2.6 – Verifica allo stato limite di danno (SLD).....	181
Capitolo 6 – Costruzioni semplici in muratura armata.....	183
6.1 – Prescrizioni di normativa	183
6.1.1 – Punto 4.5.6.4 del D.M. 14/01/2008 (Verifiche alle tensioni ammissibili)	183
6.1.2 – Punto 7.2.2 del D.M. 14/01/2008 (Regolarità in pianta).....	186
6.1.3 – Punto 7.2.2 del D.M. 14/01/2008 (Regolarità in elevazione)	186
6.1.4 – Requisiti geometrici.....	186
6.1.5 – Punto 7.8.1.9 del D.M. 14/01/2008 (Costruzioni semplici – Struttura in elevazione) ..	186
6.2 – Progettazione di una costruzione semplice realizzata in muratura armata.....	191
6.2.1 – Caratteristiche dei materiali	192
6.2.2 – Geometria della struttura	193
6.2.3 – Dati geotecnici.....	200
6.2.4 – Carichi sulla struttura	200
6.2.4.1 – Peso proprio delle pareti.....	200
6.2.4.2 – Peso proprio dei cordoli	201
6.2.4.3 – Peso proprio, carico permanente e variabile di solai.....	201
6.2.4.4 – Peso proprio, carico permanente e variabile di balconi.....	201
6.2.4.5 – Peso proprio, carico permanente e variabile delle scale	202
6.2.4.6 – Peso dovuto a tramezzi e parapetti	202
6.3 – Calcolo della struttura di elevazione	202
6.3.1 – Prescrizioni riportate nel paragrafo 6.1.1	203
6.3.1.1 – Punto a).....	203
6.3.1.2 – Punto b).....	204
6.3.1.3 – Punto c).....	204
6.3.1.4 – Punto d).....	204
6.3.1.5 – Punto e).....	205
6.3.1.6 – Punto f).....	206
6.3.2 – Prescrizioni riportate nel paragrafo 6.1.2 (Regolarità in pianta).....	206
6.3.2.1 – Punto a).....	206
6.3.2.2 – Punto c).....	219
6.3.2.3 – Punto d).....	220
6.3.3 – Prescrizioni riportate nel paragrafo 6.1.3 (Regolarità in elevazione)	220
6.3.3.1 – Punto e).....	220
6.3.3.2 – Punto f).....	220
6.3.3.3 – Punto h).....	222
6.3.4 – Prescrizioni riportate nel paragrafo 6.1.4	223
6.3.5 – Prescrizioni riportate nel paragrafo 6.1.5 (Costruzioni semplici – Struttura in elevazione).....	223
6.3.5.1 – Punto a).....	223
6.3.5.2 – Punto b).....	227
6.3.5.3 – Punto c).....	227

Capitolo 7 – Analisi tridimensionale di edifici in muratura armata	231
7.1 – Ripartizione delle azioni sismiche sugli elementi.....	231
Capitolo 8 – Strutture portanti basate sull'utilizzo di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera	253
8.1 – Caratteristiche geometriche dei blocchi	253
8.2 – Caratteristiche dei materiali.....	256
8.3 – Analisi della struttura.....	256
8.3.1 – Analisi statica e dinamica lineare.....	257
8.3.1.1 – Fattore di struttura	257
8.3.1.2 – Spessore delle pareti per il calcolo delle sollecitazioni di progetto	257
8.4 – Verifiche	259
8.4.1 – Verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).....	259
8.4.1.1 – Verifica a pressoflessione.....	259
8.4.1.2 – Verifica a taglio	260
8.4.1.3 – Verifica ad instabilità.....	260
8.4.1.4 – Verifica delle travi di accoppiamento	263
8.4.2 – Verifiche allo stato limite di danno (SLD)	269
8.5 – Limitazioni armature.....	269
8.6 – Esempio pratico (calcolo di un edificio realizzato con la tecnica del blocco cassero)	271
8.6.1 – Geometria della struttura.....	271
8.6.2 – Caratteristiche dei materiali.....	274
8.6.3 – Dati geotecnici.....	274
8.6.4 – Azioni sulla struttura e combinazioni di carico	274
8.6.5 – Analisi della struttura.....	278
8.6.6 – Verifiche	279
8.6.6.1 – Verifica a compressione	279
8.6.6.2 – Verifica a pressoflessione.....	280
8.6.6.3 – Verifica a taglio	282
8.6.6.4 – Verifica ad instabilità.....	283
8.6.6.5 – Verifica elementi di accoppiamento	285
Capitolo 9 – Progettazione di elementi secondari	287
9.1 – Fondazioni	287
9.1.1 – Trave rigida su suolo elastico (trapezio delle tensioni)	288
9.1.1.1 – Soluzione con singolo carico concentrato	288
9.1.1.2 – Soluzione con più carichi concentrati	291
9.1.1.3 – Soluzione con carichi distribuiti.....	298
9.1.2 – Trave elastica su suolo elastico (modello alla Winkler).....	304
9.1.3 – Tensioni sul terreno.....	308
9.1.4 – Progettazione delle armature	312
9.2 – Architravi	314
9.3 – Solai.....	319
9.4 – Cordoli.....	320
Capitolo 10 – Particolari costruttivi.....	321
10.1 – Particolari costruttivi per edifici in muratura armata.....	321
10.1.1 – Armature orizzontali	321
10.1.2 – Collegamenti di pareti con strutture di fondazione	323
10.1.3 – Collegamenti di pareti con architravi	325
10.1.4 – Collegamenti di pareti con cordoli	326
10.1.5 – Incroci tra muri ortogonali.....	327
10.1.6 – Soluzione con pilastri	331
10.1.7 – Solai	333
10.2 – Particolari costruttivi per edifici con blocco cassero	335
10.2.1 – Collegamenti di pareti con strutture di fondazione	335

8 Calcolo della muratura armata antisismica per nuove costruzioni

10.2.2 – Collegamenti di pareti con architravi	336
10.2.3 – Collegamenti di pareti con cordoli	337
10.2.4 – Realizzazioni delle pareti e connessioni trasversali	338
10.2.5 – Solai	346
Appendice 1 – Software VEMA	347
A.1.1 – Dati d’input	347
A.1.2 – Dati di output	347
A.1.3 – Come scaricare il software	348
Bibliografia	349

Introduzione

Gli edifici con struttura portante in muratura armata e con blocco cassero autoportante e calcestruzzo gettato in opera sono tipologie di costruzioni che negli ultimi decenni si stanno diffondendo su tutto il territorio nazionale (grazie soprattutto al continuo contributo divulgativo da parte di molte case produttrici di laterizi e blocchi cassero) e rappresentano, per quanto riguarda gli edifici di nuova costruzione, una valida alternativa a quelli in cemento armato. Queste tipologie di edifici presentano molteplici vantaggi, in particolare quello di isolare termicamente gli ambienti interni da quelli esterni, dovuta alla particolare conformazione degli elementi (laterizi e blocchi cassero), garantendo notevoli risparmi sui costi di riscaldamento durante l'esercizio degli stessi edifici.

Nonostante i molti vantaggi offerti, purtroppo, nella pratica comune, il più grosso ostacolo per incentivare ulteriormente la diffusione di queste tipologie di edifici è dovuto alla scarsa conoscenza da parte dei progettisti, in quanto trattasi di argomentazioni mai affrontate nel corso della propria carriera, sia universitaria che professionale. Inoltre, come qualsiasi altra tipologia di strutture, il calcolo strutturale richiede una mole di operazioni impossibili da svolgere manualmente, affrontabili solo attraverso l'utilizzo di software. Spesso, molti dei suddetti software sono sviluppati per risolvere il calcolo strutturale delle tipologie più comuni di edifici, quali, per esempio, quelli in cemento armato, acciaio, legno e muratura ordinaria, tralasciando lo sviluppo di tipologie meno comuni. Quanto appena detto tende a scoraggiare numerosi tecnici a progettare edifici secondo queste tipologie costruttive.

L'obiettivo di questo testo è proprio quello di fornire ai professionisti una guida completa e lineare per il calcolo strutturale di queste tipologie di edifici, riportando passo passo tutto l'iter necessario alla progettazione degli elementi portanti (murature ed elementi secondari, quali fondazioni, architravi, cordoli, solai, ecc.), seguendo tutte le prescrizioni delle vigenti normative in materia. Nella prima parte del testo si affronta come reperire e quali sono i dati necessari per affrontare il calcolo strutturale, come si valutano le azioni sulla struttura e le caratteristiche meccaniche dei materiali. Inoltre, in questa parte del testo vengono riportate tutte le prescrizioni di normativa, soprattutto di carattere geometrico, da seguire nella progettazione degli elementi. Nella parte centrale si affrontano le problematiche legate all'analisi della struttura ed alle verifiche di sicurezza, sia per elementi in muratura che per elementi secondari. Una parte del testo viene anche dedicata alle cosiddette *costruzioni semplici*, particolare tipologia di costruzioni in muratura (ordinaria ed armata) che possono essere progettate attraverso verifiche semplificate. Nella parte finale del testo si riportano numerosi particolari costruttivi per dare indicazioni su come realizzare i

punti critici delle strutture, volti soprattutto ad evitare di generare ponti termici che andrebbero a cozzare con uno dei principali punti di forza di questi edifici.

A corredo del testo, l'autore mette a disposizione alcuni software (scaricabili gratuitamente dal sito www.edificiinmuratura.it), che consentono di progettare e verificare singoli elementi in muratura armata (vedi Appendice 1), volendo altresì ricordare che essendo l'autore il responsabile dello sviluppo del software VEM_{NL} , uno dei più utilizzati nelle attività professionali, per il calcolo di edifici con struttura portante in muratura, prodotto e distribuito dalla STACEC s.r.l., lo stesso ha sentito la necessità di sviluppare il software anche nei confronti delle tipologie di edifici trattati nel testo, con lo scopo di soddisfare le numerose richieste degli utenti e fornire tutti gli strumenti necessari per affrontare la progettazione delle strutture.

Un ringraziamento particolare a tutto lo staff della STACEC per i continui ed innumerevoli consigli ed incoraggiamenti allo sviluppo del testo.

L'autore

Capitolo 1

Dati generali di calcolo

Il calcolo di un edificio con struttura portante in muratura armata richiede la conoscenza di un determinato numero di parametri esterni che ne definiscono le azioni che vanno a gravare sulla struttura stessa. Le azioni esterne devono essere valutate fondamentalmente in funzione del sito, del terreno di fondazione e della destinazione d'uso dell'edificio. La normativa (D.M. 14/01/2008 e Circolare 617/2009) che regola il calcolo strutturale nell'edilizia fornisce le prescrizioni per definire i suddetti parametri. In funzione delle citate norme, viene di seguito riportato il procedimento per ricavare tutti i parametri necessari alla definizione delle suddette azioni. Sostanzialmente, nella maggioranza dei casi, occorre definire i pesi propri degli elementi strutturali, i carichi permanenti portati e le azioni variabili, riassumibili questi ultimi in carichi verticali di esercizio gravanti sugli orizzontamenti, carico da neve, carico da vento ed azione sismica. Inoltre le azioni devono essere opportunamente combinate.

1.1 – Vita nominale

La vita nominale di 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella 1.1.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPO DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 1.1.1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Nelle previsioni progettuali dunque, se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, non prima della fine di detto periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata della costruzione.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri, fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale è il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento ad essa collegato. Il committente deve essere consapevole del significato della vita nominale, in particolare, delle future verifiche che dovranno essere nuovamente eseguite entro la scadenza del suddetto periodo temporale.

Visto che la tecnica costruttiva della muratura armata viene spesso utilizzata per realizzare edifici di civile abitazione, si adotta una vita nominale ricadente nella categoria 2 ($V_N \geq 50$ – vedi tabella 1.1.1).

1.2 – Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- 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.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per quanto riguarda le classi d'uso III e IV, definizioni più dettagliate sono contenute nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 con il quale sono stati, fra l'altro, definiti, per quanto di competenza statale, gli edifici di interesse strategico e le opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile (quindi compresi nella classe IV in quanto costruzioni con importanti funzioni pubbliche o strategiche, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità); ancora il predetto decreto, sempre nell'ambito di competenza statale, ha definito gli edifici e le opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (e, quindi, comprese nella classe III, in quanto costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi).

A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative. Per edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese) vale quanto riportato nella "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni" del 12.10.2007 e ss.mm.ii.

A seconda dell'importanza, gli edifici in muratura possono ricadere in tutte le quattro classi sopra riportate. Per esempio, nella classe I rientrano modesti edifici in muratura utilizzati spesso nelle zone agricole per deposito di attrezzi e macchinari, nella classe II rientrano gli edifici di civile abitazione, nella classe III rientrano costruzioni in cui si prevede affollamento ma senza svolgere funzioni pubbliche (per esempio biblioteche, palazzi importanti dove si svolgono attività culturali, scuole, ecc.) e nella classe IV rientrano gli edifici in cui si svolgono funzioni pubbliche o sono di importanza strategica (per esempio, edifici comunali, caserme, ospedali, ecc.).

1.3 – Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N (vedi punto 1.1) per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella 1.3.1.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 1.3.1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Il periodo di riferimento V_R di una costruzione riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} (vedi punto 1.6.1) corrispondente allo stato limite considerato, il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica a cui fare riferimento per la verifica.

Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza minimo irrinunciabile nei confronti del sisma, le NTC impongono, se $V_R < 35$ anni, di assumere comunque $V_R = 35$ anni.

1.4 – Azioni sulla struttura

Un edificio in muratura è generalmente interessato dai seguenti carichi:

a) Azioni 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. Tra questi figurano:

- il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; forze indotte dal terreno. Si indicano generalmente con la sigla "G1";
- il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali. Si indicano generalmente con la sigla "G2";

b) Azioni 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.

Rientrano in questa categoria, tra quelli più comuni, i carichi variabili sui solai ed i carichi dovuti a neve e vento;

c) Azioni sismiche (E): derivanti dai terremoti.

1.5 – Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU: Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (1.5.1)$$

- SLE: Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite di esercizio (combinazione caratteristica rara):

$$G1 + G2 + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (1.5.2)$$

- SLE: Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite di esercizio (combinazione frequente):

$$G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (1.5.3)$$

- SLE: Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite di esercizio (combinazione quasi permanente):

$$G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (1.5.4)$$

- Combinazione sismica, utilizzata sia per gli stati limite ultimi che di esercizio:

$$E + G1 + G2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (1.5.5)$$

Nelle formule sopra riportate, al simbolo “+” si attribuisce il significato di “combinato con”.

Carichi permanenti	favorevoli		1.0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1.3
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli		0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1.5
Carichi variabili	favorevoli		0.0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1.5
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.			

Tabella 1.5.1 – Coefficienti parziali per le azioni relativi alla verifica SLU

Nella tabella 1.5.1 vengono riportati i valori dei coefficienti di combinazione forniti dalle norme che compaiono nell’espressione (1.5.1) relativa alla verifica SLU.

Un'azione si considera favorevole quando ai fini di una determinata verifica tende a ridurre gli effetti di uno stato sollecitazionale e, viceversa, si considera sfavorevole quando tende ad incrementare gli effetti del suddetto stato sollecitazionale.

Nella tabella 1.5.2 vengono riportati i coefficienti di combinazione per i carichi variabili forniti dalla Normativa.

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

Tabella 1.5.2 – Valori dei coefficienti di combinazione

Nel paragrafo 4.2 del capitolo 4, viene interamente sviluppato un esempio per meglio capire come devono essere applicate le precedenti espressioni.

1.6 – Azione sismica

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

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A (vedi punto 1.6.1), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} .

Per il D.M. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascun stato limite, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g è l’accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_0 è il fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La suddetta norma, per tutto il territorio nazionale, fornisce i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche (Appendice A del D.M. 14/01/2008).

1.6.1 – Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

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 a 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 riportate nella tabella 1.6.1.

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 %

Tabella 1.6.1 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Per gli edifici in muratura armata, secondo la normativa, si devono effettuare sempre le verifiche allo stato limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV). La verifica allo stato limite di operatività (SLO) si deve effettuare solo nel caso in cui la classe d'uso della costruzione è III o IV (vedi paragrafo 1.2). La verifica allo stato limite di collasso (SLC) non è mai richiesta per le tradizionali strutture in muratura armata (si effettua per strutture isolate alla base).

1.6.2 – Categoria di suolo

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione della categorie di sottosuolo di riferimento. Le suddette categorie di suolo sono riportate in tabella 1.6.2.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (per "volume significativo" di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente

$V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (vedi sotto) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ (vedi sotto) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ (vedi sotto) nei terreni prevalentemente a grana fine.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
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).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Tabella 1.6.2 – *Categoria di sottosuolo*

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [\text{m/s}]$$

dove

- h_i è lo spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N è il numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità.

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1}^M h_i}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

dove

- $N_{SPT,i}$ è il numero di colpi N_{SPT} nell' i -esimo strato;
- M è il numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità.

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1}^K h_i}{\sum_{i=1}^K \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

dove

- $c_{u,i}$ è la resistenza non drenata nell' i -esimo strato;
- K è il numero di strati di terreni a grana fine compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da "A" ad "E", quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fine compresi entro i primi 30 m di profondità;

- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$ attraverso la tabella 1.6.2;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

1.6.3 – Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (tabella 1.6.3):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 1.6.3 – *Categorie topografiche*

Le precedenti categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Generalmente, la categoria del sottosuolo (A, B, C, D, E), la velocità delle onde di taglio ($V_{s,30}$), la resistenza penetrometrica dinamica equivalente ($N_{SPT,30}$), la resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$) e la categoria topografica sono parametri forniti dalla relazione geologica.

1.6.4 – Valutazione dell'azione sismica

Per effettuare il calcolo sismico di un edificio in muratura, occorre conoscere l'azione sismica alla quale la struttura deve essere sottoposta. Per il calcolo della componente orizzontale del sisma, la normativa (vedi punto 3.2.3 del D.M. 14/01/2008) ci fornisce lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni definito dalle seguenti relazioni:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T < T_B \quad (1.6.1.a)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad T_B \leq T < T_C \quad (1.6.1.b)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D \quad (1.6.1.c)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad T \geq T_D \quad (1.6.1.d)$$

nelle quali:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (1.6.2)$$

- S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi par. 1.6.5);
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (vedi par. 1.6.6);
- η è il fattore che tiene conto dello smorzamento viscoso convenzionale. Per edifici in muratura si assume pari ad 1;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (1.6.3)$$

- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi paragrafo 1.6.5);
- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e vale:

$$T_B = T_C/3 \quad (1.6.4)$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro dato dalla seguente relazione:

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 \quad (1.6.5)$$

1.6.5 – Amplificazione stratigrafica

In funzione della categoria del sottosuolo, occorre amplificare l'azione sismica tramite i coefficienti S_s e C_C . Per il suolo di categoria A, i due coefficienti valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E, i coefficienti S_s e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella 1.6.4, nella quale "g" è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Nella tabella 1.6.4 vengono riportati i valori dei coefficiente S_s e C_C per ogni categoria di sottosuolo.

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.2$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.5$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.8$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.6$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tabella 1.6.4 – Espressioni di S_s e C_C

1.6.6 – Amplificazione topografica

Per la valutazione dell'azione sismica, è necessario conoscere la composizione stratigrafica del terreno interessato dalla costruzione. Per tener conto delle condizioni topografiche, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella 1.6.5, in funzione delle categorie topografiche.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	–	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 1.6.5 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

1.6.7 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali S_{De}(T) si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione S_e(T) attraverso la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (1.6.6)$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori di T_E indicati in tabella 1.6.6.

Categoria di sottosuolo	T_E [s]
A	4.5
B	5
C, D, E	6

Tabella 1.6.6 – Valori di T_E

Per gli edifici in muratura, periodi di vibrazione maggiori di 4.5 sono pressoché impossibili, di conseguenza la relazione (1.6.6) si può sempre applicare (vedi punto 3.2.3.2.3 del D.M. 14/01/2008).

1.6.8 – Spettro di progetto

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture con metodi di analisi lineari, le capacità dissipative possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto S_d(T) da utilizzare è lo spettro di risposta elastico visto nel punto 1.6.4

con le ordinate ridotte. La riduzione delle ordinate si ottiene sostituendo nelle formule 1.6.1 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura di seguito definito. Per edifici in muratura armata, il fattore di struttura "q" si determina in funzione delle prescrizioni riportate nei punti 7.3.1 e 7.8.1.3 del D.M. 14/01/2008 secondo cui si ha:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (1.6.7)$$

dove

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_U/α_1 ;
- α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);
- α_U è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Il valore da assumere per il fattore q_0 viene riportato nella tabella 1.6.7, riportata nel punto 7.8.1.3 del D.M. 14/01/2008:

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2.0 \cdot \alpha_U/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2.5 \cdot \alpha_U/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettate applicando i principi della gerarchia delle resistenze	$3.0 \cdot \alpha_U/\alpha_1$

Tabella 1.6.7 – Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali

Il rapporto α_U/α_1 può essere calcolato per mezzo di analisi statiche non lineari (vedi paragrafo 4.5.1 del capitolo 4). In alternativa, possono essere utilizzati i seguenti valori:

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_U/\alpha_1 = 1.4$;
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_U/\alpha_1 = 1.8$;
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_U/\alpha_1 = 1.3$;
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_U/\alpha_1 = 1.5$;
- costruzioni in muratura armata progettate applicando il principio della gerarchia delle resistenze $\alpha_U/\alpha_1 = 1.3$.

Si ribadisce che il suddetto fattore di struttura è valido per analisi di tipo lineare. Nel caso di calcoli non lineari, non è richiesta la sua valutazione.

Esempio 1.6.1

Determinare lo spettro di risposta elastico (S_e), lo spettro di progetto (S_d) ed il dominio ADRS per SLV ed SLD per un edificio di civile abitazione realizzato in muratura armata ricadente in un sito con coordinate geografiche di seguito riportate. L'edificio si considera progettato applicando i principi della gerarchia delle resistenze.

Dati

- Longitudine = 16.221 °
- Latitudine = 38.272 °
- Categoria di sottosuolo = C
- Categoria topografica = T1
- Struttura non regolare in altezza
- Edificio a più piani

Soluzione

Partendo dalle coordinate del sito, tenendo in conto quanto riportato nell'Appendice A del D.M. 14/01/2008, è possibile determinare i parametri a_g , F_0 e T_c^* necessari per definire gli spettri. I quattro punti che definiscono la maglia sismica sono riportate nella tabella 1.6.8 per il tempo di ritorno relativo a SLD ($T_R = 50$ anni) e per il tempo di ritorno SLV ($T_R = 475$ anni).

				$T_R = 50$			$T_R = 475$		
	ID	Lon.	Lat.	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*
1	44331	16.161	38.302	0.0768	2.31	0.30	0.2241	2.42	0.37
2	44332	16.224	38.301	0.0717	2.32	0.30	0.2088	2.41	0.37
3	44553	16.159	38.252	0.0742	2.31	0.30	0.2166	2.41	0.37
4	44554	16.222	38.251	0.0689	2.33	0.30	0.2013	2.41	0.37

Tabella 1.6.8 – *Punti che definiscono la maglia*

Note le coordinate dei quattro punti della maglia e quelle del sito della costruzione, è possibile determinare le distanze (d_i ; $i = 1, 2, 3, 4$) tra i punti della maglia e quella del sito, necessarie per definire le caratteristiche sismiche (note le coordinate, per determinare le distanze si può procedere anche con strumenti tipo Google Earth). Le suddette distanze sono riportate nella tabella 1.6.9.

	ID	d_i [km]
1	44331	5.94450
2	44332	2.31073
3	44553	6.21517
4	44554	3.94452

Tabella 1.6.9 – Distanza dei punti della maglia dal sito

Noti i quattro punti della maglia e le loro distanze dal sito è possibile definire le quantità a_g , F_0 e T_C^* attraverso la formula (1.6.8), fornita dall'Appendice A del D.M. 14/01/2008 ($p = a_g, F_0$ e T_C^*):

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \left(\frac{p_i}{d_i} \right)}{\sum_{i=1}^4 \left(\frac{1}{d_i} \right)} \quad (1.6.8)$$

Verifica SLD

$$a_g = \frac{\left(\frac{0.0768}{5.94450} + \frac{0.0717}{2.31073} + \frac{0.0742}{6.21517} + \frac{0.0689}{3.94452} \right)}{\left(\frac{1}{5.94450} + \frac{1}{2.31073} + \frac{1}{6.21517} + \frac{1}{3.94452} \right)} = 0.072 \quad (1.6.9.a)$$

$$F_0 = \frac{\left(\frac{2.31}{5.94450} + \frac{2.32}{2.31073} + \frac{2.31}{6.21517} + \frac{2.33}{3.94452} \right)}{\left(\frac{1}{5.94450} + \frac{1}{2.31073} + \frac{1}{6.21517} + \frac{1}{3.94452} \right)} = 2.32 \quad (1.6.9.b)$$

$$T_C^* = \frac{\left(\frac{0.30}{5.94450} + \frac{0.30}{2.31073} + \frac{0.30}{6.21517} + \frac{0.30}{3.94452} \right)}{\left(\frac{1}{5.94450} + \frac{1}{2.31073} + \frac{1}{6.21517} + \frac{1}{3.94452} \right)} = 0.30 \quad (1.6.9.c)$$

Si precisa che a_g , nell'esempio corrente, è il rapporto tra l'accelerazione al suolo e l'accelerazione di gravità, per cui nelle relazioni (1.6.1) deve essere moltiplicato per l'accelerazione di gravità (g).

Note le quantità a_g , F_0 e T_C^* è possibile determinare tutte le altre grandezze necessarie per definire gli spettri.

Lo spettro elastico è un grafico composto da quattro rami, dove in ascissa viene riportato il periodo (T) ed in ordinata l'accelerazione (S_e). I quattro rami sono delimitati dai periodi T_B , T_C e T_D definiti nel paragrafo 1.6.4. Per la categoria di sottosuolo C, dalla tabella 1.6.4 si ottiene:

$$S_S = 1.7 - 0.6 \cdot 2.32 \cdot 0.072 = 1.60 > 1.5 \Rightarrow S_S = 1.5$$

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.562$$

Dalle relazioni (1.6.3), (1.6.4) e (1.6.5) si ricavano i seguenti periodi:

$$T_C = 1.562 \cdot 0.30 = 0.469 \text{ s}$$

$$T_B = T_C/3 = 0.469/3 = 0.156 \text{ s}$$

$$T_D = 4.0 \cdot 0.072 + 1.6 = 1.89 \text{ s}$$

Per poter determinare lo spettro elastico occorre calcolare il coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ed è dato dalla (1.6.2). Tenendo presente che la categoria topografica è T1, dalla tabella 1.6.5 si ottiene $S_T = 1.00$, per cui si ha:

$$S = 1.5 \cdot 1.0 = 1.5$$

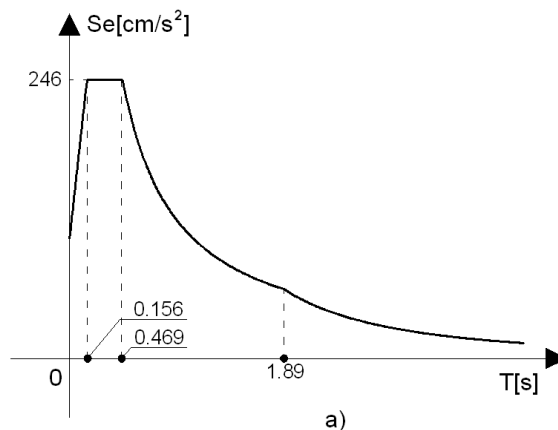


Figura 1.6.1 – Spettro di progetto per verifica SLD

In definitiva, sostituendo i valori numerici sopra calcolati, dalle relazioni (1.6.1) è possibile ricavare lo spettro elastico del sito prestabilito. In figura 1.6.1 viene riportato graficamente il suddetto spettro. Per SLD, lo spettro elastico coincide con quello di progetto in quanto il fattore di struttura (q) si assume pari ad 1.

Verifica SLV

In maniera analoga a quanto visto per SLD si determina lo spettro elastico per SLV. Partendo dai dati relativi ai quattro punti che definiscono la maglia (tabella 1.6.8) per il tempo di ritorno $T_R = 475$ (corrispondente a SLV), attraverso la relazione (1.6.8), si determinano le quantità a_g , F_0 e T_C^* :

$$a_g = \frac{\left(\frac{0.2241}{5.94450} + \frac{0.2088}{2.31073} + \frac{0.2166}{6.21517} + \frac{0.2013}{3.94452} \right)}{\left(\frac{1}{5.94450} + \frac{1}{2.31073} + \frac{1}{6.21517} + \frac{1}{3.94452} \right)} = 0.211 \quad (1.6.10.a)$$

$$F_0 = \frac{\left(\frac{2.42}{5.94450} + \frac{2.41}{2.31073} + \frac{2.41}{6.21517} + \frac{2.41}{3.94452} \right)}{\left(\frac{1}{5.94450} + \frac{1}{2.31073} + \frac{1}{6.21517} + \frac{1}{3.94452} \right)} = 2.41 \quad (1.6.10.b)$$

$$T_C^* = \frac{\left(\frac{0.37}{5.94450} + \frac{0.37}{2.31073} + \frac{0.37}{6.21517} + \frac{0.37}{3.94452} \right)}{\left(\frac{1}{5.94450} + \frac{1}{2.31073} + \frac{1}{6.21517} + \frac{1}{3.94452} \right)} = 0.37 \quad (1.6.10.c)$$

Per la categoria di sottosuolo C e per la tabella 1.6.4 si ricava:

$$S_S = 1.7 - 0.6 \cdot 2.41 \cdot 0.211 = 1.39$$

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.458$$

Dalle relazioni (1.6.3), (1.6.4) e (1.6.5) si ricavano i seguenti periodi:

$$T_C = 1.458 \cdot 0.37 = 0.539 \text{ s}$$

$$T_B = T_C/3 = 0.469/3 = 0.180 \text{ s}$$

$$T_D = 4.0 \cdot 0.211 + 1.6 = 2.44 \text{ s}$$

Tenendo conto dei coefficienti S_T ed S_S si ottiene:

$$S = 1.39 \cdot 1.0 = 1.39$$

Sostituendo i parametri calcolati nelle (1.6.1) è possibile determinare lo spettro elastico per SLV che viene riportato graficamente in "a" di figura 1.6.2.

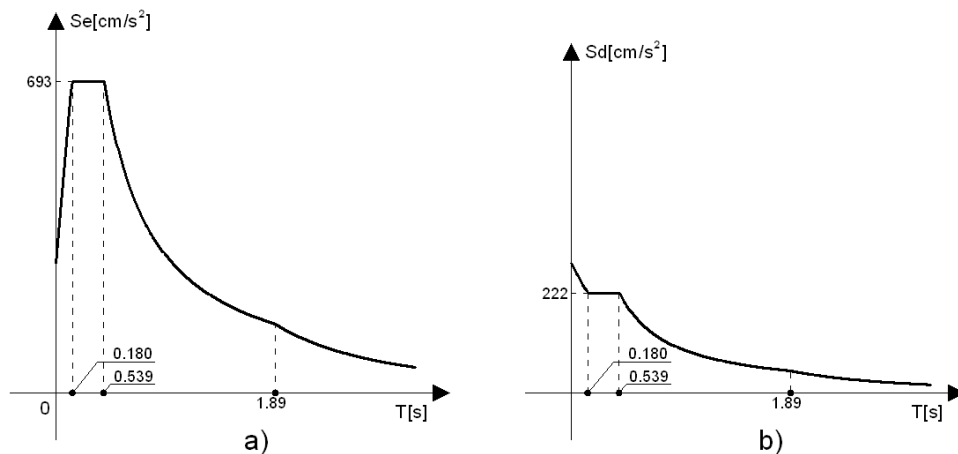


Figura 1.6.2 – Spettro elastico (a) e di progetto (b) per verifica SLV

Per determinare lo spettro di progetto (S_d), occorre sostituire nelle relazioni (1.6.1) il coefficiente η con l'inverso del fattore di struttura q . Il fattore di struttura si ottiene dalla relazione (1.6.7). Dalla tabella 1.6.7 e tenendo conto che la struttura per ipotesi è a più piani e non regolare in altezza e che si progetta tenendo conto dei principi di gerarchia delle resistenze, si ottiene:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3.0 \cdot 1.3 \cdot 0.8 = 3.12$$

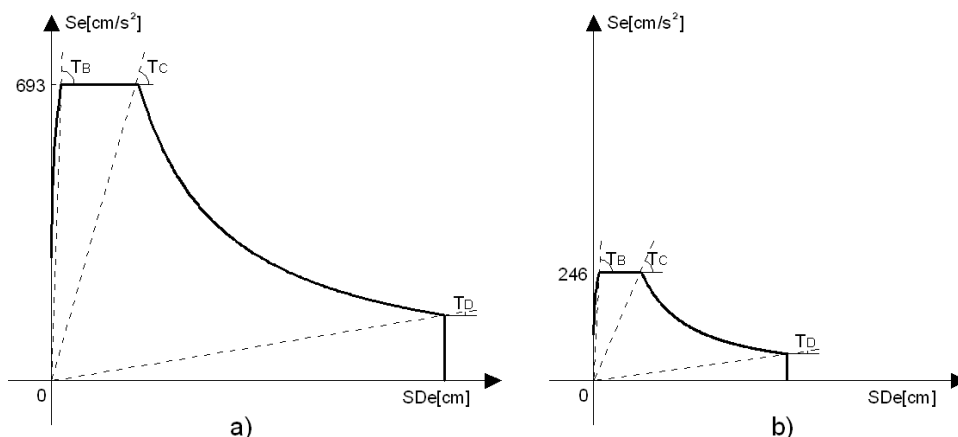


Figura 1.6.3 – a) Diagramma ADRS per SLV; b) Diagramma ADRS per SLD

Dalla (1.6.6) si ottiene lo spettro di risposta in termini di spostamento. Quest'ultimo è più comunemente denominato ADRS (*Acceleration Design Response Spectrum*), nel quale in ordinata si riportano le accelerazioni spettrali ed in ascissa gli spostamenti spettrali. In "a" di figura 1.6.3 si riporta il diagramma

$$s_s \leq 25 \text{ cm} \quad (3.1.1.e)$$

$$l_t \geq \max(l_c / 2; 12 \text{ cm}) \quad (3.1.1.f)$$

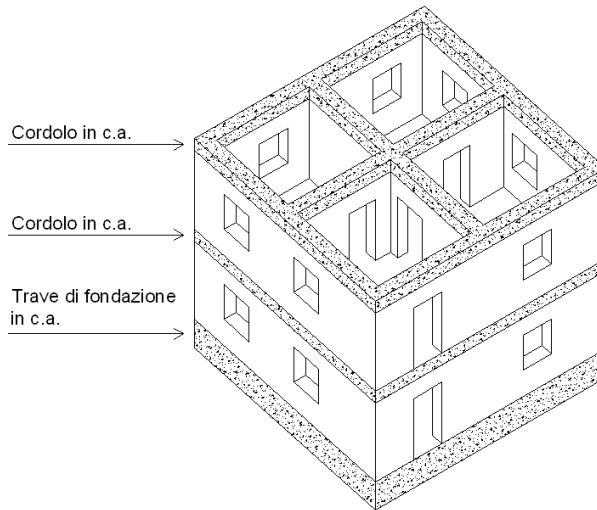


Figura 3.1.1 – Disposizione cordoli

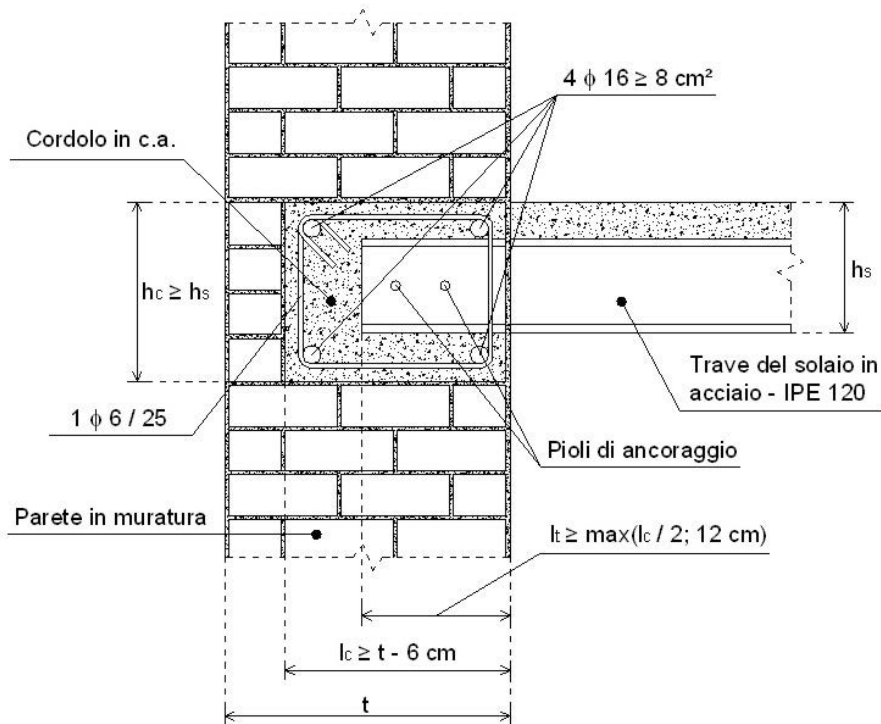


Figura 3.1.2 – Prescrizioni per il cordolo in c.a.

dove

- h_c è l'altezza del cordolo;
- h_s è l'altezza del solaio;
- l_c è larghezza del cordolo;
- t è lo spessore della parete;
- A_l è l'area di armatura longitudinale;
- ϕ_s è il diametro delle staffe;
- s_s è il passo delle staffe;
- l_t è la rientranza della trave del solaio all'interno del cordolo.

In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale. Come si vedrà più avanti questa prescrizione (valida solo per edifici in muratura ordinaria) va in deroga per edifici in muratura armata. In "a" di figura 3.1.3 si riporta come devono essere realizzate le aperture in corrispondenza degli incroci tra muri per le struttura in muratura ordinaria, in "b" della stessa figura come devono essere realizzate per edifici in muratura armata. Come si vede, nel caso della muratura armata le aperture possono essere anche in adiacenza al muro ortogonale.

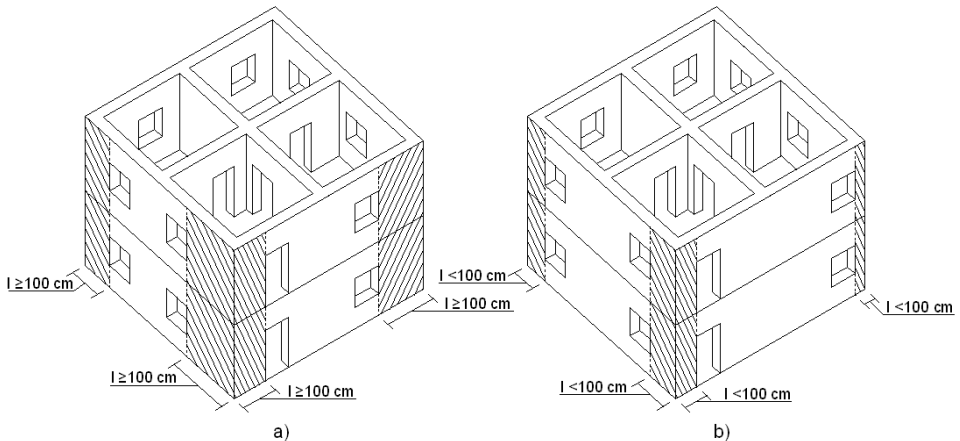


Figura 3.1.3 – a) Lunghezza minima di muratura agli incroci tra pareti per muratura ordinaria; b) Lunghezza minima di muratura agli incroci per muratura armata

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzata un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura. Gli architravi sulle aperture di murature portanti giocano un ruolo fondamentale nel calcolo degli edifici in muratura (per ulteriori chiarimenti sul calcolo degli architravi si rimanda al paragrafo 8.2 del capitolo 8).

3.1.2 – Punto 4.5.7 del D.M. 14/01/2008 (Muratura armata)

La muratura armata è costituita da elementi resistenti artificiali semipieni idonei alla realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche orizzontali e verticali, annegate nella malta o nel conglomerato cementizio. Nella figura 3.1.4 si riporta un esempio di pannello in muratura armata.

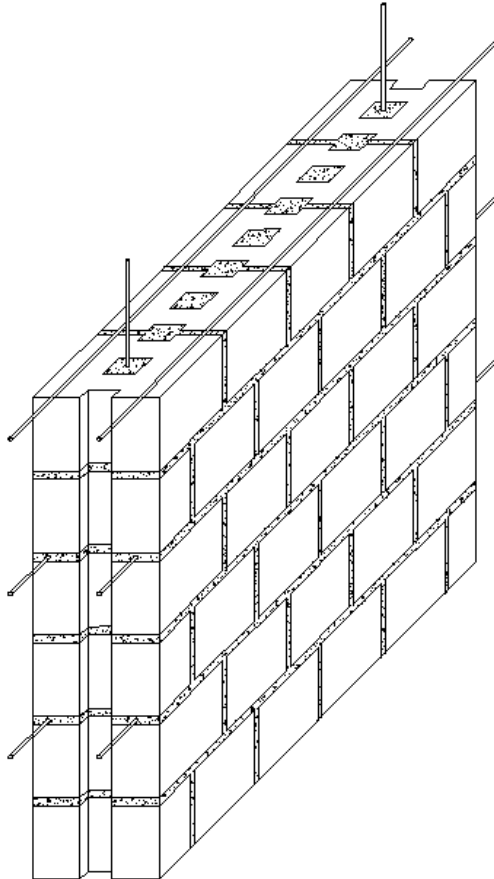


Figura 3.1.4 – Pannello in muratura armata

Le barre di armatura possono essere costituite da acciaio al carbonio, o da acciaio inossidabile o da acciaio con rivestimento speciale.

Armatura orizzontale

È ammesso, per le armature orizzontali, l'impiego di armature a traliccio elettrosaldato o l'impiego di altre armature conformate in modo da garantire