

Michele Vinci



Dario Flaccovio Editore

Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura

[Scheda sul sito >](#)

Analisi - Esempi di calcolo - Particolari costruttivi



- Dati di calcolo, classificazione dei materiali ✓
- Analisi dei dissesti, analisi sismica globale ✓
- Verifiche fuori piano, meccanismi locali ✓
- Tecniche di consolidamento, analisi tridimensionale ✓

MICHELE VINCI

**METODI DI CALCOLO E TECNICHE DI
CONSOLIDAMENTO
PER EDIFICI IN MURATURA**

ANALISI - ESEMPI DI CALCOLO - PARTICOLARI COSTRUTTIVI



Dario Flaccovio Editore

*A Cecilia, a Vania,
ai quattro nonni di Cecilia*

Michele Vinci

METODI DI CALCOLO E TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO PER EDIFICI IN MURATURA

ISBN 978-88-579-0138-1

© 2012 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: maggio 2012

Vinci, Michele <1973->

Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura :

analisi, esempi di calcolo, particolari costruttivi / Michele Vinci. -

Palermo : D. Flaccovio, 2012.

ISBN 978-88-579-0138-1

1. Edifici in muratura – Consolidamento.

690.24 CDD-22

SBN Pal0243711

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, maggio 2012.

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 | 11 |
| Capitolo 1 - Dati generali di calcolo | 13 |
| 1.1 – Vita nominale | 13 |
| 1.2 – Classe d’uso | 15 |
| 1.3 – Periodo di riferimento per l’azione sismica | 16 |
| 1.4 – Azioni sulla struttura | 17 |
| 1.5 – Combinazioni delle azioni | 17 |
| 1.6 – Azione sismica | 22 |
| 1.6.1 – Stati limite e relative probabilità di superamento | 23 |
| 1.6.2 – Categoria di suolo | 24 |
| 1.6.3 – Condizioni topografiche | 26 |
| 1.6.4 – Valutazione dell’azione sismica | 27 |
| 1.6.5 – Amplificazione stratigrafica | 28 |
| 1.6.6 – Amplificazione topografica | 29 |
| 1.6.7 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali | 30 |
| 1.6.8 – Spettro di progetto | 32 |
| Capitolo 2 - Classificazione dei materiali | 35 |
| 2.1 – Prove sperimentali sui materiali – Martinetti piatti | 35 |
| 2.1.1 – Macchinari per l’esecuzione della prova | 35 |
| 2.1.2 – Valutazione delle proprietà meccaniche della muratura con martinetti piatti | 39 |
| 2.2 – Tipologie di murature e relativi parametri meccanici | 49 |
| 2.3 – Livello di conoscenza e fattore di confidenza | 52 |
| 2.3.1 – Rilievo geometrico | 53 |
| 2.3.2 – Dettagli costruttivi | 53 |
| 2.3.3 – Qualità della muratura | 54 |
| 2.3.4 – Livello di conoscenza (LC) | 54 |
| 2.3.5 – Fattore di confidenza (FC) | 55 |
| 2.4 – Parametri meccanici della muratura | 55 |
| 2.5 – Coefficiente di sicurezza | 59 |
| Capitolo 3 - Il dissesto di edifici in muratura | 63 |
| 3.1 – Lesioni | 63 |
| 3.2 – Dissesto per cedimento della fondazione | 65 |
| 3.2.1 – Cedimenti dovuti ai carichi della costruzione | 65 |
| 3.2.2 – Cedimenti dovuti alla variazione di carico dei terreni adiacenti all’edificio | 67 |
| 3.2.3 – Cedimenti dovuti alla variazione di falda | 69 |
| 3.2.4 – Cedimenti dovuti ad effetti dinamici | 69 |
| 3.2.5 – Effetti del cedimento delle fondazioni sugli edifici in muratura | 70 |
| 3.3 – Dissesto per strutture spingenti | 84 |
| 3.4 – Dissesto per carichi verticali (schiacciamento) | 88 |
| 3.5 – Dissesto per azione sismica | 93 |

| | |
|---|------------|
| Capitolo 4 - Analisi sismica globale di edifici in muratura | 95 |
| 4.1 – Analisi statica non lineare (Pushover) | 96 |
| 4.1.1 – Schematizzazione a telaio equivalente di una parete | 98 |
| 4.1.1.1 – Maschi murari | 98 |
| 4.1.1.2 – Fasce di piano | 113 |
| 4.1.1.3 – Conci rigidi | 115 |
| 4.1.2 – Curva di capacità | 115 |
| 4.1.3 – Conversione del sistema MDOF in SDOF equivalente | 127 |
| 4.1.4 – Sistema bilineare equivalente | 130 |
| 4.1.5 – Capacità di spostamento e spostamento richiesto | 136 |
| 4.1.6 – Verifica dell'analisi pushover | 143 |
| 4.1.7 – Osservazioni sull'analisi pushover | 143 |
| 4.1.8 – Sintesi dell'analisi pushover | 154 |
| Capitolo 5 - Verifiche fuori piano | 155 |
| 5.1 – Pressoflessione per carichi laterali | 155 |
| 5.2 – Verifica fuori piano | 166 |
| Capitolo 6 - Meccanismi locali | 173 |
| 6.1 – Tecniche di calcolo | 176 |
| 6.1.1 – Analisi cinematica lineare | 177 |
| 6.1.2 – Analisi cinematica non lineare | 181 |
| 6.1.2.1 – Curva di capacità | 181 |
| 6.1.2.2 – Curva di capacità dell'oscillatore equivalente | 185 |
| 6.1.2.3 – Resistenza e capacità di spostamento | 188 |
| 6.1.2.4 – Verifiche di sicurezza | 189 |
| 6.2 – Meccanismo di ribaltamento semplice | 195 |
| 6.2.1 – Meccanismo di ribaltamento semplice per pareti monolitiche | 196 |
| 6.2.2 – Arretramento della cerniera cinematica nello spessore del muro | 213 |
| 6.2.3 – Meccanismo di ribaltamento semplice per pareti con più paramenti | 218 |
| 6.3 – Meccanismo di flessione verticale | 223 |
| 6.3.1 – Meccanismo di flessione verticale per pareti monolitiche | 225 |
| 6.3.2 – Meccanismo di flessione verticale per pareti con più paramenti | 243 |
| 6.4 – Meccanismo di flessione orizzontale | 247 |
| 6.4.1 – Meccanismo di flessione orizzontale di una parete monolitica non confinata | 249 |
| 6.4.2 – Meccanismo di flessione orizzontale di una parete a più paramenti non confinata | 259 |
| 6.4.3 – Meccanismo di flessione orizzontale di una parete monolitica confinata | 260 |
| 6.5 – Meccanismo di ribaltamento composto | 265 |
| 6.6 – Casi particolari di meccanismo locale | 277 |
| 6.6.1 – Meccanismo di sfondamento del timpano | 278 |
| 6.6.2 – Meccanismo di ribaltamento del cantonale | 285 |
| 6.6.3 – Meccanismo locale su una porzione di parete | 289 |
| Capitolo 7 - Consolidamento di edifici in muratura | 291 |
| 7.1 – Consolidamento di strutture di fondazione | 292 |
| 7.1.1 – Prescrizioni di normativa | 292 |
| 7.1.2 – Consolidamento con interventi indiretti | 294 |
| 7.1.2.1 – Miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno con iniezioni | 294 |
| 7.1.2.2 – Opere di sostegno per impedire il rifuimento laterale del terreno | 295 |
| 7.1.2.3 – Modifica della distribuzione dei carichi sulla struttura | 295 |
| 7.1.3 – Consolidamento con interventi diretti | 297 |
| 7.1.3.1 – Sottofondazione con martinetti idraulici a perdere | 297 |
| 7.1.3.2 – Allargamento della base della fondazione | 298 |

| | |
|--|-----|
| 7.1.3.3 – Fondazioni su pali di grosso e medio diametro | 302 |
| 7.1.3.4 – Fondazioni su pali di piccolo diametro (micropali) | 317 |
| 7.2 – Consolidamento di strutture di elevazione | 322 |
| 7.2.1 – Tiranti e catene orizzontali | 322 |
| 7.2.1.1 – Componenti dei tiranti | 322 |
| 7.2.1.2 – Prescrizioni di normativa | 328 |
| 7.2.1.3 – Resistenza del tirante | 329 |
| 7.2.1.4 – Capacità di deformazione del tirante | 339 |
| 7.2.1.5 – Resistenza nel piano della parete consolidata con tiranti | 346 |
| 7.2.1.5.1 – Resistenza dei maschi murari consolidati con tiranti | 346 |
| 7.2.1.5.2 – Resistenza della parete consolidata con tiranti | 350 |
| 7.2.1.6 – Resistenza fuori piano di una parete consolidata con tiranti | 355 |
| 7.2.1.6.1 – Contributo dei tiranti nel meccanismo di ribaltamento semplice | 355 |
| 7.2.1.6.2 – Contributo dei tiranti nel meccanismo a flessione verticale | 366 |
| 7.2.1.6.3 – Contributo dei tiranti nel meccanismo a flessione orizzontale | 367 |
| 7.2.1.6.4 – Contributo dei tiranti nel meccanismo di ribaltamento composto | 369 |
| 7.2.1.6.5 – Contributo dei tiranti nel meccanismo di ribaltamento del cantonale | 372 |
| 7.2.2 – Cordoli di coronamento | 373 |
| 7.2.2.1 – Prescrizioni di normativa | 374 |
| 7.2.2.2 – Cordoli in cemento armato | 375 |
| 7.2.2.3 – Cordoli in acciaio | 378 |
| 7.2.2.4 – Resistenza dei cordoli | 379 |
| 7.2.3 – Intonaco armato | 384 |
| 7.2.3.1 – Tecnica di esecuzione | 385 |
| 7.2.3.2 – Prescrizioni di normativa | 387 |
| 7.2.3.3 – Resistenza nel piano di un maschio murario consolidato con intonaco armato | 389 |
| 7.2.3.4 – Resistenza delle fasce di piano consolidate con intonaco armato | 392 |
| 7.2.3.5 – Resistenza nel piano di una parete consolidata con intonaco armato | 394 |
| 7.2.3.6 – Resistenza fuori piano di una parete consolidata con intonaco armato | 397 |
| 7.2.3.7 – Dati sperimentali | 404 |
| 7.2.3.8 – Criteri di intervento e dettagli costruttivi | 409 |
| 7.2.4 – Iniezioni di malta | 411 |
| 7.2.4.1 – Tecnica di esecuzione | 412 |
| 7.2.4.2 – Materiali utilizzati per le miscele | 416 |
| 7.2.4.3 – Prescrizioni di normativa | 418 |
| 7.2.4.4 – Resistenza di un maschio murario consolidato con iniezione di malta | 419 |
| 7.2.4.5 – Resistenza delle fasce di piano consolidate con iniezioni di malta | 421 |
| 7.2.4.6 – Resistenza nel piano della parete consolidata con iniezioni di malta | 421 |
| 7.2.4.7 – Resistenza fuori piano di una parete consolidata con iniezioni di malta | 424 |
| 7.2.5 – Perforazioni armate | 424 |
| 7.2.5.1 – Tecnica di esecuzione | 425 |
| 7.2.5.2 – Prescrizioni di normativa | 427 |
| 7.2.5.3 – Resistenza di un maschio murario consolidato con perforazioni armate | 427 |
| 7.2.5.4 – Resistenza delle fasce di piano consolidate con perforazioni armate | 429 |
| 7.2.5.5 – Resistenza nel piano di una parete consolidata con perforazioni armate | 429 |
| 7.2.5.6 – Resistenza fuori piano di una parete consolidata con perforazioni armate | 430 |
| 7.2.5.7 – Incremento di resistenza della parete nei punti di applicazione di forze concentrate | 433 |
| 7.2.5.8 – Dettagli costruttivi | 434 |
| 7.2.6 – Diatoni artificiali | 434 |
| 7.2.6.1 – Tecnica di esecuzione | 435 |
| 7.2.6.2 – Prescrizioni di normativa | 436 |
| 7.2.6.3 – Resistenza nel piano di maschi e fasce consolidati con diatoni artificiali | 437 |
| 7.2.6.4 – Resistenza nel piano della parete consolidata con diatoni artificiali | 437 |
| 7.2.6.5 – Resistenza fuori piano della parete consolidata con diatoni artificiali | 437 |
| 7.2.7 – Cuci-scuci | 438 |
| 7.2.7.1 – Tecnica di esecuzione | 439 |
| 7.2.7.2 – Prescrizioni di normativa | 440 |
| 7.2.7.3 – Resistenza nel piano di maschi murari consolidati con cuci-scuci | 441 |

8 Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura

| | |
|--|-----|
| 7.2.7.4 – Resistenza fuori piano di una parete consolidata con cucì-scucì | 445 |
| 7.2.8 – Realizzazione di nuove pareti | 448 |
| 7.2.9 – Telai metallici controventati | 452 |
| 7.2.9.1 – Resistenza nel piano di maschi murari consolidati con telai controventati | 454 |
| 7.2.9.2 – Dettagli costruttivi | 457 |
| 7.2.10 – Cerchiature nella aperture di murature portanti | 459 |
| 7.2.10.1 – Tecnica di esecuzione | 460 |
| 7.2.10.2 – Prescrizioni di normativa | 461 |
| 7.2.10.3 – Resistenza nel piano di una parete con cerchiatura | 461 |
| 7.2.10.4 – Particolari costruttivi | 469 |
| 7.2.11 – Rinforzi con FRP | 470 |
| 7.2.11.1 – Normativa di riferimento | 471 |
| 7.2.11.2 – Caratteristiche dei materiali utilizzati | 471 |
| 7.2.11.3 – Caratteristiche meccaniche di calcolo | 476 |
| 7.2.11.4 – Delaminazione | 478 |
| 7.2.11.5 – Resistenza nel piano di un maschio murario consolidato con FRP | 484 |
| 7.2.11.5.1 – Resistenza a pressoflessione nel piano di un maschio murario consolidato con FRP | 485 |
| 7.2.11.5.2 – Resistenza a taglio nel piano di un maschio murario consolidato con FRP | 504 |
| 7.2.11.6 – Resistenza di una fascia di piano consolidata con FRP | 510 |
| 7.2.11.7 – Resistenza nel piano di una parete consolidata con FRP | 512 |
| 7.2.11.8 – Resistenza fuori piano di una parete consolidata con FRP | 517 |
| 7.2.11.8.1 – Resistenza al meccanismo di ribaltamento semplice di una parete consolidata con FRP | 517 |
| 7.2.11.8.2 – Resistenza al meccanismo a flessione verticale di una parete consolidata con FRP | 527 |
| 7.2.11.8.3 – Resistenza al meccanismo a flessione orizzontale di una parete consolidata con FRP | 534 |
| 7.2.12 – Rinforzi con architravi | 536 |
| 7.3 – Consolidamento di strutture orizzontali | 545 |

Capitolo 8 - Analisi tridimensionale di edifici in muratura 549

| | |
|---|-----|
| 8.1 – Ripartizione delle azioni sismiche sugli impalcati | 549 |
| 8.2 – Analisi statica non lineare per edifici tridimensionali | 553 |
| 8.3 – Esempio pratico (sopraelevazione su edificio esistente in muratura) | 555 |
| 8.3.1 – Geometria della struttura | 555 |
| 8.3.2 – Caratteristiche dei materiali | 563 |
| 8.3.3 – Dati geotecnici | 566 |
| 8.3.4 – Azioni sulla struttura e combinazioni di carico | 566 |
| 8.3.5 – Calcolo della struttura | 568 |
| 8.3.5.1 – Calcolo della struttura ante-operam | 569 |
| 8.3.5.1.1 – Verifica della fondazione | 569 |
| 8.3.5.1.2 – Verifica dei meccanismi locali | 575 |
| 8.3.5.1.3 – Analisi sismica globale (Pushover) | 577 |
| 8.3.5.2 – Calcolo della struttura post-operam | 580 |
| 8.3.5.2.1 – Prescrizioni di carattere generale per edifici di nuova costruzione | 580 |
| 8.3.5.2.2 – Verifica della fondazione | 582 |
| 8.3.5.2.3 – Analisi sismica globale (Pushover) | 586 |
| 8.3.5.2.4 – Verifiche locali | 593 |
| 8.3.5.3 – Particolari costruttivi dei consolidamenti adottati | 598 |
| 8.3.5.4 – Computo metrico dei consolidamenti adottati | 601 |

Appendice 1 - Cenni di geometria delle aree 603

| | |
|---|-----|
| A.1.1 – Momento statico di sistemi discreti | 603 |
| A.1.2 – Momento statico di sistemi continui | 604 |

| | |
|--|------------|
| A.1.3 – Baricentro di sistemi discreti e continui | 605 |
| A.1.4 – Momenti d'inerzia per sistemi discreti e continui | 606 |
| A.1.5 – Centro relativo o baricentro dei momenti statici | 621 |
| A.1.6 – Nocciolo centrale d'inerzia | 623 |
| Appendice 2 - Cenni di Scienza delle Costruzioni | 625 |
| A.2.1 – Sforzo normale centrato | 625 |
| A.2.2 – Flessione semplice retta per elementi omogenei ed isotropi | 626 |
| A.2.3 – Pressoflessione retta per elementi omogenei ed isotropi | 629 |
| A.2.4 – Pressoflessione per solidi non reagenti a trazione..... | 633 |
| A.2.5 – Taglio per elementi omogenei ed isotropi | 635 |
| Bibliografia | 639 |

Introduzione

L'avvento nel panorama nazionale delle Nuove norme tecniche ha radicalmente cambiato le modalità di calcolo e di verifica delle varie tipologie strutturali. Le consuete tecniche di calcolo, largamente utilizzate ed ammesse dalla normativa precedente (Circolare 21745, D.M. 16/01/1996, ecc.), lasciano ormai spazio a nuove ed evolute teorie, non sempre di immediata comprensione. Numerosi professionisti si trovano, dopo molti anni di attività, a dover affrontare nuove modalità di analisi delle strutture, incorrendo in concetti teorici mai affrontati prima, relativamente alla propria professione e al corso di studi conseguiti. Citiamo uno fra tutti l'obbligo di utilizzo del metodo degli stati limite, sostituendo il consueto e più semplice metodo delle tensioni ammissibili. Si vuole ricordare, prendendo spunto da quanto riferito da numerosi professionisti, che in molte Facoltà, soprattutto qualche decennio addietro, il metodo degli stati limite non rientrava nei programmi accademici. Si possono immaginare le difficoltà affrontate dai professionisti nel poter continuare a svolgere lo stesso lavoro svolto per decenni, anche con il dovuto e meritato successo.

L'applicazione delle Nuove norme ha cambiato anche le modalità di presentazione della documentazione di calcolo, la quale richiede un controllo molto più accurato ed elaborato, a volte applicato con eccesso di rigore dagli organi di controllo competente.

Tutti questi motivi appena elencati tendono a portare il progettista verso un contesto di sfiducia e di difficoltà nello svolgere la professione, alimentato dal timore di affrontare le tortuose strade della burocrazia italiana e con imprevisti e conseguenti ritardi nella consegna dei progetti.

Nella prima parte del volume, si riportano i metodi di calcolo descritti dalla normativa, sia in termini di analisi globale che locale. La seconda parte del volume è dedicata al consolidamento degli edifici, evidenziando gli effetti che la singola tecnica di consolidamento porta nel miglioramento dell'esito delle varie verifiche. Nell'ambito degli *interventi di miglioramento* di un edificio, è concesso intervenire sulle parti strutturali, per migliorarne le condizioni statiche, anche senza raggiungere l'esito positivo delle varie verifiche, progettando gli interventi, in base ad un determinato, e spesso limitato, impegno economico. In quest'ambito è naturalmente conveniente utilizzare tecniche di intervento tali da massimizzarne l'efficacia, in modo da raggiungere indicatori di rischio maggiori, a parità di somme spese per i lavori. L'obiettivo è quello di indurre il lettore ad applicare il tipo di intervento ottimale in base al tipo di verifica che si vuole

migliorare. Molti degli esempi sono stati sviluppati, relativamente alle varie tipologie di consolidamento, in modo da rimarcarne l'efficacia (ad esempio, alcune tecniche di consolidamento sono efficaci per incrementare la resistenza nel piano della parete, altre per quella fuori piano, ecc.). Nell'ultima parte del testo viene riportato un esempio di calcolo relativo ad un edificio in muratura esistente a due piani fuori terra sul quale viene realizzata una sopraelevazione in muratura di nuova costruzione.

Si evidenzia, inoltre, che la notevole mole di calcoli richiesti dalle nuove indicazioni normative richiede necessariamente l'utilizzo di software specifici.

Lo scopo di questo lavoro non è quello di riportare tecniche di calcolo innovative o sofisticate per il calcolo di edifici in muratura, ma semplicemente quelle previste dalla normativa tecnica, cercando e "sperando" di chiarire molti dubbi ai lettori, restituendo le opportune certezze. Ci si augura che questo lavoro sia un ottimo aiuto teorico da affiancare agli strumenti di calcolo, in modo da controllare consapevolmente le elaborazioni dei vari software dedicati, e non accettare i risultati a scatola chiusa, in particolare in merito alla correttezza dell'ambito di applicazione.

L'autore del presente volume svolge l'attività di responsabile dello sviluppo di VEM_{NL}, uno dei più utilizzati software di calcolo per strutture in muratura, prodotto e distribuito dalla STACEC s.r.l.

Le problematiche affrontate nel presente volume sono il frutto del quotidiano contatto con i professionisti e con i funzionari degli organi di controllo, con i quali l'autore svolge una continua collaborazione ormai da più di un decennio.

Infine, un ringraziamento particolare spetta all'amministratore unico della STACEC s.r.l. Cosimo Alvaro, per i continui incoraggiamenti e per aver messo a disposizione gli strumenti di calcolo utilizzati per la risoluzione degli esempi riportati nel testo. Inoltre si ringraziano i colleghi ed amici Biagio Pisano, Domenico Calabria, Giuseppe Strangio e Leonardo Crea per i continui e preziosi consigli forniti nel corso della stesura. Un affettuoso grazie anche all'amico Rocco Sacco per gli innumerevoli "troppo poco" eseguiti.

L'autore

Capitolo 1

Dati generali di calcolo

Il calcolo di un edificio con struttura portante in muratura 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.

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.

La normativa sismica consente per gli edifici esistenti sottoposti a verifica, in alternativa all'adeguamento, di raggiungere la condizione di miglioramento (ricordiamo brevemente che, per la condizione di adeguamento, tutte le verifiche previste dalle norme devono essere soddisfatte, mentre, per la condizione di miglioramento, si accetta un grado di sicurezza inferiore a quello di verifica, purché maggiore di quello iniziale), che in linea di principio consiste semplicemente nell'accettare per l'edificio una vita nominale minore. È evidente che se questa scende al di sotto di certi limiti, la probabilità che si verifichi un terremoto che porta allo SLV potrebbe risultare troppo elevata, oltre al problema di dover procedere in tempi ravvicinati ad una nuova verifica.

Il concetto di vita nominale si applica bene al miglioramento sismico dei beni culturali, la cui conservazione è stata garantita in passato attraverso il ricorso ad una periodica revisione e manutenzione. Infatti, in questo modo la durabilità dei materiali storici può essere protratta nel tempo senza che si debba necessariamente procedere alla sostituzione di componenti, realizzando solo le necessarie integrazioni e riparazioni. Per queste opere, la vita nominale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo, anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e gli interventi richiesti potrebbero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera (ricordiamo che per opere di questo tipo, spesso molte tecniche di consolidamento non possono essere applicate in quanto non consone con l'estetica). Coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni. Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo. Al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive.

La stragrande maggioranza degli edifici in muratura ricade nella categoria 2 ($V_N \geq 50$) dei tipi di costruzione riportate in 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 da il significato di “combinato con”.

Nella Tabella 1.5.1 vengono riportati i valori dei coefficienti di combinazione fornite dalle Norme che compaiono nell’espressione (1.5.1) relativa alla verifica SLU.

| | | | |
|--|-------------|---------------|-----|
| 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

Un’azione si considera favorevole quando ai fini di una determinata verifica tende a ridurre lo stato sollecitazionale e, viceversa, si considera sfavorevole quando tende ad aumentare il 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

Di seguito si riportano, per semplicità, alcuni esempi su travi continue (per esempio, travetti di solai) per determinare le combinazioni delle azioni. Le stesse considerazioni valgono per qualsiasi elemento strutturale e di qualsiasi materiale.

Esempio 1.5.1

Data una trave appoggiata, caricata con una forza distribuita permanente strutturale (q_{G1}), una permanente non strutturale (q_{G2}) ed una variabile (q_{Q1}), determinare le combinazioni di carico per la valutazione del momento di calcolo in mezzera.

Dati

- Carico permanente strutturale (q_{G1}): 100 daN/ml;
- Carico permanente non strutturale (q_{G2}): 150 daN/ml;
- Carico variabile (q_{Q1}): 200 daN/ml;
- Luce della trave (l): 5 m;

Soluzione

Per effetto delle suddette azioni, nella mezzeria della trave, non considerando i coefficienti di combinazione, si ha un momento caratteristico pari alla somma dei tre momenti ($M_{A,G1}+M_{A,G2}+M_{A,Q1}$), dovuto alla somma dei tre carichi ($q_{G1} + q_{G2} + q_{Q1}$):

$$M_{A,k} = M_{A,G1} + M_{A,G2} + M_{A,Q1} = \frac{1}{8} (q_{G1} + q_{G2} + q_{Q1}) \cdot l^2 = 1406.25 \text{ daNm}$$

Come si vede dalla figura 1.5.1, i momenti in mezzeria hanno tutti lo stesso segno, per cui contribuiscono tutti in modo sfavorevole nel determinare la sollecitazione.

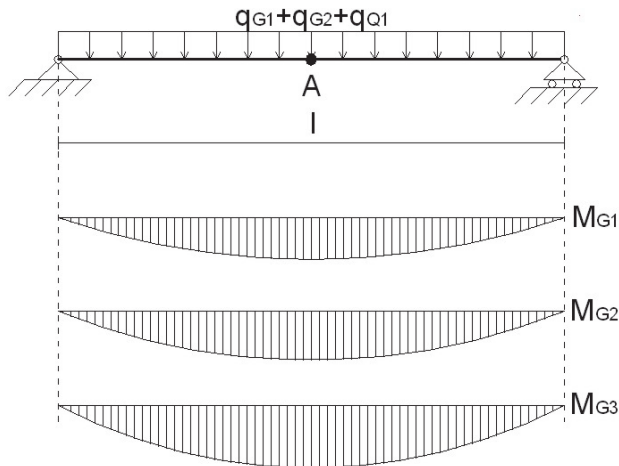


Figura 1.5.1 – Schema statico di una trave su due appoggi

Tenendo conto della combinazione (1.5.1) e dei coefficienti parziali per le azioni riportati in Tabella 1.5.1, si ricava il momento di calcolo sollecitante richiesto:

$$M_{A,d} = \frac{1}{8} (1.3 \cdot q_{G1} + 1.5 \cdot q_{G2} + 1.5 \cdot q_{Q1}) \cdot l^2 = 2046.9 \text{ daNm}$$

Esempio 1.5.2

Data una trave continua su tre appoggi caricata con le stesse forze viste nell'esempio precedente, determinare le combinazioni di carico per la valutazione del momento di calcolo nel punto di mezzeria "A" della prima trave (vedi figura 1.5.2).

Soluzione

Sfruttando il principio della sovrapposizione degli effetti, il momento nel punto "A" può essere calcolato considerando separatamente i carichi che gravano sulle due travi della struttura. Si risolvono due sistemi separati, uno con il carico sulla prima trave che genera il diagramma dei momenti denominato con M1 in figura 1.5.2 e l'altro con il carico sulla seconda che genera il diagramma dei momenti denominato con M2.

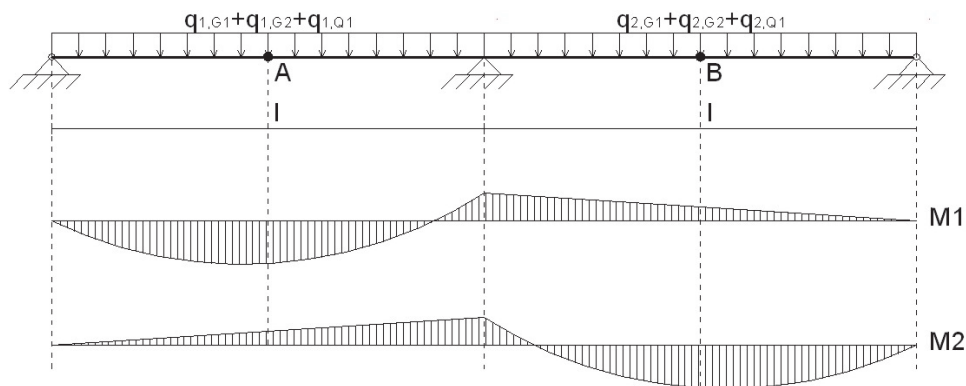


Figura 1.5.2 – Schema statico di una trave su più appoggi

Senza considerare i coefficienti parziali per le azioni riportate nella Tabella 1.5.1, il momento nel punto "A" della struttura vale (la relazione seguente si ottiene dalla soluzione della struttura che si omette per motivi di spazio):

$$M_{A,k} = \frac{3}{32} (q_{1,G1} + q_{1,G2} + q_{1,Q1}) \cdot l^2 - \frac{1}{32} (q_{2,G1} + q_{2,G2} + q_{2,Q1}) \cdot l^2 = 703.1 \text{ daNm}$$

Lo scopo dell'esempio è quello di dimostrare che non sempre carichi con coefficienti parziali maggiori generano sollecitazioni più gravose sulla struttura. Ipotizziamo "erroneamente" di considerare i carichi con gli stessi coefficienti (tutti sfavorevoli) visti nell'esempio precedente. Il momento di calcolo, secondo le considerazioni fatte, è dato dalla seguente espressione:

$$M_{A,d} = \frac{3}{32} \left(1.3 \cdot q_{1,G1} + 1.5 \cdot q_{1,G2} + 1.5 \cdot q_{1,Q1} \right) \cdot l^2 - \frac{1}{32} \left(1.3 \cdot q_{2,G1} + 1.5 \cdot q_{2,G2} + 1.5 \cdot q_{2,Q1} \right) \cdot l^2 = 1023.5 \text{ daNm}$$

In realtà, dovendo calcolare il momento sulla prima trave (nel punto A), il carico della trave stessa genera un momento positivo (vedi figura 1.5.2), mentre il carico che grava sulla seconda trave genera un momento, sempre nel punto "A", di segno opposto a quello generato dal carico della prima trave. Quindi, per il calcolo del momento in "A", il carico della prima trave e quello della seconda non possono essere entrambi sfavorevoli. Per il calcolo del massimo momento positivo in "A", sono sfavorevoli i carichi che gravano sulla prima trave, e favorevoli quelli che gravano sulla seconda. Dalla seguente equazione si ottiene il momento di calcolo considerando correttamente i coefficienti parziali per le azioni (si tiene conto della relazione (1.5.1) e dei coefficienti riportati in Tabella 1.5.1):

$$M_{A,d} = \frac{3}{32} \left(1.3 \cdot q_{1,G1} + 1.5 \cdot q_{1,G2} + 1.5 \cdot q_{1,Q1} \right) \cdot l^2 - \frac{1}{32} \left(1.0 \cdot q_{2,G1} + 0.0 \cdot q_{2,G2} + 0.0 \cdot q_{2,Q1} \right) \cdot l^2 = 1457.1 \text{ daNm}$$

Il momento di calcolo ottenuto tenendo conto dei coefficienti parziali per carichi favorevoli è maggiore del caso in cui non se ne tiene conto.

Nel calcolo di una struttura (magari più complessa), se si attribuiscono gli stessi coefficienti per lo stesso carico su elementi diversi si possono commettere errori (a svantaggio di sicurezza) nella valutazione delle sollecitazioni. In teoria, anche se operativamente molto complicato, occorre valutare, per ogni sollecitazione e per ogni punto della struttura in cui si effettuano le verifiche, se un determinato carico è di tipo sfavorevole o favorevole (una delle tecniche attraverso la quale si può fare questo tipo di valutazione è quella delle linee di influenza).

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, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- 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.

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 rigidezza 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, 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 punto 1.2). La verifica allo stato limite di collasso (SLC) non è mai richiesta per le tradizionali strutture in muratura (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 della 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:

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

dove

- $N_{\text{SPT},i}$ 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 $N_{\text{SPT},30}$ 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 $N_{\text{SPT},30}$ 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).

Esempio 1.6.1

Determinare lo spettro di risposta elastico per SLV per un sito ricadente nei pressi del centro del Comune di Roma.

Dati

- a_g = 0.110;
- F_0 = 2.646;
- T_C^* = 0.303;
- Categoria di sottosuolo = C;
- Categoria topografica = T1.

Soluzione

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

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:

$$S_S = 1.7 - 0.6 \cdot 2.646 \cdot 0.110 = 1.525 > 1.5 \Rightarrow S_S = 1.5$$

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.557$$

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

$$T_C = 1.557 \cdot 0.303 = 0.472 \text{ s}$$

$$T_B = T_C / 3 = 0.472 / 3 = 0.157 \text{ s}$$

$$T_D = 4.0 \cdot 0.110 + 1.6 = 2.04 \text{ s}$$

Per poter determinare lo spettro elastico occorre calcolare il coefficiente S che tiene conto della categoria del 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:

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

In definitiva, dalle relazioni (1.6.1) è possibile ricavare lo spettro elastico del sito prestabilito. In "a" di figura 1.6.1 viene riportato graficamente il suddetto spettro. Dalla (1.6.6) si ottiene lo spettro di risposta in termini di spostamento il cui grafico viene riportato in "b" di figura 1.6.1. Quest'ultimo grafico è più comunemente denominato ARDS (*Acceleration Design Response Spectrum*), nel quale in ordinata si riportano le accelerazioni spettrali ed in ascissa gli spostamenti spettrali. Come vedremo nel prosieguo del volume, nel calcolo di edifici in muratura, tale grafico viene utilizzato in parecchie applicazioni.

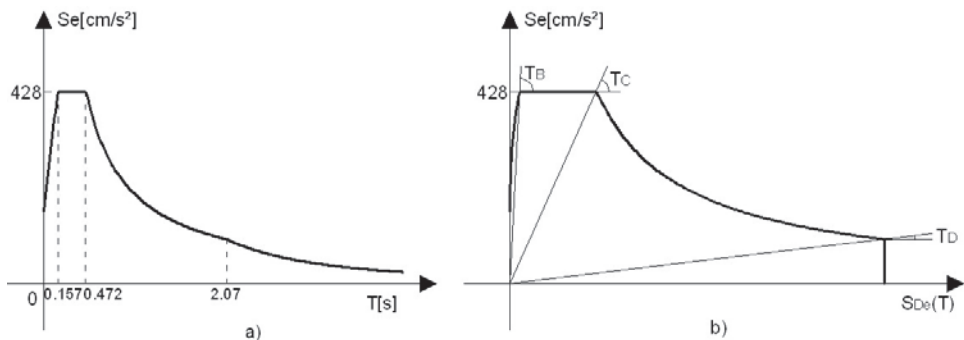


Figura 1.6.1 – a) Spettro di progetto elastico; b) ARDS

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, 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 ordinari | $2.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ |
| Costruzioni in muratura armata | $2.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ |
| Costruzioni in muratura armata progettati 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 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 con la gerarchia delle resistenze $\alpha_U / \alpha_1 = 1.3.$

Si ribadisce che il suddetto fattore di struttura è valido per analisi di tipo lineare (poco utilizzate per edifici in muratura). Nel caso di calcoli non lineari, non è richiesta la sua valutazione.