

Salvatore Lombardo



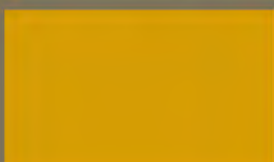
Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato

AGGIORNATO ALLE NTC 2018

Dario Flaccovio Editore



SECONDA EDIZIONE



Informazioni per la valutazione strutturale - Studio delle fessurazioni - Dissesti in fase di esercizio - Dissesti causati dal sisma - Analisi del degrado - Valutazione della resistenza del calcestrutto in opera

Salvatore Lombardo

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

Aggiornato alle NTC 2018



Salvatore Lombardo

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

Aggiornato alle NTC 2018

ISBN 9788857908663

© 2018 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it

www.webintesta.it

magazine.darioflaccovio.it

darioflaccovioeventi.it

Seconda edizione: luglio 2018

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	pag. 15
1. La valutazione della sicurezza per gli edifici esistenti	
1.1. La definizione di costruzione esistente	» 17
1.2. I criteri generali	» 18
1.2.1. Le tipologie strutturali sismo-resistenti.....	» 19
1.2.2. I telai tamponati.....	» 20
1.3. Le finalità della valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento o di miglioramento sismico	» 21
1.3.1. I presupposti per la valutazione	» 22
1.3.2. La valutazione nei casi di interventi strutturali di miglioramento o di adeguamento	» 23
1.3.3. Il livello di sicurezza	» 24
1.3.4. Il ricorso ai soli SLU per la valutazione della sicurezza.....	» 25
1.3.4.1. Le azioni da considerare	» 26
1.3.5. L'obbligatorietà delle indagini strutturali	» 26
1.3.5.1. La caratterizzazione meccanica dei materiali	» 27
1.3.6. I danni strutturali causati dalle azioni sismiche	» 27
1.3.6.1. Le cause di collasso.....	» 28
1.3.7. I crolli di edifici non dovuti ad azioni sismiche	» 30
1.3.7.1. Le carenti indagini geotecniche	» 32
1.3.7.2. Gli edifici costruiti prima della legge sismica	» 33
1.3.7.2.1. La ripresa dei lavori dopo prolungata sospensione dei lavori	» 34
1.3.7.2.2. L'impiego di acciai con caratteristiche diverse	» 34
1.4. La verifica della regolarità strutturale	» 35
1.4.1. La regolarità in pianta	» 35
1.4.1.1. Le irregolarità in pianta.....	» 36
1.4.1.2. Gli effetti negativi nelle strutture irregolari e torsodeformabili	» 37
1.4.1.2.1. L'eccentricità tra il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze	» 41
1.4.1.3. Gli interventi correttivi della irregolarità strutturale	» 42
1.4.2. La regolarità in altezza.....	» 44
1.4.2.1. I casi tipici di irregolarità in altezza	» 44
1.4.3. La regolarità strutturale secondo il D.M. 16 gennaio 1996	» 49
1.4.4. La distanza tra costruzioni contigue.....	» 51
1.4.4.1. Il martellamento	» 51
1.4.4.2. Le prescrizioni normative del passato.....	» 52
1.4.4.3. Le prescrizioni delle Norme tecniche per le costruzioni 2018....	» 55
1.4.5. Il rispetto dell'altezza in funzione della larghezza stradale	» 56
1.5. La duttilità strutturale.....	» 60

1.5.1.	Generalità	»	60
1.5.2.	I livelli di duttilità	»	61
1.5.2.1.	La duttilità della sezione trasversale	»	62
1.5.2.1.1.	Il diagramma momento-curvatura	»	64
1.5.2.1.2.	La duttilità della sezione di una trave e di un pilastro	»	66
1.5.2.2.	La duttilità degli elementi strutturali	»	68
1.5.2.2.1.	La rotazione rispetto alla corda per travi e pilastri	»	69
1.5.2.2.1.1.	La rotazione rispetto alla corda in campo elastico	»	72
1.5.2.2.1.2.	La rotazione rispetto alla corda in campo non elastico	»	72
1.5.2.2.2.	Gli elementi strutturali duttili e fragili	»	74
1.5.2.2.3.	Il controllo in termini di deformazioni	»	77
1.5.2.2.4.	La verifica dei meccanismi fragili	»	77
1.5.2.2.5.	I criteri di verifica dei meccanismi duttili e fragili	»	77
1.5.2.3.	La duttilità globale della struttura	»	78
1.5.2.3.1.	L'analisi non lineare statica o push-over e la curva di capacità della struttura	»	78
1.5.2.3.2.	La duttilità richiesta e disponibile	»	81
1.5.2.3.3.	Il criterio della gerarchia delle resistenze	»	83
1.5.2.3.3.1.	I meccanismi di collassi possibili	»	86
1.5.2.3.4.	L'attivazione dei meccanismi resistenti duttili o fragili negli edifici esistenti	»	89
1.5.3.	L'interpretazione del quadro fessurativo dopo un evento sismico	»	90
2.	L'individuazione delle caratteristiche costruttive		
2.1.	Generalità	»	93
2.2.	L'analisi storica e la raccolta degli elaborati progettuali originali	»	93
2.2.1.	Le fonti da considerare	»	94
2.2.2.	I dati da acquisire	»	94
2.2.3.	L'identificazione della struttura	»	95
2.2.3.1.	L'identificazione delle strutture di fondazione	»	96
2.2.3.2.	L'acquisizione di informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti	»	97
2.2.3.3.	Le informazioni sui possibili difetti locali dei materiali	»	98
2.2.3.4.	Informazioni sui danni subiti in precedenza e sugli interventi effettuati	»	98
2.2.3.5.	Le informazioni sulle norme impiegate per il progetto originale	»	100
2.3.	Il piano delle indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e del loro degrado	»	107
2.4.	I livelli di conoscenza della struttura	»	107
2.4.1.	Il livello di conoscenza limitata (LC1)	»	109
2.4.2.	Livello di conoscenza adeguata (LC2)	»	112
2.4.3.	Livello di conoscenza accurata (LC3)	»	113
2.4.4.	Gli elaborati progettuali esecutivi	»	114
2.4.5.	I dettagli costruttivi e i difetti	»	116

2.4.6. I fattori di confidenza e le resistenze dei materiali.....	» 117
2.5. Il progetto simulato.....	» 118
2.5.1. Le date di progettazione e di costruzione	» 120
2.5.2. L'individuazione e lo studio dello schema strutturale	» 120
2.5.2.1. I telai e l'individuazione dell'orditura dei solai	» 121
2.5.2.2. La scelta del modello di calcolo	» 125
2.5.2.2.1. I criteri approssimati di calcolo	» 126
2.5.2.2.1.1. Il ricorso ai telai parziali	» 128
2.5.2.2.1.2. Lo schema a trave continua	» 130
2.5.2.2.1.2.1. Le regole pratiche nell'ipotesi di trave continua.....	» 131
2.5.2.2.1.3. Il modello a travi singole perfettamente incastrate agli estremi.....	» 134
2.5.2.2.1.4. Il metodo della fascia flessionale per le travi	» 135
2.5.2.2.1.5. La valutazione dei carichi permanenti e di esercizio	» 138
2.5.2.2.1.5.1. I carichi agenti sulle travi.....	» 139
2.5.2.2.1.5.2. I carichi agenti sui pilastri	» 140
2.5.2.2.1.6. La verifica a compressione dei pilastri	» 140
2.5.2.3. Il modello di calcolo per i solai	» 142
2.5.2.3.1. Trave semplice nelle varie ipotesi di vincolo	» 142
2.5.2.3.2. I solai in continuità su più campate.....	» 145
2.5.2.3.2.1. La trave continua con vincoli d'appoggio intermedi e incastro parziale agli estremi.....	» 146
2.5.2.3.2.2. L'incastro elastico.....	» 148
2.5.2.3.2.3. Lo schema a telaio parziale	» 150
2.5.2.4. Il progetto delle armature e la verifica degli elementi strutturali	» 151
2.5.2.4.1. Il progetto delle armature delle travi.....	» 151
2.5.2.4.1.1. Le dimensioni geometriche.....	» 154
2.5.2.4.1.1.1. La larghezza delle travi rispetto alla sezione trasversale dei pilastri di attacco	» 155
2.5.2.4.1.1.2. Le travi a spessore di solaio	» 156
2.5.2.4.1.2. Le armature.....	» 159
2.5.2.4.1.2.1. La sezione rettangolare a semplice armatura	» 159
2.5.2.4.1.2.2. La sezione rettangolare a doppia armatura	» 160
2.5.2.4.1.2.3. La sezione a T	» 161
2.5.2.4.1.2.4. La disposizione	» 163
2.5.2.4.1.2.4.1. Le armature con ferri sagomati.....	» 166
2.5.2.4.1.2.4.2. Le armature con ferri dritti.....	» 166
2.5.2.4.2. Il progetto delle armature dei pilastri	» 169
2.5.2.4.3. Il progetto delle armature dei solai gettati in opera	» 173
2.5.2.4.3.1. Il calcolo	» 183
2.5.2.4.3.2. La disposizione delle armature	» 187
2.5.2.4.4. Gli acciai per c.a. impiegati in passato.....	» 187
2.5.2.4.4.1. Le armature costituite da barre lisce	» 187
2.5.2.4.4.2. Stralci normativi.....	» 187
2.5.2.4.5. La verifica delle armature degli elementi strutturali	» 212
2.5.2.4.6. La revisione del progetto simulato sulla base della base dei risultati delle indagini	» 212

3. Il rilievo del quadro fessurativo

3.1. I sopralluoghi	» 213
3.1.1. Le finalità	» 213
3.1.2. Le ispezioni visive delle strutture	» 213
3.1.3. I dissesti in atto	» 214
3.2. Il rilievo geometrico-strutturale	» 214
3.3. Il quadro fessurativo	» 215
3.3.1. Il rilievo delle fessurazioni.....	» 216
3.3.1.1. Le biffe	» 217
3.3.2. La misura da caposaldi.....	» 218
3.3.2.1. Il caso particolare di spostamento in una specifica direzione.....	» 222
3.3.3. I fessurimetri	» 223
3.3.3.1. I fessurimetri angolari.....	» 224
3.3.3.2. I fessurimetri lineari	» 225
3.3.3.3. I fessurimetri tridirezionali	» 228
3.3.4. I deformometri	» 230
3.3.4.1. Il deformometro meccanico.....	» 231
3.3.5. L'identificazione delle lesioni.....	» 233
3.3.6. L'evoluzione della fessurazione.....	» 234
3.3.7. Il rilievo della profondità delle fessure	» 235
3.3.7.1. L'ampiezza delle fessure.....	» 235
3.3.7.2. La stima della profondità di fessure con metodo ultrasonico indiretto	» 236
3.3.7.2.1. Primo metodo	» 236
3.3.7.2.2. Secondo metodo.....	» 236
3.3.7.2.3. Terzo metodo.....	» 238
3.3.7.2.4. Quarto metodo	» 239
3.3.7.3. Le particolari applicazioni con il metodo diretto	» 241

4. Il degrado delle strutture in calcestruzzo armato

4.1. I fattori che influenzano il degrado	» 243
4.1.1. La durabilità	» 243
4.1.1.1. La durabilità potenziale ed effettiva del calcestruzzo	» 244
4.1.1.2. I processi a rischio e gli agenti aggressivi	» 246
4.1.1.3. Il calcestruzzo armato in ambiente marino	» 247
4.1.2. La vita in servizio.....	» 247
4.2. La permeabilità	» 249
4.3. I meccanismi di trasporto	» 249
4.3.1. Il ruolo della permeabilità.....	» 250
4.3.2. La velocità di penetrazione dell'agente aggressivo.....	» 251
4.3.3. L'innesco e la propagazione della corrosione	» 251
4.4. La corrosione delle armature	» 252
4.4.1. La carbonatazione	» 252
4.4.1.1. La depassivazione da carbonatazione	» 252
4.4.1.2. Il meccanismo elettrochimico di corrosione	» 254

4.4.1.3. La misura della profondità di carbonatazione	» 255
4.4.1.3.1. L'esecuzione della prova.....	» 256
4.4.2. L'atto dei cloruri	» 258
4.4.2.1. La depassivazione da penetrazione di cloruri	» 258
4.4.2.2. Il meccanismo di corrosione dell'armatura	» 259
4.4.2.3. L'analisi quantitativa dello ione-cloro	» 261
4.4.2.3.1. L'esecuzione della prova	» 261
4.4.3. La manutenzione e la protezione corticale	» 262
4.5. Il degrado del calcestruzzo	» 262
4.5.1. L'attacco dei solfati.....	» 262
4.5.2. La reazione alcali-aggregati.....	» 264
4.5.3. Gli effetti dei cicli di gelo-disgelo.....	» 266
4.6. Il degrado indotto dalla corrosione delle armature	» 267
4.6.1. Generalità	» 267
4.6.2. Le basi dei processi corrosivi.....	» 268
4.6.3. Lo spalling nelle strutture soggette ad incendio.....	» 271
4.6.4. La corrosione sotto sforzo.....	» 271
4.6.5. La mappatura del potenziale di corrosione delle armature	» 271
4.6.5.1. La procedura	» 272
4.6.5.2. Le condizioni della superficie della struttura	» 273
4.6.6. La resistenza di polarizzazione lineare	» 273
4.7. Le fessurazioni nelle strutture non dovute a sollecitazioni esterne.....	» 274
4.7.1. Generalità	» 274
4.7.2. Le fessure nel calcestruzzo plastico.....	» 276
4.7.2.1. Il ritiro plastico.....	» 276
4.7.2.1.1. Le condizioni ambientali	» 277
4.7.2.1.2. I provvedimenti preventivi.....	» 279
4.7.2.1.3. Le caratteristiche delle fessure.....	» 279
4.7.2.1.4. Le cause del ritiro plastico	» 281
4.7.2.2. La fessurazione per deformazione delle casseforme.....	» 281
4.7.2.3. Le fessure da assestamento plastico	» 282
4.7.3. Le fessure nel calcestruzzo indurito	» 285
4.7.3.1. La fessurazione per ritiro comportanti variazioni dimensionali... ..	» 285
4.7.3.1.1. Il ritiro per essiccamento	» 285
4.7.3.1.1.1. I fattori che influenzano il ritiro idraulico	» 288
4.7.3.1.1.2. Le fessure per espansione e/o ritiro termico.....	» 288
4.7.3.1.1.2.1. Le fessure da espansione termica	» 288
4.7.3.1.1.2.2. Le fessure da ritiro termico.....	» 289
4.7.3.1.3. Le fessurazioni per gli effetti viscosi (creep).....	» 292
4.7.3.1.3.1. Il recupero del creep	» 294
4.7.3.2. Le micro e le macro lesioni per l'esposizione alle alte temperature	» 295
4.7.3.3. Le indagini petrografiche sul calcestruzzo.....	» 296
5. I dissesti in fase di esercizio	
5.1. Generalità.....	» 299
5.2. I cedimenti differenziali delle fondazioni superficiali e profonde.....	» 300

5.2.1.	Le cause dei cedimenti fondali	» 300
5.2.2.	I tipi di cedimento delle fondazioni	» 302
5.2.2.1.	La previsione empirica dei cedimenti assoluti e dei cedimenti differenziali.....	» 305
5.2.2.2.	I valori ammissibili dei cedimenti differenziali	» 305
5.2.2.3.	Le componenti del cedimento totale di una fondazione superficiale.....	» 310
5.2.3.	La disuniformità degli strati compressibili.....	» 311
5.2.4.	La sovrapposizione degli effetti tra fondazioni vicine	» 313
5.2.4.1.	Le indicazioni progettuali per le fondazioni realizzate in prossimità di strutture esistenti	» 316
5.2.4.1.1.	L'impiego di paratie per la realizzazione di opere limitrofe ad edifici esistenti.....	» 318
5.2.5.	Le strutture realizzate su terreni di riporto	» 321
5.2.6.	I cedimenti dovuti a variazione del livello della falda freatica	» 323
5.2.6.1.	Generalità.....	» 323
5.2.6.2.	Gli effetti negativi sulle strutture	» 325
5.2.7.	Le fessurazioni strutturali causate dal ritiro e dal rigonfiamento del terreno	» 326
5.2.8.	I cedimenti nelle fondazioni compensate.....	» 330
5.2.9.	I cedimenti delle palificate	» 331
5.2.9.1.	L'effetto dell'attrito negativo nei pali di fondazione.....	» 332
5.2.10.	L'influenza delle rigidità delle strutture in elevazione e di fondazione	» 337
5.2.11.	Gli effetti del cedimento differenziale sulla struttura in elevazione.....	» 339
5.2.12.	I dissesti nei muri di sostegno.....	» 343
5.3.	Le fessurazioni negli edifici molto alti	» 346
5.3.1.	Le fessurazioni nelle travi a causa di accorciamenti differenziali dei pilastri	» 346
5.3.2.	Le fessurazioni nelle travi a causa di allungamenti differenziali dei pilastri.....	» 347
5.4.	Le fessurazioni nelle travi	» 347
5.4.1.	La fessurazione per taglio e flessione	» 348
5.4.2.	La fessurazione per torsione	» 353
5.5.	Le fessurazioni nei pilastri	» 357
5.6.	Le fessurazioni per punzonamento.....	» 359
5.6.1.	Le strutture in elevazione.....	» 359
5.6.2.	Il punzonamento di plinti bassi e di platee di fondazione	» 359
5.6.3.	Le fessurazioni nelle strutture di fondazione	» 362
5.7.	Le fessurazioni nelle strutture a sbalzo e nelle mensole corte.....	» 366
5.8.	La variazione dello schema strutturale originario. La ridondanza strutturale ...	» 367
5.8.1.	I meccanismi di studio nel caso di collasso di elementi verticali	» 369
5.8.2.	La resistenza della struttura nel caso di rimozione di elementi verticali	» 372
5.8.3.	Il comportamento a membrana dei solai.....	» 374
5.8.3.1.	I solai bidirezionali	» 374
5.9.	Le fessurazioni nei tamponamenti.....	» 376
5.9.1.	Le lesioni da ritiro nelle sezioni di collegamento con travi e pilastri	» 376
5.9.1.1.	Le fessurazioni dei tamponamenti su strutture a sbalzo	» 376

5.9.2. Le fessurazioni per effetto di cedimenti di pilastri	» 380
5.10. Le fessurazioni nei tramezzi dovute alla deformabilità di solai o di travi.....	» 380
5.11. I solai.....	» 384
5.11.1. I solai contigui e le brusche variazioni di altezza.....	» 384
5.11.2. L'interazione ai bordi	» 385
5.11.3. Gli sbalzi non in continuità con l'orditura del solaio.....	» 386
5.11.4. L'effetto piastra.....	» 388
5.11.5. L'effetto dei carichi concentrati	» 389
5.11.6. Lo sfondellamento dei solai	» 389
5.11.7. Le fessure nei solai a travetti precompressi e blocchi di laterizi.....	» 392
6. I danni strutturali da sisma	
6.1. Le azioni sismiche	» 393
6.2. Il livello dei danni degli elementi strutturali.....	» 396
6.3. I pilastri.....	» 401
6.3.1. I danni	» 401
6.3.2. Il livello di danno	» 404
6.3.2.1. Il livello di danno secondo l'EMS 98	» 410
6.3.3. Le indagini sulle armature	» 411
6.3.3.1. Le armature minime previste dalle norme vigenti all'epoca della progettazione.....	» 411
6.3.3.2. Il rilievo delle armature effettive	» 412
6.3.3.3. La ripresa dei ferri longitudinali e la variazione di sezione dei pilastri	» 418
6.3.3.4. La fessurazione e lo scorrimento per carenze nella ripresa del getto	» 421
6.3.3.5. Il confinamento del calcestruzzo	» 423
6.3.3.5.1. Generalità.....	» 423
6.3.3.5.2. L'efficacia del confinamento.....	» 423
6.3.3.5.3. La resistenza effettiva dei pilastri privi di copriferro	» 428
6.3.4. I pilastri dei piani soffici	» 431
6.3.4.1. Le indagini.....	» 431
6.3.4.2. I danni	» 432
6.3.5. Le fessurazioni e il collasso per taglio.....	» 434
6.3.5.1. I pilastri tozzi	» 436
6.3.5.1.1. Le situazioni progettuali o determinanti	» 436
6.3.5.1.2. La maggiore rigidezza del pilastro tozzo	» 438
6.3.5.1.3. I danni	» 439
6.4. Le pareti di taglio.....	» 442
6.4.1. Le tipologie.....	» 442
6.4.2. Le modalità di collasso	» 443
6.4.2.1. Le pareti singole.....	» 443
6.4.2.2. Le pareti accoppiate o con aperture.....	» 445
6.4.3. L'interazione con il telaio	» 448
6.5. Le travi.....	» 450
6.5.1. Generalità	» 450

6.5.2.	Le fessurazioni tipiche	» 451
6.5.3.	Il collasso per taglio	» 454
6.6.	I nodi trave-pilastro	» 455
6.6.1.	Il confinamento del nodo.....	» 456
6.6.2.	Il danneggiamento o collasso per azioni sismiche	» 459
6.6.2.1.	Il trasferimento delle azioni sismiche.....	» 459
6.6.2.2.	I nodi non interamente confinati.....	» 461
6.6.2.2.1.	Gli ancoraggi delle armature nei nodi perimetrali.....	» 465
6.6.2.3.	I nodi interamente confinati.....	» 468
6.6.2.4.	Le fasi di collasso per taglio.....	» 468
6.6.2.5.	L'attacco trave-pilastro.....	» 470
6.7.	Le scale	» 470
6.7.1.	Le tipologie strutturali	» 470
6.7.2.	La trave a ginocchio	» 472
6.7.3.	Gli errori esecutivi nelle armature delle scale	» 474
6.7.4.	Il livello di danno	» 476
6.7.5.	Le fessurazioni nelle diverse tipologie strutturali	» 477
6.8.	I tamponamenti	» 481
6.8.1.	La posizione della tamponatura rispetto al telaio.....	» 481
6.8.2.	Il ruolo dei tamponamenti nella risposta sismica	» 481
6.8.3.	Le azioni sismiche agenti nel piano del tamponamento	» 482
6.8.3.1.	I meccanismi di rottura delle tamponature	» 483
6.8.3.2.	L'interazione con l'intero telaio.....	» 484
6.8.3.3.	L'interazione con la maglia strutturale.....	» 486
6.8.3.3.1.	Il comportamento del pannello in presenza di aperture.....	» 488
6.8.3.4.	Le fessurazioni tipiche.....	» 490
6.8.4.	Le azioni sismiche ortogonali al piano del tamponamento	» 490
6.8.4.1.	Generalità.....	» 490
6.8.4.2.	Il collasso per ribaltamento.....	» 490
6.8.5.	I livelli di danno	» 491
6.9.	I solai.....	» 494
6.9.1.	L'azione delle forze sismiche.....	» 496
6.9.2.	Le fessurazioni	» 497
6.9.3.	Le travi a spessore.....	» 498
6.9.4.	Il livello di danno	» 499
6.9.5.	Le fessurazioni di elementi strutturali a sbalzo.....	» 502
6.10.	I danni da martellamento.....	» 502
6.11.	I dissesti causati dalla liquefazione dei terreni	» 504
6.11.1.	Generalità	» 504
6.11.2.	Le forme del fenomeno della liquefazione.....	» 507
6.11.3.	Le prescrizioni normative per la progettazione.....	» 511
6.11.3.1.	Le indagini per verificare la suscettibilità alla liquefazione del terreno.....	» 512
6.11.4.	Gli effetti sulle strutture e sui terreni	» 512
6.11.4.1.	La perdita di portanza delle fondazioni superficiali	» 513
6.11.4.2.	Il collasso delle fondazioni su pali.....	» 516
6.11.4.2.1.	L'interazione palo-terreno	» 516
6.11.4.2.2.	Le forme di collasso.....	» 517

7. La valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali

7.1. Le finalità	» 521
7.1.1. Il prelievo dei campioni dalla struttura.....	» 522
7.1.2. La stima delle proprietà meccaniche attuali dei materiali	» 522
7.1.3. La programmazione delle indagini	» 523
7.1.3.1. La classificazione dei controlli del calcestruzzo in opera.....	» 524
7.1.3.2. L'obiettivo delle indagini in opera	» 525
7.1.3.3. L'individuazione delle aree di calcestruzzo omogenee	» 526
7.1.3.3.1. Le aree e le regioni di prova	» 527
7.1.3.3.2. La preparazione delle aree di prova	» 528
7.1.3.3.3. La scelta degli elementi strutturali	» 529
7.1.3.3.4. La variazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo in opera.....	» 530
7.1.3.3.5. I campioni minimi da prelevare	» 531
7.1.3.3.6. Le percentuali e il numero di elementi strutturali da indagare	» 532
7.1.3.3.6.1. L'esecuzione dei controlli distruttivi nei pilastri.....	» 535
7.1.3.3.6.2. L'esecuzione dei controlli distruttivi nelle travi	» 537
7.2. La stima della resistenza del calcestruzzo con metodi diretti	» 538
7.2.1. Il carotaggio	» 538
7.2.1.1. Il rilevamento delle armature e l'estrazione delle carote	» 541
7.2.1.2. L'etichettatura e l'identificazione delle carote	» 543
7.2.1.3. Il ripristino delle zone di estrazione	» 543
7.2.1.4. Le carote da scartare.....	» 545
7.2.1.5. Il numero di carote e la variabilità dei valori di resistenza	» 546
7.2.1.6. Il verbale di prelievo	» 546
7.2.1.7. La determinazione della resistenza a compressione delle carote	» 547
7.2.1.7.1. I coefficienti correttivi per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera.....	» 547
7.2.1.7.1.1. La porosità del calcestruzzo.....	» 549
7.2.1.7.1.2. La direzione di carotaggio rispetto a quella del getto	» 550
7.2.1.7.1.3. Il rapporto lunghezza/diametro delle carote e la dimensione massima dell'aggregato.....	» 552
7.2.1.7.1.4. Le condizioni di umidità del campione	» 552
7.2.1.7.1.5. Il disturbo (o tormento) determinato dal prelievo	» 553
7.2.1.7.1.5.1. La cappatura	» 553
7.2.1.7.1.6. L'incremento di resistenza dovuto a barre d'armature	» 554
7.2.1.7.1.7. La riduzione della resistenza dovuta alle frazioni di aggregato tagliato non interamente reagenti	» 555
7.2.1.8. Il certificato di prova a compressione.....	» 556
7.2.2. La valutazione della resistenza del calcestruzzo nelle costruzioni esistenti.....	» 556
7.2.2.1. Le indicazioni delle Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera	» 555
7.2.2.2. La procedura della Uni En 13791	» 557
7.2.2.2.1. L'approccio A.....	» 557
7.2.2.2.2. L'approccio B.....	» 560

7.2.2.3. I fattori di confidenza e le resistenze dei materiali	» 561
7.3. La stima della resistenza a compressione in situ con metodi indiretti.....	» 563
7.3.1. Generalità	» 563
7.3.2. Le finalità e le limitazioni dei metodi indiretti.....	» 563
7.3.3. Le metodologie.....	» 564
7.3.3.1. Le curve di correlazione	» 565
7.3.3.2. La taratura della curva di correlazione di riferimento o di base	» 566
7.3.3.3. I limiti e le precauzioni nell'applicazione dei metodi indiretti ...	» 567
7.3.4. La determinazione dell'indice di rimbalzo	» 568
7.3.4.1. Generalità	» 568
7.3.4.2. L'esecuzione della prova sclerometrica	» 569
7.3.4.2.1. Il trattamento delle superfici e lo spessore minimo dell'elemento strutturale.....	» 569
7.3.4.2.2. Il posizionamento dello strumento	» 570
7.3.4.2.3. Il numero minimo delle battute e le cause di influenza dei risultati.....	» 570
7.3.4.2.4. Le diverse condizioni di influenza dell'indice di rimbalzo....	» 572
7.3.4.2.5. Il verbale di prova	» 574
7.3.4.2.6. Le limitazioni.....	» 576
7.3.5. La velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici	» 577
7.3.5.1. Generalità	» 577
7.3.5.2. Le modalità d'esecuzione	» 578
7.3.5.3. Le modalità di trasmissione dell'impulso ultrasonico.....	» 580
7.3.5.4. La misura della velocità di propagazione	» 582
7.3.5.5. I fattori che influenzano la velocità di propagazione degli impulsi	» 584
7.3.5.6. La stima della resistenza a compressione	» 584
7.3.5.7. Il verbale di prova.....	» 586
7.3.6. La prova di estrazione	» 586
7.3.6.1. Generalità	» 586
7.3.6.2. I punti di prova.....	» 587
7.3.6.3. L'esecuzione della prova	» 588
7.3.6.4. Il resoconto della prova pull-out.....	» 589
7.3.6.5. La curva di correlazione	» 589
7.3.7. La stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo con i metodi combinati.....	» 590
7.3.7.1. Generalità.....	» 590
7.3.7.2. Il metodo Sonreb.....	» 591
7.3.7.2.1. La procedura esecutiva	» 591
7.3.7.2.2. La stima della resistenza a compressione in opera del calcestruzzo	» 593
7.4. Le prove di trazione su barre di armatura d'acciaio estratte dalla struttura.....	» 594
7.4.1. I principi	» 594
7.4.2. Le raccomandazioni per il prelievo	» 595
7.5. L'elaborazione e l'interpretazione dei risultati di prova.....	» 596
7.6. La relazione sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.....	» 598
Indice analitico	» 599

Introduzione

In questa nuova edizione il testo è stato completamente riscritto e rivisto in ogni sua parte, con l'intento di dare al testo una veste manualistica e fornire così uno strumento agevole per l'architetto o l'ingegnere che deve valutare la gravità anche potenziale delle fessurazioni da sisma o da esercizio o di entrambe negli edifici esistenti in c.a. Sono stati inoltre aggiunti nuovi argomenti come i danni agli edifici esistenti in caso di liquefazione del terreno per effetto del sisma.

Le fessurazioni strutturali, come è noto, possono dipendere dalle condizioni di esercizio, dalla carente manutenzione ordinaria nel corso degli anni degli elementi strutturali come travi e pilastri pertanto; è necessario quindi sapere distinguere le fessurazioni causate da cedimenti differenziali di fondazioni o di collasso di pilastri, da degrado del calcestruzzo e corrosione delle armature, da incremento di carichi per cambio di destinazione d'uso da quelle causate dal sisma e in particolare da forze orizzontali, a cui molti edifici esistenti non possono resistere poiché progettati per resistere a soli carichi verticali. Ogni edificio infatti riflette lo stato delle conoscenze del periodo della costruzione. Aspetto non di poco conto per potere esprimere un giudizio di agibilità di un edificio danneggiato dopo un evento sismico.

A tal fine il legislatore ha emanato diverse norme per classificare i livelli di danno degli elementi strutturali (travi pilastri, solai, scale, ecc.), un esempio è dato dal *Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)*. La citata scheda è finalizzata ad effettuare un rilievo speditivo per una prima valutazione dei costi di riparazione e/o di miglioramento.

Il testo analizza con numerose illustrazioni tutti gli aspetti (regolarità e irregolarità in pianta e in elevazione, pilastri tozzi o resi tozzi da interventi non idonei, carenze di armatura trasversale nei nodi soprattutto non confinati e nei pilastri, fenomeni di degrado del calcestruzzo e conseguente corrosione delle armature, ecc.) che devono essere considerati nella valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente realizzato con struttura intelaiata in c.a. e prima dell'entrata in vigore della Legge n. 64/1974:

- scarso controllo d'accettazione dei materiali strutturali durante la costruzione;
- errori progettuali (per esempio eccessiva eccentricità tra travi e pilastri);
- mancata corrispondenza tra gli elaborati di progetto esecutivo approvato e autorizzato e lo stato di fatto;

- inadeguata duttilità della struttura resistente rispetto alle attuali norme tecniche per le costruzioni per insufficiente presenza di staffe in acciaio e/o alla non accurata realizzazione delle stesse;
- scarsa resistenza al taglio dei pilastri;
- mancanza di manutenzione ordinaria degli elementi strutturali, per esempio i pilastri dei piani cantinati o seminterrati;
- non idonea resistenza a compressione attuale del calcestruzzo in opera, sicuramente superiore al valore minimo della normativa all'epoca vigente, ma la resistenza degli elementi strutturali può essere ridotta per la carente armatura di confinamento e dalla diminuzione del diametro originario dei ferri.

Si fa rilevare che gli edifici costruiti dopo le prime norme sismiche non sono immuni dai problemi di quelli costruiti prima: il termine boom edilizio e la fiducia riposta nel calcestruzzo armato devono fare riflettere il tecnico valutatore.

Gli edifici in c.a. fortemente danneggiati o collassati per effetto dei recenti eventi sismici hanno fatto emergere le gravi carenze progettuali ed esecutive, caratteristiche queste probabilmente comuni a molti degli edifici costruiti in Italia, si pensi al problema sempre ricorrente dell'errata chiusura delle estremità delle staffe e della loro assenza nel pannello dei nodi o alle estremità dei pilastri.

Il testo affronta la modalità delle indagini, dirette e indirette, sulle strutture in opera ai fini della valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in accordo con il cap. 8 delle Norme tecniche per le costruzioni (2018), le Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera (2017), le norme Uni En 1998-3 e Uni En 13791, quest'ultima con riferimento alla norma inglese Bs 6089:2010 (*Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati in calcestruzzo – Guida complementare a quella indicata nella norma Bs En 13791*). Le indagini, dirette e indirette, sono finalizzate anche alla valutazione di eventuali interventi di adeguamento o di miglioramento sismico o miranti alla demolizione e alla ricostruzione della struttura ritenuta vulnerabile sismicamente.

1. La valutazione della sicurezza per gli edifici esistenti

1.1. La definizione di costruzione esistente

Il paragrafo 8.1 delle Norme tecniche per le costruzioni definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura portante completamente realizzata.

Per gli edifici in c.a. aventi più di 40 anni di vita i controlli sulle strutture e gli interventi di manutenzione si rendono necessari per prevenire ed evitare dissesti e conseguenti crolli. Il tecnico si troverà ad operare su edifici costruiti negli anni '50-90 del secolo passato fino ai giorni nostri, con norme tecniche via via più complesse, escluse le opere abusive. Una particolare attenzione va posta agli edifici costruiti durante il cosiddetto *boom edilizio* della fine degli anni '60 poiché caratterizzati da esecuzioni poco controllate e, quindi, con alte probabilità di impiego di materiali strutturali di qualità e resistenza a volte discutibili, fidandosi troppo dei miracoli delle strutture in calcestruzzo armato ma trascurando il rischio sismico del territorio nazionale, pertanto ora molti edifici si trovano in zone sismiche senza avere i requisiti antisismici. Si premette che le prime norme tecniche per le zone sismiche sono state emanate in applicazione della legge n. 64/1974.

Si ricorda che con l'art. 4 della legge n. 1086/1971 per le strutture in c.a. si ha la denuncia delle opere all'Ufficio del Genio Civile competente per territorio, quindi il tecnico, a partire da tale data, potrà reperire gli elaborati progettuali architettonici e strutturali degli edifici regolarmente progettati e di quelli abusivamente realizzati per i quali è stata presentata richiesta di sanatoria, oggetto di verifica della vulnerabilità sismica. Su documenti acquisiti riguardanti gli immobili abusivi però non conviene fare molto affidamento, poiché è sempre preferibile rilevare lo stato di fatto strutturale e architettonico; i documenti acquisiti tuttavia sono sempre utili come parametro di riferimento. Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole di ordine generale; di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione,

tenendo conto delle indicazioni generali previste dal capitolo delle Norme tecniche per le costruzioni.

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente. Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte e una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili. Per questo, più che nelle altre parti delle Norme tecniche per le costruzioni, è stato seguito un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale e alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione.

Nella figura 1.1 sono riportate le forme planimetriche di edifici in linea e a torre, con struttura intelaiata in c.a. e telai tamponati, molto impiegate nell'edilizia residenziale. Gli aspetti della vulnerabilità sismica saranno meglio esaminati diffusamente nel testo.

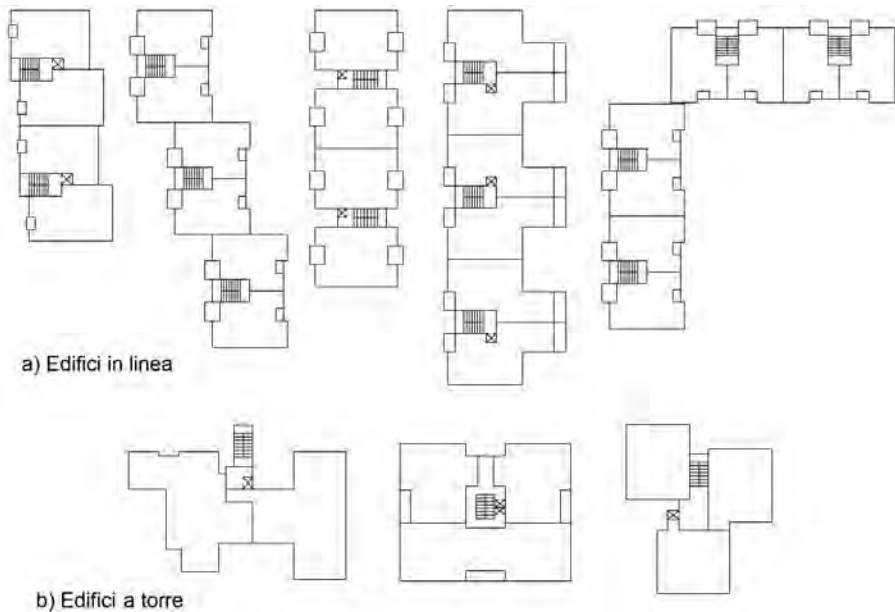


Figura 1.1. Forme planimetriche di edifici residenziali con struttura intelaiata in c.a. più diffuse: tipologia in linea, a torre

1.2. I criteri generali

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi di riparazione locale, miglioramento o adeguamento sismico devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

- essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;
- essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- la geometria e i particolari costruttivi;
- le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
- i carichi permanenti.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra elencate.

Vengono definiti alcuni passaggi fondamentali delle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti, individuati:

- nell'analisi storico-critica;
- nel rilievo geometrico-strutturale;
- nella caratterizzazione meccanica dei materiali;
- nella definizione dei livelli di conoscenza (LC) e dei conseguenti fattori di confidenza (FC);
- nella definizione delle azioni;
- nella relativa analisi strutturale.

1.2.1. Le tipologie strutturali sismo-resistenti

Il paragrafo 7.4.3 delle Norme tecniche per le costruzioni fa riferimento alle seguenti tipologie di strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato (figura 1.2):

- **strutture a telaio** (*Concrete Moment Frames o Moment Resisting Frame*), nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- **strutture a pareti** (*Bearing Wall Systems*), nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale; le pareti, in base alla forma in

pianta, si definiscono semplici o composte; a seconda della assenza o presenza di opportune “travi di accoppiamento” duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;

- **strutture miste telaio-pareti** (*Gravity Frame Systems*), nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, mentre la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai e in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti.

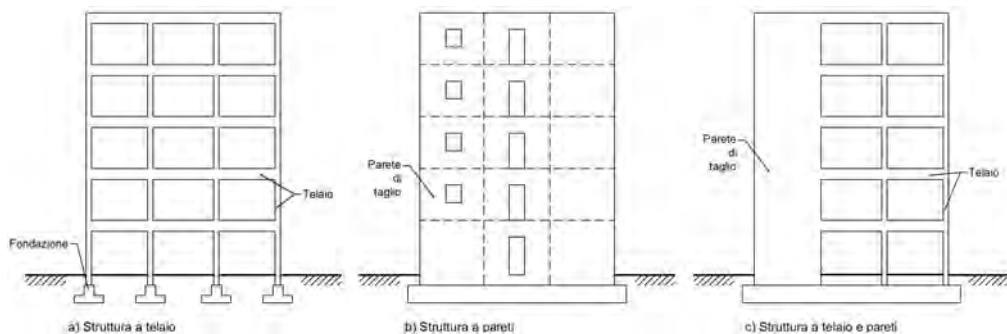


Figura 1.2. Esempio di tipiche strutture: a) a telaio in c.a. (o resistente a momento), b) a pareti e c) telaio e pareti

1.2.2. I telai tamponati

Una tipologia strutturale frequente negli edifici esistenti è quella dei telai in c.a. tamponati. Le murature solitamente non sono collegate con connettori alla maglia strutturale ma costruite in aderenza; le fessurazioni che compaiono nelle facciate degli edifici, lungo i riquadri evidenziano meglio tale carenza costruttiva.

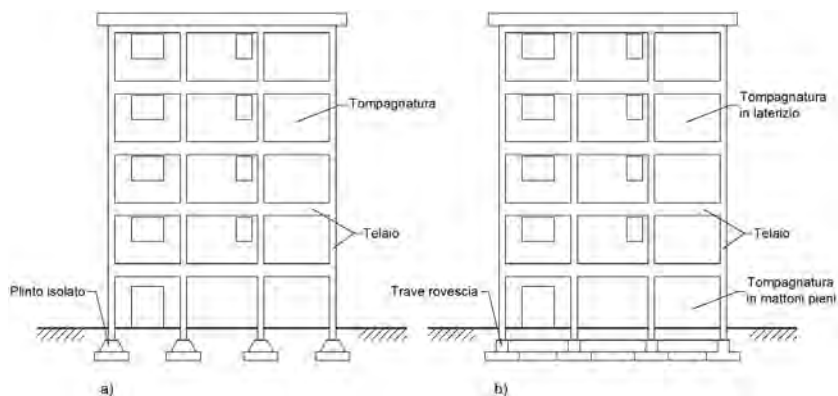


Figura 1.3. Esempio di tipica struttura a telai in c.a. tamponati con fondazioni: a) isolate e b) continue a travi rovesce

I tompagnamenti apportano un notevole contributo alla resistenza della struttura durante le azioni orizzontali da sisma; in seguito si daranno ulteriori informazioni su vantaggi e vantaggi sul piano antisismico.

I tompagnamenti a piano terra possono essere di materiale diverso rispetto a quello dei piani superiori, inoltre le aperture possono favorire la formazione di pilastri tozzi (figura 1.3).

1.3. Le finalità della valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento o di miglioramento sismico

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi anche locali.

La valutazione della sicurezza dell'edificio, supportata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- a. l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- b. l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- c. sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi di:
 - riparazione o locali;
 - miglioramento sismico;
 - adeguamento sismico.

La differenza tra l'adeguamento e il miglioramento è data dal livello di sicurezza che si intende conseguire con l'intervento strutturale. Il livello massimo di sicurezza alle azioni sismiche si ha con l'adeguamento sismico: in teoria il comportamento sismico dell'edificio adeguato dovrebbe essere uguale a quello di un edificio di nuova costruzione, chiaramente i costi degli interventi saranno maggiori rispetto all'intervento di miglioramento sismico¹.

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la sicurezza delle strutture senza raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per l'adeguamento. È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate per l'intervento di adeguamento. La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto stabilite dalle Norme tecniche, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle

¹ Lombardo S., *Manuale degli interventi di Riparazione miglioramento e adeguamento sismico di strutture in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2018.

prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove, purché il progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.

1.3.1. I presupposti per la valutazione

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi qualora ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- a) riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento e uso anomali;
- b) provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- c) cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- d) esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- e) ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali;
- f) opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle Norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Tabella 1.1. Motivazioni per la valutazione dell'idoneità di una struttura esistente

1	Stima della struttura per l'acquisto o per la stipula di contratti assicurativi
2	Valutazione dell'integrità strutturale o della sicurezza residua in conseguenza del degrado o del danneggiamento causato da: - incendio - esplosioni - sisma - fatica - sovraccarichi
3	Utilizzo o adeguamento di elementi strutturali che possono essere risultati non conformi alle specifiche o dei quali siano emersi difetti di progettazione
4	Valutazione delle cause e dell'estensione del danno, preliminarmente alla progettazione dell'intervento di riparazione, consolidamento, restauro
5	Controllo degli interventi di adeguamento e/o di consolidamento strutturale
6	Controlli periodici delle deformazioni previste dal piano di manutenzione strutturale dell'opera
7	Cambio di destinazione d'uso Ampliamento Sopraelevazione

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo per gli elementi interessati e per quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

Nella tabella 1.1 sono riportate le motivazioni per la valutazione dell' idoneità della struttura esistente all' uso corrente o ad una diversa destinazione o ampliamento.

1.3.2. La valutazione nei casi di interventi strutturali di miglioramento o di adeguamento

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento, il progettista dovrà esplicitare in un' apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all' intervento e quelli raggiunti con esso.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- a) nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;
- b) siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- c) siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

Il progettista dovrà esplicitare, in un' apposita relazione, i livelli di sicurezza già presenti e quelli raggiunti con l' intervento strutturale, nonché le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell' uso della costruzione. Tale aspetto richiede l' esecuzione di indagini in opera non indifferenti con aggravio di costi perché il progettista dovrà necessariamente supportare le proprie determinazioni sulla valutazione della sicurezza dell' edificio oggetto di analisi.

La valutazione della sicurezza, per le costruzioni esistenti, potrà essere eseguita con riferimento ai soli stati limite ultimi.

Una guida può essere data Deliberazione n. 1168 del 26 luglio 2010 della Regione

Marche sulle *Linee di indirizzo per la stesura della relazione tecnica per le verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e della circolare n. 617/2009.*

1.3.3. Il livello di sicurezza

Un edificio esistente intelaiato in c.a. di una certa epoca difficilmente potrà essere soggetto a valutazione sismica senza i necessari interventi di miglioramento o di adeguamento sismico.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione esistente è quantificato attraverso il rapporto ζ_E , definibile come rapporto tra:

$$\zeta_E = \frac{\text{Azione sismica sopportabile dalla struttura esistente}}{\text{Azione sismica massima per nuova progettazione}}$$

In ogni caso, il progetto di intervento dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento.

La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento o di miglioramento sismico, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto stabilite dalle Norme tecniche per le costruzioni, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. L'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'*i*-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{v,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico variabile verticale che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi sull'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

Nella figura 1.4 sono riassunti alcuni aspetti che dovrebbero fare riflettere prima di effettuare qualunque verifica di sicurezza sulla base del livello di conoscenza LC1 per contenere i costi di indagine. Aspetti fondamentali da considerare nella verifica globale sono la presenza dell'idonea staffatura alle estremità dei pilastri e nei nodi, soprattutto se non confinati, e il valore accettabile della resistenza a compressione del calcestruzzo (o meglio dei diversi calcestruzzi) in opera. In tal senso, prima di effettuare qualunque tipo di analisi, dovrebbero essere eseguite le necessarie indagini

distruttive e non distruttive sulle strutture così come previsto dalle Norme tecniche, preferibilmente con il livello di conoscenza esaustivo (LC3).

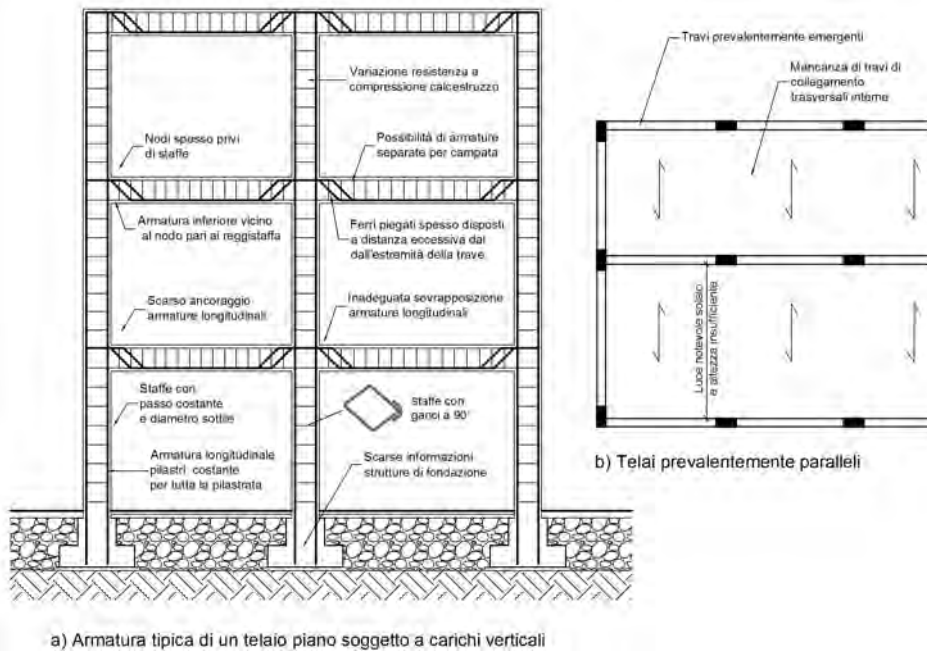


Figura 1.4. Armatura tipica di un telaio piano di un edificio esistente soggetto a carichi verticali

1.3.4. Il ricorso ai soli SLU per la valutazione della sicurezza

Il paragrafo 8.3 delle Norme tecniche dispone che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo per le costruzioni di 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 le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE, in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti, stabiliti dal progettista di concerto con il committente.

Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

1.3.4.1. Le azioni da considerare

Al paragrafo 8.5.5 delle Norme tecniche è stabilito che i valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi miglioramento a di adeguamento sismico, sono quelle definiti dalle stesse norme per le nuove costruzioni, salvo le ulteriori precisazioni del cap. 8. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalle Norme tecniche.

1.3.5. L'obbligatorietà delle indagini strutturali

Le Norme tecniche al paragrafo 8.5.4 ripropongono, fra gli altri, i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e di fattore di confidenza che modificano i parametri coinvolti nel calcolo in ragione del livello di conoscenza.

In pratica, per eseguire la verifica sismica globale o locale di un edificio esistente è opportuno raccogliere precise informazioni sulle strutture in elevazione e in fondazione, ai fini di una loro approfondita identificazione e in particolare acquisire dati relativi a:

- a) livello di degrado del calcestruzzo e delle armature;
- b) resistenza a compressione attuale del calcestruzzo in opera o meglio delle diverse miscele impiegate, stimate con indagini distruttive e non distruttive o metodi combinati;
- c) caratteristiche geometriche (diametro, superficie liscia o ad aderenza migliorata) e meccaniche (tensione di snervamento, tensione di rottura) dell'acciaio per c.a. impiegato;
- d) dettagli costruttivi degli elementi strutturali in elevazione e in fondazione, in particolare:
 - armature delle travi e dei pilastri;
 - armatura dei nodi travi-pilastri, soprattutto dei nodi non interamente confinati;
 - armature delle solette rampanti/travi a ginocchio delle scale;
 - ancoraggio delle estremità delle armature, specialmente se è stato impiegato ferro liscio;
 - ecc.

- e) comportamento a flessione di alcuni elementi strutturali (travi, solai e sbalzi) mediante l'esecuzione di prove di carico;
- f) rilievo degli eventuali danneggiamenti subiti dalle strutture per diverse cause (eccesso di carichi verticali di servizio, scosse sismiche, incendi in appartamenti, perdita di liquami dalle colonne di scarico, materiali corrosivi, degrado in generale, ecc.).

1.3.5.1. La caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. n. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione.

I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 8 settembre 2010, n. 7617/STC, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

1.3.6. I danni strutturali causati dalle azioni sismiche

L'entità dei danni, più o meno gravi, dipende oltre dall'intensità dell'azione sismica anche da vari fattori come, per esempio, la progettazione dell'edificio per resistere ai soli carichi verticali, gli errori esecutivi riguardanti la disposizione delle armature, la modesta resistenza a compressione del calcestruzzo impiegato rispetto a quello previsto dall'eventuale progetto, ecc.

Naturalmente devono essere condotte anche le necessarie indagini geotecniche, fondamentali per le considerazioni di ordine globale, soprattutto in caso di evidenti cedimenti differenziali desumibili dall'analisi del quadro fessurativo dell'intero edificio.

Si premette che l'evento sismico si può sovrapporre anche a situazioni di carenze strutturali riguardanti alcuni elementi strutturali o a cedimenti differenziali di fondazione. L'azione sismica, in particolari casi, può avere accelerato l'evidenziazione del difetto costruttivo o progettuale di alcuni elementi strutturali che nella fase di esercizio della struttura non sono stati riparati o consolidati alle prime manifestazioni del problema di degrado o di dissesto.

È stato fatto rilevare che durante l'azione sismica la compartecipazione degli elementi non strutturali (tamponamenti, muri divisorii interni, pavimenti, ecc.) provoca un comportamento d'insieme ed effetti locali diversi da quelli assunti per lo schema statico di

calcolo, ridotto al solo scheletro portante. In genere, il calcolo per soli carichi verticali è a vantaggio di sicurezza, ma la risposta della struttura reale al sisma è diversa se si trovasse realmente priva degli elementi edilizi non strutturali nelle stesse condizioni dello schema usato per il calcolo.

In sintesi, deve essere sempre condotta un'analisi globale del danno per avere informazioni sulla risposta della struttura reale all'azione sismica, per valutare le residue capacità di resistenza della struttura e stabilire i necessari interventi di riparazione, consolidamento o di adeguamento². L'analisi globale di danno deve appurare anche l'eventuale formazione di deformazioni permanenti d'insieme come, per esempio, il fuori piombo di pilastri per effetto dello spostamento rigido di un solaio nel suo piano. In alcuni casi il fuori piombo di pilastri può essere causato dall'azione di biella di tamponamenti³. Nelle figure 1.5, 1.6 e 1.7 sono riportate le oscillazioni che può subire un edificio durante un sisma.

1.3.6.1. Le cause di collasso

Negli edifici esistenti, progettati prevalentemente per carichi verticali, le cause di collasso per effetto delle azioni sismiche possono essere del tipo⁴:

a) rottura fragile:

- rottura a taglio delle sezioni di pilastri e travi;
- rotture a taglio dei nodi;
- scorrimento tra testa pilastro e trave in corrispondenza delle riprese di getto.

b) rottura per esaurimento della duttilità:

- formazione di estese plasticizzazioni alle estremità delle travi o di pilastri, fino al raggiungimento della rotazione ultima di una sezione.

La rottura di tipo fragile può manifestarsi anche per modeste accelerazioni orizzontali a_g : si può verificare in termini di resistenza, con analisi lineare, senza fattore di struttura (o con valore molto basso). Nella valutazione si deve tenere conto anche degli elementi non strutturali, tramezzi e tamponature molto resistenti, che hanno un ruolo rilevante per basse azioni sismiche. Il rischio di rottura fragile si può ridurre attuando questi interventi⁵:

² AA.VV., *Edifici in cemento armato danneggiati da terremoti. Analisi, riparazione e consolidamento*, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma 1981, p. 19.

³ AA.VV., *Edifici in cemento armato danneggiati da terremoti. Analisi, riparazione e consolidamento*, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma 1981, p. 19.

⁴ Ghersi A., *Verifica sismica di edifici esistenti in c.a., 5 – Comportamento dell'edificio; rottura fragile*, Corso di aggiornamento. Progettazione strutturale sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, Spoleto, 25-27 febbraio 2010.

⁵ Ghersi A., *Verifica sismica di edifici esistenti in c.a., 5 – Comportamento dell'edificio; rottura fragile*, Corso di aggiornamento. Progettazione strutturale sulla base delle Norme tecniche per le costruzioni 2008, Spoleto, 25-27 febbraio 2010.

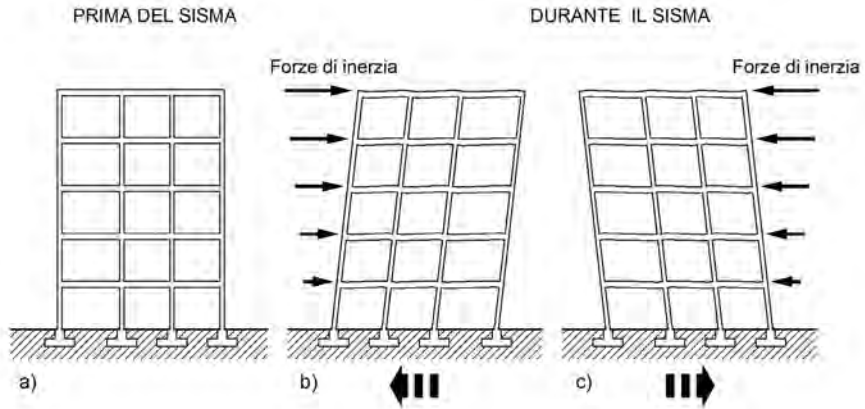


Figura 1.5. Oscillazioni orizzontali che può subire un edificio per effetto del sisma

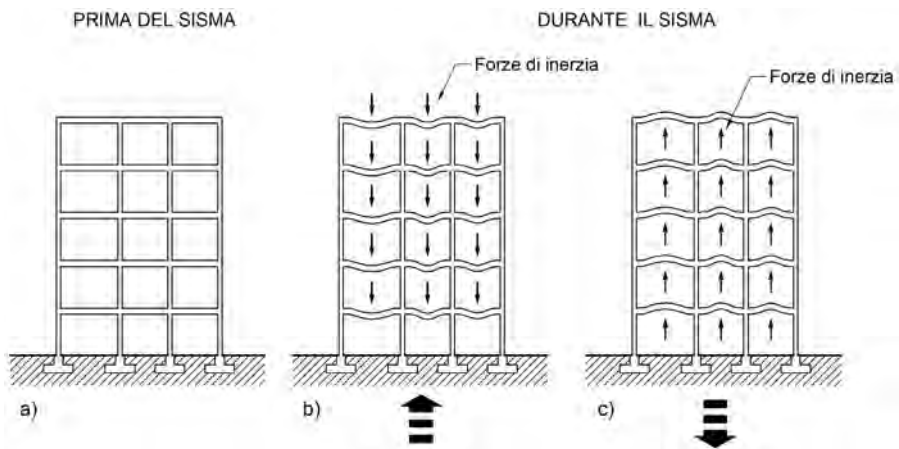


Figura 1.6. Oscillazioni verticali che può subire un edificio per effetto del sisma

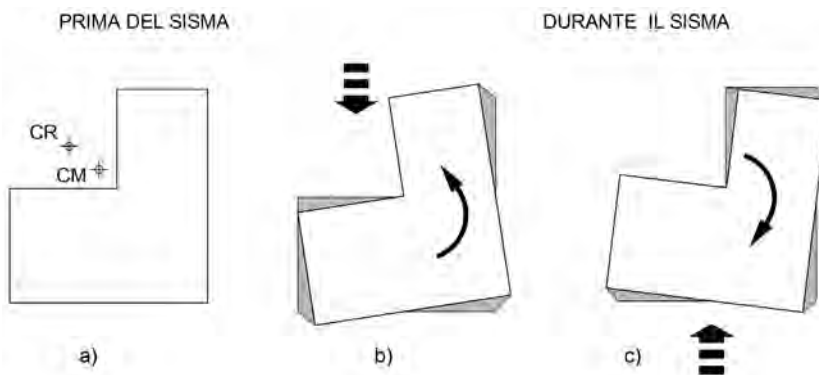


Figura 1.7. Torsioni che può subire un edificio per effetto del sisma

- cerchiatura dei nodi non interamente confinati;
- staffatura efficace alle estremità dei pilastri;
- cucitura tra pilastri e travi.

L'esaurimento della duttilità si può manifestare nel caso specifico dei meccanismi di piano; si può verificare in termini di resistenza, con analisi lineare, con basso fattore di struttura, oppure in termini di deformazioni, con analisi lineare o non lineare⁶.

1.3.7. I crolli di edifici non dovuti ad azioni sismiche

È stato rilevare che gli edifici in c.a. costruiti negli anni '50 e '60 prima della legge n. 1086/1971 richiedono frequentemente e diffusamente interventi di risanamento per travi e pilastri, infatti non è raro il caso di crolli non dovuti ad azioni sismiche⁷.

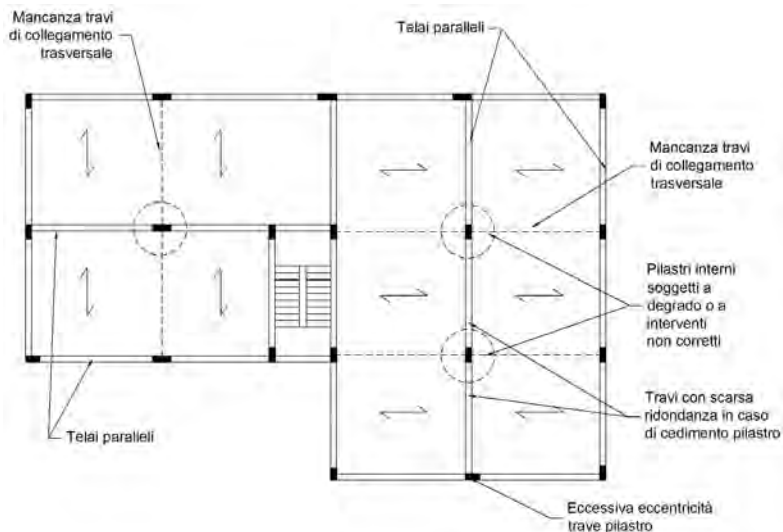


Figura 1.8. Tipico edificio in c.a. a telai paralleli. Il degrado o l'intervento simultaneo nei pilastri interni o senza le necessarie opere provvisoriale potrebbe causare crolli parziali

Gli interventi di consolidamento devono essere preceduti da analisi statiche dell'intero edificio: a volte i crolli parziali o totali sono imputabili a interventi corretti ma eseguiti male; nello specifico i crolli possono essere causati dall'indebolimento contemporaneo delle sezioni trasversali di un certo numero di pilastri centrali in c.a. solitamente a piano terra o a piano seminterrato, già soggetti a fenomeni di degrado del calcestruzzo

⁶ Ghersi A., *Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.*, 4 – *Valutazione del comportamento e verifiche*, Corso di aggiornamento. Progettazione strutturale sulla base delle Norme tecniche per le costruzioni 2008, Spoleto, 25-27 febbraio 2010.

⁷ Occhiuzzi A. e Fabbrocino G., *Crolli e affidabilità delle strutture*, Atti del Convegno Internazionale organizzato da Nicola Augenti e Gaetano Manfredi, Napoli, 15-16 maggio 2003, p. 28.

e delle armature, e progettati per resistere a soli carichi verticali. Il collasso è agevolato anche dalla mancanza della doppia orditura dei telai e, quindi, di non sufficiente ridondanza in caso di cedimento di pilastri specialmente interni. Gli interventi di consolidamento devono interessare un pilastro alla volta, utilizzando apposite opere provvisionali.

La riduzione della sezione trasversale dei pilastri (soprattutto interni) a livello di piano seminterrato o di piano terra per effetto dello spalling – conseguenza degli inevitabili fenomeni di degrado del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale e trasversale con la sezione dei tondini, non di rado lisci, notevolmente ridotta per effetto dell'evolversi del processo di corrosione – determina una sezione resistente del pilastro sottodimensionata che può provocarne il collasso per compressione pura o per pressoflessione e, quindi, con rotture istantanee di tipo fragile (figura 1.9). Il processo di degrado del calcestruzzo e dell'armatura dipende anche alla destinazione d'uso dei locali, per esempio autorimesse, autolavaggi, deposito di materiali particolari, e naturalmente dai mancati interventi di risanamento nel tempo.

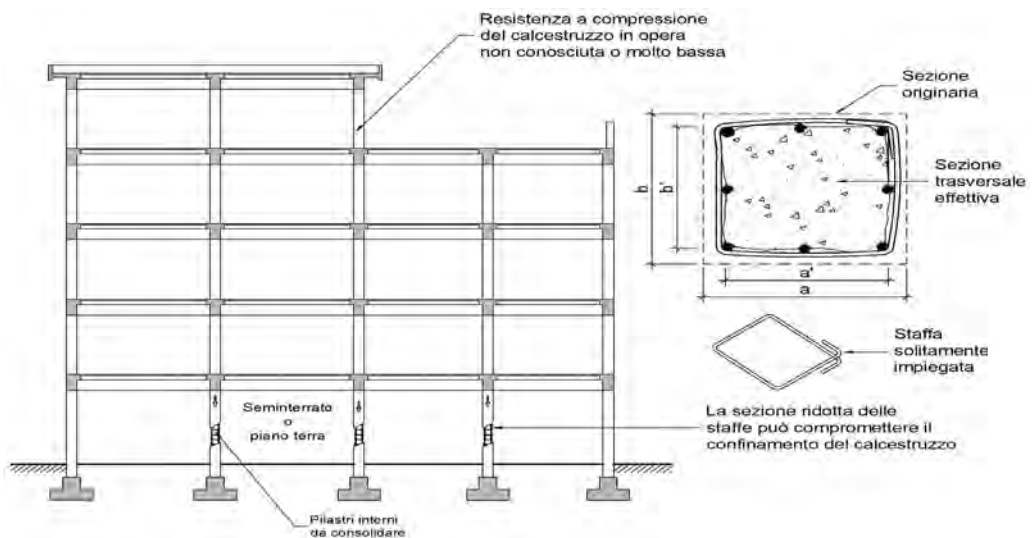


Figura 1.9. Riduzione della sezione trasversale dei pilastri interni a livello di piano terra o seminterrato che in futuro potrebbero compromettere la stabilità dell'edificio anche per soli carichi verticali

A volte il cedimento di travi perimetrali in c.a. è attenuato dall'azione dei tamponamenti molto resistenti, quindi, più che di strutture in c.a., si dovrebbe parlare di strutture miste c.a. e muratura portante. I tamponamenti solitamente non sono considerati nel calcolo del telaio piano come carico distribuito sulla trave. Per gli edifici costruiti fino ad un certo periodo, per esempio fino alla prima metà degli anni '70, è difficoltoso valutare l'effettiva capacità di dissipazione delle tamponature per l'incertezza



Acquistalo