



*Ministero delle Infrastrutture  
e dei Trasporti*

# Testo Unico

## NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Allegato al voto n. 35/2005 dell'Assemblea Generale del  
Consiglio Superiore dei Lavori pubblici del 30 marzo 2005





# INDICE GENERALE

## 1. PREAMBOLO

---

## 2. SICUREZZA, PRESTAZIONI ATTESE, AZIONI SULLE COSTRUZIONI

---

2.1.	PRINCIPI FONDAMENTALI .....	pag.	13
2.2.	STATI LIMITE.....	pag.	15
2.2.1.	Stati Limite Ultimi (SLU) .....	pag.	15
2.2.2.	Stati Limite di Esercizio (SLE) .....	pag.	15
2.2.3.	Verifiche .....	pag.	15
2.3.	MODELLI .....	pag.	16
2.4.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	pag.	18
2.5.	VITA UTILE DI PROGETTO, LIVELLI DI SICUREZZA E CLASSI DI IMPORTANZA .....	pag.	20
2.6.	AZIONI SULLE COSTRUZIONI .....	pag.	22
2.6.1.	Introduzione .....	pag.	22
2.6.2.	Obiettivi generali dell'analisi strutturale .....	pag.	23
2.6.3.	Classificazione delle azioni .....	pag.	23
2.6.4.	Caratterizzazione delle azioni elementari .....	pag.	25
2.6.5.	Combinazioni delle azioni e scenari di contingenza .....	pag.	27
2.6.6.	Degrado .....	pag.	28
2.7.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE .....	pag.	29
2.7.1.	Verifiche agli stati limite ultimi .....	pag.	29
2.7.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio .....	pag.	30
2.8.	VERIFICHE ALLE TENSIONI .....	pag.	30

## 3. AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

---

3.1.	GENERALITÀ.....	pag.	31
3.2.	AZIONE SISMICA .....	pag.	35
3.2.1.	Categorie di suolo di fondazione .....	pag.	35
3.2.2.	Calcolo dell'azione sismica .....	pag.	36
3.2.3.	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....	pag.	43
3.2.4.	Strutture con dispositivi antisismici .....	pag.	44
3.2.5.	Aspetti particolari dell'azione sismica per i ponti e opere di grande estensione .....	pag.	45
3.3.	AZIONI DEL VENTO .....	pag.	49
3.3.1.	Generalità.....	pag.	49
3.3.2.	Velocità di riferimento (macrozonazione) .....	pag.	52
3.3.3.	Periodi di ritorno .....	pag.	53
3.3.4.	Coefficiente di esposizione (microzonazione) .....	pag.	54



3.3.5.	Coefficiente di topografia .....	pag.	57
3.3.6.	Pressione cinetica di picco .....	pag.	58
3.3.7.	Azioni statiche equivalenti.....	pag.	58
3.3.8.	Azione tangente del vento.....	pag.	62
3.3.9.	Azioni non simmetriche.....	pag.	63
3.3.10.	Verifiche locali.....	pag.	64
3.3.11.	Coefficiente Dinamico .....	pag.	65
3.3.12.	Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette all'azione del vento.....	pag.	67
<b>3.4.</b>	<b>AZIONI DELLA TEMPERATURA.....</b>	<b>pag.</b>	<b>69</b>
3.4.1.	Generalità.....	pag.	69
3.4.2.	Distribuzione di temperatura nell'elemento strutturale.....	pag.	69
3.4.3.	Azioni termiche negli edifici.....	pag.	70
3.4.4.	Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette ad azioni termiche.....	pag.	72
<b>3.5.</b>	<b>AZIONI DELLA NEVE.....</b>	<b>pag.</b>	<b>73</b>
3.5.1.	Generalità.....	pag.	73
3.5.2.	Carico neve .....	pag.	75
3.5.3.	Valore caratteristico del carico neve al suolo (macrozonazione).....	pag.	75
3.5.4.	Densità della neve .....	pag.	75
3.5.5.	Periodo di ritorno .....	pag.	77
3.5.6.	Coefficiente di esposizione (microzonazione).....	pag.	78
3.5.7.	Coefficiente termico (interazione) .....	pag.	78
3.5.8.	Carico neve sulle coperture.....	pag.	78
3.5.9.	Effetti locali .....	pag.	83
<b>4.</b>	<b>AZIONI ACCIDENTALI</b>		
<b>4.1.</b>	<b>INCENDIO .....</b>	<b>pag.</b>	<b>85</b>
4.1.1.	Generalità .....	pag.	85
4.1.2.	Definizioni .....	pag.	86
4.1.3.	Criteri di Progettazione .....	pag.	87
4.1.4.	Procedure generali per il progetto delle strutture all'incendio .....	pag.	88
4.1.5.	Classi di resistenza al fuoco .....	pag.	89
4.1.6.	Richieste di prestazione .....	pag.	90
<b>4.2.</b>	<b>ESPLOSIONI.....</b>	<b>pag.</b>	<b>93</b>
4.2.1.	Generalità.....	pag.	93
4.2.2.	Definizioni .....	pag.	94
4.2.3.	Progetto per situazioni eccezionali.....	pag.	94
4.2.4.	Classificazione delle azioni.....	pag.	95
4.2.5.	Esplosioni in scenari di Categoria 2.....	pag.	95
4.2.6.	Esplosioni in scenari di Categoria 3.....	pag.	96
<b>4.3.</b>	<b>URTI .....</b>	<b>pag.</b>	<b>96</b>
4.3.1.	Generalità.....	pag.	96
4.3.2.	Campo di applicazione.....	pag.	97
4.3.3.	Rappresentazione delle azioni.....	pag.	97
4.3.4.	Urti da traffico veicolare .....	pag.	98
4.3.5.	Urti da traffico ferroviario .....	pag.	99
4.3.6.	Urti di imbarcazioni.....	pag.	100
4.3.7.	Urti di elicotteri.....	pag.	101

## 5. NORME SULLE COSTRUZIONI

<b>5.1.</b>	<b>COSTRUZIONI DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO.....</b>	<b>pag. 103</b>
5.1.1.	La valutazione della sicurezza .....	pag. 104
5.1.2.	Verifiche per situazioni persistenti con il metodo dei coefficienti parziali..	pag. 105
5.1.3.	Verifiche per situazioni progettuali transitorie.....	pag. 125
5.1.4.	Verifiche per situazioni progettuali accidentali .....	pag. 126
5.1.5.	Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli .....	pag. 126
5.1.6.	Robustezza strutturale e dettagli costruttivi .....	pag. 127
5.1.7.	Regole per l'esecuzione .....	pag. 129
5.1.8.	Norme complementari relative al conglomerato cementizio armato pre-compresso .....	pag. 129
5.1.9.	Norme complementari relative ai solai .....	pag. 137
5.1.10.	Norme complementari relative alle strutture prefabbricate.....	pag. 140
5.1.11.	Conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura o non armato...	pag. 144
<b>5.2.</b>	<b>COSTRUZIONI IN ACCIAIO .....</b>	<b>pag. 147</b>
5.2.1.	La valutazione della sicurezza .....	pag. 147
5.2.2.	Analisi strutturale.....	pag. 149
5.2.3.	Verifiche per situazioni persistenti con il metodo dei coefficienti parziali..	pag. 152
5.2.4.	Verifiche per situazioni progettuali transitorie .....	pag. 162
5.2.5.	Verifiche per situazioni progettuali accidentali .....	pag. 163
5.2.6.	Progettazione integrata da prove.....	pag. 163
5.2.7.	Collegamenti.....	pag. 163
5.2.8.	Requisiti per la progettazione e l'esecuzione .....	pag. 165
5.2.9.	Criteri di durabilità .....	pag. 169
<b>5.3.</b>	<b>COSTRUZIONI DI LEGNO.....</b>	<b>pag. 171</b>
5.3.1.	Oggetto.....	pag. 171
5.3.2.	Norme di calcolo.....	pag. 171
5.3.3.	Unioni .....	pag. 175
5.3.4.	Sistemi strutturali.....	pag. 177
5.3.5.	Regole pratiche di esecuzione.....	pag. 178
5.3.6.	Controlli e Collaudo statico.....	pag. 179
<b>5.4.</b>	<b>COSTRUZIONI IN MURATURA .....</b>	<b>pag. 181</b>
5.4.1.	Definizioni .....	pag. 181
5.4.2.	Materiali e caratteristiche tipologiche.....	pag. 181
5.4.3.	Caratteristiche meccaniche delle murature .....	pag. 183
5.4.4.	Organizzazione strutturale .....	pag. 183
5.4.5.	Analisi strutturale.....	pag. 185
5.4.6.	Verifiche.....	pag. 187
<b>5.5.</b>	<b>COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI.....</b>	<b>pag. 195</b>
5.5.1.	Requisiti richiesti .....	pag. 195
<b>5.6.</b>	<b>ELEMENTI STRUTTURALI COMPOSTI .....</b>	<b>pag. 197</b>
5.6.1.	Elementi strutturali in acciaio-calcestruzzo .....	pag. 197
<b>5.7.</b>	<b>PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE</b>	
	.....	pag. 201
5.7.1.	Requisiti di sicurezza e criteri di verifica .....	pag. 201
5.7.2.	Prescrizioni relative ai terreni di fondazione .....	pag. 201
5.7.3.	Livelli di protezione sismica .....	pag. 202
5.7.4.	Caratteristiche generali degli edifici .....	pag. 202
5.7.5.	Considerazione di elementi secondari non strutturali .....	pag. 204
5.7.6.	Impianti .....	pag. 204
5.7.7.	Verifiche di sicurezza .....	pag. 204
5.7.8.	Edifici in cemento armato .....	pag. 206



5.7.9.	Edifici con struttura prefabbricata .....	pag.	207
5.7.10.	Edifici in acciaio .....	pag.	207
5.7.11.	Prescrizioni particolari per gli edifici in muratura .....	pag.	209
5.7.12.	Prescrizioni particolari per gli edifici con struttura in legno .....	pag.	211
5.7.13.	Particolari prescrizioni per gli edifici con isolamento sismico .....	pag.	212
5.7.14.	Edifici esistenti .....	pag.	213
5.7.15.	Prescrizioni particolari per l'altezza degli edifici .....	pag.	213

## **6. AZIONI ANTROPICHE**

<b>6.1.</b>	<b>OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI .....</b>	<b>pag.</b>	<b>215</b>
6.1.1.	Generalità.....	pag.	215
6.1.2.	Pesi propri dei materiali strutturali.....	pag.	217
6.1.3.	Carichi permanenti non strutturali .....	pag.	218
6.1.4.	Sovraccarichi variabili .....	pag.	218
<b>6.2.</b>	<b>OPERE STRADALI.....</b>	<b>pag.</b>	<b>221</b>
6.2.1.	Oggetto.....	pag.	221
6.2.2.	Prescrizioni generali.....	pag.	221
6.2.3.	Azioni sui ponti stradali .....	pag.	223
6.2.4.	Verifiche di sicurezza.....	pag.	232
6.2.5.	Strutture portanti .....	pag.	234
6.2.6.	Vincoli .....	pag.	234
6.2.7.	Opere accessorie. Impermeabilizzazione, pavimentazioni, giunti e altro ....	pag.	235
6.2.8.	Norme di esecuzione e collaudo .....	pag.	236
<b>6.3.</b>	<b>OPERE FERROVIARIE .....</b>	<b>pag.</b>	<b>239</b>
6.3.1.	Ponti ferroviari.....	pag.	239
6.3.2.	Opere in terra .....	pag.	279
6.3.3.	Opere in sotterraneo .....	pag.	284

## **7. NORME PER LE OPERE INTERAGENTI CON I TERRENI E CON LE ROCCE, PER GLI INTERVENTI NEI TERRENI E PER LA SICUREZZA DEI PENDII**

<b>7.1.</b>	<b>DISPOSIZIONI GENERALI .....</b>	<b>pag.</b>	<b>285</b>
7.1.1.	Oggetto delle norme.....	pag.	285
7.1.2.	Scopo delle norme.....	pag.	285
7.1.3.	Prescrizioni generali.....	pag.	285
<b>7.2.</b>	<b>ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO.....</b>	<b>pag.</b>	<b>286</b>
7.2.1.	Modellazione geologica del sito .....	pag.	286
7.2.2.	Indagini e caratterizzazione geotecnica .....	pag.	286
7.2.3.	Scelta della tipologia e tecnologia degli interventi e loro dimensionamento .....	pag.	287
7.2.4.	Descrizione delle fasi e delle modalità costruttive.....	pag.	287
7.2.5.	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni .....	pag.	287
7.2.6.	Monitoraggio del complesso opera-terreno .....	pag.	287
<b>7.3.</b>	<b>OPERE INTERAGENTI CON I TERRENI E CON LE ROCCE .....</b>	<b>pag.</b>	<b>289</b>
7.3.1.	Fondazioni delle strutture in elevato.....	pag.	289
7.3.2.	Opere di sostegno.....	pag.	293
7.3.3.	Tiranti di ancoraggio.....	pag.	295
7.3.4.	Opere in sotterraneo .....	pag.	297
7.3.4.	Opere e manufatti di materiali sciolti.....	pag.	291
7.3.5.	Opere e manufatti di materiali sciolti .....	pag.	300
7.3.6.	Stabilità dei pendii .....	pag.	301

7.3.7.	Miglioramento e consolidamento dei terreni e delle rocce .....	pag.	303
7.3.8.	Consolidamento geotecnico di opere esistenti .....	pag.	303
7.3.9.	Discariche controllate di rifiuti e depositi di inerti .....	pag.	305
<b>7.4.</b>	<b>EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA.....</b>	<b>pag.</b>	<b>307</b>
7.4.1.	Fondazioni .....	pag.	307
7.4.2.	Opere di sostegno dei terreni .....	pag.	307
7.4.3.	Stabilità dei pendii .....	pag.	308
7.4.4.	Terreni suscettibili di liquefazione.....	pag.	309

## **8. COLLAUDO STATICO**

<b>8.1.</b>	<b>PRESCRIZIONI GENERALI .....</b>	<b>pag.</b>	<b>311</b>
<b>8.2.</b>	<b>PROVE DI CARICO .....</b>	<b>pag.</b>	<b>312</b>

## **9. COSTRUZIONI ESISTENTI**

<b>9.1.</b>	<b>OGGETTO .....</b>	<b>pag.</b>	<b>315</b>
<b>9.2.</b>	<b>CRITERI GENERALI.....</b>	<b>pag.</b>	<b>315</b>
9.2.1.	Valutazione della sicurezza.....	pag.	315
<b>9.3.</b>	<b>INTERVENTI SULLE COSTRUZIONI ESISTENTI.....</b>	<b>pag.</b>	<b>316</b>
9.3.1.	Classificazione degli interventi finalizzati all'aumento della sicurezza della costruzione .....	pag.	316
9.3.2.	Classificazione degli interventi conseguenti a nuove esigenze e/o trasformazioni della costruzione.....	pag.	317
<b>9.4.</b>	<b>PROGETTO E COLLAUDO.....</b>	<b>pag.</b>	<b>319</b>

## **10. NORME PER LA REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI**

<b>10.1.</b>	<b>CARATTERISTICHE GENERALI .....</b>	<b>pag.</b>	<b>321</b>
<b>10.2.</b>	<b>RELAZIONE GENERALE .....</b>	<b>pag.</b>	<b>321</b>
<b>10.3.</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO .....</b>	<b>pag.</b>	<b>322</b>
<b>10.4.</b>	<b>PRESENTAZIONE DEI RISULTATI .....</b>	<b>pag.</b>	<b>322</b>
<b>10.5.</b>	<b>SINTESI DEI RISULTATI.....</b>	<b>pag.</b>	<b>322</b>
<b>10.6.</b>	<b>MISURA DELLA SICUREZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....</b>	<b>pag.</b>	<b>323</b>
<b>10.7.</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO.....</b>	<b>pag.</b>	<b>323</b>

## **11. MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE**

<b>11.1</b>	<b>CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....</b>	<b>pag.</b>	<b>326</b>
11.1.1.	Specifiche per il conglomerato cementizio .....	pag.	326
11.1.2.	Controlli di qualità del conglomerato .....	pag.	326
11.1.3.	Valutazione preliminare della resistenza.....	pag.	327
11.1.4.	Prelievo dei campioni .....	pag.	327
11.1.5.	Controllo di accettazione .....	pag.	327
11.1.6.	Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera .....	pag.	330
11.1.7.	Prove complementari .....	pag.	330
11.1.8.	Prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato .....	pag.	330
11.1.9.	Componenti del conglomerato cementizio.....	pag.	331
11.1.10.	Caratteristiche del conglomerato cementizio .....	pag.	333



11.1.11.	Durabilità .....	pag.	338
<b>11.2.</b>	<b>ACCIAIO</b> .....	pag.	338
11.2.1.	Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio .....	pag.	338
11.2.2.	Acciaio per cemento armato laminato a caldo .....	pag.	343
11.2.3.	Acciaio per cemento armato precompresso. ....	pag.	357
11.2.4.	Acciai per strutture metalliche .....	pag.	367
<b>11.3.</b>	<b>MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CEMENTO ARMATO</b> .....	pag.	378
<b>11.4.</b>	<b>SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI</b> .....	pag.	378
11.4.1.	Procedura di qualificazione.....	pag.	378
<b>11.5.</b>	<b>APPOGGI STRUTTURALI</b> .....	pag.	379
<b>11.7.</b>	<b>COMPONENTI PREFABBRICATI</b> .....	pag.	379
11.7.1.	Generalità.....	pag.	379
11.7.2.	Requisiti minimi degli stabilimenti e degli impianti di produzione .....	pag.	380
11.7.3.	Controllo di produzione .....	pag.	380
11.7.4.	Procedure di qualificazione.....	pag.	381
11.7.5.	Documenti di accompagnamento.....	pag.	383
<b>11.8.</b>	<b>DISPOSITIVI ANTISISMICI</b> .....	pag.	384
<b>11.9.</b>	<b>MURATURA PORTANTE</b> .....	pag.	387
11.9.1.	Elementi per muratura.....	pag.	387
11.9.2.	Resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi verticali.....	pag.	388
11.9.3.	Resistenza caratteristica a compressione nel piano della muratura e nella direzione ortogonale ai carichi verticali.....	pag.	389
11.9.4.	Malte per muratura.....	pag.	389
11.9.5.	Determinazione dei parametri meccanici della muratura.....	pag.	390
<b>11.10.</b>	<b>MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO</b> .....	pag.	395
11.10.1.	Generalità.....	pag.	395
11.10.2.	Legno massiccio.....	pag.	396
11.10.3.	Legno lamellare incollato.....	pag.	398
11.10.4.	Pannelli a base di legno.....	pag.	400
11.10.5.	Adesivi.....	pag.	400
11.10.6.	Elementi meccanici di collegamento .....	pag.	400
11.10.7.	Durabilità del legno e derivati.....	pag.	401
11.10.8.	Procedure di qualificazione e accettazione del legno.....	pag.	401



# 1. PREAMBOLO

Con Regio Decreto del 10 gennaio 1907 S.E. il Ministro dei Lavori Pubblici, On.le Gianturco, apportò "...una felice innovazione, da lungo tempo desiderata: l'emanazione delle Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato". Le norme, redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rappresentarono la prima norma cogente riguardante la sicurezza delle costruzioni intesa come fatto di interesse sociale da dover essere definito ex lege.

La norma poneva fine all'epoca ottocentesca durante la quale la sicurezza delle costruzioni si ipotizzava formalmente garantita dal rispetto di regole tecniche senza l'obbligo della verifica numerica. La nuova norma sostanzialmente sostituiva ad un processo prescrittivo estrinsecantesi nel rispetto di regole tecniche, con l'obiettivo prestazionale individuato dai livelli tensionali che dovevano essere rispettati dai componenti strutturali.

La norma imponeva infatti che i progetti dovessero essere obbligatoriamente accompagnati dai calcoli statici che dovevano dimostrare il raggiungimento della sicurezza della costruzione nel rispetto di tensioni ammissibili dei materiali. La norma era rigorosamente prestazionale e ricavava i livelli di sicurezza della costruzione mediante l'applicazione di un coefficiente di sicurezza sulla resistenza di materiali pari a 5.

Conseguenza dell'introduzione dei processi di verifica mediante calcoli statici fu la grande innovazione riguardante il fatto che le caratteristiche meccaniche dei materiali dovessero essere individuate attraverso prove sperimentali. Questa prescrizione metteva fine altresì ai monopoli di una ristretta cerchia di produttori di leganti idraulici il cui uso e prestazioni venivano imposte per decreto prefettizio, introducendo invece la libertà di qualsiasi appaltatore a produrre il conglomerato, con la prescrizione che la resistenza misurata su cubi dovesse essere maggiore di 150 kg/cm<sup>2</sup>.

Il turbolento periodo della Grande guerra e del dopoguerra, portò a successivi aggiornamenti, modifiche e Circolari, molte volte con prescrizioni contraddittorie nel tempo.

Questo disordine ebbe fine con le "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato" approntate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed emanate, su proposta del Capo del Governo, dal Re Vittorio Emanuele III con Regio Decreto 16 novembre 1939 n.229.

La norma attuava ed imponeva in maniera rigorosa le aspettative della precedente norma del 1907, indicando in modo puntuale prestazioni e processi di verifica della sicurezza, stabilendo l'elenco dei Laboratori Ufficiali per le prove sui materiali ed introducendo il processo del controllo ed approvazione dei calcoli statici e del progetto da parte dei Geni Civili e delle Prefetture.



La Legge è stata alla base della ricostruzione del dopoguerra e della costruzione delle grandi opere per le nuove infrastrutture nel corso degli anni '60 e '70. Secondo questa Legge i progetti con materiali e tecniche innovative (es. cemento armato precompresso) dovevano essere approvati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Lo stesso Consiglio Superiore, ovvero il Consiglio Nazionale delle Ricerche, attraverso una serie di Circolari o pareri, hanno cercato di integrare negli anni i contenuti della norma per rispondere alle nuove esigenze.

Il successo della norma del '39 nel mondo del lavoro fu conseguenza della sua chiarezza, univocità e certezza.

Per rispondere alle nuove aspettative del mondo del lavoro, all'evoluzione tecnico-scientifica e tecnologica e porre fine all'incertezza normativa, con la Legge 5 novembre 1971 n.1086 si dà origine alla nuova normativa tecnica che si estrinseca nel decreto ministeriale 30 maggio 1972 che contiene la nuova norma tecnica sulle opere in cemento armato, cemento armato precompresso ed acciaio. Questa norma, nella prima stesura, essenziale e prestazionale come quelle che l'avevano preceduta, contiene degli aspetti fortemente innovativi: la sicurezza delle opere diventa un fatto probabilistico, le caratteristiche meccaniche devono derivare da insiemi statistici di misure fisiche. Per verificare la sicurezza viene introdotta, oltre ai metodi elastici, la possibilità di utilizzare il calcolo a rottura.

La Legge prevede infine, per le norme tecniche, un aggiornamento biennale. Questa clausola si rivelerà catastrofica, in quanto darà origine ad un disordinato, contraddittorio aggiornamento normativo che tende ad assorbire, senza un chiaro obiettivo da perseguire, ogni istanza, esigenza o richiesta, talché ormai le norme diventano una voluminosa raccolta di testi prescrittivi frequentemente contraddittori.

Le norme di attuazione della Legge 1086/71, sono affiancate, a partire dal 1974, dalle norme applicative della Legge 2 febbraio 1974 n. 64 che, per la prima volta, codificano i carichi ed i sovraccarichi sulle costruzioni e le norme sismiche per le costruzioni in zona sismica e dal 1982 dalle norme relative alle indagini sui terreni e sulle rocce.

Il sovrapporsi negli anni di Decreti e Circolari fa perdere il significato di essenzialità della norma con l'aggravante dell'introduzione di una non ponderata possibilità di utilizzare alternativamente codici non definiti nella struttura e nella forma di una norma e, redatti con altri scopi e finalità.

Consapevole della situazione di fatto, che tanto disagio sta creando nel Paese, il Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti, Prof. Pietro Lunardi, ha ritenuto necessario la redazione di un Testo Unico che abbia caratteristiche di coerenza, chiarezza, univocità, sinteticità e sia improntato al più moderno indirizzo di normazione prestazionale, piuttosto che prescrittiva e di semplificazione legislativa.

Il presente Testo Unico, che ha l'obiettivo di identificare in modo chiaro i livelli di sicurezza e le prestazioni delle costruzioni, unifica sia le norme relative al comportamento e resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alla definizione delle azioni e dei loro effetti sulle strutture stesse. La valutazione della resistenza e delle azioni può essere così sviluppata in maniera coerente ed armonica, da costituire un sistema completo in cui possa raggiungere significatività, coerenza ed affidabilità, la valutazione della sicurezza.

La resistenza di una struttura è la somma delle resistenze dei componenti strutturali che, cimentati dalle azioni esterne, rispondono con stati deformativi e tensionali fino al raggiungimento di un ipotetico stato limite per il quale la risposta è insufficiente rispetto all'azione.

Per tutti i componenti che partecipano alla sicurezza di una costruzione, compreso il terreno di sedime, devono valere le stesse regole di valutazione della sicurezza secondo dei principi unici.

Lo sviluppo scientifico ha portato ad una migliore conoscenza dei fenomeni naturali (sisma, vento ecc) descritti attraverso formulazioni e modelli scientificamente più avanzati. Al confronto anche la valutazione della resistenza dei materiali e delle strutture dovrà essere espressa attraverso teorie e modelli matematici con lo stesso livello di approfondimento, in modo che il raffronto tra la valutazione dell'azione e della resistenza conservi coerenza scientifica. Altrimenti potrebbe accadere o che le costruzioni, utilizzando vecchi metodi teorici di valutazione della resistenza e tecnologie superate diventino inutilmente onerose, ovvero occorre cedere alla tentazione di mettere in discussione il risultato scientifico, riducendo arbitrariamente l'azione naturale.

L'avvento e la divulgazione della informatica, degli elaboratori elettronici e dei metodi numerici avanzati, non giustifica più la possibilità di seguire la seconda via.

Eguale la caratterizzazione dei terreni e dei materiali messi in opera deve derivare da insiemi statistici di misure di grandezze fisiche che si svilupperanno dall'inizio della progettazione fino al collaudo dell'opera, secondo un processo di conoscenza in progress.

Per tale motivo il progetto ed i relativi calcoli si svilupperanno su caratteristiche meccaniche dei materiali presuntive e sui risultati delle indagini preventive effettuate nei terreni di sedime, mentre la verifica di sicurezza dell'opera costruita andrà sviluppata sulla base dell'identificazione dei materiali e dei terreni acquisite nel corso dell'esecuzione.

L'approfondita conoscenza delle azioni e delle resistenze porta alla maggiore sicurezza delle costruzioni ed a un loro minor costo.

La norma si sviluppa in 11 Capitoli.

Il Capitolo 2 "*Sicurezza e prestazioni attese*" definisce i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza e per l'identificazione delle prestazioni delle strutture. Introduce il principio della vita utile di progetto delle opere e definisce due *Classi* di opere, differenziate da una diversa vita utile e condizioni di cemento statico.

Il Testo codifica i modelli per la descrizione delle azioni ambientali e naturali (Capitolo 3), delle azioni accidentali (Capitolo 4) nonché quelle antropiche per le opere civili ed industriali, stradali e ferroviarie (Capitolo 6).

Le *Norme per le Costruzioni* (Capitolo 5), distinte per i diversi materiali, definiscono le procedure ed i metodi per calcolare la resistenza e la sicurezza degli elementi strutturali nei vari materiali.

Il Capitolo 7 tratta la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni e con le rocce, dei processi di intervento nei terreni e dà le regole per valutare la sicurezza dei pendii. La norma introduce anche per i terreni, sul filone del



dibattito internazionale, come per le strutture in elevato, la valutazione della sicurezza in termini di stati limiti per tutte le ipotizzabili situazioni di funzionamento.

Il Capitolo 8, relativo al *Collaudo Statico*, codifica i metodi e le procedure per il giudizio dell'opera costruita e per la valutazione sperimentale della sicurezza, indispensabile per certificare che le prestazioni e la sicurezza dell'opera costruita corrispondano alle specifiche di progetto e contrattuali.

Il Capitolo 9 "*Costruzioni esistenti*" indica le procedure e le metodologie per la valutazione del loro livello di sicurezza, e come questo, ove insufficiente, debba adeguarsi ai livelli definiti nel testo.

Le *Norme per la redazione dei progetti* (Capitolo 10) introducono l'obbligatorietà della compilazione della *Relazione generale*, in cui il Committente ed il Progettista devono dichiarare a priori i livelli di sicurezza delle opere, le condizioni di esercizio, la durabilità, la vita di servizio dell'opera ed infine la classe di appartenenza dell'opera, nel rispetto delle norme del presente Testo Unico.

Completa la norma il Capitolo 11 sulle regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, rese coerenti con le principali disposizioni comunitarie in materia.

A conclusione è necessario mettere in luce che le previsioni relative alla sicurezza ed al comportamento dell'opera, almeno durante la sua vita utile, sono anche basate sul bagaglio culturale e l'onestà intellettuale dei Tecnici che gestiscono il processo dall'idea progettuale all'opera costruita ed utilizzata.

*Prof.Ing. Remo Calzona*  
*Presidente della Commissione*

## 2. SICUREZZA, PRESTAZIONI ATTESE, AZIONI SULLE COSTRUZIONI

### 2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le presenti norme disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire prestabiliti livelli di sicurezza nei riguardi della pubblica incolumità.

Le strutture e gli elementi strutturali devono essere progettati, eseguiti, collaudati e soggetti a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, per tutta la vita utile di progetto, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa vanno valutate in relazione all'insieme degli stati limite verosimili che si possono verificare durante la vita utile di progetto. Stato limite è la condizione superata la quale la struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle norme specifiche per le varie tipologie strutturali, strutture ed elementi strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: tutti i requisiti atti a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni accidentali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti o conseguenze di errori umani.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce "collasso strutturale".

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione, reversibili, cessano non appena cessa la causa che ha portato al superamento dello stato limite. Nel secondo caso si manifestano danneggiamenti irreversibili, nella struttura e nella stessa costruzione, o deformazioni permanenti inaccettabili e si identifica tale stato limite come Stato Limite di Danno - SLD.

I livelli di sicurezza devono essere scelti dal Progettista e/o dal Committente in funzione dell'uso e del tipo di struttura, della situazione di progetto, nonché in funzione delle conseguenze del danno o del collasso, con riguardo a persone, beni e possibile turbativ



sociale, come anche del costo delle opere necessarie per la riduzione del rischio di danno o collasso.

Le conseguenze di un collasso dipendono in generale dalle sue modalità, specialmente quando sia reale il rischio per le persone. Una struttura che verosimilmente raggiunge il collasso senza preavviso deve essere progettata per un livello di sicurezza più alto di una il cui collasso, preceduto dal manifestarsi di danni o anomalie di comportamento, consenta di attivare misure che limitino le conseguenze del collasso stesso.

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, è una proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita utile di progetto dell'opera. La durabilità è funzione dell'ambiente in cui la struttura vive e del numero di cicli di carico cui la struttura potrà essere sottoposta. La durabilità si ottiene utilizzando materiali di ridotto degrado ovvero assegnando dimensioni strutturali maggiorate necessarie a compensare il deterioramento prevedibile dei materiali durante la vita utile di progetto, oppure mediante procedure di manutenzione programmata.

L'affidabilità delle previsioni teoriche della sicurezza dell'opera è funzione delle attività di controllo durante la progettazione, costruzione, manutenzione e gestione dell'opera.

Particolare rilievo assumono la definizione del modello geologico, la caratterizzazione geotecnica finalizzata alla modellazione geotecnica di insieme e la quantificazione numerica dei parametri geotecnici del terreno interagente con le costruzioni. Queste valutazioni sono effettuate, con i relativi gradi di approfondimento, nelle diverse fasi del progetto dell'opera.

La garanzia della qualità, i controlli ed i piani di qualità sono gli strumenti essenziali per l'affidabilità sostanziale delle opere strutturali. Opere innovative ovvero di impegnativo cimento statico o di inalienabile livello di sicurezza, non possono essere realizzate senza l'uso delle procedure per la garanzia della qualità.

I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali devono essere chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche indispensabili alla valutazione della sicurezza delle opere e dotati di un attestato di conformità, così come specificato al Cap.11.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere di ingegneria civile previste dalle presenti norme devono poi essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione da parte del direttore dei lavori che redigerà il relativo certificato di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare al progetto del come costruito.

I componenti, sistemi e prodotti, edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, vanno progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni prescritte nelle presenti norme.

Le azioni da prendere in conto vanno definite per via sperimentale, ovvero assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme.

## 2.2. STATI LIMITE

### 2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Lo stato limite ultimo è definito come lo stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura. Il grado di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi dovrà essere, tanto più elevato, quanto più gravi sono le conseguenze dell'evento sfavorevole rappresentato dal raggiungimento di uno stato limite ultimo.

Sono elencati nel seguito alcuni stati limite ultimi tra i più consueti:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte
- b) deformazioni o movimenti eccessivi
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme
- e) raggiungimento della massima capacità di resistenza dei terreni
- f) rottura di membrature e collegamenti per fatica
- g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

### 2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Lo stato limite di esercizio è definito come lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

Sono elencati nel seguito alcuni stati limite ultimi tra i più consueti:

- a) danneggiamenti locali (ad es. fessurazione del calcestruzzo) che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto
- b) eccessive deformazioni e distorsioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto
- c) eccessive deformazioni o distorsioni che possono compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari
- d) eccessive vibrazioni che possono compromettere l'uso della costruzione
- e) danni per fatica che possono compromettere la durabilità
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

### 2.2.3. VERIFICHE

Le opere devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono verificarsi, durante la vita utile di progetto, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di servizio definiti in sede progettuale dal committente e/o dal progettista.



Le costruzioni in zona sismica, ove necessario, devono essere verificate anche per lo stato limite di danno.

Per ogni opera il Committente e/o il Progettista devono dichiarare nel progetto gli stati limiti ultimi e di esercizio che dovranno essere rispettati, secondo quanto stabilito nelle presenti norme.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere svolte:

- 1) all'atto della redazione del progetto, con riferimento a caratteristiche meccaniche dei materiali presunte, ricavate utilizzando correlazioni di letteratura, e ad una caratterizzazione geotecnica del terreno elaborata sulla base di indagini preliminari al progetto. Il progettista dovrà descrivere il processo costruttivo e verificare che, nelle fasi costruttive intermedie, la struttura non sia cimentata in maniera più gravosa di quella prevista nello schema finale; le verifiche per queste situazioni saranno condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.
- 2) ad opera eseguita, ovvero durante la costruzione ed il collaudo in corso d'opera, con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali misurate con prove sperimentali, ai processi costruttivi adottati e alle diverse configurazioni di conseguenza assunte dalla struttura in fase costruttiva, alle caratteristiche reologiche dei materiali impiegati ed alla caratterizzazione del terreno definita, mediante prove durante la realizzazione dell'opera, tenendo conto anche della rilevanza della interazione terreno-struttura.

Il collaudo dovrà essere accompagnato dal progetto ad opera eseguita di cui al punto 2 nonché dal manuale di manutenzione dell'opera, come illustrato al successivo capitolo 8.

### 2.3. MODELLI

La valutazione degli effetti delle azioni sulle strutture, così come la valutazione delle resistenze dei componenti strutturali e la sicurezza strutturale, possono essere valutate secondo numerose teorie e metodi di calcolo numerico, la cui validità e la conseguente affidabilità del risultato, è conseguente alla attendibilità delle ipotesi di base della teoria.

Le presenti norme definiscono i livelli di sicurezza e di prestazione con riferimento in genere ad un *modello di calcolo*. È definito *modello di calcolo* quel modello matematico che correla azione con effetto dell'azione (es. azione e sollecitazione; azione e tensione; azione e spostamento; azione e schema di collasso; azione e risposta dinamica ecc.).

Il Progettista e/o il Committente possono utilizzare modelli di calcolo diversi da quelli indicati nelle presenti norme, purché vengano rispettati i livelli di sicurezza e di prestazioni attese.

Ogni struttura o elemento strutturale richiede la definizione delle variabili di progetto  $x$  che caratterizzano le azioni, le proprietà di materiali e terreni, i parametri geometrici. Queste variabili possono dipendere direttamente o indirettamente dal tempo. Per ogni stato limite si introduce un modello meccanico che descrive il comportamento della struttura e modelli di natura fisica e/o chimica che descrivono gli effetti dell'ambiente sulle proprietà del materiale. Anche i parametri di questa seconda classe di modelli rien-



trano nelle variabili di progetto complessive e con essi le costrizioni che caratterizzano gli stati limite di servizio.

Ogni stato limite è descritto da una funzione scalare  $g(\mathbf{x})$  delle variabili di progetto, ed è raggiunto quando:

$$g(\mathbf{x}) = 0 \quad [1]$$

La [1] è detta “equazione dello stato limite” considerato.

Gli stati limiti sfavorevoli sono identificati dalla condizione:

$$g(\mathbf{x}) < 0 \quad [2]$$

Quando si studia un elemento strutturale avente uno stato limite dominante sugli altri, può risultare sufficiente considerare una sola equazione del tipo [1]; per un sistema strutturale composto da più elementi bisogna trattare molteplici equazioni di questo tipo.

Azioni ambientali, antropiche e proprietà strutturali possono variare nel tempo, pertanto la funzione  $g(\mathbf{x})$  dipende dal tempo. Queste variazioni devono essere considerate selezionando opportune situazioni di progetto, ciascuna rappresentativa di un certo intervallo di tempo cui si associano pericolosità, condizioni e relativi stati limite strutturali. Le situazioni di progetto possono essere persistenti (legate al normale utilizzo ed alla vita utile di progetto), transitorie (legate a condizioni temporanee in termini di uso e esposizione), accidentali (legate a fenomeni ed eventi eccezionali in termini di uso ed esposizione).

Le incertezze indotte da tutte le possibili sorgenti devono essere valutate ed integrate in una descrizione probabilistica delle variabili di progetto. Le incertezze da prendere in conto sono quelle intrinseche (di natura meccanica o fisica), quelle associate al modello adottato, quelle di origine statistica (quando le decisioni di progetto sono basate su un piccolo campione di osservazioni).

I modelli sono semplificazioni, operate dal progettista, che tengono conto dei fattori decisivi e trascurano quelli meno importanti. Il progetto richiede che vengano preliminarmente fissati modelli per le azioni, per la geometria, per i materiali, per la trasformazione delle azioni e della geometria in effetti delle azioni (effetti,  $E$ ) e per la trasformazione delle proprietà dei materiali e della geometria in capacità portanti (resistenze,  $R$ ).

Il modello di un'azione porta in generale ad una distribuzione spazio-temporale del vettore che la esprime. Sovente si descrive il singolo vettore come funzione di termini indipendenti dalla geometria della struttura e di termini dipendenti dalle proprietà strutturali.

La geometria è spesso considerata mediante valori nominali. Le misure geometriche di una struttura differiscono dai loro valori nominali, mettendo in evidenza la presenza di imperfezioni geometriche. Il Progettista deve individuare i valori ammissibili delle imperfezioni (tolleranze). Quando il comportamento strutturale è sensibile a queste imperfezioni, ovvero quando, in fase costruttiva, le tolleranze ammesse non vengono rispettate, queste imperfezioni devono essere incorporate nella formulazione del modello generale, con conseguente nuova verifica della sicurezza strutturale.

Parimenti, quando la deformazione di una struttura causa importanti deviazioni dai loro nominali delle quantità geometriche e queste deformazioni hanno influenza



comportamento strutturale, i loro effetti devono essere considerati (effetti del secondo ordine). I modelli delle proprietà dei materiali (legami costitutivi), possono essere ricavati per via sperimentale, sia con prove triassiali e/o biassiali che, più correntemente, con prove monoassiali; si possono ricavare sperimentalmente anche le leggi temporali che caratterizzano i legami costitutivi dei materiali reologici (viscosità, trasmissione del calore, etc.)

I procedimenti dell'ingegneria strutturale introducono ipotesi sulla relazione tra tensioni e deformazioni, ovvero tra forze (e momenti) e deformazioni (o velocità di deformazione). Queste ipotesi possono variare e dipendere dallo scopo e dalle modalità di calcolo. Un modello di calcolo esprime una variabile dipendente  $y$  come funzione delle variabili di progetto  $\mathbf{x}$ ,  $y = f(\mathbf{x})$ .

I più convenzionali modelli: elastico, elastico-lineare, elasto-plastico, possono essere ancora utilizzati, avendo chiare le ipotesi che ne garantiscono l'affidabilità. In mancanza di conoscenza o in presenza di deliberate semplificazioni di modello, la differenza tra la predizione del modello e il risultato di una prova sperimentale può essere recuperata ricorrendo alla forma:

$$y = f(\mathbf{x}, \boldsymbol{\theta}) \quad [3]$$

dove  $\boldsymbol{\theta}$  sono i parametri che contengono le incertezze di modello e sono trattati come variabili aleatorie. Questi parametri vanno a completare il quadro delle variabili di progetto.

Le variabili di progetto possono essere variabili aleatorie (che includono come caso particolare le variabili deterministiche) o processi stocastici o campi aleatori.

#### 2.4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le quantità fisiche riguardanti la resistenza e le azioni sono analizzate in chiave statistica. Ciò significa che la verifica della sicurezza deve essere intesa in senso probabilistico. Per un qualsiasi stato limite  $g_i(\mathbf{x})$ , la sicurezza strutturale  $P_{si}$  è espressa dalla probabilità che  $g_i(\mathbf{x})$  sia maggiore di zero:

$$P_{si} = \text{Prob}[g_i(\mathbf{x}) > 0] \quad [4]$$

La probabilità dell'evento  $g_i(\mathbf{x}) > 0$  deve essere sufficientemente alta, ovvero molto prossima ad 1. Risulta allora conveniente far riferimento al complemento ad 1 della sicurezza  $P_{si}$ , che coincide con la probabilità  $P_{ci}$  dell'evento sfavorevole  $g_i(\mathbf{x}) < 0$  (collasso), che deve essere sufficientemente piccola.

Quando gli aspetti spazio temporali siano adeguatamente discretizzabili così da poter eliminare, nel singolo termine della discretizzazione, la dipendenza dal tempo, l'equazione [4] può essere scritta:

$$P_{si} = \int_{g_i(\mathbf{x}) > 0} p(\mathbf{x}) \, d\mathbf{x} \quad [5]$$

dove  $p(\mathbf{x})$  indica la funzione densità di probabilità congiunta delle variabili di progetto.

Quando sia possibile ricondursi a due sole variabili scalari non negative, la resistenza  $R$  e il valore dell'effetto delle azioni  $E$ , l'equazione [2], che descrive le situazioni avverse, assume la forma semplificata:

$$R - E < 0 \quad [6]$$

e le equazioni [4] e [5] si scrivono rispettivamente:

$$P_s = \text{Prob}[R - E > 0] \quad [7]$$

$$P_s = \int_{R>E} p(R, E) dR dE \quad [8]$$

Se inoltre la resistenza  $R$  e l'effetto delle azioni  $E$  sono tra loro indipendenti  $p(R, E) = p_R(R) p_E(E)$  e l'equazione [8] assume la forma:

$$P_s = 1 - P_c = 1 - \int_0^{+\infty} p_E(E) \left( \int_0^E p_R(R) dR \right) dE \quad [9]$$

dove  $p_E$  e  $p_R$  sono le funzioni densità di probabilità rispettivamente dell'effetto dell'azione e della resistenza.

Nel caso più generale, solo per un singolo componente della struttura si ha uno stato limite predominante, mentre la struttura nel suo insieme va riguardata come un sistema composto da molteplici componenti e dunque con molteplici stati limite, di importanza paragonabile.

In generale, la verifica di sicurezza, che è l'obiettivo, può essere rappresentata dalla relazione:

$$P_c < \underline{P}_c = 10^{-\alpha} \quad [10]$$

dove  $\underline{P}_c$  rappresenta il valore accettabile per la probabilità di collasso, ed  $\alpha$  è la misura della sicurezza.

I valori ammissibili di  $\alpha$  sono funzione della conseguenza dell'evento sfavorevole e sono indicativamente mostrati nelle tabelle 2.5.II e 2.5.III del Par. 2.5. Specifiche norme possono precisare anche valori mirati.

La sicurezza strutturale può, in via semplificativa, essere introdotta implicitamente, rappresentando la resistenza e le azioni non attraverso la loro densità di probabilità congiunta ma mediante i valori caratteristici delle resistenze e delle azioni, definiti rispettivamente come i frattili inferiori delle resistenze e quelli tra i frattili (superiori o inferiori) delle azioni che minimizzano la sicurezza. Normalmente i frattili superiori hanno probabilità del 5% di essere superati, i frattili inferiori probabilità del 5% di non essere superati. In casi di particolare rilievo o pericolosità possono considerarsi frattili al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze od azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La misura della sicurezza si ottiene allora, con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale associate al problema in [9]:



$$R_d \geq E_d \quad [11]$$

$$R_d = f_i \left[ \frac{R_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \cdot \frac{1}{\gamma_{R,d}}; a_d \right]$$

$$E_d = f_2 [F_{i,d} \gamma_{F,i} \gamma_{E,d}; a_d; \psi_i]$$

dove

$R_d$  = resistenza di progetto della struttura, è una funzione dei valori caratteristici  $R_{k,i}$  di ciascun materiale (o prodotto), diviso per un coefficiente parziale  $\gamma_{m,i}$  ( $\geq 1$ ) di sicurezza sulla resistenza del materiale (o prodotto), e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{R,d}$  che tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza ( $\gamma_{R,d} \geq 1$ );

$E_d$  = effetto delle azioni di progetto, è una funzione del valore caratteristico di ciascuna azione  $F_{k,i}$  moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{F,i}$  e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{E,d}$  che tiene conto delle incertezze nel modellare le azioni e i loro effetti ( $\gamma_{E,d} \geq 1$ ).  $E_d$  è anche funzione del coefficiente di combinazione per l'azione  $i$ -esima  $\psi_i$ .

I valori di progetto  $a_d$  dei dati geometrici (dimensioni degli elementi) usati per valutare gli effetti delle azioni o le resistenze, sono assunti uguali ai valori nominali  $a_{nom}$  incrementati o ridotti (a seconda della condizione più gravosa) di possibili deviazioni  $\Delta a$ .

Per situazioni di calcolo più generali, il modello in eq. [2] sarà costruito su valori di calcolo di resistenza e di azione, definiti come l'opportuno frattile rispettivamente diviso o moltiplicato per il relativo coefficiente parziale di sicurezza.

Il significato di resistenza e di azione ed i valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  e dei coefficienti di combinazione  $\psi$ , sono definiti dalle norme specifiche sui "materiali e componenti strutturali" ed azioni, in funzione di quanto previsto al successivo paragrafo 2.5. I valori dei  $\gamma$  definiscono il limite inferiore ammesso per le resistenze e per le azioni che risultano a vantaggio di sicurezza ed il limite superiore ammesso per le altre azioni. Il Committente ed il Progettista, di concerto, nel rispetto dei livelli di sicurezza fissati nella presente norma, potranno variare i valori di  $\gamma$  per motivati opportunità o necessità con riferimento ai codici internazionali ovvero letteratura tecnica consolidata.

## 2.5. VITA UTILE DI PROGETTO, LIVELLI DI SICUREZZA E CLASSI DI IMPORTANZA

Quando una variabile di progetto (azione, resistenza) dipende dal tempo, la sua modellazione probabilistica è influenzata dal "periodo di riferimento", funzione della vita utile di progetto della struttura.

La vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Indicativamente la vita utile di progetto delle diverse tipologie di strutture è quella riportata nella Tabella 2.5.I.

**Tab. 2.5.I – Vita utile di progetto per diverse tipologie di struttura**

VITA UTILE DI PROGETTO (anni)	TIPOLOGIA DI STRUTTURA
10	Strutture provvisorie – Strutture in fase costruttiva
≥10	Componenti strutturali sostituibili (giunti, appoggi, ecc.)
50	Strutture di Classe 1
100	Strutture di Classe 2

Il Committente e/o il Progettista devono dichiarare nel progetto la vita utile della struttura.

I livelli di sicurezza da garantire devono essere precisati in termini di probabilità annua di collasso e si esprimono imponendo un limite superiore al valore accettabile di tale probabilità. I loro valori risultano da un compromesso con valutazioni economiche e sono condizionati all'ipotesi di garanzie di qualità in costruzione e mantenimento, tali da escludere la possibilità di errori grossolani.

Le costruzioni sono suddivise in due classi di importanza così definite:

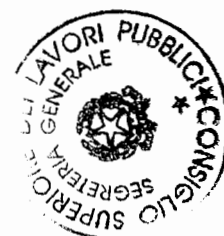
- *Classe 1*: vita utile 50 anni, periodo di ritorno da considerare per i fenomeni naturali coinvolti 500 anni. Riguarda le costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione non provoca situazioni di emergenza.
- *Classe 2*: vita utile 100 anni, periodo di ritorno da considerare per i fenomeni naturali coinvolti 1000 anni. Riguarda le costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, sociali essenziali.

La scelta di appartenenza ad una classe è compito del Committente e/o del Progettista, secondo gli indirizzi dati dalla presente norma, e deve essere espressamente dichiarata in progetto.

Tempi di "vita utile" maggiori di 100 anni (es. 200 anni), possono adottarsi per strutture di eccezionale dimensione, costo o rischio. In tal caso appositi studi vanno eseguiti per definire le azioni, con riferimento a periodi di ritorno di almeno 10 volte la vita utile.

Ciascuna delle due classi è suddivisa in due sottoclassi in funzione del costo relativo (Alto, Basso) di misure migliorative della sicurezza, inteso come rapporto tra costo necessario a migliorare il livello di sicurezza della costruzione e costo di costruzione.

In relazione alle diverse classi di importanza ed al costo relativo delle misure di sicurezza le presenti norme differenziano i gradi di sicurezza richiesti nei confronti degli *SLU*, come mostrato nella Tabella 2.5.II.



Tab. 2.5.II – Limite superiore della probabilità di collasso annua per diverse situazioni SLU

Costo relative di misure migliorative della sicurezza	CLASSE 1	CLASSE 2
	$\underline{P}_c$	$\underline{P}_c$
Alto	$\leq 1 \times 10^{-4}$	$\leq 1 \times 10^{-5}$
Basso	$\leq 1 \times 10^{-5}$	$\leq 1 \times 10^{-6}$

Il controllo di qualità (per strutture nuove) e le ispezioni (per strutture esistenti) hanno l'effetto da un lato di incrementare il costo relativo di misure migliorative della sicurezza, dall'altro di ridurre l'entità delle incertezze; a seconda che prevalga un effetto o l'altro, dunque, il controllo di qualità e le ispezioni possono spingere, in termini di analisi costi-benefici, a scegliere un valore crescente o decrescente di  $\underline{P}_c$ . Sempre in termini di un'analisi costi/benefici i maggiori costi solitamente previsti per la riabilitazione di strutture esistenti, portano per queste ad accettare livelli di affidabilità minori. Per strutture progettate per una rapida obsolescenza (vite utili di progetto dell'ordine dei 10 anni) la classe può essere ridotta.

Per gli stati limite di servizio, il cui raggiungimento per definizione non coinvolge la perdita di vite umane, la reversibilità o irreversibilità del fenomeno indesiderato ha molta influenza. I limiti di affidabilità dipendono più direttamente dal problema specifico e, a puro titolo di esempio, viene fornita la Tabella 2.5.III.

Tab. 2.5.III – Limite superiore della probabilità di collasso annua per diverse situazioni SLE

Costo relativo di misure migliorative della sicurezza	$\underline{P}_c$
Alto	$\leq 1 \times 10^{-1}$
Basso	$\leq 1 \times 10^{-2}$

## 2.6. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

### 2.6.1. INTRODUZIONE

Per la definizione delle *azioni sulle costruzioni* occorre considerare i seguenti aspetti:

- *ambiente di progetto*: contesto in cui è immersa la struttura e che la cimenta. In generale, l'ambiente di progetto si può suddividere in:
  - a) *naturale*: cimento prodotto da: vento, neve, sisma; azione termica, moto dei fluidi e/o ondoso del mare. I fenomeni naturali sono funzione del tempo e di carattere ciclico. La loro definizione avviene in un contesto spazio-temporale. L'intensità dell'azione è introdotta per un prefissato periodo di riferimento.
  - b) *antropico*: cimento prodotto da azioni conseguenti all'uso della struttura secondo gli scopi per la quale è stata progettata e costruita. L'azione antropica è definita dalle norme vigenti ovvero dai capitolati speciali relativi alla costruzione.
  - c) *accidentale*: cimento prodotto da incidenti quali incendi, esplosioni ed urti.

- *insieme strutturale*: disegno geometrico della struttura, distribuzione dei materiali con le loro caratteristiche.

L'ambiente di progetto provoca le azioni sulla struttura. Esse sono individuate da una opportuna analisi, che deve tenere conto degli eventuali significativi fenomeni di interazione fra la struttura e l'ambiente sollecitante stesso, nelle situazioni di progetto persistenti, transitorie di predominio di una o più azioni.

### 2.6.2. OBIETTIVI GENERALI DELL'ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale deve sviluppare una indagine della risposta strutturale alle azioni considerate che permetta valutazioni sia qualitative sia quantitative, tenuto conto delle incertezze presenti nelle:

- a) differenti assunzioni di base (ipotesi di partenza);
- b) diverse modellazioni e diversi parametri fissati per la modellazione delle azioni pertinenti;
- c) diverse modellazioni e diversi parametri fissati per la modellazione del sistema strutturale, secondo una strategia che persegue i seguenti due obiettivi generali:
  - a. delimitazione degli estremi della risposta strutturale;
  - b. individuazione della sensibilità della risposta strutturale.

### 2.6.3. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. È compito del Progettista individuare le azioni significative per la costruzione nel rispetto delle prescrizioni delle presenti norme. A tal fine, si considerano i punti seguenti.

#### 2.6.3.1. Classificazione delle azioni secondo il loro modo di esplicarsi

- a) *dirette*:
  - a. azioni concentrate;
  - b. azioni distribuite, fisse o mobili;
- b) *indirette*:
  - a. quantità cinematiche localizzate:
    - i. cedimenti e spostamenti impressi assoluti (ovvero nei vincoli esterni);
    - ii. cedimenti e spostamenti impressi relativi (ovvero tra parti dell'organismo strutturale o in vincoli interni);
  - b. quantità cinematiche distribuite:
    - i. effetti di variazioni di temperatura;
    - ii. deformazioni iniziali e anelastiche (ritiro, viscosità);
- c) *entropiche*:
  - a. effetti di degrado endogeno della struttura: alterazione naturale del materiale di cui è composta la struttura;
  - b. effetti di degrado esogeno della struttura: alterazione a seguito di agenti esterni alla struttura delle caratteristiche materiali di questa.



### 2.6.3.2. Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- a) *statiche*: azioni che applicate alla struttura non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) *quasi statiche*: azioni che possono essere considerate come statiche, a patto di tener conto degli effetti dinamici, con un incremento della loro intensità;
- c) *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura, dei suoi componenti e delle masse portate.

### 2.6.3.3. Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la loro variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo;
  - a. peso proprio della struttura;
  - b. peso di ciascuna sovrastruttura;
  - c. forze indotte dalla pressione del terreno (escluse gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
  - d. forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
  - e. spostamenti e deformazioni imposti previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
  - f. pretensione e precompressione;
  - g. ritiro e viscosità, salvo un'eventuale fase transitoria iniziale;
- b) *variabili (Q)*: azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro;
  - a. *di lunga durata*: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita utile di progetto della struttura; sono:
    - i. pesi propri di elementi non strutturali,
    - ii. pesi di cose ed oggetti disposti sulla struttura,
    - iii. carichi di esercizio di lunga durata;
  - b. *di breve durata*: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita utile di progetto della struttura; sono:
    - i. carichi di esercizio di breve durata,
    - ii. azione del vento,
    - iii. azione della neve,
    - iv. azione sismica,
    - v. azioni dovute alle variazioni termiche ambientali
    - vi. azione dei fluidi, del moto ondoso di mare e laghi.
- c) *accidentali (A)*: sono azioni che si verificano molto raramente nel corso della vita utile di progetto della struttura, in occasione di quegli eventi di origine antropica che si definiscono incidenti; sono, tra gli altri:



- a. incendi
- b. esplosioni
- c. urti ed impatti

La distribuzione spaziale delle azioni sopra elencate deve essere oggetto di approfondimento quando influenza significativamente la risposta strutturale. In altri casi è possibile fare ricorso a carichi equivalenti uniformemente distribuiti.

#### 2.6.4. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Le azioni elementari, prodotte dall'ambiente di progetto, antropiche e/o naturali, sono definibili in termini generali, come processi stocastici nel tempo e nello spazio. Al fine della loro caratterizzazione, sono fornite le seguenti indicazioni.

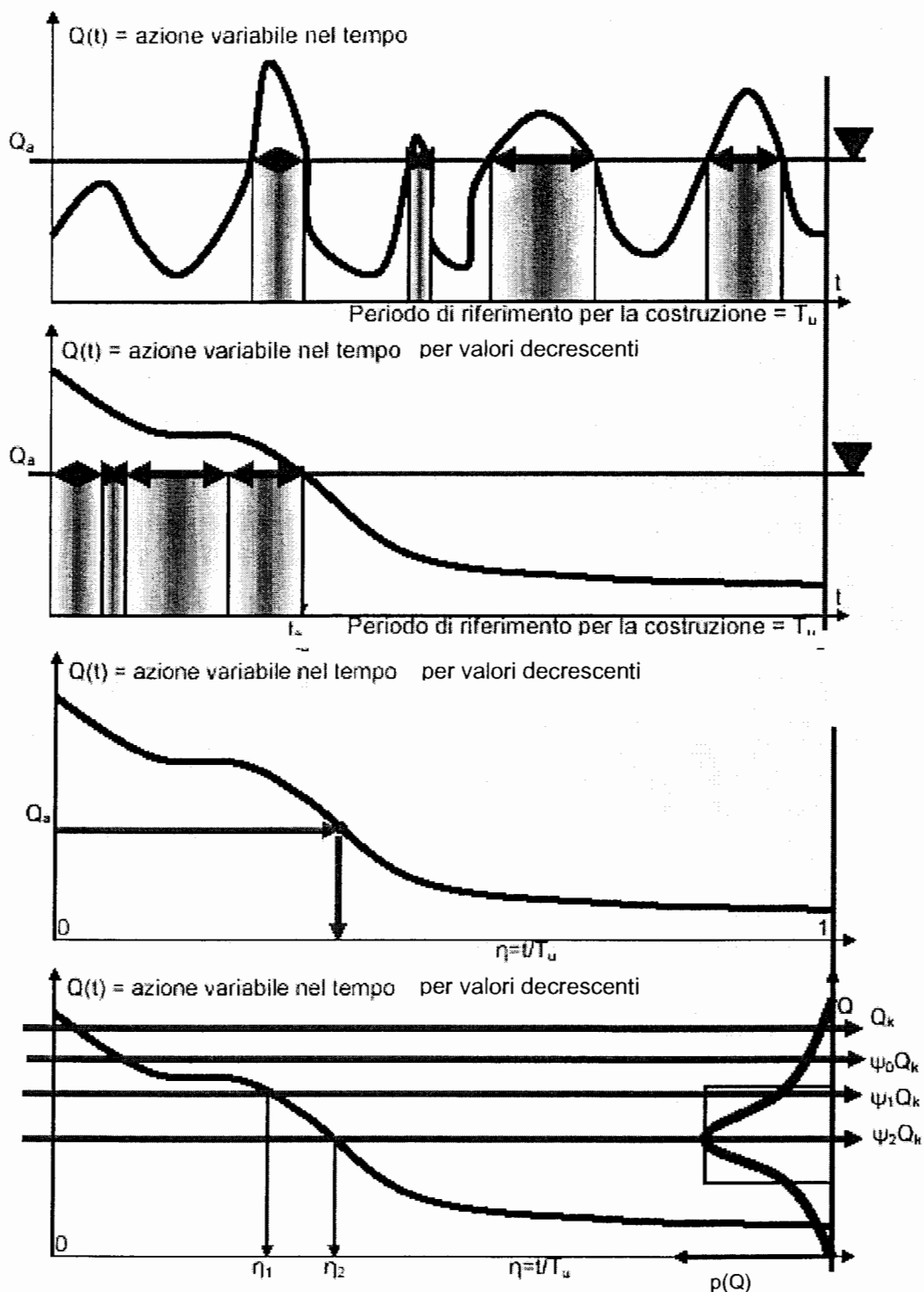
##### 2.6.4.1. Variabilità nel tempo

Individuata una azione variabile nel tempo  $Q(t)$ , ed a un periodo di riferimento  $T_u$ , legato alla vita utile di progetto dell'opera in esame. Sono calcolabili i seguenti valori di riferimento dell'azione:

- $Q_k$ , *valore caratteristico dell'azione*; è il valore frattile caratterizzato da una definita probabilità di essere superato in  $T_u$ . Nel caso la caratterizzazione stocastica non sia individuabile, può essere assunto dal Progettista un valore nominale; alternativamente, può essere definito dal Committente un valore adeguato e coerente all'ambiente di progetto della costruzione;
- $\psi_1 \cdot Q_k$ , *valore frequente dell'azione*; è ottenuto dal valore caratteristico (o nominale), attraverso un fattore positivo  $\psi_1 \leq 1$ . Esso è scelto in modo da essere superato per una frazione  $\eta_1$  significativa del tempo di riferimento (usualmente il 10%). Questo determina la dipendenza di  $\psi_1$  dalla natura del carico, in quanto di breve o di lunga durata.
- $\psi_2 \cdot Q_k$ , *valore quasi-permanente dell'azione*; è ottenuto dal valore caratteristico (o nominale), attraverso un fattore positivo  $\psi_2 \leq 1$ , che riduce il valore caratteristico ad un valore tale da essere superato per una frazione  $\eta_2 = 50\%$  nel periodo di tempo di riferimento

La Figura 2.6.1 fornisce una interpretazione grafica delle quantità introdotte. Per valori del periodo di ritorno  $T \gg T_u$ , la relazione  $T(Q) = T_u / p(Q)$ , con  $1 - p(Q)$  a denotare la probabilità che il valore  $Q$  non sia superato nell'intervallo  $0 < t < T_u$ , associa ad ogni valore di  $Q$  un valore del periodo di ritorno. Il frattile caratterizzato da  $p(Q)$  in  $T_u$  è allora interpretabile come il valore di periodo di ritorno  $T(Q)$ . Essendo  $\psi_1$  e  $\psi_2 \leq 1$ , i valori frequente e quasi-permanente dell'azione corrispondono a tempi di ritorno inferiori a quello associato al valore caratteristico dell'azione stessa.





**Figura 2.6.1** – Modalità di descrizione di una azione variabile nel tempo.

Il grafico in alto diagramma la storia temporale dell'azione  $Q(t)$  su un periodo di riferimento. In esso si seleziona un valore  $Q_a$  e si mostrano le situazioni in cui tale valore viene superato. Nel secondo grafico i valori vengono riordinati in ordine decrescente: ne risulta evidenziato l'intervallo di tempo totale  $t_u$  in cui il valore  $Q_a$  risulta superato. Il terzo grafico è identico al secondo ad eccezione del fatto che l'ascissa  $\eta$  riporta il tempo adimensionalizzato sul periodo di riferimento:  $t_u/T_u$  rappresenta quindi la frazione di tempo in cui il valore  $Q_a$  viene superato. Il grafico in basso riporta sulla destra la funzione densità di probabilità di  $Q$  come campionata in  $T_u$ . Fissati due valori  $\eta_1$  e  $\eta_2$  ad essi sono associati due valori dell'ordinata che sono espressi come frazione del valore caratteristico  $Q_k$ .

### 2.6.4.2. Combinazione con altre azioni

Connesso sia all'andamento nel tempo della singola azione sia alla correlazione con gli andamenti delle altre azioni pertinenti alla costruzione in esame, è definito:

- $\psi_0 \cdot Q_k$ , *valore di combinazione dell'azione*: ottenuto dal valore caratteristico (o nominale), attraverso un fattore positivo  $\psi_0 \leq 1$ , che riduce il valore caratteristico ad un valore con periodo di ritorno inferiore. Esso rappresenta il valore dell'azione da considerare concomitante con il valore caratteristico dell'azione variabile dominante.

Il valore di combinazione è introdotto per tener conto della ridotta probabilità dell'occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti. Nei vari capitoli verrà esplicitato il processo di combinazione tramite tabelle dei valori da assumere per i coefficienti  $\psi$ .

### 2.6.5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI E SCENARI DI CONTINGENZA

Il Progettista, a seguito della classificazione e della caratterizzazione delle azioni, deve individuare le possibili situazioni contingenti in cui le azioni possono cimentare l'opera stessa.

A tal fine, è definito:

- *lo scenario*: un insieme organizzato e realistico di situazioni in cui l'opera potrà trovarsi durante la vita utile di progetto;
- *lo scenario di carico*: un insieme organizzato e realistico di azioni che cimentano la struttura;
- *lo scenario di contingenza*: l'identificazione di uno stato plausibile e coerente per l'opera, in cui un insieme di azioni (scenario di carico) è applicato su una configurazione strutturale.

Per ciascuno stato limite considerato devono essere individuati scenari di carico (ovvero insiemi organizzati e coerenti nello spazio e nel tempo di azioni) che rappresentino le combinazioni delle azioni realisticamente possibili e verosimilmente più restrittive.

I modelli usualmente disponibili per le azioni possono essere molto accurati nella caratterizzazione delle azioni elementari, ma raramente esplicitano le correlazioni esistenti tra azioni di natura diversa.

Nella traduzione degli scenari di carico in combinazioni di azioni, si dovrà ricorrere alle situazioni tipiche qui di seguito esposte, in cui il simbolo (+) indica che le azioni vanno imposte contemporaneamente sulla struttura a generare l'azione di progetto  $F_d$  in base alla quale calcolare gli effetti delle azioni  $E_d$  previa l'introduzione del fattore di modello  $\gamma_{Ed}$ . Le azioni variabili partecipano a turno come dominante, ovvero non affette dal coefficiente di combinazione  $\psi_0$ .

- Stati limite ultimi:

$$E_d = \gamma_{Ed} f [\gamma_{G1} \cdot G_{1k} (+) \gamma_{G2} \cdot G_{2k} (+) \dots (+) (\gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} (+) \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{2k}) (+) \dots (+) \gamma_{Qn} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{nk}]$$



- Stati limite di esercizio:

- *Combinazione rara:*

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot f [G_{1k} (+) \cdot G_{2k} (+) \dots (+) \cdot Q_{1k} (+) \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{2k} (+) \dots (+) \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{nk} ]$$

- *Combinazione frequente:*

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot f [G_{1k} (+) \cdot G_{2k} (+) \dots (+) \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} (+) \cdot \psi_{2,2} \cdot Q_{2k} (+) \dots (+) \cdot \psi_{2,n} \cdot Q_{nk} ]$$

- *Combinazione quasi-permanente:*

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot f [G_{1k} (+) \cdot G_{2k} (+) \dots (+) \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_{1k} (+) \cdot \psi_{2,2} \cdot Q_{2k} (+) \dots (+) \cdot \psi_{2,n} \cdot Q_{nk} ]$$

La situazione è riassunta nel seguente schema, che considera la presenza di due azioni variabili.

	Azione di progetto	Azione permanente	Azione di pretesione	1° Azione variabile	2° Azione variabile	
Combinazione	$E_d$	$G_k$	$P_k$	$Q_{1k}$	$Q_{2k}$	Commento
<b>Stati limite ultimi</b>						
	$n.1$	$\gamma_g$	$\gamma_p$	$\gamma_q \cdot 1$	$\gamma_q \cdot \psi_{0,2}$	2 combinazioni, prendendo a turno una delle 2 azioni variabili come dominante
	$n.2$	$\gamma_g$	$\gamma_p$	$\gamma_q \cdot \psi_{0,1}$	$\gamma_q \cdot 1$	
<b>Stati limite di esercizio</b>						
<b>Rara</b>	$n.1$	$1$	$1$	$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$	1 unica combinazione
<b>Frequente</b>	$n.1$	$1$	$1$	$\psi_{1,2}$	$\psi_{2,2}$	2 combinazioni, prendendo a turno una delle 2 azioni variabili come dominante
	$n.2$	$1$	$1$	$\psi_{2,1}$	$\psi_{1,2}$	
<b>Quasi permanente</b>	$n.1$	$1$	$1$	$\psi_{2,1}$	$\psi_{2,2}$	1 unica combinazione

In ogni caso andranno anche verificate le situazioni di solo carico permanente in assenza di ogni altra azione.

### 2.6.6. DEGRADO

La variabile tempo interviene nella resistenza alla voce degrado. Quando non esplicitata da appositi modelli teorici o da prassi consolidate, il degrado si traduce nell'obbligo di rispettare i limiti imposti alla sicurezza strutturale al termine della vita di progetto, ovvero che il corrispondente coefficiente parziale sia aumentato di 0.1 nel passaggio dalla classe inferiore a quella superiore.

## 2.7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

### 2.7.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per l'intera struttura e per ciascuno degli elementi strutturali che la compongono debbono essere controllati, quando rilevanti, i seguenti stati limite ultimi:

- a) perdita di equilibrio statico;
- b) eccessiva sollecitazione/deformazione di sezioni, membrature e dell'intera struttura, tenuto conto del decadimento delle caratteristiche meccanico-fisiche dei materiali per effetto di fatica, corrosione e degrado;
- c) eccessiva sollecitazione/deformazione del terreno.

Le verifiche di sicurezza agli stati limite di tipo b) e c) sono condotte accertandosi che i valori di progetto  $E_d$  degli effetti delle azioni, siano minori o eguali dei valori di progetto  $R_d$  degli effetti delle resistenze:  $E_d \leq R_d$ .

Tali verifiche possono essere attuate con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze illustrato nel paragrafo 2.4.

In presenza di fenomeni di fatica si farà ricorso alle relative basi teoriche e soprattutto alla validazione sperimentale.

Le verifiche di sicurezza agli stati limite di tipo a) sono condotte accertandosi che i valori di progetto  $E_d$  degli effetti delle azioni agenti, siano minori o eguali dei valori di progetto  $R_d$  degli effetti delle azioni stabilizzanti e/o resistenti:  $E_d \leq R_d$

La scelta dei valori delle azioni variabili  $Q$  da impiegare nelle combinazioni di carico utilizzate per le verifiche agli SLU avviene sulla base della situazione di progetto considerata. In particolare:

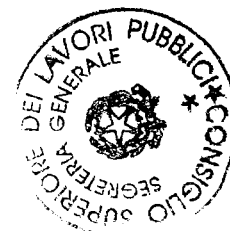
- nelle situazioni di progetto persistenti o transitorie, per tutte le azioni variabili si utilizza il valore di combinazione  $\psi_{0,i}Q_{k,i}$
- nelle situazioni di progetto che vedono dominante l'azione sismica, per tutte le altre azioni variabili si utilizza il valore quasi permanente  $\psi_{2,i}Q_{k,i}$ .

Le azioni sono classificate, con riferimento alla loro variabilità spaziale, in fisse o mobili; il Progettista deve individuare le posizioni verosimili delle azioni mobili che provocano il maggior cimento statico degli elementi strutturali.

Nel caso di azioni di massa dovute ad eccitazione dinamica, le masse vanno identificate con il loro valore medio, il moltiplicatore dell'azione è quello relativo alle masse permanenti considerate.

Nel dimensionamento delle opere di fondazione e nelle verifiche di resistenza del terreno, le azioni sono quelle trasmesse dalle opere in elevato, affette dai rispettivi  $\gamma_F$ , mentre i parametri geotecnici caratteristici (angolo di attrito, coesione, etc.) sono trasformati in valori di calcolo mediante i coefficienti parziali riduttivi  $\gamma_m$ .

Quando l'azione è dovuta al terreno i parametri geotecnici caratteristici sono trasformati in valori di calcolo mediante i coefficienti amplificativi  $\gamma_F$ .



### 2.7.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Gli stati limite di esercizio riguardano situazioni reversibili o irreversibili. Per le situazioni reversibili o irreversibili di carattere raro, a ciascuna delle azioni variabili si attribuisce il valore di combinazione  $\psi_{0,i}Q_{k,i}$ .

Per le situazioni reversibili si distinguono le situazioni di progetto frequenti da quelle quasi permanenti. Nelle situazioni di progetto frequenti si utilizza il valore frequente  $\psi_{1,i}Q_{k,i}$  per l'azione variabile principale, il valore quasi permanente  $\psi_{2,i}Q_{k,i}$  per le azioni variabili secondarie; nelle situazioni di progetto quasi permanenti (normalmente usate per controllare gli effetti di lungo termine e l'aspetto della struttura) per tutte le azioni variabili si utilizza il valore quasi permanente  $\psi_{2,i}Q_{k,i}$ .

Le situazioni reversibili di regola presumono un comportamento elastico-lineare della struttura, dei componenti strutturali e dei materiali. In tal caso le verifiche possono essere condotte confrontando le azioni di calcolo espresse in termini di tensioni e deformazioni unitarie e totali, con le resistenze di calcolo espresse in termini di tensioni e deformazioni ammissibili per ogni stato limite di servizio.

### 2.8. VERIFICHE ALLE TENSIONI

Nel caso di opere della Classe 1, ovvero di materiali con modesto comportamento plastico, e di azioni che si accrescano linearmente, le grandezze rappresentative delle resistenze  $R$  e degli effetti delle azioni  $E$  possono essere le tensioni e le deformazioni.

La verifica di sicurezza si esprime allora in termini di tensioni normali o tangenziali:

$$\sigma_E \leq \sigma_R / (\gamma_F \gamma_E \gamma_d) ; \quad \tau_E \leq \tau_R / (\gamma_F \gamma_E \gamma_d)$$

o loro combinazioni, in cui  $\gamma_d \geq 1$  è un coefficiente di modello che tiene conto della affidabilità del metodo.

### 3. AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

#### 3.1. GENERALITÀ

La singola costruzione, definita dalle sue caratteristiche geometriche e dalle sue proprietà che ne individuano l'organismo strutturale, risulta inserita, come illustrato nella Figura 3.1.1, in un ambiente caratterizzato da aspetti in parte naturali ed in parte antropici, questi ultimi legati alle attività umane.

È compito del Progettista caratterizzare qualitativamente e quantitativamente tale ambiente, individuando e documentando chiaramente l'*ambiente di progetto*, che costituirà il quadro di riferimento generale per la definizione delle differenti situazioni di progetto: queste, con un termine più ampio, sono organizzate per scenari di contingenza.

In termini generali, il Progettista può considerare le seguenti strategie per affrontare le azioni che cimentano l'opera:

- a) ridurre la probabilità che l'azione avvenga o ridurne l'intensità (*prevenzione*);
- b) ridurre gli effetti dell'azione sulla struttura (*protezione*);
- c) progettare e realizzare una struttura in grado di sopportare senza danni le azioni;
- d) limitare il grado di danneggiamento della struttura a seguito dell'accadimento dell'azione;
- e) mitigare le conseguenze del collasso (*mitigazione*).

Le strategie a), b), ed e), sono *misure non strutturali*: esse possono essere adottate efficacemente nel caso di azioni accidentali.

Le strategie c) e d), sono *misure strutturali*: la prima prevede un comportamento nominale e reversibile della struttura sotto l'azione, mentre la seconda permette crisi locali e deve basarsi su un sistema resistente robusto, ovvero intrinsecamente ridondante, capace di sviluppare percorsi di carico alternativi.

In ogni caso, tenendo conto delle specificità delle singole azioni, si deve adottare una *progettazione strutturale orientata all'intero sistema resistente*, e non solo al dimensionamento ed alle verifiche dei singoli componenti.

Con l'espressione *scenario di contingenza* s'intende, nella maniera più generale, una circostanza plausibile e coerente in cui può realisticamente trovarsi un'opera strutturale, sia durante la sua vita utile, sia nelle fasi di costruzione e dismissione. Tale scenario sarà dunque caratterizzato dalla concomitanza di:

- a) una determinata *configurazione strutturale*, usuale o transitoria: in quest'ultimo caso, oltre a considerare le fasi di realizzazione e dismissione dell'opera, devono essere identificate situazioni di danno accidentale realisticamente attendibili per l'opera



stessa, ponendo la dovuta attenzione anche ai fenomeni di degrado strutturale connessi a processi chimico-fisici, ed ai riflessi in termini di organizzazione strutturale;

- b) un definito *scenario di carico*, ovvero un insieme organizzato e realistico di azioni, presenti contemporaneamente sull'opera, la cui configurazione strutturale è stata precedentemente identificata. È compito del Progettista individuare tale insieme di carichi, definendone le rispettive intensità, anche in base alle correlazioni statistiche.

È consentito derogare dai valori dei coefficienti di combinazione previsti, purché ciò sia giustificato da approfonditi studi, nel pieno rispetto dei principi e degli obiettivi enunciati da questo Testo Unico, in particolare da quanto indicato al Capitolo 2.

In termini generali (Figura 3.1.1), la costruzione sviluppa fenomeni dinamici di interazione con l'ambiente. A titolo esemplificativo, nel caso di azioni eoliche agenti su strutture flessibili, potranno svilupparsi fenomeni di interazione aeroelastica. In tale circostanza il Progettista dovrà tenere conto della rilevanza di tali fenomeni di accoppiamento *risposta strutturale – meccanismo di azione* e adottare tutte le contromisure per la salvaguardia della sicurezza e della funzionalità, o, viceversa, dovrà dichiararne responsabilmente la non rilevanza per l'opera in esame.

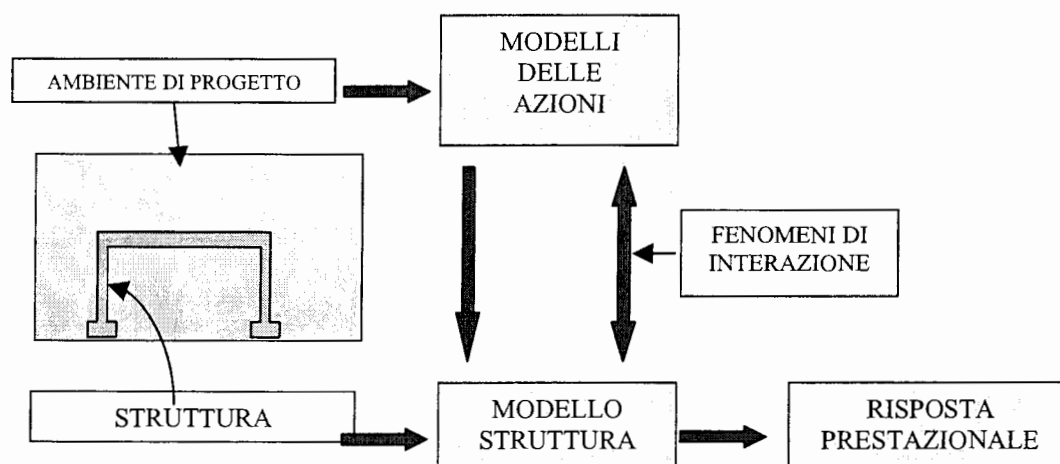


Figura 3.1.1 - Ambiente di progetto, modello della struttura e delle azioni

Attraverso i procedimenti di analisi strutturale, il Progettista avrà il compito di esplorare in modo adeguato la risposta strutturale, assicurando la capacità prestazionale dell'opera sia in termini di sicurezza e di funzionalità, sia in termini di robustezza. In questo modo, il Progettista può assicurare sia un corretto funzionamento dell'opera nella sua configurazione nominale, sia un comportamento almeno soddisfacente in condizioni di danneggiamento ed anche estreme.

La contemporaneità e la distribuzione spaziale delle azioni dovranno essere analizzate e variate in modo idoneo ad esplorare e a giudicare compiutamente la capacità prestazionale della struttura, la sensibilità dei risultati delle analisi alla disposizione ed all'intensità dei carichi.

Allo scopo di evidenziare labilità od instabilità strutturali, ovvero sensibilità nella risposta prestazionale, il Progettista ha l'onere di individuare:



- a) situazioni che significativamente introducano perturbazioni o imperfezioni dello schema strutturale;
- b) disposizioni non simmetriche dei carichi.

Nei casi in cui non è applicabile il principio della sovrapposizione degli effetti, ovvero quando le valutazioni prestazionali avvengano in campo non lineare e le usuali tecniche di combinazione degli effetti non sono applicabili, sarà compito del Progettista indicare l'ordine e le modalità di applicazione delle azioni fino al raggiungimento dello scenario di carico in esame, tenendo conto degli effetti di sequenzialità ed irreversibilità.

Nel presente Capitolo, sono presentati aspetti di riferimento per quanto riguarda la definizione e la traduzione in modelli di carico delle singole azioni ambientali naturali (sisma, vento, neve e temperatura).

Nel Capitolo 4, saranno illustrati criteri per l'individuazione delle azioni accidentali, le quali, a differenza di quelle presentate nel presente capitolo, non sono statisticamente descrivibili ma non possono essere escluse con certezza come agenti sulle opere strutturali. Le azioni accidentali presentate servono per valutare la robustezza della struttura, ovvero la capacità della struttura a rispondere in maniera proporzionale a situazioni eccezionali, che non possono essere escluse dall'avvenire, ma che non possono neanche essere descritte compiutamente.

Le azioni di origine antropica, legate al normale utilizzo delle opere strutturali, sono invece introdotte nel Capitolo 6, categoria per categoria.

L'azione dei terreni, con i possibili fenomeni d'interazione, è demandata per le sue peculiarità al Capitolo 7.

Ai fini del mantenimento delle capacità prestazionali dell'opera nel tempo, ovvero della durabilità, è necessario sviluppare la modellazione dell'azione dell'ambiente su:

- a) caratteristiche meccaniche dei materiali e dei terreni;
- b) caratteristiche geometriche dell'organismo strutturale.

Aspetto essenziale della modellazione degli effetti dell'ambiente sulla struttura, è il meccanismo di retroazione che si può sviluppare fra configurazione strutturale e meccanismo di azione ambientale (ad esempio, sviluppo della fessurazione e progredire della corrosione delle armature).

Quando l'individuazione di tali meccanismi non può essere esplicitata, il Progettista dovrà in ogni caso soddisfare i requisiti di durabilità attraverso opportuni accorgimenti; quali:

- a) utilizzo di materiali i quali non degenerino durante la vita utile di progetto, prevedendo, eventualmente, anche la possibilità di interventi periodici e programmati sui manufatti per il mantenimento dei requisiti prestazionali;
- b) incremento di dimensioni delle parti strutturali esposte al danneggiamento, in modo tale da compensare gli effetti ambientali sulla vita utile di progetto;
- c) utilizzo di elementi strutturali con vita utile minore di quella della struttura in cui sono inseriti, i quali possano essere periodicamente controllati e sostituiti;
- d) sviluppando un programma di monitoraggio e manutenzione programmata per l'organismo strutturale nel suo complesso.



In generale, le azioni ambientali e naturali sono tra loro correlate, ma modelli possono essere definiti solo per ciascuna di esse prese singolarmente. Ciascun modello si compone di informazioni, le quali possono essere ordinate logicamente secondo lo schema seguente:

- a) localizzazione del manufatto a livello regionale (*macrozonazione*);
- b) localizzazione del manufatto a livello territoriale (*microzonazione*);
- c) variabilità temporale sul lungo periodo, e, in particolare, frequenza di accadimento o periodo di ritorno degli eventi, rispetto al periodo di vita di progetto dell'opera;
- d) variabilità temporale su intervalli di tempo comparabili con le caratteristiche dinamiche del manufatto;
- e) capacità di interagire con il manufatto nel suo complesso;
- f) capacità di interagire con parti critiche del manufatto.

È scelta responsabile del Progettista il livello di sofisticazione del modello dell'azione, tenendo conto della sensibilità della risposta strutturale al variare del modello e la criticità della risposta all'azione. Ogni semplificazione dei modelli delle azioni ai fini del calcolo, documentata e motivata, può essere condotta a discrezione del Progettista, ferma restando la necessità di conseguire almeno i medesimi livelli di sicurezza prescritti nelle disposizioni normative vigenti, in tutte le sottostrutture, le strutture del manufatto e nell'organismo strutturale nel suo complesso.

Il Progettista che disponga di informazioni specifiche o che si assuma l'onere di studi specifici può articolare il modello della singola azione nella modalità che ritiene più appropriata. Ogni assunzione in deroga a quanto prescritto dalle Normative dovrà comunque essere giustificata in modo esaustivo, e supportata da studi adeguatamente approfonditi, affidabili e da risultati comprovati.

Il Progettista resta in ogni modo responsabile di tutte le assunzioni fatte, concettuali e quantitative, quali la scelta dei valori dei parametri alla base della modellazione delle azioni e la disposizione spaziale sulla struttura delle azioni stesse.

### 3.2. AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

L'azione può essere descritta mediante accelerogrammi o mediante spettri di risposta. Nel seguito si definisce l'azione sismica per le due classi di strutture definite al capitolo 2 e per due diversi stati limite: lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno.

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite ultimo, definita nel seguito, le strutture degli edifici, pur subendo danni di rilevante entità negli elementi strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e dei carichi verticali.

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite di danno, definita nel seguito, le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza maggiore della azione sismica allo stato limite ultimo, e quindi una significativa probabilità di verificarsi più volte nel corso della durata utile dell'opera.

Per particolari categorie di costruzioni, per le quali è richiesto il mantenimento della funzionalità anche dopo terremoti violenti, il livello di danno accettabile può essere definito in relazione alle prestazioni attese dal Progettista e/o dal Committente, modificando l'azione sismica o scegliendo valori della probabilità di superamento minori di quelle di seguito precisate e/o scegliendo valori più bassi del fattore  $q$ , introdotto al punto 3.2.2.5.

#### 3.2.1. CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta di seguito.

La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento, (*bedrock*) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio  $V_S$  ovvero sul numero medio di colpi  $N_{SPT}$  ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media  $c_u$ . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie del suolo di fondazione:

- A - *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- B - *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica media  $N_{SPT} > 50$ , o coesione non drenata media  $c_u > 250$  kPa).



- C - *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).*
- D - *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 180$  m/s ( $N_{SPT} < 15$ ,  $c_u < 70$  kPa).*
- E - *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di  $V_{S30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s.*

Per i terreni di seguito illustrati andranno svolti studi speciali per la definizione dell'azione sismica:

- S1 - Terreni che includono uno strato di almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, con  $10 < c_u < 20$  kPa e caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 100$  m/s.
- S2 - Terreni soggetti a liquefazione, argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti  $V_{S30}$  è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad [3.2.1]$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di  $V_{S30}$ , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di  $N_{SPT}$  (per terreni prevalentemente granulari) ovvero di  $c_u$  (per terreni prevalentemente coesivi).

Nelle definizioni precedenti  $N_{SPT}$ ,  $c_u$  e  $V_s$  sono i valori rappresentativi degli strati considerati, valutati dal progettista e/o committente sulla base di insiemi statistici sperimentali.

## 3.2.2. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

### 3.2.2.1. Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale è suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A (definito al punto 3.2.1). I valori convenzionali di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella 3.2.I:

Tab. 3.2.I - Valori di  $a_g$ 

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Le zone 1, 2 e 3 possono essere suddivise in sottozone caratterizzate da valori di  $a_g$  intermedi rispetto a quelli riportati nella tabella 3.2.I e intervallati da valori non minori di 0,025. In tal caso, i vari territori saranno assegnati alle sottozone in base ai valori di  $a_g$  con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni.

### 3.2.2.2. Descrizione dell'azione sismica

Un modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è costituito dallo spettro di risposta elastico.

Altro modello consiste nel descrivere il moto del suolo mediante accelerogrammi.

Il moto può decomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti.

### 3.2.2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale  $a_g$  che caratterizza il sito.

Per le strutture in Classe 1 (capitolo 2), i valori di  $a_g$  sono quelli riferiti alla probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni o quelli associati alle zone, o sottozone, indicate al punto 3.2.2.1.

Per le strutture in Classe 2 (capitolo 2), i valori di  $a_g$  sono riferiti ad una probabilità di superamento non maggiore del 5% in 50 anni, ottenuti con gli stessi criteri utilizzati per la carta citata al punto 3.2.2.1. Anche in questo caso le zone 1, 2 e 3 possono essere suddivise in sottozone con gli stessi criteri indicati al punto 3.2.2.1.

Gli spettri di seguito definiti potranno essere applicati per strutture con periodo fondamentale inferiore a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi ovvero l'azione sismica andrà descritta mediante accelerogrammi. In eguale modo si opererà in presenza di categorie del suolo tipo S1 ed S2.

#### 3.2.2.3.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{0,4}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad [3.2.2]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$



$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale ed inoltre:

- 1)  $S$             fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (vedi tabella 3.2.II);
- 2)  $\eta$             fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \quad [3.2.3]$$

il coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

- 3)  $T_B, T_C, T_D$     periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

I valori dei parametri che definiscono la forma dello spettro derivano dalle indagini di risposta sismica locale. In mancanza di tali accurate determinazioni, si possono assumere, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.2.1, i valori di  $T_B, T_C, T_D$  e  $S$  riportati nella Tabella 3.2.II.

Il coefficiente  $S$  potrà assumere valori superiori a quelli indicati per tenere conto della morfologia del sito: inclinazione dei pendii, dimensione dei cigli, etc.

**Tabella 3.2.II** - Valori dei parametri nelle espressioni [3.2.2] dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Categoria suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

### 3.2.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{3 \cdot \eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad [3.2.4]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Salvo più accurate determinazioni, i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale sono riportati nella seguente tabella.

**Tabella 3.2.III - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale**

Categoria suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Il coefficiente S potrà assumere valori superiori a quelli indicati per tenere conto della morfologia del sito: inclinazione dei pendii, dimensione dei cigli, etc.

### 3.2.2.3.3. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento orizzontale è definito dalla seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad [3.2.4]$$

### 3.2.2.4 Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo ( $d_g$ ) e ( $v_g$ ) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g$$

$$v_g = 0,16 S \cdot T_C \cdot a_g \quad [3.2.5]$$

### 3.2.2.5 Spettri di progetto per lo stato limite ultimo

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura. L'azione sismica  $S_d(T)$  è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.2.3, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q. I valori numerici del fattore q vanno definiti in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa e della interazione terreno struttura.

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:



$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + 0,4q \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
T_C \leq T < T_D & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{aligned} \tag{3.2.6}$$

Salvo più accurate determinazioni, i valori di  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  ed  $S$ , sono definiti in Tabella 3.2.II. Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{3}{q} \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{3 \cdot \eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{3}{q} \\
T_C \leq T < T_D & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{3}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{3}{q} \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{aligned} \tag{3.2.8}$$

Salvo più accurate determinazioni, i valori di  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  ed  $S$ , sono definiti in Tabella 3.2.III. Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

La modellazione strutturale mediante la quale viene definita la risposta dinamica della struttura deve tenere in conto, quando ritenuto necessario dal progettista e/o dal committente, della interazione terreno-struttura.

### 3.2.2.6 Spettro di progetto per lo stato limite di danno

Lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni per le componenti orizzontali è il seguente:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)
\end{aligned} \tag{3.2.9}$$



$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto da adottare per la componente verticale è il seguente:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{3 \cdot \eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \quad [3.2.10]$$

I valori di  $a_{gd}$  da adottare per lo stato limite di danno, per le strutture in Classe 1, sono quelli corrispondenti ad una probabilità di superamento non maggiore del 50% in 50 anni; per le strutture in Classe 2 i valori di  $a_{gd}$  sono quelli corrispondenti ad una probabilità di superamento non maggiore del 30% in 50 anni.

Salvo più accurate determinazioni, i valori di  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  ed  $S$  da assumere, per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.2.1, sono riportati nella Tabella 3.2.IV per le componenti orizzontali del moto e nella tabella 3.2.V per la componente verticale.

In mancanza delle valutazioni dei valori di  $a_{gd}$ , si possono adottare i seguenti spettri di progetto:

*per le componenti orizzontali*

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \quad [3.2.11]$$

*per la componente verticale*

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 1,2 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{1,2 \cdot \eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 1,2 \end{aligned} \quad [3.2.12]$$



$$T_C \leq T < T_D \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 1,2 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 1,2 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

I valori di  $a_g$ , in questo caso, sono gli stessi che si adottano per lo spettro di risposta elastico. Salvo più accurate determinazioni, i valori di  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  ed  $S$  da assumere, per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.2.1, sono riportati nella Tabella 3.2.IV, per le componenti orizzontale e nella Tabella 3.2.V, per la componente verticale.

**Tabella 3.2.IV** - Valori dei parametri degli spettri di progetto delle componenti orizzontali per lo stato limite di danno

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B, C, E	1,5	0,05	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2

**Tabella 3.2.V** - Valori dei parametri dello spettro di progetto della componente verticale per lo stato limite di danno

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

### 3.2.2.7. Impiego di accelerogrammi

Il comportamento strutturale, gli stati limite ultimo e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali o simulati o naturali. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura.

La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  e  $S$ , ovvero di  $a_{gd}$  e  $S$  ai fini della verifica dello stato limite di danno. In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s.

Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3.

Gli accelerogrammi artificiali dovranno avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.2.3. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%. L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi  $0,15 \text{ s} \div 2,0 \text{ s}$  e  $0,15 \text{ s} \div 2 T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione

della struttura in campo elastico, per le verifiche allo stato limite ultimo e  $0,15 s \div 1,2 s$ , per le verifiche allo stato ultimo di danno.

L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 3, è ammessa, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni del suolo del sito.

L'uso di accelerogrammi registrati, in numero comunque non inferiore a 3, è ammessa, a condizione che la loro scelta sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del suolo del sito di registrazione, alla magnitudo e agli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore dei parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.2.3 caratteristico del sito.

### 3.2.3. COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso di edifici la verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{Ki}) \quad [3.2.13]$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;  
 $G_K$  carichi permanenti al loro valore caratteristico;  
 $P_K$  valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che delle azioni variabili  $Q_i$ ;  
 $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$  sono coefficienti parziali pari a 1;  
 $Q_{Ki}$  valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki}) \quad [3.2.14]$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella successiva tabella.

**Tabella 3.2.VI-** Coefficienti  $\psi_{2i}$  per varie destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	$\psi_{2i}$
Abitazioni, Uffici, Scale	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture	0,20
Magazzini, Archivi	0,80



### 3.2.4. STRUTTURE CON DISPOSITIVI ANTISISMICI

Ai fini della progettazione l'azione sismica è fundamentalmente definita, in termini di intensità, ovvero accelerazione massima del terreno, forme spettrali, durata degli accelerogrammi, nel paragrafo 3.2.2.7 delle presenti norme, salvo quanto prescritto in modo specifico per la progettazione di edifici con isolamento sismico in questo paragrafo.

#### Spettri di progetto

In generale gli spettri elastici definiti al punto 3.2.2.3 verranno adottati come spettri di progetto, assumendo  $T_D=2,5$  s. Le ordinate spettrali per  $T>4$ s saranno assunte pari all'ordinata corrispondente a  $T=4$ s. Gli spettri di progetto allo stato limite di danno si ottengono dividendo le ordinate spettrali per 2.5.

In alternativa all'impiego delle forme standard dello spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.2.3. associate al valore di  $a_g$  fornito nel paragrafo 3.2.2.1 per le diverse zone sismiche, è consentito l'impiego di spettri di risposta specifici per il sito considerato, caratterizzati dalle probabilità di superamento richieste per ciascuno dei due stati limite, ricavati direttamente sulla base di conoscenze geosismotettoniche e geotecniche, oppure da dati statistici applicabili alla situazione in esame. Le ordinate di tali spettri, in corrispondenza dei periodi propri di interesse per il sistema, non potranno essere assunte inferiori alle ordinate dello spettro elastico standard applicabile, in relazione al profilo di suolo.

#### Impiego di accelerogrammi

L'impiego di accelerogrammi è regolato dalle prescrizioni del punto 3.2.2.7 e dalle seguenti.

La parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

La coerenza con lo spettro di riferimento va verificata con le seguenti regole, che sostituiscono quelle riportate in 3.2.2.7. Nel campo  $0,8T_{bf} \div 1,2T_{is}$ , ove  $T_{bf}$  rappresenta la stima inferiore del primo periodo proprio della struttura a base fissa e  $T_{is}$  rappresenta la stima superiore del periodo fondamentale equivalente della struttura isolata, la media delle ordinate spettrali, in corrispondenza di ogni periodo, deve risultare non inferiore al 90% delle ordinate spettrali di riferimento. Comunque, nel campo di periodi compreso tra 0,15 sec. e 4,00 sec., la stessa media non deve risultare inferiore all' 80% delle ordinate spettrali di riferimento.

Quando i dispositivi antisismici hanno vita di servizio minore della vita utile della struttura, in sede di progetto deve essere prevista la possibilità della loro sostituzione senza pregiudizio all'utilizzo dell'opera.

L'uso di tali dispositivi richiede che questi siano accompagnati da un manuale d'uso e un manuale di manutenzione. I materiali dei dispositivi antisismici devono rispondere ai requisiti di cui al paragrafo 11.8.

### 3.2.5. ASPETTI PARTICOLARI DELL'AZIONE SISMICA PER I PONTI E OPERE DI GRANDE ESTENSIONE

#### 3.2.5.1. Spettro di risposta elastico in spostamento

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento potrà ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni, usando l'espressione [3.2.5] per periodi di vibrazione che non eccedano i valori  $T_E$  indicati in Tabella 3.2-VII.

Tabella 3.2.VII - Valori dei parametri  $T_E$  e  $T_F$

Categoria suolo	$T_E$	$T_F$
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti  $T_E$ , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti.

Per  $T_E < T < T_F$ :

$$S_{De}(T) = 0,025 a_g S T_C T_D (2,5 \eta + (1 - 2,5\eta) (T - T_E)/(T_F - T_E)) \quad [3.2.15]$$

Per  $T > T_F$ :

$$S_{De}(T) = d_g \quad [3.2.16]$$

Dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di  $d_g$ , definito al punto successivo.

#### 3.2.5.2. Spostamento assoluto e relativo del terreno

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo ( $d_g$ ) potrà ottenersi utilizzando l'espressione [3.2.5].

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto (vedi punto 3.2.5.5), il valore dello spostamento relativo, in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del ponte, tra due punti  $i$  e  $j$  caratterizzati da proprietà meccaniche del suolo differenti, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij} = 0,5 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [3.2.17]$$

dove  $d_{gi}$  e  $d_{gj}$  sono gli spostamenti massimi del suolo ai supporti  $i$  e  $j$ , calcolati con riferimento alle caratteristiche di suolo locali. Gli spostamenti relativi  $d_{ij}$  possono essere trascurati se nessuna delle fondazioni poste nei punti  $i$  e  $j$  si trova su un suolo di categoria D.



### 3.2.5.3. Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni delle pile, spalle), il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinsecamente di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche meccaniche e morfologiche.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando tali effetti possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo sono variabili lungo lo sviluppo del ponte in misura tale da richiedere l'uso di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti da un insieme di spostamenti relativi tra supporti consecutivi caratterizzati da differenti proprietà meccaniche di suolo locali, questi ultimi calcolati secondo il punto 3.2.5.2, e applicati alternativamente con segno opposto (vedi Figura 3.2.1).

Per quanto riguarda gli effetti dinamici, si adoterà un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora il ponte venga suddiviso in porzioni ciascuna fondata su suolo a caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adoterà l'appropriata azione sismica. Il giunto tra porzioni adiacenti dovrà essere dimensionato per il massimo spostamento relativo, somma degli effetti dinamici e di quelli pseudo-statici di cui al punto 3.2.5.2.

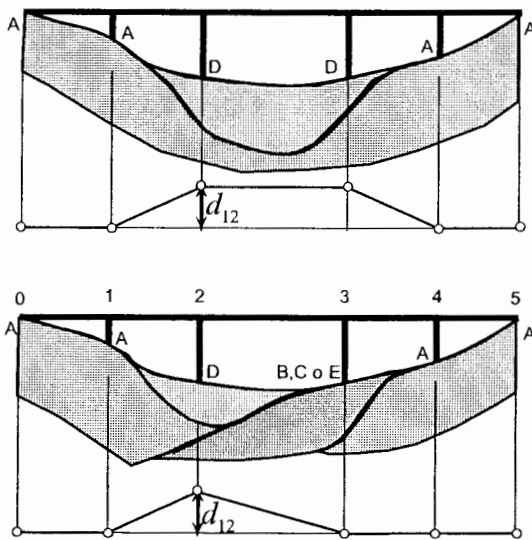


Figura 3.2.1 - Esempi di insieme di spostamenti relativi da imporre ai supporti.

### 3.2.5.4. Componenti dell'azione sismica e loro combinazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra di loro indipendenti.

Il fattore  $q$  da associare alla azione verticale deve essere assunto sempre pari a:  $q = 1$ .

Se l'analisi della risposta viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez} \quad [3.2.18]$$

con rotazione degli indici, essendo  $A_{Ei}$  l'azione diretta secondo la direzione  $i$ .

Se l'analisi viene eseguita in campo non lineare mediante integrazione al passo, le due componenti di eccitazione orizzontale (e quella verticale, ove appropriato) devono venire applicate simultaneamente alla struttura, e gli effetti massimi saranno valutati assumendo il valore medio degli effetti più sfavorevoli ottenuti con ciascuna coppia (o tripletta) di accelerogrammi.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dai valori medi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

### 3.2.5.5. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Ai fini delle verifiche di resistenza e di duttilità per lo SLU le azioni da considerare in aggiunta a quella sismica sono solo quelle dovute ai carichi permanenti secondo l'espressione:

$$E + G_k + P_k \quad [3.2.19]$$

dove:

- $E$  Azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame
- $G_k$  Carichi permanenti al loro valore caratteristico
- $P_k$  Valore caratteristico della precompressione, a cadute di tensione avvenute.







### 3.3. AZIONI DEL VENTO

#### 3.3.1. GENERALITÀ

Il vento esercita sulle costruzioni azioni dirette che variano nel tempo e nello spazio provocando in generale effetti dinamici. Per particolari configurazioni strutturali, specificatamente strutture flessibili, possono inoltre essere presenti fenomeni d'interazione fra la risposta strutturale e le azioni aerodinamiche. Queste situazioni, oggetto di studio della teoria dell'aeroelasticità, possono minare le capacità prestazionali e di sicurezza dell'opera, e dovranno essere accertate sotto responsabilità dal Progettista, che dovrà prevenirle, controllarle o eliminarle.

Specificata attenzione dovrà essere dedicata alle differenti configurazioni temporanee che la struttura può assumere, ad esempio durante le fasi costruttive, nelle quali la struttura può risultare più vulnerabile all'azione del vento.

Per configurazioni e tipologie strutturali ordinarie, semplici e di limitata estensione, ovvero poco sensibili all'azione dinamica del vento, sarà possibile descrivere le azioni indotte dal vento mediante sistemi di forze o di pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento turbolento, considerando di regola la direzione del vento orizzontale (*formulazione quasi-statica equivalente*).

La procedura per il calcolo di tali azioni è sintetizzata nello Schema 3.3.1, in cui sono considerati ordinatamente:

- 1) parametri che caratterizzano il sito dell'opera (*macro e microzonazione*);
- 2) parametri che caratterizzano la tipologia strutturale;
- 3) parametri che caratterizzano l'opera specifica.

Per costruzioni di forma o tipologia non ordinarie, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo a fenomeni, la cui simulazione in sede di progetto richiede l'applicazione di specifici e comprovati procedimenti analitici, numerici e/o sperimentali, che tengano conto esplicitamente della natura dinamica dell'azione del vento e della risposta strutturale, oltre al loro accoppiamento.

Nel caso di strutture di notevole altezza, lunghezza o snellezza, il Progettista dovrà inoltre valutare i possibili effetti trasversali dovuti all'asimmetria del flusso separato e alle fluttuazioni turbolente laterali o verticali, prevenendo altresì le oscillazioni trasversali alla direzione del vento e le vibrazioni di natura torsionale. Il Progettista dovrà quindi considerare e prevenire gli effetti di risonanza che possono innescarsi a seguito della vicinanza delle frequenze naturali della costruzione e delle forzanti aerodinamiche.

In presenza di pronunciati comportamenti dinamici indotti dall'azione del vento, è da valutare la possibilità di fenomeni di fatica negli elementi strutturali che compongono l'opera.

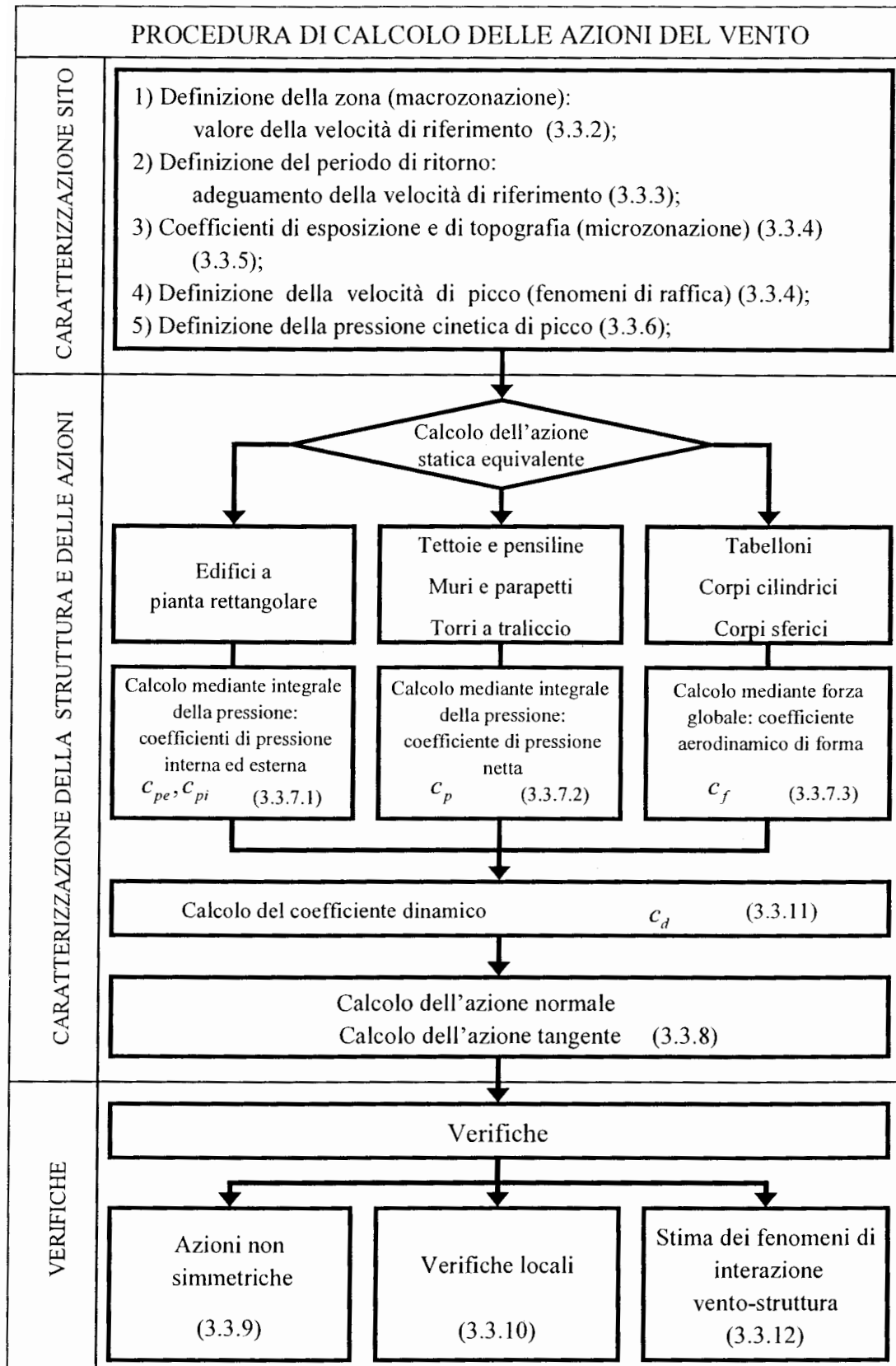
Per configurazioni strutturali speciali, la cui determinazione e giudizio critico sono di pertinenza e responsabilità del Progettista, può essere necessaria l'effettuazione di adeguate prove sperimentali e/o indagini numeriche, in modo da definire con affidabile accuratezza:



- a) le caratteristiche del vento, in termini di velocità e direzione, tenendo altresì conto della non correlazione delle fluttuazioni turbolente, se necessario mediante storie temporali misurate o simulate;
- b) le caratteristiche complessive dell'azione aerodinamica e/o della risposta aeroelastica, anche mediante prove in galleria del vento e metodi di fluidodinamica numerica; in particolare quando si ricorra a queste ultime tecniche, i risultati devono essere supportati da estensive analisi di calibrazione ed approfonditi studi di validazione.

Analisi specifiche dovranno essere sviluppate nel caso di costruzioni speciali vicine, quali edifici alti o torri di raffreddamento, poste ad esempio in scia l'una con l'altra, dove si possano innescare fenomeni di interazione con campi di velocità del vento amplificati particolarmente severi. Tali studi dovranno altresì valutare il possibile disturbo recato a persone ed oggetti nelle vicinanze esterne degli edifici.

In termini generali, strutture comunque aventi estensione in altezza o in lunghezza maggiori di 200 metri, potranno essere solo preliminarmente dimensionate usando la formulazione quasi-statica equivalente, ma dovranno essere verificate nelle loro capacità prestazionali e di sicurezza utilizzando teorie e metodi che tengano esplicitamente in conto la natura dinamica dell'azione del vento ed i possibili fenomeni di interazione.



Schema 3.3.1 – Valutazione dell'azione del vento



### 3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO (MACROZONAZIONE)

La determinazione dell'azione del vento sulla costruzione parte dall'individuazione della *velocità di riferimento*  $v_{ref}$ : questa è definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria (vedi Tabella 3.3.I). Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno  $T_T=50$  anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, tale velocità non dovrà essere assunta minore del valore fornito dall'espressione:

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per} \quad a_s > a_0$$

dove:

$v_{ref,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti nella Tabella 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Figura 3.3.1;

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

**Tabella 3.3.I - Parametri di macrozonazione per il vento**

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_a$ (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

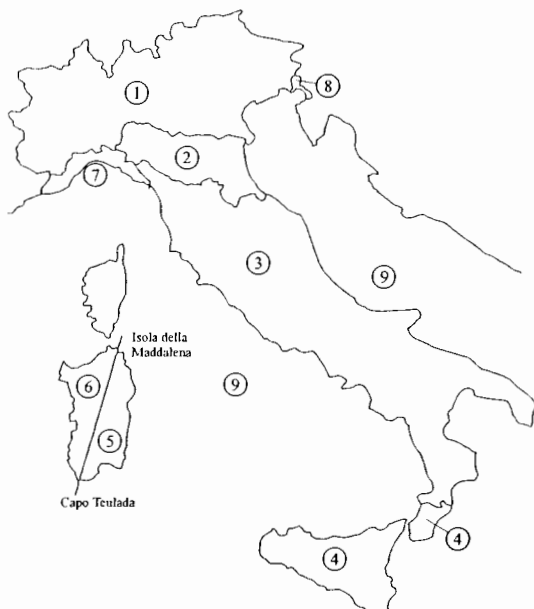


Figura 3.3.1 – Mappa per la macrozonazione per l'azione del vento

### 3.3.3. PERIODI DI RITORNO

Coerentemente alla definizione data nel Capitolo 2 del presente Testo Unico, il Progettista adotta per le strutture di Classe 1 e 2 valori della velocità di riferimento del vento  $v_R(T_R)$  associati ai diversi periodi di ritorno richiesti, in ogni caso non inferiori a 50 anni.

In assenza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento  $v_R(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno  $T_R$  è data dall'espressione

$$v_R(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_{ref}$$

dove:

$v_{ref}$  è la velocità di riferimento del vento associata ad un intervallo di ritorno di 50 anni precedentemente definita al punto 3.3.2.,

$\alpha_R$  è un coefficiente, illustrato nella Figura 3.3.2., ricavabile dall'espressione:

$$\alpha_R = \left\{ \frac{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln 0,98]} \right\}^n$$

dove:

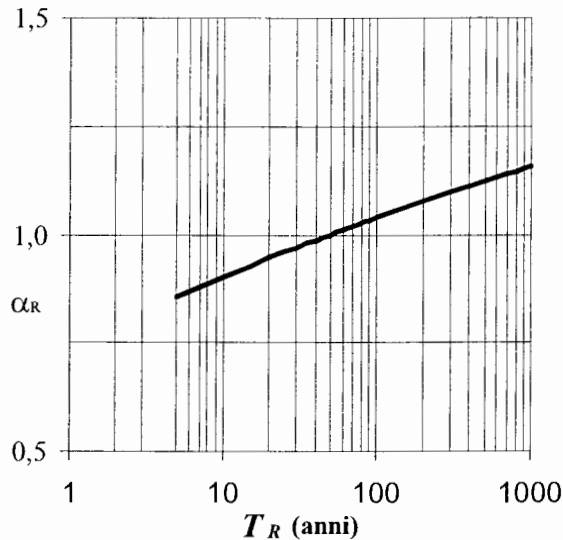
$K_1, n$  sono parametri che possono essere assunti rispettivamente pari a 0,2 e 0,5;

$p$  è la probabilità annuale di eccedenza della velocità del vento, ovvero  $\frac{1}{T_R}$ .

In questo modo:

- per  $T_R = 500$  anni,  $\alpha_R = 1,122$ ;
- per  $T_R = 1000$  anni,  $\alpha_R = 1,156$ .





**Figura 3.3.2** - Valori del coefficiente  $\alpha_R$  per la definizione della velocità di riferimento del vento in funzione del periodo di ritorno  $T_r$

### 3.3.4. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE (MICROZONAZIONE)

Il valore della velocità di riferimento del vento, legata nel punto 3.3.2 a considerazioni di macrozonazione e nel punto 3.3.3 al periodo di ritorno opportuno, va calibrato per tenere conto degli effetti locali del sito dove è posta la costruzione e dell'altezza dal suolo dei componenti della stessa.

Per altezze sul suolo non superiori a 200 m, oltre le quali è necessario sviluppare e documentare studi specifici, si definiscono le seguenti velocità significative:

- *Velocità media del vento*  $v_M$  del sito in esame,

$$v_M(z) = k_r \cdot c_t \cdot \alpha(z) \cdot v_R(T_R)$$

che fornisce, in funzione della quota altimetrica  $z$ , l'andamento della velocità media del vento, essendo:

$\alpha(z) = \ln(z/z_0)$  la funzione che definisce la forma base del profilo delle velocità con la quota  $z$  (*profilo logaritmico*);

$k_r, z_0, z_{min}$  parametri assegnati in Tabella 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  il coefficiente di topografia, funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione, che modifica localmente il profilo delle velocità (punto 3.3.5).

- *Velocità di picco del vento*  $v_p(z)$ , che tiene conto degli incrementi di velocità relativi a fenomeni di raffica, da usarsi per la determinazione della pressione cinetica

di picco come definita nel successivo punto 3.3.6, dalla quale sono calcolate le sollecitazioni statiche equivalenti,

$$v_P(z) = c_{ev}(z) \cdot v_R(T_R)$$

dove il coefficiente di esposizione per le velocità  $c_{ev}$  è fornito dall'espressione

$$c_{ev}(z) = k_r \cdot \sqrt{c_t \cdot \alpha(z) \cdot [7 + c_t \cdot \alpha(z)]} \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_{ev}(z) = c_{ev}(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

**Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.**

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità e topografia del terreno, la categoria di esposizione è assegnata nella Figura 3.3.3 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 3.3.III. *Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.*

Il coefficiente di topografia  $c_t$ , di cui al punto 3.3.5, è posto di regola pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Figura 3.3.4 riporta le leggi di variazione di  $c_{ev}$  per le diverse categorie di esposizione.

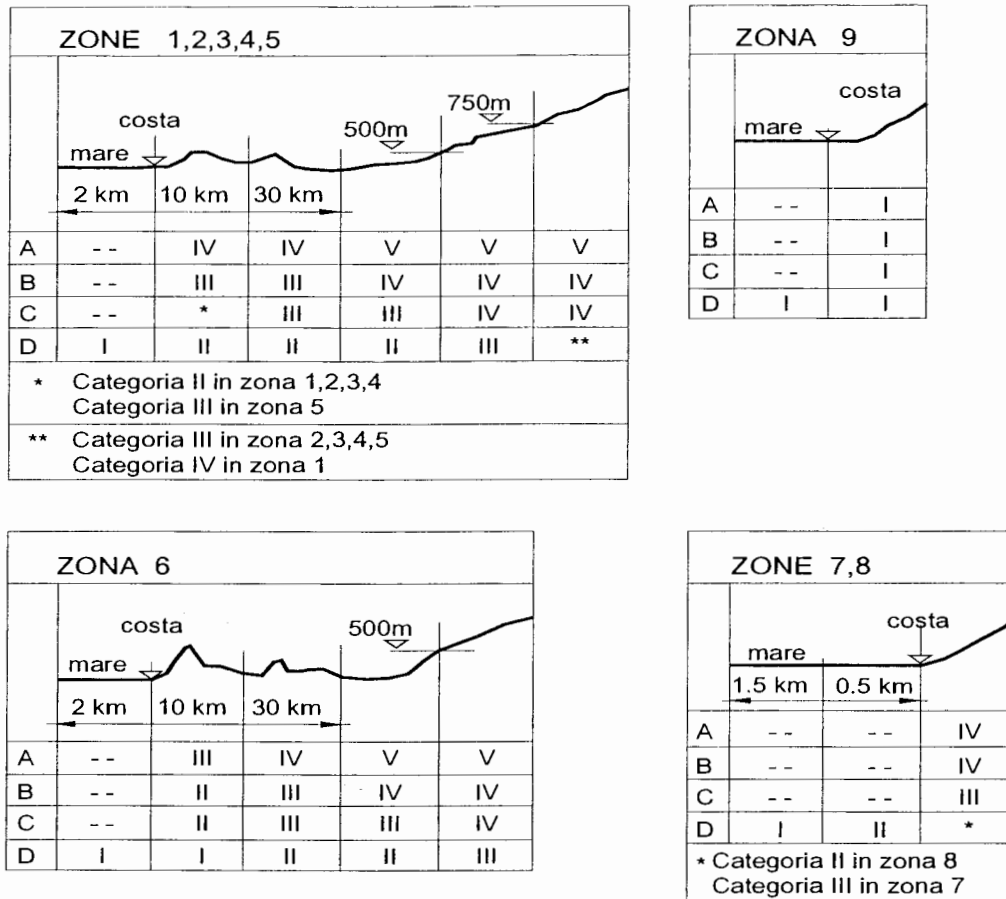
Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il punto 3.3.5, da indicazioni di massima su come valutare il coefficiente di topografia  $c_t$ .

**Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

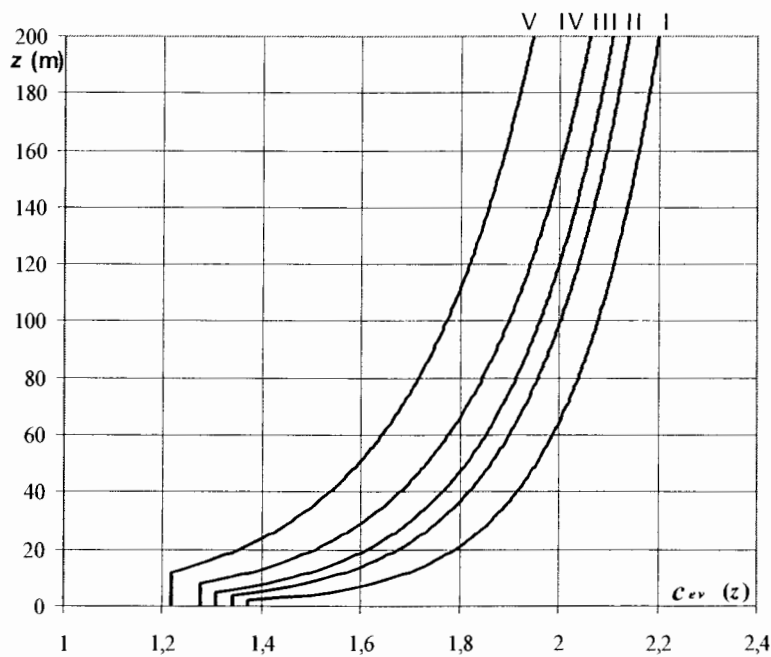
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.





**Figura 3.3.3** - Definizione delle categorie di esposizione I, II, III, IV e V, in funzione delle regioni individuate nella macrozonazione



**Figura 3.3.4** - Variabilità con altezza e categoria del coefficiente di esposizione delle velocità  $c_{ev}$  quando  $c_t = 1$



### 3.3.5. COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA

Nel caso di costruzioni poste presso la sommità di colline o di pendii isolati, si possono avere incrementi locali della velocità del vento. In mancanza di indagini specifiche ed approfondite, si può tenere conto di ciò adottando un valore del coefficiente di topografia  $c_t$ , riferito alla componente del vento ortogonale al ciglio del pendio o della collina, calcolato con le formule di seguito riportate.

Con riferimento alla Figura 3.3.5., dette  $H$  l'altezza della collina o del dislivello, e  $\frac{H}{D} = \tan \Phi$  la sua pendenza media, si introducono preliminarmente:

- il coefficiente  $\beta$ , funzione dell'altezza  $z$ , che vale:

$$\beta = 0,5 \quad \text{per} \quad \frac{z}{H} \leq 0,75$$

$$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H} \quad \text{per} \quad 0,75 < \frac{z}{H} \leq 2$$

$$\beta = 0 \quad \text{per} \quad \frac{z}{H} > 2$$

- il coefficiente  $\gamma$ , dipendente dalla pendenza  $\frac{H}{D}$ , che vale:

$$\gamma = 0 \quad \text{per} \quad \frac{H}{D} \leq 0,10$$

$$\gamma = 5 \left( \frac{H}{D} - 0,10 \right) \quad \text{per} \quad 0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$$

$$\gamma = 1 \quad \text{per} \quad \frac{H}{D} > 0,30$$

In tal modo, il coefficiente di topografia  $c_t$  si può esprimere nei seguenti casi:

- a) Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina (Figura 3.3.3a):

$$c_t = 1 + \beta \gamma$$

- b) Costruzioni sul livello superiore di un dislivello (Figura 3.3.3b):

$$c_t = 1 + \beta \gamma \left( 1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H} \right) \geq 1$$

- c) Costruzioni su di un pendio (Figura 3.3.3c):

$$c_t = 1 + \beta \gamma \frac{h}{H}$$

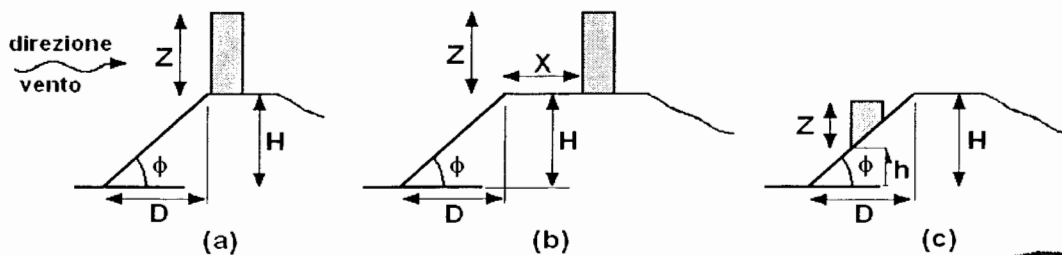


Figura 3.3.5 - Schemi di colline e pendii isolati



### 3.3.6. PRESSIONE CINETICA DI PICCO

Alla velocità di picco  $v_p(z)$ , introdotta al punto 3.3.4., è associata la *pressione cinetica di picco*  $q$

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho \cdot v_p(z)^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot [c_{ev}(z) \cdot v_R(T_R)]^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot c_e(z) \cdot [v_R(T_R)]^2$$

nella quale  $\rho$  è la densità dell'aria, che può essere assunta pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ , e  $c_e(z)$  è il *coefficiente di esposizione delle pressioni*, che risulta pari al quadrato di quello delle velocità:

$$c_e(z) = c_{ev}(z)^2$$

### 3.3.7. AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione alla volta. In casi particolari, come ad esempio per le torri, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante in direzione diagonale.

In funzione della tipologia strutturale, il calcolo delle azioni statiche equivalenti si basa sulla determinazione di:

- coefficienti di pressione interna ed esterna (edifici a base rettangolare; 3.3.7.1),
- coefficienti di pressione netta (tettoie; torri e pali a traliccio; 3.3.7.2),
- coefficienti di forma (elementi a sezione circolare; elementi sferici; 3.3.7.3).

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento (3.3.8).

Inoltre, come indicato al punto 3.3.9, è necessario considerare scenari di carico non simmetrico.

Infine, la verifica locale degli elementi della costruzione sarà eseguita tenendo conto delle possibili concentrazioni locali delle pressioni (3.3.10).

#### 3.3.7.1. Coefficienti di pressione interna ed esterna

Le azioni statiche del vento si traducono in *pressioni (positive)* e *depressioni (negative)* agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento è quindi determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Le pressioni esterne ed interne sono definite rispettivamente come:

$$w_e = c_{pe} \cdot c_d \cdot q$$

$$w_i = c_{pi} \cdot c_d \cdot q$$

in cui

- $q$  è la pressione cinetica di picco (3.3.6), valutata nei seguenti modi:
- per le pareti sopravvento,  $q(z) = \frac{1}{2} \rho \cdot v_p(z)^2$ ;
  - per le pareti sottovento e quelle parallele alla direzione del vento,  $q(h^*) = \frac{1}{2} \rho \cdot v_p(h^*)^2$ , con  $h^*$  pari alla quota altimetrica del baricentro della copertura della costruzione (Fig. 3.3.6):
- $c_d$  è il coefficiente dinamico (3.3.11);
- $c_{pe}$  è il coefficiente di pressione esterna;
- $c_{pi}$  è il coefficiente di pressione interna.

I coefficienti di pressione esterna  $c_{pe}$  ed interna  $c_{pi}$  devono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. Per edifici di semplice geometria e limitata estensione si possono adottare indicativamente i valori riportati nel seguito.

#### 1. EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE INCLINATE O CURVE

Su un generico edificio prismatico con base rettangolare, il vento genera azioni di pressione sulla parete verticale sopravvento, di depressione sulle restanti facce libere (facce sottovento e parallele al vento), ed azioni tangenziali (come indicato al punto 3.3.8). La variazione altimetrica delle pressioni sulle pareti sopravvento ha natura logaritmica (punto 3.3.4), mentre sulle altre facce il profilo delle depressioni è uniforme.

Ai fini del calcolo delle pressioni esterne, si assume per le pareti sopravvento la pressione cinetica di picco definita al punto 3.3.6 e variabile con la quota; per le altre facce viene assunta una pressione cinetica uniforme pari al valore corrispondente alla quota del baricentro della copertura. La configurazione delle pressioni sulle facce verticali dell'edificio, è rappresentata a titolo esemplificativo in Figura 3.3.6.

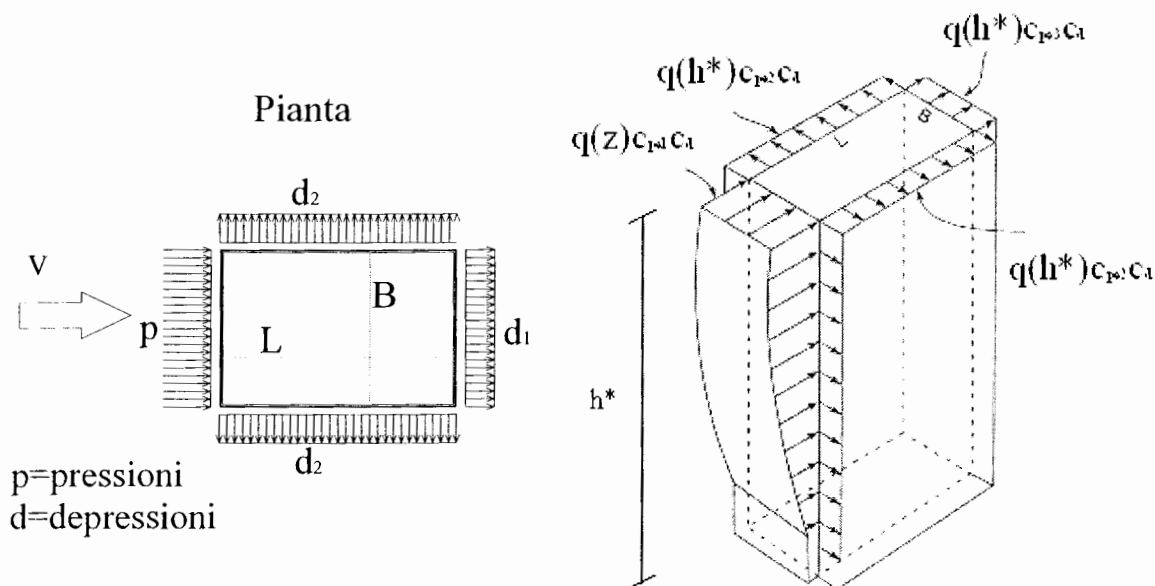
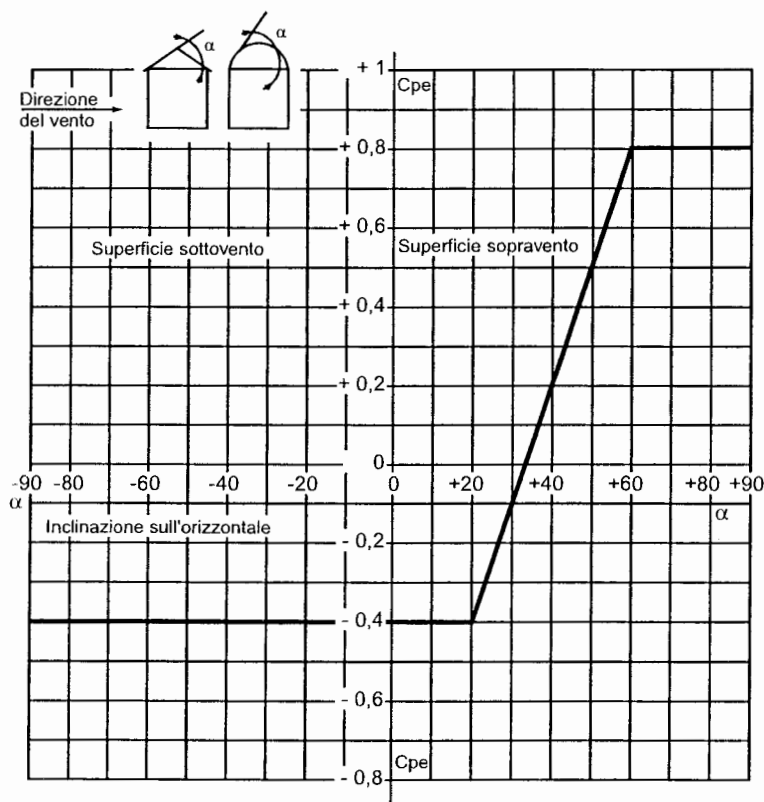


Figura 3.3.6 – Distribuzione delle pressioni sull'edificio in pianta ed andamento con la quota su una delle pareti verticali dell'edificio



In generale i coefficienti di pressione dipendono dal rapporto  $L/B$  tra le dimensioni planimetriche dell'edificio. Per edifici a pianta rettangolare e con coperture piane, a falde inclinate o curve, e il cui rapporto tra le dimensioni lineari planimetriche è compreso tra  $1/3$  e  $3$ , per la valutazione della pressione esterna si può assumere indicativamente (come illustrato in Figura 3.3.7):

- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ :  
 $c_{pe} = + 0,8$ ;
- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale  $20^\circ < \alpha < 60^\circ$ :  
 $c_{pe} = + 0,03 \alpha - 1$  ( $\alpha$  in gradi);
- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$  e per elementi sottovento e paralleli al vento:  
 $c_{pe} = - 0,4$ .



**Figura 3.3.7** - Coefficiente di pressione esterna degli edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve

Per la valutazione della pressione interna si può assumere indicativamente:

- per costruzioni completamente stagne:  $c_{pi} = 0$ ;
- per costruzioni non stagne con aperture distribuite di superficie uniforme:  
 $c_{pi} = \pm 0,2$  (scegliendo il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole);
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di  $1/3$  di quella totale:

- $c_{pi} = + 0,8$       quando la parete aperta è sopravvento;  
 $c_{pi} = - 0,5$       quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;  
 - per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:  
 $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2$     per gli elementi normali alla direzione del vento;  
 $c_{pi} = \pm 0,2$       per i rimanenti elementi.

## 2. COPERTURE MULTIPLE DI EDIFICI

Si intende per copertura multipla un insieme di elementi identici e contigui (ad esempio coperture a shed, a conoidi, ecc.).

Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto normalmente alle linee di colmo si procede alle valutazioni seguenti.

*Azioni esterne sui singoli elementi:*

- per la prima copertura investita dal vento valgono i coefficienti stabiliti nel precedente punto 1.;
- per la seconda copertura il coefficiente relativo allo spiovente sopravvento viene ridotto del 25%;
- per tutte le coperture successive, i coefficienti relativi ad ambedue gli spioventi vengono ridotti del 25%.

*Azioni d'insieme:*

- si applicano al primo e all'ultimo spiovente le pressioni valutate secondo i coefficienti indicati nel precedente punto 1.
- contemporaneamente si considera applicata alla superficie proiettata in piano di tutte le parti del tetto, una azione superficiale orizzontale di tipo tangenziale il cui valore unitario è assunto convenzionalmente pari a  $0,10 q$ .

Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto parallelamente alle linee di colmo (e ai piani di falda) si considererà in ogni caso un'azione tangente come definita al punto 3.3.8, utilizzando i coefficienti di attrito indicati in Tabella 3.3.IV.

### 3.3.7.2. Coefficienti di pressione netta

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni nette agenti normalmente alla superficie degli elementi che compongono la costruzione.

La pressione netta sulla superficie è definita come:

$$w = c_p \cdot c_d \cdot q$$

in cui

$q$  è la pressione cinetica di picco (3.3.6);

$c_d$  è il coefficiente dinamico (3.3.11);

$c_p$  è il coefficiente di pressione netta.

Il coefficiente di pressione netta  $c_p$  deve essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



### 3.3.7.3. Coefficienti di forma

Le azioni statiche del vento si traducono in forze globali, la cui direzione, salvo più accurate valutazioni, si assume parallela a quella convenzionalmente adottata per il vento di progetto.

Per strutture cilindriche si definisce una forza per unità di lunghezza pari a:

$$f = c_f \cdot c_d \cdot q \cdot B$$

Per corpi compatti si definisce una forza complessiva pari a:

$$F = c_f \cdot c_d \cdot q \cdot A$$

in cui

$q$  è la pressione cinetica di picco (3.3.6);

$c_d$  è il coefficiente dinamico (3.3.11);

$c_f$  è il coefficiente di forma;

$B$  è una lunghezza di riferimento;

$A$  è una superficie di riferimento.

Il coefficiente di forma può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

### 3.3.8. AZIONE TANGENTE DEL VENTO

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = c_f \cdot q$$

dove:

$q$  è la pressione cinetica di picco definita al punto 3.3.6.;

$c_f$  è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i valori del coefficiente di attrito riportati nella Tabella 3.3.VI.

**Tabella 3.3.VI - Coefficienti di attrito**

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia,....)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame....)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata....)	0,04

### 3.3.9. AZIONI NON SIMMETRICHE

Il comportamento strutturale deve essere valutato anche con riferimento a scenari di carico non simmetrici. È compito del Progettista individuare tali scenari di carico e valutare, in maniera adeguata, possibili azioni torsionali sull'opera considerata, in particolare, per costruzioni con altezza maggiore di 18 metri. Nella Figura 3.3.9, a titolo indicativo, si riportano alcuni scenari di carico da considerare al fine di tener conto di possibili effetti torsionali sull'opera.

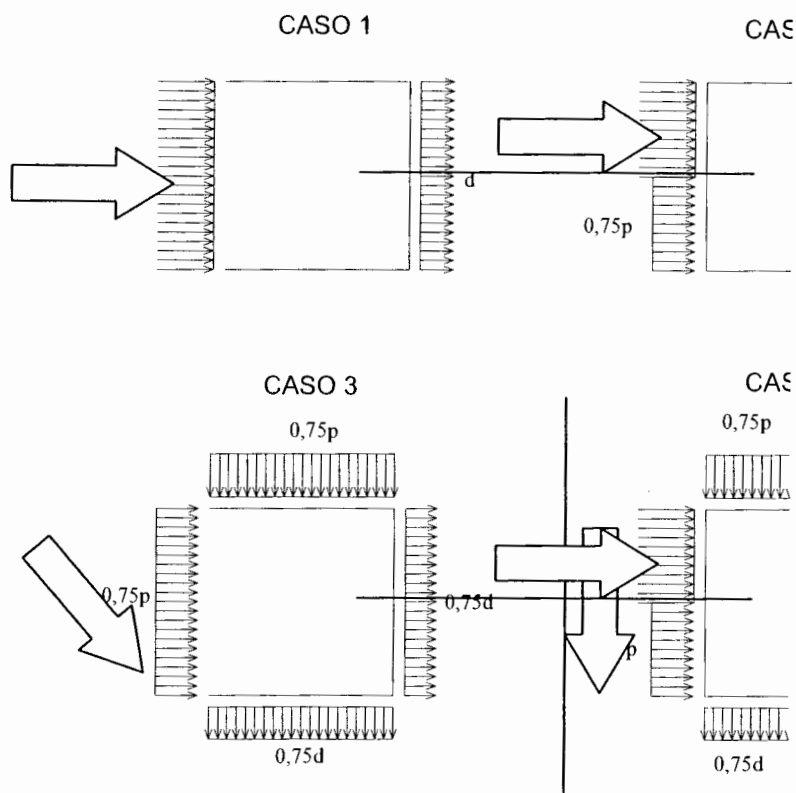


Figura 3.3.9 - Distribuzioni non simmetriche delle pressioni.

Nel caso di costruzioni a geometria complessa, operando direttamente sulle forze equivalenti all'azione del vento, l'azione torsionale può essere presa in conto applicando la forza orizzontale equivalente lungo uno dei diametri come in figura 3.3.10, nella posizione più sfavorevole, con eccentricità  $e$  pari al 10% del diametro stesso.

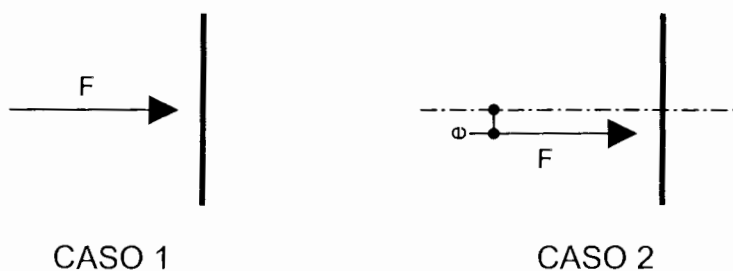
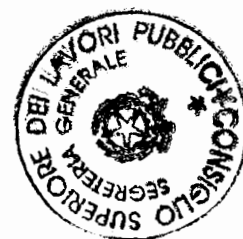


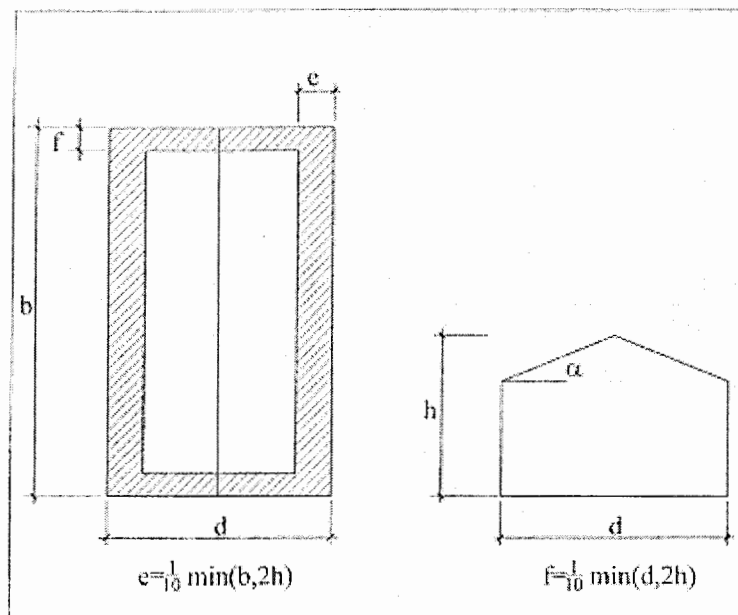
Figura 3.3.10 - Distribuzioni non simmetriche delle azioni.



### 3.3.10. VERIFICHE LOCALI

Oltre alle azioni d'insieme esercitate dal vento sulle costruzioni, occorre valutare le pressioni locali esercitate dal vento sulle superfici di piccole dimensioni. Tali pressioni vanno considerate per la verifica locale dei singoli elementi e non si sommano alle azioni del vento considerate per le verifiche della costruzione nel suo insieme.

Nei casi di cui ai tre punti in 3.3.7.1, nelle zone di discontinuità della forma esterna della costruzione, possono insorgere fenomeni locali di separazione di scia e distacco dei vortici, tali da incrementare sensibilmente il valore assoluto del coefficiente di pressione. In assenza di specifiche valutazioni, tali fenomeni potranno essere considerati attribuendo ai coefficienti di pressione esterna il valore  $c_{pe} = -1,8$ . A titolo d'esempio, la Figura 3.3.11 individua la fascia perimetrale della copertura di un edificio dove tale valore va messo in conto.

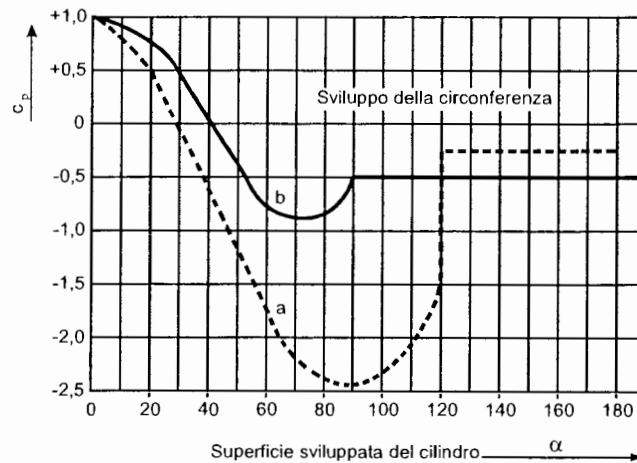
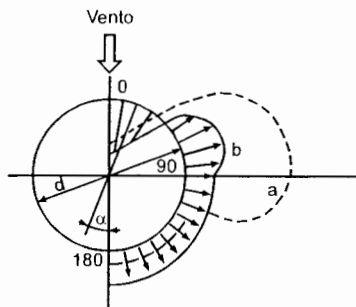


**Figura 3.3.11.** – Zone perimetrali della copertura di un edificio soggette ad elevate pressioni locali.

Analogamente, nei casi di cui ai due punti in 3.3.7.3, le pressioni massime locali vanno determinate utilizzando il coefficiente di pressione esterna dato in Tabella 3.3.VII, la cui distribuzione è rappresentata in Figura 3.3.12.



Distribuzione della pressione esterna sulle superfici cilindriche e sferiche



**Figura 3.3.12** - Coefficienti di pressione esterna delle superfici cilindriche e sferiche: curva (a) per superfici lisce (metalliche, intonaco liscio); curva (b) per superfici ruvide (muratura con giunti di malta, intonaco rustico)

**Tabella 3.3.VII** - Coefficiente di pressione esterna delle superfici cilindriche e sferiche

$\alpha$	Per le curve		$\alpha$	Per le curve	
	a	b		a	b
0°	+1,00	+1,00	70°	-2,15	-0,80
10°	+0,90	+0,95	80°	-2,37	-0,73
20°	+0,55	+0,80	90°	-2,45	-0,50
30°	+0,05	+0,50	100°	-2,38	-0,50
40°	-0,50	0	110°	-2,10	-0,50
50°	-1,10	-0,45	115°	-1,24	-0,50
60°	-1,70	-0,72	120°-180°	-0,25	-0,50

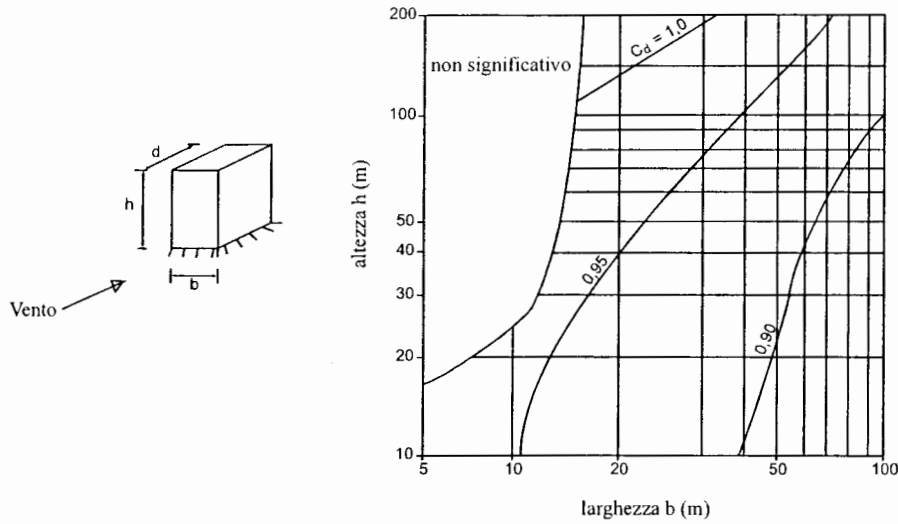
### 3.3.11. COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e gli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Il suo valore può essere ricavato mediante specifiche analisi adeguatamente comprovate.

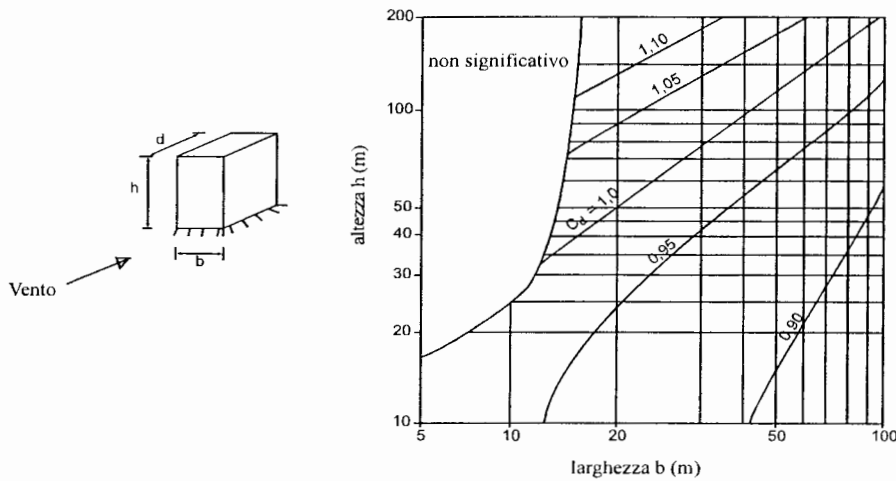
In mancanza di tali analisi, le Figure 3.3.13 a-b-c, forniscono valori indicativi del coefficiente dinamico degli edifici di forma regolare.

Per tutte le tipologie strutturali non contemplate nelle figure il coefficiente dinamico sarà valutato secondo procedimenti di comprovata affidabilità.

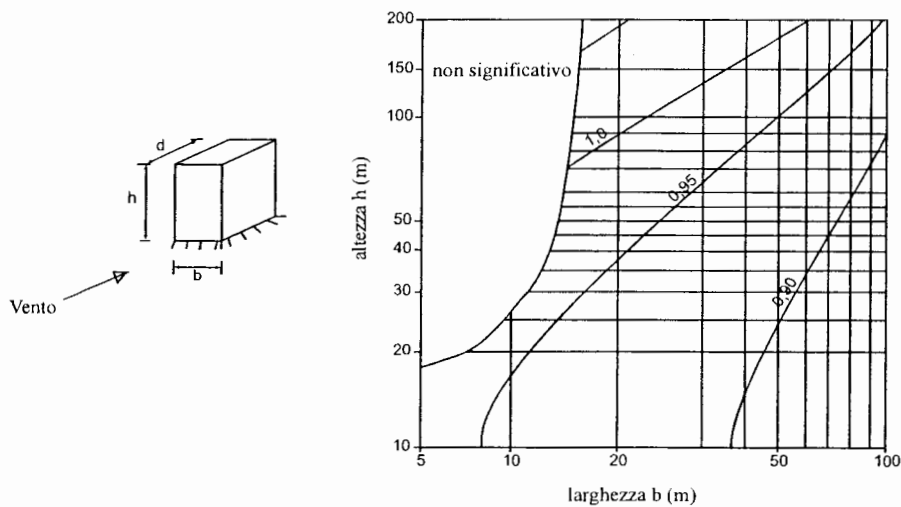




**Figura 3.3.13.a** - Valori del coefficiente dinamico degli edifici in c.a. o in muratura



**Figura 3.3.13.b** - Valori del coefficiente dinamico degli edifici a struttura in acciaio



**Figura 3.3.13.c** - Valori del coefficiente dinamico degli edifici a struttura composta acciaio-calcestruzzo o edifici in acciaio con travi composte

### 3.3.12. PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE ALL'AZIONE DEL VENTO

Strutture flessibili quali antenne, ciminiere, ponti o strutture sorrette da cavi devono essere verificate anche rispetto ai fenomeni di interazione vento-struttura, i quali possono indurre vibrazioni strutturali, o degrado delle caratteristiche di rigidità della struttura. Le verifiche di non superamento di stati limite ultimi e di esercizio saranno condotte mediante procedimenti analitici, sperimentali o numerici che tengano conto delle conoscenze attuali in materia.

L'azione del vento può assumere, inoltre, particolare rilievo per la presenza in uno stesso sito di più corpi strutturali. Nel progetto di strutture non usuali per forma, tipologia, dimensione e collocazione urbanistica, si dovrà procedere ad una valutazione accurata della risposta al vento, mediante comprovati metodi sperimentali o numerici.

#### 3.3.12.1. Distacco di vortici

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica quali ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed in qualche caso edifici alti, si deve tener conto dell'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo investito dal vento. Esso produce una forza ciclica ortogonale alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico, la cui frequenza  $f_s$  è data dalla formula di Strouhal:

$$f_s = S_t \cdot v_M / b$$

dove:

- $b$  è la dimensione della sezione trasversale perpendicolare alla direzione del vento;
- $v_M$  rappresenta un valore medio della velocità, che indicativamente varia fra zero e  $v_M(z) = k_r \cdot c_t \cdot \alpha(z) \cdot v_R(T_R)$  con  $z \geq z_{\min}$ , definita al punto 3.3.4;
- $S_t$  è il numero di Strouhal, funzione della forma della sezione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. A titolo indicativo,  $S_t = 0,2$  nel caso di sezioni circolari.

Quando la frequenza  $f_s$  uguaglia una frequenza propria della struttura si verificano condizioni di risonanza con ampiezze tanto più grandi quanto più piccolo è lo smorzamento e la massa della struttura.

Particolari attenzioni andranno prese e opportune verifiche basate su prove sperimentali e metodi analitici comprovati andranno effettuate, qualora siano da temersi importanti effetti di fatica causati dalla continuità dell'azione del distacco dei vortici.

Si dovranno inoltre dedicare particolari attenzioni ed eseguire opportuni controlli, nel caso in cui strutture o elementi strutturali suscettibili al distacco dei vortici si trovino affiancati (coppie o file di ciminiere, fasci di tubi, ...). In questa situazione, gli effetti d'interferenza possono causare azioni ed effetti notevolmente maggiori di quelle che competono al caso di struttura o elemento isolato.



### 3.3.12.2. Fenomeni di natura aeroelastica

L'azione del vento sulle costruzioni o loro elementi in generale consiste nella sovrapposizione di forze di natura aerodinamica (sostanzialmente indipendenti dal moto relativo fra la struttura e il fluido) e di natura aeroelastica (o autoeccitate, la cui presenza è dovuta al moto relativo fra la struttura e il fluido).

Le forze aeroelastiche sono funzioni della velocità del vento e cambiano il comportamento della struttura modificandone i fattori di smorzamento e le frequenze proprie.

Si definiscono critiche le velocità del vento il cui superamento rende negativo lo smorzamento o labile la struttura.

La prima situazione dà luogo a fenomeni aeroelastici comunemente chiamati “*galloping*” (tipico di elementi strutturali non circolari, cavi ghiacciati, ...) o “*flutter*” (tipico di ponti sospesi e strallati, profili alari, ...).

La seconda situazione dà luogo a un fenomeno aeroelastico comunemente chiamato *divergenza* (tipico di impalcati da ponte e lastre sottili).

Questi fenomeni devono essere studiati con opportune prove aeroelastiche in galleria del vento e con procedimenti analitici adeguatamente comprovati.

### 3.4. AZIONI DELLA TEMPERATURA

#### 3.4.1. GENERALITÀ

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione, comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

L'entità dell'azione termica è in generale influenzata da molti fattori: ad esempio, tra le condizioni al contorno, si citano le condizioni climatiche del sito e l'esposizione, tra le condizioni che definiscono l'opera, la massa complessiva della struttura e le disposizioni di elementi non strutturali (finiture, sistemi di isolamento, impianti, ecc.), oltre alle situazioni di esercizio della struttura (altoforno, civile abitazione, ecc.).

Il Progettista deve verificare che la costruzione nel complesso, ovvero nelle sue parti portanti e nei suoi elementi non strutturali, non siano cimentati eccessivamente da stati tensionali indotti da tali variazioni di temperatura, individuazione anche una opportuna configurazione strutturale che preveda una idonea segmentazione e disposizione di giunti. Analoghe verifiche devono essere eseguite anche per garantire le prestazioni funzionali.

Variazioni di volume dovute a modifiche di temperatura, con i conseguenti stati tensionali indotti da deformazioni anche solo parzialmente impedito, devono tenere conto:

- a) delle forme di edifici adiacenti;
- b) dell'utilizzo di differenti materiali con relativi diversi coefficienti di espansione termica e parametri di diffusione del calore;
- c) dell'utilizzo di differenti forme di sezioni trasversali, caratterizzate da conseguenti differenti distribuzioni di temperature uniformi.

#### 3.4.2. DISTRIBUZIONE DI TEMPERATURA NELL'ELEMENTO STRUTTURALE

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale  $x$  può essere in generale descritto mediante quattro componenti essenziali:

- a) componente uniforme  $\Delta T_u$  (Fig. 3.4.1-a);
- b) componente linearmente variabile rispetto all'asse  $y$  della sezione,  $\Delta T_{My}$  (Fig. 3.4.1-b);
- c) componente linearmente variabile rispetto all'asse  $z$  della sezione,  $\Delta T_{Mz}$  (Fig. 3.4.1-c);
- d) componente non lineare,  $\Delta T_E$  (Fig. 3.4.1-d).

Le deformazioni anelastiche e il regime di tensioni indotte dipendono dalla geometria dell'elemento strutturale considerato, dalle condizioni al contorno e dalle proprietà fisiche del materiale costituente.

La componente non lineare  $\Delta T_E$  induce nella sezione un sistema di tensioni autoequilibrato, i cui effetti devono essere tenuti in conto nella verifica locale di strutture soggette ad elevati carichi termici, come nel caso di particolari sezioni di ponti.



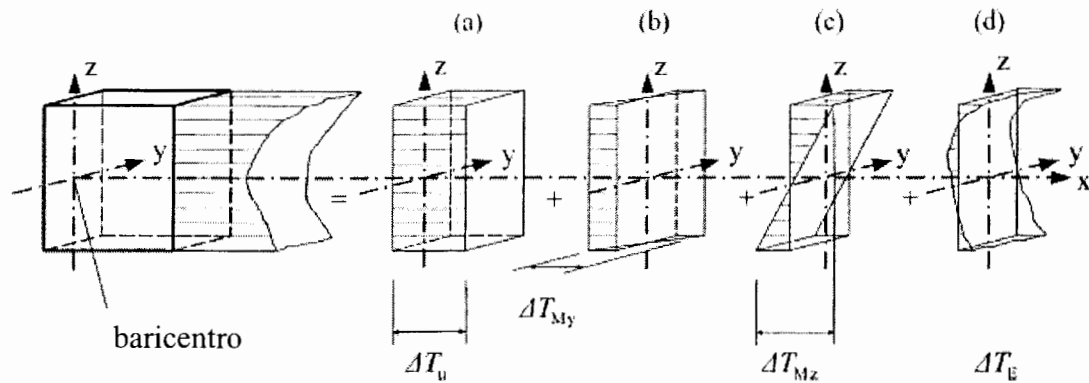


Figura 3.4.1 - Componenti della distribuzione di temperatura per un elemento monodimensionale

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si adotteranno i coefficienti di espansione termica  $\alpha_T$  riportati in Tabella 3.4.I. Il Progettista può adottare valori differenti, purché suffragati da studi e indagini sperimentali. I valori per la muratura e il legno variano considerevolmente a seconda dei particolari materiali utilizzati. Per strutture miste acciaio-calcestruzzo è possibile assumere per l'acciaio un  $\alpha_T$  omogeneo a quello del calcestruzzo.

Tabella 3.4.I - Coefficienti di espansione termica

MATERIALE	$\alpha_T (10^{-6}/^{\circ}C)$
Alluminio	24
Acciaio	16
Acciaio strutturale	12
Calcestruzzo	10
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6-10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30-70

### 3.4.3. AZIONI TERMICHE NEGLI EDIFICI

In accordo con il modello di distribuzione della temperatura nell'elemento strutturale, dato in Figura 3.4.1, le azioni termiche per edifici devono essere specificate assegnando in particolare le seguenti grandezze:

a) una componente di temperatura uniforme  $\Delta T_u$  data dalla differenza tra temperatura media attuale  $T$  di un elemento e sua temperatura iniziale  $T_0$ :

$$\Delta T_u = T - T_0;$$

b) una componente di temperatura linearmente variabile data dalla differenza  $\Delta T_M$  tra le temperature sulle superfici di intradosso ed estradosso di un elemento strutturale.

La temperatura  $T_0$  corrisponde alla temperatura di un elemento strutturale alla data della messa in esercizio (entrata in funzione dei vincoli) della struttura.

Per una serie di elementi strutturali omogenei e nel caso che la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza della struttura o per il mantenimento delle sue prestazioni, è consentito assumere la sola componente  $\Delta T_u$  quale variazione di temperatura sulla sezione dell'elemento. La temperatura media attuale  $T$ , presente nella relazione  $\Delta T_u = T - T_0$ , può essere in questo caso valutata come media tra la temperatura esterna ( $T_{est}$ ) ed interna ( $T_{in}$ ) presente nell'edificio. Indicativamente i valori di temperatura esterna ed interna possono essere ricavati secondo le Tabelle 3.4.II, 3.4.III e 3.4.IV.

**Tabella 3.4.II – Temperatura interna degli edifici**

STAGIONE	TEMPERATURA $T_{in}$
Estate	$T_1$
Inverno	$T_2$

NOTA: I valori  $T_1$  e  $T_2$  devono essere scelti dal Progettista in funzione della tipologia dell'edificio e della sua destinazione d'uso. In mancanza di ulteriori indicazioni si può assumere:  $T_1 = 25^\circ\text{C}$ ,  $T_2 = 20^\circ\text{C}$

**Tabella 3.4.III – Temperatura esterna per edifici fuori terra**

STAGIONE	Fattore di assorbimento	TEMPERATURA $T_{est}$
Estate	0,5 Superficie riflettente	$T_{max} + T_3$
	0,7 Superficie chiara	$T_{max} + T_4$
	0,9 Superficie scura	$T_{max} + T_5$
Inverno		$T_{min}$

NOTA:  $T_{max}$  e  $T_{min}$  sono definiti rispettivamente come massima e minima temperatura dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni.  $T_3, T_4, T_5$  descrivono gli effetti dell'irraggiamento solare. In mancanza di dati relativi al sito in esame, si assumono i seguenti valori:

$T_{max}$	$T_{min}$	$T_3$	$T_4$	$T_5$	
$45^\circ\text{C}$	$-15^\circ\text{C}$	$0^\circ\text{C}$	$2^\circ\text{C}$	$4^\circ\text{C}$	per superfici esposte a Nord-Est
		$18^\circ\text{C}$	$30^\circ\text{C}$	$42^\circ\text{C}$	per superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali

**Tabella 3.4.IV – Temperatura esterna per edifici interrati**

STAGIONE	PROFONDITÀ SOTTO IL PIANO CAMPAGNA	TEMPERATURA $T_{est}$
Estate	Meno di 1 metro	$T_6$
	Oltre 1 metro	$T_7$
Inverno	Meno di 1 metro	$T_8$
	Oltre 1 metro	$T_9$

NOTA: in mancanza di dati relativi al sito in esame, si possono assumere i seguenti valori:

$$T_6 = 8^\circ\text{C} \quad T_8 = -5^\circ\text{C}$$

$$T_7 = 5^\circ\text{C} \quad T_9 = -3^\circ\text{C}$$



Per elementi strutturali tra loro non omogenei o nel caso che la temperatura costituisca azione fondamentale per la sicurezza della struttura o per il mantenimento delle sue prestazioni, l'andamento della temperatura  $T$  sulla sezione e sugli elementi deve essere valutato secondo la teoria della trasmissione del calore, a partire da idonei profili termici.

Va sempre tenuto presente che possono aversi differenze di temperatura tra struttura ed elementi non strutturali ad essa collegati.

#### **3.4.4. PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI TERMICHE**

Strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse (ciminiere industriali, reti idrauliche, sili, serbatoi e torri di raffreddamento) devono essere progettate considerando, oltre le azioni termiche come definite ai paragrafi precedenti con riferimento agli edifici civili, anche possibili distribuzioni di temperatura dovute a funzionamento normale ed anomalo.

In assenza di studi o conoscenze specifiche sulle temperature che la struttura raggiunge nei possibili scenari di contingenza, verranno adottati, per la definizione dei valori della massima e minima componente uniforme di temperatura cui la struttura è soggetta, rispettivamente il massimo ed il minimo della temperatura esterna, per il sito in questione.

Per strutture in calcestruzzo armato e precompresso assume particolare rilievo l'azione indotta da variazioni lineari di temperatura sullo spessore dell'elemento strutturale. Gli effetti della variazione uniforme, della variazione lineare e di eventuali variazioni non lineari di temperatura devono essere considerati simultaneamente.



### 3.5. AZIONI DELLA NEVE

#### 3.5.1. GENERALITÀ

La neve può depositarsi su una copertura in più modi tra loro differenti in funzione della forma della stessa, delle sue proprietà termiche, della rugosità della sua superficie, della quantità di calore generata sotto la copertura, della prossimità degli edifici limitrofi, del terreno circostante e del clima meteorologico locale (in particolare della sua ventosità, delle variazioni di temperatura e probabilità di precipitazione di pioggia o di neve) e regionale.

Nello Schema 3.5.1, è riassunto il processo per la stima del carico della neve: si considera prima di tutto la localizzazione e la caratterizzazione del sito, funzione dell'altitudine e della topografia del sito stesso in cui verrà realizzata la costruzione; successivamente si ha la caratterizzazione globale e locale della struttura, che consentono la valutazione del carico da neve rispettivamente per le analisi globali sulla copertura e per le analisi degli effetti locali.

Nel caso che la pioggia segua la caduta della neve, ciò può portare ad un significativo incremento di carico, specie nelle situazioni in cui il sistema di raccolta e smaltimento delle acque sia ostruito da neve e ghiaccio: il Progettista deve essere consapevole di questi aspetti, considerandoli e prevenendoli.

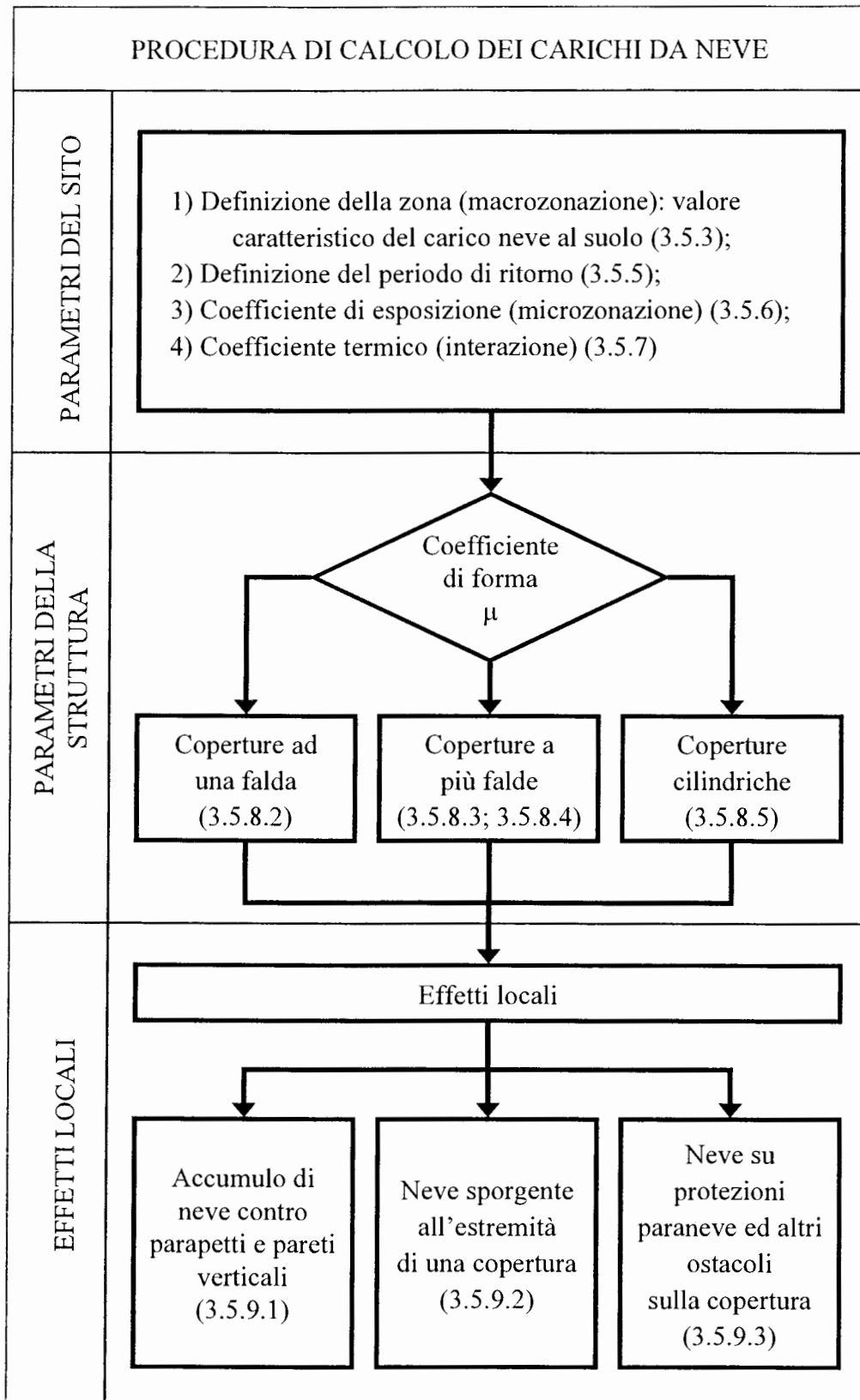
Nel caso di coperture ribassate e/o flessibili, quali ad esempio tensostrutture, può accadere che nelle zone di maggiore deformazione, successiva alla caduta della neve, si crei un ulteriore processo di accumulo di neve, anche parzialmente sciolta mista ad acqua, che può innescare un fenomeno di instabilità (*ponding effect*). Il Progettista deve prevenire queste situazioni, ad esempio realizzando adeguate pendenze e imponendo idonee rigidità alla copertura.

Si richiama l'attenzione del Progettista su aspetti speciali quali:

- carichi di impatto, legati alla caduta conseguente allo scivolamento di masse di neve;
- carichi aerodinamici che possono conseguire al cambiamento di forma o dimensione degli elementi strutturali a causa della presenza della neve o della formazione di ghiaccio;
- carichi legati al ghiaccio;
- carichi laterali legati alla neve;
- carichi da neve sui ponti;

che devono essere considerati in base a studi mirati.





Schema 3.5.1 - Valutazione dell'azione da neve

### 3.5.2. CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo punto 3.5.8;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], fornito al successivo punto 3.5.3 per un periodo di ritorno di 200 anni, e da modificare in base a quanto indicato ai punti 3.5.4 e 3.5.5;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.5.6;
- $C_t$  è il coefficiente termico di cui al punto 3.5.7.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

### 3.5.3. VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO (MACROZONAZIONE)

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nelle Tabelle 3.5.II, 3.5.III, e 3.5.IV, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 200 anni (vedi Figura 3.5.1). Va richiamato il fatto che tale macrozonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

### 3.5.4. DENSITÀ DELLA NEVE

La densità della neve aumenta in generale con l'età del manto nevoso e dipende dalla posizione del sito, dal clima e dall'altitudine: questi fattori sono da considerare nella calibratura del carico sulla costruzione in esame. In Tabella 3.5.I sono forniti valori indicativi della densità media della neve al suolo.

**Tabella 3.5.I** – Valori della densità media della neve al suolo

TIPO NEVE	DENSITÀ DELLA NEVE [kN/m <sup>3</sup> ]
Neve fresca, appena caduta	1,0
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2,0
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta	2,5 – 3,5
Umida	4,0





Figura 3.5.1 – Mappa per carico neve al suolo

Tabella 3.5.II – Valori del carico neve al suolo per Zona I

ZONA I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Emilia Romagna, Friuli Venezia Giulia, Veneto, Abruzzo, Molise, Marche
ALTITUDINE	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m <sup>2</sup> ]
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 1,60$
$200 \leq a_s \leq 750$ m	$q_{sk} = 1,60 + 3,0 \cdot (a_s - 200)/1000$
$a_s > 750$ m	$q_{sk} = 3,25 + 8,5 \cdot (a_s - 750)/1000$

Tabella 3.5.III – Valori del carico neve al suolo per Zona II

ZONA II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Campania (Provincia di Caserta, Benevento, Avellino), Puglia (Provincia di Foggia)
ALTITUDINE	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m <sup>2</sup> ]
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 1,15$
$200 \leq a_s \leq 750$ m	$q_{sk} = 1,15 + 2,6 \cdot (a_s - 200)/1000$
$a_s > 750$ m	$q_{sk} = 2,58 + 8,5 \cdot (a_s - 750)/1000$

Tabella 3.5.IV – Valori del carico neve al suolo per Zona III

ZONA III	Campania (Province di Napoli e Salerno), Puglia (escluso Provincia di Foggia), Basilicata, Calabria, Sardegna, Sicilia
ALTITUDINE	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m <sup>2</sup> ]
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 0,75$
$200 \leq a_s \leq 750$ m	$q_{sk} = 0,75 + 2,2 \cdot (a_s - 200)/1000$
$a_s > 750$ m	$q_{sk} = 1,96 + 8,5 \cdot (a_s - 750)/1000$

### 3.5.5. PERIODO DI RITORNO

In mancanza di specifiche indagini statistiche, il valore di riferimento del carico neve al suolo  $q_{ref}(T_r)$ , riferito ad un generico periodo di ritorno  $Tr$ , è dato dall'espressione:

$$q_{ref}(T_r) = \alpha_{Rn} \cdot q_{sk}$$

in cui:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo associato ad un intervallo di ritorno di 200 anni;

$\alpha_{Rn}$  è un coefficiente la cui espressione è:

$$\alpha_{Rn} = 0,273 \cdot \{1 - 0,5 \ln[-\ln(1 - 1/Tr)]\}$$

In Figura 3.5.2 è riportato l'andamento del coefficiente  $\alpha_{Rn}$  in funzione del periodo di ritorno ( $T_r$ ). Per costruzioni di Classe 1 e 2, per le quali si devono considerare periodi di ritorno di 500 e 1000 anni,  $\alpha_{Rn}$  è rispettivamente pari a 1,12 e 1,22.

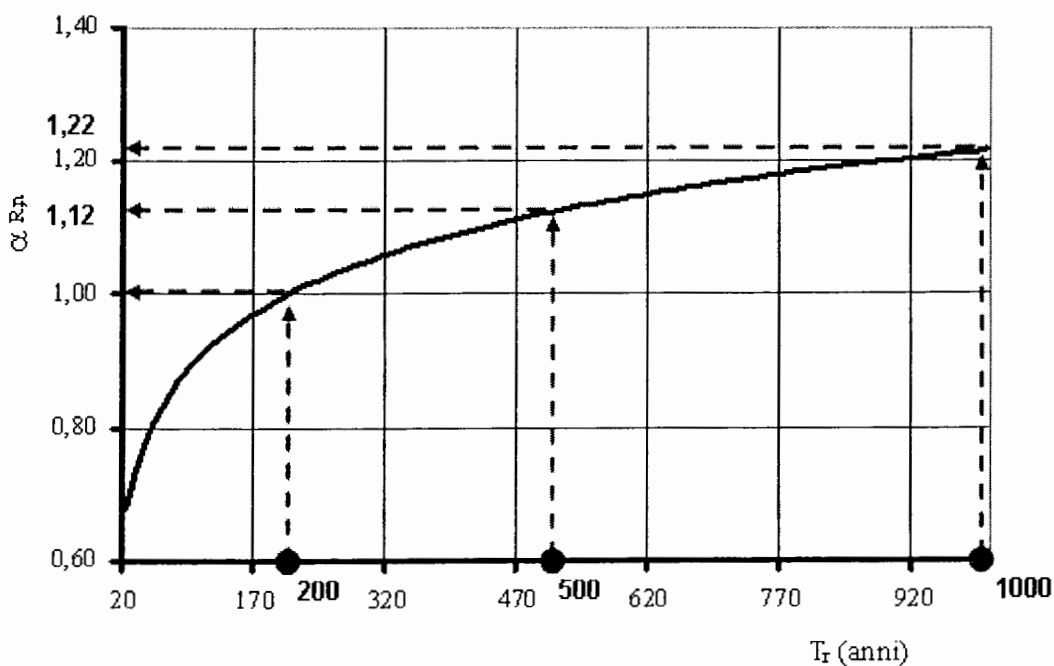


Figura 3.5.2 – Valori del coefficiente  $\alpha_{Rn} = q_{ref}/q_{sk}$  in funzione del periodo di ritorno  $T_r$



### 3.5.6. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE (MICROZONAZIONE)

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  deve essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tabella 3.5.V. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

**Tabella 3.5.V** – Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,8
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti	1,2

### 3.5.7. COEFFICIENTE TERMICO (INTERAZIONE)

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

### 3.5.8. CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve non accumulata sul piano;
- carico da neve accumulata al piano, conseguentemente ad azioni quali il vento.

#### 3.5.8.1. Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali per le coperture a una o più falde, essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori dei coefficienti di forma  $\mu_1$  e  $\mu_2$ , riportati in Tabella 3.5.VI ed illustrati in Figura 3.5.3, in funzione dell'angolo  $\alpha$ , si riferiscono alle coperture ad una o più falde, come di seguito specificato.

**Tabella 3.5.VI** – Valori dei coefficienti di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + \frac{(0,8 \cdot \alpha)}{30}$	1,6	-

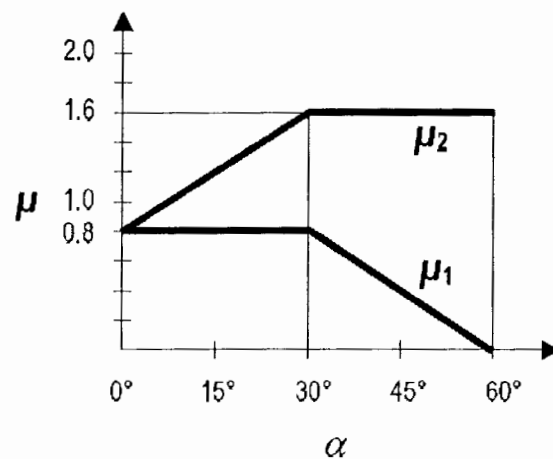


Figura 3.5.3 – Coefficienti di forma per coperture

### 3.5.8.2. Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione riportata in Figura 3.5.4, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico neve accumulata e non accumulata.

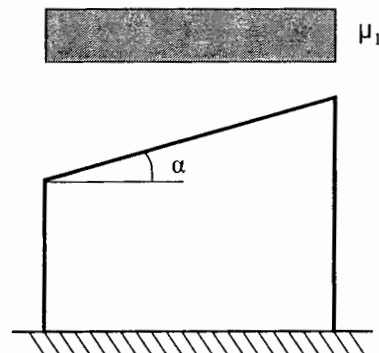


Figura 3.5.4 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

### 3.5.8.3. Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Per il caso di carico da neve non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura 3.5.5.

Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* riportate in Figura 3.5.5.



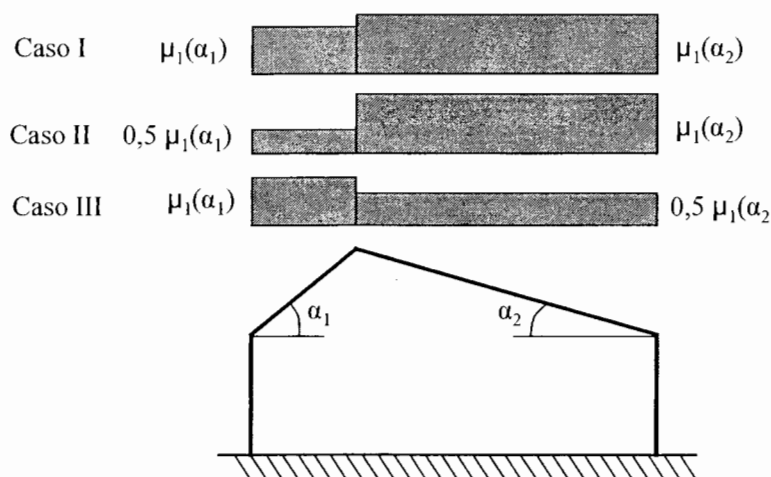


Figura 3.5.5 – Condizioni di carico per coperture a due falde

#### 3.5.8.4. Copertura a più falde

Per il caso di carico da neve non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura 3.5.6.

Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso II* riportata in Figura 3.5.6, assumendo  $\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$ .

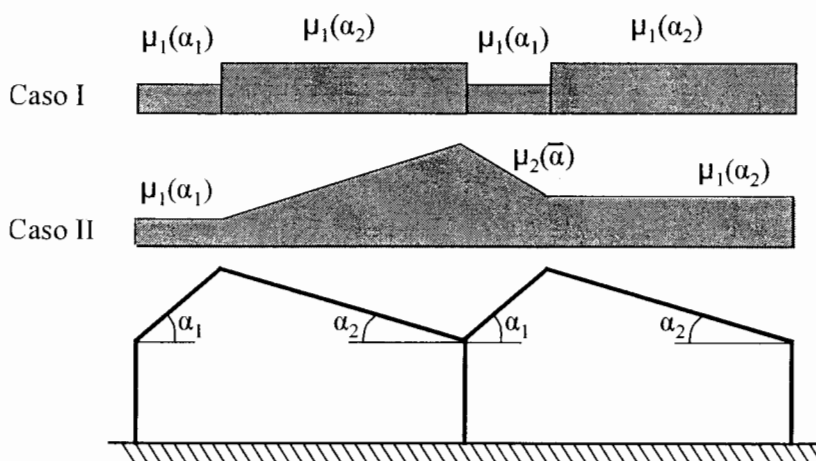


Figura 3.5.6 – Condizioni di carico per coperture a più falde

#### 3.5.8.5. Coperture cilindriche

In assenza di ritegni che impediscano lo scivolamento della neve, per le coperture cilindriche di qualsiasi forma ed a singola curvatura del medesimo segno, per il caso di carico da neve non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura 3.5.7.

Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso II* riportata in Figura 3.5.7.



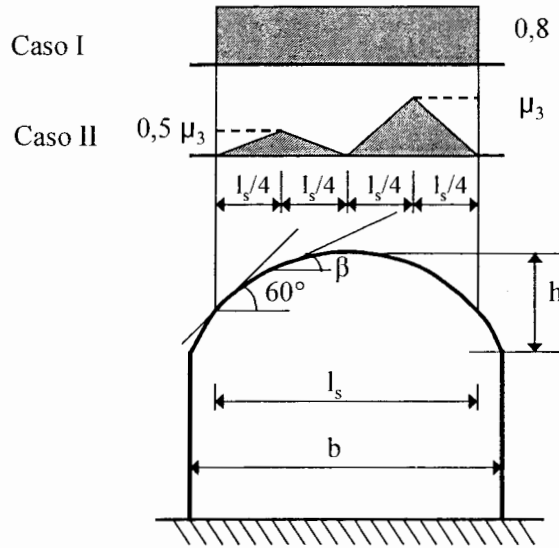


Figura 3.5.7 – Disposizioni di carico per coperture cilindriche

In Tabella 3.5.VII sono riassunti i valori dei coefficienti di forma in funzione dell'angolo  $\beta$  che, ad ogni punto del profilo, rappresenta l'angolo tra l'orizzontale e la tangente alla curva in quel punto.

I valori dei coefficienti di forma sono anche indicati in Figura 3.5.8.

Tabella 3.5.VII – Valori dei coefficienti di forma

Coefficiente di forma		
$\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{h}{b}$	$[\mu_3 \leq 2,0]$
$\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$	

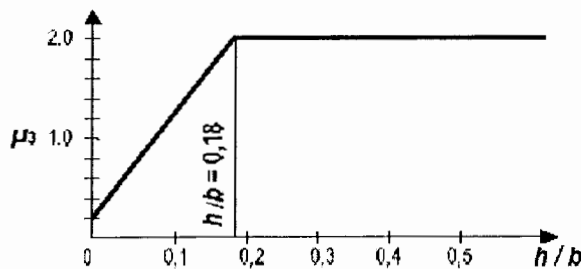


Figura 3.5.8 – Coefficienti di forma per coperture cilindriche

**3.5.8.6. Coperture in prossimità di costruzioni più alte**

I valori dei coefficienti di forma che devono essere utilizzati per coperture in prossimità di costruzioni più alte sono forniti dalle espressioni seguenti o mostrati in Figura 3.5.9.:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (se la copertura è piana)}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$



in cui:

$\mu_s$  è il coefficiente di forma per carico neve che tiene conto dello scivolamento della neve dal piano superiore;

$\mu_w$  è il coefficiente di forma per carico neve che tiene conto dell'accumulo di neve prodotto dal vento;

$\gamma$  è la densità della neve, che per questo tipo di valutazione è assunta pari a  $2 \text{ kN/m}^3$ .

Il coefficiente di forma dovuto allo scivolamento assume i seguenti valori:

per  $\alpha \leq 15^\circ$   $\mu_s = 0$

per  $\alpha > 15^\circ$   $\mu_s$  corrisponde ad un carico aggiuntivo pari al 50% del massimo carico neve, sulla copertura adiacente posta a quota superiore, calcolato secondo quanto previsto al punto 3.5.8.1.

Il coefficiente di forma dovuto al vento assume la seguente forma:

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}$$

con la limitazione  $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$ .

La lunghezza di accumulo è fornita dalla seguente espressione:

$$l_s = 2 \cdot h$$

con la limitazione  $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .

Se  $b_2 < l_s$  il coefficiente all'estremità della copertura inferiore è determinato per interpolazione fra  $\mu_1$  e  $\mu_2$ .

Per il caso di carico da neve non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura 3.5.9. Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso II* riportata in Figura 3.5.9.

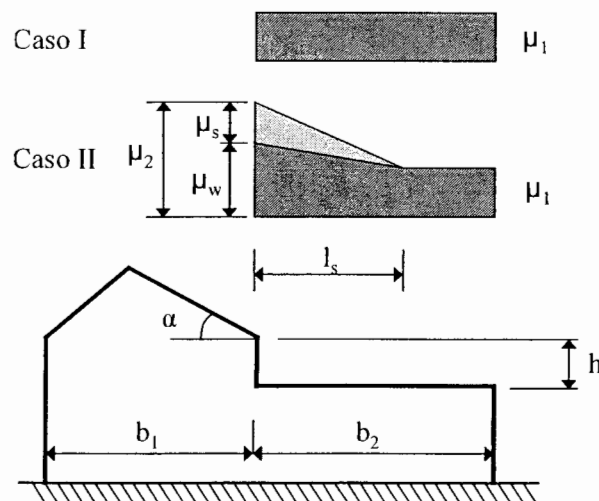


Figura 3.5.9 – Disposizioni di carico per coperture in prossimità di costruzioni più alte

### 3.5.9. EFFETTI LOCALI

Vengono fornite indicazioni per il calcolo dei carichi da utilizzare per le verifiche locali, riguardanti:

- accumulo neve contro parapetti e pareti verticali;
- neve sporgente dall'estremità di una copertura;
- carico neve su protezioni paraneve ed altri ostacoli sulla copertura.

#### 3.5.9.1. Accumulo neve contro parapetti e pareti verticali

In presenza di vento la neve può accumularsi contro elementi piani verticali, in conseguenza della ridotta velocità dell'aria nella parte sottovento (Fig. 3.5.10). I coefficienti di forma e le lunghezze di accumulo saranno prese come segue:

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}, \text{ con la limitazione } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 ;$$

in cui:

$\gamma$  è la densità della neve, che per questo calcolo deve essere assunta convenzionalmente pari a  $2 \text{ kN/m}^3$ ;

$l_s = 2 \cdot h$ , con la limitazione  $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .

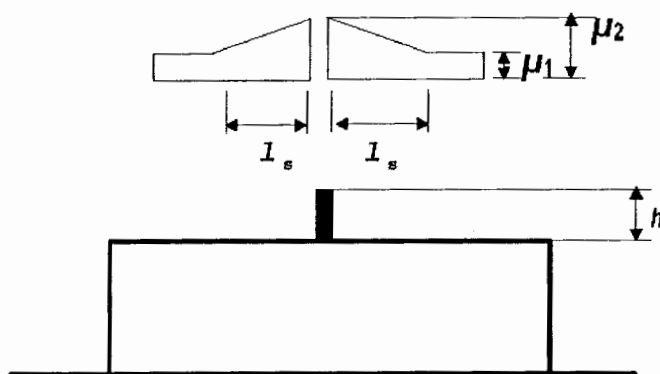


Figura 3.5.10 – Coefficienti di forma in prossimità di parapetti e pareti verticali

#### 3.5.9.2. Neve sporgente dall'estremità di una copertura

Per le porzioni di copertura aggettanti sulle pareti perimetrali, in aggiunta al carico neve previsto sulla falda, si terrà conto dell'effetto della neve sporgente all'estremità (Fig. 3.5.11), mediante l'applicazione di un carico all'estremità sporgente, calcolato come segue:

$$q_e = \frac{k \cdot \mu_i^2 \cdot q_{sk}^2}{\gamma}$$

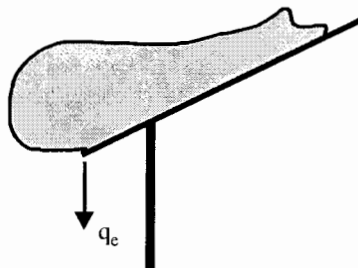
dove:

$q_e$  è il carico per unità di lunghezza dovuto alla sporgenza della neve [kN/m];

$\mu_i$  è il coefficiente di forma appropriato per la copertura;



- $q_{sk}$  è il carico neve al suolo [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ];
- $k$  è un coefficiente che tiene conto della forma irregolare della neve ed è in funzione del clima, dell'inclinazione della falda e del materiale costituente il manto di copertura; in via convenzionale si assumerà  $k = 1$ ;
- $\gamma$  è la densità della neve, che per questo calcolo deve essere assunta convenzionalmente pari a  $3 \text{ kN}/\text{m}^3$ .



**Figura 3.5.11** – Neve sporgente dall'estremità di una copertura

### 3.5.9.3. Carico neve su protezioni paraneve ed altri ostacoli sulla copertura

La forza esercitata da una massa di neve contro una protezione verrà calcolata nell'ipotesi che il coefficiente di attrito fra neve e manto sia nullo. Pertanto, la forza esercitata da una massa di neve scivolante, nella direzione dello scivolamento, per unità di larghezza, è pari a:

$$F_s = q_s \cdot b \cdot \text{sen} \alpha$$

in cui:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ];
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma appropriato per la copertura;
- $b$  è la distanza in piano dall'ostacolo al colmo o dall'ostacolo al successivo ostacolo [m];
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione della falda, in gradi sessagesimali [ $^\circ$ ].

Il carico neve sulla copertura deve corrispondere alla distribuzione più sfavorevole.

## 4. AZIONI ACCIDENTALI

### OGGETTO

Si definiscono azioni accidentali quelle azioni che si presentano in occasione di quegli eventi di origine antropica che si definiscono come incidenti.

Esse non partecipano alla combinazione delle azioni variabili per la verifica di sicurezza e delle prestazioni attese delle opere.

Le azioni accidentali, in combinazione con quelle permanenti e con quelle variabili che verosimilmente agiscono durante l'evento, devono essere prese in conto e il loro effetto verificato per determinare la robustezza del comportamento strutturale. La verifica di robustezza strutturale è un processo di controllo della efficienza dell'insieme strutturale nei riguardi di azioni non definibili attraverso processi statistici di eventi precedentemente manifestatisi.

Per lo studio dell'azione accidentale il Progettista svilupperà un'analisi strutturale, anche di tipo non-lineare, per lo scenario che vede una delle azioni accidentali descritte nel seguito concomitante con la combinazione quasi permanente delle azioni di altra natura.

### 4.1. INCENDIO

#### 4.1.1. GENERALITÀ

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire:

- la stabilità degli elementi portanti per un tempo utile ad assicurare il soccorso agli occupanti;
- la limitata propagazione del fuoco e dei fumi, anche riguardo alle opere vicine;
- la possibilità che gli occupanti lascino l'opera indenni o che gli stessi siano soccorsi in altro modo;
- la possibilità per le squadre di soccorso di operare in condizioni di sicurezza.

Gli obiettivi di protezione delle costruzioni dagli incendi, finalizzati a garantire i requisiti suddetti, sono raggiunti attraverso l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva. Tutti i sistemi di protezione, attiva o passiva, adottati nel progetto ed ins



nella costruzione dovranno essere adeguatamente mantenuti secondo quanto prescritto dalle specifiche normative o dalle indicazioni del produttore.

Fermo restando il rispetto delle presenti disposizioni per tutte le costruzioni, per le attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei Vigili del fuoco si applicano anche le specifiche regolamentazioni emesse ai sensi del Decreto del Presidente della Repubblica 29 luglio 1982 n. 577 e successive modifiche e integrazioni ovvero i criteri generali di prevenzione incendi di cui all'art. 3 dello stesso Decreto.

#### 4.1.2. DEFINIZIONI

Per *incendio*, si intende una combustione dei materiali, autoalimentata, che si sviluppa senza controllo nel tempo e nello spazio. Esso ha origine quando l'energia radiante della fiamma del centro originario di ignizione ed il calore dei prodotti di combustione inducono l'aumento di temperatura nell'ambiente e la formazione di altri centri di ignizione. Quando si verifica la simultanea ignizione di tutti i materiali combustibili nel compartimento (*punto di flash-over*) si ha un rapido incremento delle temperature e della quantità dei prodotti della combustione, tutti i materiali combustibili partecipano alla combustione (*incendio generalizzato*).

Ai fini della presente norma si fa riferimento ad un *incendio convenzionale di progetto* definito attraverso una *curva di incendio* che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura media dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali.

La curva di incendio di progetto può essere:

- *nominale*: curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;
- *naturale*: curva determinata in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

La *resistenza al fuoco* è una delle fondamentali strategie di protezione da perseguire per garantire una adeguata robustezza del sistema strutturale in condizioni di incendio.

Essa riguarda la *capacità portante* in caso di incendio, per una struttura, per una parte della struttura o per un elemento costruttivo nonché la *capacità di compartimentazione* rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, sia non strutturali, come porte e tramezzi.

La *capacità portante* in caso di incendio è l'attitudine della struttura, di una parte della struttura o di un elemento a conservare una sufficiente *resistenza meccanica* sotto l'azione del fuoco con riferimento alle altre azioni agenti.

La *capacità di compartimentazione* in caso d'incendio è l'attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, (oltre alla propria stabilità strutturale) un sufficiente *isolamento termico* ed una sufficiente *tenuta* ai fumi e ai gas caldi della combustione.

Per *compartimento antincendio* si intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi idonei a garantire, sotto l'azione del fuoco e per un dato intervallo di tempo la capacità di compartimentazione.

Per *carico d'incendio specifico* deve intendersi il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, riferito all'unità di superficie. I valori del carico d'incendio specifico di progetto ( $q_{f,d}$ ) sono determinati secondo la seguente relazione:

$$q_{f,d} = q_f \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \quad [\text{MJ/m}^2]$$

dove:

- $m$   $0,8 \div 1,0$  è il fattore di combustione
- $\delta_{q1} \geq 1,00$  è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione in relazione alla dimensione del compartimento
- $\delta_{q2} \geq 0,80$  è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento
- $\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni} \geq 0,20$  è il fattore che tiene conto delle differenti misure di spegnimento dell'incendio (sprinkler, etc, rivelatori, squadre antincendio, ecc.)
- $q_f$  è il valore nominale della densità di carico d'incendio per unità di area in pianta [ $\text{MJ/m}^2$ ]

Lo spazio di riferimento generalmente coincide con il compartimento antincendio considerato e il carico di incendio specifico è quindi riferito alla superficie in pianta del compartimento stesso, nell'ipotesi di una distribuzione uniforme del carico di incendio. Qualora nel compartimento siano presenti elevate dissimmetrie nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale  $q_f$  della densità del carico d'incendio è calcolato con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato.

Per *incendio localizzato* deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

#### 4.1.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE

La progettazione delle strutture in condizioni di incendio deve evidenziare la capacità del sistema strutturale di consentire il raggiungimento dei seguenti obiettivi di sicurezza:

- garantire la sicurezza degli occupanti durante tutta la loro permanenza prevista nell'edificio;
- garantire la sicurezza delle squadre di soccorso e delle squadre antincendio;
- evitare crolli dell'edificio;
- permettere ai componenti e ai sistemi antincendio di mantenere la loro funzionalità;
- consentire l'eventuale riutilizzazione della struttura, ove richiesto.



La capacità del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della capacità portante propria degli elementi strutturali singoli, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo, comprese le condizioni di carico e di vincolo, tenendo conto della eventuale presenza di materiali protettivi.

#### 4.1.4. PROCEDURE GENERALI PER IL PROGETTO DELLE STRUTTURE ALL'INCENDIO

Il progetto delle strutture soggette all'azione dell'incendio deve essere così articolato:

- scelta degli scenari d'incendio significativi per il caso in esame;
- determinazione dei relativi incendi di progetto;
- calcolo dell'evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali;
- calcolo del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco.

Il comportamento meccanico di una struttura esposta all'incendio dipende dalle azioni meccaniche e termiche indotte dal fuoco, e dai loro effetti sulle proprietà dei materiali, combinate con gli effetti indotti sulla struttura dalle azioni meccaniche permanenti e variabili.

##### 4.1.4.1 Scenari e incendi convenzionali di progetto

Per definire le azioni del fuoco, devono essere determinati i principali scenari d'incendio e i relativi incendi convenzionali di progetto, sulla base di una valutazione del rischio d'incendio.

In linea generale, gli incendi convenzionali di progetto devono essere applicati ad un compartimento dell'edificio alla volta, salvo che non sia diversamente indicato nello scenario d'incendio. In particolare in un edificio multipiano sarà possibile considerare separatamente il carico di incendio dei singoli piani qualora le strutture orizzontali posseggano una capacità di compartimentazione adeguata.

##### 4.1.4.2 Analisi del campo delle temperature

Le azioni termiche sono date dal flusso netto di calore  $h_{net}$  [ $W/m^2$ ] che incide sulla superficie dell'elemento esposta all'incendio. Il flusso netto di calore può essere calcolato tenendo conto della trasmissione del calore per convezione e irraggiamento dal focolaio.

Nell'analizzare l'andamento delle temperature all'interno di un elemento si deve tener conto della sua posizione relativa nei riguardi del focolaio dell'incendio di progetto.

Per gli elementi strutturali posti all'esterno della costruzione, si dovrà tener conto dell'esposizione all'incendio attraverso le aperture nelle facciate e nelle coperture.

A seconda dell'incendio convenzionale di progetto adottato, l'andamento delle temperature negli elementi sarà valutato in riferimento:

- a una curva nominale di quelle indicate ai punti seguenti, per l'intervallo di tempo di esposizione specificato in funzione della desiderata *classe di resistenza al fuoco*, senza alcuna fase di raffreddamento;
- a una curva d'incendio naturale, tenendo conto dell'intera durata dell'incendio, compresa la fase di raffreddamento fino al ritorno alla temperatura ambiente.



#### 4.1.4.3 Analisi delle sollecitazioni

L'analisi delle sollecitazioni dovrà essere effettuata per lo stesso periodo di tempo usato nell'analisi del campo delle temperature.

Le deformazioni ed espansioni imposte o impedito dovute ai cambiamenti di temperatura per effetto dell'esposizione al fuoco producono sollecitazioni indirette, forze e momenti, che dovranno essere tenuti in considerazione, ad eccezione dei casi seguenti:

- è riconoscibile a priori che esse sono trascurabili o favorevoli;
- è implicitamente tenuto in conto nei modelli semplificati e conservativi di comportamento strutturale in condizioni di incendio.

Le sollecitazioni indirette, dovute agli elementi strutturali adiacenti a quello preso in esame, possono essere trascurate quando i requisiti di sicurezza all'incendio sono valutati in riferimento alla curva d'incendio nominale e alle classi di resistenza al fuoco di cui al punto 4.1.5.

Nel progetto e nelle verifiche di sicurezza all'incendio si dovrà tener conto anche della presenza delle azioni "a temperatura ordinaria" permanenti e di quelle azioni variabili che sia verosimile agiscano contemporaneamente all'incendio. Esse dovranno essere prese in conto con i propri coefficienti parziali relativi allo stato limite in esame che di norma è lo stato limite di esercizio con combinazione quasi-permanente.

Non si prende in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con le altre azioni accidentali.

#### 4.1.4.4 Verifiche di resistenza al fuoco

La verifica della resistenza al fuoco potrà essere effettuata:

nel dominio del tempo:  $t_{fi,d} \geq t_{fi,richiesto}$   
(tempo di resistenza al fuoco di progetto  $\geq$  tempo di resistenza al fuoco richiesta),

o nel dominio delle resistenze:  $R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$   
(resistenza di progetto dell'elemento in esame, in condizioni di incendio, al tempo  $t \geq$  valore di progetto della caratteristica di sollecitazione, in condizioni di incendio, al tempo  $t$ )

o nel dominio delle temperature:  $\Theta_{d,t} \leq \Theta_{cr,d}$   
(valore di progetto della temperatura dell'elemento, al tempo  $t \leq$  valore di progetto della temperatura critica dell'elemento).

#### 4.1.5. CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO

Le classi di resistenza al fuoco nei confronti della capacità portante sono espresse dai simboli *R15; R20; R30; R45; R60; R90; R120; R180; R240*, dove la lettera R rappresenta il requisito di capacità portante ed il numero esprime il tempo, in minuti primi, per il quale il requisito stesso viene garantito.

Le classi di resistenza al fuoco sono riferite all'incendio convenzionale rappresentato dalle curve di incendio nominali.



Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosa la curva di incendio nominale di riferimento è la *curva nominale standard* (ISO834) seguente:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Nel caso di incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico, la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale degli idrocarburi* seguente:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Nel caso di incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, per queste ultime la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale esterna* seguente:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Agli elementi strutturali e alle strutture nel loro complesso viene attribuita la classe corrispondente o immediatamente inferiore al tempo, espresso in minuti primi, per il quale la struttura stessa garantisce una sufficiente capacità portante sotto l'azione termica della curva nominale e sotto le altre azioni di progetto.

#### 4.1.6. RICHIESTE DI PRESTAZIONE

Le prestazioni da richiedere alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi di sicurezza sopra definiti, sono individuate nei seguenti livelli:

Livello I.	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del crollo delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello II.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro;
Livello III.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture tali da evitare, per tutta la durata dell'incendio, il collasso delle strutture stesse;
Livello IV.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
Livello V.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

I livelli di prestazione comportano classi di capacità portante stabilite per i diversi tipi di costruzioni in base al rischio e alle strategie antincendio stabilite dal committente e dal progettista.

Qualunque sia il livello di prestazione da richiedere e il metodo adottato per la scelta delle curve d'incendio di progetto (nominali o naturali) il progetto e le relative verifiche possono essere condotte analizzando:

- singolarmente ciascun elemento costruttivo, nelle sue condizioni di vincolo e di carico;
- parti significative della struttura;

- l'intera struttura, tenendo conto dell'evoluzione nel tempo e con la temperatura delle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali e delle proprietà reologiche dei materiali.

#### 4.1.6.1 Livello I

Il livello I di prestazione può ritenersi adeguato per le costruzioni ove si verificano tutte le seguenti condizioni:

- a) Gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non arrecano danni ad altre costruzioni;
- b) Gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non compromettono l'efficacia di elementi di compartimentazione e sistemi antincendio che proteggono altre costruzioni;
- c) La costruzione non è adibita, interamente o in parte, ad attività che comportino presenza di persone, esclusa quella occasionale e di breve durata di personale addetto.

Il livello I di prestazione può ritenersi adeguato anche per le costruzioni ove si verificano tutte le seguenti condizioni:

- d) La costruzione non è adibita ad attività che comportino un carico di incendio specifico, riferito ai compartimenti antincendio e a tutti gli ambienti che li compongono, superiore a  $100 \text{ MJ/m}^2$ ;
- e) La costruzione non è adibita ad attività che comportino impiego o deposito di sostanze infiammabili, esplosive, tossiche o che possono dare luogo a reazioni pericolose;
- f) La costruzione non è adibita ad attività che comportino impiego di fiamme libere, di resistenze elettriche in vista e di corpi incandescenti non protetti;

Per le costruzioni per cui sia richiesto il livello I di prestazione non è richiesta la verifica della classe di resistenza al fuoco delle strutture.

#### 4.1.6.2 Livello II

Il livello II di prestazione può ritenersi adeguato per le costruzioni ove si verificano tutte le seguenti condizioni:

- a) Gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non arrecano danni ad altre costruzioni;
- b) Gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non compromettono l'efficacia di elementi di compartimentazione e sistemi antincendio che proteggono altre costruzioni;
- c) Il massimo affollamento complessivo della costruzione non supera le 100 persone e la densità di affollamento media dei compartimenti è non superiore a  $0,2 \text{ pers/m}^2$ ;
- d) La costruzione non deve essere adibita ad attività che prevedono posti letto;
- e) La costruzione non deve essere adibita ad attività specificamente destinate a malati, anziani, bambini o a persone con ridotte o impedito capacità motorie, sensoriali o cognitive.



Il livello II di prestazione può altresì ritenersi adeguato per i soli elementi strutturali secondari contenuti in costruzioni che devono garantire il livello III, purché siano verificate tutte le seguenti condizioni:

- a) L'eventuale crollo degli elementi strutturali secondari non compromette la capacità portante di altre parti della struttura;
- b) L'eventuale crollo degli elementi strutturali secondari non compromette l'efficacia di elementi costruttivi di compartimentazione e di sistemi antincendio;
- c) L'eventuale crollo degli elementi strutturali secondari non deve costituire pericolo per gli occupanti e per i soccorritori.

Le classi di capacità portante necessarie per garantire il livello II di prestazione sono le seguenti:

R15	per costruzioni ad un piano fuori terra senza interrati
R30 <sup>(1)</sup>	per costruzioni fino a due piani fuori terra e un interrato
R45 <sup>(1)</sup>	per le altre costruzioni

(1) Sono consentite classi inferiori se compatibili con il livello III.

#### 4.1.6.3 Livello III

Il livello III di prestazione può ritenersi adeguato per tutte le costruzioni fatte salve quelle per le quali sono richiesti i livelli IV o V.

I valori di riferimento della capacità portante sufficienti a garantire il livello III sono dati nella terza colonna della tabella seguente (classe di riferimento), in funzione del *carico d'incendio specifico di progetto* ( $q_{f,d}$ ).

CARICHI D'INCENDIO SPECIFICI DI PROGETTO ( $q_{f,d}$ )	CAPACITÀ PORTANTE	
	Classe minima	Classe di riferimento
Non superiore a 150 MJ/m <sup>2</sup>	R15	R15
Non superiore a 200 MJ/m <sup>2</sup>	R15	R20
Non superiore a 300 MJ/m <sup>2</sup>	R15	R30
Non superiore a 450 MJ/m <sup>2</sup>	R30	R45
Non superiore a 600 MJ/m <sup>2</sup>	R30	R60
Non superiore a 900 MJ/m <sup>2</sup>	R45	R90
Non superiore a 1200 MJ/m <sup>2</sup>	R60	R120
Non superiore a 1800 MJ/m <sup>2</sup>	R90	R180
Superiore a 1800 MJ/m <sup>2</sup>	R120	R240

Nel caso in cui il progetto sia condotto con un approccio prestazionale, secondo i criteri della fire safety engineering attraverso una graduazione bilanciata delle misure di protezione attiva e passiva, in alternativa ai metodi che fanno riferimento alle classi, la capacità

portante può essere verificata rispetto all'azione termica della *curva di incendio naturale*, applicata per l'intervallo di tempo necessario al ritorno alla temperatura ordinaria.

Le curve di incendio naturale dovranno essere determinate per lo specifico compartimento, con riferimento a metodi di riconosciuta affidabilità. Qualora si adotti uno di questi metodi, deve essere eseguita anche la verifica della capacità portante della struttura rispetto all'azione termica della curva di incendio nominale con riferimento ai valori di classe minima indicati nella seconda colonna della tabella precedente.

Quale che sia il modello scelto, i valori del carico d'incendio e delle caratteristiche del compartimento, adottati nel progetto per l'applicazione dei metodi suddetti, costituiscono un vincolo d'esercizio per le attività da svolgere all'interno della costruzione.

#### 4.1.6.4 Livelli IV e V

I livelli IV o V possono essere oggetto di specifiche richieste del committente o essere previsti dai capitolati tecnici di progetto. I livelli IV o V di prestazione possono altresì essere richiesti dalla autorità competente per costruzioni destinate ad attività di particolare importanza.

Per garantire il *livello IV* le costruzioni devono essere oggetto delle seguenti verifiche:

- a) capacità portante mantenuta per tutta la durata dell'incendio;
- b) regime deformativo contenuto;
- c) capacità portante residua che consenta interventi di ripristino.

Per garantire il *livello V* le costruzioni devono essere oggetto delle seguenti verifiche:

- a) capacità portante mantenuta per tutta la durata dell'incendio;
- b) regime deformativo trascurabile;
- c) capacità portante residua adeguata alla funzionalità immediata della costruzione.

## 4.2. ESPLOSIONI

### 4.2.1. GENERALITÀ

L'esplosione è una azione di tipo accidentale di natura eccezionale, nei confronti della quale il progettista deve rispettare i seguenti principi generali:

- adottare la procedura dell'analisi di rischio per identificare gli eventi estremi, le cause e le conseguenze di eventi indesiderati;
- descrivere nel progetto e tenerne conto nel piano di manutenzione delle opere di tutte le precauzioni di sicurezza e le misure protettive richieste per ridurre la probabilità o le conseguenze di situazioni eccezionali.

Generalmente nel progetto non devono essere prese in esame le azioni derivanti da esplosioni esterne, azioni belliche e sabotaggio, salvo che ciò non risulti indispensabile per particolari costruzioni e scenari di progetto richiesti dal committente o individuati



dal progettista. Non sono presi in considerazione eventi incidentali non suscettibili di causare un danno strutturale.

#### 4.2.2. DEFINIZIONI

- Esplosione:* Rapida reazione chimica esotermica di polveri o gas in aria. Essa provoca alte temperature e sovrappressioni.  
Le pressioni di esplosione si propagano come onde di pressione.  
La pressione generata da un'esplosione interna dipende principalmente dal tipo di polvere o gas, dalla percentuale di polvere o gas nell'aria e dall'uniformità del gas o di miscela di aria e polvere, dalla dimensione e dalla forma dell'ambiente chiuso ove l'esplosione avviene e dalla quantità di sfogo o di rilascio di pressione che può essere disponibile.
- Deflagrazione:* Esplosione nella quale il fronte di fiamma viaggia attraverso la miscela a velocità subsonica, dell'ordine di 100 m/s. Le onde di pressione viaggiano alla velocità locale di propagazione del suono. I picchi di pressione possono avere valori da 10 kN/m<sup>2</sup> a 1.500 kN/m<sup>2</sup>.
- Detonazione:* Esplosione nella quale l'onda d'urto di pressione si propaga a velocità supersonica, generalmente maggiore di 1.000 m/s. Un valore tipico di pressione è 2.000 kN/m<sup>2</sup> con durata del picco molto breve generalmente inferiore a 10 ms.
- Elemento chiave:* Un elemento della struttura, essenziale per la stabilità globale della struttura, il cui danneggiamento causa il collasso della struttura e/o danni non proporzionati alla causa scatenante.

#### 4.2.3 PROGETTO PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Non è richiesto che una struttura possa resistere a tutte le azioni che possono derivare da una causa eccezionale, ma deve esistere una ragionevole probabilità che essa non venga danneggiata in maniera sproporzionata alle cause di origine.

Sono considerati accettabili i danneggiamenti localizzati, anche gravi, dovuti ad esplosioni, a condizione che ciò non esponga al pericolo l'intera struttura o che la capacità portante sia mantenuta per un tempo sufficiente affinché siano prese le necessarie misure di emergenza, come per esempio l'evacuazione dell'edificio e del suo circondario.

Nei confronti delle esplosioni, possono essere adottate diverse misure di protezione come:

- attutire le sovrappressioni attraverso l'adozione di superfici di facile cedimento con pressioni di sfogo definite e separando porzioni di edificio a rischio di esplosione da altre;
- difendere la struttura dagli effetti dell'azione con specifici elementi costruttivi protettivi;
- progettare la struttura in modo tale che non si verifichino crolli significativi se ha luogo un cedimento locale (di un elemento esposto alle azioni eccezionali);

- progettare con particolare attenzione gli elementi chiave;
- curare in modo opportuno i particolari costruttivi degli elementi strutturali esposti alle azioni eccezionali;
- applicare il principio della gerarchia delle resistenze, accettando il cedimento (opportunamente calibrato) di elementi secondari per evitare danni al sistema strutturale principale o per ridurre gli effetti delle esplosioni (superfici di facile cedimento);

#### 4.2.4. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni accidentali di progetto con riguardo alle esplosioni possono essere classificate come segue:

- Categoria 1 se sono attese *conseguenze negative* limitate;  
 Categoria 2 se sono attese *conseguenze negative* di entità media;  
 Categoria 3 se sono attese *conseguenze negative* di entità grave.

Le verifiche richieste in ciascun caso risultano:

- Categoria 1: non occorrono specifiche verifiche per le situazioni eccezionali;  
 Categoria 2: in dipendenza dalle caratteristiche specifiche della costruzione si può adottare un'analisi semplificata per mezzo di modelli di azioni statiche equivalenti o applicare idonee regole di progetto per i dettagli costruttivi;  
 Categoria 3: devono essere effettuati studi approfonditi sia per le azioni che per il modello strutturale, eventualmente usando analisi dinamiche, modelli non lineari ed interazione azione-struttura, se considerati necessari.

#### 4.2.5. ESPLOSIONI IN SCENARI DI CATEGORIA 2

Nella *Categoria 2*, ove negli ambienti a rischio di esplosione siano presenti idonei pannelli di sfogo, è consentito limitare l'analisi e le verifiche ai soli elementi chiave della costruzione, utilizzando modelli di carico statico equivalente che deve essere valutato usando procedure e metodi di calcolo di riconosciuta affidabilità.

Gli elementi chiave di una costruzione devono essere progettati per sopportare gli effetti di un'esplosione interna di gas naturale usando una pressione statica equivalente nominale, espressa in  $\text{kN/m}^2$ , data dal maggiore fra:

$$p_d = 3 + p_v$$

o

$$p_d = 3 + p_v/2 + 0,04 / (A_v/V)^2$$

dove:

$p_v$  è la pressione statica uniformemente distribuita in corrispondenza della quale le componenti di sfogo cedono in ( $\text{kN/m}^2$ );

$A_v$  è l'area delle componenti di sfogo, in  $\text{m}^2$ ;

$V$  è il volume dell'ambiente in  $\text{m}^3$ .

Il rapporto fra l'area dei componenti di sfogo e il volume da proteggere deve soddisfare la relazione:

$$0,05 (\text{m}^{-1}) \leq A_v/V \leq 0,15 (\text{m}^{-1})$$



Le espressioni sono valide in ambienti o zone di edifici fino ad un volume totale di  $1.000 \text{ m}^3$ .

La pressione di esplosione agisce simultaneamente su tutte le pareti dell'ambiente o del gruppo di ambienti.

Comunque, tutti gli elementi chiave e le loro connessioni devono essere progettati per sopportare una pressione statica equivalente eccezionale con valore di progetto  $p_d = 20 \text{ kN/m}^2$ , applicata da ogni direzione, insieme con la reazione che ci si attende venga trasmessa direttamente alle membrature dell'elemento chiave da ogni elemento costruttivo, ad esso collegato, altresì soggetto alla stessa pressione.

#### **4.2.6. ESPLOSIONI IN SCENARI DI CATEGORIA 3**

Nella *Categoria 3* devono essere effettuati studi approfonditi sia per le azioni che per il modello strutturale, eventualmente usando analisi dinamiche, modelli non lineari ed interazione carico-struttura, se considerati necessari.

Nei casi ordinari, l'analisi può essere estesa ai soli elementi chiave della costruzione. Ove riconosciuto necessario dall'analisi dello scenario o dalle prescrizioni del committente, l'analisi dovrà essere estesa a tutta la struttura o ad una parte significativa di essa.

In ogni caso, si dovranno usare procedure e metodi di calcolo di riconosciuta affidabilità.

Il progetto avanzato per le esplosioni può includere uno o più dei seguenti aspetti:

- calcoli delle pressioni di esplosione, includenti gli effetti di confinamento e di rottura dei pannelli;
- calcoli strutturali dinamici non lineari;
- aspetti probabilistici e analisi delle conseguenze;
- ottimizzazione economica delle misure di mitigazione del rischio.

Nella valutazione delle pressioni di esplosione si deve tenere conto della natura e proprietà dei gas e polveri combustibili che possono essere presenti nell'ambiente. Nei casi ordinari, il calcolo deve essere riferito al gas propano, a meno che la probabilità della presenza di tale gas nell'ambiente non sia ragionevolmente trascurabile.

Le gallerie stradali e ferroviarie ricadono generalmente in *Categoria 3*. La verifica deve garantire che la massima azione ragionevolmente prevedibile non provochi conseguenze inaccettabili alla infrastruttura o alle strutture presenti al disopra di essa.

### **4.3. URTI**

#### **4.3.1. GENERALITÀ**

L'urto è un fenomeno di interazione dinamica fra l'oggetto dotato di massa e di velocità significativa e la struttura. Le azioni dovute agli urti sono determinate dalla distribuzione delle masse, dal comportamento a deformazione, dalle caratteristiche di smorzamento e dalle velocità iniziali del corpo collidente e della struttura su cui avviene l'impatto.



Per determinare le forze all'interfaccia si devono considerare l'oggetto e la struttura come un sistema integrato.

Le azioni eccezionali dovute a fenomeni naturali, come la caduta di rocce, le frane o le valanghe, dovranno essere prese in esame per particolari scenari di progetto richiesti dal Committente o individuati dal Progettista.

Come nel caso delle esplosioni, anche per gli urti si fa riferimento a tre categorie:

Categoria 1 se sono attese *conseguenze negative* limitate;

Categoria 2 se sono attese *conseguenze negative* di entità media;

Categoria 3 se sono attese *conseguenze negative* di entità grave.

#### 4.3.2. CAMPO DI APPLICAZIONE

Le azioni dovute agli urti accidentali devono essere applicate a quegli elementi strutturali, o ai loro sistemi di protezione, per i quali le conseguenze del cedimento appartengono alle categorie 2 e 3.

Nel seguito vengono definite le azioni dovute a:

- collisioni da veicoli;
- collisioni da treni;
- collisioni da imbarcazioni;
- collisioni da aeromobili.

Le tipiche costruzioni da considerare sono le autorimesse, gli edifici nei quali possono circolare veicoli, i magazzini nei quali vengono condotti carrelli elevatori, i manufatti posizionati in prossimità di traffico sia automobilistico sia ferroviario.

Per i ponti, le azioni d'urto da considerare dipendono dal tipo di traffico sopra e sotto il ponte.

Per le costruzioni ordinarie non si tiene conto del possibile urto di aeromobili contro i prospetti o le coperture. Tale verifica può essere richiesta dal capitolato per particolari costruzioni (grattacieli, impianti nucleari, etc.) in base ad un'analisi di rischio condotta tenendo conto dei verosimili scenari incidentali.

Per quelle costruzioni ove sia prevista una piattaforma di atterraggio in copertura, devono essere considerate le azioni dovute all'impatto di un elicottero in emergenza.

#### 4.3.3. RAPPRESENTAZIONE DELLE AZIONI

Quando si definiscono le proprietà materiali del corpo collidente e della struttura, si devono usare gli appropriati valori caratteristici superiori o inferiori; inoltre, devono essere presi in considerazione, se opportuno, gli effetti della velocità di deformazione.

Le azioni da urto devono essere considerate come azioni libere. Le aree dove avvengono i fenomeni di impatto devono essere individuate dal progetto a seconda della causa.

Nel progetto strutturale, per le situazioni di categoria 2, le azioni da urto possono essere rappresentate come un carico statico equivalente che dà effetti equivalenti sulla struttu-



ra. Questo modello può essere usato sia per la verifica dell'equilibrio statico degli elementi strutturali sia per le verifiche di resistenza.

Per strutture progettate per assorbire l'energia dell'urto con deformazioni elasto-plastiche delle membrature, il carico statico equivalente deve essere determinato considerando sia la resistenza plastica sia la capacità di deformazione di tali membrature.

Nel progetto strutturale, per situazioni di categoria 3, le azioni da urto e la risposta strutturale dovranno essere oggetto di analisi più avanzate, eventualmente usando analisi dinamiche, modelli non lineari e di interazione carico-struttura, se considerati necessari.

Nei casi ordinari, l'analisi può essere estesa ai soli elementi chiave della costruzione. Ove riconosciuto necessario dall'analisi dello scenario o dalle prescrizioni del committente, l'analisi dovrà essere estesa a tutta la struttura o ad una parte significativa di essa. In ogni caso, si dovranno usare procedure e metodi di calcolo di riconosciuta affidabilità.

In ogni caso, si dovranno usare procedure e metodi di riconosciuta affidabilità.

#### 4.3.4. URTI DA TRAFFICO VEICOLARE

##### 4.3.4.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

In caso di urto violento, i valori di progetto per le forze orizzontali da urto sugli elementi strutturali verticali (per esempio colonne, pareti) dovranno essere valutate tenendo conto del tipo di strada (autostrada, strada extraurbana, strada urbana, piazzali di parcheggio), della velocità di progetto e del tipo di veicolo (generalmente autocarri). Nelle autorimesse si prenderanno in esame i veicoli di maggior massa che possono essere presenti.

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Per semplicità, nelle verifiche potranno essere considerate, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $A_{d,x}$ ) e ortogonale ( $A_{d,y}$ ) alla direzione di marcia normale.

Può essere assunto generalmente:  $A_{d,y}$  pari al 50% di  $A_{d,x}$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti possono essere del tipo mostrato in tabella:

TIPO DI STRADA	TIPO DI VEICOLO	FORZA $A_{d,x}$ (kN)
Autostrada	Autocarri	1000
Area urbana	Autocarri	500
Cortili	Auto passeggeri	50
	Autocarri	150
Autorimesse	Auto passeggeri	40

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione  $A$  deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di ap-

plicazione della forza è pari a 0,25 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m (larghezza) e la larghezza della membratura.

Per urti di autocarri sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione  $A$  deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m (larghezza) e la larghezza della membratura.

Devono essere considerati i carichi da impatto di autocarri sugli elementi strutturali orizzontali posti al di sopra delle linee di traffico (ponti, sottovia, etc.) qualora non siano state previste adeguate misure di prevenzione e/o protezione per impedire l'impatto o comunque qualora esso sia ragionevolmente prevedibile.

Nel caso di urti di autocarri su elementi strutturali orizzontali al di sopra delle linee di traffico, la forza risultante di collisione  $A$  da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

- per gli urti sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale), i carichi di progetto  $A$  sono uguali a  $A_{d,x}$  moltiplicato per il fattore  $r$  (pari a 0,5 per altezze del sottovia fino a 5 m e decrescente linearmente da 0,5 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m);
- sull'intradosso dell'elemento strutturale si devono considerare gli stessi carichi da urto  $A$  di cui sopra con un'inclinazione verso l'alto di  $10^\circ$ .

L'area di applicazione della forza è assunta pari a 0,25 m (altezza) per 0,25 m (larghezza).

Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità veicoli con forcelle di carico ("muletto"), si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica equivalente, applicata ad un'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a

$$F = 5 W$$

essendo  $W$  il peso del muletto caricato.

#### 4.3.4.2 Traffico veicolare sopra i ponti

Nel progetto strutturale si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sulle barriere di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa è trasferita da un veicolo all'impalcato di un ponte per mezzo delle barriere di sicurezza rigide e deve essere applicata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità della barriera o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

#### 4.3.5. URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Pertanto gli elementi verticali di sostegno dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche:



- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Ulteriori prescrizioni riguardanti le geometrie delle strutture di sostegno del ponte sono indicate al paragrafo 6.3.1.2.3

#### 4.3.6. URTI DI IMBARCAZIONI

Le caratteristiche da considerare per gli urti di imbarcazioni contro costruzioni o elementi strutturali dipendono dal tipo di via d'acqua, dal tipo di imbarcazione e dal suo comportamento all'impatto, dal tipo di struttura e dalle sue caratteristiche di dissipazione dell'energia.

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti possono essere del tipo mostrato in tabella:

CLASSE IMBARCAZIONE	LUNGHEZZA (m)	MASSA (t)	FORZA $A_d$ (kN)
Piccola	50	3.000	15.000
Media	100	10.000	25.000
Grande	200	40.000	40.000
Molto grande	300	100.000	80.000

I carichi forniti corrispondono ad una velocità pari a circa 2,0 m/s

In funzione dello scenario di progetto adottato, dovranno essere considerati i possibili impatti di prua, di fiancata e di poppa. Se una parete strutturale è colpita ad un angolo  $\alpha$ , si devono considerare le seguenti forze:

- perpendicolari alla parete  $A_{d,y} = A_d \sin \alpha$
- nella direzione della parete  $A_{d,x} = f A_d \sin \alpha$

$A_d$  è la forza di collisione per  $\alpha = 90^\circ$ ;

$f$  è il coefficiente di attrito, che generalmente può essere assunto pari a 0,4.

Nei porti le forze di collisione possono essere ridotte del 50 %.

Il punto di impatto dipende dalla geometria della struttura e dalle dimensioni dell'imbarcazione.

Come linea guida, il punto di impatto più sfavorevole può essere preso fra 0,05  $L$  sotto e 0,05  $L$  sopra il livello di progetto dell'acqua. L'area di impatto è di 0,05  $L$  in altezza per 0,1  $L$  in estensione, a meno che l'elemento strutturale non sia più piccolo ( $L$  è la lunghezza della imbarcazione).

In alcune condizioni, potrebbe essere necessario considerare la possibilità che l'imbarcazione sia sollevata da un piedritto o da un blocco di fondazione e collida con colonne alla sommità delle stesse.

#### 4.3.7. URTI DI ELICOTTERI

Se in progetto è previsto il possibile atterraggio di elicotteri sulla copertura della costruzione, si deve considerare una azione accidentale per gli atterraggi di emergenza.

La forza statica equivalente di progetto è uguale a

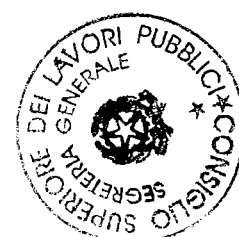
$$A_d = A \sqrt{m}$$

dove:

$$A = 100 \text{ kN ton}^{-0,5};$$

$m$  è la massa, in tonnellate, dell'aeromobile.

Si deve considerare che le azioni dell'urto possono agire su ogni parte dell'area di atterraggio come anche sulla struttura del tetto ad almeno una distanza di 7 m dai limiti dell'area di atterraggio. L'area di impatto può essere presa pari a  $2 \times 2 \text{ m}^2$ .





## 5. NORME SULLE COSTRUZIONI

Le norme disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni nei diversi materiali relativamente ai vari aspetti di metodi di calcolo, regole costruttive per la robustezza strutturale e procedure per le verifiche di sicurezza e di durabilità delle opere.

Le norme si applicano alle Classi di costruzione 1 e 2.

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il metodo di calcolo agli stati limite. Per le sole opere di classe 1 e limitatamente ai soli edifici civili che non sorgono nelle zone classificate sismiche di 1 e 2 categoria, è ammesso l'uso del metodo di verifica tensionale di cui al punto 2.8 secondo le modalità semplificate indicate nei punti 5.1.2.3, 5.1.11, 5.2.3.3 e nei relativi punti dei paragrafi 5.3 e 5.4.

### 5.1. COSTRUZIONI DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali di:

- conglomerato cementizio armato normale (cemento armato)
- conglomerato cementizio armato precompresso (cemento armato precompresso)
- conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura o non armato,

con esclusione di quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Il conglomerato cementizio è un materiale artificiale ottenuto miscelando acqua, cemento ed inerti. Gli inerti possono essere naturali od artificiali. La miscela base può essere integrata, con diverse finalità, dai cosiddetti "additivi".

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in conglomerato cementizio, questo viene titolato ed identificato mediante la resistenza convenzionale a compressione uniaassiale caratteristica, misurata su provini cubici (Paragrafo 11.1).

Sulla base della titolazione convenzionale del conglomerato mediante la resistenza cubica  $R_{ck}$  vengono definite le seguenti classi di resistenza:

CLASSE DI RESISTENZA	$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
molto bassa	$5 < R_{ck} \leq 15$
bassa	$15 < R_{ck} \leq 30$
media	$30 < R_{ck} \leq 55$
alta	$55 < R_{ck} \leq 85$

I conglomerati delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella seguente tabella:



CLASSE DI IMPIEGO		CLASSE DI RESISTENZA
A)	Per strutture in conglomerato cementizio non armato o a bassa percentuale di armatura (punto 5.1.11)	molto bassa
B)	Per strutture semplicemente armate	bassa e media
C)	Per strutture precomprese o semplicemente armate	media
D)	Per strutture semplicemente armate e/o precomprese	alta

Per le classi di resistenza molto bassa, bassa e media, la resistenza caratteristica  $R_{ck}$  deve essere controllata durante la costruzione con le modalità indicate nel capitolo 11.

Per la classe di resistenza alta, la resistenza caratteristica  $R_{ck}$  e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato, vanno accertate prima dell'inizio dei lavori e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità.

### 5.1.1. LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali del capitolo 2.

Per l'analisi strutturale sviluppata ai fini delle verifiche di sicurezza, occorre individuare modelli di calcolo che siano adeguatamente rappresentativi dell'effettivo stato di sollecitazione, tensione e deformazione della struttura negli stati limite considerati. Se necessario, quindi, i modelli di calcolo possono variare in funzione della situazione di progetto in esame (persistente, transitoria, eccezionale), dello stato limite considerato e delle particolari combinazioni adottate per le azioni.

È compito del Progettista individuare le combinazioni delle azioni (carichi, distorsioni, difetti di esecuzione, ecc.) che portano ogni singolo elemento strutturale in condizioni critiche in relazione alle verifiche di sicurezza e funzionalità relative ai vari stati limite che devono essere esaminati.

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi, secondo quanto indicato nel par. 2.7.1, devono essere condotte con riferimento alle seguenti situazioni di progetto:

1. situazione persistente (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi nella maggior parte della sua vita utile);
2. situazione transitoria (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in una parte limitata della sua vita utile, ad esempio durante le fasi di costruzione, qualora tale situazione sia significativa);
3. situazione accidentale (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in seguito ad eventi eccezionali in genere caratterizzati da bassa probabilità di occorrenza ma da significativi effetti sulla struttura, ad esempio incendio, urti, scoppi, ecc.).

Le verifiche di cui al punto 1 devono essere condotte per ogni costruzione.

Le verifiche di cui ai punti 2 e 3 vanno condotte qualora necessarie in relazione all'importanza, alla destinazione d'uso e alle caratteristiche della costruzione.

Le verifiche di sicurezza agli stati limite di esercizio specifiche per le strutture di conglomerato devono comprendere:



- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda il progressivo degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il Committente ed il Progettista, di concerto, devono individuare le prestazioni funzionali che la struttura deve garantire nelle condizioni di esercizio, in relazione all'importanza, alla destinazione d'uso e alle caratteristiche della costruzione.

Per ogni costruzione, devono essere sviluppate obbligatoriamente le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio.

Per ogni elemento strutturale, devono essere sviluppate le verifiche di sicurezza nei confronti del conglomerato, dell'acciaio e dell'aderenza tra acciaio e conglomerato e deve essere garantita una adeguata durabilità, come previsto nel par. 2.1.

### 5.1.2. VERIFICHE PER SITUAZIONI PERSISTENTI CON IL METODO DEI COEFFICIENTI PARZIALI

Le verifiche agli stati limite vengono condotte sia nei riguardi degli stati limite di esercizio che ultimi, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze.

#### 5.1.2.1. Verifiche agli stati limite ultimi

##### 5.1.2.1.1. GENERALITÀ

Definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo,  $F_d$ ), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo,  $E_d$ ) nei vari elementi strutturali.

Per ogni elemento strutturale sono valutate le resistenze (resistenze di calcolo,  $R_d$ ).

La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$R_d \geq E_d$$

##### 5.1.2.1.2. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo  $F_d$  si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

dove:



- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della  $j$ -esima azione permanente (peso proprio, carichi permanenti portati, precompressione, ecc);
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$  rappresenta il valori caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;
- $P_{kh}$  rappresenta il valore caratteristico della  $h$ -esima deformazione impresse (effetto della temperatura, deformazione del terreno, viscosità, ritiro, etc);
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$  rappresentano i coefficienti parziali;
- $\gamma_E$  rappresentano i coefficienti di modello delle azioni;
- $\psi_{0i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Nello spirito del terzo comma del punto 5.1.1, è compito del Progettista identificare il numero delle azioni di calcolo  $F_d$  (combinazioni) da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

I valori dei coefficienti parziali e di modello sono riportati nelle seguenti tabelle. I coefficienti parziali di amplificazione o riduzione sono riferiti ai casi in cui l'azione considerata è rispettivamente a sfavore o a favore della sicurezza.

**Tabella 5.1-I**

	Azioni generiche		Azioni naturali	
	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
$\gamma_{Gj}$	1,4	0,9	1,4	0,9
$\gamma_{Qi}$	1,5	0	Da determinarsi in relazione a quanto indicato nei punti specifici	0
$\gamma_{Ph}$	1,2	0,9	1,2	0,9

**Tabella 5.1-II**

$\gamma_{EGj}$	1
$\gamma_{EQi}$	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
$\gamma_{EPH}$	1

Per gli edifici civili, in mancanza di studi specifici ed adeguati alla costruzione in esame, si possono attribuire ai coefficienti di combinazione  $\psi_{0i}$  i valori della tabella 5.1-III (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano le specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.1-III

Azione	$\psi_{0i}$
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,7
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7
magazzini, depositi	1,0
variazioni termiche	0,6
vento	0,6
neve	0,6

Per le altre tipologie costruttive (ponti, gallerie, edifici industriali ecc.) competerà al Committente ed al Progettista, di concerto, la definizione dei valori di  $\psi$ .

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se il suo effetto aumenta la sicurezza della struttura.

#### 5.1.2.1.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E DELLE DEFORMAZIONI

Il calcolo degli effetti delle azioni può essere effettuato, secondo quanto stabilito al punto 2.3 delle presenti norme ipotizzando sia modelli elastici lineari, sia modelli non lineari. Il calcolo non lineare deve procedere attraverso la definizione dei legami tensione-deformazioni, momenti-curvature e momenti-rotazioni, tenendo conto della fessurazione.

È ammissibile anche la verifica mediante metodi rigido-plastici, metodi delle cerniere plastiche per gli elementi monodimensionali, ovvero metodi delle linee plastiche per gli elementi bidimensionali. L'applicazione di tali metodi semplificati richiede sempre il controllo della duttilità.

#### 5.1.2.1.4. LE RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

In accordo con il Capitolo 11, le resistenze di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, conglomerato cementizio ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale,

$\gamma_m$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

##### 5.1.2.1.4.1. Resistenza di calcolo a compressione del conglomerato cementizio

Per il conglomerato cementizio la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , vale:

$$f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio

$R_{ck}$  è la resistenza caratteristica cubica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni,

Il coefficiente  $\gamma_{m,c}$  è pari ad 1,9.



Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con spessori minori di 50 mm, il coefficiente  $\gamma_{m,c}$  va moltiplicato per il coefficiente di modello  $\gamma_{Rd} = 1,25$ .

Per elementi prefabbricati prodotti con processo industrializzato e procedura di controllo di qualità del Direttore dei Lavori del Committente,  $\gamma_{m,c}$  può essere moltiplicato per il coefficiente riduttivo  $\gamma_r = 0,9$ .

#### **5.1.2.1.4.2. Resistenza di calcolo a trazione del conglomerato cementizio**

La resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}$ , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio,

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del conglomerato.

Il coefficiente  $\gamma_{m,c}$  assume il valore 1,6.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con spessori minori di 50 mm, il coefficiente  $\gamma_{m,c}$  va moltiplicato per il coefficiente di modello  $\gamma_{Rd} = 1,25$ .

Per elementi prefabbricati prodotti con processo industrializzato e procedura di controllo di qualità del Direttore dei Lavori del Committente,  $\gamma_{m,c}$  può essere moltiplicato per il coefficiente riduttivo  $\gamma_r = 0,9$ .

#### **5.1.2.1.4.3. Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio**

La tensione di snervamento di calcolo,  $f_{yd}$ , vale:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$$

dove:

$\gamma_{m,s}$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio,

$f_{yk}$  per armatura lenta è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, per armature da precompressione la tensione convenzionale caratteristica di snervamento è data, a seconda del tipo di prodotto, da  $f_{pyk}$  (barre),  $f_{p(0,1)k}$  (fili),

$f_{p(1)k}$  (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tabella 11.2.VI.

Il coefficiente  $\gamma_{m,s}$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

#### **5.1.2.1.4.4. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-conglomerato cementizio**

La tensione tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio,

$f_{bk}$  è la tensione tangenziale caratteristica di aderenza valutata mediante prove sperimentali.

Il coefficiente  $\gamma_{m,c}$  assume il valore 1,6.

Nel caso di armature molto addensate, copriferri ridotti, ancoraggi in zona di calcestruzzo teso,  $\gamma_{m,c}$  va moltiplicato per il coefficiente di modello  $\gamma_{Rd} = 1,5$ .

#### 5.1.2.1.5. CALCOLO DELLE RESISTENZE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI DI SFORZO NORMALE E FLESSIONE (ELEMENTI MONODIMENSIONALI)

##### 5.1.2.1.5.1. Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da conglomerato cementizio di classe di resistenza alta, per la valutazione delle capacità prestazionali ultime delle sezioni di elementi monodimensionale nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e conglomerato cementizio;
- resistenza a trazione del conglomerato cementizio nulla;
- deformazione massima del conglomerato cementizio compresso pari a  $\varepsilon_{cu2}$  nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro che interseca la sezione; esso si assume variabile dal valore predetto a  $\varepsilon_{c2}$  quando l'asse neutro è esterno alla sezione e, al limite, la sua distanza dal baricentro della sezione tende all'infinito (compressione semplice). I valori di deformazione  $\varepsilon_{c2}$  e  $\varepsilon_{cu2}$  sono riportati in tabella 5.1-IV per le diverse tipologie di conglomerato cementizio;
- deformazione massima dell'armatura tesa (valutata a partire dalla decompressione del conglomerato cementizio nel caso di armature di precompressione) pari a +10 ‰;
- resistenza massima del conglomerato  $f_{cd}$ .

Tabella 5.1-IV

Resistenza del conglomerato cementizio	$\varepsilon_{c2}$	$\varepsilon_{cu2}$
Alta	2,4 ‰	2,7 ‰
Molto Bassa, Bassa e Media	2,0 ‰	3,5 ‰

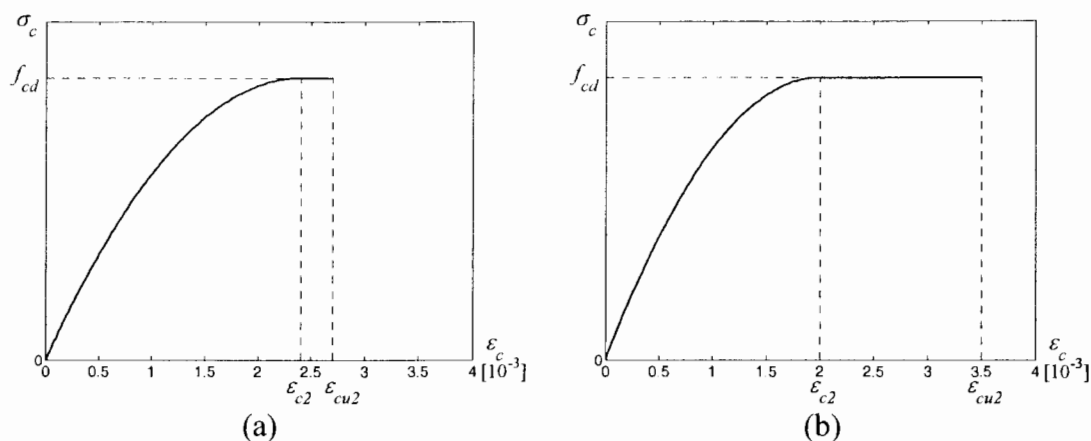
##### 5.1.2.1.5.2. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del conglomerato cementizio

È possibile adottare il diagramma parabola-rettangolo, rappresentato in fig. 5.1.1, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa  $\varepsilon_{c2}$ , l'estremità del segmento ha ascissa  $\varepsilon_{cu2}$ . L'ordinata massima del diagramma è pari a  $f_{cd}$ .

Si può altresì assumere una equivalente distribuzione rettangolare delle tensioni.

Altre relazioni sforzo-deformazione potranno essere utilizzate, se più adeguatamente rappresentative del comportamento del conglomerato considerato.





**Figura 5.1.1.** - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio: (a) alta resistenza, (b) molto bassa, bassa e media resistenza.

### 5.1.2.1.5.3. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

È possibile adottare quale diagramma di calcolo tensione-deformazione uno dei due diagrammi rappresentati in figura 5.1.2 (riferiti alla tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd}$ , di un acciaio ordinario o di un acciaio per precompressione). Tali diagrammi si ottengono a partire dai diagrammi caratteristici, secondo le modalità indicate nella figura 5.1.2, dove:

$$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} \quad \text{deformazione ultima di progetto;}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{tensione di snervamento di progetto.}$$

Il diagramma caratteristico è determinato dai seguenti parametri:

- $f_{yk}$  tensione caratteristica di snervamento;
- $k$  rapporto tra la tensione caratteristica di picco e la tensione caratteristica di snervamento;
- $E_s$  modulo elastico dell'acciaio;
- $\varepsilon_{uk}$  deformazione in corrispondenza del picco di tensione.

La figura 5.1.3 mostra come ottenere il diagramma caratteristico a partire dal diagramma tensione-deformazione per acciai a snervamento definito, mentre la figura 5.1.4 mostra come ottenere il diagramma caratteristico a partire dal diagramma tensione-deformazione per acciai a snervamento non definito (es. acciai per precompressione).

Altre relazioni sforzo-deformazione potranno essere utilizzate, se più adeguatamente rappresentative del comportamento dell'acciaio considerato.

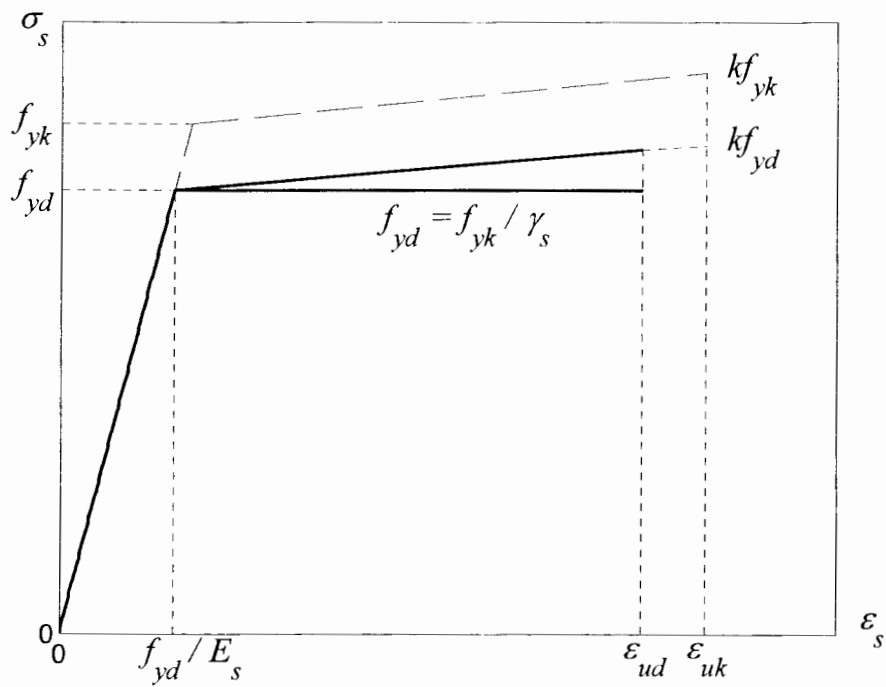


Figura 5.1.2. - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione per l'acciaio (linee continue) e diagramma caratteristico (linea tratteggiata).

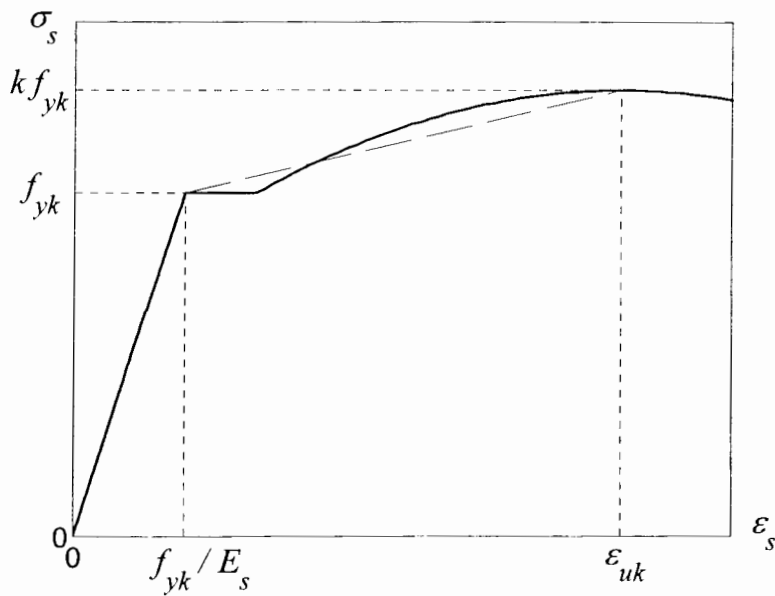
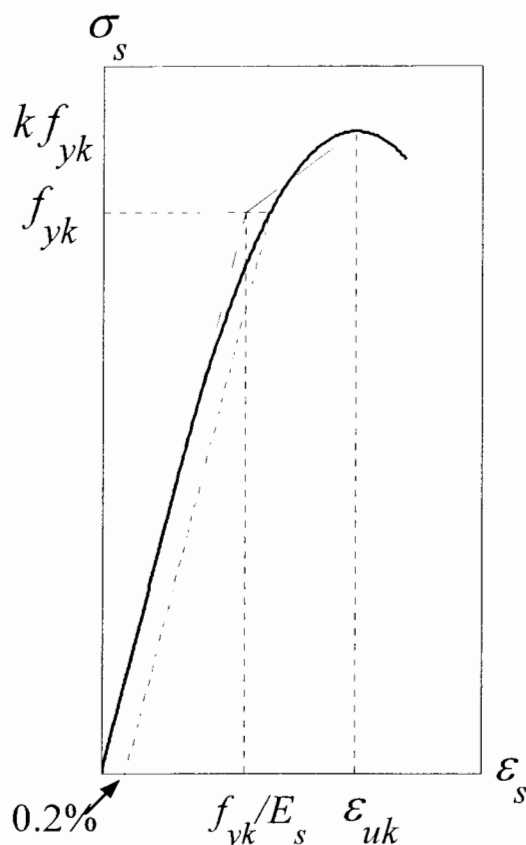


Figura 5.1.3. - Diagramma tensione/deformazione per acciaio a snervamento definito (linea continua) e relativo diagramma caratteristico (linea tratteggiata).





**Figura 5.1.4.** - Diagramma tensione/deformazione per acciaio a snervamento non definito (linea continua) e relativo diagramma caratteristico (linea tratteggiata).

**5.1.2.1.6.** CALCOLO DELLE RESISTENZE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI  
 Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da conglomerato cementizio di classe di resistenza alta, per la valutazione delle capacità prestazionali ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti, si devono prendere in esame i seguenti punti.

**5.1.2.1.6.1. Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

È consentito l'impiego di solette, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo d'anima. Si farà riferimento allo stato fessurato per momento flettente laddove le tensioni di trazione da questo provocate siano superiori a  $f_{ctd}$  o con riferimento allo stato non fessurato in caso contrario.

In presenza di significativi sforzi di trazione la resistenza a taglio è da considerarsi nulla e non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione e trazione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle lesioni rispetto all'asse della trave. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.



### 5.1.2.1.6.2. Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, le bielle di conglomerato cementizio in corrispondenza sia del corrente compresso che dei puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  delle bielle compresse (puntoni in conglomerato cementizio) rispetto all'asse delle armature longitudinali deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

L'utilizzo di una inclinazione diversa da quelle contemplate dalla limitazione precedente deve essere adeguatamente giustificata sulla base di studi di comprovata affidabilità tecnica e scientifica.

In presenza di significativo sforzo normale, ad esempio conseguente alla precompressione, in regime fessurato occorre fare riferimento ad un adeguato valore di  $\theta$ .

Si devono condurre le verifiche sia nei riguardi della sollecitazione di trazione nelle armature che di compressione nei puntoni inclinati di conglomerato cementizio.

### 5.1.2.1.6.3. Casi particolari

#### COMPONENTI TRASVERSALI

Nel caso di elementi ad altezza variabile o con cavi inclinati, il taglio di calcolo viene assunto pari a:

$$V_{sd} = V_d + V_{md} + V_{pd}$$

dove:

$V_d$  = taglio dei carichi esterni di calcolo;

$V_{md}$  = componenti di taglio dovute all'inclinazione dei lembi della membratura;

$V_{pd}$  = componente di taglio dovuta allo sforzo di precompressione di calcolo.

#### CARICHI IN PROSSIMITÀ DEGLI APPOGGI

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza  $a_v \leq 2d$  dall'appoggio stesso si potrà ridurre nel rapporto  $a_v/2d$ , con l'osservanza delle seguenti prescrizioni:

- nel caso di appoggio di estremità, l'armatura di trazione necessaria nella sezione ove è applicato il carico più vicino all'appoggio sia prolungata e ancorata al di là dell'asse teorico di appoggio;
- nel caso di appoggio intermedio l'armatura di trazione all'appoggio sia prolungata sin dove necessario e comunque fino alla sezione ove è applicato il carico più lontano compreso nella zona con  $a_v \leq 2d$ .

#### CARICHI APPESI O INDIRETTI

Se per particolari modalità di applicazione dei carichi gli sforzi degli elementi tesi del traliccio risultano incrementati, le armature dovranno essere opportunamente adeguate.

### 5.1.2.1.6.4. Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si deve verificare la lastra nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F = 0,5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

dove:

$h$  è lo spessore della lastra;

$u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a  $45^\circ$  sull'intero spessore della lastra;

$f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura, considerata lavorante alla sua resistenza di calcolo.

#### 5.1.2.1.7. CALCOLO DELLE RESISTENZE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TORCENTI

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono, è necessario condurre la verifica nei riguardi delle sollecitazioni torcenti sia agli stati limite ultimi che di esercizio. Qualora, invece, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario condurre le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo, ma quelle nei riguardi dello stato limite di fessurazione.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio tubolare isostatico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di conglomerato cementizio.

Nel caso di elementi per i quali lo schema resistente di traliccio tubolare non sia applicabile, quali gli elementi a pareti sottili a sezione aperta, dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

#### **Sollecitazioni composte**

##### a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa a causa della sollecitazione flettente, l'armatura longitudinale di torsione va di regola aggiunta a quella richiesta per resistere alla flessione e agli sforzi normali;
- nella zona compressa a causa della sollecitazione flettente, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel conglomerato cementizio dovuta alla flessione, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

##### b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato conglomerato, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse

di conglomerato cementizio. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Sd}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,c}} \leq 1$$

dove:

- $T_{Sd}$  è il momento torcente di calcolo;
- $T_{Rd,c}$  è il momento torcente resistente di calcolo;
- $V_{Sd}$  è il taglio di calcolo;
- $V_{Rd,c}$  è il taglio resistente di calcolo.

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio.

L'angolo  $\theta$  delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto uguale per le due verifiche di taglio e torsione.

Le armature longitudinali possono essere calcolate con riferimento alla sola verifica nei riguardi della sollecitazione torcente.

#### 5.1.2.1.8. CALCOLO DELLE RESISTENZE PER ELEMENTI TOZZI, NELLE ZONE DIFFUSIVE E NEI NODI

Per gli elementi per cui non valgono i modelli cinematici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature ( $R_s$ );
- resistenza dei puntoni di conglomerato cementizio compresso ( $R_c$ );
- ancoraggio delle armature ( $R_b$ ).

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze  $R_b > R_c > R_s$ .

Per la valutazione della resistenza dei puntoni di conglomerato, si terrà conto della presenza di stati di sforzo pluriassiali.

Si dovrà altresì considerare la disposizione di opportuna armatura secondaria al fine di consentire lo sviluppo del meccanismo tiranti-puntoni considerato.

Particolare cautela dovrà essere usata nel caso di schemi iperstatici, che presentano meccanismi resistenti in parallelo.

#### 5.1.2.1.9. INDICAZIONI SPECIFICHE RELATIVE A PILASTRI

##### 5.1.2.1.9.1. *Pilastri cerchiati*

Per elementi prevalentemente compressi, armati con barre longitudinali disposte lungo una circonferenza e racchiuse da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro inscritto dal nucleo cerchiato, la resistenza allo stato limite ultimo si calcola sommando i contributi della sezione di conglomerato cementizio del nucleo moltiplicato per un coefficiente di modello  $\gamma_{Em} = 1,3$  e dell'acciaio longitudinale.



### 5.1.2.1.9.2. Verifiche di stabilità per elementi snelli

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte tenendo adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle eventuali deformazioni viscosse per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere con adeguatezza gli effetti della fessurazione. A favore di sicurezza il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

È ammesso valutare gli effetti del secondo ordine quali si verificano in una colonna definita "colonna modello": una colonna soggetta a sforzo normale costante, in condizioni per cui sia ben approssimata la valutazione dello spostamento laterale  $\delta$  attraverso la seguente espressione:  $\delta = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{10}$ ; con  $\left(\frac{1}{r}\right)$  curvatura effettiva della sezione critica.

Detto  $M_{Rd}$  il momento resistente di calcolo della sezione critica, si individua  $M_{1Rd}$  come momento resistente del primo ordine disponibile per l'assorbimento della sollecitazione di calcolo, là dove la differenza fra l'ordinata della curva  $M_{Rd} - 1/r$ , tracciata per lo sforzo normale agente di calcolo  $N_d$  e quella della retta rappresentativa dell'effetto del secondo ordine  $N_d \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{10}$ , raggiunge il suo massimo valore.

### 5.1.2.1.10. VERIFICHE DELL'ADERENZA DELLE BARRE DI ACCIAIO CON IL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali adeguate armature trasversali e di confinamento.

L'ancoraggio delle barre può venire utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno pari ad almeno 6 diametri e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. È ammessa l'omissione degli uncini, ma in tal caso la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri con un minimo di 150 mm.

Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

### 5.1.2.1.11. VERIFICHE A FATICA

In presenza di azioni cicliche che, per numero dei cicli e per ampiezza della variazione dello stato tensionale ( $\sigma_{\min} < \frac{2}{3} \sigma_{\max}$ ), possono provocare fenomeni di fatica:

- le resistenze di calcolo per il conglomerato cementizio vanno ridotte come segue:

$$\bar{f}_{cd} = \frac{f_{cd}}{1,4}$$

- le resistenze di calcolo per l'acciaio vanno ridotte come segue

$$\bar{f}_{yd} = 0,7 \cdot f_{yd} \cdot \left(1 + 0,5 \cdot \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right)$$

dove  $f_{cd}$  e  $f_{yd}$  si intendono opportunamente scelte in funzione dell'azione considerata.

Quando il fenomeno di fatica assume aspetti rilevanti (ponti stradali o ferroviari, alte antenne sottoposte all'azione del vento, ecc.) la resistenza di calcolo a compressione o trazione, il modulo all'origine ed il diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  andranno definiti attraverso le curve di Wöhler e prove sui provini affaticati. Quando il numero dei cicli previsti nella vita di servizio supera  $10^7$  cicli, il valore di calcolo  $f_k$  sarà quello corrispondente a  $10^7$  di cicli nel range di calcolo corrispondente.

### 5.1.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

#### 5.1.2.2.1. GENERALITÀ

È compito del Progettista delle strutture, di concerto con il Committente, individuare le prestazioni che la struttura deve garantire in esercizio, in particolare con riferimento alla durabilità dell'opera secondo quanto indicato al punto 2.7.2.

Le azioni sulla struttura devono essere scelte con intensità, distribuzione e caratteristiche il più possibile aderenti alla situazione della struttura in esercizio, nonché critiche per il tipo di prestazione che si intende analizzare.

Per le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali si può fare riferimento, in fase di progettazione, ai valori medi definiti nei capitoli appositi della presente normativa o a valori dedotti dalla letteratura tecnica consolidata.

Si devono effettuare, di regola, le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda il progressivo degrado delle caratteristiche meccaniche quali la rigidità.

per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.

#### 5.1.2.2.2. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo  $F_d$  si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione:

combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

dove:



$G_{kj}$ ,  $P_{kh}$ ,  $Q_{k1}$ ,  $Q_{ki}$  sono definiti al punto 5.1.2.1.2;

$\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ,  $\gamma_P$  rappresentano i coefficienti parziali, così come definiti nella tabella 5.1-V;

$\gamma_E$  rappresentano i coefficienti di modello delle azioni, così come definiti nella tabella 5.1-VI;

$\psi_{1i}$  sono i coefficienti atti a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito;

$\psi_{2i}$  sono i coefficienti atti a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito.

Nello spirito del terzo comma del punto 5.1.1, è compito del Progettista identificare il numero delle azioni di calcolo  $F_d$  (combinazioni) da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

**Tabella 5.1-V**

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
$\gamma_{Gj}$	1,0	0,9
$\gamma_{Qi}$	1,0	0
$\gamma_{Ph}$	1,0	0,9

**Tabella 5.1-VI**

$\gamma_{EGj}$	1
$\gamma_{EQi}$	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
$\gamma_{EPH}$	1

Per gli edifici di civile abitazione e per i carichi variabili, in mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti  $\psi_{0i}$  i valori indicati nella Tab. 5.1-IV e ai coefficienti  $\psi_{1i}$  e  $\psi_{2i}$  i valori di seguito riportati (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano le specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

**Tabella 5.1-VII**

Azione	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,5	0,3
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,6
magazzini, depositi	0,9	0,8
vento	0,2	0
neve	0,3	0,1

Per tutte le azioni variabili non contemplate nella Tabella 5.1-VII, si deve assumere  $\psi = 1,0$ .

Per le deformazioni imposte di carattere ambientale o naturale si deve assumere  $\psi = 1,0$ .  
È opportuno sottolineare come, nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio, tra le azioni variabili da prendere in considerazione debbano essere contemplate anche le azioni di tipo ambientale, quali, ad esempio, l'effetto di agenti chimico-fisici, facendo riferimento (per l'individuazione delle varie azioni) a quanto indicato in apposita letteratura tecnica.

#### 5.1.2.2.3. ANALISI DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO

Le richieste delle prestazioni attese nelle strutture sono molteplici e variano in funzione della struttura e della destinazione d'uso. Per le costruzioni civili ed industriali di tipo corrente, in assenza di richieste prestazionali definite in normative specifiche, si può fare riferimento alle prescrizioni di seguito riportate.

#### 5.1.2.2.4. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso.

Dovranno essere rispettate le limitazioni  $\Delta$  indicate nella tabella 5.1-VIII e valide per combinazioni di carico frequenti.

**Tabella 5.1-VIII**

	$\delta_1 + \delta_2 \leq$	$\delta_2 \leq$	$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \leq$
solette, piastre, solai	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta_3$
travi	$\Delta_{1t}$	$\Delta_{2t}$	$\Delta_{3t}$

In cui:

- $\delta_1$  è l'inflessione dovuta ai carichi permanenti,
- $\delta_2$  è l'inflessione dovuta ai sovraccarichi variabili,
- $\delta_3$  è l'inflessione dovuta alle deformazioni viscosse.

I valori di  $\Delta$  sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. Il Committente e il Progettista, di concerto, possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

#### 5.1.2.2.5. VERIFICHE DI VIBRAZIONE

Risulta opportuno effettuare verifiche di vibrazione:

- al fine di assicurare accettabili livelli di confort (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti)
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali.
- In tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto



### 5.1.2.2.6. VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con conglomerato cementizio di buone qualità, compattezza, bassa porosità e permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

#### 5.1.2.2.6.1. Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

#### 5.1.2.2.6.2. Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti;
- combinazioni rare.

#### 5.1.2.2.6.3. Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 5.1.-IX.

**Tabella 5.1-IX** – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	Tutte le situazioni escluse le successive.
Aggressive	Ambiente aggressivo per cause naturali, caratterizzato da elevata umidità, scarso o nullo soleggiamento.
Molto aggressive	Ambiente molto aggressivo per cause antropiche, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi, ambiente marino.

#### 5.1.2.2.6.4. Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:



- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai ordinari e gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto).

Appartengono al secondo gruppo gli acciai zincati ed inossidabili.

#### 5.1.2.2.6.5. Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella 5.1-X sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Nel caso della precompressione parziale è richiesta la verifica allo stato limite di decompressione per la combinazione di azioni quasi permanente e la verifica allo stato limite di apertura delle fessure per le combinazioni di azioni frequente e rara.

L'impiego della precompressione parziale, a causa della fessurazione della sezione in condizioni di esercizio, è soggetto a particolari limitazioni, nel seguito specificate.

Tabella 5.1-X

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al punto 5.1.2.2.6.1., il valore di calcolo  $w_d$ , è definito al punto 5.1.2.2.6.6.

#### 5.1.2.2.6.6. Verifiche allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni che provocano tensioni normali

##### STATO LIMITE DI DECOMPRESSIONE E DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Nel caso della precompressione parziale la sezione deve risultare totalmente compressa per la combinazione di azioni quasi permanente.

##### STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1, w_2, w_3$  secondo quanto riportato nella tabella 5.1-X.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$



Le indicazioni di cui sopra si possono applicare anche al calcolo delle aperture delle fessure provocate da stati di coazione ed alla verifica delle condizioni di fessurazione dell'anima delle travi alte.

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.  $\varepsilon_{sm}$  può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:  $\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ , con  $\sigma_s$  tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed  $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio.

#### 5.1.2.2.7. VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Se nelle verifiche agli stati limite ultimi si sono sviluppati calcoli non lineari può essere necessario svolgere i controlli riportati nel presente punto.

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

##### 5.1.2.2.7.1. *Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Ec}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$  viene adottato in conformità con quanto indicato nella tabella 5.1-XI (punto 5.1.8.1.7)

NB: Per spessori di conglomerato cementizio minori di 50 mm, i valori  $\gamma_{m,c}$  vanno moltiplicati per il coefficiente  $\gamma_{Rd} = 1,25$ .

##### 5.1.2.2.7.2. *Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al capitolo 11 delle presenti norme, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq \frac{f_{yk}}{1,25}$$

dove:

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

### 5.1.2.3. Metodi di verifica semplificati

Il Progettista deve prestare particolare attenzione al soddisfacimento delle ipotesi assunte alla base dei metodi tensionali di cui al punto 2.8 e, in particolare, all'ipotesi di linearità tra le azioni applicate e le sollecitazioni.

#### 5.1.2.3.1. MODALITÀ DI VERIFICA SEMPLIFICATE

Per ogni elemento strutturale e per le varie e più gravose combinazioni delle azioni rare:

- si devono calcolare le massime tensioni nel conglomerato cementizio e nell'acciaio e si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati (verifica del conglomerato cementizio e verifica dell'acciaio, punto 5.1.2.3.4);
- si deve inoltre verificare l'aderenza delle armature al conglomerato cementizio così come indicato nel seguito (punto 5.1.2.3.4.4).

#### 5.1.2.3.2. IPOTESI DI CALCOLO

Le analisi vengono condotte sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- comportamento elastico lineare della struttura e dei materiali;
- perfetta aderenza acciaio – conglomerato cementizio;
- omogeneizzazione acciaio-conglomerato cementizio mediante il coefficiente  $n = E_s/E_c$ , convenzionalmente assunto pari a 15;
- resistenza nulla a trazione del conglomerato cementizio.

#### 5.1.2.3.3. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni (carichi, distorsioni, variazioni termiche) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni devono essere combinate come di seguito indicato:

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l P_{kh}$$

dove:

$F_d$  rappresenta la combinazione di carico;

i simboli  $+$  e  $\sum$  indicano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi;

$G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico (o nominale) della  $j$ -esima azione permanente;

$P_{kh}$  rappresenta il valore caratteristico della  $h$ -esima forza di precompressione;

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_{Qi}$  da assumere uguali ad 1, uguali a 0 solo nel caso in cui il contributo del carico variabile sia a favore di sicurezza;



$\psi_{0i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Nello spirito del terzo comma del punto 5.1.1, è compito del Progettista identificare il numero delle combinazioni  $F_d$  da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

In mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti  $\psi_{0i}$  i valori indicati in Tabella 5.1-III.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

#### 5.1.2.3.4. LE RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

##### 5.1.2.3.4.1. Tensioni normali di compressione ammissibili nel conglomerato

Per calcestruzzi strutturali, la tensione normale ammissibile  $\bar{\sigma}_c$  vale:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}}$$

dove di norma  $\gamma_{m,c} = 3,2$ .

Nel caso di solette o elementi con spessore minore di 50 mm  $\gamma_{m,c} = 4,6$ .

Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.

Nel caso di calcolo mediante modelli tirante-puntone, nelle verifiche delle bielle di conglomerato cementizio, le compressioni devono essere limitate al 70% di  $\bar{\sigma}_c$ .

##### 5.1.2.3.4.2. Tensioni tangenziali ammissibili nel conglomerato cementizio

Le tensioni tangenziali vanno calcolate con riferimento alla sezione parzializzata.

In assenza di sforzo normale, non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato cementizio, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano il valore di  $\bar{\tau}_{c0}$  ottenuto con l'espressione:

$$\bar{\tau}_{c0} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:  $\gamma_{m,c} = 3,2$ .

In presenza di sforzo normale di compressione, si deve verificare che la tensione principale di trazione sia inferiore alla tensione limite  $\bar{\tau}_{c0}$ .

Con significativo sforzo normale di trazione, in assenza di armature a taglio, la resistenza a taglio è da considerarsi nulla.

Quando le tensioni tangenziali superano  $\bar{\tau}_{c0}$ , gli sforzi di taglio devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 60% dello sforzo globale di scorrimento. Per il calcolo delle armature si può fare riferimento alla

analogia classica del traliccio, supponendo che le bielle compresse (punti in conglomerato cementizio) si formino con un angolo  $\theta = 45^\circ$  rispetto all'asse delle armature longitudinali.

In assenza di sforzo normale, la massima tensione tangenziale non deve superare il valore:

$$\bar{\tau}_{c1} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Rd}}$$

dove:

$\gamma_{m,c} = 3,2$  è il coefficiente parziale di sicurezza;

$\gamma_{Rd} = 3,75$  è il coefficiente di modello.

In presenza di sforzo normale di compressione, si deve verificare che la tensione principale di compressione sia inferiore alla tensione limite  $\bar{\tau}_{c1}$ .

#### 5.1.2.3.4.3. Tensioni ammissibili negli acciai

Per acciai aventi caratteristiche corrispondenti a quanto indicato nel capitolo 11 delle presenti norme si adotta la seguente tensione ammissibile:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$$

dove:

$\gamma_{m,s} = 1,6$  per calcestruzzi con resistenza caratteristica superiore o uguale a 25 N/mm<sup>2</sup>;

$\gamma_{m,s} = 2,4$  per calcestruzzi di resistenza caratteristica inferiore a 25 N/mm<sup>2</sup>.

Per strutture in ambiente aggressivo, si deve effettuare la verifica di fessurazione.

#### 5.1.2.3.4.4. Aderenza tra acciaio e conglomerato cementizio

Per l'aderenza tra acciaio e conglomerato cementizio, di caratteristiche corrispondenti a quanto indicato nel capitolo 11 delle presenti norme, si adotta il seguente valore medio della tensione tangenziale di aderenza ammissibile:

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_b &= 3.0 \cdot \bar{\tau}_{c0} && \text{per ancoraggi in zona compressa} \\ \bar{\tau}_b &= 1.5 \cdot \bar{\tau}_{c0} && \text{per ancoraggi in zona tesa} \end{aligned}$$

Per quanto riguarda le verifiche di ancoraggio delle barre di acciaio al conglomerato cementizio, valgono le specifiche riportate al punto 5.1.2.1.10.

### 5.1.3. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate dal Progettista in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.



### 5.1.4. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ACCIDENTALI

Per le verifiche relative a situazioni progettuali accidentali (incendio, esplosioni, urti, etc.), il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante l'individuazione di scenari di danno.

Per le azioni e le loro combinazioni, si rimanda al punto 5.1.2.1.2, dove i coefficienti parziali  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ,  $\gamma_P$  assumono i seguenti valori:

	Azioni accidentali	
	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
$\gamma_{Gj}$	1,0	0,9
$\gamma_{Qi}$	1,0	0
$\gamma_{Ph}$	1,0	0,9

Le resistenze di calcolo del calcestruzzo e dell'aderenza acciaio-calcestruzzo riferite ad uno specifico scenario di contingenza si ottengono dagli specifici valori caratteristici, divisi per il coefficiente parziale  $\gamma_{m,c}$  che assume i seguenti valori:

- situazioni accidentali (quali esplosioni, urti, ...) 1,2
- incendio 1,0

Le resistenze di calcolo dell'acciaio riferite ad uno specifico scenario di contingenza si ottengono dagli specifici valori caratteristici, divisi per il coefficiente parziale  $\gamma_{m,s}$  che assume i seguenti valori:

- situazioni accidentali (quali esplosioni, urti, ...) 1,0
- incendio 1,0

Per la valutazione delle resistenze degli elementi strutturali, si rimanda ai punti 5.1.2.1.5, 5.1.2.1.6, 5.1.2.1.7, 5.1.2.1.8, 5.1.2.1.9 e 5.1.2.1.10.

### 5.1.5. VERIFICHE MEDIANTE PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI

#### 5.1.5.1. Prove su strutture o elementi campione

La resistenza di elementi strutturali completi può essere misurata attraverso prove su elementi strutturali campione. Dai risultati delle prove verrà ricavato il valore caratteristico delle resistenze ultime dell'elemento strutturale.

La verifica di sicurezza consisterà nel controllare che:

$$\frac{R_{ks}}{\gamma_{m,c}\gamma_{mE}} > E_d$$

Se la resistenza ultima del campione viene raggiunta per rottura del conglomerato:

$$\gamma_{m,c} = 1,6 \quad \text{e} \quad \gamma_{mE} = 0,9$$

Se la resistenza ultima del campione viene raggiunta per rottura dell'acciaio:

$$\gamma_{m,s} = 1,15 \quad \text{e} \quad \gamma_{mE} = 0,9$$

Le prove su modelli possono essere utilizzate quando la modellazione teorica del comportamento strutturale assume aspetti di onerosa complessità ovvero di inattendibilità dei risultati.

## 5.1.6. ROBUSTEZZA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI

### 5.1.6.1. Elementi monodimensionali: Travi e pilastri

Nei punti seguenti ci si riferisce a travi e pilastri con sezioni di forma qualsiasi, piena o cava, per le quali sia plausibile l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di configurazione trasversale indeformata sotto l'azione dei carichi.

#### 5.1.6.1.1. ARMATURA LONGITUDINALE

Gli elementi strutturali debbono possedere una sufficiente robustezza. Per gli elementi strutturali delle costruzioni civili consistenti in travi, pilastri ecc., l'armatura parallela all'asse dell'elemento non deve essere inferiore allo 0,3% dell'area totale della sezione di conglomerato cementizio, opportunamente distribuita sulla sezione in funzione del tipo di sollecitazione prevalente.

Nelle sezioni a spigoli vivi, occorrerà disporre una barra longitudinale in corrispondenza di ciascuno spigolo. Per le sezioni a perimetro continuo, le barre longitudinali non potranno avere interassi maggiori di 200 mm.

Per le strutture in zona sismica, il rapporto tra le aree delle armature longitudinali ai due lembi, non può essere inferiore a 0,5.

#### 5.1.6.1.2. TRAVI: ARMATURA TRASVERSALE, ARMATURA A TAGLIO E A TORSIONE

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituite da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque interasse non inferiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

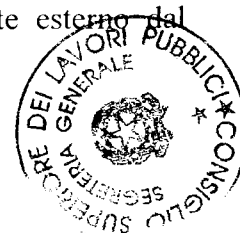
In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio, per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione da ciascuna parte del carico concentrato, il passo delle staffe non dovrà superare il valore  $12 \Phi_l$ , essendo  $\Phi_l$  il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

In presenza di significative sollecitazioni torsionali dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a  $2,0 b \text{ mm}^2$ , essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima misurata in millimetri; il passo delle staffe non dovrà superare  $1/8$  della lunghezza della linea media della sezione anulare resistente e comunque non superiore a 200 mm.

Per le strutture in zona sismica, e per una distanza da un nodo strutturale pari a 2 volte l'altezza della trave, le prescrizioni precedenti vanno raddoppiate.

#### 5.1.6.1.3. COPRIFERRO E INTERFERRO

L'armatura resistente deve essere adeguatamente protetta dall'ambiente esterno dal



conglomerato. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il punto 5.1.2.2.6.

Comunque la superficie dell'armatura resistente principale, per le varie sollecitazioni prevalenti, deve distare dalle facce esterne del conglomerato cementizio di almeno 20 mm.

Tali misure vanno congruentemente aumentate in funzione della porosità del calcestruzzo, dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità dell'armatura alla corrosione.

#### **5.1.6.1.4. ANCORAGGIO DELLE BARRE E LORO GIUNZIONI**

Le armature longitudinali non possono essere interrotte ovvero sovrapposte all'interno di un nodo strutturale (incrocio travi-pilastri), bensì nelle zone di minore sollecitazione lungo l'asse della trave.

Quando invece si deve realizzare la continuità con altra barra in zona tesa, la continuità deve essere realizzata con sovrapposizioni o altri dispositivi possibilmente posizionati nelle regioni di minor sollecitazione. In ogni caso le sovrapposizioni o i dispositivi utilizzati devono essere opportunamente sfalsati.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 6 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati come indicato al punto 2.2.6, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- manicotto filettato o presso-estruso. Tale tipo di giunzione deve essere preventivamente validata mediante prove sperimentali.

#### **5.1.6.1.5. PILASTRI**

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono essere maggiori od uguali a 12 mm.

Nelle sezioni a spigoli vivi, occorrerà disporre una barra longitudinale in corrispondenza di ciascuno spigolo. Per i tratti a perimetro continuo, le barre longitudinali non potranno avere interassi maggiori di 300 mm.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 10 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/3 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Per le strutture in zona sismica, e per una distanza dalla sezione di momento flettente massimo pari a 0,33 volte la distanza tra le sezioni di momento flettente massimo e minimo, le staffe devono essere disposte ad interasse non maggiore di 5 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 100 mm.



Il diametro delle staffe non deve essere minore di 8 mm e di 1/3 del diametro massimo delle barre longitudinali.

#### 5.1.6.2. Strutture bidimensionali piane e curve

Nel caso di strutture bidimensionali piane, con sforzo prevalente agente nel piano medio dello spessore (lastre, setti, travi parete), le reti di armatura disposte su entrambe le facce devono essere tra loro collegate con ganci e devono rispondere ai seguenti requisiti:

- a) diametro minimo delle barre disposto nella direzione degli sforzi prevalenti = 10 mm;
- b) diametro minimo delle barre trasversali = 6 mm;
- c) elementi di collegamento tra le due reti: almeno 6 per ogni m<sup>2</sup> di parete;
- d) la percentuale minima di armatura nelle due direzioni per ogni strato di rete deve essere pari allo 0,15 %.

Particolare attenzione deve essere posta nella disposizione delle armature nelle zone di introduzione di forze, in corrispondenza degli appoggi ovvero in corrispondenza di aperture.

Per strutture bidimensionali piane, con carico prevalente agente ortogonalmente al piano medio dello spessore (piastre o solette), si devono rispettare i seguenti requisiti:

- a) diametro minimo delle barre = 6 mm;
- b) percentuale minima di armatura nelle due direzioni principali di flessione pari allo 0,15 %;
- c) elementi di sostegno per le armature superiori: almeno 6 per ogni m<sup>2</sup>;
- d) armature di intradosso ancorate in corrispondenza degli appoggi e in quantità sufficiente da assorbire la reazione d'appoggio.

Nelle strutture a guscio, a semplice o doppia curvatura, valgono le regole riportate per le lastre, ma con un numero di collegamenti tra le due reti di armatura adeguato all'entità degli sforzi e alla curvatura.

#### 5.1.7. REGOLE PER L'ESECUZIONE

Tutti i progetti devono contenere la descrizione delle regole di esecuzione in funzione della particolarità dell'opera, del clima, della tecnologia costruttiva.

In particolare il documento progettuale deve contenere la descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la maturazione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali.

#### 5.1.8. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AL CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO PRECOMPRESSO

##### 5.1.8.1. Generalità

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).



Lo stato di coazione, generato dall'armatura di precompressione, si manifesta per l'elemento strutturale in un sistema equivalente alla precompressione, costituito per i sistemi post-tesi da forze concentrate in corrispondenza degli ancoraggi e forze ripartite lungo il cavo, funzione della curvatura dello stesso. Nei sistemi pre-tesi, a cavi rettilinei senza deviatori, è costituito da forze concentrate nelle zone di estremità dei cavi aderenti.

Il sistema equivalente alla precompressione rappresenta una condizione di carico che provoca stati di tensione e di deformazione dell'elemento precompresso e dell'intera struttura, in funzione dei vincoli.

La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine, si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-conglomerato cementizio.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti.

È ammessa anche la precompressione parziale, con fessurazione della sezione di conglomerato cementizio e parzializzazione delle sezioni anche nelle condizioni di esercizio. Particolare attenzione deve essere posta, in questi casi, alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

### **5.1.8.2. Valutazione della sicurezza - norme di calcolo**

#### **5.1.8.1.1. STATI LIMITE ULTIMI**

Vale quanto stabilito al punto 5.1.1.2 per le strutture in conglomerato cementizio armato, tenendo debito conto degli effetti della presollecitazione impressa alle armature di precompressione.

#### **5.1.8.1.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Vale quanto stabilito al punto 5.1.1.3 per le strutture in conglomerato cementizio armato. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono valutare gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del conglomerato cementizio, rilassamento dell'acciaio.

Per strutture a cavi post-tesi, nel calcolo delle caratteristiche geometriche delle sezioni all'atto della precompressione vanno detratti i vuoti per il passaggio dei cavi. Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili bloccati e le perdite per attrito lungo il cavo.

I procedimenti di calcolo relativi alle condizioni di esercizio devono essere condotti nell'ipotesi di elasticità dei materiali, valutando accuratamente gli effetti della cadute di tensione per deformazioni differite nel tempo.