



*Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*  
*Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*  
*Servizio Tecnico Centrale*

---

**CIRCOLARE APPLICATIVA DELLE NUOVE  
NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI  
APPROVATE CON D.M. 17 GENNAIO 2018**

---

# SOMMARIO

---

## **CAPITOLO C1 - INTRODUZIONE**

---

**C1.1 LOGICA DELLA NORMA**

**C1.2 ORGANIZZAZIONE DELLA NORMA E DELLA CIRCOLARE**

WWW.LAVORIPUBBLICI.IT

---

## **CAPITOLO 2 – SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE**

---

### **C2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI**

### **C2.2 REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI**

#### **C2.2.5 ROBUSTEZZA**

### **C2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **C2.4 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO**

#### **C2.4.1 VITA NOMINALE DI PROGETTO**

#### **C2.4.2 CLASSI D'USO**

#### **C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA**

### **C2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI**

### **C2.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE**

#### **C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI**

WWW.LAVORIPUBBLICI.IT

## **CAPITOLO 3 – AZIONI SULLE COSTRUZIONI**

---

### **C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI**

#### **C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**

#### **C3.1.4 SOVRACCARICHI**

##### **C3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI**

##### **C3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI**

##### **C3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI**

### **C3.2 AZIONE SISMICA**

#### **C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO**

#### **C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**

#### **C3.2.3 VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA**

##### **C3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE**

##### **C3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE**

##### **C3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali**

##### **C3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO**

### **C3.3 AZIONI DEL VENTO**

#### **C3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO**

#### **C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO**

#### **C3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI**

#### **C3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO**

#### **C3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO**

#### **C3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO**

#### **C3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE**

#### **C3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI**

##### **C3.3.8.1 EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE E CURVILINEE**

##### **C3.3.8.1.1 Pareti verticali**

##### **C3.3.8.1.1.1 Altezza di riferimento per la faccia sopravvento**

##### **C3.3.8.1.1.2 Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali**

##### **C3.3.8.1.2 Coperture piane**

C3.3.8.1.3	Coperture a falda singola
C3.3.8.1.4	Coperture a falda doppia
C3.3.8.1.5	Coperture a padiglione
C3.3.8.1.6	Coperture a falde multiple
C3.3.8.1.7	Coperture a volta cilindrica
C3.3.8.2	TETTOIE
C3.3.8.2.1	Tettoie a falda singola
C3.3.8.2.2	Tettoie a falda doppia
C3.3.8.2.3	Tettoie a falde multiple
C3.3.8.3	COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER PARETI VERTICALI DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE
C3.3.8.4	COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER COPERTURE SFERICHE DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE
C3.3.8.5	PRESSIONI INTERNE
C3.3.8.6	COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARI
C3.3.8.6.1	Travi isolate
C3.3.8.6.2	Travi multiple
C3.3.8.7	COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TORRI E PALI A TRALICCIO A SEZIONE RETTANGOLARE O QUADRATA
C3.3.8.8	COEFFICIENTE DI ATTRITO
<b>C3.3.9</b>	<b>COEFFICIENTE DINAMICO</b>
<b>C3.3.10</b>	<b>AVVERTENZE PROGETTUALI.</b>
<b>C3.3.11</b>	<b>DISTACCO DI VORTICI</b>
<b>C3.4</b>	<b>AZIONI DELLA NEVE</b>
<b>C3.4.1</b>	<b>CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE</b>
<b>C3.4.2</b>	<b>VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO</b>
<b>C3.4.3</b>	<b>COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE</b>
C3.4.3.1	GENERALITÀ
C3.4.3.2	COPERTURA AD UNA FALDA
C3.4.3.3	COPERTURA A DUE FALDE (O PIÙ)
C3.4.3.3.1	Copertura cilindrica
C3.4.3.3.2	Copertura adiacente o vicina a costruzioni più alte
C3.4.3.3.3	Effetti locali
C3.4.3.3.4	Accumuli in corrispondenza di sporgenze
C3.4.3.3.5	Neve aggettante dal bordo di una copertura
C3.4.3.3.6	Carichi della neve su barriere paraneve ed altri ostacoli

---

<b>C3.4.5</b>	<b>COEFFICIENTE TERMICO</b>
<b>C3.5</b>	<b>AZIONI DELLA TEMPERATURA</b>
<b>C3.5.2</b>	<b>TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA</b>
<b>C3.6</b>	<b>AZIONI ECCEZIONALI</b>
<b>C3.6.1</b>	<b>INCENDIO</b>
C3.6.1.1	DEFINIZIONI
C3.6.1.2	RICHIESTE DI PRESTAZIONE
C3.6.1.3	CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO
C3.6.1.4	CRITERI DI PROGETTAZIONE
C3.6.1.5	PROCEDURA DI ANALISI DELLA RESISTENZA AL FUOCO
C3.6.1.5.1	Incendio di progetto
C3.6.1.5.3	Analisi del comportamento meccanico
C3.6.1.5.4	Verifiche di sicurezza
<b>C3.6.2</b>	<b>ESPLOSIONI</b>
C3.6.2.3	MODELLAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI

## **CAPITOLO 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI**

### **C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

#### **C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI**

##### **C4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE**

##### **C4.1.1.1.1 Ridistribuzione nelle travi continue**

##### **C4.1.1.1.2 Ridistribuzione nelle travi continue dei telai**

#### **C4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE**

##### **C4.1.2.1 MATERIALI**

##### **C4.1.2.1.2 Diagrammi di progetto dei materiali**

##### **C4.1.2.1.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo**

##### **C4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

##### **C4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione**

##### **C4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione**

##### **C4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione**

##### **C4.1.2.2.5 Stato Limite di limitazione delle tensioni**

##### **C4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI**

##### **C4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale**

##### **C4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità**

##### **C4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti**

##### **C4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi**

#### **C4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI**

##### **C4.1.6.1 ELEMENTI MONODIMENSIONALI: TRAVI E PILASTRI**

##### **C4.1.6.1.1 Armatura delle travi**

##### **C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro**

##### **C4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione**

#### **C4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI**

##### **C4.1.9.1 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI FORATI DI LATERIZIO O IN CALCESTRUZZO**

##### **C4.1.9.1.1 Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi**

##### **C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali**

##### **C4.1.9.1.3 Caratteristiche fisico-meccaniche**

#### **C4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI (LC)**

##### **C4.1.12.1 NORME DI CALCOLO**

- C4.1.12.1.1 **Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo**
- C4.1.12.1.1.1 *Resistenza a trazione*
- C4.1.12.1.1.2 *Modulo di elasticità*
- C4.1.12.1.2 **Verifiche agli stati limite di esercizio**
- C4.1.12.1.2.1 *Verifiche di deformabilità*
- C4.1.12.1.3 **Verifiche agli stati limite ultimi**
- C4.1.12.1.3.1 *Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)*
- C4.1.12.1.3.2 *Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti*
- C4.1.12.1.3.2.1 *Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio*
- C4.1.12.1.3.2.2 *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio*
- C4.1.12.1.3.2.3 *Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti*
- C4.1.12.1.4 **Dettagli costruttivi**
- C4.1.12.1.4.1 *Diametro massimo delle barre e dei trefoli*
- C4.1.12.1.4.2 *Raggio di curvatura delle barre*
- C4.1.12.1.4.3 *Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni*

## **C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

### **C4.2.1 MATERIALI**

### **C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE**

#### **C4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI**

#### **C4.2.3.2 METODI DI ANALISI GLOBALE**

#### **C4.2.3.3 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI**

#### **C4.2.3.4 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI**

#### **C4.2.3.5 ANALISI DI STABILITÀ DI STRUTTURE INTELAIATE**

#### **C4.2.3.6 LUNGHEZZA STABILE DELLA ZONA DI CERNIERA PLASTICA**

### **C4.2.4 VERIFICHE**

#### **C4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI**

##### **C4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature**

###### **C4.2.4.1.3.1 Aste compresse**

C4.2.4.1.3.1.1 *Calcolo della forza normale di progetto agente in un corrente*

C4.2.4.1.3.1.2 *Calcolo della forza di taglio agente negli elementi di collegamento*

C4.2.4.1.3.1.3 *Verifiche di aste composte tralicciate*

C4.2.4.1.3.1.4 *Verifiche di aste composte calastrellate*

C4.2.4.1.3.1.5 *Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture*

###### **C4.2.4.1.3.2 Travi inflesse**

###### **C4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse**

C4.2.4.1.3.3.1 *Metodo A*

C4.2.4.1.3.3.2 *Metodo B*

C4.2.4.1.3.3.3 *Metodo generale per la verifica ad instabilità laterale e flessio-torsionale*

<b>C4.2.4.1.3.4</b>	<b>Stabilità dei pannelli</b>
C4.2.4.1.3.4.1.	Stabilità dei pannelli soggetti a taglio
C4.2.4.1.3.4.2.	Stabilità dei pannelli soggetti a compressione
C4.2.4.1.3.4.3.	Larghezza collaborante
C4.2.4.1.3.4.4.	Pannelli con irrigiditori longitudinali
C4.2.4.1.3.4.5.	Instabilità di colonna
C4.2.4.1.3.4.6.	Instabilità di piastra
C4.2.4.1.3.4.7.	Requisiti minimi per gli irrigiditori trasversali
C4.2.4.1.3.4.8.	Verifiche semplificate
C4.2.4.1.3.4.9.	Requisiti minimi per gli irrigiditori longitudinali
<b>C4.2.4.1.4</b>	<b>Stato limite di fatica</b>
<b>C4.2.4.1.4.1</b>	<b>Spettri di carico</b>
<b>C4.2.4.1.4.2</b>	<b>Spettri di tensione e metodi di conteggio</b>
<b>C4.2.4.1.4.3</b>	<b>Curve S-N</b>
<b>C4.2.4.1.4.4</b>	<b>Curva S-N per connettori a piolo</b>
<b>C4.2.4.1.4.5</b>	<b>Metodi di verifica</b>
<b>C4.2.4.1.4.6</b>	<b>Influenza dello spessore</b>
<b>C4.2.9</b>	<b>REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE</b>
<b>C4.2.9.6</b>	<b>VERNICIATURA E ZINCATURA</b>
<b>C4.2.12</b>	<b>PROFILATI FORMATI A FREDDO E LAMIERE GRECATE</b>
<b>C4.2.12.1</b>	<b>MATERIALI</b>
<b>C4.2.12.1.1</b>	<b>Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio</b>
<b>C4.2.12.1.2</b>	<b>Valori limite dei rapporti larghezza - spessore</b>
<b>C4.2.12.1.3</b>	<b>Inflessione trasversale delle ali</b>
<b>C4.2.12.1.4</b>	<b>Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali</b>
<b>C4.2.12.1.5</b>	<b>Verifiche di resistenza</b>
C4.2.12.1.5.1	Verifiche di resistenza a trazione
C4.2.12.1.5.2	Verifiche di resistenza a compressione
C4.2.12.1.5.3	Verifiche di resistenza a flessione
C4.2.12.1.5.4	Verifiche di resistenza a presso-tenso flessione
C4.2.12.1.5.4.1.	Verifiche di resistenza a taglio
<b>C4.2.12.1.6</b>	<b>Verifiche di stabilità</b>
C4.2.12.1.6.1	Verifiche di stabilità di aste compresse
C4.2.12.1.6.2	Verifiche di stabilità di aste inflesse
C4.2.12.1.6.3	Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse
<b>C4.2.12.1.7</b>	<b>Unioni</b>
<b>C4.2.12.1.7.1</b>	<b>Chiodi ciechi</b>
C4.2.12.1.7.1.1.	Chiodi ciechi soggetti a taglio
<b>C4.2.12.1.7.2</b>	<b>Viti autofilettanti e automaschianti</b>
C4.2.12.1.7.2.1.	Viti autofilettanti o automaschianti soggette a taglio
C4.2.12.1.7.2.2.	Viti autofilettanti o automaschianti soggette a trazione

- C4.2.12.1.7.3**      *Chiodi separati*
- C4.2.12.1.7.3.1.      *Chiodi separati soggetti a taglio*
- C4.2.12.1.7.4**      *Bulloni (per impiego con spessori minori di 4 mm)*
- C4.2.12.1.7.4.1.      *Bulloni soggetti a taglio*
- C4.2.12.1.7.4.2.      *Bulloni soggetti a trazione*
- C4.2.12.1.7.5**      *Cordoni d'angolo (per impiego con spessori minori di 4 mm)*
- C4.2.12.1.7.6**      *Saldature per punti (a resistenza o per fusione)*
- C4.2.12.1.7.6.1.      *Saldature per punti soggette a taglio*
- C4.2.12.1.7.7**      *Bottoni di saldatura*
- C4.2.12.1.7.7.1.      *Bottoni di saldatura soggetti a taglio*

## **C4.3**                    **CONSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO**

### **C4.3.1**                    **VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **C4.3.2**                    **ANALISI STRUTTURALE**

#### **C4.3.2.1**                **CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI**

### **C4.3.4**                    **TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE**

#### **C4.3.4.2**                **RESISTENZA DELLE SEZIONI**

#### **C4.3.4.3**                **SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO**

##### **C4.3.4.3.1**              **Connessioni a taglio con pioli**

###### **C4.3.4.3.1.1**            *Disposizioni e limitazioni*

###### **C4.3.4.3.1.2**            *Resistenza dei connettori (a sollecitazioni combinate)*

###### **C4.3.4.3.3**              **Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione**

###### **C4.3.4.3.5**              **Armatura trasversale**

###### **C4.3.4.3.6**              **Instabilità flessione-torsionale delle travi composte**

### **C4.3.6**                    **SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA**

#### **C4.3.6.2**                **VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SOLETTE COMPOSTE)**

## **C4.4**                    **CONSTRUZIONI DI LEGNO**

### **C4.4.1**                    **VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **C4.4.2**                    **ANALISI STRUTTURALE**

### **C4.4.3**                    **AZIONI E LORO COMBINAZIONI**

### **C4.4.4**                    **CLASSI DI DURATA DEL CARICO**

### **C4.4.5**                    **CLASSI DI SERVIZIO**

### **C4.4.6**                    **RESISTENZA DI PROGETTO**

### **C4.4.7**                    **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

### **C4.4.8**                    **STATI LIMITE ULTIMI**

C4.4.8.1	VERIFICHE DI RESISTENZA
C4.4.8.1.1	Trazione parallela alla fibratura
C4.4.8.1.2	Trazione perpendicolare alla fibratura
C4.4.8.1.4	Compressione perpendicolare alla fibratura
C4.4.8.1.9	Taglio
C4.4.8.2	VERIFICHE DI STABILITÀ
<b>C4.4.9</b>	<b>COLLEGAMENTI</b>
<b>C4.4.10</b>	<b>ELEMENTI STRUTTURALI</b>
<b>C4.4.11</b>	<b>SISTEMI STRUTTURALI</b>
<b>C4.4.12</b>	<b>ROBUSTEZZA</b>
<b>C4.4.13</b>	<b>DURABILITÀ</b>
<b>C4.4.14</b>	<b>RESISTENZA AL FUOCO</b>
<b>C4.4.15</b>	<b>REGOLE PER L'ESECUZIONE</b>
<b>C4.4.16</b>	<b>VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE, CONTROLLI E PROVE DI CARICO</b>
C4.4.16.1	CONTROLLI IN FASE DI COSTRUZIONE
C4.4.16.2	CONTROLLI SULLA STRUTTURA COMPLETA
C4.4.16.3	CONTROLLI DELLA STRUTTURA IN ESERCIZIO
<b>C4.5</b>	<b>COSTRUZIONI DI MURATURA</b>
<b>C4.5.2</b>	<b>MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE</b>
C4.5.2.2	ELEMENTI RESISTENTI DI MURATURA
C4.5.2.2.1	Elementi artificiali
C4.5.2.3	MURATURE
<b>C4.5.4</b>	<b>ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE</b>
<b>C4.5.5</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE</b>
<b>C4.5.6</b>	<b>VERIFICHE</b>
C4.5.6.1	RESISTENZE DI PROGETTO
C4.5.6.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI
C4.5.6.4	VERIFICHE SEMPLIFICATE
<b>C4.5.7</b>	<b>MURATURA ARMATA</b>
<b>C4.5.8</b>	<b>MURATURA CONFINATA</b>
<b>C4.6</b>	<b>ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI</b>

## **CAPITOLO 5 - PONTI**

---

### **C5.1 PONTI STRADALI**

#### **C5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI**

C5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

#### **C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI**

C5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: Q1

C5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

C5.1.3.3.3 Schemi di carico

C5.1.3.3.5 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

C5.1.3.3.5.1 *Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte*

C5.1.3.3.5.2 *Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte*

C5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTI DI VEICOLO IN SVIO: Q8

#### **C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA**

C5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

C5.1.4.6 VERIFICA DELLE AZIONI SISMICHE

#### **C5.1.8 PONTI PEDONALI**

C5.1.8.1 MODELLI DINAMICI PER PONTI PEDONALI

### **C5.2 PONTI FERROVIARI**

C5.2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

#### **C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE**

C5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

C5.2.2.4.2 Temperatura

C5.2.2.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

C5.2.2.8 AZIONI SISMICHE

#### **C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE**

C5.2.3.2 VERIFICHE AGLI SLU E SLE

C5.2.3.2.1 Requisiti concernenti gli SLU

C5.2.3.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica

## **CAPITOLO 6 – PROGETTAZIONE GEOTECNICA**

---

### **C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO**

#### **C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

#### **C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

##### **C6.2.2.1 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO**

##### **C6.2.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO**

##### **C6.2.2.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

##### **C6.2.2.4 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

##### **C6.2.2.5 RELAZIONE GEOTECNICA**

#### **C6.2.3 FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE**

#### **C6.2.4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI**

##### **C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

##### **C6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI**

##### **C6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

### **C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI**

#### **C6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI**

#### **C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO**

#### **C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO**

#### **C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA**

#### **C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE**

#### **C6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO**

### **C6.4 OPERE DI FONDAZIONE**

#### **C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

#### **C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI**

##### **C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

##### **C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

#### **C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI**

##### **C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

##### **C6.4.3.7 PROVE DI CARICO**

**C6.5 OPERE DI SOSTEGNO****C6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE****C6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)****C6.5.3.1.1 Muri di sostegno****C6.5.3.1.2 Paratie****C6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)****C6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO****C6.6.1 CRITERI DI PROGETTO****C6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)****C6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI****C6.7 OPERE IN SOTTERRANEO****C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO****C6.7.4.1 METODI DI SCAVO****C6.7.4.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO****C6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO****C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO****C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO****C6.8.1.1 RILEVATI E RINTERRI****C6.8.1.2 DRENAGGI E FILTRI****C6.8.6 FRONTI DI SCAVO****C6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA****C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI****C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE****C6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE****C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ****C6.12.2.1 EMUNGIMENTO DA FALDE IDRICHE**

## **CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

- C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**
- C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE**
  - C7.2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI
  - C7.2.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI
  - C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI
  - C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL' AZIONE SISMICA
- C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA**
  - C7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE
  - C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA
    - C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA
    - C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA
  - C7.3.4 ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA
    - C7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA
    - C7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA
  - C7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO
  - C7.3.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE
    - C7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)
    - C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)
- C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**
  - C7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
    - C7.4.2.1 CONGLOMERATO
  - C7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
    - C7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI
  - C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI
    - C7.4.4.1 TRAVI
      - C7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (res)

C7.4.4.1.2	Verifiche di duttilità (DUT)
C7.4.4.2	PILASTRI
C7.4.4.2.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.2.2	Verifiche di duttilità(DUT)
C7.4.4.3	NODI TRAVE-PILASTRO
C7.4.4.3.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.4	DIAFRAMMI ORIZZONTALI
C7.4.4.4.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.5	PARETI
C7.4.4.5.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.5.2	Verifiche di duttilità (DUT)
<b>C7.4.5</b>	<b>COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA</b>
C7.4.5.1	TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
C7.4.5.1.1	Strutture a telaio
C7.4.5.1.2	Strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi cernierati
<b>C7.4.6</b>	<b>DETTAGLI COSTRUTTIVI</b>
C7.4.6.1	LIMITAZIONI GEOMETRICHE
C7.4.6.1.2	Pilastri
C7.4.6.2	LIMITAZIONI DI ARMATURA
C7.4.6.2.3	Nodi Trave-Pilastro
<b>C7.5</b>	<b>COSTRUZIONI D'ACCIAIO</b>
<b>C7.5.2</b>	<b>TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO</b>
C7.5.2.1	TIPOLOGIE STRUTTURALI
<b>C7.5.3</b>	<b>REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI</b>
C7.5.3.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)
<b>C7.5.4</b>	<b>REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE</b>
C7.5.4.4	PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA
<b>C7.5.5</b>	<b>REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI</b>
<b>C7.5.6</b>	<b>REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURA CON CONTROVENTI ECCENTRICI</b>
<b>C7.6</b>	<b>COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO</b>
<b>C7.6.4</b>	<b>CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE</b>
C7.6.4.5	COLLEGAMENTI COMPOSTI NELLE ZONE DISSIPATIVE

C7.6.4.5.1	Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione
C7.6.4.5.2	Resistenza dei pannelli d'anima delle colonne composte
<b>C7.6.7</b>	<b>REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI</b>
<b>C7.6.8</b>	<b>CONTROVENTI ECCENTRICI</b>
<b>C7.7</b>	<b>COSTRUZIONI DI LEGNO</b>
<b>C7.7.1</b>	<b>ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE</b>
<b>C7.7.2</b>	<b>MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE</b>
<b>C7.7.3</b>	<b>TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO</b>
<b>C7.7.4</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE</b>
<b>C7.7.5</b>	<b>DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE</b>
C7.7.5.1	GENERALITÀ
C7.7.5.3	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI
<b>C7.8</b>	<b>COSTRUZIONI DI MURATURA</b>
<b>C7.8.1</b>	<b>REGOLE GENERALI</b>
C7.8.1.1	PREMESSA
C7.8.1.2	MATERIALI
C7.8.1.5	METODI DI ANALISI
C7.8.1.5.2	Analisi lineare statica
C7.8.1.5.4	Analisi statica non lineare
C7.8.1.6	VERIFICHE DI SICUREZZA
C7.8.1.9	COSTRUZIONI SEMPLICI
<b>C7.8.2</b>	<b>COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA</b>
C7.8.2.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
C7.8.2.2.1	Pressoflessione nel piano
C7.8.2.2.2	Taglio
C7.8.2.2.4	Travi in Muratura
<b>C7.8.3</b>	<b>COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA</b>
C7.8.3.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
C7.8.3.2.1	Pressoflessione nel piano
C7.8.3.2.2	Taglio
<b>C7.8.4</b>	<b>COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA</b>

<b>C7.8.5</b>	<b>STRUTTURE MISTE</b>
<b>C7.8.6</b>	<b>REGOLE DI DETTAGLIO</b>
C7.8.6.3	COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA
<b>C7.9</b>	<b>PONTI</b>
<b>C7.9.5</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>
C7.9.5.1	PILE
C7.9.5.1.1	Verifiche di resistenza (RES)
<b>C7.10</b>	<b>COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE</b>
<b>C7.10.1</b>	<b>SCOPO</b>
<b>C7.10.2</b>	<b>REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO</b>
<b>C7.10.3</b>	<b>CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI</b>
<b>C7.10.4</b>	<b>INDICAZIONI PROGETTUALI</b>
C7.10.4.1	INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI
C7.10.4.2	CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI
C7.10.4.3	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO
C7.10.4.4	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO ED ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI
<b>C7.10.5</b>	<b>MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE</b>
C7.10.5.1	PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO
C7.10.5.2	MODELLAZIONE
C7.10.5.3	ANALISI
C7.10.5.3.1	Analisi lineare statica
C7.10.5.3.2	Analisi lineare dinamica
<b>C7.10.6</b>	<b>VERIFICHE</b>
C7.10.6.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
C7.10.6.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI
C7.10.6.2.1	Verifiche allo SLV
C7.10.6.2.2	Verifiche allo SLC
<b>C7.10.8</b>	<b>ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO</b>
<b>C7.11</b>	<b>OPERE E SISTEMI GEOTECNICI</b>
<b>C7.11.1</b>	<b>REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE</b>
<b>C7.11.2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI</b>

**C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO**

## C7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

## C7.11.3.1.1 Indagini specifiche

## C7.11.3.1.2 Analisi numeriche di risposta sismica locale

C7.11.3.1.2.1 *Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo*C7.11.3.1.2.2 *Definizione delle azioni sismiche di ingresso*C7.11.3.1.2.3 *Scelta della procedura di analisi*

## C7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

## C7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

**C7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI****C7.11.5 FONDAZIONI**

## C7.11.5.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE

## C7.11.5.1.1 Modellazione dell'interazione terreno-fondazione-struttura

## C7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)

## C7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

## C7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

**C7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO**

## C7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

## C7.11.6.3 PARATIE

## **CAPITOLO 8 - COSTRUZIONI ESISTENTI**

---

### **C8.1 OGGETTO**

### **C8.2 CRITERI GENERALI**

### **C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

#### **C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

#### **C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

#### **C8.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

### **C8.5 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI**

#### **C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA**

#### **C8.5.2 RILIEVO**

##### **C8.5.2.1 COSTRUZIONI DI MURATURA**

##### **C8.5.2.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO**

##### **C8.5.2.3 COSTRUZIONI DI LEGNO**

#### **C8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**

##### **C8.5.3.1 COSTRUZIONI DI MURATURA**

##### **C8.5.3.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO**

##### **C8.5.3.3 COSTRUZIONI DI LEGNO**

#### **C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA**

##### **C8.5.4.1 COSTRUZIONI DI MURATURA**

##### **C8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO**

##### **C8.5.4.3 COSTRUZIONI DI LEGNO**

#### **C8.5.5 AZIONI**

##### **C8.5.5.1 COSTRUZIONI IN MURATURA**

##### **C8.5.5.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO**

### **C8.6 MATERIALI**

### **C8.7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI**

**C8.7.1 COSTRUZIONI DI MURATURA**

- C8.7.1.1 VERIFICA DELLE PARETI MURARIE ALLE AZIONI NON SISMICHE
- C8.7.1.2 MECCANISMI LOCALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA
  - C8.7.1.2.1 **Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido**
    - C8.7.1.2.1.1 *Analisi con approccio cinematico lineare*
    - C8.7.1.2.1.2 *Analisi con approccio cinematico non lineare*
    - C8.7.1.2.1.3 *Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente*
    - C8.7.1.2.1.4 *Azioni spettrali da applicare nella verifica dei meccanismi locali*
    - C8.7.1.2.1.5 *Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo locale*
    - C8.7.1.2.1.6 *Verifica degli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC)*
    - C8.7.1.2.1.7 *Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento  $q$  (analisi cinematica lineare)*
    - C8.7.1.2.1.8 *Verifica in spostamento allo SLV e allo SLC (analisi cinematica non lineare)*
    - C8.7.1.2.1.9 *Verifica con analisi dinamica non lineare dello SLV e SLC*
  - C8.7.1.3 MECCANISMI GLOBALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA
    - C8.7.1.3.1 **Edifici singoli**
      - C8.7.1.3.1.1 *Pareti murarie*
      - C8.7.1.3.1.2 *Solai e coperture*
    - C8.7.1.3.2 **Edifici in aggregato**
    - C8.7.1.3.3 **Edifici semplici**
  - C8.7.1.4 ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

**C8.7.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO**

- C8.7.2.1 REQUISITI DI SICUREZZA
  - C8.7.2.1.1 **Stato Limite di prevenzione del collasso (SLC)**
  - C8.7.2.1.3 **Stati Limite di esercizio**
- C8.7.2.2 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA
  - C8.7.2.2.1 **Analisi statica lineare**
    - C8.7.2.2.2 **Analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico o con fattore di comportamento  $q$**
    - C8.7.2.2.3 **Analisi statica non lineare**
    - C8.7.2.2.4 **Analisi dinamica non lineare**
  - C8.7.2.3 **MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO**
    - C8.7.2.3.1 **Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale**
      - C8.7.2.3.2 **Stato limite di prevenzione del collasso**
      - C8.7.2.3.3 **Stato limite di salvaguardia della vita**
      - C8.7.2.3.4 **Stato limite di danno**
    - C8.7.2.3.5 **Travi e pilastri: taglio**
  - C8.7.2.4 **MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI DI ACCIAIO**
    - C8.7.2.4.1 **Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale**

C8.7.2.4.2	Stato limite di prevenzione del collasso
C8.7.2.4.3	Stato limite di salvaguardia della vita
C8.7.2.4.4	Stato limite di danno
C8.7.2.4.5	Travi e pilastri: Taglio
C8.7.2.4.6	Collegamenti
<b>C8.7.3</b>	<b>COSTRUZIONI MISTE</b>
<b>C8.7.4</b>	<b>CRITERI E TIPI DI INTERVENTO</b>
C8.7.4.1	CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA
C8.7.4.2	CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN CALCESTRUZZO
C8.7.4.2.1	Incamicatura in c.a.
C8.7.4.2.2	Incamicatura in acciaio
C8.7.4.2.3	Placcatura e fasciatura in materiali compositi
<b>C8.7.5</b>	<b>ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO</b>
<b>C8.7.6</b>	<b>INDICAZIONI AGGIUNTIVE PER GLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE</b>
C8.7.6.1	INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA
C8.7.6.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE E AZIONI DI VERIFICA
C8.7.6.3	RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA
<b>C8.8</b>	<b>INDICAZIONI AGGIUNTIVE RELATIVE AI PONTI ESISTENTI</b>
<b>C8.8.1</b>	<b>AZIONE SISMICA</b>
<b>C8.8.2</b>	<b>CRITERI GENERALI</b>
<b>C8.8.3</b>	<b>LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA</b>
<b>C8.8.4</b>	<b>MODELLO STRUTTURALE</b>
<b>C8.8.5</b>	<b>METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA</b>
C8.8.5.1	ANALISI LINEARE STATICA
C8.8.5.2	ANALISI LINEARE DINAMICA
C8.8.5.3	ANALISI NON LINEARE STATICA
C8.8.5.4	VERIFICA DEI MECCANISMI DUTTILI
C8.8.5.5	VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI
<b>C8.8.6</b>	<b>FONDAZIONI E SPALLE</b>
<b>C8.8.7</b>	<b>CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI</b>

## **CAPITOLO 9 – COLLAUDO STATICO**

---

### **C9.1            PRESCRIZIONI GENERALI**

### **C9.2            PROVE DI CARICO**

#### **C9.2.1        STRUTTURE PREFABBRICATE**

#### **C9.2.2        PONTI STRADALI**

#### **C9.2.3        PONTI FERROVIARI**

#### **C9.2.4        PONTI STRADALI E FERROVIARI CON DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

WWW.LAVORIPUBBLICI.IT

---

## **CAPITOLO 10 – REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

---

**C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI**

**C10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO**

**C10.2.1 RELAZIONE DI CALCOLO**

**C10.2.2 VALUTAZIONE INDIPENDENTE DEL CALCOLO**

WWW.LAVORIPUBBLICI.IT

# **CAPITOLO 11 – MATERIALI E PRODOTTI AD USO STRUTTURALE**

---

- C11.1      GENERALITÀ**
- C11.2      CALCESTRUZZO**
  - C11.2.1      SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO
  - C11.2.2      CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO
  - C11.2.3      VALUTAZIONE PRELIMINARE
  - C11.2.4      PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI
  - C11.2.5      CONTROLLI DI ACCETTAZIONE
    - C11.2.5.1      CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO A
    - C11.2.5.2      CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO B
    - C11.2.5.3      PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO
  - C11.2.6      CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA
  - C11.2.7      PROVE COMPLEMENTARI
  - C11.2.8      PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO
  - C11.2.12      CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI (FRC)
- C11.3      ACCIAIO**
  - C11.3.1      PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO
    - C11.3.1.1      CONTROLLI
    - C11.3.1.2      CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE
    - C11.3.1.3      MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE
    - C11.3.1.5      FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO
    - C11.3.1.7      CENTRI DI TRASFORMAZIONE
  - C11.3.2      ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO
    - C11.3.2.1      ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C
    - C11.3.2.2      ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450A
    - C11.3.2.3      ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE
    - C11.3.2.4      CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO
    - C11.3.2.5      RETI E TRALICCI ELETTRISALDATI

C11.3.2.8	ALTRI TIPI DI ACCIAI
C11.3.2.8.2	Acciai zincati
C11.3.2.10	PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE – BARRE E ROTOLI
C11.3.2.10.3	Controlli nei centri di trasformazione
C11.3.2.10.4	Prove di aderenza
C11.3.2.12	CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE
<b>C11.3.3</b>	<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO</b>
C11.3.3.5	PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO
C11.3.3.5.2.1	<i>Prove di qualificazione</i>
C11.3.3.5.6	Prodotti zincati
<b>C11.3.4</b>	<b>ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE</b>
C11.3.4.1	GENERALITÀ
C11.3.4.5	PROCESSO DI SALDATURA
C11.3.4.6	BULLONI E CHIODI
C11.3.4.10	CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO
C11.3.4.11	PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA
C11.3.4.11.2	Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio
C11.3.4.11.2.1	<i>Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo</i>
C11.3.4.11.3	Controlli di accettazione in cantiere
<b>C11.4</b>	<b>ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE</b>
<b>C11.5</b>	<b>SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO</b>
C11.5.1	SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI
<b>C11.6</b>	<b>APPOGGI STRUTTURALI</b>
<b>C11.7</b>	<b>MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO</b>
C11.7.1	GENERALITÀ
<b>C11.7.2</b>	<b>LEGNO MASSICCIO</b>
C11.7.2.1	LEGNO MASSICCIO CON SEZIONE RETTANGOLARE
C11.7.2.2	LEGNO MASSICCIO CON SEZIONI IRREGOLARI
<b>C11.7.3</b>	<b>LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA</b>
<b>C11.7.4</b>	<b>LEGNO LAMELLARE INCOLLATO E LEGNO MASSICCIO INCOLLATO</b>
<b>C11.7.5</b>	<b>PANNELLI A BASE DI LEGNO</b>
<b>C11.7.8</b>	<b>ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO</b>

---

<b>C11.7.10</b>	<b>PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE – CENTRI DI LAVORAZIONE</b>
C11.7.10.1	FABBRICANTI E CENTRI DI LAVORAZIONE
C11.7.10.1.1	Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati
C11.7.10.2	CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE
<b>C11.8</b>	<b>COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.</b>
C11.8.1	GENERALITÀ
C11.8.3	CONTROLLO DI PRODUZIONE
C11.8.4	PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE
C11.8.4.2	QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE DICHIARATA
C11.8.4.3	QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA
C11.8.5	DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO
C11.8.6	DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO
<b>C11.9</b>	<b>DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DI VIBRAZIONI</b>
C11.9.1	TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI
C11.9.3	PROCEDURA DI ACCETTAZIONE
C11.9.4	DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE
C11.9.5	DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE
C11.9.6	DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO
C11.9.7	ISOLATORI ELASTOMERICI
C11.9.7.1	PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI
<b>C11.10</b>	<b>MURATURA PORTANTE</b>
C11.10.1	ELEMENTI PER MURATURA
C11.10.1.1	PROVE DI ACCETTAZIONE
C11.10.1.1.1	Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali
C11.10.1.1.1.1	<i>Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione dei carichi verticali</i>
C11.10.1.1.1.2	<i>Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura</i>
C11.10.2	MALTE PER MURATURA
C11.10.2.4	PROVE DI ACCETTAZIONE
C11.10.3	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA
C11.10.3.2	RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI
C11.10.3.2.1	Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

**CAPITOLO C2.**

---

**SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE**

WWW.LAVORIPUBBLICI.IT

## C2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

Nel Cap.2 delle NTC sono illustrati i principi fondamentali per la progettazione strutturale, alla base delle disposizioni applicative trattate nei capitoli successivi. L'impostazione scientifica e le modalità della trattazione sono state rese il più possibile coerenti con il formato degli Eurocodici, ai quali è possibile fare riferimento per gli eventuali necessari approfondimenti.

Il metodo di riferimento per la verifica della sicurezza è quello semiprobabilistico agli Stati Limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali; è stato definitivamente eliminato ogni riferimento al metodo alle tensioni ammissibili. Ovviamente, nel caso di valutazioni di sicurezza di strutture esistenti, laddove si ricorra al "progetto simulato" è ammesso il ricorso ai metodi di verifica previsti all'epoca del progetto originario.

Le NTC prescrivono che le costruzioni posseggano requisiti di:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)
- sicurezza antincendio
- durabilità
- robustezza.

Sui requisiti inerenti la sicurezza per gli stati limite ultimi, di esercizio e per la sicurezza antincendio è sostanzialmente mantenuta l'impostazione delle precedenti NTC.

Ferme restando le procedure autorizzative previste per le parti strutturali, viene precisato che i componenti, sistemi e prodotti, edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma nei casi in cui il loro eventuale cedimento sia causa di conseguenze non trascurabili per la sicurezza, debbano essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni previste per gli elementi a carattere propriamente strutturale.

In ordine ai requisiti di durabilità, la norma, oltre a prevedere, ove possibile, verifiche specifiche per i diversi materiali, tali da garantire indirettamente l'ottenimento del livello di durabilità prescritto, individua al § 2.2.4 possibili strategie da seguire, sia in fase di progettazione, sia in fase di esercizio della costruzione, per limitare il degrado dei materiali per uso strutturale entro limiti accettabili.

Rispetto alle precedenti NTC, al § 2.2.5 viene, poi, approfondito il tema della robustezza strutturale, essendo fornite alcune strategie progettuali per il conseguimento di tale requisito, in relazione all'uso previsto per la costruzione.

Per le opere esistenti, rimandando per maggiori dettagli al Capitolo 8, si precisa che è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi, prescindendo dagli stati limite di servizio.

Al proposito, è necessario osservare che in pratica possono presentarsi casistiche molto diverse, e che occorre distinguere gli effetti delle azioni sismiche da quelli delle azioni non sismiche. Le diverse casistiche che possono presentarsi nella pratica sono sostanzialmente riconducibili alle seguenti:

- a) costruzioni soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme previgenti per azioni ambientali non sismiche, nelle quali i livelli di sicurezza si riducano al disotto dei limiti ammessi per effetto di modifiche normative dei valori delle azioni (quali, ad esempio, aumento del carico neve, modifica dell'azione del vento ecc.) o delle modalità di verifica (es: valutazione del taglio resistente negli elementi strutturali di c.a., ecc.);
- b) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni non sismiche di origine gravitazionale;
- c) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni non sismiche agenti in direzione orizzontale;
- d) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni sismiche.

Nel caso a) se il livello di sicurezza attuale può essere considerato accettabile, non è necessario intervenire; nel caso b) è necessario intervenire, conformando i carichi gravitazionali nelle zone oggetto di intervento a quelli previsti dalle NTC, con le modalità indicate nel capitolo 8; nei casi c) e d) si deve operare, in accordo con quanto previsto nel capitolo 8, in funzione della classificazione dell'intervento. Si segnala che nei casi c) e d) l'intervento è necessario soltanto quando si ricada in una delle tre categorie d'intervento previste nel capitolo 8 delle norme: intervento locale o riparazione, miglioramento, adeguamento.

## C2.2 REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

### C2.2.5 ROBUSTEZZA

Il requisito della robustezza è inteso come la "capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti" e, più in generale, rispetto a qualsiasi evento di carattere eccezionale, che possa causare il collasso di una parte limitata dell'organismo strutturale. Le misure che possono essere adottate a tal fine nella progettazione sono legate

all'uso previsto della costruzione e alle conseguenze del suo eventuale collasso. L'effettivo livello di robustezza di una costruzione dipende anche, ed in modo non trascurabile, dalle peculiarità del progetto, ed è estremamente complesso da quantificare attraverso prescrizioni progettuali, unicamente riconducibili a verifiche numeriche; esso attiene, più in generale, alla corretta concezione dell'organismo strutturale e dei suoi dettagli costruttivi.

In via generale la progettazione delle costruzioni condotta secondo le prescrizioni contenute nelle NTC, tenuto conto dei criteri di progettazione per le azioni sismiche, garantisce il conseguimento di livelli di robustezza che possono essere ritenuti, in generale, soddisfacenti. Per costruzioni di particolare importanza o complessità strutturale o, laddove ritenuto necessario, anche in relazione alle specificità del progetto, il livello di robustezza potrà essere incrementato attraverso l'adozione di motivate strategie progettuali tra quelle elencate al § 2.2.5, che possono essere combinate tra loro.

Le verifiche per le azioni eccezionali riferite a scenari di rischio prevedibili in sede di progetto fanno parte del complesso delle misure da adottare per il conseguimento della robustezza.

## **C2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

Le NTC si fondano sui criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, che è applicabile nella generalità dei casi.

Per opere di particolare importanza, oltre al metodo semiprobabilistico, possono essere utilizzati anche metodi di livello superiore, sulla base di indicazioni contenute in documenti di comprovata validità, di cui al capitolo 12 delle NTC. Appare utile sottolineare come l'implementazione di questi ultimi metodi richieda la dimostrazione di specifiche competenze, nonché della disponibilità di dati sufficienti per l'adeguata modellazione probabilistica delle variabili in gioco, essendo i risultati di tali analisi largamente influenzati dalle ipotesi assunte alla base delle verifiche stesse.

Qualora venga fatto ricorso a metodi basati su metodi di livello superiore, è necessario che i risultati ottenuti siano verificati anche a mezzo di analisi di sensitività volte a determinare l'influenza delle assunzioni di calcolo sui risultati stessi. In relazione al controllo delle assunzioni di calcolo e dei risultati ottenuti, si richiama la valutazione indipendente del calcolo prevista al §10.2.2 delle NTC.

## **C2.4 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO**

### **C2.4.1 VITA NOMINALE DI PROGETTO**

Al punto 2.4.1 delle norme, anche ai fini delle verifiche sismiche, è definita la "vita nominale di progetto" di un'opera,  $V_N$ , che è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale l'opera, purché ispezionata e mantenuta come previsto in progetto, manterrà i livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per i quali è stata progettata.

Le opere sono classificate in tre differenti categorie, per ciascuna delle quali viene fissato il valore minimo di  $V_N$ : 10 anni per le strutture temporanee e provvisorie e quelle in fase di costruzione, 50 anni per le opere con livelli di prestazione ordinari, 100 anni per le opere con livelli di prestazione elevati.

$V_N$ , è dunque il parametro convenzionale correlato alla durata dell'opera alla quale viene fatto riferimento in sede progettuale per le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo, (ad esempio: fatica, durabilità, ecc.), rispettivamente attraverso la scelta ed il dimensionamento dei particolari costruttivi, dei materiali e delle eventuali applicazioni di misure protettive per garantire il mantenimento dei livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti.

Il periodo di ritorno dei sovraccarichi e delle azioni climatiche agenti sulla costruzione non è correlato alla vita nominale di progetto dell'opera, essendo i livelli di affidabilità regolati dalla combinazione dei coefficienti parziali  $\gamma_F$ , calibrati per essere utilizzati congiuntamente ai valori caratteristici delle azioni stesse. Questi ultimi sono definiti indipendentemente dalla vita nominale attesa per la costruzione con un preassegnato periodo di ritorno (a titolo esemplificativo: 50 anni per le azioni ambientali, 1000 anni per le azioni da traffico, vedasi § 2.5.2).

Quale eccezione alla invariabilità del periodo di ritorno delle azioni di natura climatica, per le sole verifiche nelle fasi costruttive, si può fare riferimento a periodi di ritorno ridotti delle azioni stesse, così come specificato ai §§ 3.3, 3.4 e 3.5.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica agente sulla costruzione, invece, è funzione anche della vita nominale della costruzione, oltre che della classe d'uso, del tipo di terreno e della pericolosità del sito.

E' ragionevole attendersi che i dettagli dimensionali volti a garantire una maggiore durabilità producano, in generale, anche un incremento della sicurezza della costruzione. Ciò avviene anche per quanto attiene la capacità nei confronti dell'azione sismica, visto che per garantire una maggiore durabilità si progetta con un'azione sismica più grande.

L'adozione di una Vita nominale superiore al valore minimo indicato per ciascun livello di prestazione, infatti, conduce ad una costruzione dotata di una maggiore capacità resistente alle azioni sismiche che, conseguentemente, subirà danni minori e, quindi, minori costi di manutenzione per la riparazione del danno prodotti.

Il livello di prestazione è cosa diversa dalla classe d'uso che, invece, definisce i livelli minimi di sicurezza differenziati in relazione alla funzione svolta nella costruzione e, pertanto, alle conseguenze che ne derivano in caso di fallimento.

Il livello di prestazione rispetto alla durabilità da fornire alla costruzione dovrà perciò scaturire da una valutazione tecnico-economica che il Committente stabilirà a seguito di un'opportuna interazione con il progettista, ed è disgiunta dalle indicazioni che la norma fornisce per individuare la classe d'uso da attribuire.

Con riferimento alle costruzioni non temporanee, ferma restando la facoltà di garantire una maggiore durabilità adottando valori della Vita nominale maggiori di 50 anni nella progettazione di nuove costruzioni o di interventi sulle costruzioni esistenti, quando si valuta la sicurezza di un'opera esistente rispetto alle azioni sismiche si farà riferimento alla vita nominale di 50 anni. Tale valore, infatti, è rappresentativo del livello di sicurezza minimo richiesto dalla norma nei confronti delle azioni sismiche e assicura la confrontabilità dei risultati ottenuti per diverse costruzioni, indipendentemente dal livello di durabilità che si sarà inteso adottare sulla specifica costruzione.

L'effettiva durata del periodo d'uso di una costruzione esce dalle possibilità di previsione progettuali, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista; inoltre, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto e ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una vita effettiva molto maggiore della vita nominale di progetto quantificata nelle norme.

Va rilevato che i livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti sono maggiori dei livelli minimi accettabili, e sono tali da far sì che l'inevitabile degrado che si verifica nel tempo non comporti riduzioni inaccettabili dei predetti livelli.

Pertanto, nelle previsioni progettuali, se le condizioni ambientali e d'uso si mantengono, nel corso di  $V_N$ , nei limiti previsti, sarà possibile utilizzare l'opera senza interventi significativi di riparazione o di manutenzione straordinaria. Peraltro, una volta effettuati detti interventi, la vita nominale di progetto originaria sarà sostanzialmente ripristinata, cosicché risulta possibile che grazie a interventi successivi, la vita effettiva della costruzione possa essere molto maggiore della vita nominale di progetto. La vita nominale di progetto viene così a perdere ogni connotazione di carattere "biologico", perché essa sostanzialmente si rinnova a seguito degli interventi di riparazione o di manutenzione straordinaria.

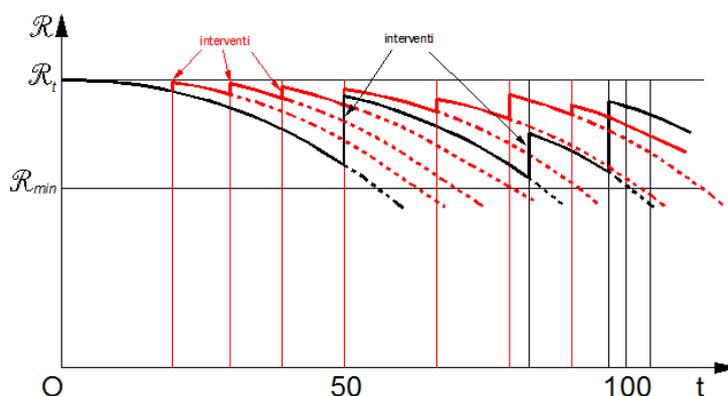


Fig. C.2.1 – Evoluzione dell'affidabilità strutturale e del periodo di vita nominale in funzione delle strategie d'intervento

Va anche segnalato, come sintetizzato nella figura C.2.1, che non è necessario concentrare gli interventi al termine di  $V_N$ , perché sono possibili anche strategie d'intervento alternative, che prevedono interventi più contenuti e più ravvicinati nel tempo.

Va ancora rilevato che costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate e riutilizzate non sono da considerarsi temporanee e vanno classificate, ai fini della determinazione della vita nominale, come opere con livelli di prestazione ordinari ( $V_N \geq 50$  anni) o elevati ( $V_N \geq 100$  anni).

Con riferimento alla tabella 2.4.I si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003, il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza ai fini della protezione civile per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

#### C2.4.2 CLASSI D'USO

Le quattro classi d'uso definite al § 2.4.2 delle NTC corrispondono, a meno di alcune limitate modifiche delle definizioni necessarie per il loro adattamento alla realtà nazionale, alle classi di importanza di cui al § 4.2.5 della UNI EN 1998-1; a queste ultime la norma europea fa corrispondere dei coefficienti d'importanza analoghi, per significato, ai coefficienti d'uso della NTC, ma diversi da essi in termini di utilizzo e valori.

In ordine al corretto inquadramento delle opere di ingegneria civile nelle classi d'uso III e IV, fatto salvo quanto esplicitamente indicato nel testo del § 2.4.2 delle NTC nel merito di strade, ferrovie e dighe, si richiama quanto specificato nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003.

Più in particolare, detto Decreto individua, tra le opere di competenza statale, gli edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso e, che quindi, sono compresi nella classe III, in quanto costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi e gli edifici e le opere infrastrutturali, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, che risultano compresi nella classe IV, in quanto costruzioni con importanti funzioni pubbliche o strategiche, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative.

Per edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese) vale quanto riportato nella "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008" e ss.mm.ii.

### C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il periodo di riferimento  $V_R$  di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione  $C_U$  ( $V_R = V_N \cdot C_U$ ), riveste notevole importanza, in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.I della NTC), il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

In particolare la tabella mostra i valori di  $V_R$  corrispondenti ai valori di  $V_N$  che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati (tipo 1, tipo 2, tipo 3); valori di  $V_N$  intermedi tra detti valori di frontiera (e dunque valori di  $V_R$  intermedi tra quelli mostrati in tabella) sono consentiti ed i corrispondenti valori dei parametri necessari a definire l'azione sismica sono ricavati utilizzando le formule d'interpolazione fornite nell'Allegato A alle NTC.

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $C_U$

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di  $C_U$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Per i fini delle Norme Tecniche delle Costruzioni, le attività a rischio di incidente rilevante sono quelle effettuate in stabilimenti nei quali le sostanze pericolose sono presenti in quantità pari o superiori alle quantità elencate nella colonna 2 della parte 1 o nella colonna 2 della parte 2 dell'allegato 1 al decreto Legislativo 26 giugno 2015, n.105.

Per le strutture il cui collasso può dar luogo ad incidente rilevante si adotteranno i seguenti valori di coefficienti d'uso:

- $C_U > 2$  per attività a rischio di incidente rilevante per i quali risultano essere presenti scenari incidentali con impatto all'esterno dell'attività stessa (sezione L dell'allegato 5 al D. Lgs 105/2015) con categorie di effetti di inizio letalità ed elevata letalità. I valori di soglia da prendere in considerazione per tali categorie di effetti sono quelli indicati nella tabella 2 del punto 6.2 del decreto del Ministro dei Lavori Pubblici 9 maggio 2001. In attesa di più specifiche successive indicazioni normative è possibile assumere cautelativamente  $C_U = 2,5$ .
- $C_U = 2$  per tutti gli altri casi;

Tale valore si intende riferito ad attività, che per il loro elevato contenuto tecnologico sono soggette ad aggiornamento e rinnovamento costruttivo tale da determinare una vita nominale congrua delle strutture, tipicamente non maggiore di 50 anni.

Per le strutture il cui collasso non può dar luogo ad incidente rilevante, ancorché eventualmente presenti all'interno di stabilimenti a rischio di incidente rilevante, si adottano le classi d'uso definite al §2.4.2 delle NTC e C2.4.2,

## C2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Al paragrafo 2.5.1 sono classificate le azioni che agiscono sulle costruzioni in relazione al modo di esplicarsi, alla risposta strutturale da esse indotta ed anche in relazione alla loro variabilità nel tempo, coerentemente con le analoghe indicazioni contenute nella UNI EN 1990. Nel paragrafo 2.5.2 vengono caratterizzate le azioni elementari, i loro valori caratteristici e quelli rappresentativi di quelle variabili da impiegarsi nelle combinazioni per gli stati limite, al fine di tenere conto della ridotta probabilità di contemporanea occorrenza dei valori caratteristici delle azioni variabili stesse in un assegnato scenario di carico.

In relazione al valore caratteristico delle azioni permanenti  $G_k$  è specificato che questo possa essere assunto pari al valore medio della distribuzione qualora il coefficiente di variazione dell'azione sia inferiore a 0,10, che è un limite entro cui rientrano la maggior parte delle azioni permanenti.

Il paragrafo 2.5.3 elenca le combinazioni delle azioni ai fini delle verifiche dei vari stati limite ultimi e di esercizio. Viene altresì precisato che nelle combinazioni si dovranno trascurare le azioni di natura variabile  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi permanenti non strutturali  $G_2$ . Questi ultimi potranno quindi essere trascurati, ad esempio, nel caso di situazioni transitorie, in cui la costruzione subisca alterazioni e modifiche che prevedano la possibilità di assenza dei carichi  $G_2$  favorevoli alle verifiche. Questa indicazione non contrasta, quindi, con il contenuto della tabella 2.6.I, nonché delle conseguenti tabelle 6.2.I e 6.2.III, in cui vengono forniti i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, in cui, per i carichi  $G_2$ , qualora questi diano un contributo favorevole ai fini delle verifiche, viene indicato il valore minimo pari a 0,8.

Come previsto nella nota alla Tabella 2.6.I, nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

La selezione del coefficiente parziale  $\gamma_f$  sulla base della classificazione del tipo di carichi in "favorevoli" o "sfavorevoli" va effettuata in relazione agli effetti globali indotti dai carichi stessi e risultanti sulla costruzione, tenendo sempre conto della loro natura fisica e della loro correlazione. Differenti assunzioni possono essere adottate nel caso di singole verifiche locali.

## C2.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

### C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Le NTC fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi:

- Lo stato limite per la perdita dell'equilibrio **EQU** della struttura o di una sua parte considerati come corpi rigidi, non riguarda più il terreno o l'insieme terreno-struttura, compresa adesso nelle verifiche GEO, ma tale verifica è limitata al ribaltamento di strutture fuori terra (ad esempio ciminiera, cartelloni pubblicitari, torri, ecc. rispetto ad una estremità della fondazione).
- Lo stato limite di resistenza della struttura, **STR**, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.
- Lo stato limite di resistenza del terreno, **GEO**, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche delle opere di terra (rilevati, argini, ...), degli scavi e di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura. Tra gli stati limite **GEO** sono da considerare anche meccanismi di rottura che coinvolgano la struttura o parte di essa (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).

Nel Cap. 6 delle NTC (Progettazione geotecnica), sono anche considerati gli stati limite ultimi di tipo idraulico, che riguardano la perdita d'equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (**UPL**) o l'erosione e il sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici (**HYD**).

Come precisato nel § 2.6.1 delle NTC, nella progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico, (plinti, platee, pali, muri di sostegno, paratie, ...), le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) e geotecnici (**GEO**) si eseguono adottando due approcci progettuali, differenziati per tipo di opera e, talvolta, per tipo di verifica, secondo quanto riportato nel capitolo 6 delle NTC e chiarito al § C6.2.4.1 della presente Circolare.

Per le verifiche di natura geotecnica secondo gli Approcci progettuali 1 e 2, per i materiali e le resistenze di natura geotecnica, si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nel Capitolo 6 delle norme.

Ai fini della verifica di dispositivi antisollevamento o, nel caso di travi continue, di dispositivi di sollevamento degli apparecchi d'appoggio, si potranno condurre due verifiche separate: la prima volta a determinare la necessità di un tale dispositivo al fine di garantire l'equilibrio della struttura, con la combinazione EQU, e la seconda volta alla verifica strutturale (combinazione STR) del dispositivo.

**CAPITOLO C3.**

---

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

WWW.LAVORIPUBBLICI.IT

## **C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI**

### **C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**

Nel paragrafo § 3.1.3 delle NTC si danno indicazioni su carichi permanenti non strutturali e sulla possibilità di rappresentarli come uniformemente distribuiti, nei limiti dati ai capoversi 3° e 4°. In particolare, vengono mostrate le equivalenze per i divisori con peso per unità di lunghezza non superiore a 5,0 kN/m.

### **C3.1.4 SOVRACCARICHI**

Anzitutto è stato cambiato il titolo del paragrafo, da Carichi variabili, derivato dall'UNI EN 1991-1-1, in Sovraccarichi, più noto da tempo ai Tecnici italiani.

Vi sono poi modifiche alla Tab. 3.1.II Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni.

Si tratta di modifiche che si muovono nel senso di avvicinare ulteriormente il testo a quello dell'Eurocodice, pur conservando l'impostazione generale precedente.

Per le costruzioni scolastiche si applicano i valori dei sovraccarichi riportati nelle vigenti NTC; il D.M. 18.12.1975, riportante le norme tecniche relative all'edilizia scolastica, non si applica ai sensi dell'articolo 12, comma 5, della Legge 11 gennaio 1996, n.23.

I valori di progetto indicati nella Tabella 3.1.II costituiscono valori da adottare in relazione alla destinazione funzionale degli ambienti. In fase di progetto, al fine di tenere conto della possibile futura modifica della destinazione funzionale degli ambienti, può essere opportuno adottare i valori dei sovraccarichi corrispondenti alla pertinente destinazione funzionale più critica.

#### **C3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI**

Questo nuovo paragrafo appare importante perché consente al Progettista di ridurre l'entità complessiva del sovraccarico verticale da considerare nel progetto sia su elementi orizzontali (ad es. travi) sia su elementi verticali (ad es. pilastri) in funzione della estensione della superficie interessata per le membrature orizzontali, e in funzione del numero di piani per le membrature verticali. In questo modo è possibile tenere conto della ridotta probabilità che si raggiunga il valore caratteristico del sovraccarico su superfici orizzontali sufficientemente estese o su tutti i piani dell'edificio.

Il testo riportato a questo proposito nelle attuali NTC è ripreso dall'UNI EN 1991-1-1 ed è quindi possibile riferirsi direttamente all'Eurocodice per eventuali chiarimenti.

#### **C3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI**

Il testo di questo nuovo paragrafo chiarisce il modo di effettuare le verifiche sotto i carichi concentrati precisando le impronte e le altre indicazioni necessarie.

#### **C3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI**

Malgrado il cambio di numero e di titolo di questo paragrafo, non vi sono significative differenze fra le attuali NTC e le precedenti.

## **C3.2 AZIONE SISMICA**

Il § 3.2, inerente la definizione dell'azione sismica, presenta alcune variazioni introdotte allo scopo di aggiornare approcci e procedure di calcolo all'attuale stato delle conoscenze.

Il dato di partenza per la definizione dell'azione sismica rimane sempre lo studio di pericolosità sismica italiana di base, i cui risultati sono stati prodotti e messi in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

L'azione sismica è valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie topografica orizzontale, sito per sito e costruzione per costruzione.

Tale approccio, che rappresentava una delle principali novità della precedente versione delle NTC, rimane invariato nell'attuale versione e dovrebbe condurre in media, sull'intero territorio nazionale, ad una significativa ottimizzazione dei costi delle costruzioni antisismiche, a parità di sicurezza.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito un parametro che descrive il moto sismico superi un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento"  $V_R$  e la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento"  $P_{V_R}$ .

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà dunque caratterizzato da sottosuolo di categoria A e superficie topografica di categoria T1.

Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata  $P_{V_R}$ , sono espresse dall'accelerazione massima e dallo spettro di risposta elastico in accelerazione.

È ammessa la possibilità di descrivere il terremoto in forma di storie temporali del moto del terreno, a condizione che esse siano compatibili con le caratteristiche del moto sismico attese. In particolare, per ciascuna  $P_{V_R}$  i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali risultano compiutamente definiti gli spettri elastici di risposta:

$a_g$  = accelerazione massima al sito;

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di  $a_g$  è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo **INGV**, mentre  $F_o$  e  $T_C^*$  sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_C^*$  sono riportati negli allegati A e B al decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008 n. 29 e negli eventuali successivi aggiornamenti; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  per l'intero territorio nazionale. (v. Figure C3.2.1 a, b, c). Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di  $T_R$  i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione log-normale, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio ("*variabilità spaziale*").

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5.

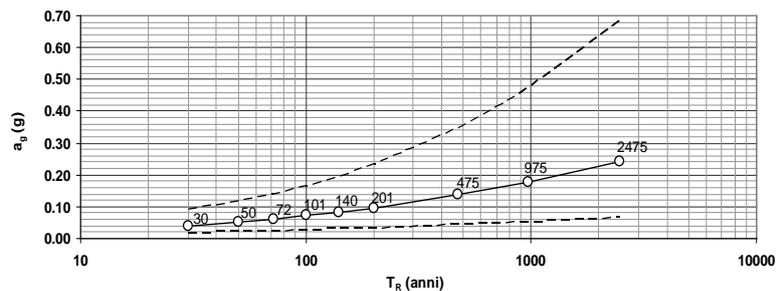


Figura C3.2.1 a – Variabilità di  $a_g$  con  $T_R$ : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

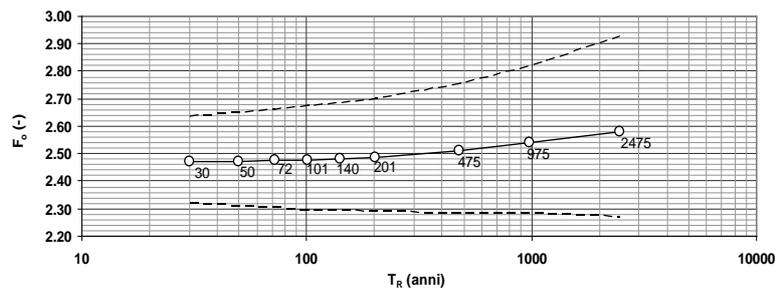


Figura C3.2.1 b – Variabilità di  $F_o$  con  $T_R$ : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

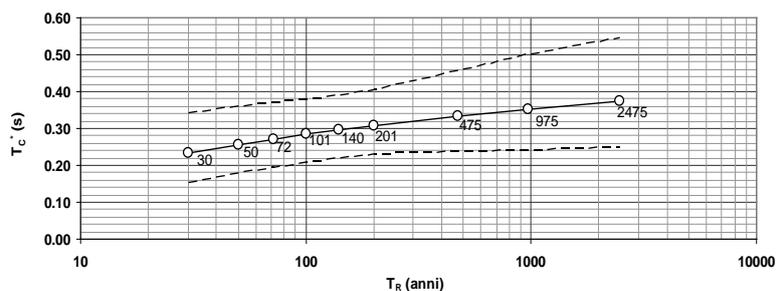


Figura C3.2.1 c – Variabilità di  $T_C^*$  con  $T_R$ : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

### C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, si è ritenuto utile consentire, quando opportuno, il riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica.

Ci si riferisce dunque a due Stati Limite di Esercizio (SLE), lo Stato Limite di immediata Operatività (SLO), particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.) e lo Stato Limite di Danno (SLD) – definito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche, in tal modo articolando le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

In modo analogo, ci si riferisce a due Stati Limite Ultimi (SLU) facendo seguire allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo, lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono attribuiti (v. Tabella 3.2.I delle NTC) valori della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento  $V_R$  proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento  $V_R$  della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale  $V_N$  fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso  $C_U$  che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad [C.3.2.1]$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di  $T_R$  in funzione di  $V_R$  riportate nella Tabella C.3.2.I.

Tabella C.3.2.I – Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_R$

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periododi riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	<sup>(1)</sup> 30 anni $\leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475$ anni <sup>(1)</sup>

Alla base dei risultati così ottenuti è la strategia progettuale che impone, al variare del periodo di riferimento  $V_R$ , la costanza della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  di ciascuno degli stati limite considerati (**strategia progettuale di norma**).

È immediato constatare (v. formula C.3.2.1) che, imponendo  $P_{V_R} =$  costante al variare di  $C_U$ , si ottiene  $[T_R = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \text{costante}]$  e dunque, a parità di  $V_N$ ,  $T_R$  varia dello stesso fattore  $C_U$  per cui viene moltiplicata  $V_N$  per avere  $V_R$ .

Fissata la vita nominale  $V_N$  della costruzione e valutato il periodo di ritorno  $T_{R,1}$  corrispondente a  $C_U = 1$ , si ricava il  $T_R$  corrispondente al generico  $C_U$  dal prodotto  $C_U \cdot T_{R,1}$ . **Al variare di  $C_U$ ,  $T_R$  e  $V_R$  variano con legge uguale.**

Strategie progettuali alternative a quella ora illustrata, sono ipotizzabili<sup>2</sup>.

Al riguardo le NTC, alla fine del § 3.2.1, recitano "Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{V_R}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere."

È evidente che riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare si possono eventualmente accrescere i livelli di protezione nei confronti degli

Stati Limite di Esercizio, mentre i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite Ultimi (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa.

Per rispettare le limitazioni testé citate, al variare della classe d'uso e del coefficiente  $C_U$ , si può utilizzare  $C_U$  non per aumentare  $V_N$ , portandola a  $V_R$ , ma per ridurre  $P_{V_R}$ .

In tal caso si ha  $T_R = -V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)$ ; detto  $T_{R,a}$  il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale di norma e  $T_{R,b}$  il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale appena illustrata, il rapporto  $R$  tra i due periodi di ritorno varrebbe:

$$R = \frac{T_{R,b}}{T_{R,a}} = \frac{-V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)}{-C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R})} = \frac{\ln(1 - P_{V_R})}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U)} \quad [C.3.2.2]$$

ed avrebbe, al variare di  $C_U$  e  $P_{V_R}$ , gli andamenti riportati nel grafico successivo.

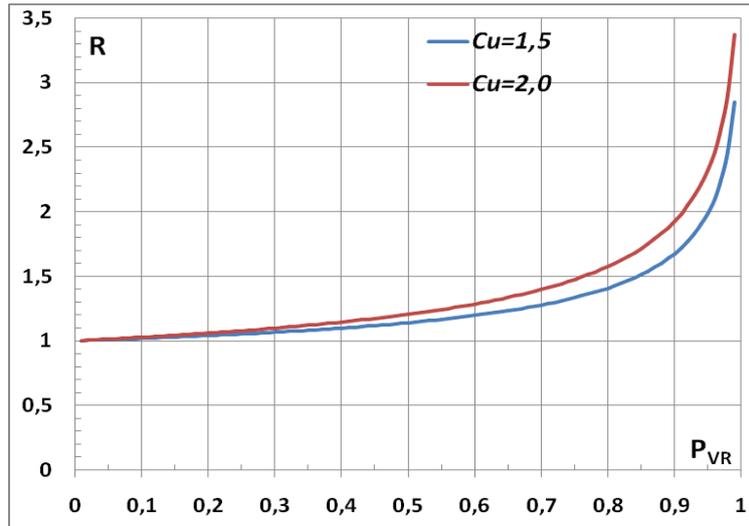


Figura C3.2.2 – Variazione di  $R$  con  $C_U$  e  $P_{V_R}$

Constatato che, con la strategia ipotizzata, si rispettano le condizioni preliminarmente indicate come irrinunciabili (sostanziale costanza di  $T_R$ , dunque protezione sostanzialmente immutata, per i valori di  $P_{V_R}$  relativi agli SLU ossia per  $P_{V_R} \leq 10\%$ , e significativa crescita di  $T_R$ , dunque protezione significativamente incrementata, per i valori di  $P_{V_R}$  relativi agli SLE ossia per  $P_{V_R} \geq 60\%$ ) si può poi passare a valutare come applicare la indicazione di norma, ossia come modificare le  $P_{V_R}$ .

Per trovare come modificare, al variare di  $C_U$ , i valori di  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per ottenere gli stessi valori di  $T_R$  suggeriti dalla strategia ipotizzata, basta imporre  $R=1$  nella formula C.3.2.2 ed indicare con  $P_{V_R}^*$  i nuovi valori di  $P_{V_R}$ , così ottenendo:

$$R=1 = \frac{\ln(1 - P_{V_R}^*)}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R}^* / C_U)} \Rightarrow \ln(1 - P_{V_R}^*) = C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R}^* / C_U) \Rightarrow P_{V_R}^* = 1 - (1 - P_{V_R} / C_U)^{C_U} \quad [C.3.2.3]$$

È così possibile ricavare, al variare di  $C_U$ , i valori di  $P_{V_R}^*$  a partire dai valori di  $P_{V_R}$ ; tali valori sono riportati, insieme ai valori di  $T_R$  corrispondenti, nella Tabella C.3.2.II. Adottando la strategia ipotizzata, al crescere di  $C_U$  i valori dei  $P_{V_R}^*$  corrispondenti agli Stati Limite di Esercizio (SLE) **si riducono sensibilmente ed i corrispondenti  $T_R$  crescono**, mentre i valori dei  $P_{V_R}^*$  corrispondenti agli Stati Limite Ultimi (SLU) ed i corrispondenti  $T_R$  **sostanzialmente non variano**.

Tabella C.3.2.II – Valori di  $P_{V_R}^*$  e  $T_R$  al variare di  $C_U$

Stati Limite		Valori di $P_{V_R}^*$			Valori di $T_R$ corrispondenti		
		$C_U = 1,0$	$C_U = 1,5$	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,0$	$C_U = 1,5$	$C_U = 2,0$
SLE	SLO	81,00%	68,80%	64,60%	$0,60 \cdot V_R$	$0,86 \cdot V_R$	$0,96 \cdot V_R$
	SLD	63,00%	55,83%	53,08%	$V_R$	$1,22 \cdot V_R$	$1,32 \cdot V_R$
SLU	SLV	10,00%	9,83%	9,75%	$9,50 \cdot V_R$	$9,66 \cdot V_R$	$9,75 \cdot V_R$
	SLC	5,00%	4,96%	4,94%	$19,50 \cdot V_R$	$19,66 \cdot V_R$	$19,75 \cdot V_R$

Se dunque la protezione nei confronti degli SLE è di prioritaria importanza, si possono sostituire i valori di  $P_{V_R}$  con quelli di  $P_{V_R}^*$ , così conseguendo una miglior protezione nei confronti degli SLE. La strategia progettuale testé ipotizzata, peraltro, conduce ad un'opera decisamente più costosa e dunque è lecito adottarla unicamente nei casi in cui gli SLE siano effettivamente di prioritaria importanza.

Ottenuti i valori di  $T_R$  corrispondenti ai quattro stati limite considerati (utilizzando, a seconda dei casi, la **strategia progettuale a o b**) si possono infine ricavare, al variare del sito nel quale la costruzione sorge ed utilizzando i dati riportati negli Allegati A e B alle NTC, l'accelerazione del suolo  $a_g$  e le forme dello spettro di risposta di progetto per ciascun sito, costruzione, situazione d'uso, stato limite.

### C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le condizioni del sito di riferimento rigido non corrispondono, in generale, alle condizioni reali. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale. Si denomina "*risposta sismica locale*" l'azione sismica che emerge in "*superficie*" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "*superficie*" il "*piano di riferimento*" così come definito, per le diverse tipologie strutturali, al § 3.2.2 delle NTC.

Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno è dovuta alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi. I metodi semplificati possono essere adoperati solo se l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta; non possono cioè essere adoperati se l'azione sismica in superficie è descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Nei metodi semplificati è possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici. In tali metodi si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC (A, B, C, D, E) e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC (T1, T2, T3, T4). In questo caso, la valutazione della risposta sismica locale consiste nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, relativo all'affioramento della formazione rocciosa (categoria di sottosuolo A) su superficie orizzontale (categoria topografica T1).

L'identificazione della categoria del sottosuolo è basata sulla descrizione stratigrafica e sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ . Ai fini della valutazione semplificata della risposta sismica locale, nell'attuale versione delle NTC, non è più consentita la classificazione del sottosuolo sulla base del parametro  $N_{SPT30}$  per i terreni a grana grossa e  $C_{u30}$  per i terreni a grana fine. Le attuali norme tecniche richiedono, quindi, che la categoria di sottosuolo sia stabilita sulla base del profilo  $V_s$ . La misura diretta di  $V_s$  attraverso specifiche indagini geofisiche è in ogni caso preferibile, essendo consentita, in alternativa, la definizione del profilo  $V_s$  attraverso il ricorso a correlazioni empiriche "*di comprovata affidabilità*" solo per il metodo semplificato ed in ipotesi residuali, stante la maggiore incertezza che caratterizza la determinazione di  $V_s$  con le citate correlazioni empiriche. In caso di utilizzo di correlazioni empiriche è comunque raccomandabile non limitarsi all'uso di un singolo modello empirico, al fine di consentire una stima dell'incertezza legata al carattere regionale di tali correlazioni e alla conseguente elevata dispersione dei relativi dati sperimentali.

Fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,eq}$  definita mediante la media armonica [3.2.1] delle NTC ([C.3.2.4] nella presente circolare).

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{j=2}^N \frac{h_j}{V_{s,j}}} = \frac{\sum_{j=1}^N h_j}{\sum_{j=1}^N \frac{h_j}{V_{s,j}}} \quad [C.3.2.4]$$

La velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari ad  $H$  dove  $H$  è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da valori di  $V_s$  non inferiori ad 800 m/s. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$  ottenuto ponendo  $H = 30$  m nell'equazione [3.2.1] - [C.3.2.4] e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Derivando da una media armonica, la velocità equivalente assume valori differenti da quelli ottenuti dalla media aritmetica delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Lo scopo della definizione adottata è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili.

Per terreni nei quali la profondità del substrato è maggiore di 30 m ( $H \geq 30$  m), la  $V_{s,eq}$  così come definita dall'equazione [3.2.1] - [C.3.2.4] coincide di fatto con la  $V_{s,30}$  della precedente versione delle NTC. L'introduzione della  $V_{s,eq}$  unita alla modifica nella definizione delle categorie di sottosuolo si è resa necessaria al fine di includere nell'attuale testo normativo le configurazioni stratigrafiche che rimanevano escluse nelle NTC 2008 (ad esempio profili di tipo B con profondità del substrato inferiore a 30 m).

Infine nelle attuali NTC sono state eliminate le categorie speciali di sottosuolo (Classi S1 ed S2 presenti nelle NTC 2008). Per tutte quelle configurazioni litostratigrafiche non riconducibili alla classificazione riportata in Tab. 3.2.II (ad esempio terreni instabili o suscettibili di liquefazione, per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione), le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale, meglio descritte nel § C.7.11.3.1 della presente Circolare. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche e dinamiche, determinate mediante specifiche indagini e prove geotecniche.

La risposta sismica locale e, comunque, la modellazione sismica in generale comprendono, ove necessario in relazione alla natura ed alla dimensione dell'opera, un propedeutico studio geomorfologico, stratigrafico e tettonico, nonché una individuazione delle categorie di sottosuolo a cui afferiscono le opere in progetto.

### C3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il moto sismico di ciascun punto del terreno può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali del moto del terreno (ad esempio accelerogrammi). Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione, altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto, nei modi definiti nel § 7.3.2.5.

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione  $T \leq 4$  s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'UNI EN 1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza,  $F_o$ , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze  $a_g$ ,  $T_C$  e, conseguentemente,  $T_B$ ,  $T_D$ . Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo  $a_g$  e l'amplificazione massima  $F_v$ , espressa come funzione di  $a_g$ .

La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta. Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafica ( $S_S$ ) e topografica ( $S_T$ ). Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, il periodo  $T_C$  di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente  $C_C$ , dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

Il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  è definito in funzione delle condizioni topografiche riportate nella Tabella 3.2.II ed assume i valori riassunti nella Tabella 3.2.V delle NTC.

Per le componenti orizzontali dell'azione sismica il coefficiente  $S_S$  è definito nella Tabella 3.2.IV delle NTC. Esso è il rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A ed è definito in funzione della categoria di sottosuolo e del livello di pericolosità sismica di base del sito (descritto dal prodotto  $F_o \cdot a_g$ ).

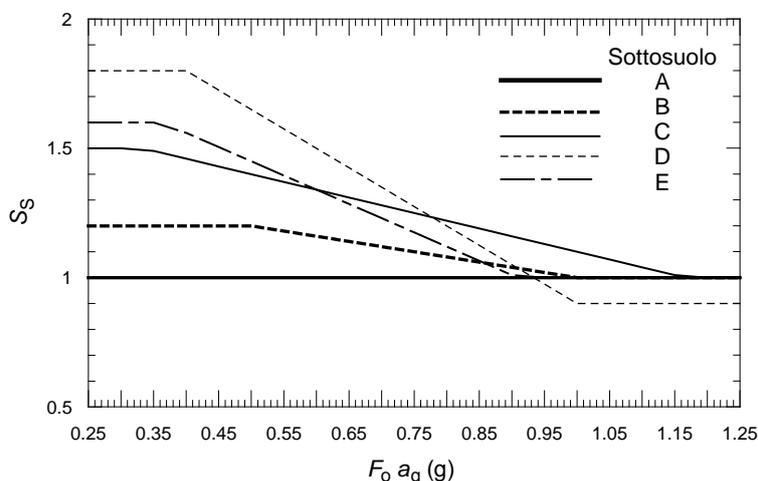


Figura C3.2.3 – Andamento del coefficiente  $S_S$  per le componenti orizzontali dell'azione sismica

Nella Figura C.3.2.3 è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, la variazione di  $S_s$  in funzione del prodotto  $F_o \cdot a_g$ .

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di  $S_s$  con  $F_o \cdot a_g$  è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica di base; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di  $S_s$  con  $F_o \cdot a_g$ .

In genere, per bassi valori di pericolosità sismica di base, a parità di  $F_o \cdot a_g$  i valori di  $S_s$  si incrementano al decrescere della rigidità del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. In particolare, per  $F_o \cdot a_g < 0.78g$ , il sottosuolo di categoria D mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo. Come conseguenza del comportamento ciclico non lineare e dissipativo del terreno, per valori elevati della pericolosità sismica di base si osserva un'inversione di tendenza. Per  $0.78g \leq F_o \cdot a_g < 1.17g$  i fenomeni di amplificazione diventano più marcati per il sottosuolo di categoria C mentre per elevati livelli di pericolosità sismica del sito, caratterizzati da valori del prodotto  $F_o \cdot a_g > 0.93g$ , le accelerazioni massime su sottosuolo di categoria D sono inferiori a quelle su sottosuolo di categoria A. Si verifica cioè una deamplificazione del moto in termini di accelerazione massima.

Per la componente verticale dell'azione sismica, in assenza di studi specifici, si assume  $S_s=1$ .

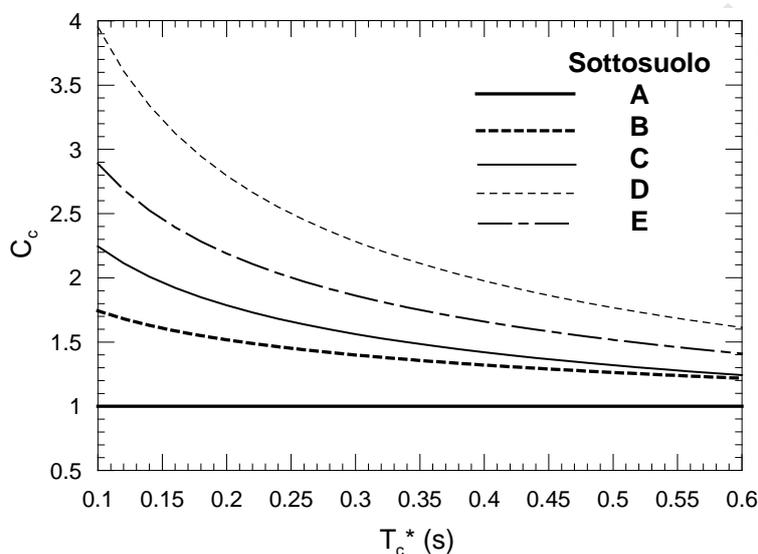


Figura C3.2.4 - Andamento del coefficiente  $C_c$

Il coefficiente  $C_c$  è definito nella Tabella 3.2.IV delle NTC in funzione della categoria di sottosuolo e del valore di  $T_c$  riferito a sottosuolo di categoria A,  $T_c^*$ . Nella Figura C.3.2.4, la variazione di  $C_c$  è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, in funzione di  $T_c^*$ .

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente  $C_c$  decresce al crescere di  $T_c^*$  e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di  $T_c^*$ , i valori di  $C_c$  si incrementano al decrescere della rigidità del sottosuolo, ovvero passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di  $T_c$  maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

### C3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Se le azioni sismiche al piano di fondazione sono ricavate mediante analisi di risposta sismica locale, si può procedere nella maniera seguente:

- Si selezionano accelerogrammi rappresentativi delle azioni su affioramento rigido di riferimento, verificandone la compatibilità con lo spettro elastico di risposta secondo quanto disposto al §3.2.3.6 della norma e tenendo conto delle indicazioni fornite al successivo C3.2.3.6 e al C7.11.3.1.2.2.
- Dalle analisi di risposta sismica locale si ottiene, per ciascun accelerogramma, il corrispondente accelerogramma in superficie o sul piano di riferimento (ad esempio il piano di fondazione) e il relativo spettro elastico di risposta.
- Per le analisi con spettro elastico di risposta si adotta lo spettro medio ottenuto dagli spettri determinati con l'analisi di risposta sismica locale. Per le analisi nel dominio del tempo si utilizzano direttamente gli accelerogrammi ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.

### C3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

#### C3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Il fattore  $\eta$  tiene conto delle capacità dissipative delle costruzioni alterando lo spettro di risposta assunto a riferimento, per il quale  $\eta=1$ , definito come lo spettro elastico con smorzamento viscoso convenzionale  $\xi = 5\%$ . La relazione [3.2.4] può essere utilizzata per costruzioni che non subiscono significativi danneggiamenti e può essere utilizzata nel campo di smorzamenti convenzionali compresi tra i valori  $\xi = 5\%$  e  $\xi = 28\%$ . Al di fuori di questo campo, la scelta del valore del fattore  $\eta$  deve essere adeguatamente giustificata.

Nel caso di significativi danneggiamenti, generalmente associati ad azioni riferite agli Stati Limite Ultimi, il fattore  $\eta$  può essere calcolato in funzione del fattore di struttura  $q$  previsto per lo Stato Limite considerato secondo quanto definito al § 3.2.3.5 delle NTC.

#### C3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

Le norme indicano le caratteristiche delle storie temporali del moto da impiegare nelle analisi non lineari dinamiche delle strutture, definite al § 7.3.4.1, e di opere e sistemi geotecnici definite al § 7.11 consentendo l'uso di storie temporali artificiali o naturali (provenienti da registrazioni di terremoti reali) e, in particolari situazioni, di storie temporali simulate, generate cioè mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione. Le norme specificano altresì che l'uso di segnali artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

Per gli accelerogrammi artificiali e per quelli naturali le norme definiscono i criteri di coerenza con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite considerato (spettro-compatibilità) mentre per gli accelerogrammi simulati specificano che la loro determinazione si qualifichi in base alle caratteristiche accelerogrammi della sorgente e del mezzo di propagazione. Per gli accelerogrammi artificiali le norme prescrivono che essi debbano rispettare vincoli di compatibilità media con lo spettro elastico di riferimento.

Quando l'azione sismica è rappresentata da accelerogrammi naturali, è necessario che la selezione di questi segnali sia coerente con la pericolosità sismica attesa al sito e in particolare con la magnitudo e la distanza epicentrale rappresentative di uno o più eventi di scenario. Poiché la pericolosità sismica di base è definita sul territorio nazionale in termini probabilistici, gli eventi di scenario, se il sito di costruzione appartiene alle categorie A di sottosuolo (tabella 3.2.II) e T1 topografica (tabella 3.2.III), possono essere definiti a partire dai risultati della disaggregazione della pericolosità sismica disponibili sul sito web dell'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>). In questo caso, come indicato al C.7.11.3.1.2, i siti di registrazione dovrebbero essere posti su un affioramento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1). Per i siti di costruzione non appartenenti alle categorie A di sottosuolo e T1 topografica, i segnali naturali testé selezionati sono utilizzati per effettuare analisi di risposta sismica locale.

Le norme stabiliscono per le registrazioni naturali selezionate alcuni vincoli di spettro-compatibilità rispetto allo spettro elastico di risposta per lo stato limite considerato (§3.2.3.6). Occorre inoltre tenere conto delle indicazioni fornite al paragrafo C.7.11.3.1.2.2 della presente circolare. Al fine di soddisfare il suddetti requisiti di spettro-compatibilità, i segnali registrati possono essere scalati linearmente in ampiezza. È tuttavia opportuno contenere il fattore di scala in un intervallo limitato in modo da non alterare eccessivamente i segnali e renderli incompatibili alla magnitudo e alla distanza dalla sorgente degli eventi sismici a cui sono riferiti. In generale, ciascuna registrazione sismica è costituita da due componenti del moto in direzione orizzontale e una componente in direzione verticale. Mentre in linea di principio è possibile ottenere, differenziando tra loro i fattori di scala, la spettro-compatibilità per ciascuna componente del moto, in pratica può essere opportuno utilizzare un unico fattore di scala per le due componenti orizzontali, selezionato in modo da rendere la risultante delle azioni sismiche nel piano orizzontale compatibile con lo spettro risultante. Uno dei possibili metodi per ottenere questo risultato comprende le seguenti operazioni:

1. per ogni coppia di registrazioni orizzontali, si costruisce uno spettro SRSS, dato dalla radice quadrata della somma dei quadrati degli spettri di ogni componente;
2. lo "spettro medio SRSS" è pari alla media degli spettri SRSS di ciascuna coppia di accelerogrammi, appartenente al medesimo gruppo di storie temporali;
3. le coppie di registrazioni, nel numero indicato dalla norma, devono essere selezionate e scalate in modo tale che lo spettro medio SRSS approssimi, secondo i criteri di coerenza spettrale di norma, lo "spettro di riferimento", dato dal prodotto dello spettro elastico di progetto per un opportuno coefficiente  $\alpha$ .

Il valore del coefficiente  $\alpha$  è in genere non superiore a 1,3 che corrisponde alla risultante di due componenti il cui rapporto è circa pari a 0,85. Tuttavia, nel definire la coerenza spettrale, con particolare riguardo al rapporto fra le componenti accelerometriche, in assenza di studi sismo-tettonici specifici che giustificano scelte differenti, si deve adottare un valore limite per il coefficiente  $\alpha$  pari a  $\sqrt{2}$ , ovvero la risultante di due componenti uguali tra loro, come specificato al §3.2.3.1 della norma.

Ai fini dell'impiego di accelerogrammi nelle analisi, una descrizione delle azioni sismiche coerente con l'evento di origine può essere ottenuta proiettando ciascuna coppia di registrazioni lungo le direzioni principali del sisma, definite come le direzioni per

le quali si annulla la correlazione tra le componenti. Il coefficiente di correlazione tra due componenti accelerometriche X e Y nell'intervallo di tempo  $t_1 < t < t_2$ , può essere così determinato:

$$\rho_{X,Y} = \frac{\int_{t_1}^{t_2} X(t) \cdot Y(t) dt}{\sqrt{\int_{t_1}^{t_2} X^2(t) dt \cdot \int_{t_1}^{t_2} Y^2(t) dt}} \quad [C3.2.5]$$

dove  $t_1$  e  $t_2$  rappresentano gli estremi dell'intervallo temporale considerato, che può essere assunto corrispondente alla fase intensa del sisma.

### C3.3 AZIONI DEL VENTO

Sparisce nel passaggio dalle precedenti alle attuali NTC la numerazione del § 3.3.1 Generalità, il testo resta praticamente immutato, ma quello che era il paragrafo successivo sulla velocità di riferimento assume ora il numero 3.3.1 contro il numero 3.3.2 delle precedenti NTC.

#### C3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

A parte la variazione di numerazione del paragrafo il suo contenuto è sostanzialmente immutato, la zonizzazione del territorio nazionale resta invariata rispetto alle precedenti NTC, così come la velocità base di riferimento del vento nelle varie zone, sia a livello del mare che all'aumentare della quota. La variazione della formula 3.3.1 è infatti solamente apparente e le due formulazioni conducono comunque agli stessi valori, per tutte le 9 zone e per qualunque quota sul livello del mare.

#### C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

In questo paragrafo, vengono introdotte, in mancanza di indagini statistiche adeguate, le seguenti espressioni che forniscono la velocità di riferimento del vento  $v_b(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b \quad [C3.3.1]$$

dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni,  $\alpha_R$  è un coefficiente fornito dalla Figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [C3.3.2].$$

dove  $T_R$  è espresso in anni.

La formula C3.3.2 è generalmente utilizzata per la valutazione della velocità del vento, riferita a tempi di ritorno inferiori a 50 anni per le condizioni transitorie delle costruzioni. Limitatamente alle analisi inerenti il comportamento delle costruzioni nei riguardi dei fenomeni di instabilità aeroelastica, per i quali le verifiche si conducono in termini di velocità media di riferimento e di velocità critica per il fenomeno in esame, si dovranno adottare valori di  $T_R$  significativamente maggiori di 50 anni, secondo i criteri specificati in C3.3.11 per il distacco dei vortici ed in documenti di comprovata validità per le altre possibili tipologie dei fenomeni instabili.

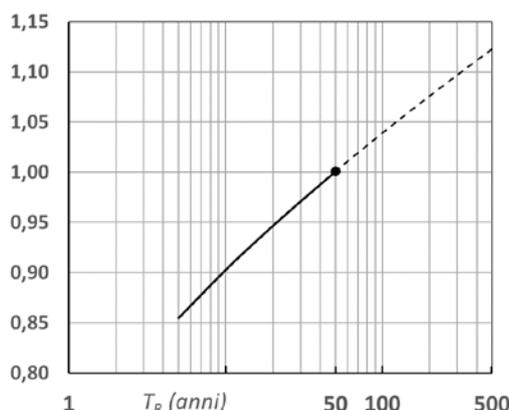


Figura C3.3.1 – Valori del coefficiente  $\alpha_R$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  (asse in scala logaritmica),

### C3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Il paragrafo chiarisce che nel valutare i carichi agenti su ciascun elemento della costruzione si deve tenere conto delle pressioni agenti sulle due facce sopravento e sottovento.

### C3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.2 delle precedenti NTC e [3.3.4] delle attuali, sono sostanzialmente equivalenti; il coefficiente  $c_p$  viene definito coefficiente di pressione invece che coefficiente di forma (come nella precedente NTC) ma il suo ruolo e valore, come indicato al § 3.3.8, restano immutati.

### C3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.3 delle precedenti NTC e [3.3.5] delle attuali, sono sostanzialmente equivalenti.

### C3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Le espressioni 3.3.4 delle precedenti NTC e [3.3.6] delle attuali, sono sostanzialmente equivalenti.

### C3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il paragrafo mostra la dipendenza del coefficiente di esposizione dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Non presenta significative differenze rispetto alle precedenti NTC.

### C3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di pressione si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Nel seguito, in riferimento alle costruzioni di forma regolare indicate ai paragrafi da C3.3.8.1 a C3.3.8.4, si forniscono, tre distinte serie di coefficienti di pressione esterna:

- Coefficienti globali  $c_{pe}$ , che possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura;
- Coefficienti locali  $c_{pe,10}$  consentono una rappresentazione più realistica dell'effettivo campo di pressione che si instaura sulle superfici delle costruzioni e che possono essere impiegati sia in alternativa ai coefficienti di pressione globali  $c_{pe}$ , sia per quantificare la pressione locale sugli elementi con area di incidenza maggiore o uguale a 10 m<sup>2</sup>;
- Coefficienti locali  $c_{pe,1}$  che consentono la quantificazione della pressione locale su elementi di piccole dimensioni con un'area di incidenza minore o uguale a 1 m<sup>2</sup> (quali elementi di rivestimento ed i loro fissaggi).

Per i coefficienti di pressione locali relativi ad un'area di incidenza compresa fra 1 e 10 m<sup>2</sup>, il valore è pari a:

$$c_{peA} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10}(A) \quad [C3.3.3]$$

dove:

A è l'area di incidenza della pressione del vento.

I coefficienti di pressione interna, da considerare, se del caso, congiuntamente ai coefficienti di pressione esterna, sono riportati al paragrafo C3.3.8.5.

Per costruzioni di forma non regolare e per i ponti, si dovrà fare riferimento ad indicazioni aggiuntive tratte da documenti di comprovata validità.

#### C3.3.8.1 EDIFICI A Pianta Rettangolare con Coperture Piane, a Falde, Inclinate e Curvilinee

Per la valutazione della pressione esterna si assumeranno, nei casi più comuni, gli schemi di seguito riportati; per le forme non contemplate nel presente documento, e per ulteriori approfondimenti sui criteri di analisi, costituiscono utile riferimento l'Eurocodice EN-1991-1-4 e le Istruzioni CNR DT207. Per le forme non contemplate nei documenti citati si potrà ricorrere a dati di letteratura o a prove specifiche in galleria del vento o, infine, a simulazioni di fluidodinamica computazionale utilizzando strumenti di comprovata validità scientifica.

##### C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.I

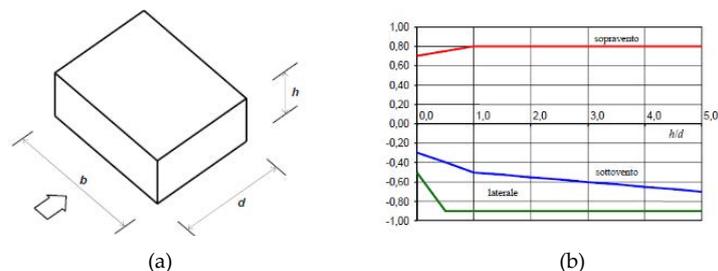


Figure C3.3.2 a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare, b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$ : $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$ : $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

I coefficienti locali  $c_{pe,10}$  e di dettaglio  $c_{pe,1}$  da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura, C3.3.3 e in Tabella C3.3.II, il valore della dimensione  $e$  è pari al minimo tra  $b$  e  $2h$ .

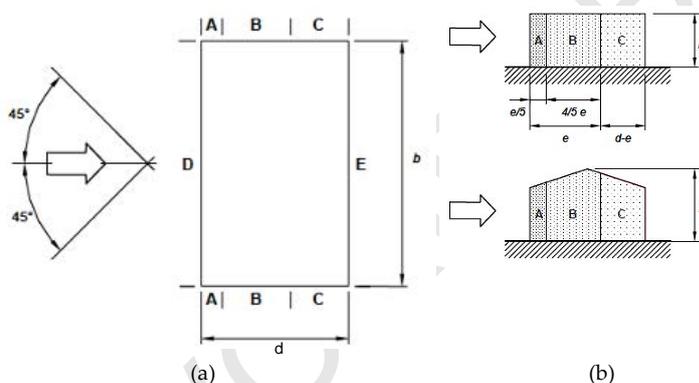


Figura C3.3.3 a) Schema planimetrico di riferimento, b) Suddivisione delle pareti verticali di edificio a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetti laterali)

Tabella C3.3.II: Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali.

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

C3.3.8.1.1.1 Altezza di riferimento per la faccia sopravvento

La distribuzione altimetrica della pressione sulle pareti della costruzione è, in generale, diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato, come si ricava attraverso il coefficiente di esposizione (§ 3.3.7 delle NTC). In conseguenza di ciò, è opportuno calcolare la pressione cinetica di picco in corrispondenza di un punto posto ad una quota detta di riferimento ( $\bar{z}_e$ ), tale da consentire la stima, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni agenti sulle pareti verticali dell'edificio.

Per gli edifici bassi, ossia con altezza minore o uguale della dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento ( $h \leq b$ ), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ( $\bar{z}_e = h$ ); la pressione del vento è pertanto uniforme.

Per gli edifici alti, ossia con altezza compresa fra la dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento e 5 volte la profondità dell'edificio ( $b < h \leq 5 \cdot d$ ), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte dell'edificio, sino alla quota  $z = b$ , l'altezza di riferimento è costante e pari a  $\bar{z}_e = b$ ; la pressione del vento è pertanto uniforme. Nella parte superiore dell'edificio, per  $z$  compreso fra  $b$  e  $h$ , la quota di riferimento  $\bar{z}_e$  può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (figura C3.3.4):

1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità dell'edificio ( $\bar{z}_e = h$ ); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote  $z=b$  e  $z=h$ . In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.
2. L'edificio è suddiviso in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; se l'altezza di ciascun tronco coincide con l'interpiano dell'edificio, ed ogni singolo tronco risulta centrato sulla posizione degli elementi orizzontali (solai), è lecito ammettere che l'altezza di riferimento sia pari alla quota del solaio relativo; in entrambi i casi la pressione del vento è uniforme su ogni tronco. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

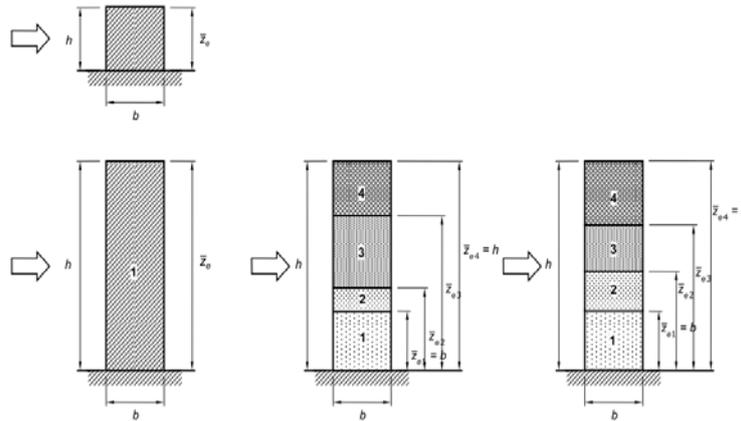


Figure C3.3.4 Quote di riferimento negli edifici bassi ed alti

Particolare attenzione va posta nel caso di edifici particolarmente snelli, il cui rapporto  $h/d$  sia maggiore di 5, per i quali potrà farsi utile riferimento a studi specifici di settore.

#### C3.3.8.1.1.2 Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali

La pressione sulle facce sottovento e sulle facce laterali degli edifici può essere considerata, con buona approssimazione, costante con la quota. Di ciò si tiene conto assumendo che l'altezza di riferimento sia costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ( $\bar{z}_e = h$ ).

#### C3.3.8.1.2 Coperture piane

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sull'orizzontale sia compresa tra  $-5^\circ$  e  $+5^\circ$ . L'altezza di riferimento  $\bar{z}_e$  per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.5 e in Tabella C3.3.III.

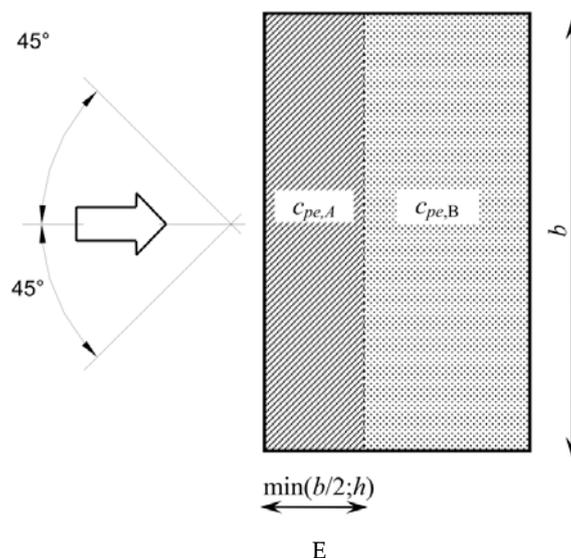


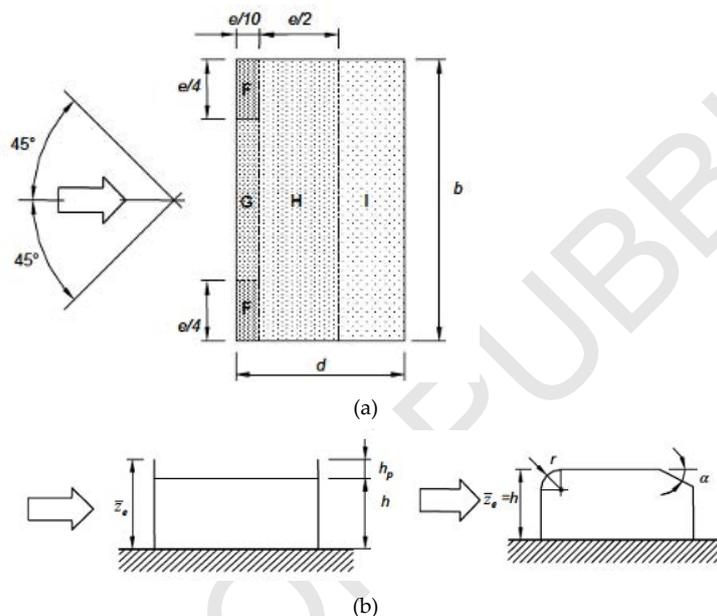
Figura C3.3.5 Schema di riferimento per coperture piane

**Tabella C3.3.III:** Edifici rettangolari:  $c_{pe}$  per coperture piane.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e $h$ :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

I coefficienti locali  $c_{pe,10}$  e di dettaglio  $c_{pe,1}$  da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.6 e in Tabella C3.3.IV. In riferimento alla Figura C3.3.6 e Tabella C3.3.IV, il valore della dimensione  $e$  è pari al minimo fra  $b$  e  $2h$ .



**Figura C3.3.6:** a) Suddivisione delle coperture piane in zone di uguale pressione, b) Altezza di riferimento per coperture piane con parapetti o raccordi (curvi e piani)

**Tabella C3.3.IV:** Coefficienti di pressione per coperture piane,

	Zona								
	F		G		H		I		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
Spigoli vivi	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	$\pm 0,2$		
Con parapetti	$h_p/h = 0,025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2		
	$h_p/h = 0,10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2		
Raccordi curvi	$r/h = 0,05$	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4	$\pm 0,2$		
	$r/h = 0,10$	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3			
	$r/h = 0,20$	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3			
Raccordi piani	$\alpha = 30^\circ$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3	$\pm 0,2$		
	$\alpha = 45^\circ$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4			
	$\alpha = 60^\circ$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5			

**C3.3.8.1.3 Coperture a falda singola**

L'altezza di riferimento  $\bar{z}_e$  per le coperture inclinate a semplice falda è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni  $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$  occorre fare riferimento al caso di copertura piana (§ C3.3.8.1.2). I coefficienti globali da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento ortogonale alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.8 e in Tabella C3.3.V. Nella zona  $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$  la pressione può variare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui vengono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; in generale, si considerano ambedue le condizioni di carico, valutando quale può condurre a situazioni più gravose per la struttura o l'elemento strutturale considerato.

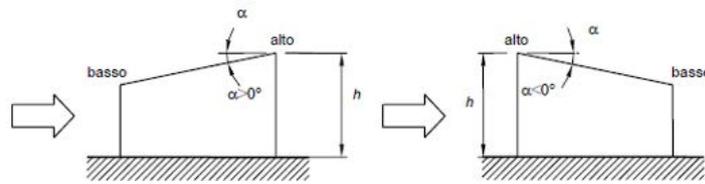


Figura C3.3.7: Schema di riferimento per coperture a semplice falda



Figura C3.3.8: Coperture a semplice falda: valori del coefficiente  $c_{pe}$ : vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella C3.3.V: Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = +\alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = +0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

I coefficienti globali da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.9 e in Tabella C3.3.VI.

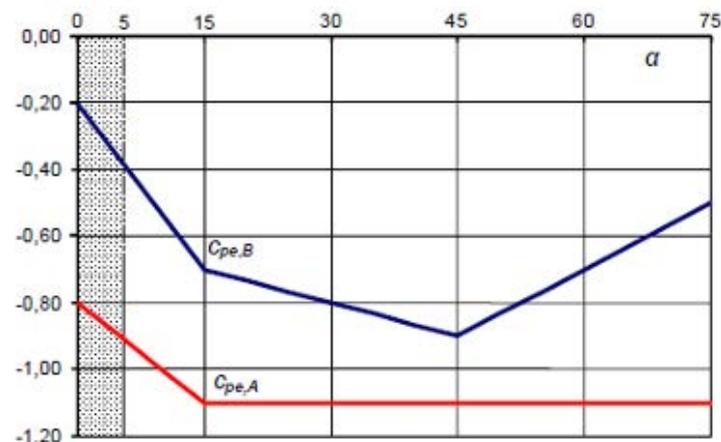
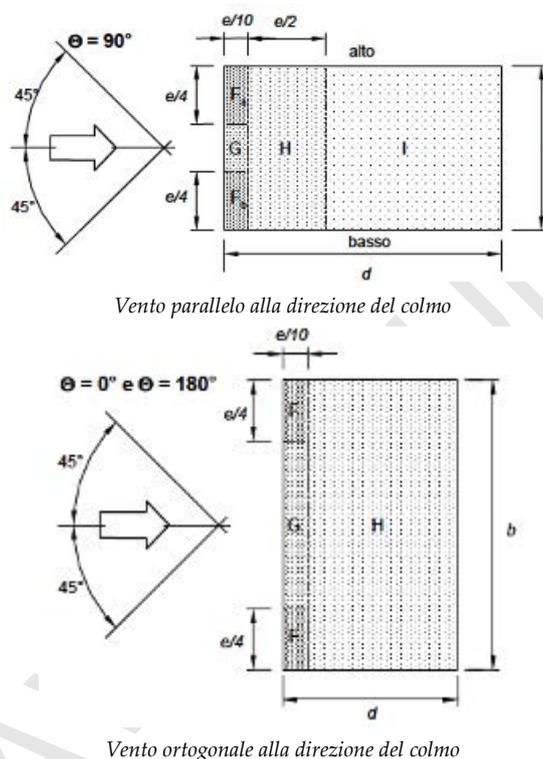


Figura C3.3.9: Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento parallelo alla direzione del colmo

**Tabella C3.3.VI:** Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento parallelo alla direzione del colmo.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$C_{pe,A} = -0,8 - \alpha/50$
	$15^\circ < \alpha$	$C_{pe,A} = -1,10$
Restanti zone	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$C_{pe,B} = -0,2 - \alpha/30$
	$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$C_{pe,B} = -0,7 - (\alpha - 15)/150$
	$45^\circ \leq \alpha$	$C_{pe,B} = -0,9 + (\alpha - 45)/75$

I coefficienti locali e di dettaglio da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.10 e in Tabella C3.3.VII e C3.3.VIII, il valore di  $e$  è pari al minimo fra  $b$  e  $2h$ .



**Figura C3.3.10:** Suddivisione delle coperture a semplice falda in zone di uguale pressione

**Tabella C3.3.VII:** Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento ortogonale alla direzione del colmo.

$\alpha$	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$						Direzione del vento $\Theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	0		0		0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	0		0		0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

**Tabella C3.3.VIII:** Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento parallelo alla direzione del colmo.

$\alpha$	Direzione del vento $\Theta = 90^\circ$									
	$F_a$		$F_b$		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

**C3.3.8.1.4 Coperture a falda doppia**

L'altezza di riferimento  $\bar{z}_e$  per le coperture inclinate a doppia falda (Figura C3.3.11) è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni  $-5^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$  occorre fare riferimento al caso di copertura piana).

I coefficienti globali da assumere sulla falda sopravvento di coperture a falda doppia di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola. Nella zona  $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$  vale quanto previsto per le coperture a falda singola circa la variazione di segno della pressione.

Per la falda sottovento, si fa riferimento ai valori riportati in Tabella C3.3.IX e Figura C3.3.12.

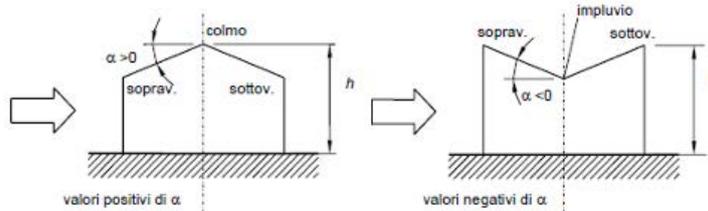


Figura C3.3.11: Schema di riferimento per coperture a falda doppia

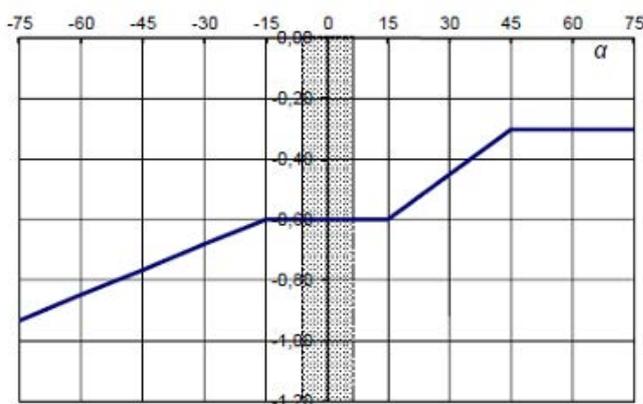


Figura C3.3.12: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo

Tabella C3.3.IX: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento in direzione parallela al colmo.

$-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe} = -0,6$
$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$
$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

Nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella C3.3.X e Figura C3.3.13.

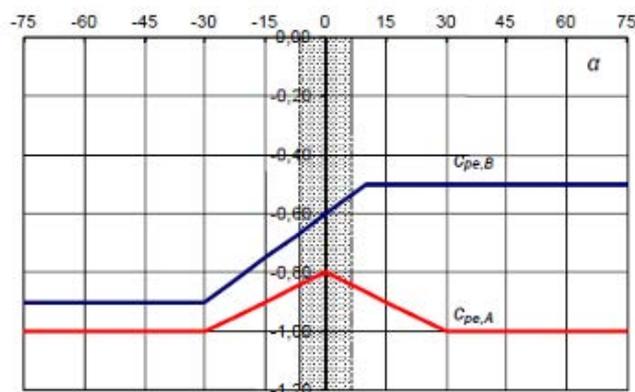


Figura C3.3.13: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo

Tabella C3.3.X: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento in direzione parallela al colmo.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$	$\alpha \leq -30^\circ$	$C_{pe,A} = -1,0$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$	$C_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^\circ \leq \alpha$	$C_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone:	$-45^\circ \leq \alpha \leq -30^\circ$	$C_{pe,B} = -0,9$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	$C_{pe,B} = -0,9 + (\alpha+30)/100$
	$10^\circ \leq \alpha$	$C_{pe,B} = -0,5$

I coefficienti locali  $c_{pe,10}$  e di dettaglio  $c_{pe,1}$  da assumere sulle coperture a doppia falda di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.14 e in Tabella C3.3.XI e XII, il valore di  $e$  è pari al minimo fra  $b$  e  $2h$ .

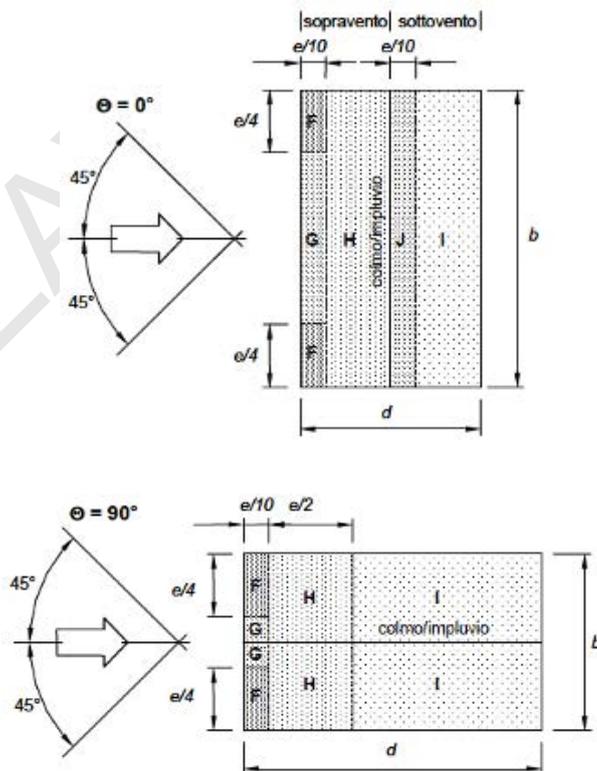


Figura C3.3.14: Suddivisione delle coperture a falda doppia in zone di uguale pressione

Tabella C3.3.XI: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione ortogonale al colmo.

$\alpha$	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$-45^\circ$	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
$-30^\circ$	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
$-15^\circ$	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
$-5^\circ$	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,6		-0,6	
							+0,2		+0,2	
$5^\circ$	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		-0,6	
	0		0		0				+0,2	
$15^\circ$	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		0		0	
$30^\circ$	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		0		0	
$45^\circ$	0		0		0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0		0	
$60^\circ$	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
$75^\circ$	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Tabella C3.3.XII: Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.

$\alpha$	Direzione del vento $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$-45^\circ$	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-30^\circ$	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-15^\circ$	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
$-5^\circ$	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
$5^\circ$	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
$15^\circ$	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
$30^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
$45^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
$60^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
$75^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

### C3.3.8.1.5 Coperture a padiglione

L'altezza di riferimento  $\bar{z}_e$  per le coperture a padiglione (figura C3.3.15) è pari all'altezza massima della copertura stessa.

Per i coefficienti globali sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare, per le falde sopravvento e sottovento, si assumano gli stessi coefficienti previsti per le coperture a falda doppia.

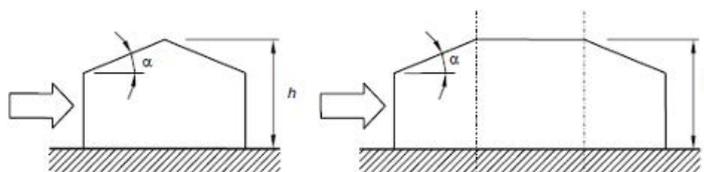


Figura C3.3.15: Schema delle coperture a padiglione

Per le falde laterali, relative alle pareti parallele alla direzione del vento, si considerano i coefficienti riportati in Figura C3.3.16 e Tabella C3.3.XIII.

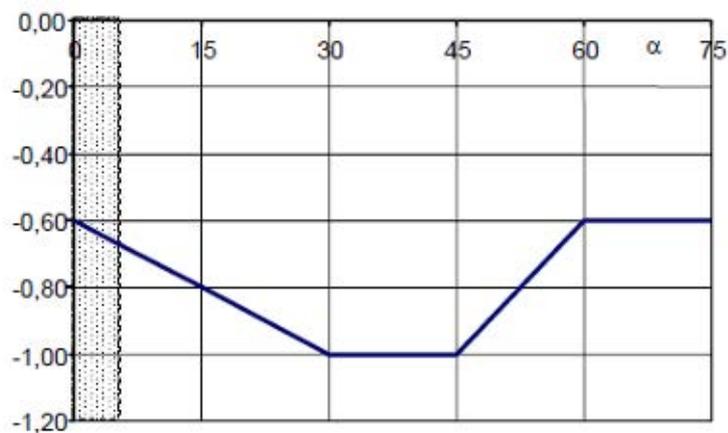


Figura C3.3.16: Coefficienti di pressione per coperture a padiglione: falde laterali

Tabella C3.3.XIII: Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.

$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_{pe} = -0,6 - \alpha/75$
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$C_{pe} = -1,0$
$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$C_{pe} = -1,0 + (\alpha - 45)/37,5$
$60^\circ \leq \alpha$	$C_{pe} = -0,6$

I coefficienti locali  $C_{pe,10}$  e di dettaglio  $C_{pe,1}$  da assumere sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.17 e in Tabella C3.3.XIV, il valore di  $e$  è pari al minimo fra  $b$  e  $2h$ .

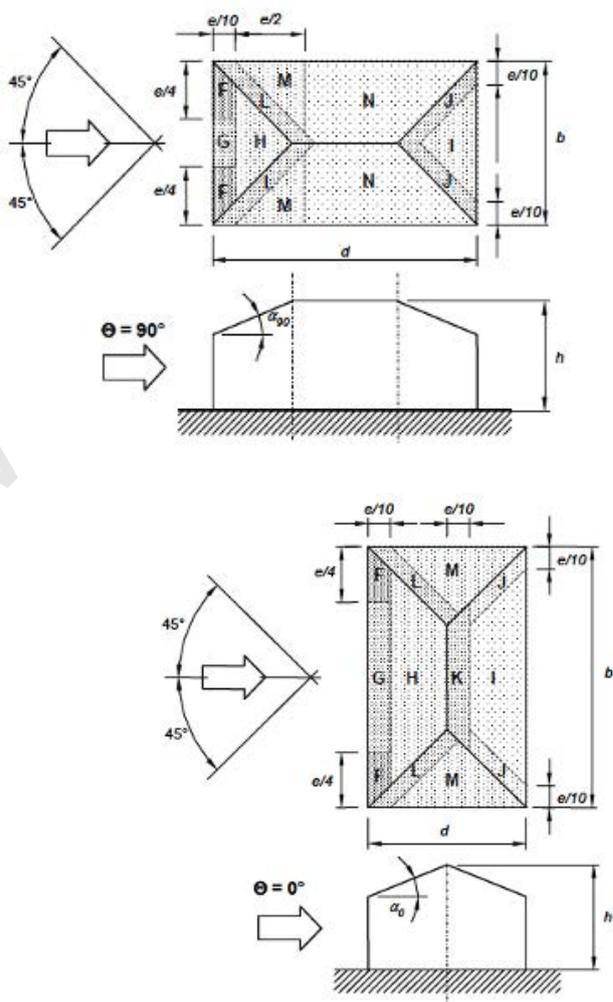


Figura C3.3.17: Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione

Per la direzione del vento  $\Theta = 0^\circ$ , nel caso di inclinazioni di falda  $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ , ove è presente un doppio valore del coefficiente di pressione, vanno considerati due casi diversi: nel primo si adottano tutti i valori positivi dei coefficienti di pressione, nel secondo tutti i valori negativi; non occorre prendere in considerazione combinazioni di carico in cui i coefficienti di pressione assumano valori sia positivi sia negativi. E' possibile utilizzare un'interpolazione lineare per valori intermedi dell'angolo  $\alpha$ , purché questa sia fatta fra valori corrispondenti di segno non opposto. I valori dei coefficienti di pressione sono sempre da valutare in funzione dell'inclinazione della falda sopravvento.

Tabella C3.3.XIV: Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.

$\alpha_0$ per $\Theta=0^\circ$ , $\alpha_{90}$ per $\Theta=90^\circ$	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$ e $\Theta = 90^\circ$																	
	F		G		H		I		J		K		L		M		N	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
+ 5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2		-0,3		-0,6		-0,6		-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,4
	0		0		0													
+ 15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,5		-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2		-0,3
	+0,2		+0,2		+0,2													
+ 30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,7	-1,2		-0,5		-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2
	+0,5		+0,7		+0,4													
+ 45°	0		0		0		-0,3		-0,6		-0,3		-1,3	-2,0	-0,8	-1,2		-0,2
	+0,7		+0,7		+0,6													
+ 60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4			-0,2
+ 75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4			-0,2

C3.3.8.1.6 Coperture a falde multiple

L'altezza di riferimento  $\bar{z}_e$  per le coperture a falde multiple, ossia le coperture composte da successioni contigue di coperture a semplice o a doppia falda è pari all'altezza massima  $h$  della copertura stessa. In generale, i coefficienti di pressione per le coperture a falde multiple sono gli stessi forniti nei precedenti paragrafi per le coperture corrispondenti a semplice e a doppia falda.

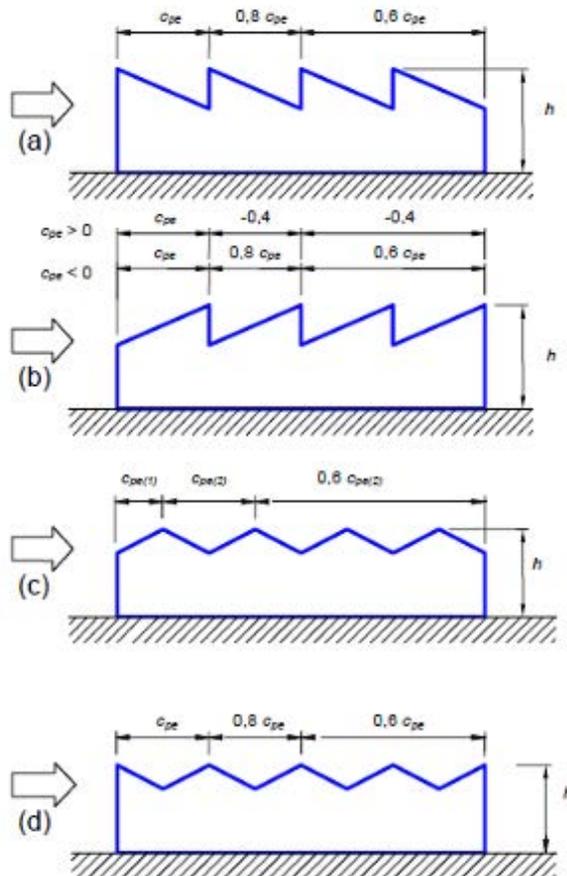


Figura C3.3.18: Suddivisione delle coperture a falda multipla

Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, e per i soli tipi costruttivi illustrati in Figura C3.3.18, i coefficienti di pressione sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi indicati nella stessa figura. In particolare:

- nel caso riportato nella Figura C3.3.18 a, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a semplice falda, con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato nella Figura C3.3.18 b, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a semplice falda, con inclinazione positiva. Nel caso in cui tali coefficienti siano positivi ( $c_{pe} > 0$ ), nel secondo tratto e in quelli successivi si assume  $c_{pe} = -0,4$ . Nel caso in cui tali coefficienti siano negativi ( $c_{pe} < 0$ ), essi sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato in Figura C3.3.18 c, si applicano al primo tratto della copertura (prima falda sopravvento) i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a semplice falda con inclinazione positiva. Ai tratti successivi della copertura si applicano i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo coperture a doppia falda con inclinazione negativa; tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,6 a partire dal terzo tratto della copertura;
- nel caso riportato in Figura C3.3.18 d, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo coperture a doppia falda con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi.

### C3.3.8.1.7 Coperture a volta cilindrica

La quota di riferimento per le coperture a volta cilindrica è pari a  $\bar{z}_e = h + f/2$  (in riferimento alla Figura C3.3.19 a e b).

Nel caso di vento perpendicolare alle generatrici della copertura, la copertura è suddivisa in quattro zone distinte di uguale sviluppo:

- nella prima zona (A, sopravvento) si adottano i coefficienti di pressione  $c_{pe,A}$ ;
- nelle due zone intermedie (B) si adottano i coefficienti di pressione  $c_{pe,B}$ ;
- nell'ultima zona (C, sottovento) si adottano i coefficienti di pressione  $c_{pe,C}$ .

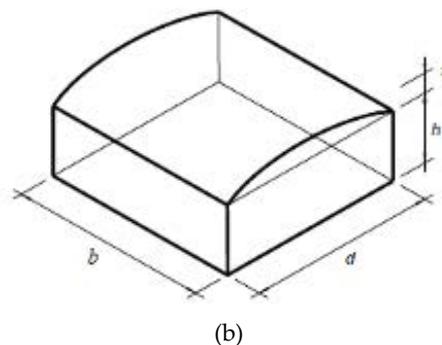
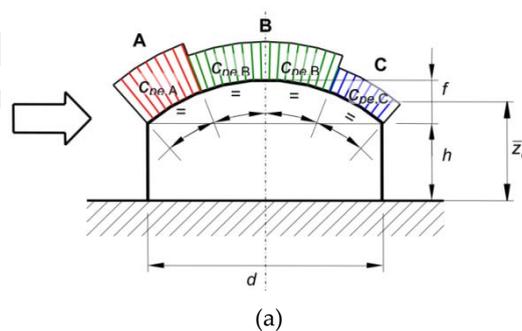
I valori dei coefficienti di pressione  $c_{pe,A}$ ,  $c_{pe,B}$  e  $c_{pe,C}$  sono forniti nella Figura C3.3.19 c, in funzione dei rapporti  $h/d$  e  $f/d$ .

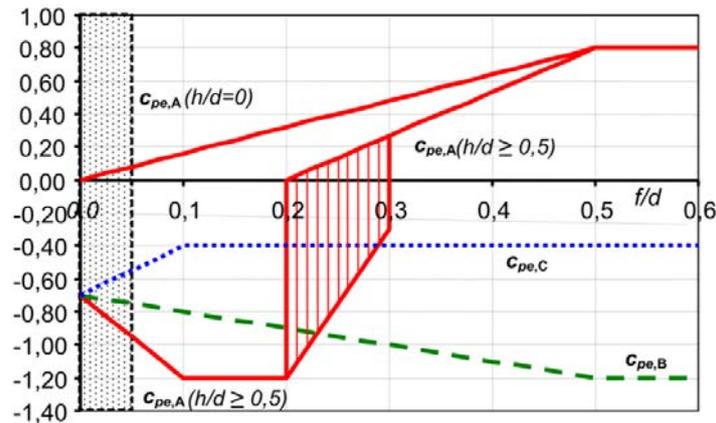
In particolare, per quanto riguarda il coefficiente  $c_{pe,A}$ :

- nel caso in cui  $h/d \geq 0,5$ , si considerano entrambi i valori riportati nel grafico;
- per valori intermedi tra  $h/d = 0$  e  $h/d = 0,5$ , si possono interpolare linearmente i valori riportati.

Per valori di  $f/d \leq 0,05$  si possono adottare i coefficienti di pressione delle coperture piane.

Nel caso di vento parallelo alle generatrici della copertura, in prima approssimazione, è lecito applicare i coefficienti di pressione relativi alle coperture piane.





(c)

Figura C3.3.19: a) e b) Schema di riferimento per coperture a volta cilindrica, c) coefficienti di pressione per coperture a volta cilindrica

### C3.3.8.2 TETTOIE

Il presente paragrafo fornisce i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti.

Si definisce grado di bloccaggio  $\phi$ , il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia (Figura C3.3.20). Si identificano due situazioni limite:

- $\phi=0$  corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\phi=1$  corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

La condizione  $\phi=1$  è sostanzialmente diversa da quella prevista per gli edifici in quanto l'eventuale ostruzione può essere offerta anche da elementi che non delimitano completamente e permanentemente lo spazio al di sotto della tettoia.

A valle della massima ostruzione si adotta  $\phi=0$ .

Le azioni aerodinamiche esercitate dal vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia.

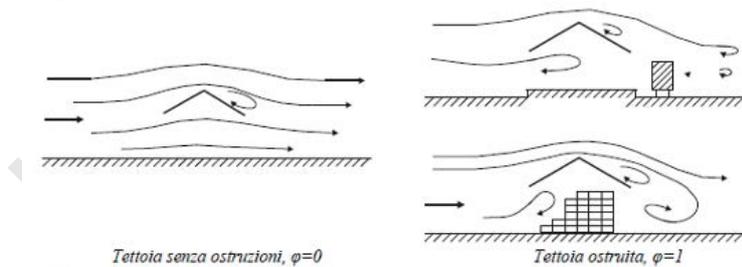


Figura C3.3.20: Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con  $\phi=0$  e  $\phi=1$

Il presente paragrafo schematizza l'azione del vento sulle tettoie attraverso le forze  $F$  risultanti dal campo di pressioni sulla superficie della falda della tettoia, dirette ortogonalmente ad essa. Tali forze sono quantificate dal prodotto dei coefficienti di forza,  $c_f$ , per la superficie della falda in esame e sono applicate nei punti indicati nel seguito per le varie tipologie di tettoia.

Per la valutazione più dettagliata del campo di pressione agente sulle tettoie, al fine di valutare azioni locali su elementi o su porzioni delle tettoie costituite da un singolo strato di copertura, si potrà fare riferimento a documenti di comprovata validità. La valutazione delle pressioni locali sulla faccia superiore e sulla faccia inferiore delle tettoie costituite da un doppio strato di copertura richiede valutazioni specifiche e, se necessario, lo svolgimento di prove in galleria del vento

#### C3.3.8.2.1 Tettoie a falda singola

La Tabella C3.3.XV e la relativa Figura C.3.3.21 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio  $\phi$  e dell'inclinazione  $\alpha$  della falda. Per valori intermedi di  $\phi$  è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi  $\phi=0$  e  $\phi=1$ . La quota di riferimento  $\bar{z}_e$  è pari all'altezza massima  $h$  della tettoia. L'area di riferimento  $L^2$ , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.

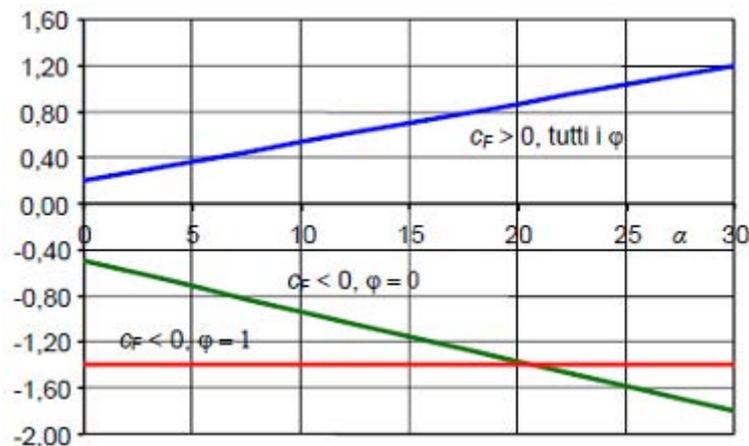


Figura C3.3.21: Coefficienti di pressione compressiva per tettoie a semplice falda

Tabella C3.3.XV: Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\varphi$	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella Figura C3.3.22, dove la forza risultante  $F = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_F$

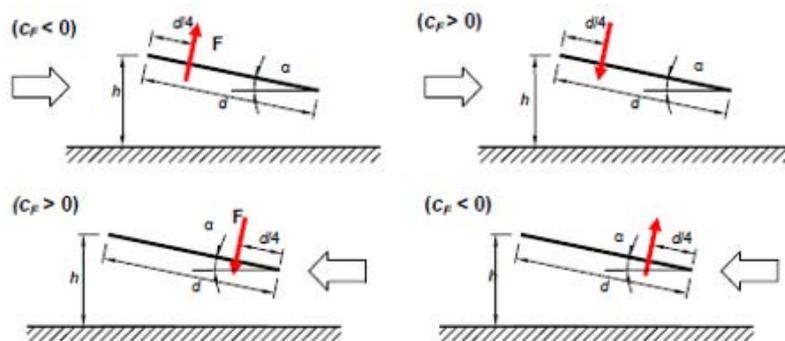


Figura C3.3.22: Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Le tettoie a semplice falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo possono essere analizzate, in prima approssimazione, come tettoie piane a semplice falda ( $\alpha = 0^\circ$ ).

### C3.3.8.2.2 Tettoie a falda doppia

La Tabella C3.3.XVI e la relativa Figura C3.3.23 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a doppia falda (di uguale pendenza) con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio  $\varphi$  e dell'inclinazione  $\alpha$  delle falde. Per valori intermedi di  $\varphi$  è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi  $\varphi=0$  e  $\varphi=1$ . La quota di riferimento  $\bar{z}_e$  è pari all'altezza massima  $h$  della tettoia. L'area di riferimento  $L^2$ , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area di ciascuna falda della tettoia.

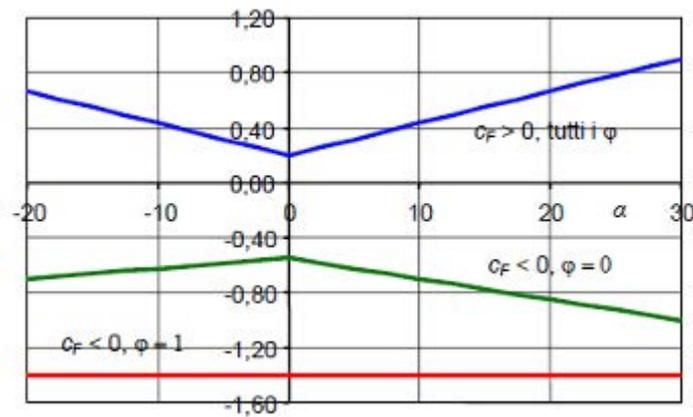


Figura C3.3.23: Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a falda doppia

Tabella C3.3.XVI: Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\varphi$	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot  \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
		$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	tutti i valori di $\alpha$	$c_F = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra quelle indicate nella Figura C3.3.24, dove la forza risultante  $F = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_F$  è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse. Ciascuna falda delle tettoie a doppia falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo può essere analizzata, in prima approssimazione, come una tettoia piana a semplice falda ( $\alpha = 0^\circ$ ).

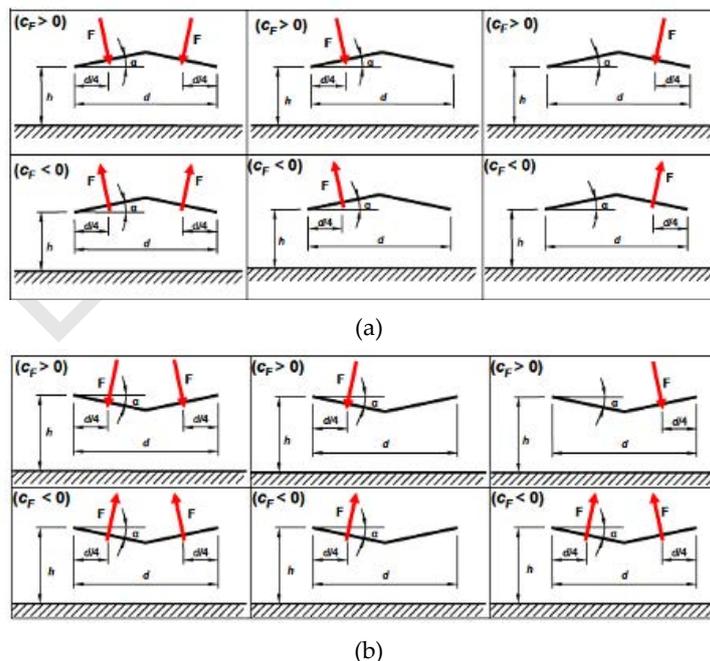


Figura C3.3.24: a) Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per  $\alpha > 0^\circ$ , b) Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per  $\alpha < 0^\circ$

### C3.3.8.2.3 Tettoie a falde multiple

Ciascuna coppia di falde delle tettoie composte da più coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) può essere analizzata, in prima approssimazione, come una singola tettoia a doppia falda. Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione dei colmi, e per il solo tipo costruttivo illustrato in Figura C3.3.25 i coefficienti di forza sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi riportati in Tabella C3.3.XVII, secondo lo schema indicato nella stessa Figura C3.3.25.

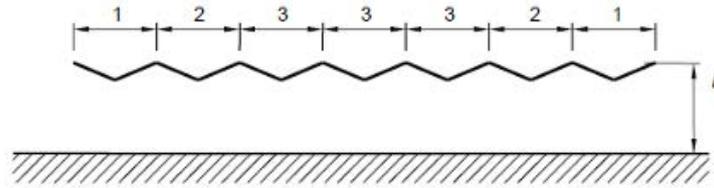


Figura C3.3.25: Tettoie a falda multipla: individuazione dei vari elementi

Tabella C3.3.XVII: Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Elemento n.	Posizione	Fattori riduttivi per tutti i valori di $\varphi$	
		per $c_F > 0$	per $c_F < 0$
1	Primo campo	1,0	0,8
2	Secondo campo	0,9	0,7
3	Altri campi	0,7	0,7

### C3.3.8.3 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER PARETI VERTICALI DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE

Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il comportamento aerodinamico delle costruzioni a pianta circolare e in particolare della loro superficie laterale dipende, sostanzialmente, dal rapporto tra il diametro in pianta e l'altezza. Per le costruzioni tozze si realizza un flusso tridimensionale.

Per le costruzioni snelle, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali.

I coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto  $h/b$ , essendo  $h$  l'altezza della costruzione e  $b$  il suo diametro. Inoltre dipendono dal numero di Reynolds  $Re$  e dalla scabrezza  $k$  della superficie. Nel caso di costruzioni particolarmente snelle, il cui il rapporto  $h/b$  sia maggiore di 5, si faccia riferimento alle indicazioni riportate in documenti di comprovata validità.

La distribuzione altimetrica della pressione in generale è diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato. Il presente paragrafo fornisce un criterio di valutazione dell'altezza di riferimento, tale da condurre a stime approssimate, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni.

Per le costruzioni basse, ossia con altezza minore o uguale del diametro in pianta ( $h \leq b$ ), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità della costruzione ( $\bar{z}_e = h$ ); la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza.

Per le costruzioni alte, ossia con altezza compresa fra il diametro della pianta e 5 volte l'altezza della costruzione ( $b < h \leq 5 \cdot b$ ), si definiscono due zone distinte:

- nella prima parte della costruzione, sino alla quota  $z = b$ , l'altezza di riferimento è costante e pari a  $\bar{z}_e = b$ ; la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza;
- nella parte superiore della costruzione, per  $z$  compreso fra  $b$  e  $h$ , la quota di riferimento  $\bar{z}_e$  può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri:
  1. l'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità della costruzione ( $\bar{z}_e = h$ ); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote  $z=b$  e  $z=h$ . In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale;
  2. la costruzione viene suddivisa in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; la pressione del vento su ogni tronco è pertanto uniforme in altezza. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

I coefficienti di pressione esterna  $c_{pe}$  sono forniti dalla relazione:

$$c_{pe} = c_{peo} \psi_{\lambda\alpha} \quad [C3.3.4]$$

dove:

$c_{peo}$  è il coefficiente di pressione esterna per un cilindro circolare di lunghezza teoricamente infinita;

$\psi_{\lambda\alpha}$  è un coefficiente che tiene conto della lunghezza finita del cilindro (effetti di bordo).

Il coefficiente di pressione esterna  $c_{peo}$  è fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned}
 c_{peo}(\alpha_p) &= 1 - (1 - c_{pm}) \cdot \sin^2\left(\frac{\pi \cdot \alpha_p}{2 \cdot \alpha_m}\right) && \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq \alpha_m \\
 c_{peo}(\alpha_p) &= c_{pb} - (c_{pb} - c_{pm}) \cdot \cos^2\left(\frac{\pi \cdot (\alpha_p - \alpha_m)}{2 \cdot (\alpha_b - \alpha_m)}\right) && \text{per } \alpha_m \leq \alpha_p \leq \alpha_b \\
 c_{peo}(\alpha_p) &= c_{pb} && \text{per } \alpha_b \leq \alpha_p \leq 180^\circ
 \end{aligned}
 \tag{C3.3.5}$$

dove  $\alpha_p$  è l'angolo indicato in Figura C3.3.26, espresso in gradi ( $^\circ$ ); i parametri  $c_{pm}$ ,  $c_{pb}$ ,  $\alpha_m$  e  $\alpha_b$  hanno il significato illustrato nella stessa Figura C3.3.26. La Tabella C3.3.XVIII riporta alcuni valori indicativi di tali parametri, corrispondenti a diversi numeri di Reynolds  $Re$  valutati attribuendo alla lunghezza di riferimento il valore del diametro  $b$ , e assumendo  $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$ .

Il coefficiente  $\psi_{\lambda\alpha}$  è fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned}
 \psi_{\lambda\alpha} &= 1 && \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq \alpha_m \\
 \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos\left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha_p - \alpha_m}{\alpha_b - \alpha_m}\right)\right] && \text{per } \alpha_m \leq \alpha_p \leq \alpha_b \\
 \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda && \text{per } \alpha_b \leq \alpha_p \leq 180^\circ
 \end{aligned}
 \tag{C3.3.6}$$

dove  $\alpha_p$  è espresso in gradi ( $^\circ$ );  $\psi_\lambda$  è un coefficiente di snellezza. Per le costruzioni trattate nel presente paragrafo ( $h/d \leq 5$ ), può porsi  $\psi_\lambda = 2/3$ .

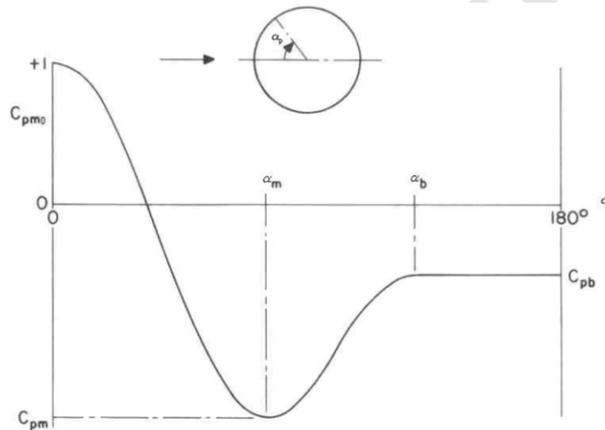


Figura C3.3.26: Coefficiente di pressione esterna  $c_{peo}$

Tabella C3.3.XVIII: Valori indicativi dei parametri  $c_{pm}$ ,  $c_{pb}$ ,  $\alpha_m$  e  $\alpha_b$  per  $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$

$Re$	$c_{pm}$	$c_{pb}$	$\alpha_m$ [ $^\circ$ ]	$\alpha_b$ [ $^\circ$ ]
$5 \cdot 10^5$	-2,2	-0,4	85	135
$2 \cdot 10^6$	-1,9	-0,7	80	120
$10^7$	-1,5	-0,8	75	105

#### C3.3.8.4 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER COPERTURE SFERICHE DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE

Per coperture a cupola sferica, l'altezza di riferimento è pari a  $\bar{x}_e = h + f/2$ . Sulla superficie della copertura si applica una distribuzione di pressione variabile lungo la direzione del vento incidente, mantenendo i valori dei coefficienti di pressione costanti lungo gli archi di cerchio ottenuti dall'intersezione della superficie sferica con i piani ortogonali alla direzione del vento. I valori dei coefficienti di pressione sono riportati nella Figura C3.3.27 e sono indicati con  $c_{pe,A}$ ,  $c_{pe,B}$  e  $c_{pe,C}$ ; essi sono riferiti, rispettivamente, al bordo sopravento (zona A), alla zona centrale della copertura (zona B) e al bordo sottovento (zona C); per la valutazione del valore del coefficiente di pressione lungo lo sviluppo della copertura si può utilizzare un'interpolazione lineare tra i tre valori indicati. Per valori intermedi del rapporto  $h/d$  rispetto a quelli riportati nella Figura C3.3.27 si può adottare un'interpolazione lineare.

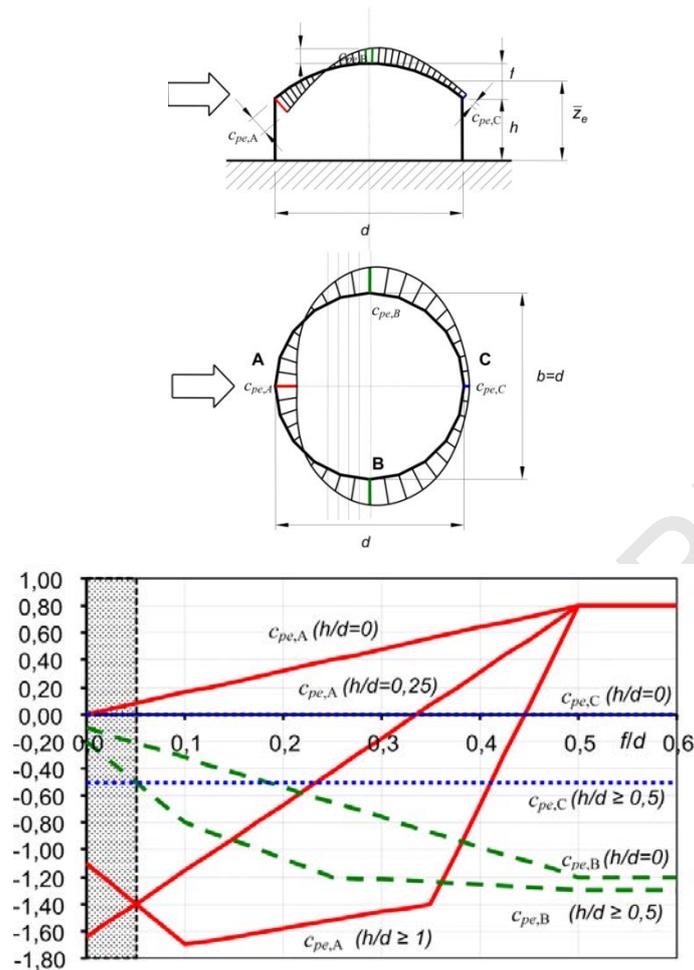


Figura C3.3.27: Schema di riferimento per cupole sferiche

### C3.3.8.5 PRESSIONI INTERNE

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Si possono verificare i tre casi seguenti:

#### Caso 1

Se per almeno due facce dell'edificio l'area totale delle aperture presenti su ciascuna faccia supera il 30% della superficie totale della faccia stessa si applicano le prescrizioni riportate nel § C3.3.8.2 (tettoie).

#### Caso 2

Se l'edificio non rientra nel caso precedente, ma presenta una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il doppio della somma delle aree delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna  $c_{pi}$  è pari a  $0,75 \cdot c_{pe}$ ; se invece l'area delle aperture presenti su detta superficie è pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna  $c_{pi}$  è pari a  $0,90 \cdot c_{pe}$ .

L'altezza di riferimento  $\bar{z}_i$  è pari all'altezza di riferimento  $\bar{z}_e$  relativa alla superficie dominante.

#### Caso 3

Se l'edificio non rientra in nessuno dei casi precedenti, ma è dotato di porosità distribuita in maniera circa uniforme, in assenza di determinazioni più dettagliate, per le quali si farà riferimento a documenti di comprovata validità, si possono assumere i valori  $c_{pi} = +0,2$  e  $c_{pi} = -0,3$ , considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

L'altezza di riferimento  $\bar{z}_i$  è pari all'altezza massima dell'edificio.

### C3.3.8.6 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARI

Salvo più approfondite determinazioni, possono essere assunti per i coefficienti  $c_p$  i valori seguenti.

### C3.3.8.6.1 Travi isolate

Indicate con:

$S$  la superficie delimitata dal contorno della trave;

$S_p$  la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S} \quad [C3.3.7]$$

la pressione totale si considera agente solo su  $S_p$  e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente  $c_p$ :

$$\begin{aligned} c_p &= 2 - \frac{4}{3} \varphi && \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3 \\ c_p &= 1,6 && \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ c_p &= 2,4 - \varphi && \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1 \end{aligned} \quad [C3.3.8]$$

### C3.3.8.6.2 Travi multiple

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza  $d$  non maggiore del doppio dell'altezza  $h$ , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

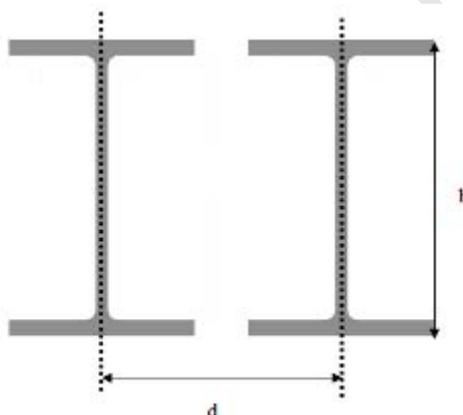


Figura C3.3.28 – Travi parallele

Per  $d/h \geq 5$  gli elementi vengono considerati come isolati.

Per  $2 < d/h < 5$  si procede all'interpolazione lineare.

### C3.3.8.7 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TORRI E PALI A TRALICCIO A SEZIONE RETTANGOLARE O QUADRATA

Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i  $c_p$  sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi aventi sezione di forma diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia.

Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione d'insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

Salvo documentazione specifica, i medesimi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare, per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.

### C3.3.8.8 COEFFICIENTE DI ATTRITO

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i valori riportati nella Tabella C3.3.XIX.

Tabella C3.3.XIX - Valori del coefficiente d'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

### C3.3.9 COEFFICIENTE DINAMICO

A parte il cambio di numerazione (nelle precedenti NTC era il 3.3.8) questo paragrafo rimane immutato nel passaggio dalle precedenti NTC alle attuali.

### C3.3.10 AVVERTENZE PROGETTUALI.

Questo paragrafo contiene in linea generale le indicazioni precedentemente contenute nel §3.3.9 (particolari precauzioni progettuali) delle precedenti NTC, relative alle cautele da adottarsi nei confronti di strutture particolarmente snelle e deformabili sotto l'azione del vento. Peraltro le indicazioni relative agli effetti del distacco di vortici da strutture cilindriche snelle, precedentemente presenti nelle NTC 2008, vengono nella attuale normative riportate qui di seguito nella presente circolare.

### C3.3.11 DISTACCO DI VORTICI

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed 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 di tipo armonico ortogonale alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico, la cui frequenza  $f_s$  è data dalla formula di Strouhal:

$$n_s = \frac{St \cdot v_m}{b} \quad [C3.3.9]$$

dove:

$b$  è la dimensione di riferimento della sezione trasversale del corpo;

$v_m$  è la velocità media del vento;

$St$  è il numero di Strouhal, funzione della forma della sezione, del suo orientamento rispetto alla direzione del vento e del numero di Reynolds. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. A titolo indicativo,  $St = 0,2$  per le sezioni circolari (dove  $b$  è il diametro),  $St = 0,1$  per le sezioni quadrate (dove  $b$  è il lato).

La velocità critica di distacco dei vortici per l' $i$ -esimo modo di vibrazione della struttura perpendicolare alla direzione del vento,  $v_{cr,i}$ , è la velocità media del vento  $v_m$  che determina una condizione di risonanza  $n_s = n_k$  ad una generica quota  $z$  della struttura. Dalla [C3.3.9] risulta:

$$v_{cr,i} = \frac{n_i \cdot b}{St} \quad [C3.3.10]$$

Si raccomanda di valutare gli effetti del distacco dei vortici, facendo ricorso a dati suffragati da opportuna documentazione o tramite metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati, per tutte le velocità critiche che soddisfano la relazione:

$$v_{cr,i} < v_{m,l} \quad [C3.3.11]$$

dove  $v_{m,l}$  è la velocità media del vento, valutata alla quota alla quale si attua la velocità critica, per un periodo di ritorno  $T_R$  pari a 10 volte il periodo di ritorno di progetto indicato al §3.3.2 per valutare la velocità di riferimento  $v_r$ .

Si osservi che la condizione critica di risonanza dà luogo ad oscillazioni tanto più grandi quanto più piccolo è il numero di Scruton fornito dall'espressione:

$$Sc = \frac{4\pi \cdot m \cdot \xi}{\rho \cdot b^2} \quad [C3.3.12]$$

dove:

$m$  è la massa del corpo per unità di lunghezza;

$\xi$  è il coefficiente di smorzamento strutturale;

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

In termini generali può dirsi che:

- se  $Sc > 30$ , il distacco dei vortici non è in generale particolarmente gravoso; tuttavia, si suggerisce di effettuare ugualmente opportune verifiche;

- se  $5 < Sc < 30$ , il distacco dei vortici va analizzato nei riguardi delle verifiche agli SLU e della fatica indotta dalla ripetizione dei cicli di oscillazione;
- se  $Sc < 5$ , le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici possono essere di grande ampiezza e notevolmente pericolose; si raccomanda pertanto massima cautela.

### C3.4 AZIONI DELLA NEVE

#### C3.4.1 CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Nelle attuali NTC il valore del carico della neve sulle coperture è fornito da una espressione [3.4.1] contenente gli stessi elementi presenti in quella utilizzata nelle precedenti NTC [3.3.7] ma disposti in ordine differente; ciò porta a variare l'ordine dei successivi paragrafi: il coefficiente di forma è perciò descritto al § 3.4.3; il coefficiente di esposizione al § 3.4.4; il coefficiente termico al § 3.4.5.

#### C3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Nel passaggio dalle precedenti alle attuali NTC si conserva la suddivisione del territorio nazionale in tre zone (viene anche confermata la suddivisione della zona I in due sottozone: alpina e mediterranea) che conservano immutato sia i valori al suolo, sia l'incremento degli stessi con l'altitudine. Vengono però spostate 5 provincie dalla zona III alla zona II ed introdotte 3 provincie di nuova creazione (1 in zona I e 2 in zona II). Rispetto alle precedenti NTC nelle attuali vengono anche introdotti i periodi di ritorno da adottare per le fasi transitorie di durata compresa fra 1 e 3 mesi ovvero fra 3 mesi ed 1 anno.

Si può stimare un diverso valore di riferimento  $q_{s_n}$  corrispondente a  $T_n$  anni di periodo di ritorno impiegando l'espressione C.3.4.1. In esse il coefficiente  $v$  di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve potrà essere assunto, salvo specifici studi adeguati e documentati, pari a  $v = 0,6$ .

$$q_{s_n} = q_{s_k} \left\{ \frac{1 - v \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722]}{(1 - 2.5923v)} \right\} \quad [C3.4.1]$$

dove

$q_{s_k}$  è il valore caratteristico del carico della neve al suolo (con un periodo di ritorno di 50 anni);

$q_{s_n}$  è il carico della neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di  $n$  anni;

$P_n$  è la probabilità annuale di superamento (approssimativamente equivalente a  $1/n$ , dove  $n$  è il corrispondente periodo di ritorno espresso in anni;

$v$  è il coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve, stimato per la regione considerata.

In riferimento alla figura C3.4.1  $n$  è il periodo di ritorno in anni,  $\alpha_R$  è il rapporto  $\frac{q_{s_n}}{q_{s_k}}$ .

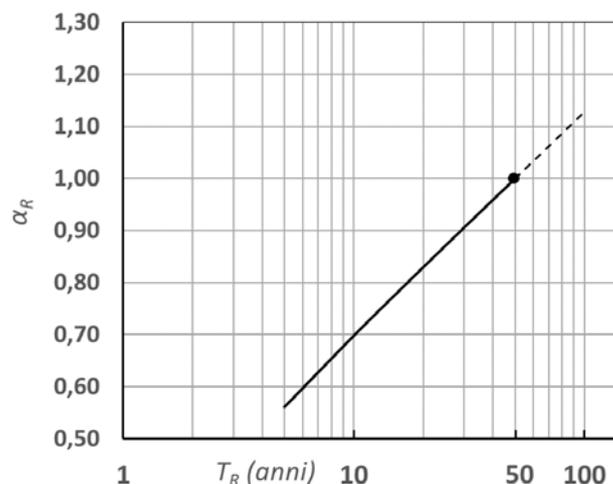


Figura C3.4.1—Adattamento del carico della neve al suolo al variare del periodo di ritorno (coefficiente di variazione  $v=0.6$ )

### C3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

Nel § 3.4.3 delle NTC sono indicati i coefficienti di forma per le coperture ad una e a due falde (§§ 3.4.3.2 e 3.4.3.3); qui di seguito sono riportati i coefficienti di forma per le seguenti tipologie di copertura, sia per il carico da neve depositata in assenza di vento che in presenza di vento:

- coperture a più falde;
- coperture cilindriche;
- coperture adiacenti e vicine a costruzioni più alte.

Vengono, poi, fornite indicazioni riguardo agli effetti locali, che si generano in presenza di:

- sporgenze;
- neve aggettante rispetto al bordo della copertura;
- barriere paraneve.

Per numerose tipologie di coperture (a 2 falde, a più falde, cilindriche, ecc.) nelle norme e nella presente Circolare sono riportate più condizioni di carico alternative per l'azione della neve, che debbono essere tutte considerate, assumendo ovviamente la condizione più severa per la struttura considerata. L'esistenza di più condizioni di carico deriva dalle modalità dell'effetto combinato neve-vento durante la precipitazione nevosa, che può determinare accumuli di neve o riduzione di neve, a seconda della zona di copertura considerata e della direzione del vento. Questo specifico fenomeno è appunto quello che determina le condizioni di carico alternative considerato nelle norme tecniche e nella presente circolare, che debbono essere tutte considerate nelle verifiche, indipendentemente dalla concomitanza nelle combinazioni con l'azione del vento.

#### C3.4.3.1 GENERALITÀ

La figura C3.4.2 illustra i valori dei coefficienti di forma per le tipologie di copertura ad una, a due o a più falde, al variare dell'angolo  $\alpha$  di inclinazione della falda sull'orizzontale, espresso in gradi sessagesimali. Gli stessi valori sono riportati nella Tabella C3.4.I.

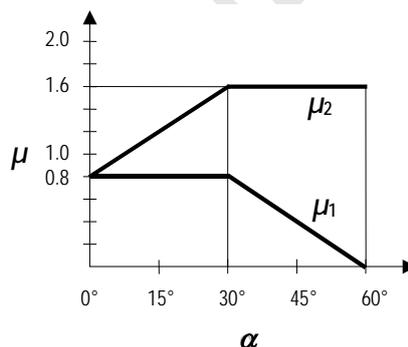


Figura C3.4.2-Coefficienti di forma per il carico neve

Tabella C3.4.I - Coefficienti di forma per il carico neve

Angolo di inclinazione della falda $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

#### C3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA

Nel caso di edifici con copertura piana la riduzione del manto sulla copertura, operata dal vento, risulta via via meno efficace al crescere delle dimensioni in pianta dell'edificio.

Si raccomanda di tenere conto di questi effetti per coperture estese, attraverso un opportuno incremento del coefficiente  $\mu_1$ , di cui alla tabella 3.4.II, secondo formulazioni contenute in documenti di comprovata validità.

In assenza di indicazioni più specifiche, definita la dimensione equivalente in pianta  $L_c$

$$L_c = 2W - \frac{W^2}{L} \quad [C3.4.2]$$

in cui:

- $W$  in m, è la minore delle dimensioni in pianta della copertura;

-  $L$  in m, è la maggiore delle dimensioni in pianta della copertura,  
 si considerano "estese" le coperture aventi  $L_c > 50$  m ed il coefficiente  $\mu_1$  potrà essere assunto pari a:

$$\mu_1 = 0,8 C_{e,F} \quad [C3.4.3]$$

in cui:

$$C_{e,F} = \begin{cases} 1,0 & \text{per } L_c < 50m \\ 1,25 - 0,25 e^{-(L_c - 50m)/200m} & \end{cases} \quad [C3.4.4]$$

### C3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE (O PIÙ)

Si devono considerare, in alternativa, le due condizioni Caso (i) ed Caso (ii) riportate nella Figura C3.4.3.

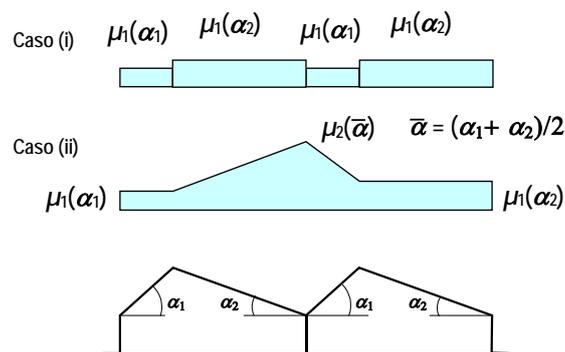


Figura C3.4.3 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde

Qualora una o entrambe le falde convergenti in un compluvio abbiano una inclinazione superiore a  $60^\circ$ , si dovrà prestare particolare attenzione alla scelta dei coefficienti di forma da utilizzare. In particolare si dovrà tenere presente che l'intensità degli accumuli che si vengono a formare nelle zone di compluvio è funzione dell'azione di redistribuzione della neve operata dal vento e della altezza del compluvio.

L'effetto degli accumuli in presenza di irregolarità del piano di copertura, quali ad esempio coperture con elementi prefabbricati, dovrà essere considerato solo per compluvi nei quali la larghezza delle campate (tratto sotteso dalle due falde adiacenti di inclinazione  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$ ) sia superiore a 3,5 m e per angoli di inclinazione delle falde superiori o uguali a  $30^\circ$ . Per campate di dimensione e/o di inclinazione inferiore si può assumere, in via semplificativa, che la corrugazione della copertura sia ininfluenza per la formazione di accumuli nelle zone di compluvio.

#### C3.4.3.3.1 Copertura cilindrica

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Si devono considerare in alternativa le due condizioni denominate Caso (i) e Caso (ii), riportate in Figura C.3.4.4.

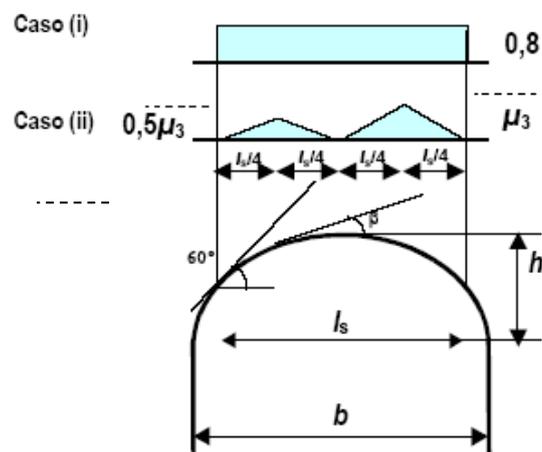


Figura C3.4.4 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture cilindriche

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

- per  $\beta > 60^\circ$ ,  $\mu_3 = 0$
- per  $\beta \leq 60^\circ$ ,  $\mu_3 = 0,2 + 10 h/b$ , con  $\mu_3 \leq 2,0$ .

### C3.4.3.3.2 Copertura adiacente o vicina a costruzioni più alte

Si dovrà considerare la condizione denominata Caso (i) nella Figura C.3.4.5 e si dovranno considerare gli effetti dei possibili accumuli causati dai due fenomeni seguenti:

- scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore;
- deposito della neve nella zona di "ombra aerodinamica".

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata Caso (ii) nella Figura C.3.4.5.

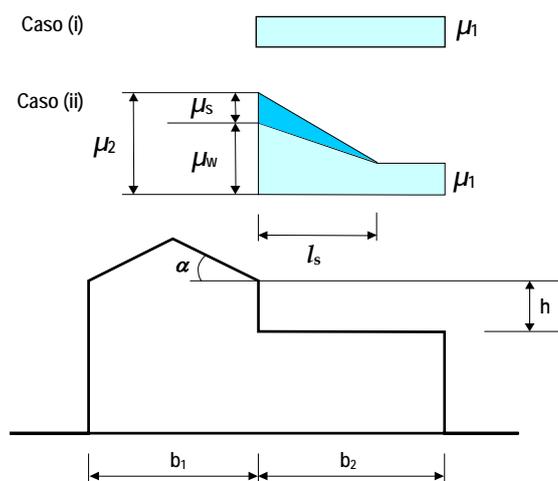


Figura C.3.4.5 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (assumendo che la copertura inferiore sia piana)}$$

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

in cui:

$\mu_s$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

per  $\alpha > 15^\circ$ ,  $\mu_s$  è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

$\mu_w$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk} \quad [C3.4.5]$$

in cui  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a  $2 \text{ kN}/\text{m}^3$ .

Il valore del coefficiente  $\mu_w$  dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0.$$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da  $l_s = 2h$ , e comunque  $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .

Nel caso in cui  $b_2 < l_s$  il valore del coefficiente di forma al livello della fine della copertura posta a quota inferiore dovrà essere valutato per interpolazione lineare tra i valori di  $\mu_1$  e  $\mu_2$ .

### C3.4.3.3.3 Effetti locali

Le indicazioni che seguono sono da intendersi riferite a fenomeni locali, che debbono essere presi in considerazione per la verifica delle membrature da questi direttamente interessate. Le condizioni di carico non dovranno pertanto fare oggetto di specifiche combinazioni di carico che interessino l'intera struttura.

#### C3.4.3.3.4 Accumuli in corrispondenza di sporgenze

La presenza di sporgenze, quali ad esempio i parapetti di bordo presenti su coperture piane, causano la formazione di accumuli nelle zone di "ombra aerodinamica" del vento.

Per coperture pseudo-orizzontali si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella Figura C3.4.6, nella quale si assumerà:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ e } \mu_2 = \gamma h / q_{sk} \text{ con la limitazione: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

dove:

$\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a  $2 \text{ kN/m}^3$ ;

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

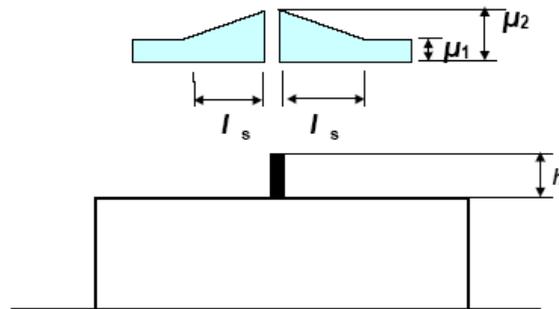


Figura C3.4.6-Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

#### C3.4.3.3.5 Neve aggettante dal bordo di una copertura

In località poste a quota superiore a  $800 \text{ m}$  sul livello del mare, nella verifica delle parti di copertura a sbalzo sulle murature di facciata si dovrà considerare l'azione della neve sospesa oltre il bordo della copertura, sommato al carico agente su quella parte di tetto, secondo lo schema illustrato nella Figura C3.4.7.

I carichi dovuti alla neve sospesa in aggetto saranno considerati agenti in corrispondenza del bordo della copertura e si possono calcolare mediante l'espressione:

$$q_{se} = k q_s^2 / \gamma \quad [C3.4.6]$$

dove:

$q_{se}$  è il carico della neve per unità di lunghezza dovuto alla sospensione (vedasi la Figura C3.4.7);

$q_s$  è il carico corrispondente alla distribuzione del manto più sfavorevole per la copertura in esame;

$\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a  $3,0 \text{ kN/m}^3$ ;

$k$  è un coefficiente funzione della irregolarità della forma della neve, pari a  $k = 3/d$ , con  $k \leq d\gamma$ , essendo  $d$  la profondità del manto nevoso sulla copertura in  $\text{m}$  (vedasi la Figura C.3.4.7).

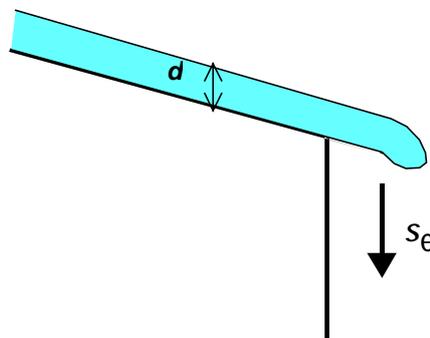


Figura C3.4.7- Neve aggettante dal bordo di una copertura

#### C3.4.3.3.6 Carichi della neve su barriere paraneve ed altri ostacoli

In talune condizioni la neve può scivolare via da un tetto a falde o curvo. In questo caso si assume pari a zero il coefficiente di attrito tra la massa di neve e la superficie della copertura.

L'azione statica  $F_s$  impressa da una massa di neve che scivola su barriere paraneve o altri ostacoli, nella direzione dello scivolamento, per unità di lunghezza dell'edificio può essere assunta uguale a:

$$F_s = q_s b \sin \alpha \quad [C3.4.7]$$

dove:

- $q_s$  è il carico della neve sulla copertura, relativo alla distribuzione uniforme più sfavorevole tra quelle proprie della zona dalla quale la neve potrebbe scivolare;
- $b$  è la distanza in pianta (misurata in orizzontale) tra il paraneve o l'ostacolo ed il successivo paraneve o il colmo del tetto;
- $\alpha$  angolo di inclinazione del tetto, misurato a partire dall'orizzontale.

### C3.4.5 COEFFICIENTE TERMICO

L'adozione di valori inferiori all'unità del coefficiente termico è da sconsigliarsi in linea generale.

Laddove adeguatamente motivato può applicarsi solamente per coperture ricadenti in località nelle quali il carico della neve al suolo è superiore a 1,5 kN/m<sup>2</sup>, e caratterizzate da trasmittanza superiore a 1 W/m<sup>2</sup>K°

Per edifici nei quali la temperatura interna è mantenuta intenzionalmente sotto 0°C (edifici frigoriferi, impianti per il pattinaggio su ghiaccio ecc.) si raccomanda di assumere il valore del coefficiente termico pari a 1,2, indipendentemente dal valore del carico neve al suolo.

## C3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA

Larga parte di questo capitolo resta invariato al passaggio dalle precedenti NTC alle attuali. In particolare non vengono modificati né il § 3.5.1 relativo alle generalità, né il § 3.5.3 in cui si definisce la temperatura dell'aria interna, né il § 3.5.4 relativo alla distribuzione della temperatura negli elementi strutturali, né il § 3.5.5 che definisce le azioni termiche sugli edifici, né il § 3.5.6 che fornisce indicazioni relativamente alle precauzioni da adottare per le strutture soggette ad azioni termiche speciali, né infine il § 3.5.7 relativo alle valutazioni degli effetti delle azioni termiche sui materiali strutturali.

### C3.5.2 TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

Modifiche significative sono state apportate solo in questo paragrafo relativo alle temperature massime e minime da adottarsi per l'aria esterna; tali temperature, che nelle precedenti NTC venivano assunte uguali per l'intero territorio nazionale, nelle attuali vengono differenziate suddividendo il territorio nazionale in quattro zone ed in ciascuna di esse tenendo anche conto della quota del sito della costruzione sul livello del mare. In questo paragrafo vengono anche indicati i valori dei periodi di ritorno delle temperature dell'aria da assumere per fasi transitorie di durata compresa fra uno e tre mesi, ovvero fra tre mesi ed un anno.

## C3.6 AZIONI ECCEZIONALI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni per la quantificazione degli effetti delle azioni eccezionali che intervengono in scenari di rischio ben identificati quali incendi, esplosioni ed urti. Attraverso la combinazione eccezionale delle azioni, di cui al § 2.5.3, è possibile dimensionare le membrature interessate da tali azioni.

Gli scenari di rischio da prendere in considerazione nella progettazione sono riportati in specifici decreti e regolamenti o, in assenza, in documenti di comprovata validità. Fermi restando gli scenari sopra descritti il committente può individuare ulteriori specifici scenari sulla base di una valutazione del rischio.

La norma UNI EN 1991-1-2 fornisce regole di carattere generale per la salvaguardia degli edifici e delle opere di ingegneria civile nei confronti dell'incendio.

Per le costruzioni progettate per limitare il rischio d'incendio, ai fini della salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti al fuoco, occorre anche tenere conto delle disposizioni contenute nel D.M. 9 marzo 2007 o, in alternativa, nel D.M. 3 agosto 2015.

La norma UNI EN 1991-1-7 fornisce regole di carattere generale per la salvaguardia degli edifici e delle opere di ingegneria civile nei confronti di azioni derivanti da esplosioni e urti.

Per le costruzioni progettate per limitare il rischio di esplosioni, ai fini della salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti, occorre anche tenere conto delle disposizioni contenute nel D.M. 3 agosto 2015

### C3.6.1 INCENDIO

#### C3.6.1.1 DEFINIZIONI

Si chiariscono di seguito le seguenti definizioni:

- la capacità di compartimentazione è riferibile ai requisiti REI nonché ad ulteriori requisiti aggiuntivi attribuibili agli elementi delimitanti un compartimento antincendio ai fini della mitigazione del rischio di incendio. Utili indicazioni in merito sono riportate nel D.M. 16 febbraio 2007, nel D.M. 3 agosto 2015 e nella UNI EN 13501-2;
- il *carico d'incendio* è il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, corretto in base ai parametri indicativi della partecipazione alla combustione dei singoli materiali. Come conseguenza si rende più sintetica la definizione di *carico d'incendio specifico*, con la precisazione che è riferito all'unità di superficie lorda e che le indicazioni per il calcolo del carico di incendio specifico di progetto ( $q_{f,d}$ ) sono fornite nel decreto del Ministro dell'Interno 9 marzo 2007 e nel D.M. 3 agosto 2015; la definizione del carico di incendio specifico di progetto può essere altresì effettuata attraverso la norma UNI EN 1991-1-2 integrata dalla corrispondente Appendice Nazionale che richiama i due decreti citati.

Si precisa che nel caso di presenza di elementi strutturali *lignei* è possibile considerare solo una quota parte del loro contributo alla determinazione del carico di incendio, da definire con riferimento a riconosciute normative o documenti di comprovata validità; utili riferimenti sono disponibili nella lettera circolare della Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica del Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del Soccorso Pubblico e della Difesa Civile prot. P414/4122 sott. 5 del 28/5/2008 o nel D.M. 3 agosto 2015.

#### C3.6.1.2 RICHIESTE DI PRESTAZIONE

Con riferimento al § 3.6.1.2 delle NTC, le disposizioni del Ministero dell'interno richiamate al punto precedente, sono contenute nei seguenti decreti:

- D.M. 9 marzo 2007: Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del corpo nazionale dei Vigili del Fuoco;
- D.M. 3 agosto 2015: Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'art. 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

Sono fatte salve quelle costruzioni per le quali le caratteristiche di resistenza al fuoco sono predeterminate da specifici regolamenti di prevenzione incendi che disciplinano specifiche attività, emessi ai sensi dell'art. 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139, sostitutivo della legge 27 dicembre 1941, n. 1570 (ad. es. Attività ricettive turistico-alberghiere, attività di intrattenimento e pubblico spettacolo, impianti sportivi, ecc.).

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi definiti al § 2.2.3, sono individuate in termini di Livello (in una scala da I a V) nella Tab. 3.5.IV (che non ha subito modifiche rispetto all'edizione 2008 delle NTC). La scelta del Livello di prestazione (e delle connesse classi di resistenza al fuoco) va effettuata, in generale, tenendo conto della destinazione d'uso ed estensione/altezza dell'edificio, del tipo e quantitativo di materiale combustibile in esso presente, del massimo affollamento ipotizzabile e delle misure di protezione antincendio presenti nell'opera, con le precisazioni di cui al primo capoverso del presente paragrafo.

Si precisa che la resistenza al fuoco richiesta, se misurata in minuti di incendio standard secondo la curva ISO 834 che approssima l'accrescimento delle temperature a partire dal momento di incendio generalizzato (flash over), è una quantificazione convenzionale non direttamente confrontabile con i tempi reali di evacuazione o di intervento.

Il progetto delle strutture sulla base di detta resistenza convenzionale porta comunque ad una capacità coerente con i richiesti livelli di prestazione

#### C3.6.1.3 CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO

Le classi di resistenza al fuoco sono da riferirsi all'incendio nominale di riferimento per il compartimento antincendio: in genere l'incendio di riferimento è costituito dalla curva nominale ISO 834. Non è ovviamente esclusa la possibilità di applicazione delle classi a differenti incendi nominali (idrocarburi, incendi esterni).

#### C3.6.1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio può essere determinata sulla base della resistenza al fuoco dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo, valutando opportunamente lo schema statico di riferimento e secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato. In generale, in caso di ricorso a curve di incendio naturali, ci si riferisce all'intero schema strutturale. In caso di adozione di curve di incendio nominali è possibile effettuare analisi per singoli elementi strutturali.

#### C3.6.1.5 PROCEDURA DI ANALISI DELLA RESISTENZA AL FUOCO

##### C3.6.1.5.1 Incendio di progetto

Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, si precisa che l'andamento delle temperature è valutato con riferimento a una delle due seguenti condizioni:

- curva nominale d'incendio, da individuare tra quelle indicate successivamente, per l'intervallo di tempo di esposizione pari alla classe di resistenza al fuoco prevista, senza alcuna fase di raffreddamento;
- curva naturale d'incendio, da individuare tenendo conto dell'intera durata dello stesso, compresa la fase di raffreddamento fino al ritorno alla temperatura ambiente oppure a condizioni termiche ritenute ininfluenti per le strutture.

Si evidenzia infine la possibilità di utilizzare specifiche curve nominali, ulteriori rispetto a quelle citate nel paragrafo C3.6.1.1, per descrivere particolari scenari di incendio, purché di comprovata validità ("slow heating curve", descritta al punto 4.3 della norma UNI EN 13501-2; "tunnel curve", non ancora standardizzata a livello europeo, ma codificata in Italia (UNI 11076), Olanda (RWS), in Germania (ZTV) o in Francia (HCM, Curva degli idrocarburi modificata; etc.).

#### **C3.6.1.5.3 Analisi del comportamento meccanico**

Il comportamento meccanico della struttura è analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura, con le regole specificate ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.11 delle NTC.

Sono da considerarsi le combinazioni dovute alle azioni eccezionali definite al § 2.5.3 trascurando la concomitanza con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Si deve tenere conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni indirette dovute alle dilatazioni termiche contrastate ad eccezione di quando sia riconoscibile a priori che esse siano trascurabili o favorevoli. 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 a curve nominali d'incendio e alle corrispondenti classi di resistenza al fuoco.

#### **C3.6.1.5.4 Verifiche di sicurezza**

La verifica di resistenza al fuoco può essere eseguita nei domini delle resistenze, del tempo o delle temperature come specificato ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.11 delle NTC.

Qualora si eseguano verifiche con curve nominali di incendio la verifica di resistenza può essere effettuata senza tener conto della fase di raffreddamento che invece deve essere presa in considerazione quando si faccia riferimento a curve di incendio naturale, in accordo a quanto disposto al § 3.6.1.5.1 delle NTC.

Fermo restando il rispetto delle disposizioni legislative emanate ai sensi del D.Lgs. 139/2006, nel caso in cui i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture sia previsto che siano mantenuti per un periodo limitato (ad esempio, livello di prestazione II di tab. 3.5.IV), la verifica della capacità portante delle strutture potrà essere limitata a un tempo di esposizione all'incendio naturale congruente con il livello di prestazione scelto. Il D.M. 3/8/2015 quantifica il tempo di verifica per il livello II in caso di curve naturali nel doppio del tempo richiesto per l'esodo degli occupanti con un minimo di 30 minuti a decorrere dall'innesco.

### **C3.6.2 ESPLOSIONI**

#### **C3.6.2.3 MODELLAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI**

Si precisa che le esplosioni esercitano sulle costruzioni onde di pressione.

Per le costruzioni usuali è ammesso che tali onde di pressione siano convenzionalmente ricondotte a distribuzioni di pressioni statiche equivalenti, purché comprovate da modelli teorici adeguati. Utili indicazioni in merito sono fornite nel D.M. 3/8/2015.

...