



aicap

Ordine degli ingegneri della Provincia di
BARLETTA ANDRIA TRANI

**LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE
SECONDO IL D.M. 14.01.08
E CIRCOLARE APPLICATIVA**

d'intesa con

A.G.I. – Associazione Geotecnica Italiana

A.N.I.D.I.S. – Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica

C.T.E. – Collegio Tecnici della Industrializzazione Edilizia



Franco Angotti

10,00 – 13,00

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Le verifiche di sicurezza

Le azioni e loro combinazioni

La Robustezza

La Durabilità

I Materiali

Riferimenti

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.1.2008 (NTC)

Capitolo 2 – Sicurezza e prestazioni attese

- Circolare 2 febbraio 2009
- Eurocodice: EN 1990 (EC 0)
Principi di progettazione strutturale
- Eurocodice: EN 1992-1-1 (EC 2)
Progetto di strutture in calcestruzzo

Appendici nazionali agli Eurocodici

Progettazione di strutture in calcestruzzo armato

Guida all'uso dell'Eurocodice 2 –

Con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008

Vol. I - [nuova edizione riveduta](#)

OBIETTIVO DELLA PROGETTAZIONE

LE OPERE

DEVONO ESSERE PROGETTATE E COSTRUITE

per ottenere

ADEGUATA RESISTENZA: sicurezza nei confronti di SLU

FUNZIONALITA' DI ESERCIZIO: sicurezza nei confronti di SLE

ADEGUATA ROBUSTEZZA: nei confronti di azioni eccezionali

DURABILITÀ: per tutta la vita utile

LA ROBUSTEZZA

2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)

sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)

robustezza nei confronti di azioni eccezionali:

LA ROBUSTEZZA

nei confronti di azioni eccezionali:

INCENDI

ESPLOSIONI

URTI

Bisogna evitare danni sproporzionati
rispetto all'entità della cause

Per le verifiche nei confronti dell'incendio si segnala

EN1992-1-2 e relativa appendice

- **criteri di calcolo** della resistenza al fuoco delle strutture di cls,
- **procedure di calcolo** specifico per elementi sottoposti al fuoco.

LA ROBUSTEZZA

Gli **URTI** sono classificati a seconda degli effetti:

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

Le NTC forniscono le forze d'urto:

Traffico veicolare sotto ponti, parcheggi, autorimesse

Traffico veicolare sopra i ponti

Urti di imbarcazioni

Urti di elicotteri

LA ROBUSTEZZA

Tabella 3.6.III – *Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli*

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
Aree di parcheggio e autorimesse	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Misura di protezione fondamentale: la prevenzione di crolli a catena

LA ROBUSTEZZA

Le **ESPLOSIONI** sono classificate a seconda degli effetti:

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

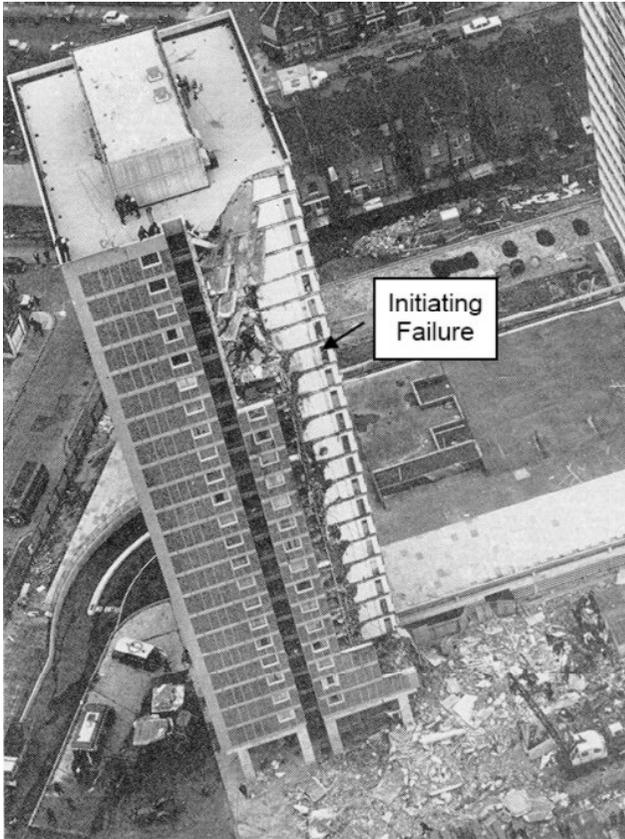
Criteri di progettazione - NTC

Si accettano danneggiamenti localizzati, anche gravi, a condizione che:

- non ci sia pericolo per l'intera struttura
- la capacità portante sia mantenuta per un tempo sufficiente affinché siano prese le necessarie misure di emergenza.

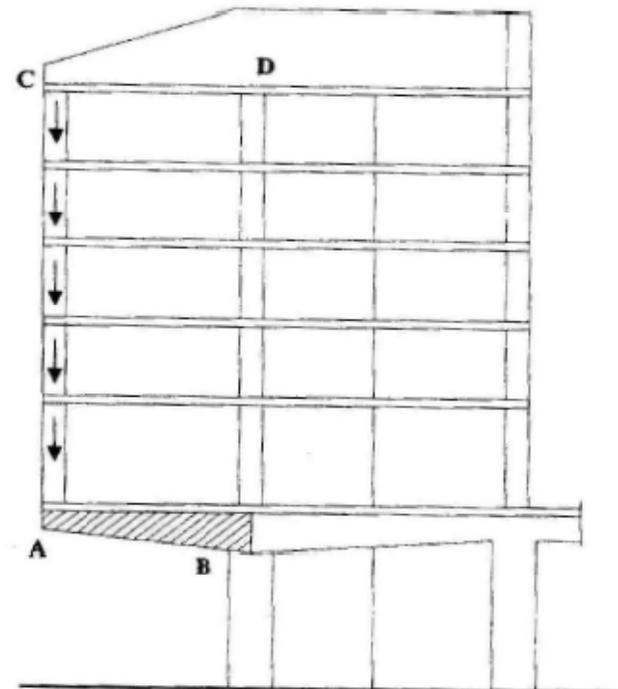
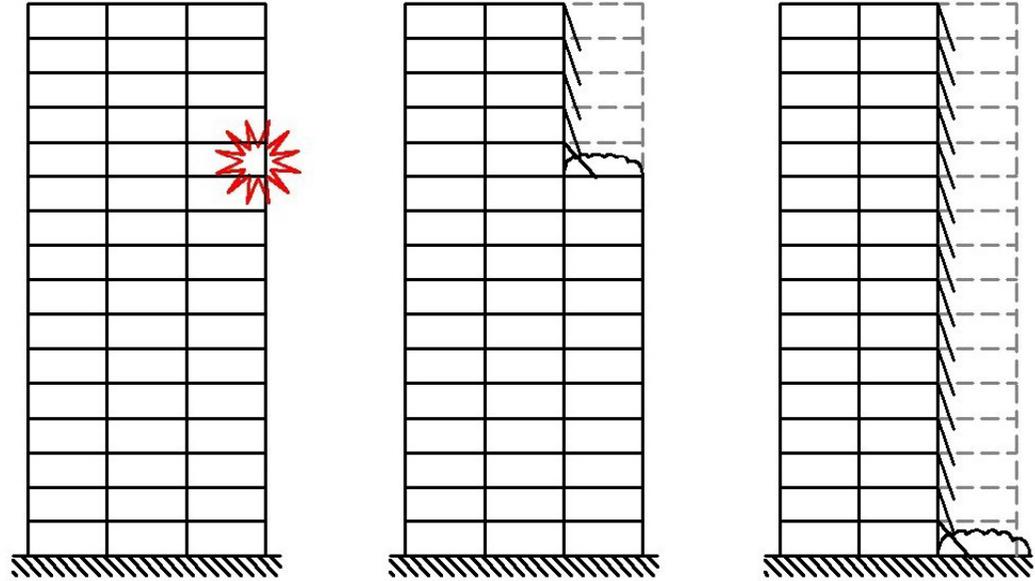
Adozione di misure di protezione quali:

- la introduzione di superfici in grado di collassare sotto sovrappressioni prestabilite;
- la introduzione di giunti strutturali allo scopo di separare porzioni di edificio a rischio di esplosione da altre;
- **la prevenzione** di crolli significativi in conseguenza di cedimenti strutturali localizzati.



Crollo a catena

La lezione di
Ronan Point
Londra 1968

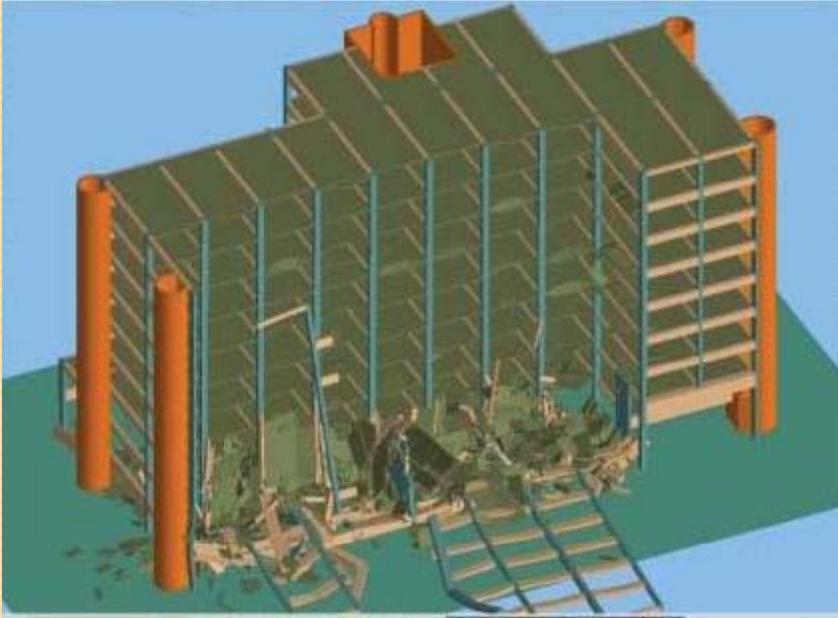


Oklahoma 19 aprile 1995: una bomba

Crollo a catena



Crollo a catena

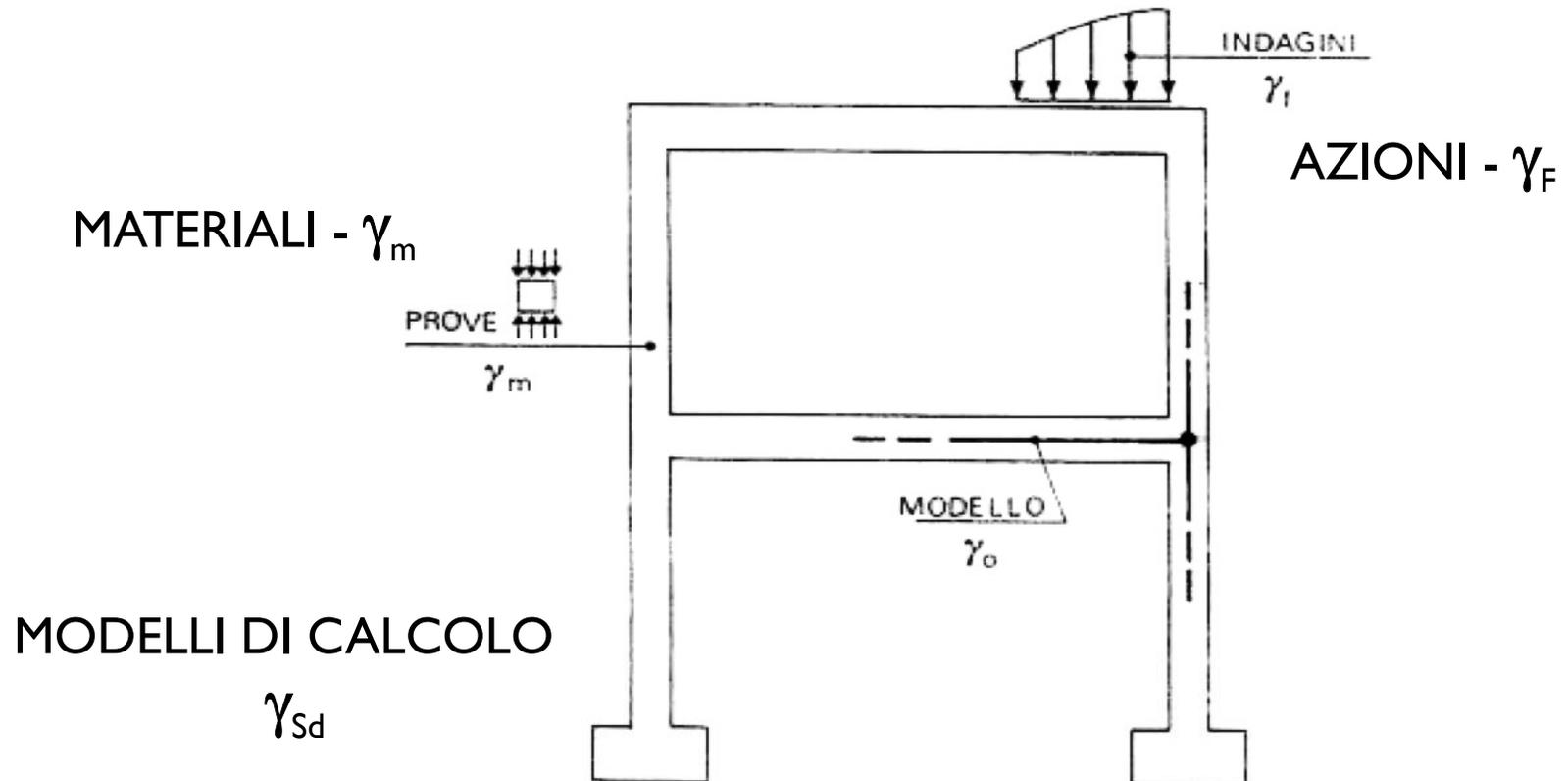


Crollo a catena

**World Trade Center
New York
2001**



ADEGUATA RESISTENZA NELLA REALE STRUTTURA



Sollecitazione \leq Resistenza

LE ALEATORIETÀ

Derivano dalle incertezze relative a:

- Intensità delle azioni di varia natura
- Probabilità della loro coesistenza
- Caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati
- Geometria della costruzione
- Divario tra gli effetti realmente indotti dai carichi e quelli calcolati (modellazione)

CONSEGUENZA

R = resistenza

S = sollecitazione

VARIABILI ALEATORIE

Probabilità di crisi: $P_f = \text{Prob} (R \leq S)$

Verifica di sicurezza: $P_f \leq P_f^*$

Metodo di livello 3

$$P_f \leq P_f^*$$

a) per s.l.u. (rottura fragile, instabilità, ecc.):

$$P_f^* = 10^{-5} - 10^{-7}$$

b) per s.l.u. (rottura duttile, cedimenti, ecc.):

$$P_f^* = 10^{-4} - 10^{-5}$$

c) per s.l.e. (deformazioni eccessive, sensibilità alle vibrazioni, ecc.):

$$P_f^* = 10^{-2} - 10^{-3}$$

Metodo di livello 2 o metodo β

Confronto fra S R:

$$M_s = R - S \quad \text{margine di affidabilità}$$

Evento favorevole = $M_s > 0$

$$P_f = \text{Prob}(M_s < 0)$$

Metodo di livello 2 o metodo β

marginale di affidabilità = $M_s = R - S$

si conoscono solo media e μ_M

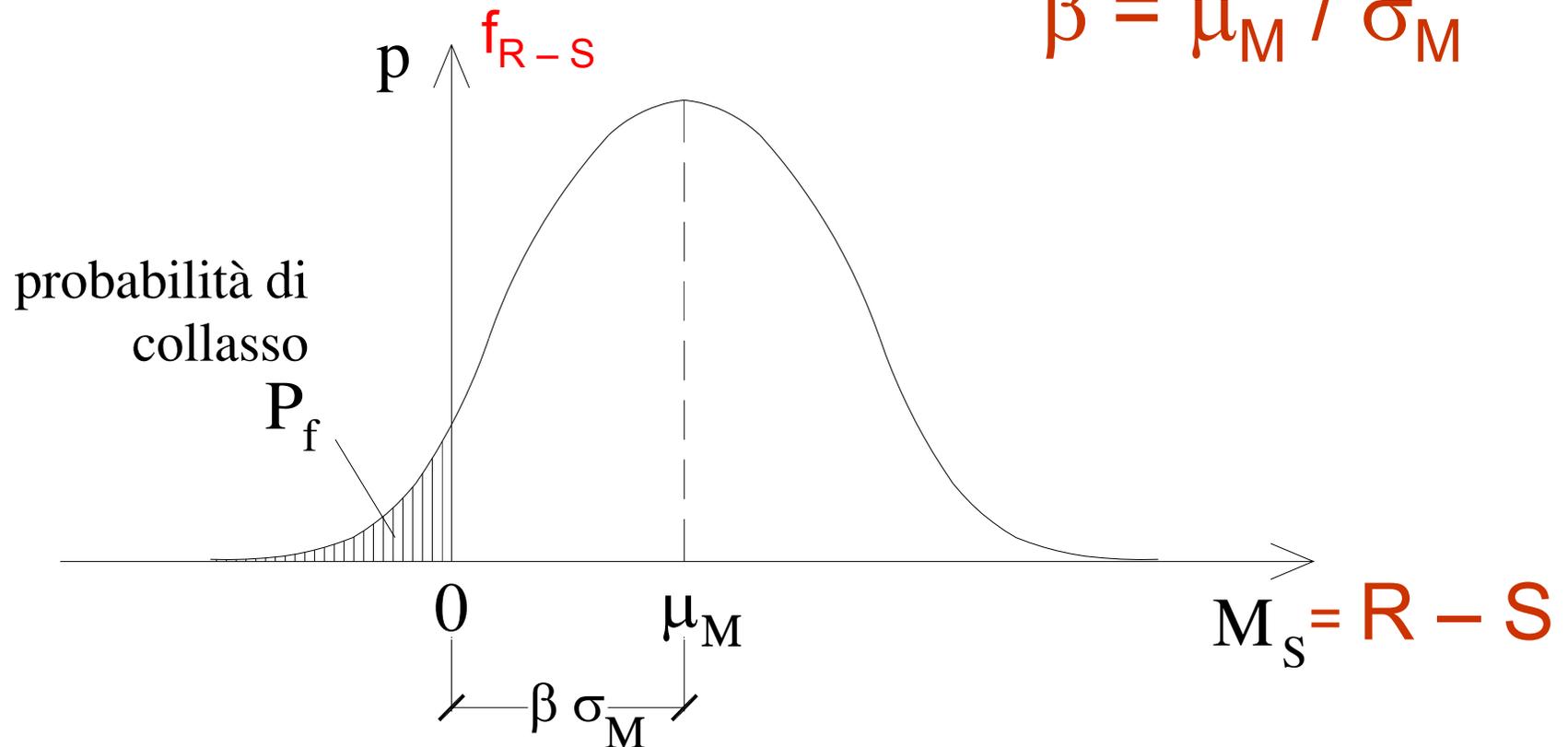
deviazione standard di M_s : σ_M

Indice di affidabilità: $\beta = \mu_M / \sigma_M$

Metodo di livello 2 o metodo β

Indice di affidabilità

$$\beta = \mu_M / \sigma_M$$



Metodo di livello 2 o metodo β

Se R ed S non correlate

ovvero

R ed S sono **normali** e statisticamente indipendenti:

Media μ_R e μ_S

Deviazione standard σ_R e σ_S

Risulta:

$$\beta = (\mu_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

Nel caso di v.a. normali (Gaussiane)

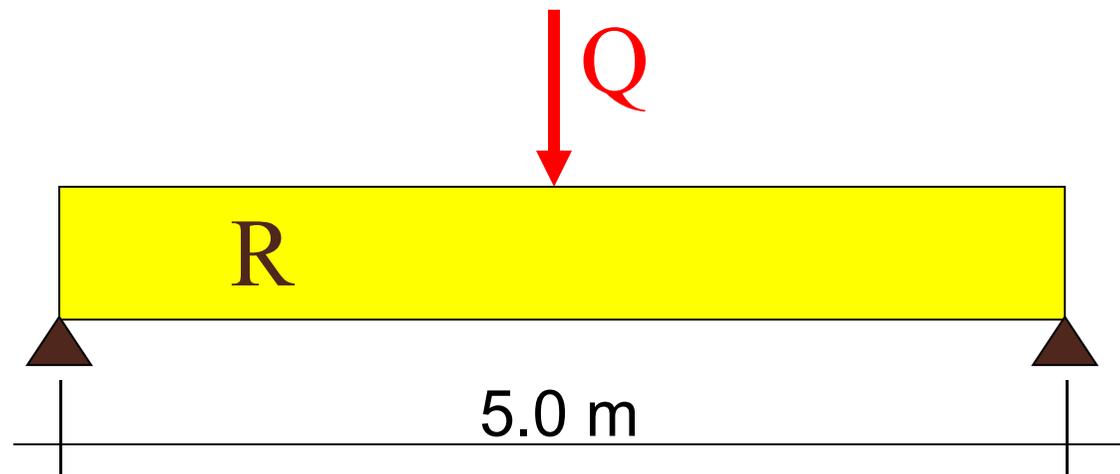
- la probabilità di crisi p_f :

$$p_f = \Pr(R - E < 0) = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\right)$$

- si noti che:
 - Se σ_R e σ_E diminuiscono, p_f diminuisce
 - Se $(\mu_R - \mu_E)$ aumenta, p_f diminuisce

Esempio

- Trave appoggiata con carico concentrato



- Carico Q : $\mu_Q = 3 \text{ kN}$; $\sigma_Q = 1 \text{ kN}$
- Resistenza R : $\mu_R = 10 \text{ kNm}$; $\sigma_R = 1,5 \text{ kNm}$

Esempio

- Il momento agente è: $S = Q L/4$
- E' anch'esso una v.a. con
 - Media: $\mu_S = \mu_Q L/4 = 3.75 \text{ kNm}$
 - Dispersione: $\sigma_S = \sigma_Q L/4 = 1.25 \text{ kNm}$
- La probabilità di collasso è:

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi\left(-\frac{10 - 3.75}{\sqrt{1.5^2 + 1.25^2}}\right) = 6.85 \cdot 10^{-4}$$

Metodo di livello 1

metodo dei coefficienti parziali o **semiprobabilistico**

R ed S sono variabili aleatorie indipendenti;

valori caratteristici: R_k ed S_k = frattili di un ordine prefissato

per coprire altre incertezze mediante l'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza

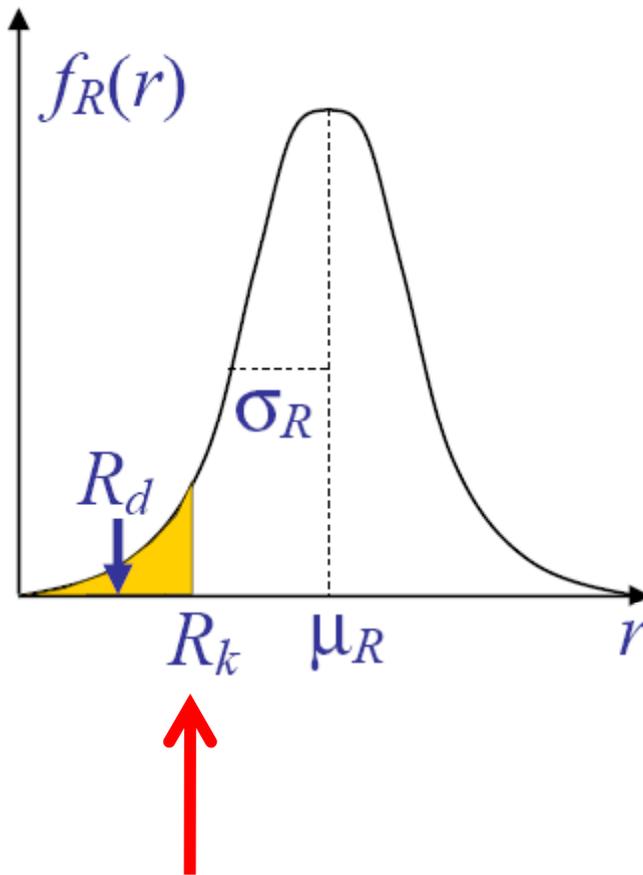
valori di progetto R_d ed S_d

$$\begin{array}{c} \gamma_F \\ \gamma_M \end{array}$$

$$S_d \leq R_d$$

Aleatorietà

R_d , R_k e γ_m



- Il valore caratteristico è:
 $R_k = \mu_R - 1.64 \sigma_R$
 - $\Pr[R < R_k] = 0,05$
- Il valore di calcolo è:
 $R_d = R_k / \gamma_M$
- γ_M deriva da studi di calibrazione

Aleatorietà

S_d, S_k, γ_F

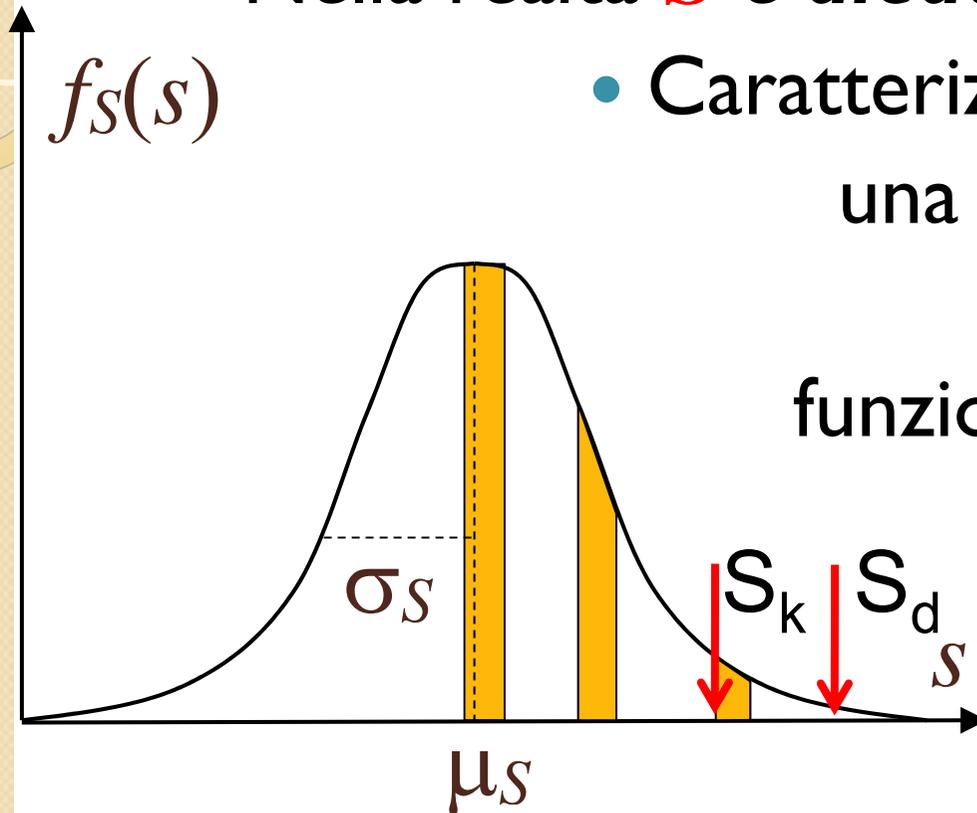
- Nella realtà S è *aleatoria*

- Caratterizzata (se normale) da una densità di probabilità

$f_S(s)$

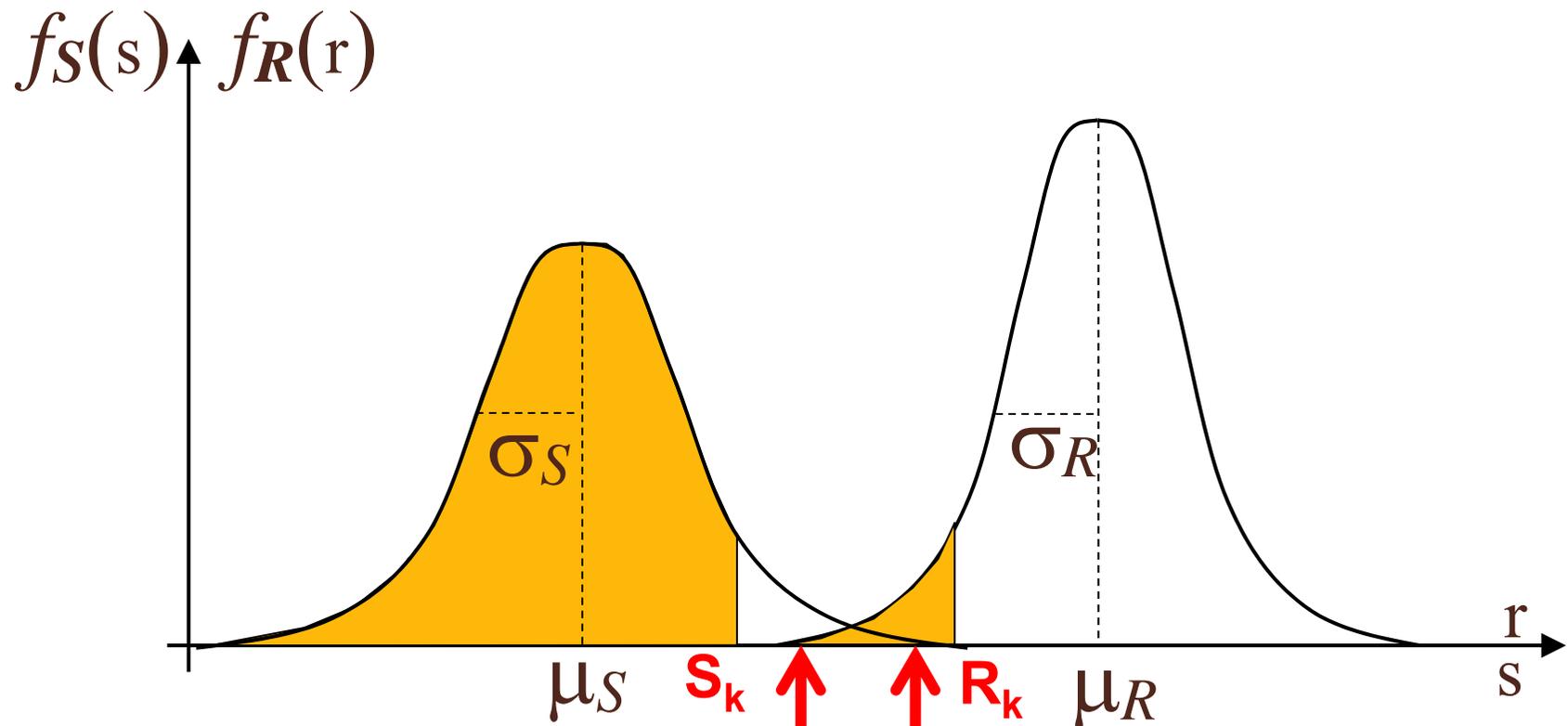
funzione di due parametri:

- media: μ_S
- dispersione: σ_S



Sollecitazione caratteristica $S_k = \mu_S + 1,645\sigma_S$
Sollecitazione di progetto $S_d = S_k \gamma_F$

Valori caratteristici e valori di progetto



Modello semi-probabilistico:

$$S_d \leq R_d$$

Modello semi-probabilistico:

$$\gamma_F S_K = S_D \leq R_K / \gamma_M = R_d$$

CALIBRAZIONE DEI γ

Relazione tra

Coefficiente di affidabilità β

Coefficienti di sicurezza parziali γ

CALIBRAZIONE

Lato materiali: $R_d = R_k / \gamma_R$

Distribuzione gaussiana: $R_k = \mu_R - 1,645 \sigma_R$

$$R_d = \mu_R - \alpha_R \beta \sigma_R$$

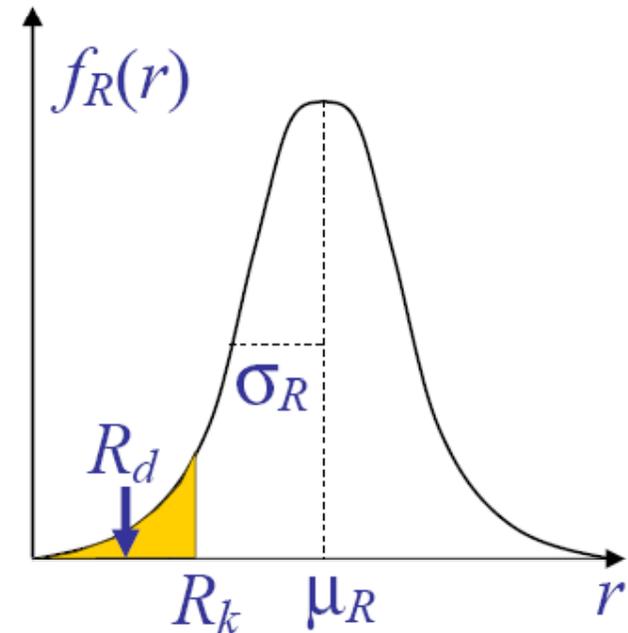
α_R = coefficiente di sensibilità

β = coefficiente di affidabilità

Da cui essendo $\gamma_R = R_k / R_d$

Si deduce:

$$\gamma_R = \frac{\mu_R - 1,645 \sigma_R}{\mu_R - \alpha \beta \sigma_R}$$



Metodo di livello 1

metodo dei coefficienti parziali o semi-probabilistico

Il metodo non richiede alcuna conoscenza probabilistica da parte del progettista

gli aspetti probabilistici del problema di sicurezza sono già considerati nel **processo di calibrazione del metodo**, ossia nella scelta dei valori caratteristici, dei coefficienti parziali di sicurezza, ecc., fissati dalle Norme.

I livelli di affidabilità si possono differenziare

per tener conto di:

- **cause** che portano al raggiungimento di uno stato limite;
- **conseguenze** del collasso in termini di rischio per la vita umana, danni alle persone, potenziali perdite economiche, rischi ambientali;
- **spesa** e procedure necessarie per ridurre il rischio di collasso.

I livelli di affidabilità si possono differenziare

Classi di conseguenze		Classi di affidabilità		Indice β (50 anni)
CC1	→	RC1	→	3,3 ($P_f \sim 10^{-3}$)
CC2	→	RC2	→	3,8 ($P_f \sim 10^{-4}$)
CC3	→	RC3	→	4,3 ($P_f \sim 10^{-5}$)
CC4	→	RC4	→	? ?

DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI CONSEGUENZE

NTC 2008

Classi di conseguenze

ESEMPI DI EDIFICI

CC1

RARO AFFOLLAMENTO

CC2

NORMALE AFFOLLAMENTO

CC3

GRANDE AFFOLLAMENTO

CC4

STRATEGICHE O PERICOLOSE

Nelle Norme Tecniche per le costruzioni - NTC 2008

Il RISCHIO viene DIFFERENZIATO

attraverso

VITA NOMINALE V_N E CLASSI D'USO C_U

Periodo di riferimento per l'azione SISMICA:

$$V_R = V_N C_U \geq 35 \text{ anni}$$

CLASSI D'USO (o DI IMPORTANZA) delle COSTRUZIONI

I RARO AFFOLLAMENTO $C_U = 0,7$

II NORMALE AFFOLLAMENTO $C_U = 1,0$

III GRANDE AFFOLLAMENTO $C_U = 1,5$

IV STRATEGICHE O PERICOLOSE $C_U = 2,0$

VITA NOMINALE V_N

OPERE PROVVISORIE	10 anni
OPERE ORDINARIE	50 anni
GRANDI OPERE	100 anni

PERIODO DI RIFERIMENTO (per azione sismica)

$$V_R = V_N C_U \geq 35 \text{ anni}$$

$$V_R = 35 - 50 - 75 - 100 - 150 - 200 \text{ anni}$$



LE AZIONI

valore di progetto F_d di un'azione F

F_k = valore caratteristico

$F_{rep} = \psi F_k$ valore rappresentativo

γ_f = coeff. parziale che tiene conto di deviazioni sfavorevoli di F dal valore rappresentativo

ψ = assume valori: $1, \psi_0, \psi_1, \psi_2$

$$F_d = \gamma_f F_{rep} = \gamma_f \psi F_k$$

Classificazione delle azioni

In base alla variazione della intensità nel tempo:

a) *permanenti* (G):

G1

peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

- peso proprio del terreno, quando pertinente;
- forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G2

peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;

AZIONI PERMANENTI

G_1 e G_2

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
e dei carichi permanenti portati compiutamente definiti.

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.
e dei carichi permanenti portati non compiutamente definiti.

Il progettista valuterà caso per caso quali sono i carichi permanenti da considerare come “non compiutamente definiti”;

Ad Esempio:

in un edificio per civile abitazione possono essere annoverati tra i carichi permanenti non compiutamente definiti i pesi propri dei tramezzi e degli impianti.

Classificazione delle azioni

In base alla variazione della intensità nel tempo:

b) **variabili (Q):**

di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) **eccezionali (A):**

incendi;
esplosioni;
urti ed impatti;

d) **sismiche (E):** azioni derivanti dai terremoti.

Le azioni permanenti G

Con **ridotta variabilità** si attribuisce un unico valore caratteristico $G_k = G_m$.

Con **rilevante variabilità** (coefficiente di variazione superiore al 10 %)

si attribuiscono due valori caratteristici:

$G_{k,inf}$ frattile 5%

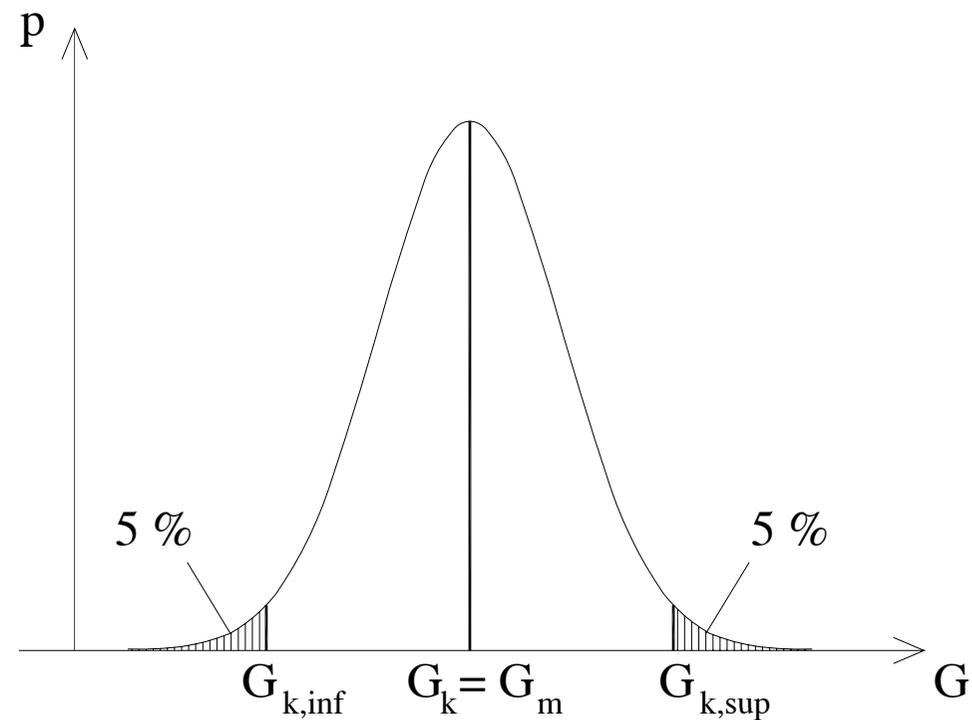
$G_{k,sup}$ frattile 95%

Nelle NTC non si distingue

Si assumono i valori nominali:

G_1

G_2



Le azioni variabili Q

Q ha quattro valori rappresentativi:

Valore caratteristico: Q_k

Valore di combinazione: $\psi_0 Q_k$

Valore frequente: $\psi_1 Q_k$

Valore quasi permanente: $\psi_2 Q_k$

Valore caratteristico Q_k

Per la maggior parte delle azioni variabili:

neve, vento, temperatura, sovraccarico solai

Q_k = valore che ha la probabilità di essere superato in un
anno

$$p = 0,02 = 2\%$$

Ovvero azione che ha un **periodo di ritorno**:

$$T_{ref} = 1/0,02 = 50 \text{ anni}$$

Valore di combinazione: $\psi_0 Q_k$

$\psi_0 Q_k$ intensità di un'azione variabile supposta contemporanea all'azione dominante

ψ_0 tiene quindi conto della ridotta probabilità di presenza simultanea dei valori più sfavorevoli di più azioni variabili indipendenti.

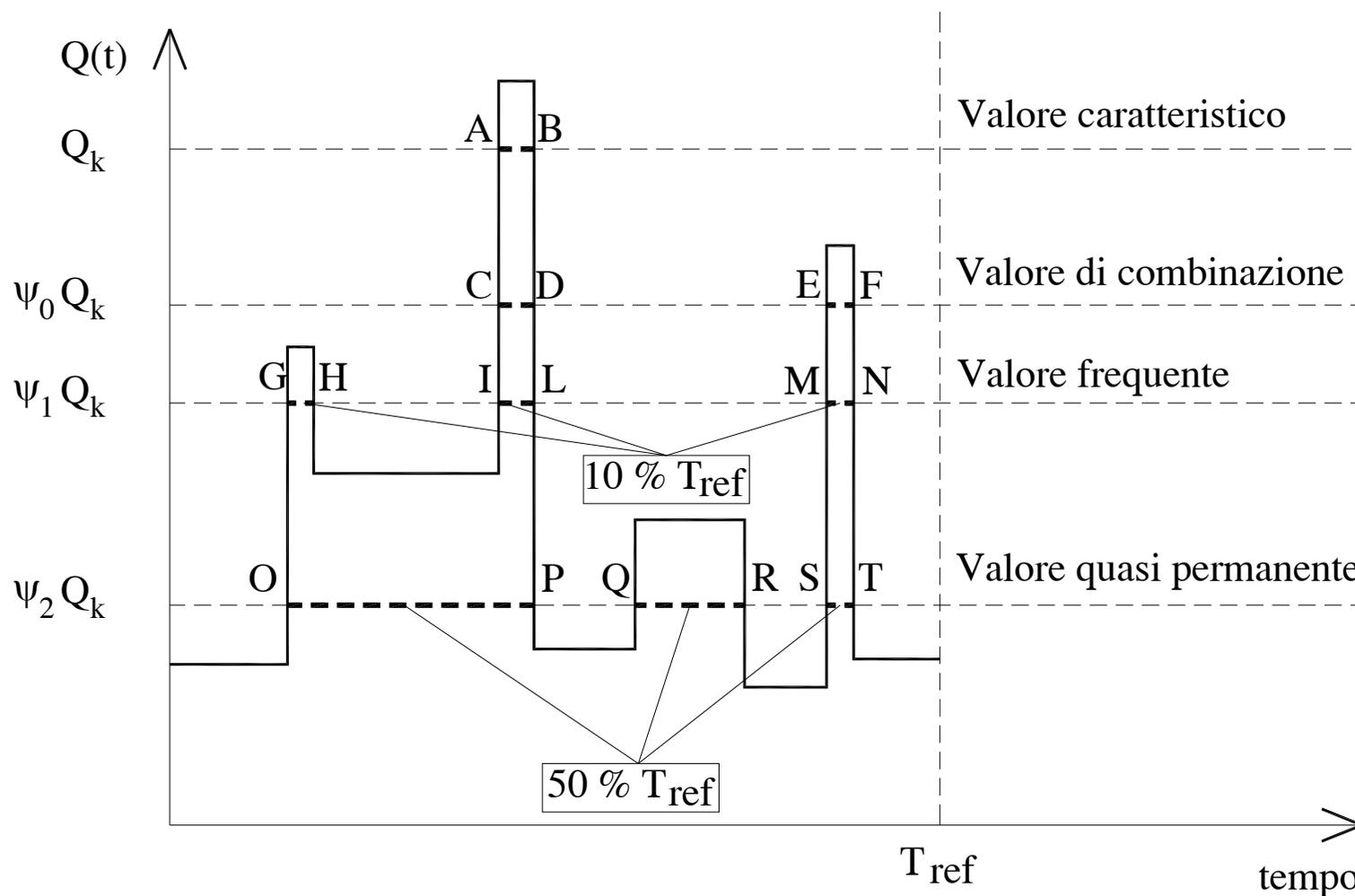
Esso è utilizzato per le verifiche agli

SLU e

SLE irreversibili.

Le azioni variabili Q

Sui solai degli edifici si rilevano le frazioni di tempo durante le quali Q viene superato di una % prefissata (5%, 10%, 50%)



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

CAT.	DESTINAZIONE	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
A	RESIDENZE ...	0,7	0,5	0,3
B	UFFICI ...	0,7	0,5	0,3
C	AFFOLLATI ...	0,7	0,5	0,6
D	TRIBUNE ...	0,7	0,7	0,6
E	BIBLIOTECHE ...	1,0	0,9	0,8
F	PARCHEGGI ...	0,7	0,7	0,6
G	RIMESSE ...	0,7	0,5	0,3
H	COPERTURE ...	0,0	0,0	0,0

ALTRE AZIONI

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
VENTO	0,6	0,2	0,0
NEVE quota ≤ 1000 m	0,5	0,2	0,0
NEVE quota > 1000 m	0,7	0,5	0,2
VARIAZIONI TERMICHE	0,6	0,5	0,0



La Verifica di sicurezza va condotta
nei confronti di:

stati limite ultimi (**classificati in 3 tipi**)

stati limite di esercizio

Gli Stati Limite (non sismici)

Definizione di Stato Limite

E' la condizione superata la quale la struttura non soddisfa più esigenze per cui è stata progettata

❖ Due categorie:

■ Stati Limite Ultimi (SLU)

- Al superamento del quale si ha collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura (o parti di essa)

■ Stati Limite di Esercizio (SLE)

- Al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita le prestazioni dell'opera

Tipi di verifiche

- EQU** SL DI EQUILIBRIO COME CORPO RIGIDO
(TERRENO ININFLUENTE: GALLEGGIAMENTO)
- STR** SL DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE
("TERRENO FORTE – STRUTTURA DEBOLE")
- GEO** SL DI RESISTENZA DEL TERRENO
(TERRENO DEBOLE – STRUTTURA FORTE)

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI SLU

Azioni		EQU	Insieme A1	Insieme A2
permanenti G_1 strutturali	Favorevole	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	1,1	1,3	1,0
permanenti G_2 non strutturali	Favorevole	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	1,5	1,5	1,3
variabile dominante $Q_{k,1}$ (γ_{Qk})	Favorevole	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	1,5	1,5	1,3
variabili non dominanti $Q_{k,i}$ ($\gamma_{0k,i}$)	Favorevole	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	$1,5 \cdot \psi_{0,i}$	$1,5 \cdot \psi_{0,i}$	1,3

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI

	γ_{G1} fav	γ_{G1} sfa	γ_{G2} fav	γ_{G2} sfa	γ_Q fav	γ_Q sfa	γ_ϕ	$\gamma_{c'}$	γ_{cu}
EQU	0,9	1,1	0,0	1,5	0,0	1,5	1,25*	1,25*	1,4*
STR	1,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,5	1,25*	1,25*	1,4*
GEO	1,0	1,0	0,0	1,3	0,0	1,3	1,25*	1,25*	1,4*

* PER IL CALCOLO DELLE SPINTE ATTIVE

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

- FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- CARATTERISTICA (SLE IRREVERSIBILE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- FREQUENTE (SLE REVERSIBILE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- QUASI PERMANENTE (SLE DI LUNGA DURATA)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

in presenza di azioni eccezionali:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

in presenza di azioni sismiche

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

A_d rappresenta l'azione eccezionale di progetto (Ad es. azione termica indiretta dovuta all'incendio)

E valore di progetto dell'azione sismica

Le azioni variabili entrano con il coefficiente ψ_2 ovvero con il valore **quasi permanente**

Gli Stati Limite sismici

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**
 - la costruzione nel suo complesso ... **non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi**
- **Stato Limite di Danno (SLD)**
 - la costruzione nel suo complesso ... **subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali**
...mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature

./.

Gli Stati Limite sismici

STATI LIMITE ULTIMI

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**
 - la costruzione **subisce rotture e crolli** dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali
 - la costruzione conserva una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**
 - la costruzione **subisce gravi rotture** e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali
 - la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali

Stati Limite non sismici

	<i>Insieme di γ_F da utilizzare per lo SLU</i>
EQU	Insieme EQU
STR	Insieme A1
STR / GEO	<p>Il progettista può adottare, in alternativa, uno dei seguenti approcci:</p> <p><u>Approccio 1</u> (due calcoli separati)</p> <p>combinazione n° 1: Insieme A1 per tutte le azioni</p> <p>combinazione n° 2: Insieme A2 per tutte le azioni</p> <p>NOTA: [le verifiche vanno eseguite nei confronti di entrambe le combinazioni; nei casi comuni le verifiche geotecniche sono governate dall'Insieme A2 e quelle di resistenza degli elementi strutturali di fondazione dall'Insieme A1]</p> <p><u>Approccio 2</u> Insieme A2 per tutte le azioni</p>

Stato limite STR e GEO

NOTA 1

L'Approccio 1 è sempre applicabile

L'Approccio 2 si può adottare limitatamente al caso di strutture con fondazioni dirette o su pali in cui le azioni geotecniche (ad es. spinta delle terre) non costituiscano azioni dirette per la struttura.

L'Approccio 2 non si può utilizzare per paratie ed altre opere e situazioni geotecniche.

NOTA 2

Gli approcci 1 e 2 non differiscono solo nella definizione degli insiemi di coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, ma anche nella definizione dei coefficienti parziali di sicurezza dei parametri geotecnici e delle resistenze.

Combinazioni per gli S.L.U. non sismici

Insieme EQU dei coefficienti parziali (EQU)

$$\sum (1,1 \cdot G_{1,\text{sfav}} + 0,9 \cdot G_{1,\text{fav}} + 1,5 \cdot G_{2,\text{sfav}} + 0 \cdot G_{2,\text{fav}}) + 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Insieme A1 dei coefficienti parziali (STR/GEO)

$$\sum (1,3 \cdot G_{1,\text{sfav}} + 1,0 \cdot G_{1,\text{fav}} + 1,5 \cdot G_{2,\text{sfav}} + 0 \cdot G_{2,\text{fav}}) + 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Insieme A2 dei coefficienti parziali (STR/GEO)

$$\sum (1,0 \cdot G_{1,\text{sfav}} + 1,0 \cdot G_{1,\text{fav}} + 1,3 \cdot G_{2,\text{sfav}} + 0 \cdot G_{2,\text{fav}}) + 1,3 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,3 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Esempio

combinazioni delle azioni non sismiche



Si considerano i seguenti stati limite ultimi:

Stato limite EQU

equilibrio a ribaltamento intorno all'appoggio B
resistenza del dispositivo antisollevamento in C

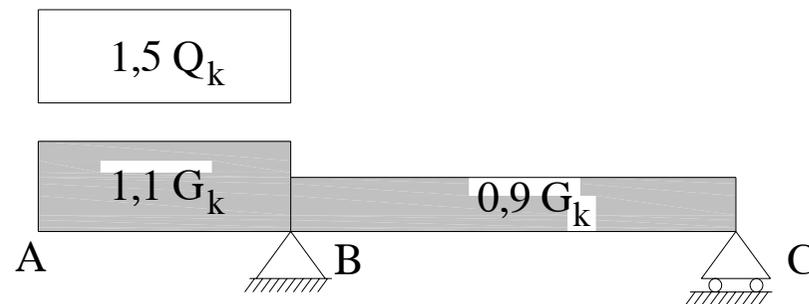
Stati limite STR e GEO

- 1.resistenza della trave (STR)
- 2.verifiche geotecniche (GEO)

IOTESI: presenza di **un solo** carico variabile Q_k .

Stato limite EQU

Insieme EQU dei coefficienti parziali (EQU)



(4)P Se I risultati di una verifica sono molto sensibili alle variazioni di grandezza dell'azione permanente da posto a posto nella struttura, le parti favorevoli e sfavorevoli di questa azione saranno considerate come azioni individuali.

NOTA Questa si applica in particolare alla verifica EQU e analoghi stati limite, vedi 6.4.2(2)

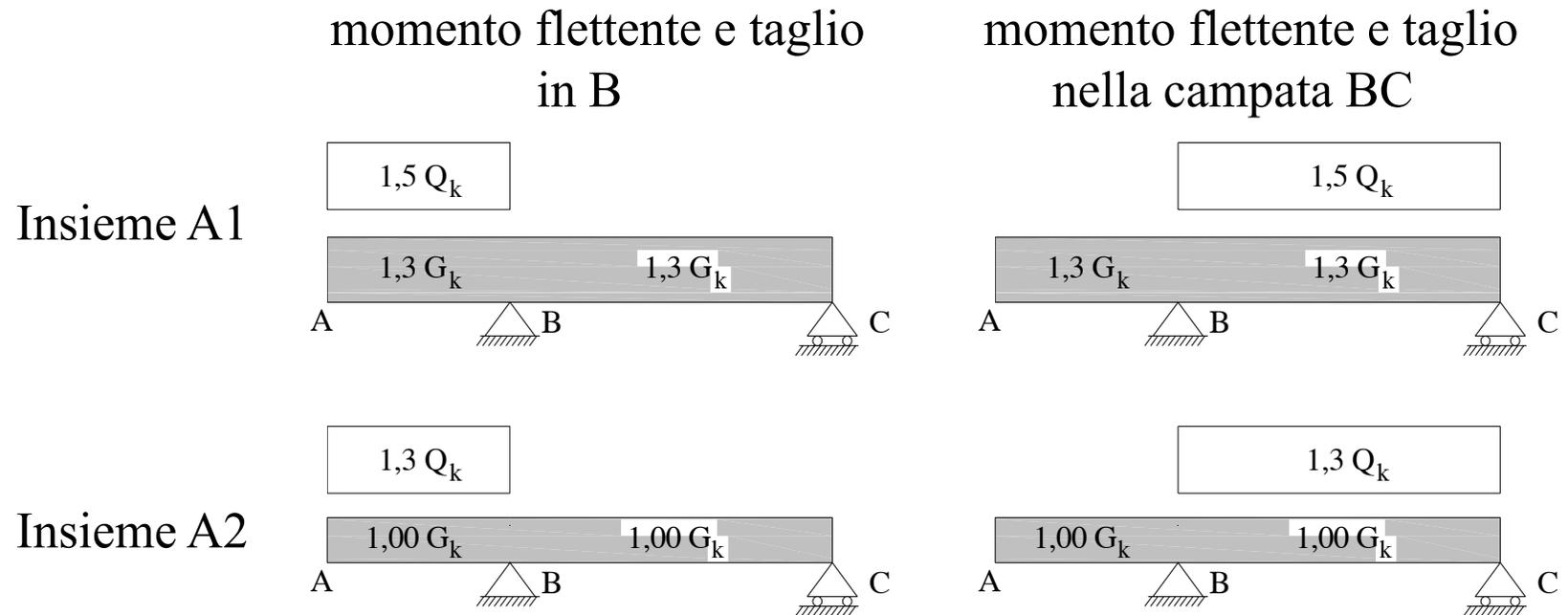
Stato limite: STR/GEO

Insieme di coefficienti parziali: A1 e A2

Approccio 1: **2 calcoli separati** 1) con l'insieme A2
2) con l'insieme A1

Approccio 2: Un solo calcolo con l'insieme A1

Effetti da massimizzare



DURABILITÀ

- conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture
- i livelli di sicurezza devono essere mantenuti durante tutta la vita dell'opera

La durabilità richiama due concetti:

1- La Vita Nominale deve essere precisata nei documenti di progetto

2- Degrado: deve essere oggetto di valutazione con riferimento alle condizioni ambientali; esso è alla base delle scelte progettuali in termini di

Materiali

Dettagli costruttivi

Dimensioni delle strutture

Misure di Protezione

FONDAMENTALE È LA CONOSCENZA DELL'AMBIENTE

CLASSI DI ESPOSIZIONE

1. (X0) nessun rischio di corrosione o attacco

Rischio di corrosione dell'armatura

2. (XC) **corrosione** indotta da carbonatazione,
3. (XD) **corrosione** indotta da cloruri (esclusi quelli dell'acqua di mare) (*D=De-icing*),
4. (XS) **corrosione** indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare (*S=Sea water*),

Rischio di attacco del calcestruzzo

5. (XF) **attacco** di cicli gelo/disgelo e/o sali disgelanti (*F=Freezing*),
6. (XA) **attacco** chimico (terreni e/o acque chimicamente aggressivi) (*A=Attack*).

LA CLASSIFICAZIONE DELLE NTC 2008

semplificazione

CONDIZIONI AMBIENTALI

Ordinarie

Aggressive

Molto aggressive

CLASSE DI ESPOSIZIONE

X0, XC1, XC2, XC3, XF1

XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3

XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

CONDIZIONI AMBIENTALI



scelta dello stato limite di fessurazione



**verifica dello stato limite di
fessurazione**



verifica dello tensioni in esercizio

Controllo della fessurazione

Definizione degli stati limite di fessurazione

Si distinguono 3 SL:

a) *stato limite di decompressione* ($\sigma_c \geq 0$)

b) *stato limite di formazione delle fessure* ($\sigma_t \leq f_{ctm}/1,2$)

c) **stato limite di apertura delle fessure:**

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Controllo della fessurazione

VERIFICA SENZA CALCOLO DIRETTO

I limiti della tab 4.1.IV NTC sono rispettati se si controllano in alternativa:

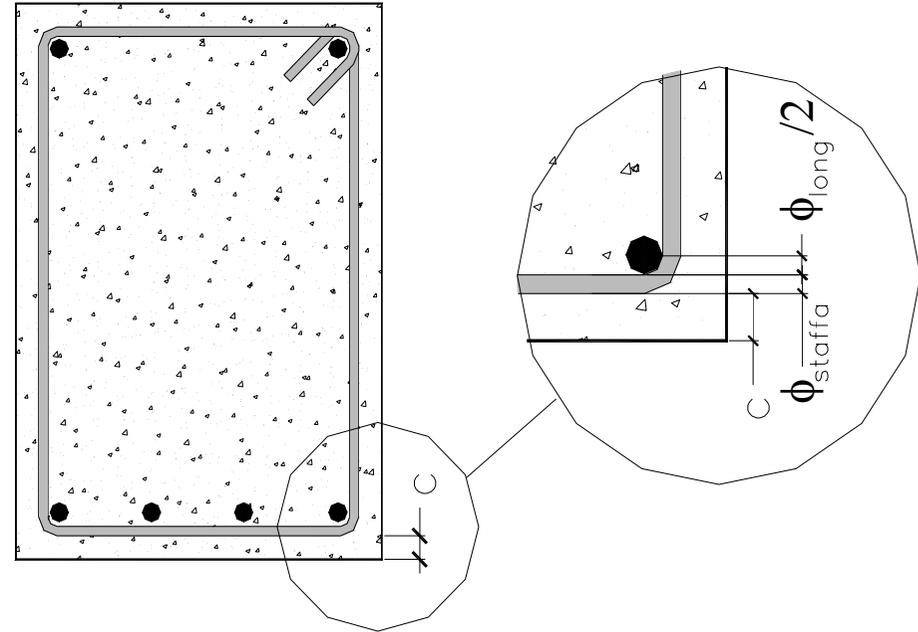
Φ_{\max} = diametro massimo delle barre

s_{\max} = spaziatura massima tra le barre

tensione nell'acciaio	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$		$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	
	Φ_{\max}	s_{\max} (mm)	Φ_{\max}	s_{\max} (mm)
160	32	300	40	300
200	25	250	32	300
240	16	200	20	250

COPRIFERRO

$$C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \Delta C_{\text{dev}}$$



C_{min} deve soddisfare i requisiti di:

- aderenza delle armature $C_{\text{min,b}}$
- protezione contro la corrosione $C_{\text{min,dur}}$ (**durabilità**),
- resistenza al fuoco.

ΔC_{dev} = tolleranza di esecuzione

COPRIFERRO

$$c_{\min} = \max \begin{cases} c_{\min,b} & \text{Aderenza} \\ c_{\min,dur} & \text{Durabilità} \\ 10 \text{ mm} & \text{Minimo assoluto} \end{cases}$$

C_{min,dur} si determina in funzione di:

Classi di esposizione ambientale

Classe resistenza del calcestruzzo *per la durabilità*

Classe strutturale in funzione della classe di esposizione, della resistenza del calcestruzzo e di altri parametri quali la vita utile di progetto (legata all'importanza strategica dello edificio), controllo di qualità della produzione di calcestruzzo

N.B. la *classe strutturale* non è mai esplicitamente definita nella norma

COPRIFERRO

CLASSE RESISTENZA MINIMA DEL CALCESTRUZZO PER LA DURABILITÀ

Fondamentale è il rapporto a/c

Un basso valore di a/c riduce il diametro dei pori capillari nel cls a
 $(10 \div 50) \cdot 10^{-6}$ mm

Indirettamente a classi più elevate corrispondono bassi valori di a/c

Corrosione

Classe di esposizione	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicativa di resistenza	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37	C35/45	C30/37	C35/45		

Degrado del calcestruzzo

Classe di esposizione	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3
Classe indicativa di resistenza	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	

COPRIFERRO

Tabella C4.1.IV - Circolare 2 febbraio 2009

Copriferri minimi in **mm** per barre da c.a. e cavi aderenti da c.a.p.
per vita nominale di 50 anni

C_{min}	C_0	ambiente	Tipo di armatura	elementi a piastra		altri elementi	
				$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	barre da c.a.	15	20	20	25
			cavi aderenti da c.a.p.	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	barre da c.a.	25	30	30	35
			cavi aderenti da c.a.p.	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto aggressivo	barre da c.a.	35	40	40	45
			cavi aderenti da c.a.p.	45	50	50	50

- Se si adotta un cls di classe $C < C_{min}$ occorre aumentare di 5 mm il copriferro della colonna
- **Per vita nominale di 100 anni = + 10 mm**
- Tolleranza **+ 10 mm**
- se in controllo di qualità: tolleranza = **+ 5 mm**

COPRIFERRO

Esempio 1. Solaio all'interno di edificio con bassa umidità relativa.

Solaio in latero-cemento con i seguenti dati di progetto:

barre di Φ 16 mm,

*calcestruzzo di classe **C28/35***

dimensione massima degli inerti $d_{max} \leq 32$ mm

classe di esposizione XC1:

*ambiente asciutto o permanentemente bagnato = **ordinario***

Dalla Tab C4.1. IV risulta

$$C_{min} = C25/30$$

$$C_0 = C35/45$$

Risulta: $C_{min} \leq \mathbf{C28/35} < C_0$

copriferro minimo c_{min}

Per elemento piastra: $c_{min} = 20 + 10 = \mathbf{30}$ mm

In controllo di qualità $c_{min} = 20 + 5 = \mathbf{25}$ mm

copriferro minimo per l'aderenza [da EN1992-1-1]

per $d_{max} \leq 32$ mm si ha: $c_{min,b} = \phi = 16$ mm

COPRIFERRO

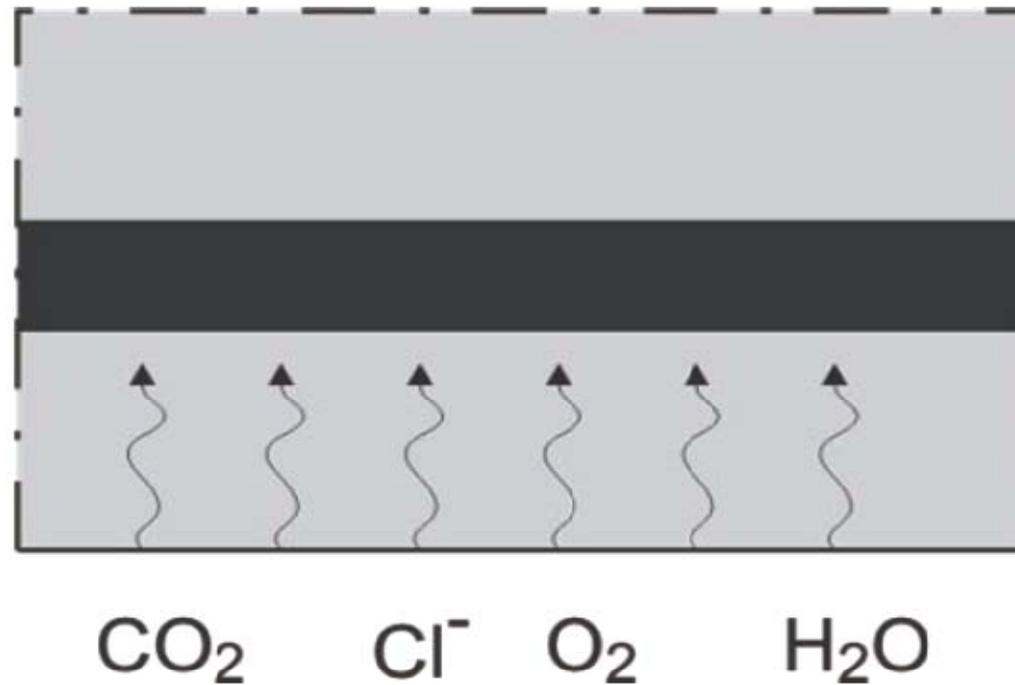
Alcuni esempi:

				ϕ	mm	
				\downarrow	EC2	NTC 2008
					\swarrow	\downarrow
4	Trave interna	XC1	C25/30	18 (long.) 8 (staffe)	25	35
5	Trave esterna a facciavista	XC4	C30/37	20 (long.) 8 (staffe)	40	45
6	Trave esterna a faccia vista in prossimità del mare	XC4, XS1	C30/37	20 (long.) 8 (staffe)	45	45
7	Trave rovescia di fondazione	XC2	C25/30	20 (long.) 8 (staffe)	40	35
8	Muro a retta	XC4	C30/37	16 (vert.li) 12 (orizz.)	40	40
9	Muro a retta a contatto con terreno chimicamente molto aggressivo	XC4, XA3	C35/45	16 (vert.li) 12 (orizz.)	40	50

DURABILITÀ

COPRIFERRO e FESSURAZIONE

LA CORROSIONE: PENETRAZIONE DI AGENTI AGGRESSIVI



CORROSIONE DELL'ARMATURA PER ATTACCO DA CLORURI

Muro in c.a. in prossimità del mare



Attacco localizzato
Armature estratte da
solette di ponti

CORROSIONE DELL'ARMATURA PER CARBONATAZIONE

40 anni dopo
l'inaugurazione



Foto 1.1 - Corrosione da carbonatazione (Milano Istituto Marchionni), dopo 50 anni di servizio.

Come evitare la corrosione delle armature

Bisogna conoscere:

- Aggressività dell'ambiente
- Vita di servizio



Misure da adottare:

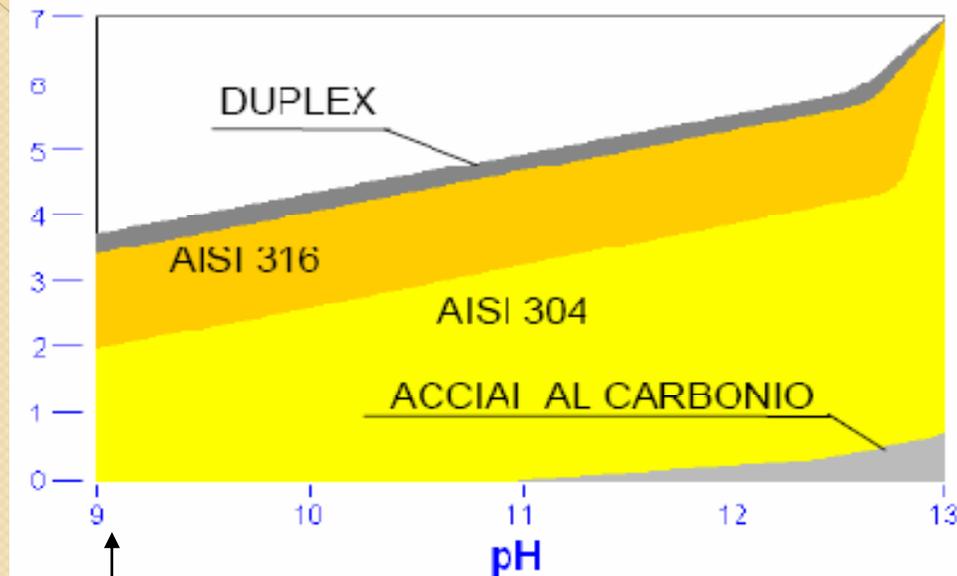
- copriferro adeguato
- Sufficientemente bassa permeabilità del cls
- Evitare fessure nocive parallele alle armature
- Altre misure: **acciaio inossidabile**, protezione catodica, protezione, ecc

GLI ACCIAI INOSSIDABILI

Tenore critico di cloruri

% della massa di cemento

CONFRONTO CON GLI ACCIAI NORMALI



pH del calcestruzzo

pH=9 calcestruzzo carbonatato

- Pari valore di resistenza e duttilità
- Assenza di ossidazione
- Alta resistenza ai cloruri
- Migliore resistenza a fuoco
- Perfetta saldabilità

Per economia si può limitarne l'uso alle zone di accertato pericolo di aggressione

PONTILE “PROGRESO” NELLA PENISOLA DELLO YUCATAN - MESSICO

Pedefferri - Aicap



costruito con acciaio al carbonio negli anni '60

costruito con acciaio inossidabile tipo AISI 304 tra il 1937 e il 1941



I MATERIALI

Materiali: calcestruzzo

Introduzione delle **classi di resistenza**

Resistenza caratteristica f_{ck} ; R_{ck}

EN da **C12/15** a **C90/105** 14 classi [$C_{max} = NDP$]

NTC da **C 8/10** a **C90/105** 15 classi

introdotta la classe C28/35

soppressa la classe C30/37

per classi > C70/85 : autorizzazione cons. sup. LL.PP.

Materiali: calcestruzzo

In sede di progetto:

11.2.10.1 Resistenza a compressione

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Classi di resistenza dei calcestruzzi															Relazione analitica / Spiegazione	
1	f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
2	$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
3	f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
4	f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
5	$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ frattile 5%
6	$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ frattile 95%
7	E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
8	ϵ_{c1} (‰)	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8	vedere Figura 3.2 $\epsilon_{c1}^{(0/100)} = -0,7 f_{cm}^{0,31}$
9	ϵ_{cu1} (‰)	-3,5									-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8	vedere Figura 3.2 per $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}^{(0/100)} = -2,8 - 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
10	ϵ_{c2} (‰)	-2,0									-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6	vedere Figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}^{(0/100)} = -2,0 - 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
11	ϵ_{cu2} (‰)	-3,5									-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6	see Figure 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}^{(0/100)} = -2,6 - 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
12	n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	per $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
13	ϵ_{c3} (‰)	-1,75									-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3	vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}^{(0/100)} = -1,75 - 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
14	ϵ_{cu3} (‰)	-3,5									-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6	vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}^{(0/100)} = -2,6 - 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

CLASSI DI RESISTENZA

C8/10 **cls non armato**
C12/15

C16/20 **c.a.**

c.a. in zona sismica
C20/25
C25/30

C28/35 **c.a.p.**
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60

Alta Resistenza
C55/67
C60/75
C70/85

C80/95 **solo con autorizzazione**
C90/105

Caratteristiche meccaniche

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{classi} \leq \text{C50/60}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{classi} > \text{C50/60}$$

frattile: 5%

$$f_{ctk0,05} = 0,7 f_{ctm}$$

frattile: 95%

$$f_{ctk0,95} = 1,3 f_{ctm}$$

Caratteristiche meccaniche

Resistenza a **trazione per flessione**

EC2

Altezza della sezione:

$$h \leq 600 \text{ mm} \quad f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1000) f_{ctm} \quad \text{con } h \text{ in mm}$$

$$h > 600 \text{ mm} \quad f_{ctm,fl} = f_{ctm}$$

NTC

$$f_{cfm} = 1, 2 f_{ctm} \quad \text{salvo sperimentazione diretta}$$

(senza alcuna limitazione dimensionale)

per $h < 400 \text{ mm}$ sottovaluta rispetto ad EC2

per $h = 400 \text{ mm}$ = EC2

per $h > 400 \text{ mm}$ sopravvaluta rispetto ad EC2

Caratteristiche meccaniche

Modulo di elasticità

NTC
EC2

$$E_{cm} = 22.000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Ricordando che

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Si può anche scrivere:

$$E_{cm} = 11.026,12 \times [f_{ck} + 8]^{0,3} \quad [\text{N/mm}^2]$$

RITIRO

NTC
EC2

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (11.2.6)$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per **ritiro da essiccamento** (d = drying),
si sviluppa lentamente nel tempo essendo funzione della
migrazione dell'acqua dal calcestruzzo indurito

Se l'essiccamento è impedito [UR > 95% - ovvero cls protetto] $\varepsilon_{cd} = 0$

ε_{ca} è la deformazione per **ritiro autogeno**.
si sviluppa nella fase di indurimento nei primi giorni successivi al getto
si tratta di una **riduzione di volume della parte cementizia**
va considerato specialmente nei calcestruzzi ad alta resistenza perché il suo
valore aumenta con la riduzione del rapporto acqua/cemento

Ad es.

$$\text{Se } a/c > 0,45 \quad \longrightarrow \quad \varepsilon_{ca} \ll \varepsilon_{cd}$$

$$\text{se } a/c = 0,30 \quad \text{si può avere } \varepsilon_{ca} = 0,50 \varepsilon_{cs}$$

VISCOSITÀ

3.1.4 Viscosità e ritiro

abachi per determinare il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$

Deformazione viscosa a $t = \infty$:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_{c0}) \quad \text{per } \sigma_c = \text{cost. } (\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ckj})$$

coefficiente di viscosità non lineare $\varphi_k(\infty, t_0)$

[che sostituisce $\varphi(\infty, t_0)$]:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) e^{(1,5 (k\sigma - 0,45))}$$

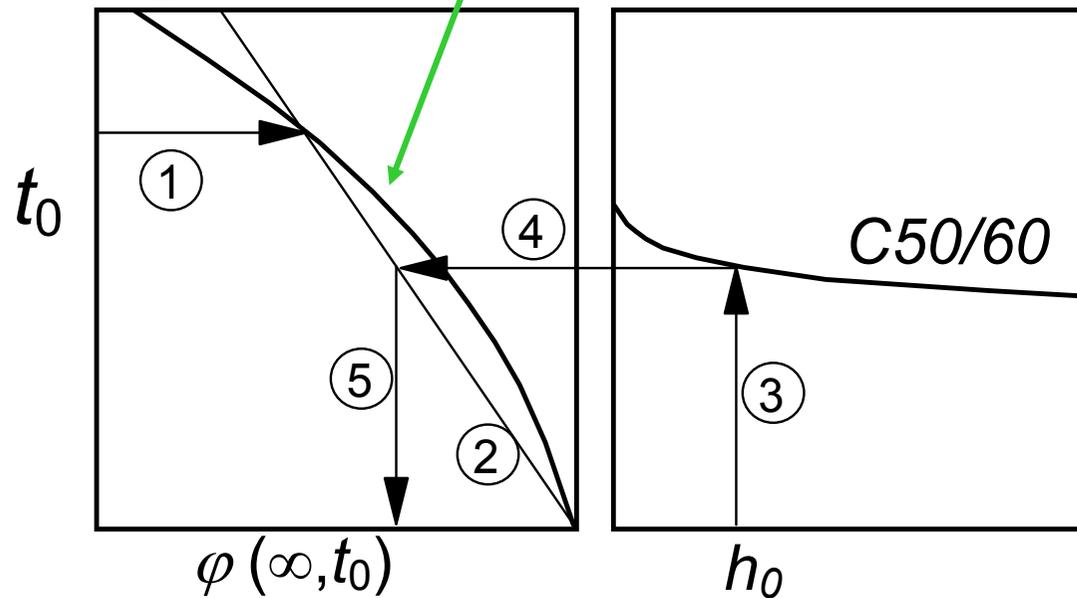
k_σ è il rapporto tensioni-resistenza $\sigma_c / f_{cm}(t_0)$, dove

σ_c è la tensione di compressione e

$f_{cm}(t_0)$ è il valore medio della tensione di compressione sul calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico.

viscosità

Tipo di cemento

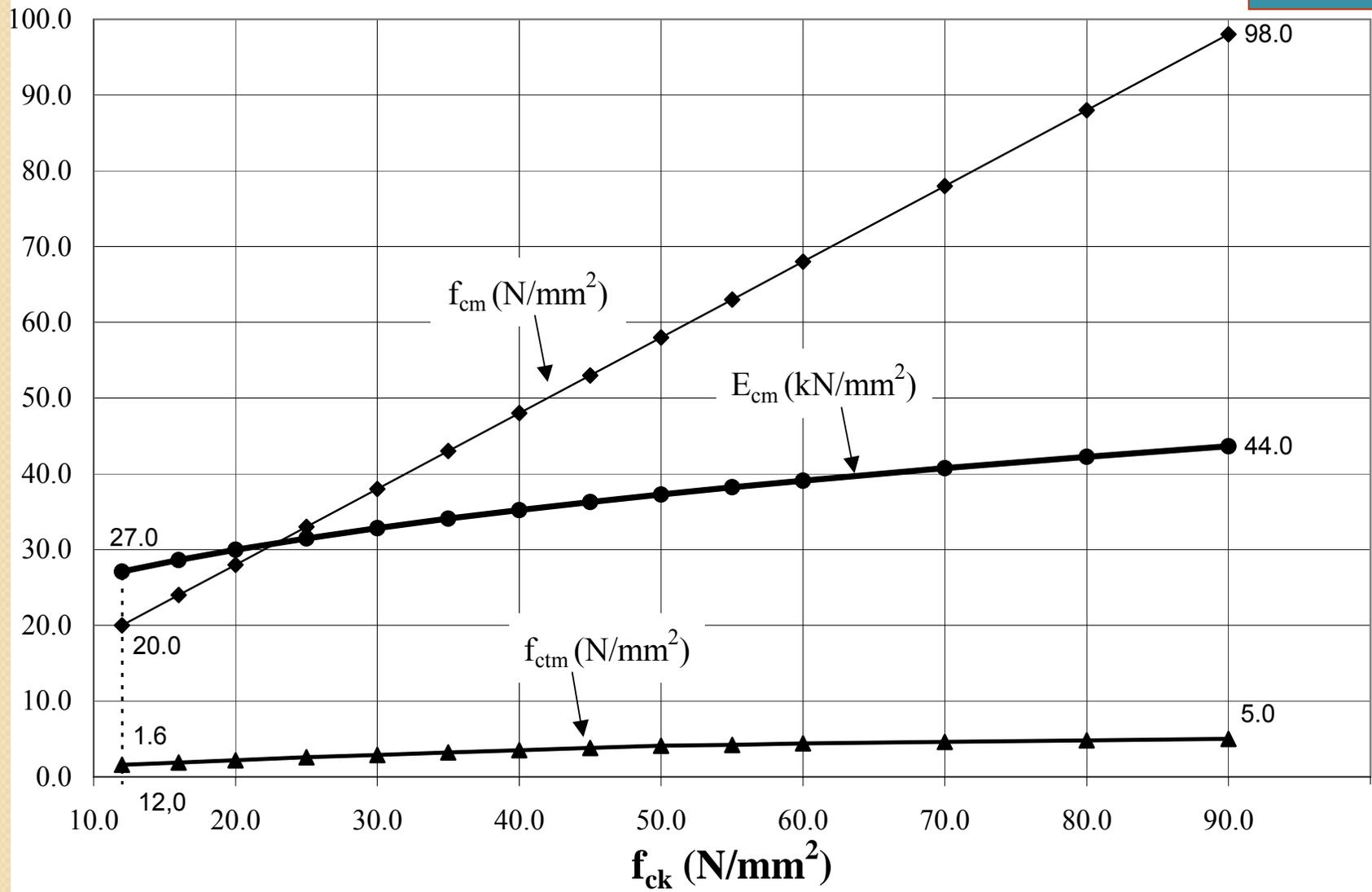


$t_0 = \text{età del calcestruzzo}$

$h_0 = 2A_c/u$

Caratteristiche del calcestruzzo

	Range	Rapporto
f_{ck}	12 – 90	$90/12 = 7,5$
f_{ctm}	1,6 – 5,0	$5,0/1,6 = 3,1$
E_{cm}	27 – 44	$44/27 = 1,6$



Calcestruzzo ad alta resistenza

- **Conveniente** per
elementi compressi
travi precomprese
- **meno conveniente** per
travi non precomprese

in quanto:

- sfruttamento della resistenza solo in zona compressa
- elevate percentuali di armatura, difficoltà di collocazione
- limiti inflessione

Resistenza di calcolo f_{cd}

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

con $M_{Rd}, N_{Rd} \rightarrow f_{cd} \cdot 0,85$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha_{cc}$$

$(\alpha_{cc} = 0,85)$

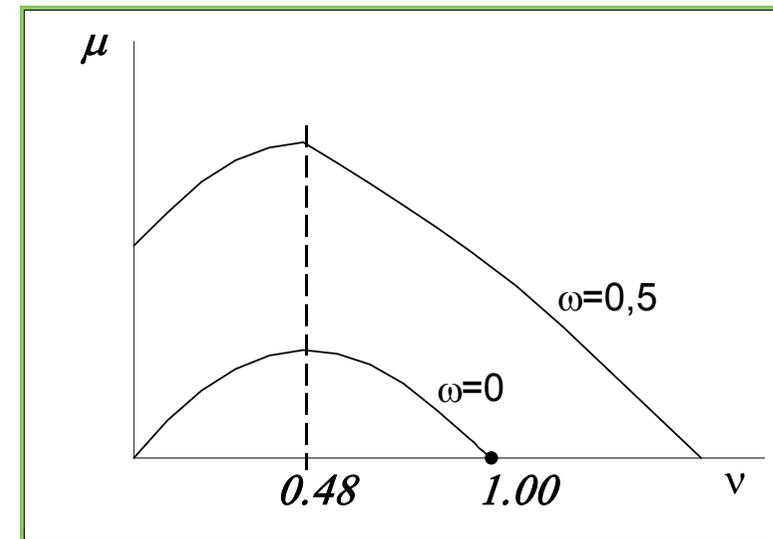
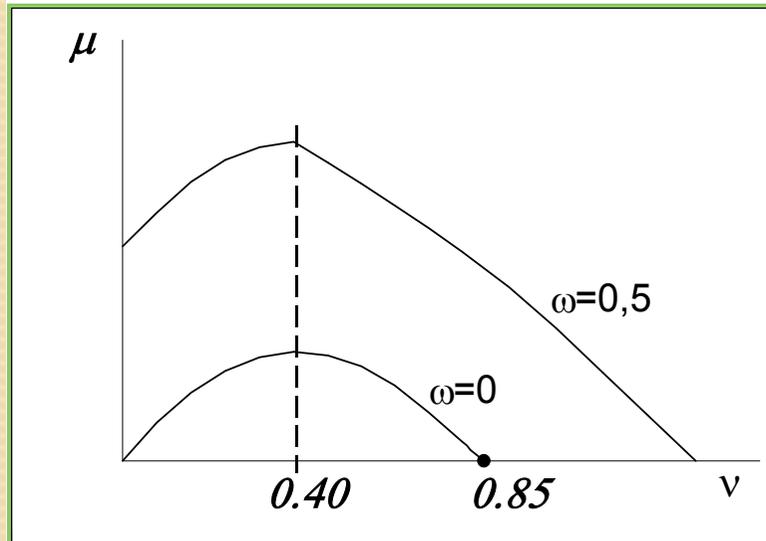
α_{cc} è il termine che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza

Conseguenza della definizione di

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha_{cc}$$

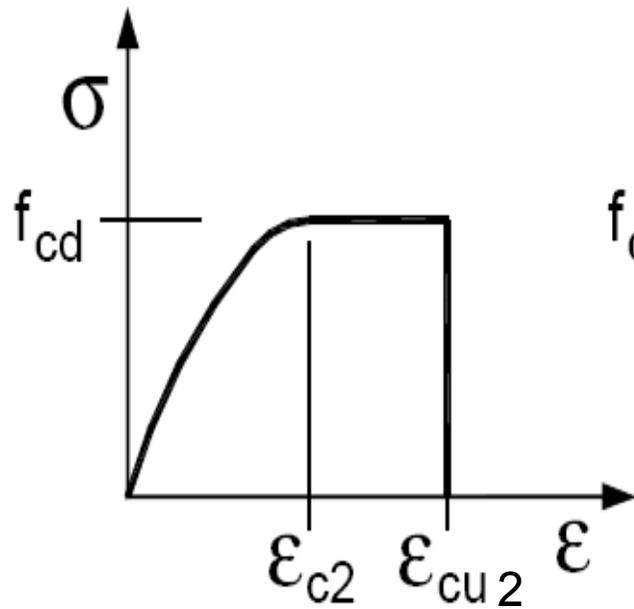
Nuove tabelle e nuovi diagrammi dei manuali

$f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ alterati da $1 / 0,85$



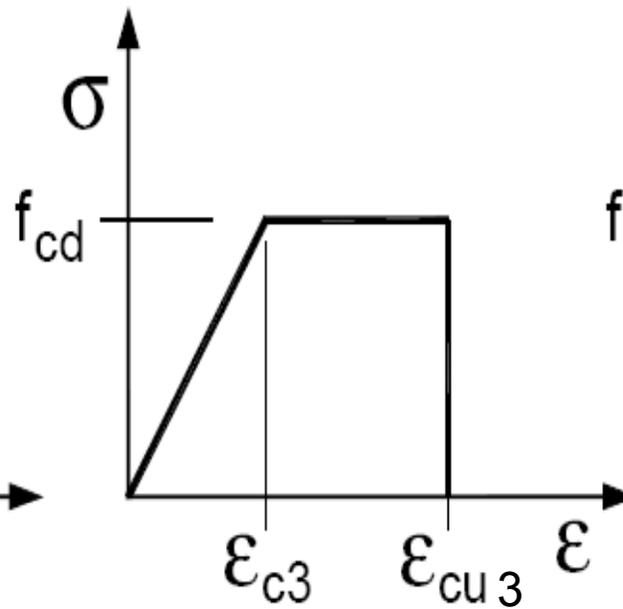
Nuove tabelle e diagrammi per $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$

Diagrammi $\sigma - \varepsilon$ per il progetto delle sezioni



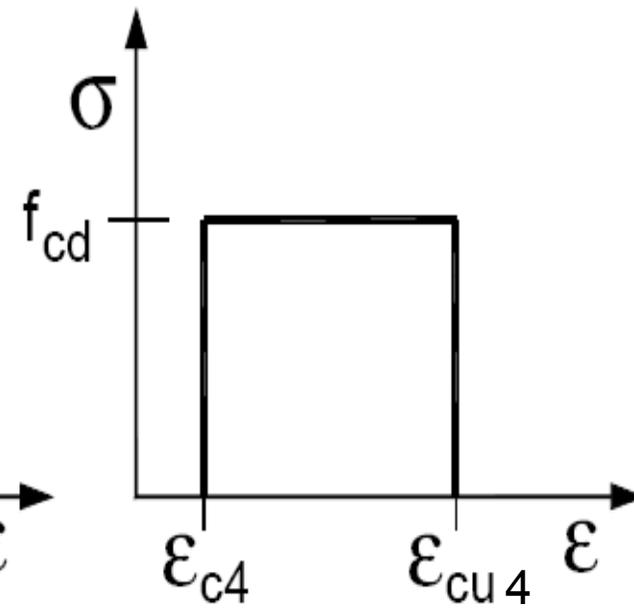
(a)

parabola – rettangolo
esponenziale - rettangolo



(b)

triangolo – rettangolo
(bilineare)



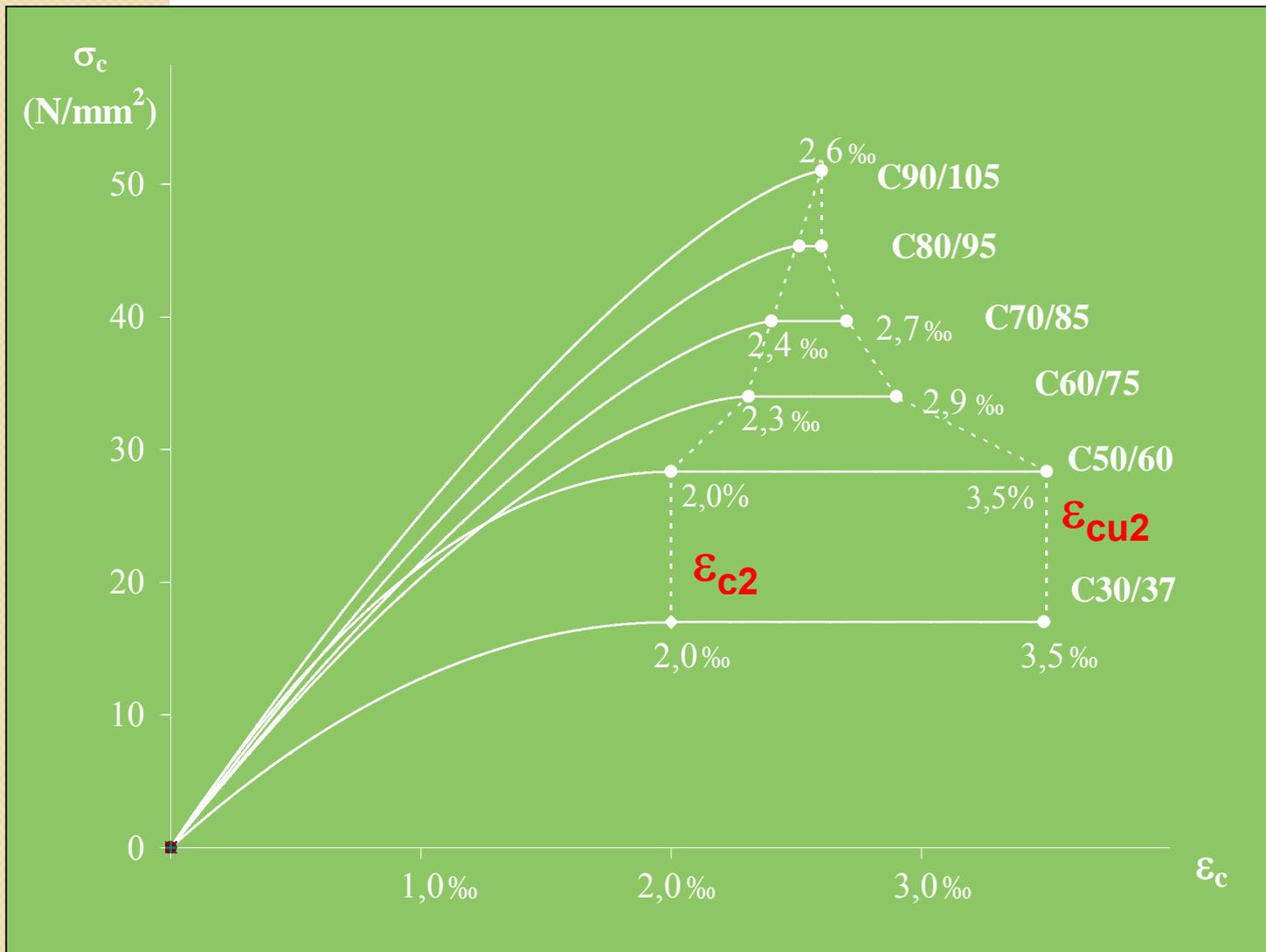
(c)

rettangolo – (stress block)

Diagrammi $\sigma - \varepsilon$ per il progetto delle sezioni

EC2

(a) (parabola) esponenziale - rettangolo



$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

fck	n
\leq C50/60	2,00
C55/67	1,75
C60/75	1,60
C70/85	1,45

Diagrammi $\sigma - \varepsilon$ per il progetto delle sezioni

(b) triangolo – rettangolo (bilineare)

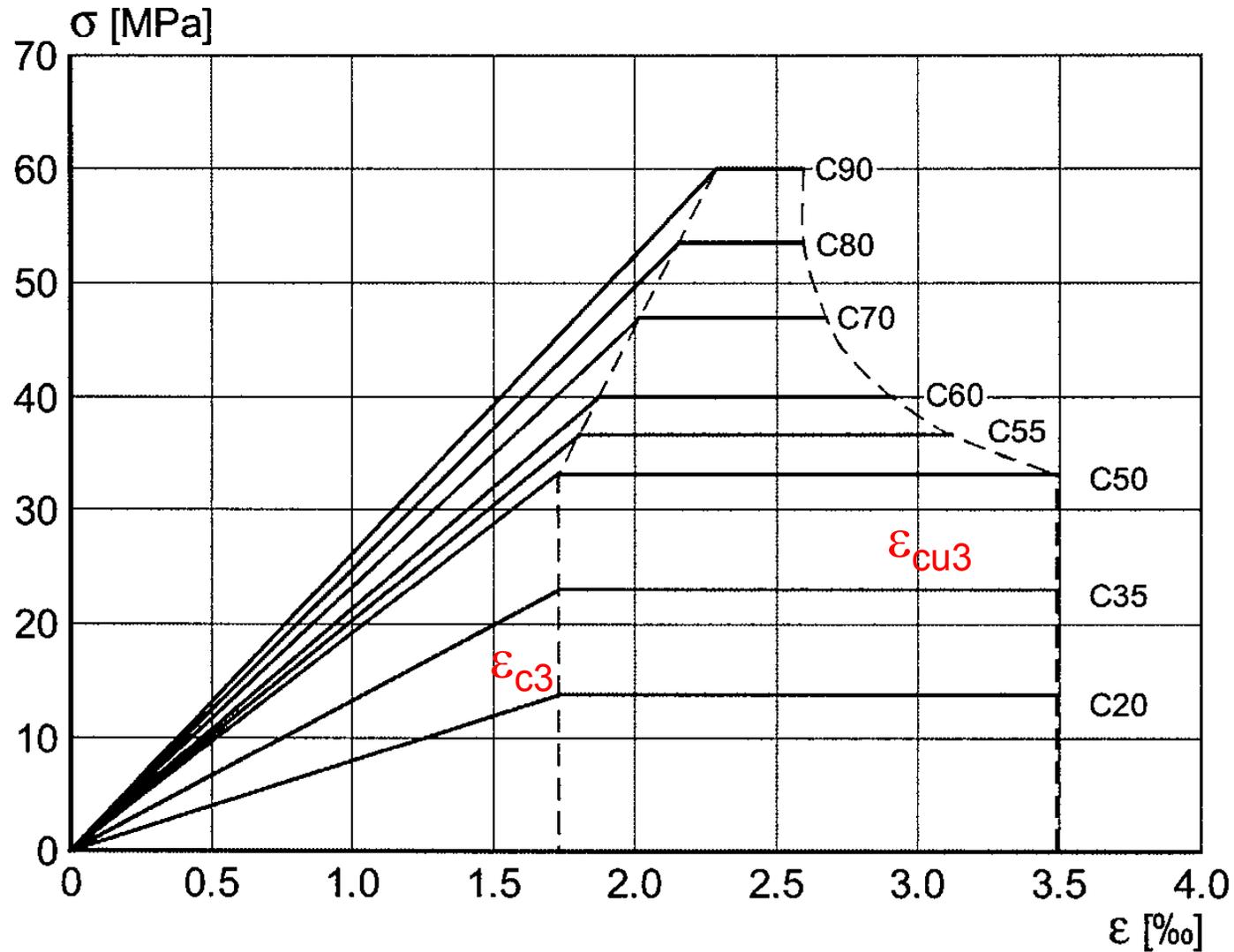
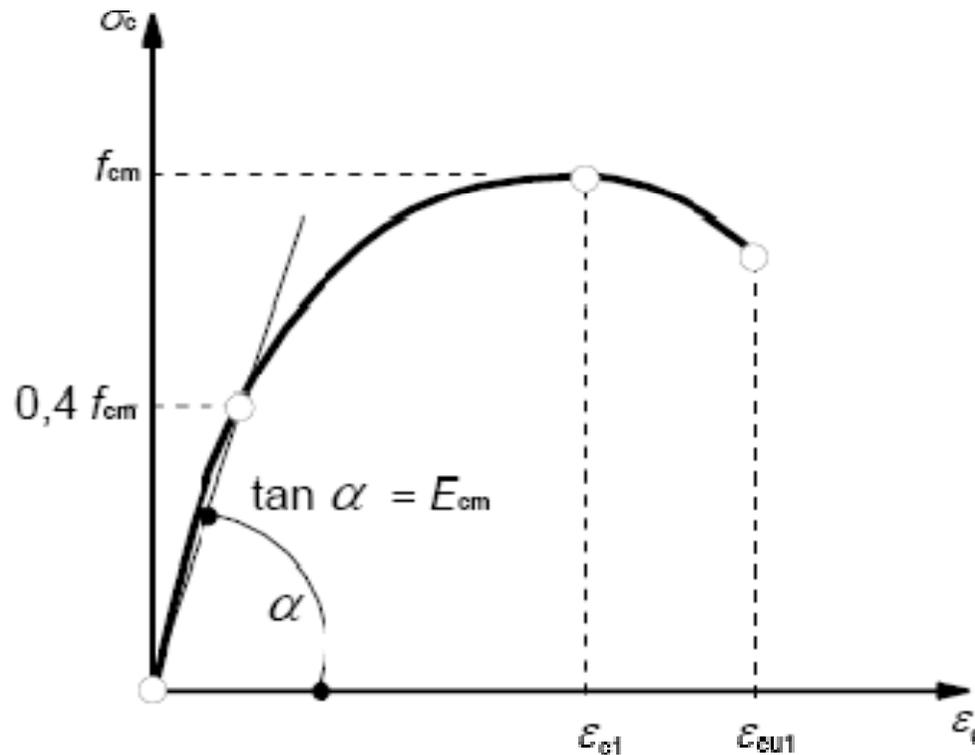


Diagramma σ_c ε_c per l'analisi strutturale



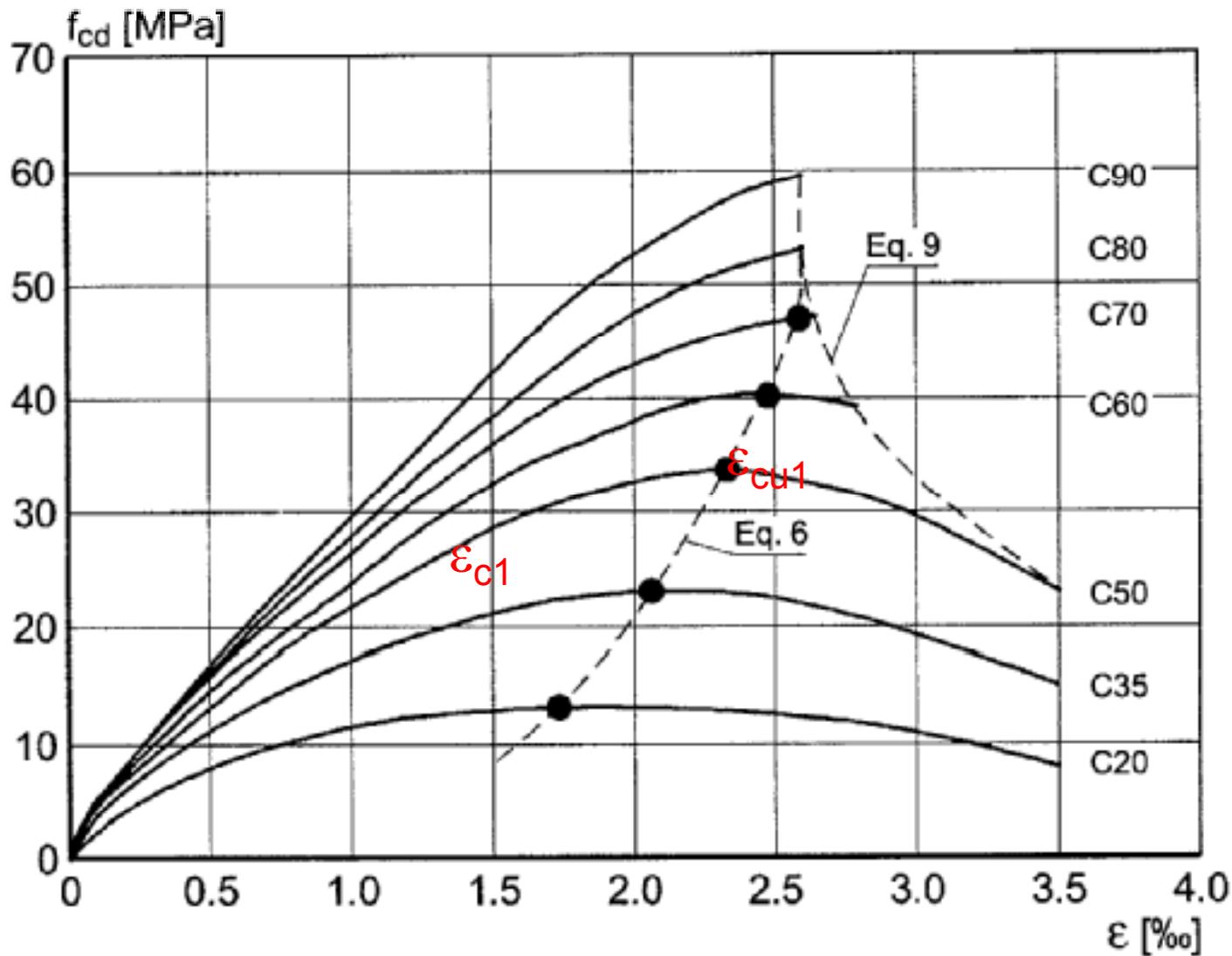
$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c1}(f_{cm})$ deformazione sotto la massima tensione

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

Diagramma $\sigma_c \varepsilon_c$ per l'analisi strutturale



$\gamma_c = 1,5$

Acciaio per cemento armato B450C – acciaio sismico

valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 11.3.Ia

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati
nella seguente

Tab. 11.3.Ib:

11.3.2.2 Acciaio per cemento armato B450C acciaio sismico

NTC

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE
f_{yk}	$\geq f_{ynom}$	5,0
f_{tk}	$\geq f_{tnom}$	5,0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$	10,0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\geq 1,25$	10,0
Allungamento $(A_{gt})_k$ (ε_{uk})	$\geq 7,5\%$	10,0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\phi < 12$ mm $12 \leq \phi \leq 16$ mm per $16 < \phi \leq 25$ mm per $25 < \phi \leq 40$ mm	4 ϕ 5 ϕ 8 ϕ 10 ϕ	

11.3.2.2 Acciaio per cemento armato **B450A**

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tabella 11.3.lb

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE
f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5,0
f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5,0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	10,0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$\geq 1,25$	10,0
Allungamento $(A_{gt})_k$ (ε_{uk})	$\geq 2,5\%$	10,0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: per $\phi \leq 10 \text{ mm}$	4 ϕ	

11.3.2.4 Caratteristiche dimensionali e di impiego

Limiti:

Acciai B450C $6 \leq \Phi \leq 40$ mm

Acciai B450A $5 \leq \Phi \leq 10$ mm

fornitura in **rotoli**, senza limitazioni, per

$\Phi \leq 16$ mm per B450C

$\Phi \leq 10$ mm per B450A

Strutture soggette all'azione sismica

7.6.1.2 Acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. deve essere del tipo **B450C**, di cui al § 11.3.2.1 delle presenti norme;

l'uso dell'acciaio **B450A** è consentito nei soli casi previsti nel § 7.4.2.2.

7.4.2.2 Acciaio

Strutture soggette all'azione sismica: **solo acciaio B450C**

Con le seguenti **deroghe** per l'acciaio B450A
reti e tralicci per $5 \leq \Phi \leq 10$ mm sempre

Staffe:

solo se è rispettata **almeno una delle seguenti condizioni:**

- elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze,
- elementi secondari di cui al § 7.2.3, (strutture progettate per sole azioni verticali)
- strutture poco dissipative con fattore di struttura **$q \leq 1,5$**

11.3.2.1 **Acciaio per cemento armato**

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$$

$$\gamma_S = 1,15$$

Armature da c.a.p.

$$f_{yk} = f_{p(0,1)k} \text{ fili}$$

$$f_{yk} = f_{pyk}, \text{ barre}$$

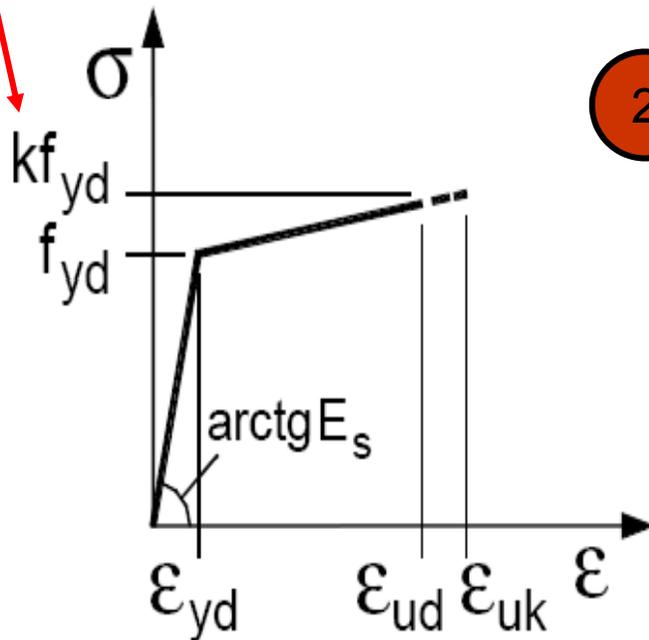
$$f_{yk} = f_{p(1)k}, \text{ trefoli e trecce}$$

Diagrammi $\sigma - \varepsilon$ di calcolo per l'acciaio

Per il progetto 2 alternative:

$$1,15 \leq k = (f_t / f_y)_k \leq 1,35$$

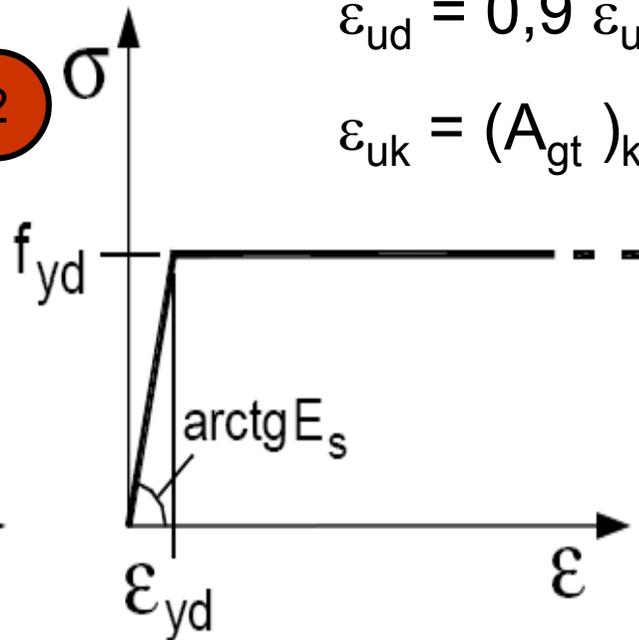
1



bilineare finito con
incrudimento (a)

B450C

2



$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$$

$$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k \geq 7,5\%$$

(b) elastico-perfettamente
plastico indefinito

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Diagrammi $\sigma - \varepsilon$ di calcolo per l'acciaio

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk} \quad [\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k],$$

$$f_{yd}$$

$$k = (f_t / f_y)_k \quad (\text{rapporto di sovraresistenza})$$

acciaio da precompressione

11.3.3.2 Caratteristiche meccaniche

Tabella 11.3.VII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli	Trefoli a fili sagomati	Trecce
Tensione caratteristica di rottura f_{ptk} N/mm ²	≥1000	≥1570	≥1860	≥1820	≥1900
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua $f_{p(0,1)k}$ N/mm ²	-----	≥1420	-----	-----	-----
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm ²	-----	-----	≥1670	≥1620	≥1700
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥800	-----	-----	-----	-----
Allungamento sotto carico massimo A_{gt} (ϵ_{uk})	≥3,5	≥3,5	≥3,5	≥3,5	≥3,5

acciaio da precompressione

Le grandezze più importanti sono:

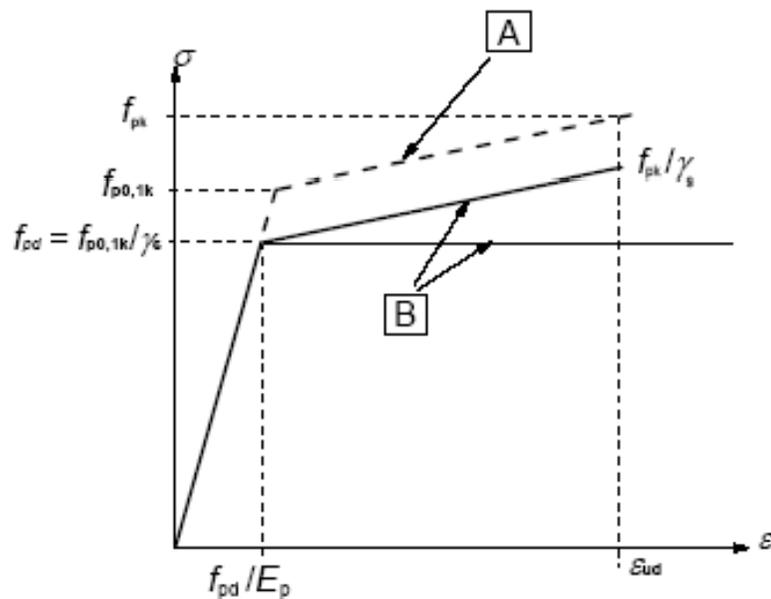
$f_{p0,1k}$ = tensione caratt. di snervamento equivalente allo 0.1 %

f_{pk} = tensione caratt. di rottura;

ε_{uk} = allungamento sotto il carico massimo (almeno 0.035);

$(f_{pk}/f_{p0,1k})$ = rapporto di duttilità (almeno 1.1);

Valori del modulo E_p : trecce e trefoli 195 GPa, barre e fili 205 GPa.



Per il progetto 2 alternative:

- 1 Diagramma orizzontale senza limiti di deformazione con ordinata $f_{p0,1k}/\gamma_s$
- 2 Un ramo inclinato con limite di deformazione pari a ε_{ud}

Si pone: $\varepsilon_{ud} = 0.9 \varepsilon_{uk}$ (o 0.02) e

$$(f_{p0,1k}/f_{pk}) = 0.9.$$

Rilassamento

Nell'Eurocodice sono definite tre classi:

- Classe 1: fili, trecce, trefoli a rilassamento ordinario
- Classe 2: fili, trecce, trefoli a basso rilassamento
- Classe 3: barre laminate a caldo

Il calcolo del rilassamento è basato su:

ρ_{1000} = perdita in % a 1000 ore ed a 20 °C con $\sigma_{pi} = 0,7 f_p$ (f_p = resistenza a trazione reale) – prova isoterma EN 10138

Valori che si possono assumere in fase di progetto:

ρ_{1000} = 8% per la Classe 1,

ρ_{1000} = 2,5% per la Classe 2,

ρ_{1000} = 4% per la classe 3.



EUROCODICE 2

ALCUNI SPUNTI

CLASSI DI CALCESTRUZZO

RESISTENZA CARATTERISTICA:
C12/15 C90/105



A cylinder of high-strength concrete is tested to failure.

**Is concrete
becoming
too strong
to test?**

CALCESTRUZZO: classi di resistenza e proprietà

	Strength classes for concrete													
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (Gpa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

I nuovi calcestruzzi

HPC = High Performance Concrete

**Non un unico materiale ma
una famiglia di materiali**

➤ **C70/85**

- Basso rapporto a/c
- **Aggiunte di minerali nel clinker:**
 - fumo di silice, loppa d'alto forno, ecc.
- Inerti di frantumazione (basalto, granito, ecc)

i nuovi calcestruzzi ed i calcestruzzi ordinari
I giusti additivi per gli impieghi previsti

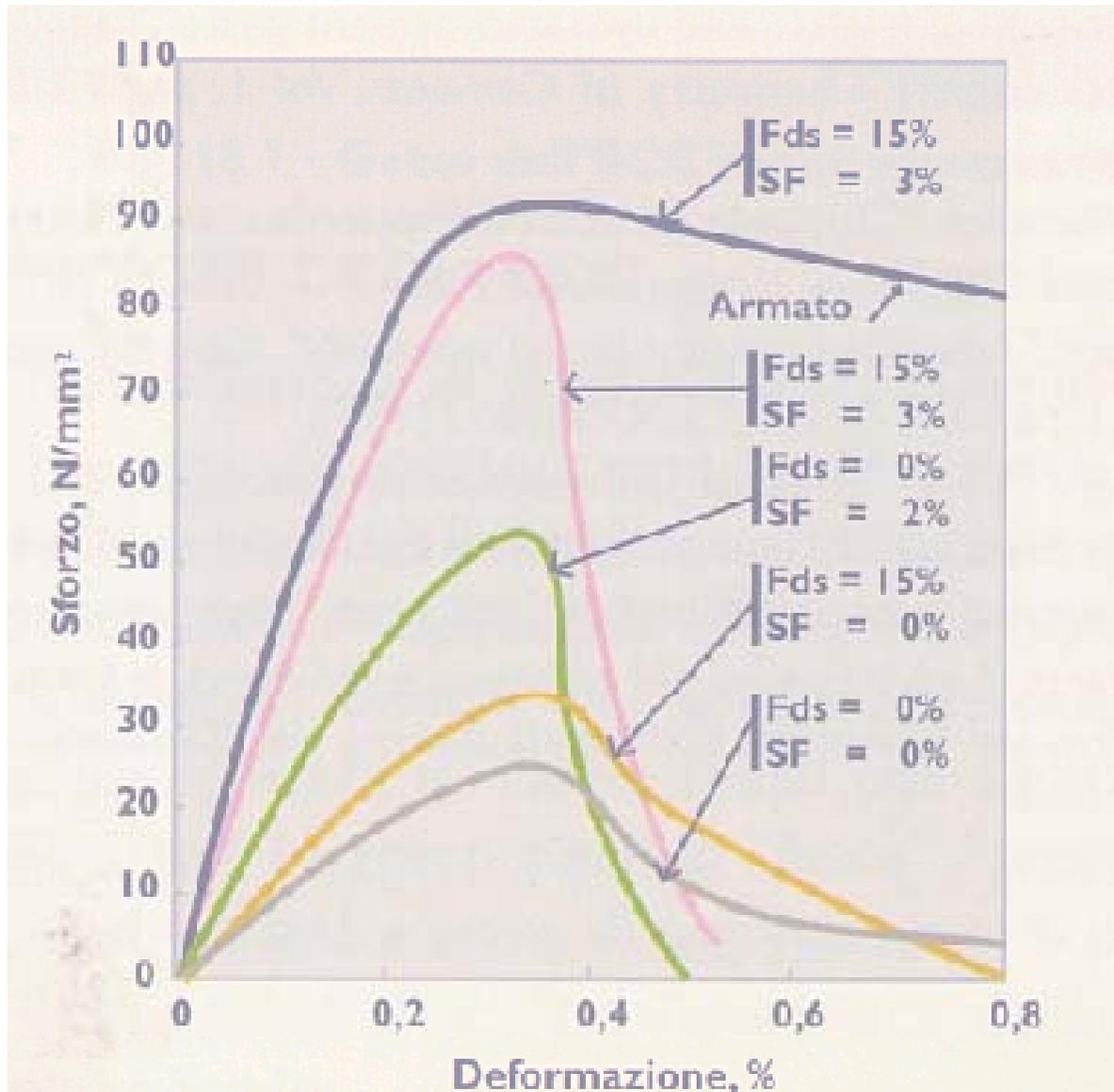
- R_{ck} più elevate e resistenze anticipate
- E_c e ν più elevati (deformabilità)
- Impermeabilità massima
- Autocompattazione (SCC)
- Insensibilità alla carbonatazione
- Insensibilità ai cicli di gelo e disgelo
- Più contenuti e più controllati valori di ritiro e viscosità
- Maggiore resistenza a trazione e tenacità (fibre metalliche)
- Maggiore resistenza al fuoco (fibre polimeriche)

Diagramma σ - ε per calcestruzzi

Fds=fumo di silice

SF = superfluidificante

Colleparidi



Franco Angotti - Facoltà di Ingegneria

ANDRIA 4 giugno 2010 Firenze

Molla di sospensione di un'automobile realizzata con cemento privo di difetti (macro defect free cement)

