

TECNICA DELLE COSTRUZIONI (Mod.A)

a.a. 2011-2012

Prof. Ing. Maria Antonietta Aiello
antonietta.aiello@unisalento.it

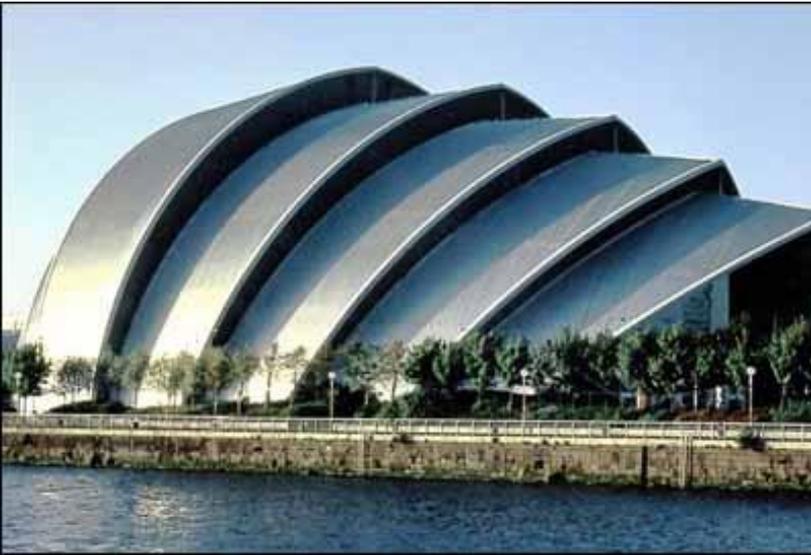
La Tecnica delle Costruzioni

Ambito d'interesse: Studio delle teorie e delle tecniche per la concezione strutturale ed il dimensionamento delle nuove costruzioni e per la verifica e ripristino delle costruzioni esistenti.

Tematiche

- Azioni sulle costruzioni
- Materiali e tecnologie di realizzazione delle costruzioni
- Comportamento strutturale
- Interazione struttura-terreno e struttura-ambiente
- Sicurezza, durabilità, vulnerabilità
- Metodi di progettazione e realizzazione delle strutture
- Sperimentazione, controllo, collaudo e monitoraggio
- Interventi sull'edilizia storica e monumentale





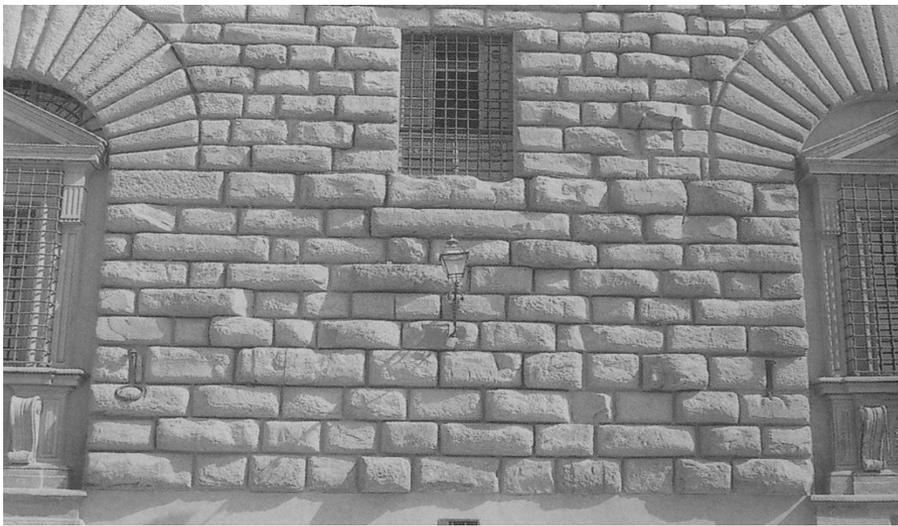
La Vulnerabilità al Fuoco



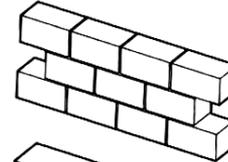
Il Terremoto

Abruzzo- 6 Aprile 2009





letto, faccia e giunti intagliati



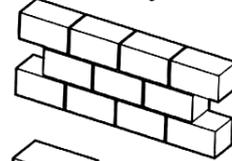
letto superiore
faccia interna o posteriore
giunto
faccia esterna o anteriore

letto intagliato con faccia e giunti grossolanamente squadrati



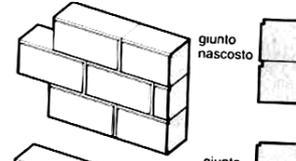
grossolanamente
squadrati

faccia grossolanamente squadrata con letto e giunti intagliati



letto e
giunti intagliati
faccia grossolanamente
squadrata

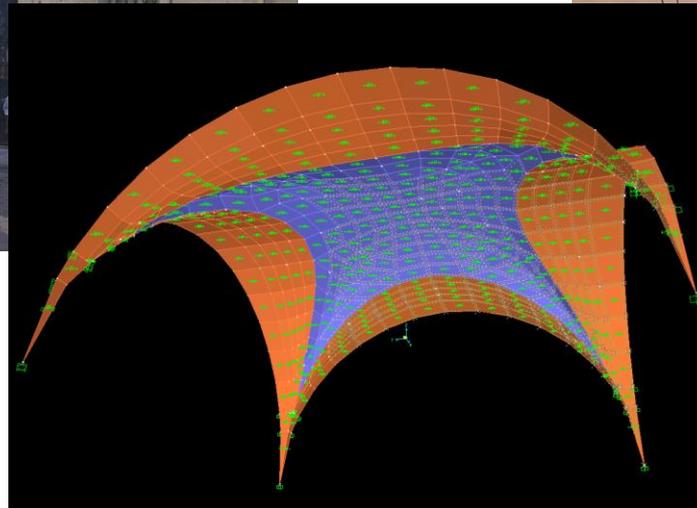
faccia con giunti a stradelle



giunto
nascosto

stradelle
giunto
visibile

Le Strutture in muratura

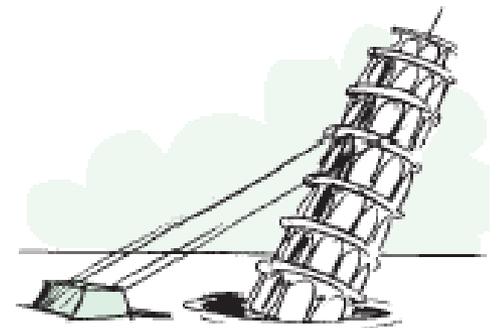


Le Strutture in Legno



Ripristino, Consolidamento, Adeguamento

Ai primi sintomi bisogna *ricorrere ad un tecnico* il quale inizierà ad eseguire un'ampia "fase di indagine ed analisi strutturale".



Ripristino, Consolidamento, Adeguamento



Il Programma del Corso

La sicurezza strutturale

Metodi di verifica della sicurezza strutturale. I metodi probabilistici. I metodi semiprobabilistici. Il metodo delle tensioni ammissibili.

Metodologie di analisi strutturale

Calcolo elastico-lineare. Calcolo non lineare. Calcolo a rottura.

Azioni sulle costruzioni

Tipologie di azioni e relativi valori di calcolo. Combinazione delle azioni per il dimensionamento e la verifica delle strutture.

I materiali per le costruzioni civili

Il calcestruzzo. L'acciaio. Proprietà meccaniche dei materiali. Valori di calcolo delle proprietà meccaniche dei materiali.

Analisi e Progetto di elementi strutturali in c.a

Aderenza acciaio-calcestruzzo. Stato Limite Ultimo per sollecitazioni che generano tensioni normali (Sforzo normale centrato, Flessione retta, Flessione deviata, Sforzo normale eccentrico). Stato Limite Ultimo per sollecitazioni che generano tensioni tangenziali (Taglio, Torsione). Stati limite di Esercizio (Fessurazione, Deformazione, Tensioni in esercizio)

Strutture in acciaio

Cenni sulle principali verifiche strutturali e sulle unioni

Le strutture in calcestruzzo armato precompresso

Sistemi di precompressione:precompressione a cavi pre-tesi e post- tesi. Precompressione integrale, limitata e parziale. Precompressione esterna. Proprietà dei materiali ed esempi di strutture precomprese

Lo stato di coazione

Azioni equivalenti alla precompressione.

Perdite di precompressione

Rilascio dei trefoli, attrito, rientro degli ancoraggi, ritiro, viscosità, rilassamento delle armature

Dimensionamento e verifica di elementi strutturali in c.a.p.

Il tirante in c.a.p., gli elementi strutturali inflessi, le verifiche di sicurezza per sollecitazioni di taglio e torsione. Gli Stati Limite di Esercizio. Le verifiche a fatica.

I testi consigliati

1. E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce, *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione*, Hoepli
2. A. Migliacci, F. Mola, *Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.*, Ed. Masson, Voll 1,2
3. G. Toniolo, *Strutture in Cemento Armato*, Ed. Masson, Voll. 2A, 2B.
4. A. La Tegola, *Progettazione delle Strutture in Cemento Armato con il metodo semiprobabilistico agli stati limite*, Ed. Liguori.
5. AICAP, *Progettazione di Strutture in Cemento Armato Guida all'uso dell'EUROCODICE 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008*, Vol. 1.
6. AICAP, *Progettazione Sismica di Edifici in Calcestruzzo Armato Guida all'uso dell'EUROCODICE 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008*, Vol. 2.
7. E. Pozzo, *Teoria e Tecnica delle Strutture, Il cemento armato precompresso*, Ed. Pitagora
8. E. Giangreco, *Teoria e Tecnica delle Costruzioni*, Liguori Ed.
9. G. Ballio, F.M. Mazzolani, *Strutture in Acciaio*, Hoepli
10. A. La Tegola, *Costruzioni in acciaio*, Liguori Ed.
11. *Normativa tecnica*

Gli esami

-Prova Scritta

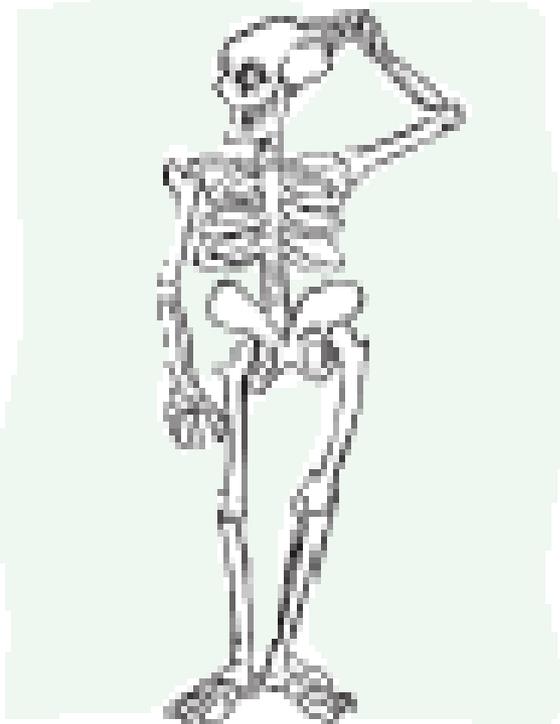
-Prova Orale

Ricevimento Studenti

Lunedì: 11.30-13.30

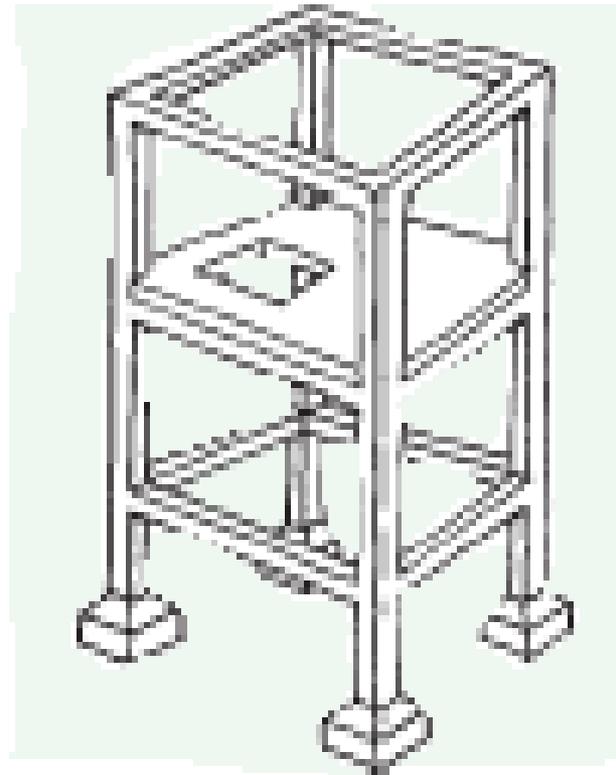
Le strutture in c.a.

Corpo umano



Scheletro

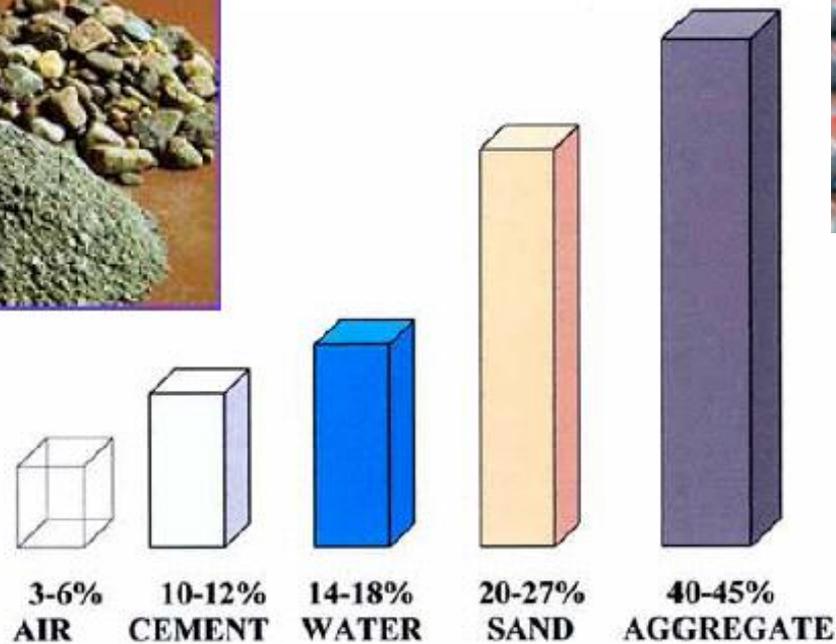
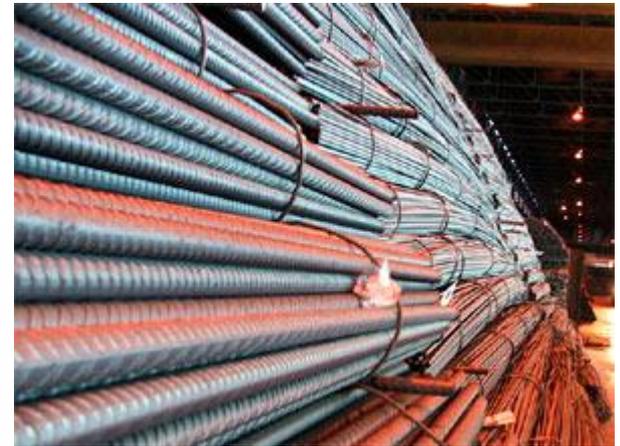
Edificio moderno



Struttura in cemento armato

- *Strutture in calcestruzzo armato*

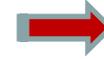
Calcestruzzo + Acciaio



LA NASCITA DEL CALCESTRUZZO ARMATO

Lambot (avvocato)

1848- Realizzazione di una barca con rete metallica ricoperta da malta cementizia, il lavoro fu presentato nel 1855 all'Esposizione Universale di Parigi



Giuseppe Monier (giardiniere parigino)

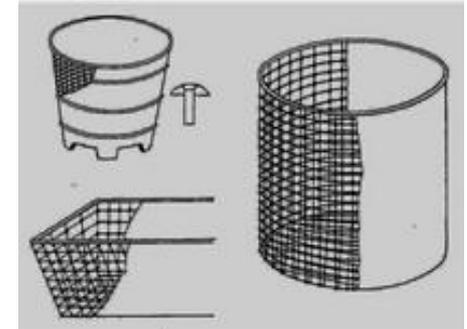
1867- Vasi in malta di cemento rinforzati con fili di ferro

1868- Tubi e Serbatoi

1869 – Solettoni

1873 – Ponti

1875 – Scale e volte



Taddeo Hyatt (americano)

1877- Sperimentazione su travi in calcestruzzo armate con ferri piatti in zona tesa

- *Valutazione di un coefficiente di omogeneizzazione $n=20$ $n=E_s/E_c$;*

- *Uguaglianza dei coefficienti di dilatazione termica dei due materiali*

- *Resistenza al fuoco del calcestruzzo*

- *Necessità di rendere scabre le barre in acciaio per migliorare la collaborazione con il*

- *calcestruzzo*

Gustav Adolf Wayss (tedesco)

1887- Pubblicazione dei risultati sperimentali su travi in c.a. (calcestruzzo armato)

-*Aderenza fra i due materiali*

-*Posizionamento delle armature in prossimità del lembo teso*

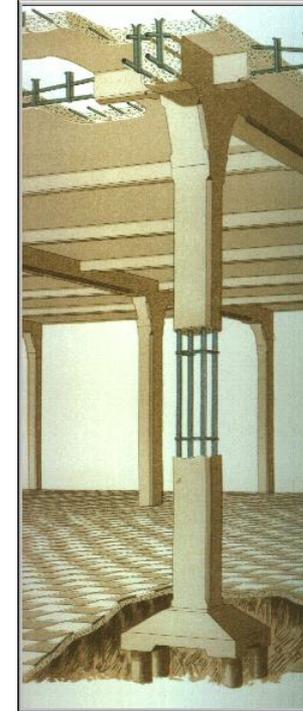
- *Problema della protezione del ferro*

1904- Prime norme sul calcolo del c.a. (Germania)

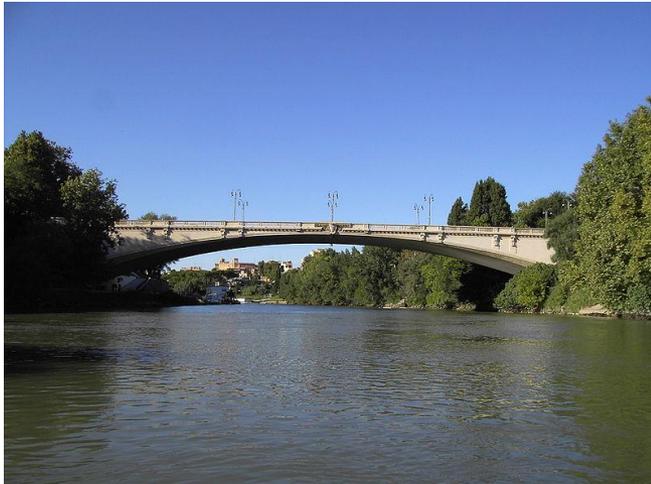
- ◆ in Austria lavoravano Neumann, Melan (si ricordino le centine *Melan* per la costruzione dei ponti) ed Empergher;
- ◆ in Svizzera si occuparono di cemento armato Richter (che elaborò il *metodo delle sezioni canoniche* o *metodo di Richter* per la soluzione delle strutture reticolari isostatiche insegnato ancora oggi) e Schüle;
- ◆ negli Stati Uniti, sulla strada indicata da Hyatt, si affermarono i nuovi sistemi costruttivi Ransome e Wilson;
- ◆ in Italia si ebbero numerose, anche se ignorate, applicazioni nell'ultimo decennio dell'800; le costruzioni in cemento armato furono più frequenti in regioni soggette a movimenti tellurici e fu il terremoto di Messina del 1908 a metterne in evidenza la resistenza alle azioni sismiche.

LA NASCITA DEL CALCESTRUZZO ARMATO

1890- François Hennebique
Sistema a telaio



1910- Società Ing. Porcheddu di Torino
Ponte Risorgimento a Roma (100 m di luce)



1910- Silos Hennebique (Genova)



1928- Freyssinet
Nasce il c.a.p. (Calcestruzzo Armato Precompresso)

IL CALCESTRUZZO ARMATO

I VANTAGGI

Libertà di forma;

Basso costo dei materiali;

Impiego di manodopera non specializzata;

Resistenza nei confronti del fuoco;

Buon comportamento strutturale.

LE PRINCIPALI CRITICITA'

Peso elevato;

Lunghi tempi di esecuzione;

Elevato coefficiente di trasmissione termica;

Scarsa possibilità di recupero dei materiali.

IL CALCESTRUZZO ARMATO

IDEA DI BASE

I due materiali calcestruzzo e acciaio vengono combinati, lasciando al calcestruzzo il compito di resistere agli sforzi di compressione ed all'acciaio quello di assorbire gli sforzi di trazione.



IL CALCESTRUZZO ARMATO

IDEA DI BASE

I due materiali calcestruzzo e acciaio vengono combinati, lasciando al calcestruzzo il compito di resistere agli sforzi di compressione ed all'acciaio quello di assorbire gli sforzi di trazione.

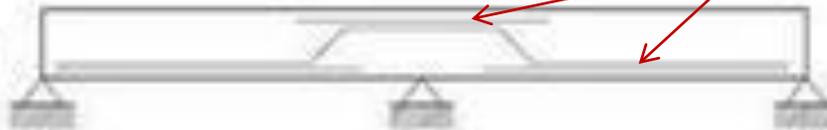
Carico



Diagramma del momento

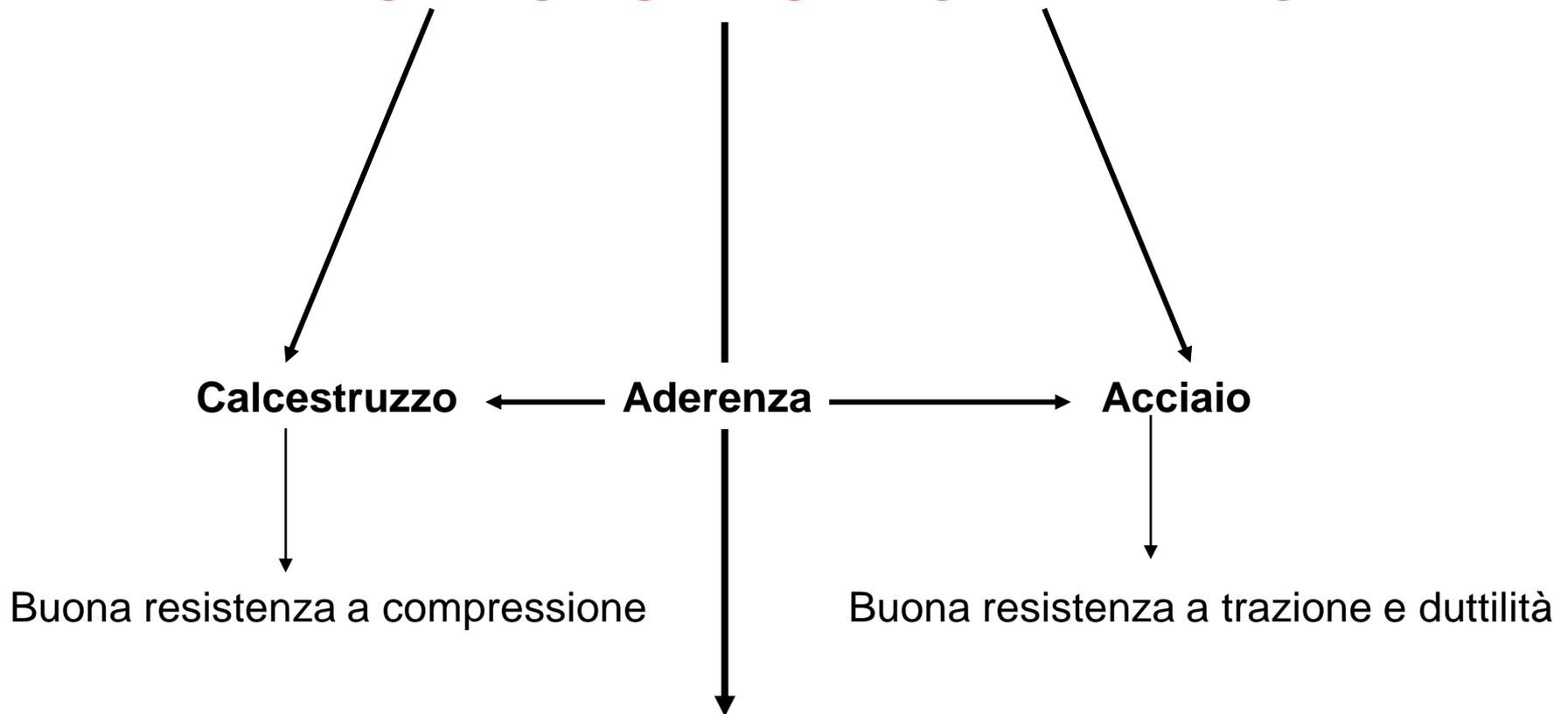


Trave inflessa in cemento armato



Barre di acciaio

IL CALCESTRUZZO ARMATO



- Resistente sia a trazione sia a compressione
- Poco costoso
- Consente di realizzare le più svariate forme architettoniche
- Resistente al fuoco
- Disponibile quasi ovunque

Il calcestruzzo armato

- ~~Materiale omogeneo~~



Costituito da materiali con caratteristiche molto diverse

- ~~Materiale Isotropo~~



L'efficacia delle armature dipende dalla loro giacitura

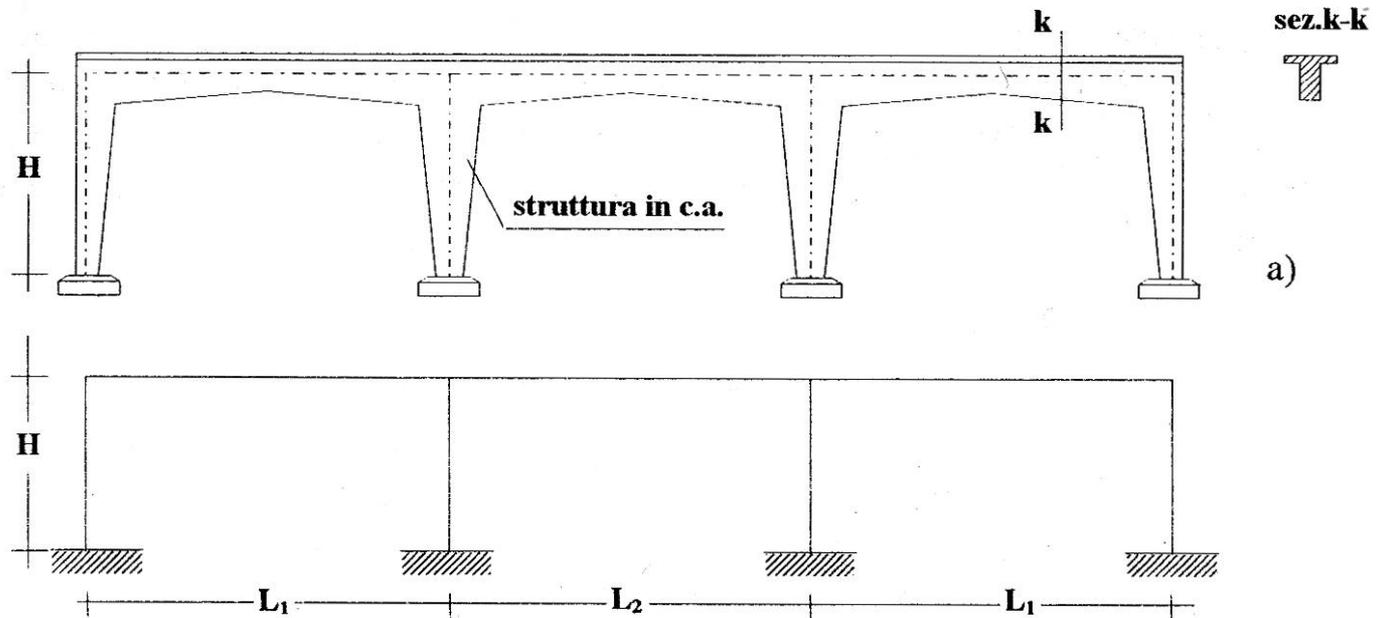
- **Materiale elastico**

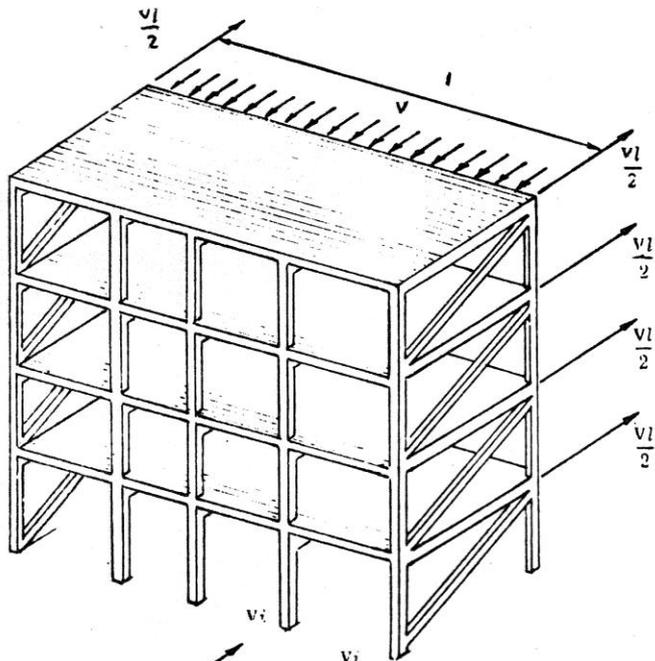


Solo per bassi livelli di stati tensionali

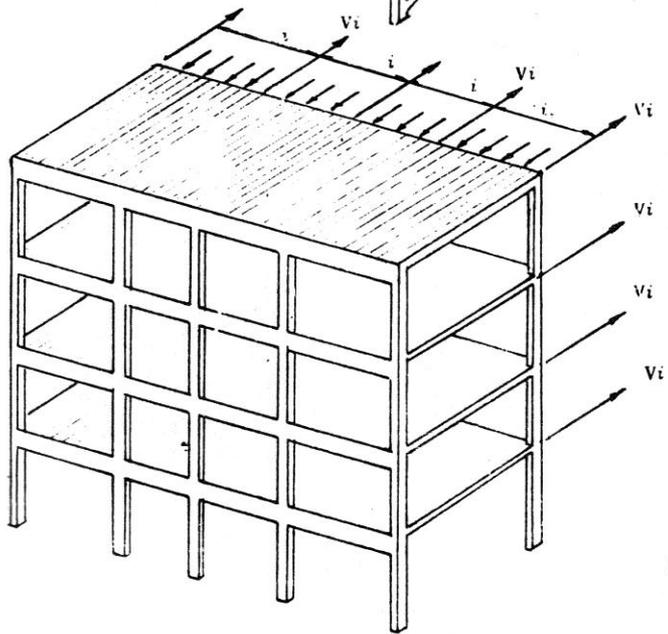
Strutture a Telaio

- Costituiscono la maggior parte delle strutture portanti degli edifici sia civili sia industriali. In alcuni casi tale tipologia strutturale è usata anche per manufatti da ponte.
- Strutture ad un piano : **Portali**

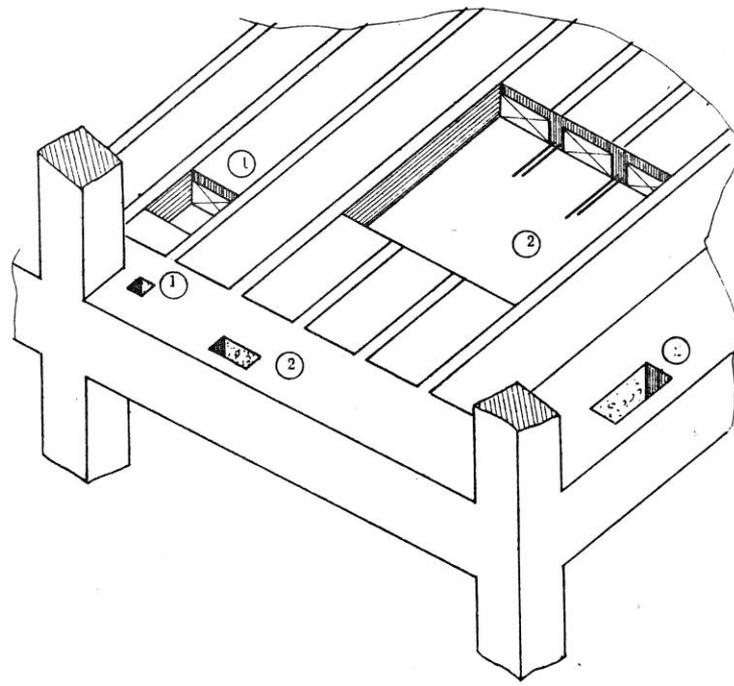
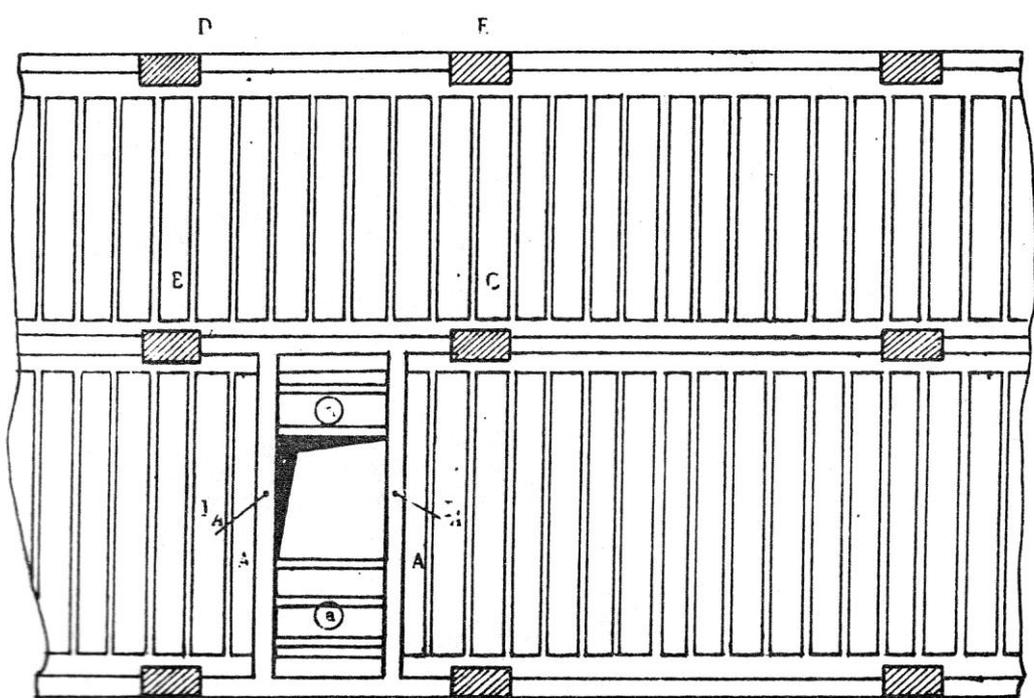




a)

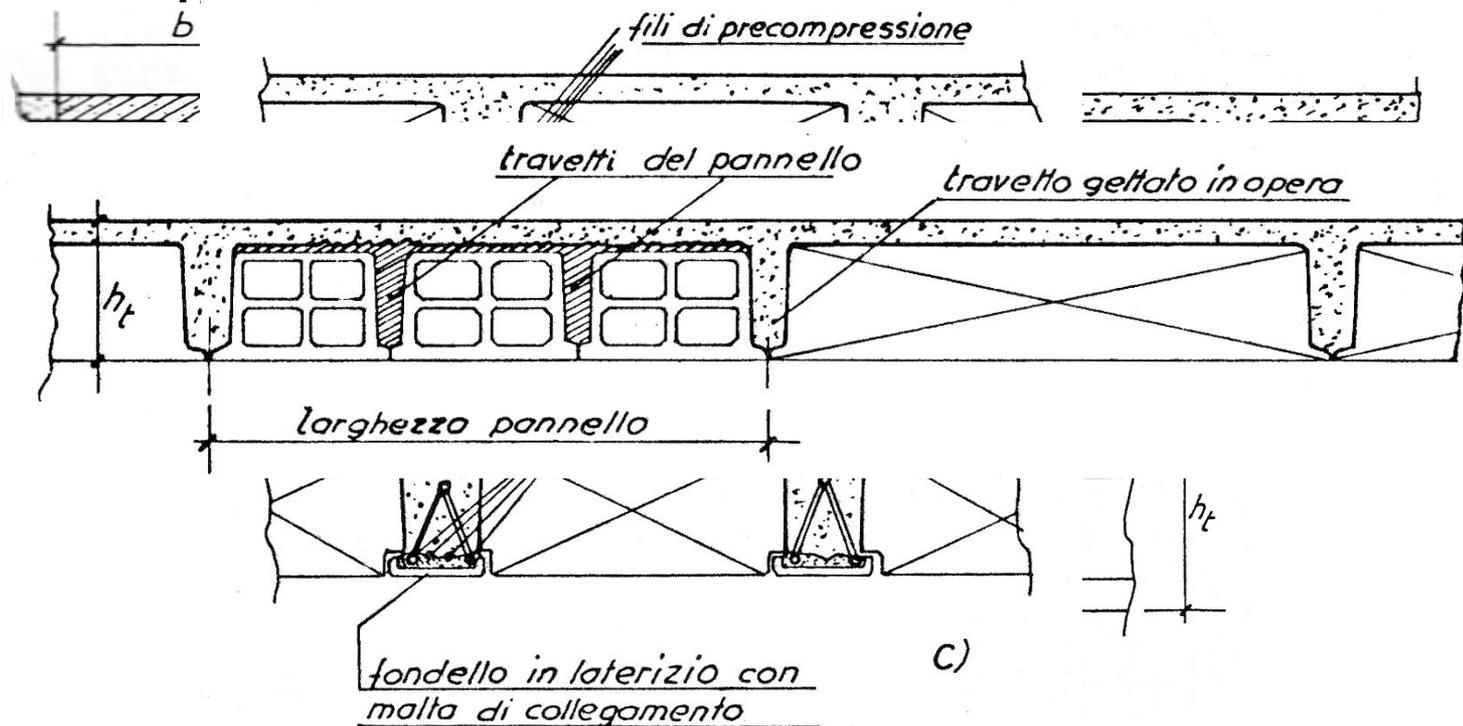


b)



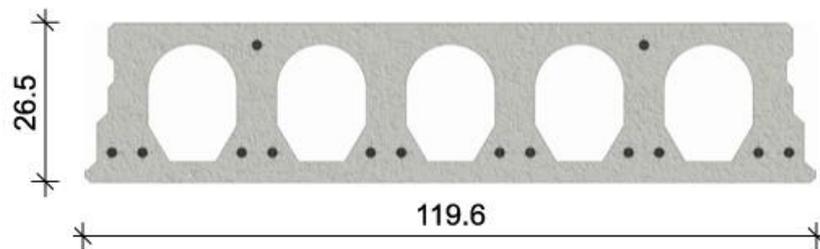
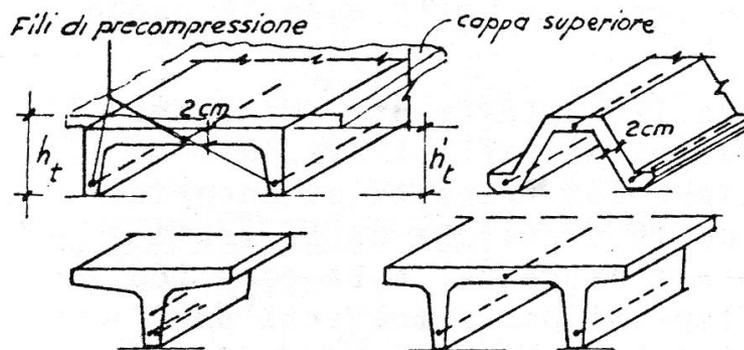
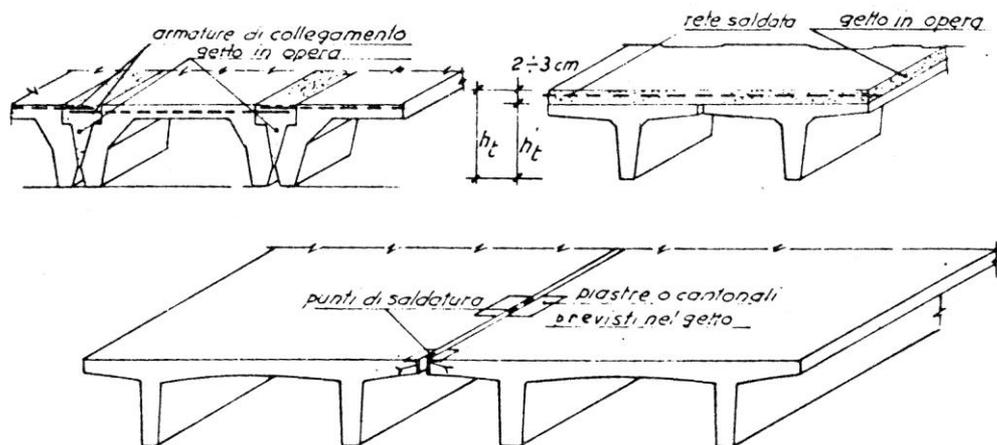
Solai

- Solai misti
- Solai gettati in opera con laterizi di alleggerimento
- Solai con travetti prefabbricati in c.a. o c.a.p. e laterizi di alleggerimento
- Solai a pannelli prefabbricati



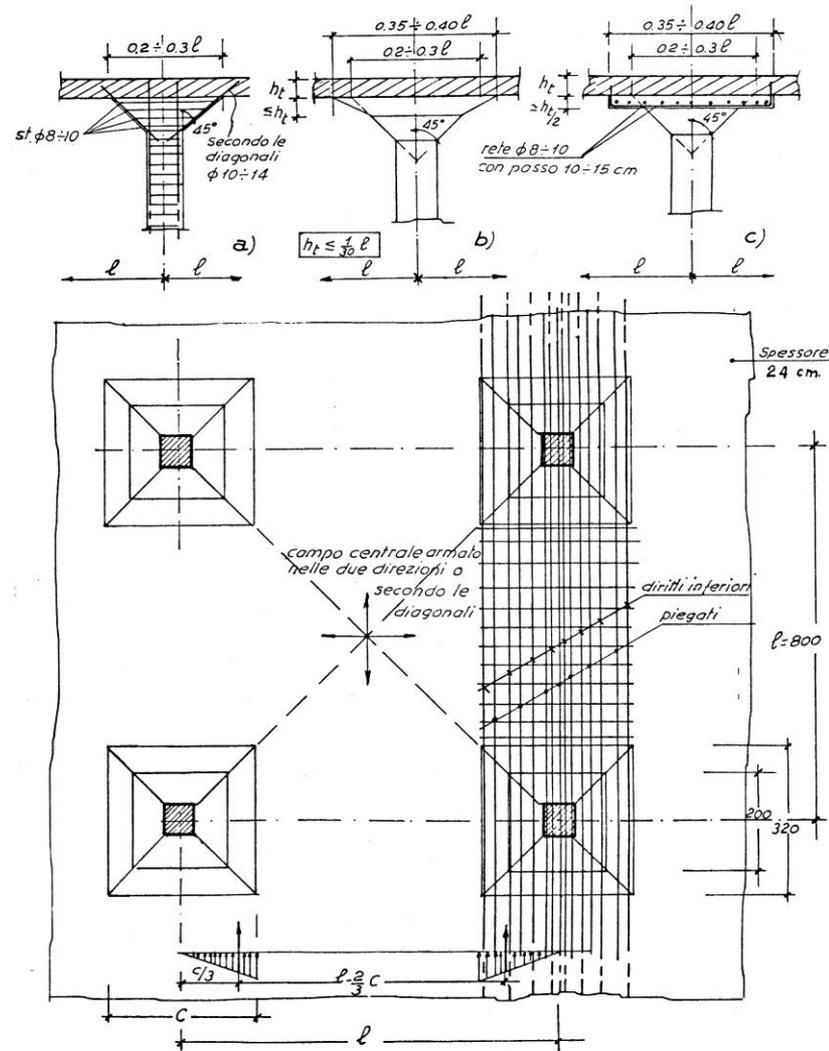
Solai

- Solai con elementi prefabbricati (edifici industriali, coperture)



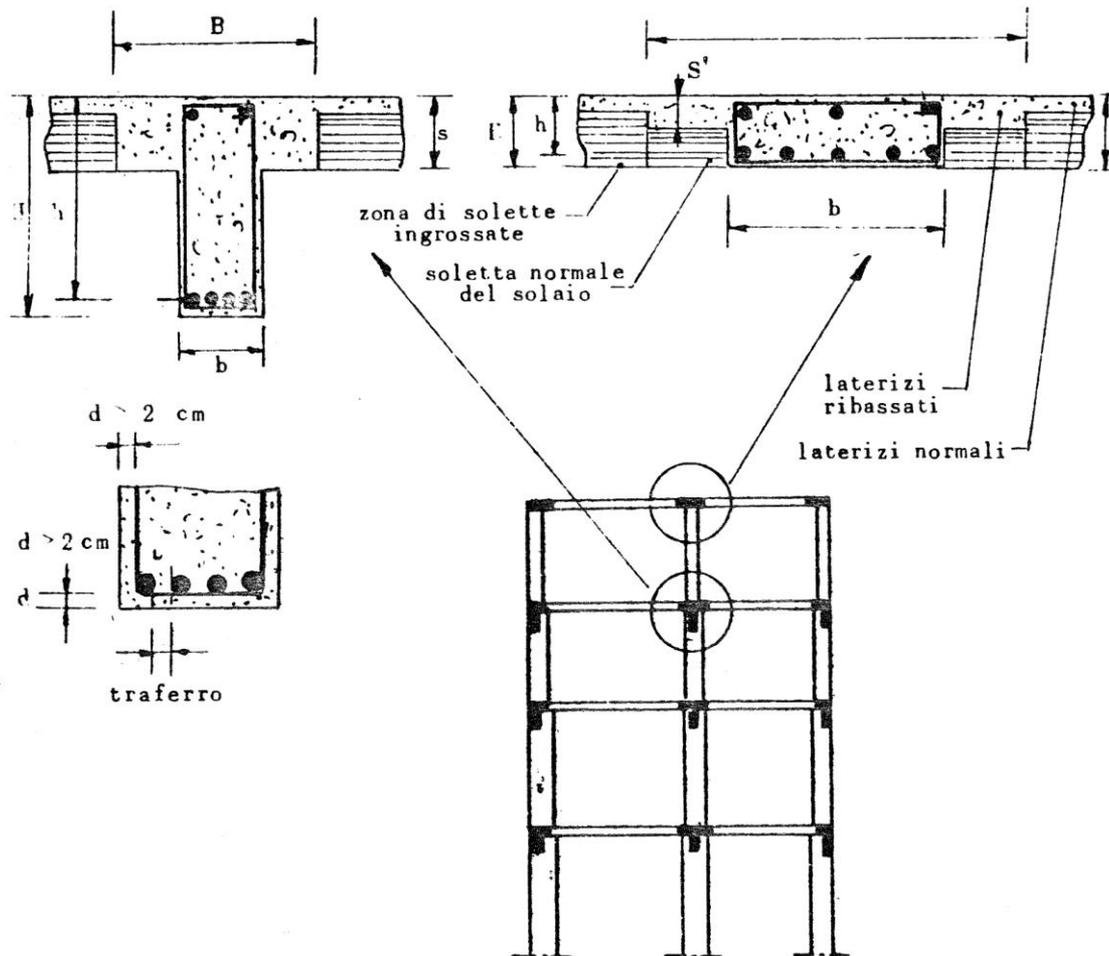
Solai

- Solai a getto pieno
- Solai a cassettoni
- Solaio a fungo

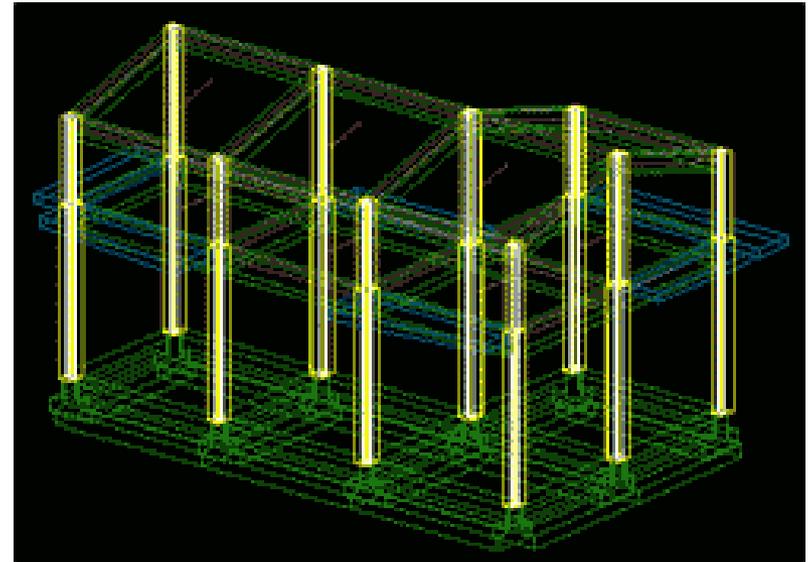


Travi

- Travi emergenti - Travi a spessore



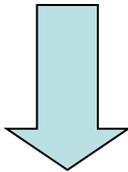
Pilastr



Fondazioni

- **Dirette**

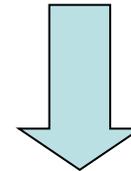
Il sistema di realizzazione consente di operare a diretto contatto con il piano di posa



Plinti, Travi, Graticci di travi,
Platee

Indirette

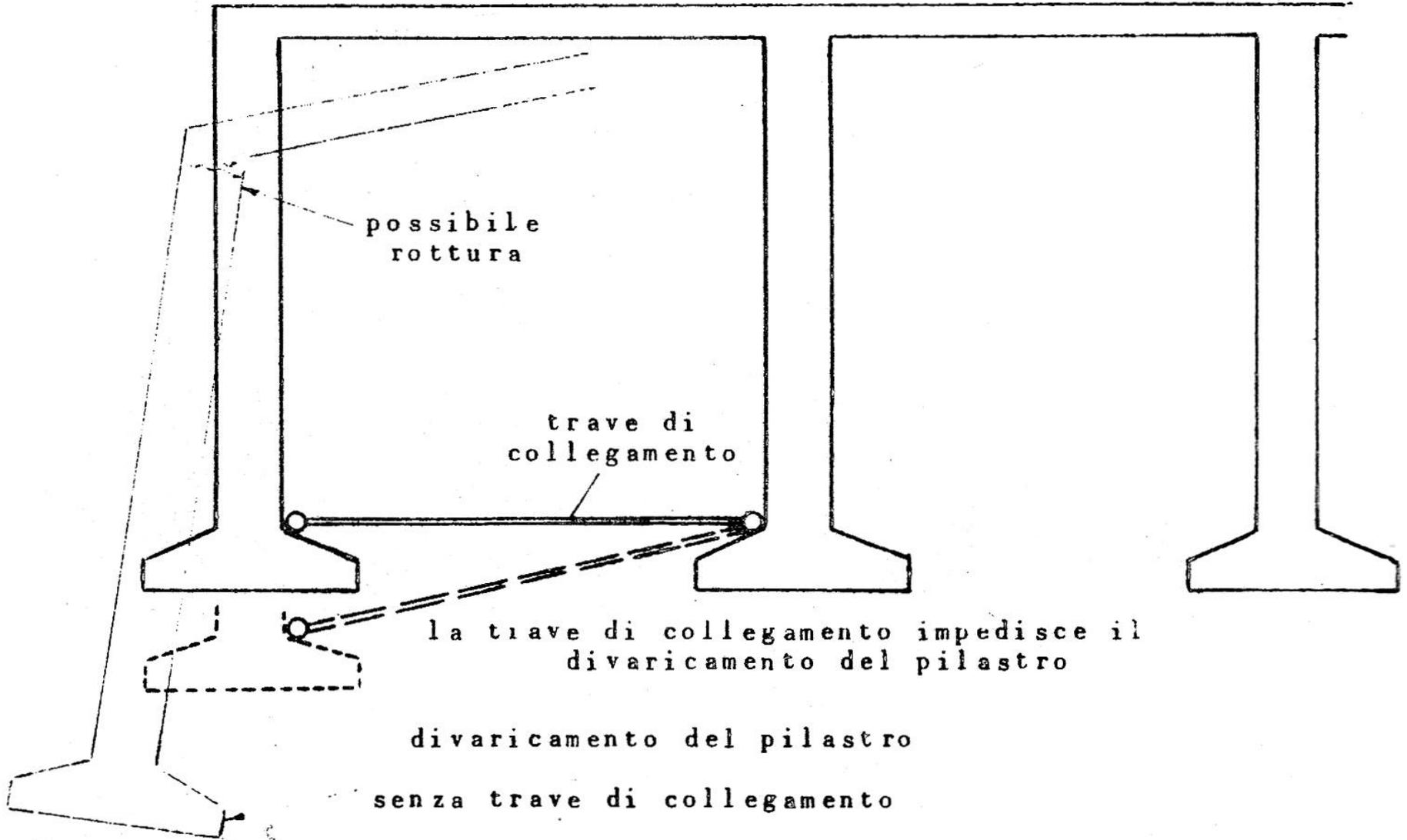
Il sistema di realizzazione non consente di operare a diretto contatto con il piano di posa che via raggiunto in maniera indiretta



Pali di fondazione

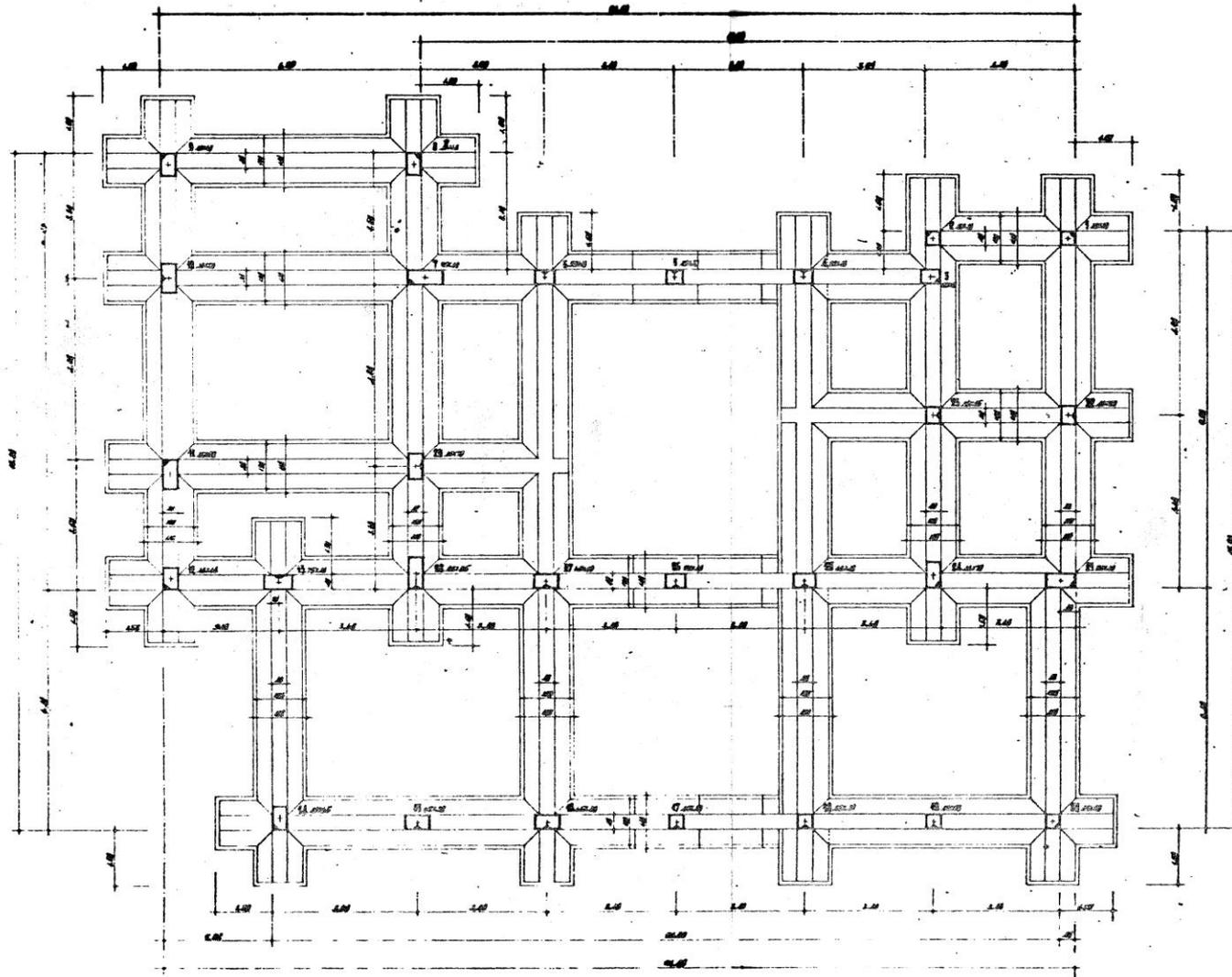
Fondazioni

- Plinti

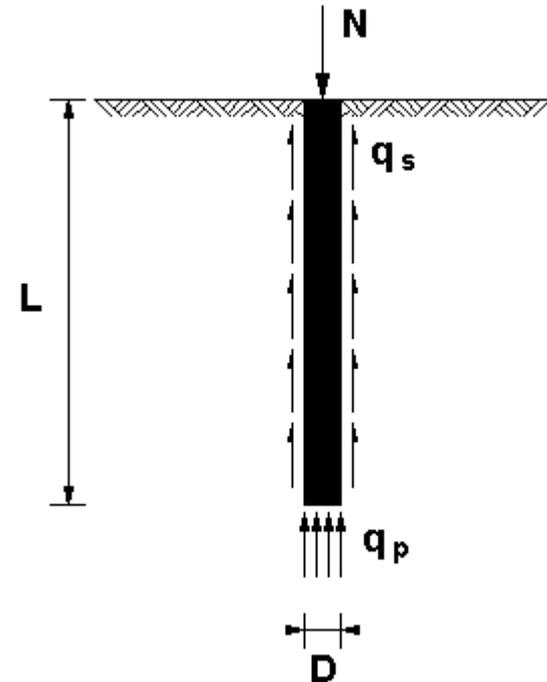
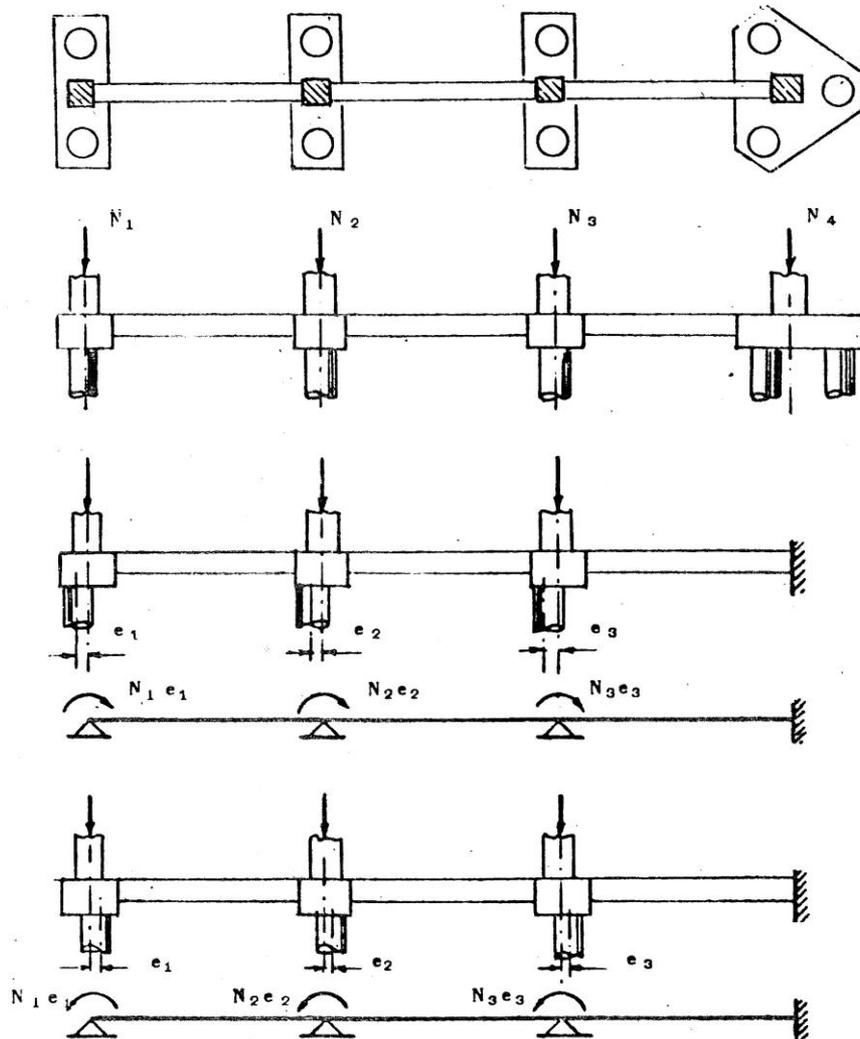


Fondazioni

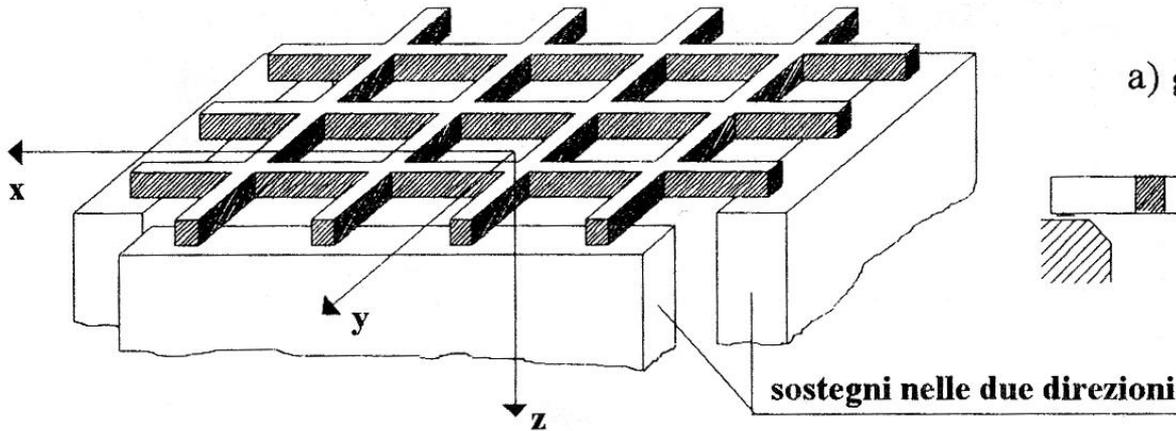
- Fondazioni Dirette Continue: Travi Rovescce



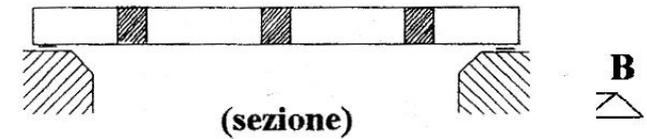
Fondazioni Indirette (PALI)



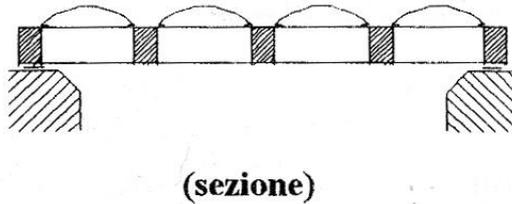
Le Strutture a Graticcio



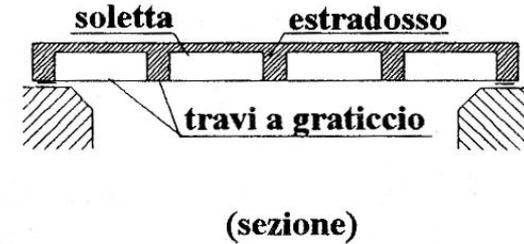
a) graticcio di travi



b) graticcio con lucernari

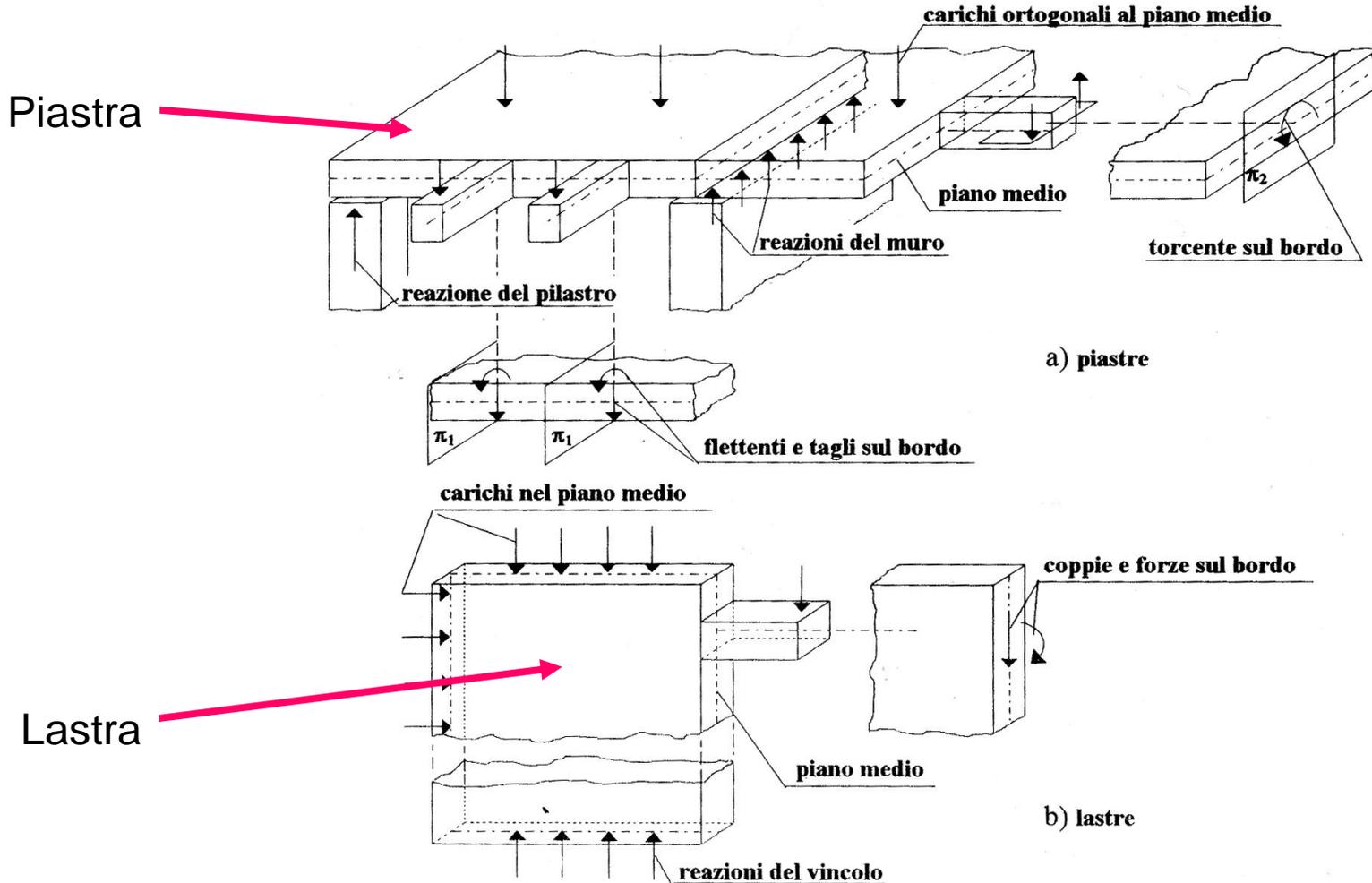


c) graticcio con solette (cassettonato)

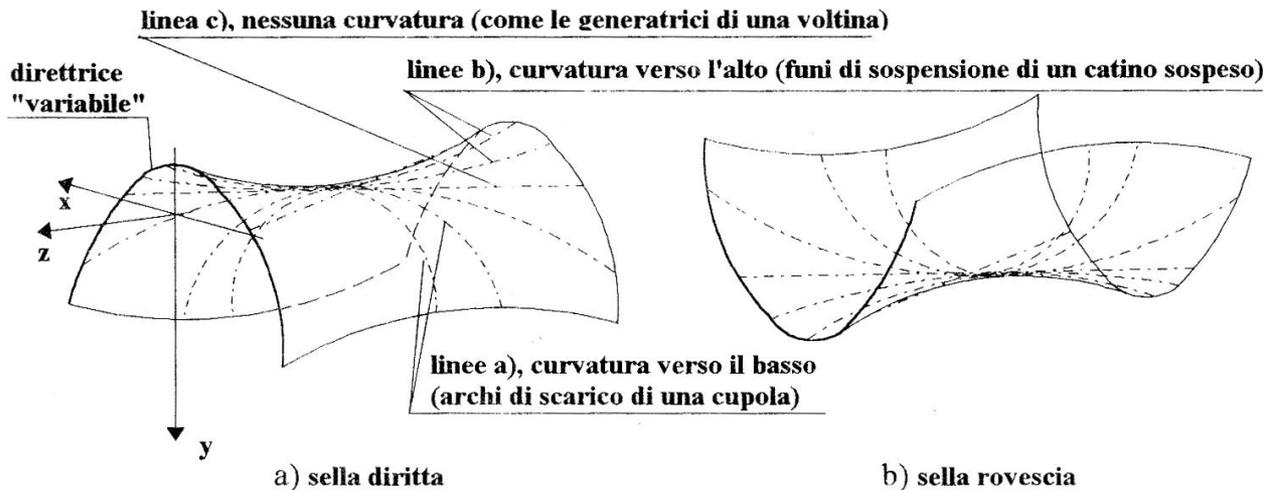
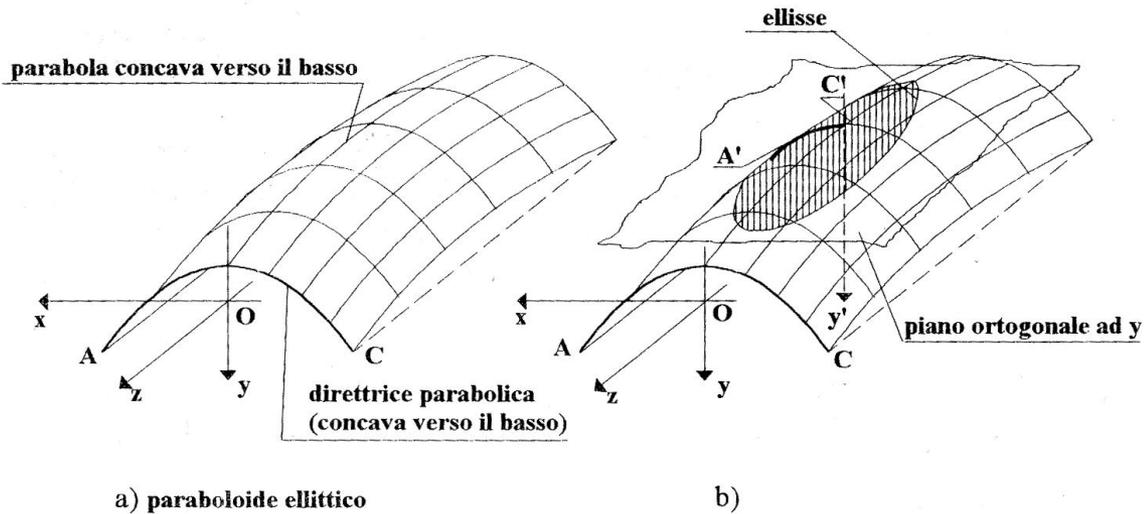


Piastre e Lastre

- Piastre, Lastre, Lastre-Piastre



Le Strutture di Superficie Curva







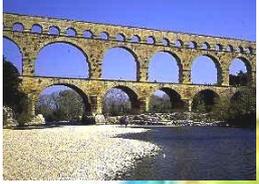








LA SICUREZZA STRUTTURALE



.....un po' di storia

Codice Hammurabi (1750 a.C.)

- Se la costruzione crolla e causa la morte del padrone, il costruttore verrà ucciso
- Se causa la morte del figlio (maschio!) del padrone, il figlio del costruttore verrà ucciso
- Se causa la morte di uno schiavo del padrone, il costruttore darà uno schiavo al padrone
- Se la costruzione avrà qualche inconveniente durante il suo uso sarà ricostruita a spese del costruttore

Codice Napoleonico(1804)

- Se una costruzione soffre danni parziali o totali, e quindi perde in parte o totalmente la sua utilizzabilità, se ciò è causato per colpa delle fondazioni o di scarsa qualità della manodopera, il costruttore o l'architetto andranno in prigione, se i danni si verificano nei primi dieci anni dalla fine dell'esecuzione.

LA NORMATIVA TECNICA

1784 – Circolare emanata da Ferdinando IV di Borbone (dopo il terremoto di Reggio Calabria)

1859 - Circolare emanata dal governo pontificio di Pio IX

1884 - Regio Decreto n. 2600

1906- Regio Decreto n. 511

1909 – Regio Decreto n. 193 - **La distruzione totale di Messina e Reggio Calabria con circa 12000 vittime condusse all'emanazione del decreto che prevedeva fra l'altro: eliminazione delle strutture spingenti, distanza massima di 5 m fra i muri portanti, realizzazione delle costruzioni con ossatura in legno, ferro, cemento armato, muratura armata.**

1926- Regio Decreto n. 1099

Introduzione delle categorie sismiche

1939- R.D. “Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”

1969- Circolare ll.pp. 6090 “Norme tecniche per la progettazione il calcolo, l'esecuzione e il collaudo con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche”

Emanata in seguito al terremoto del Belice

1971 - Legge 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”: si introduce il concetto probabilistico di sicurezza, si introduce il calcolo a rottura.

1974- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974 “ Carichi e sovraccarichi, Costruzioni in Zona Sismica”

1977- Introduzione del metodo POR

1996- D.M. del 9 Gennaio 1996: “Norme Tecniche per il Calcolo, l'Esecuzione ed il Collaudo delle strutture in cemento armato, normale precompresso, e per le strutture metalliche”

1996 - D.M. del 16 Gennaio 1996: “Norme Tecniche per le costruzioni in Zone Sismiche”

1997-Circolare n. 65 del 10 Aprile 1997

2003 – OPCM N° 3274

2005 - OPCM 3341

2005 - Ottobre, Testo unico sulle costruzioni.

2008 – 14 Gennaio, Norme tecniche sulle costruzioni.

2009 – Febbraio, circolare 617 del 2/2/2009 esplicativa del D.M. 14/1/2008 (Testo Unico sulla Costruzioni)

2009 - CIRCOLARE 5 agosto 2009 “Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008 - Cessazione del regime transitorio di cui all'articolo 20, comma 1, del decreto-legge 31 dicembre 2007, n. 248.” Sulla Gazzetta Ufficiale n.187 del 13 agosto 2009 è stata pubblicata la circolare.

Il terremoto del 6 Aprile 2009 ha segnato una svolta sull'eterno regime transitorio della normativa in materia sismica.

Gli Eurocodici

58 Documenti raccolti in 10 Eurocodici

SIGLA	DENOMINAZIONE	TITOLO
EN 1990	Eurocodice 0	Principi di Progettazione Strutturale
EN 1991	Eurocodice 1	Azioni sulle Strutture
EN 1992	Eurocodice 2	Progetto di Strutture in Calcestruzzo
EN 1993	Eurocodice 3	Progetto di Strutture d'Acciaio
EN 1994	Eurocodice 4	Progetto di Strutture Composte Acciaio-Calcestruzzo
EN 1995	Eurocodice 5	Progetto di Strutture in Legno
EN 1996	Eurocodice 6	Progetto di strutture in Muratura
EN 1997	Eurocodice 7	Progetto Geotecnico
EN 1998	Eurocodice 8	Progetto di Strutture Resistenti al Sisma
EN 1999	Eurocodice 9	Progetto di Strutture di alluminio

Evoluzione Normativa

Prima....

Normativa cogente, prescritzionale



Indicazioni da seguire obbligatoriamente

Eurocodici, NTC 2008

Normativa prestazionale

Principi



Obiettivi da raggiungere obbligatoriamente

Regole applicative



Suggerimenti (non obbligatori) per raggiungere gli obiettivi

Evoluzione Normativa

Un nuovo approccio alla valutazione della sicurezza strutturale

Misura probabilistica

Situazioni pericolose per la struttura

Vita della costruzione



Sicurezza strutturale: La struttura deve soddisfare i requisiti specifici per cui è stata progettata, nel corso della sua **Vita**, in relazione al **Collasso**, alla **Funzionalità**, alla **Durabilità**, con un **adeguato grado di Affidabilità**

La Sicurezza Strutturale

Misura della sicurezza strutturale: **Misura dell'idoneità della struttura in tutti i suoi possibili aspetti di comportamento**

Situazioni estreme
(Crollo)

Azioni non prevedibili
(Urto, Scoppio)

Durabilità
(proprietà inalterate nel tempo)

Situazioni di normale
Esercizio
(Funzionalità)

La Sicurezza Strutturale

.....con un adeguato grado di affidabilità



La misura della sicurezza dipende da:

- Tipologia strutturale e geometria della struttura
- Proprietà dei materiali
- Azioni e combinazioni di azioni agenti sulla struttura
- Modelli di calcolo
- Qualità professionale
- Esecuzione dell'opera

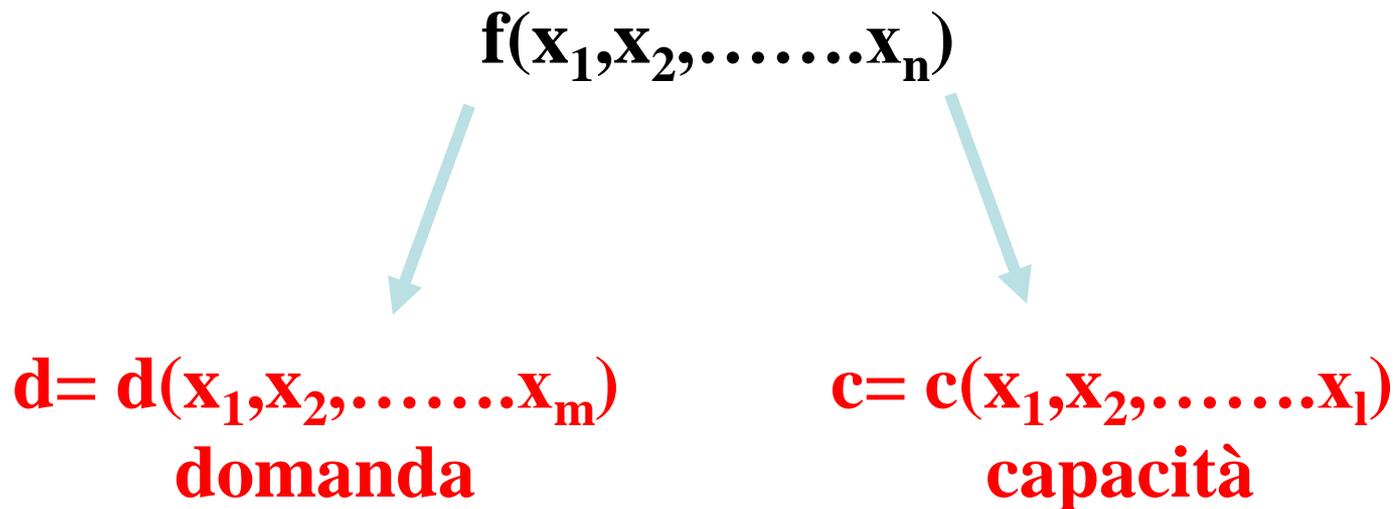
I parametri da cui la misura della sicurezza dipende non sono definiti con certezza, ovvero sono **Variabili aleatorie**, per cui la misura stessa della sicurezza è una **Variabile aleatoria**, a cui sia associa una **Misura di Probabilità**.

La Sicurezza Strutturale

a^* = affidabilità minima che la struttura deve possedere

a = affidabilità che la struttura possiede

STRUTTURA SICURA: $a = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \geq a^*$



La Sicurezza Strutturale

- La sicurezza di una struttura deve essere misurata in corrispondenza di tutti gli aspetti di comportamento che caratterizzano la struttura medesima. diventa, pertanto, necessario definire una serie di stati in cui la struttura può trovarsi durante la sua vita, **stati limite**, e rispetto ai quali bisogna garantire la sicurezza. Tale principio, di carattere generale, assume peculiarità diverse a seconda della struttura e dei materiali considerati.

- Nella misura della sicurezza è necessario tener conto delle incertezze e delle variabilità di tutti i parametri a cui essa dipende. Da ciò la necessità di ricorrere ad un'analisi di tipo **probabilistico**.

MISURA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Misura deterministica
Semplice, convenzionale



- Metodo delle tensioni ammissibili
- Metodo del calcolo a rottura

Misura probabilistica
Complessa, realistica



- Metodo probabilistico
- Metodo semiprobabilistico agli Stati Limite

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

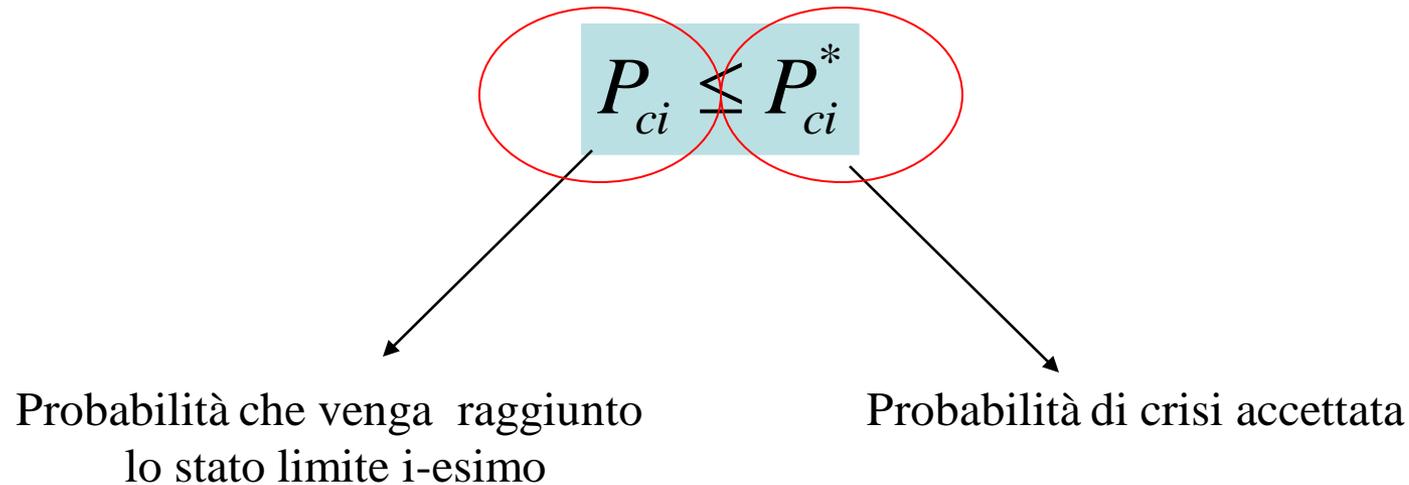
Ipotesi: Comportamento elastico-lineare dei materiali

Procedimento di misura della sicurezza

- Determinazione degli sforzi sotto i carichi di esercizio
- Verifica che in ogni punto della struttura non venga superato un valore convenzionale di resistenza dei materiali di cui è composta la struttura medesima (tensioni ammissibili)
- La tensione ammissibile è pari alla resistenza al limite elastico dei materiali, ridotta mediante opportuni coefficienti che conglobano tutte le possibili cause di incertezza:

$$\sigma \leq \frac{\sigma_{el}}{s} = \sigma_{amm}$$

VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE



La probabilità di crisi accettata viene definita sulla base di considerazioni etiche, economiche, sociali, ecc.

$$P_{ci}^* = 10^{-4} \div 10^{-6} \quad (\text{condizioni ultime})$$

$$P_{ci}^* = 10^{-1} \div 10^{-2} \quad (\text{condizioni di esercizio})$$

VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

I METODI PROBABILISTICI

Metodo di livello 3: valutazione della probabilità di rovina, P_c

Metodo di livello 2: valutazione della probabilità di rovina, P_c attraverso una relazione basata su una grandezza β , detta indice di affidabilità.

Metodo di livello 1: non si calcola P_c , ma si garantisce che i valori limiti non siano superati attraverso l'adozione di opportuni coefficienti parziali γ , lato resistenza e sollecitazione, e coefficienti ψ per la combinazione delle azioni.

VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

IL METODO DI LIVELLO 3

In relazione a ciascuno Stato Limite si definiscono le due variabili aleatorie **R** e **E**:

R=Resistenza della Struttura (Capacità della Struttura di far fronte alle azioni su di essa agenti)

E= Effetto dovuto a qualsiasi tipologia di azione

.....e la variabile aleatoria **F_S** (Fattore di sicurezza) o **M_S** (Margine di Sicurezza):

$$F_S = R/E$$

$$M_S = R-E$$

Si determina la probabilità di crisi in un assegnato periodo di riferimento:

$$P_c = P\{R / E \leq 1\} = P\{F_S \leq 1\}$$

$$P_c = P\{R - E \leq 0\} = P\{M_S \leq 0\}$$

VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

R= v.a. Resistenza, funzione delle proprietà dei materiali (**modello di materiale**) e della geometria della struttura (**modello geometrico**) nonché del modello utilizzato per passare alla determinazione della capacità portante (**Resistenza della Struttura**)

E= v.a. Effetto, funzione delle azioni e della geometria della struttura nonché dei modelli utilizzati per passare dalle azioni (**modelli delle azioni**) e dalla geometria della struttura (**modello geometrico**) alla valutazione degli effetti sulla struttura.

Situazione di Crisi: $R-E < 0$

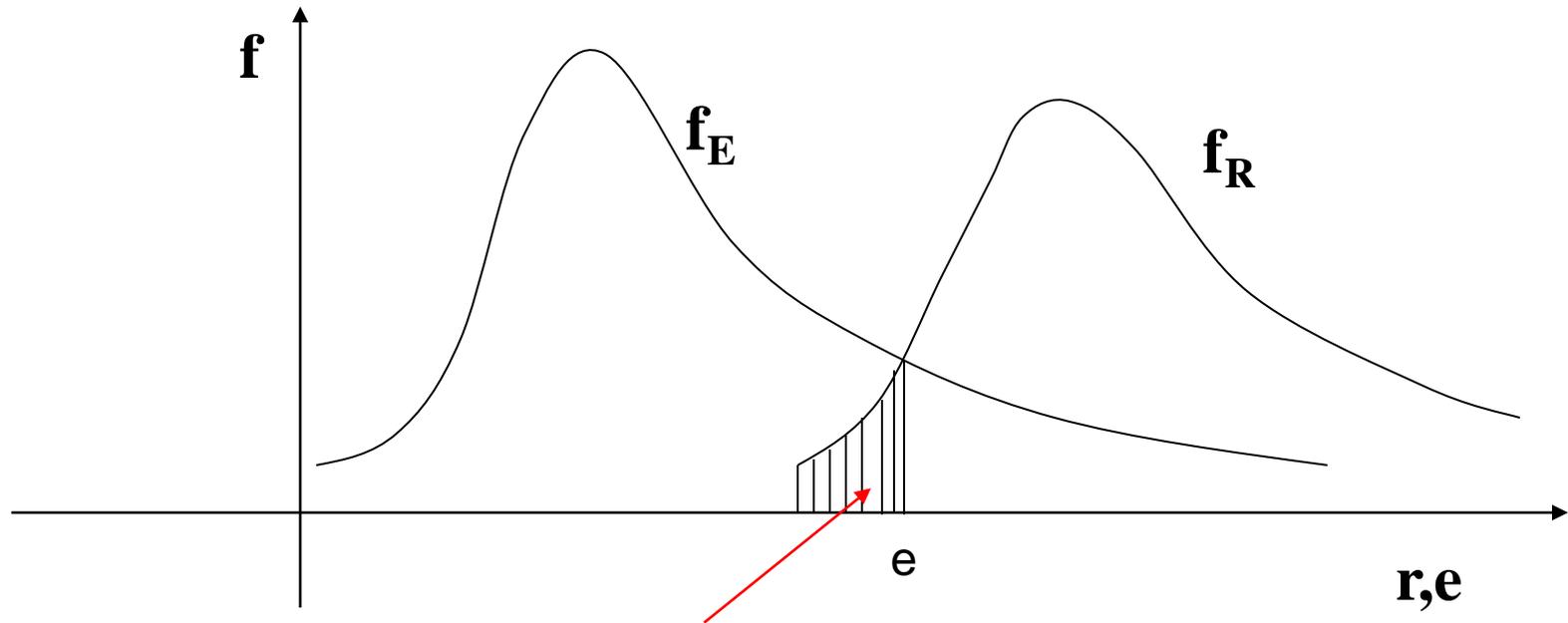
$$P_c = \int_{-\infty}^0 f_{RE}(r, e) dr de$$

VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Ipotesi: R ed E sono v.a. indipendenti

Evento Crisi: $R-E < 0$

$$P_c = \int_{-\infty}^{\infty} f_E(e) \left[\int_0^e f_R(r) dr \right] de$$



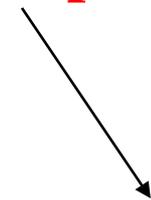
VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Per ridurre P_c

• Lato resistenza: aumentare la **media** e ridurre la **dispersione**

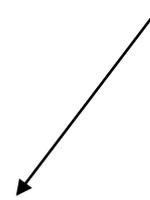


Maggiori costi

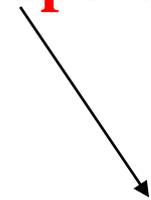


Operare in qualità

• Lato sollecitazione: diminuire la **media** e ridurre la **dispersione**



Declassare l'opera



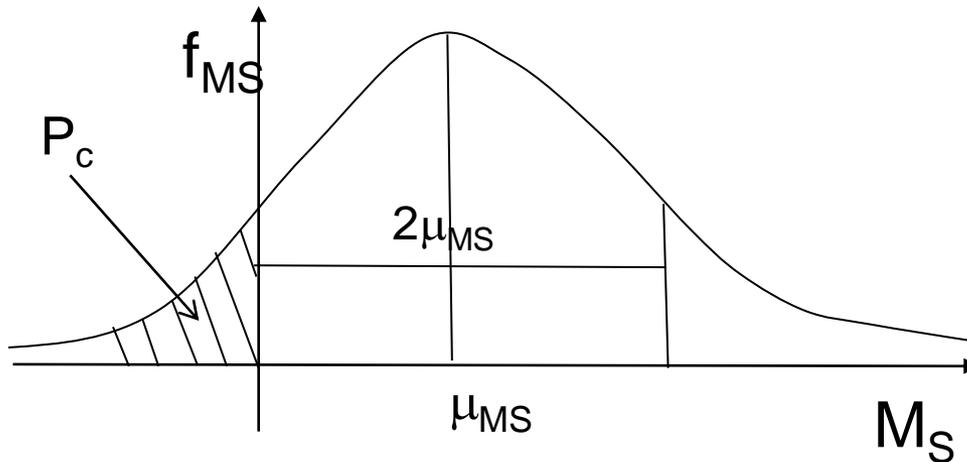
Analisi accurata

VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

IL METODO DI LIVELLO 2

Se non si conoscono le distribuzioni statistiche di R e E ma si conoscono solo i momenti del primo ordine (media) e del secondo ordine (deviazione standard), si può definire: $\beta = \mu_{M_S} / \sigma_{M_S}$

Ipotesi: R ed E sono v.a. indipendenti e gaussiane



$$P_c = P_c(\gamma_0, c_R, c_S)$$

$$P_c = \int_{\beta_{M_S}}^{\infty} f_U du$$

$$u = \frac{M_S - \mu_{M_S}}{\sigma_{M_S}} \quad \beta_{M_S} = \frac{\mu_{M_S}}{\sigma_{M_S}}$$

$$\beta_{M_S} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{c_R^2 \gamma_0^2 + c_E^2}}$$

$$\gamma_0 = \frac{\mu_R}{\mu_E} \quad c_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \quad c_E = \frac{\sigma_E}{\mu_E}$$

IL METODO DI LIVELLO 1 METODO SEMIPROBABILISTICO

Metodo Semiprobabilistico

- Nella valutazione della Resistenza (R_d) e degli Effetti delle Azioni (E_d) si introduce la valutazione probabilistica solo di alcuni parametri da cui le stesse dipendono, in particolare la **Resistenza dei Materiali e le Azioni**.
- Si ricorre a **coefficienti parziali**, γ , per tener conto delle altre cause di aleatorietà e di incertezza ed a **coefficienti di combinazione**, ψ , delle azioni, dipendenti dallo stato limite considerato.

.....agli Stati Limite

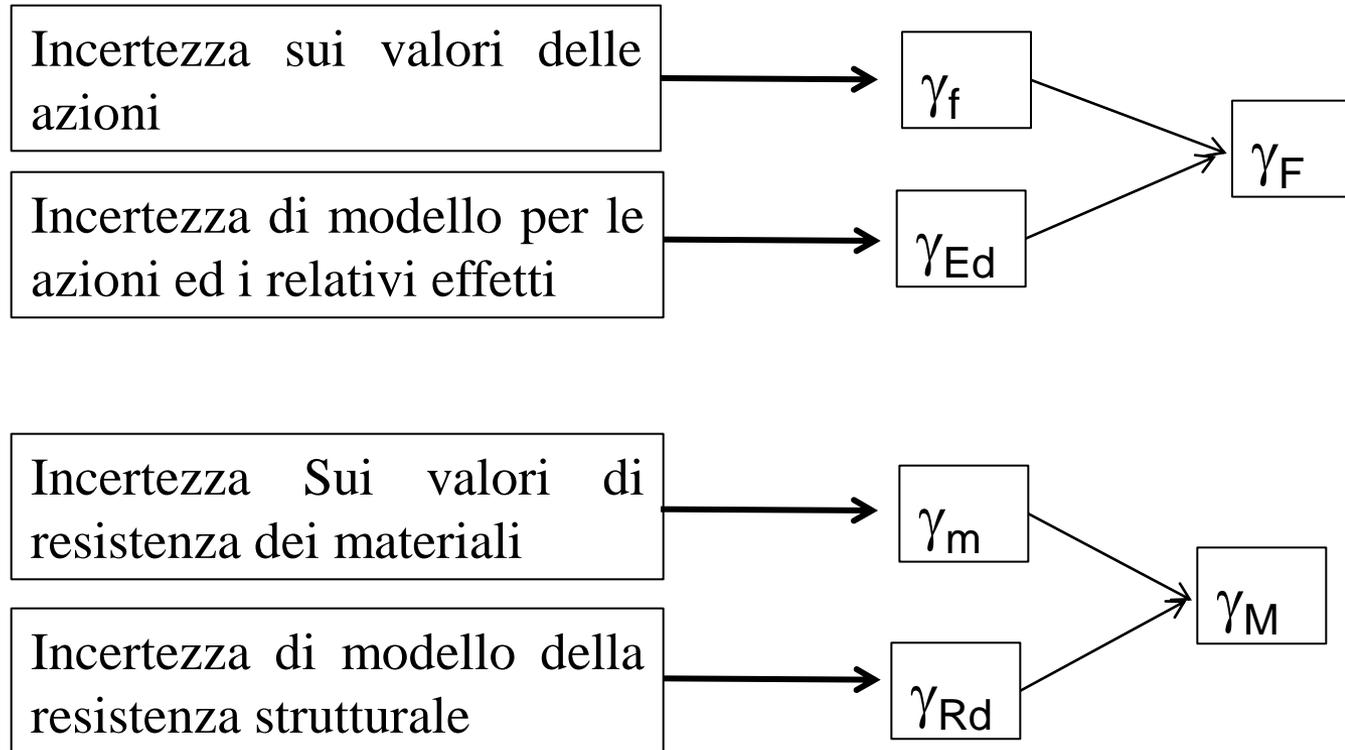
- Obbligatorietà di misura della sicurezza rispetto a tutti gli stati limite di interesse per la struttura

In corrispondenza di ogni stato limite considerato la sicurezza è positiva se risulta:

$$R_d > E_d$$

IL METODO DI LIVELLO 1

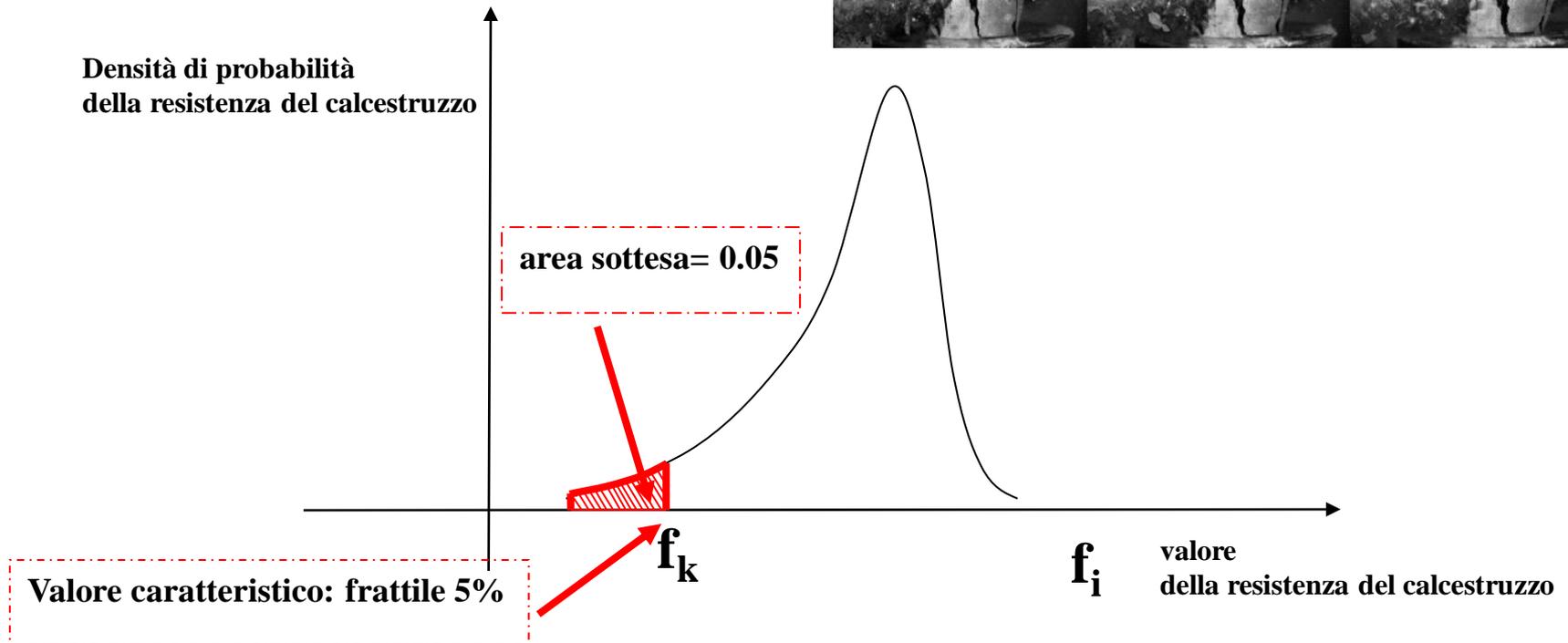
METODO SEMIPROBABILISTICO



IL METODO DI LIVELLO 1 METODO SEMIPROBABILISTICO

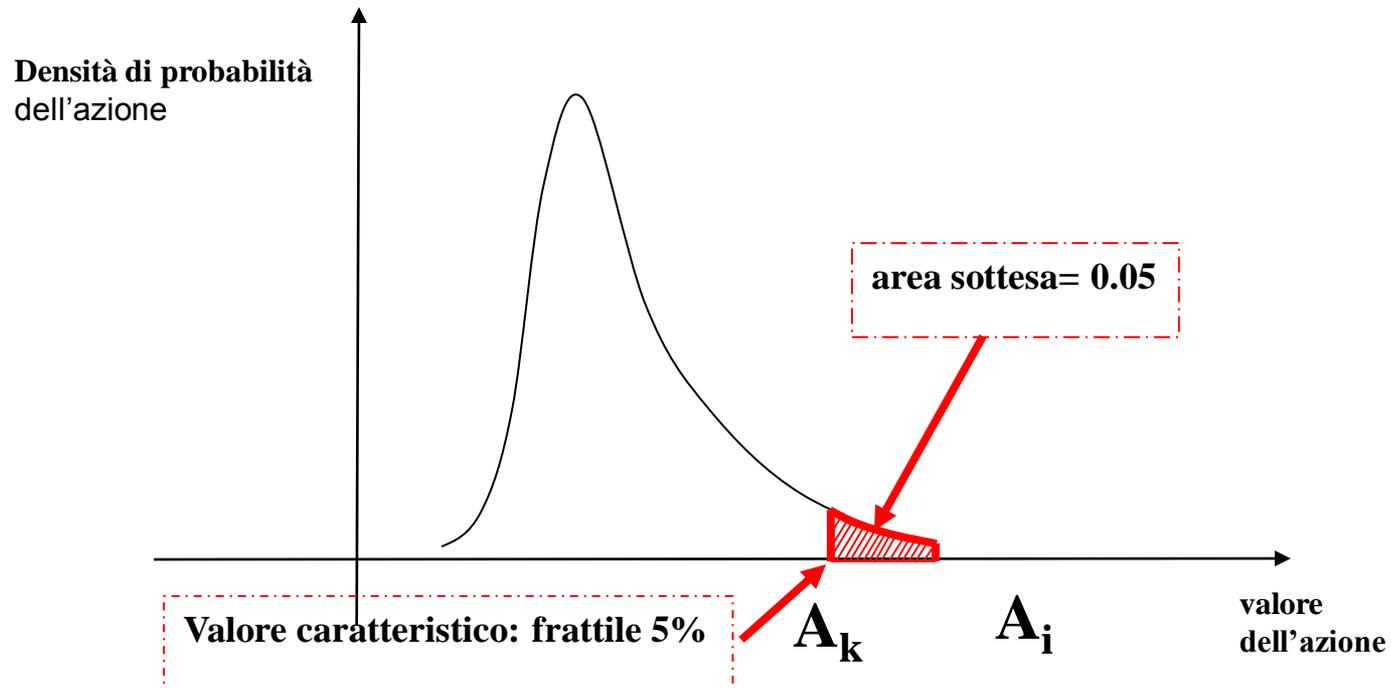
Resistenza cilindrica (D=150 mm ; H=300 mm)

Se porto a rottura n campioni, troverò valori diversi della resistenza a compressione, a quale valore di resistenza farò riferimento?



IL METODO DI LIVELLO 1 METODO SEMIPROBABILISTICO

Consideriamo 100 edifici realizzati con la stessa tipologia di solaio e destinati a scuola, il peso proprio del solaio sarà sempre lo stesso? Il carico di esercizio, sarà sempre lo stesso? A quale valore facciamo riferimento?



IL METODO DI LIVELLO 1

METODO SEMIPROBABILISTICO

In corrispondenza di ogni stato limite considerato la sicurezza è positiva se risulta:

$$R_d > E_d$$

$$R_d = f_1 \left(\frac{f_{ki}}{\gamma_{Mi}} \frac{1}{\gamma_{Rd}}; a_d \right)$$

f_1 = Modello utilizzato per il calcolo della resistenza

f_{ki} = Valore caratteristico delle proprietà di ciascun materiale

γ_{Mi} = Coefficienti di sicurezza che mettono in conto le incertezze relative alle proprietà dei materiali

γ_{Rd} = Coefficiente di sicurezza che tiene conto delle incertezze relative al modello di Resistenza

a_d = Valore di progetto delle dimensioni geometriche

$$E_d = f_2 \left(\gamma_{Fj} \gamma_{Ed} A_{kj}; \Psi_i; a_d \right)$$

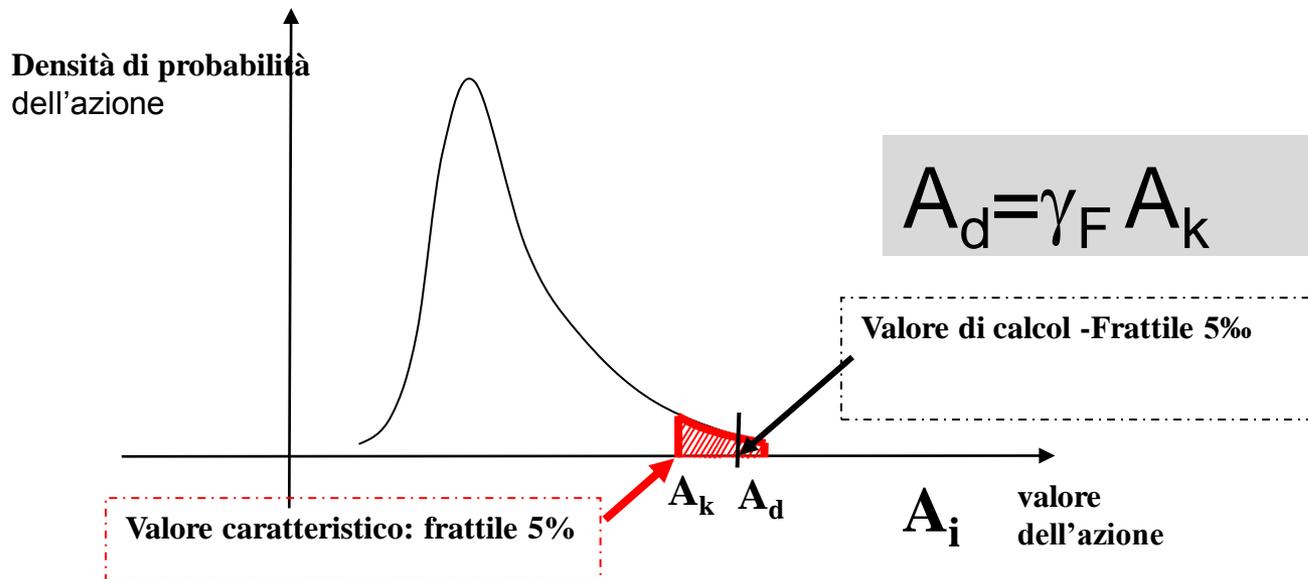
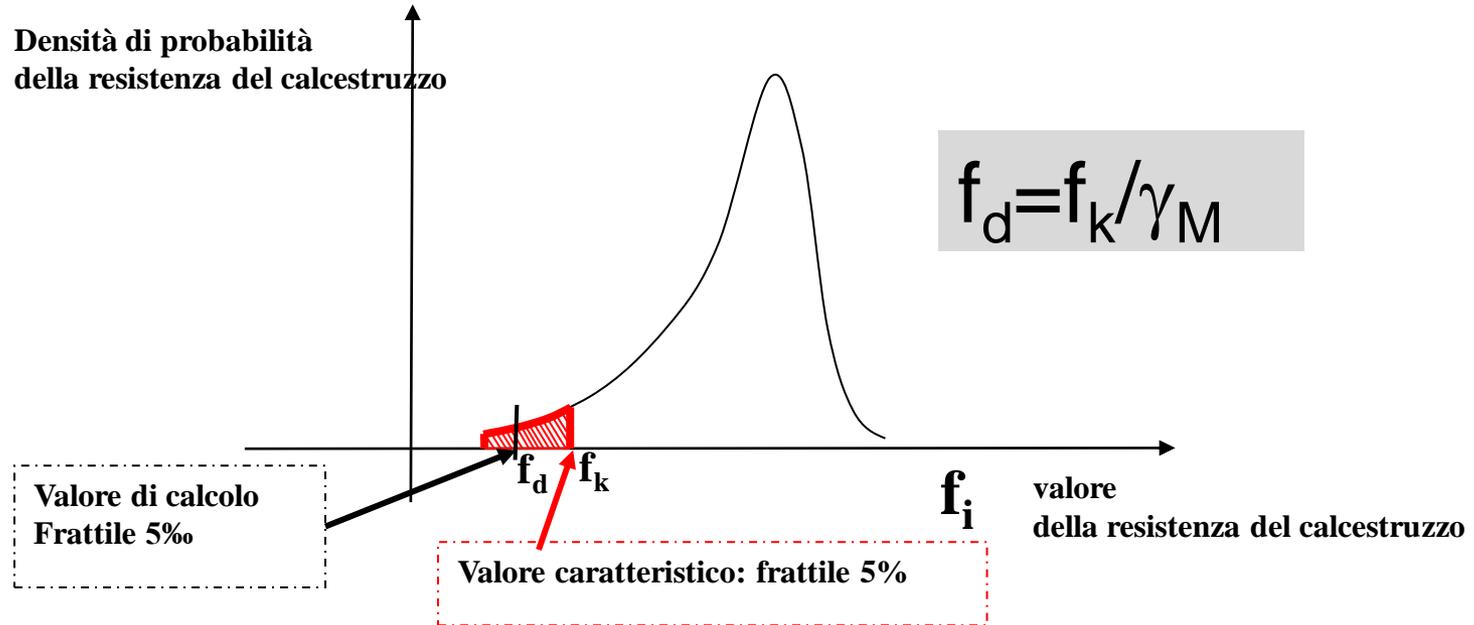
A_{kj} = Valore caratteristico di ciascuna azione

Ψ_i, γ_{Fj} = Coefficienti di sicurezza che mettono in conto le incertezze relative alle azioni ed alla loro combinazione

γ_{Ed} = Coefficiente di sicurezza che tiene conto delle incertezze relative al modello delle azioni e dei loro effetti

IL METODO DI LIVELLO 1

METODO SEMIPROBABILISTICO



IL METODO DI LIVELLO 1 METODO SEMIPROBABILISTICO

Precisamente con il metodo semiprobabilistico agli stati limite :

Si individuano gli stati limite rispetto ai quali effettuare la misura della sicurezza

Le dimensioni geometriche vengono assunte come deterministiche

Lato resistenza R , le uniche v.a. prese in considerazione sono le resistenze dei materiali

Lato effetto, E , le uniche v.a. prese in considerazione sono le azioni applicate

IL METODO DI LIVELLO 1 METODO SEMIPROBABILISTICO

Tutte le altre cause di aleatorietà vengono messe in conto nel modo seguente:

- Lato resistenza, i valori caratteristici della resistenza dei materiali vengono divisi per opportuni coefficienti γ_M , in modo da ottenere il valore di calcolo della resistenza:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

- Lato Effetto, ai valori caratteristici delle azioni si applicano opportuni coefficienti γ_F e ψ :

$$F_d = \gamma_F \psi F_k$$

IL METODO DI LIVELLO 1

METODO SEMIPROBABILISTICO

- Utilizzando modelli opportuni vengono valutati Resistenza ed Effetti per la struttura e per i singoli elementi strutturali
- Deve risultare verificata la relazione:

$$R_d > E_d$$

- Se la verifica è soddisfatta, la Probabilità di Successo (o di crisi) sarà maggiore (minore) di quella ritenuta accettabile.

Si definisce *stato limite* uno stato al di là del quale la struttura non è più in grado di soddisfare le esigenze per cui era stata progettata

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Sono connessi al raggiungimento di condizioni estreme; il superamento di tali stati comporta la rovina della struttura:

- Perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte considerata come corpo rigido
- Deformazioni o movimenti eccessivi
- Raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di struttura, collegamenti, fondazioni
- Raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme
- Instabilità di parti di una struttura o del suo insieme
- Raggiungimento della massima capacità di resistenza dei terreni
- Rottura di membrature e collegamenti per fatica
- Rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Stati al di là dei quali la struttura non soddisfa le esigenze di normale impiego e di durata della struttura:

- Danneggiamenti locali (es: fessurazione del calcestruzzo) che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto
- Eccessive deformazioni e distorsioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto
- Eccessive deformazioni e distorsioni che possono compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.
- Eccessive vibrazioni che possono compromettere l'uso della costruzione
- Danni per fatica che possono compromettere la durabilità
- Corrosione e/o degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione

Strutture ed elementi strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti

•**Sicurezza nei confronti di stati limiti ultimi (SLU):** il superamento di uno SLU ha carattere irreversibile e si definisce “collasso strutturale”

•**Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** il superamento di uno SLE ha carattere reversibile o irreversibile. Nel caso di danneggiamenti irreversibili si parla di **Stato Limite di Danno (SLD)**. *La sicurezza nei confronti dello SLD va condotta per le costruzioni in zona sismica.*

•**Robustezza nei confronti di azioni accidentali:** i danni non devono essere sproporzionati rispetto all’entità delle cause innescanti (incendio, urti, conseguenze di errori umani, esplosioni)

•**Durabilità:** Scelta opportuna dei materiali e delle dimensioni strutturali, misure di protezione e manutenzione. Qualificazione di materiali e prodotti con procedure sperimentali.

VITA NOMINALE

La vita nominale di progetto di un'opera strutturale, V_N , è il numero di anni in cui una struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo al quale è destinata. La vita nominale deve essere precisata nei documenti di progetto

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, in funzione delle conseguenze derivanti dalla interruzione di operatività o del collasso, le costruzioni sono suddivise in Classi d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento, V_R , che si determina moltiplicando la vita nominale della costruzione per il coefficiente d'uso, C_U :

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Esempio:

Casa per civile abitazione: $V_R = 50 * 1 = 50$; Scuola: $V_R = 50 * 1.5 = 75$

Ospedale $V_R = 50 * 2 = 100$

AZIONI

Classificazione delle azioni secondo il loro modo di esplicarsi:

- **AZIONI DIRETTE** (azioni concentrate, azioni distribuite)
- **AZIONI INDIRETTE** (cedimenti vincolari, deformazioni iniziali, variazioni termiche e di umidità, ritiro, precompressione)
- **DEGRADO**
 - Endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale
 - Esogeno: alterazione delle proprietà dei materiali a causa di agenti esterni

AZIONI

Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale:

- **AZIONI STATICHE** : non provocano accelerazioni significative sulla struttura o su alcune parti di essa
- **AZIONI QUASI STATICHE** : possono essere ancora considerate statiche a patto di tener conto dell'effetto dinamico mediante un incremento della loro intensità, si parla di azioni statiche equivalenti
- **AZIONI DINAMICHE** provocano accelerazioni significative sulla struttura o su alcune parti di essa

AZIONI

Classificazione delle azioni secondo la variazione della intensità nel tempo:

• **AZIONI PERMANENTI (G)**

La loro intensità ha una variazione trascurabile durante la vita della costruzione

- Peso proprio degli elementi strutturali, peso del terreno, forze indotte dal terreno, forze indotte dalla pressione dell'acqua, se costante (G_1)
- Peso proprio di elementi non portanti (G_2)
- Spostamenti e deformazioni imposte all'atto della costruzione
- Pretensione e precompressione (P)
- Ritiro e viscosità
- Spostamenti differenziali

Le azioni permanenti sono rappresentate attraverso un valore nominale, ottenuto moltiplicando le dimensioni degli elementi per il peso specifico medio; tale valore è assunto quale valore caratteristico.

AZIONI

Tabella 3.1.I - *Pesi dell' unità di volume dei principali materiali strutturali*

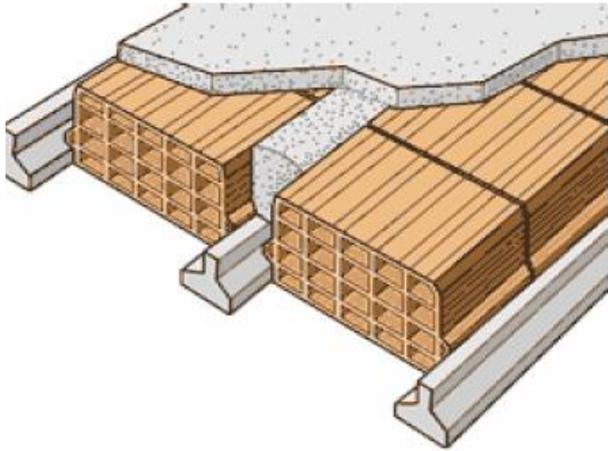
MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Azioni permanenti

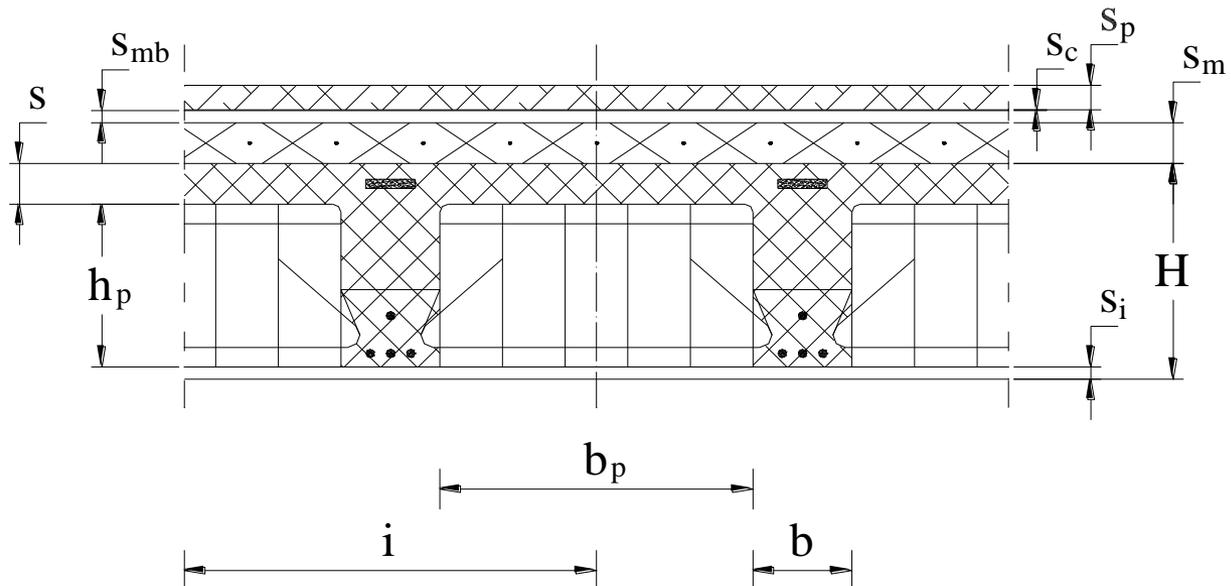
....."Esse vanno valutate sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti"...

AZIONI

Es: Solaio



	SIMBOLO	Dimensione	
		(cm)	
		Campata	sbalzo
soletta	s	5	5
altezza pignatta	h_p	20	16
larghezza pignatta	b_p	38	38
base travetto	b	12	12
altezza totale solaio	H	25	21
massetto in calcestruzzo leggero	s_m	10	10
pavimento	s_p	3	2



AZIONI

Es: Solaio

PESO PROPRIO SOLAIO				
Elemento/i	Simbolo	formula	Valori numerici	Peso (kN/m ²)
soletta	G_{1s}	$s \times \text{larghezza} \times \text{profondità} \times ps$	$0.05 \times 1 \times 1 \times 25$	1.25
travetti	G_{1t}	$[\text{base} \times \text{altezza} \times \text{profondità} \times ps] \times n_{\text{trav. al m}}$	$0.12 \times 0.20 \times 1 \times 25 \times 2$	1.2
pignatte	G_{1l}	$[\text{base} \times \text{altezza} \times \text{profondità} \times ps] \times n_{\text{file}}$	$0.38 \times 0.20 \times 1 \times 8 \times 2$	1.22
PESO PROPRIO SOLAIO G_1		$G_{1s} + G_{1t} + G_{1l}$	$1.25 + 1.20 + 1.22$	3.67

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Elemento/i	Simbolo	formula	Valori numerici	Peso (kN/m ²)
pavimento	G_{2p}	$s_p \times \text{larghezza} \times \text{profondità} \times ps$	$0.03 \times 1 \times 1 \times 27$	0.8
massetto	G_{2m}	$s_m \times \text{larghezza} \times \text{profondità} \times ps$	$0.1 \times 1 \times 1 \times 22$	2.2
intonaco	G_{2i}	$s_i \times \text{larghezza} \times \text{profondità} \times ps$	$0.015 \times 1 \times 1 \times 20$	0.3
Incidenza tramezzi	G_{2t}			0.8
G_2		$G_{2p} + G_{2m} + G_{2i} + G_{2t}$	$0.8+2.2+0.3+0.8$	4.1

Elementi divisorii interni

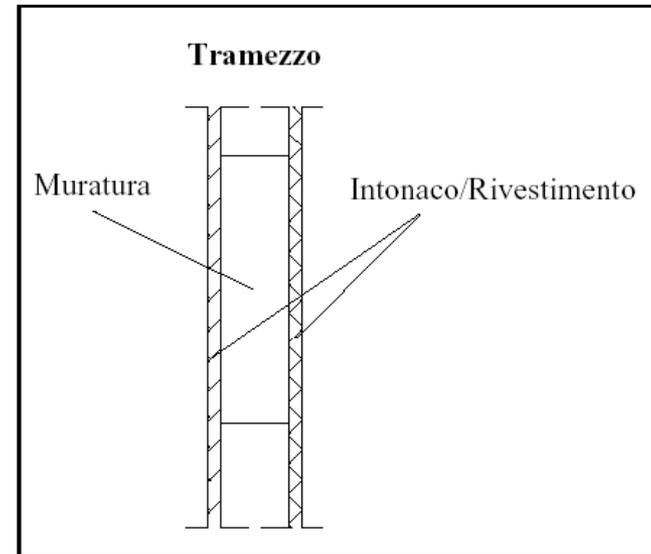
Il carico complessivo gravante sull'impalcato viene assimilato ad un carico variabile uniformemente ripartito, g_2 , purchè si assicuri una capacità di ripartizione del solaio. Il valore del carico g_2 dipende dal carico per unità di lunghezza dell'elemento divisorio, G_2 .

- per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

AZIONI

Es: 1



Tramezzo

Mattoni in

Poroton 0.71 [kN/m³]

spessore 0.080 [m]

altezza 2.700 [m]

lunghezza 1.000 [m]

peso 0.06 [kN/m²] peso per metro quadrato

0.15 [kN/m] peso per metro lineare per l'altezza fissata

Intonaco

20.00 [kN/m³]

spessore 0.015 [m] per lato

altezza 2.700 [m]

lunghezza 1.000 [m]

n_{fac} 2 numero di facciate da intonacare

peso 0.60 [kN/m²] peso per metro quadrato

1.62 [kN/m] peso per metro lineare per l'altezza fissata

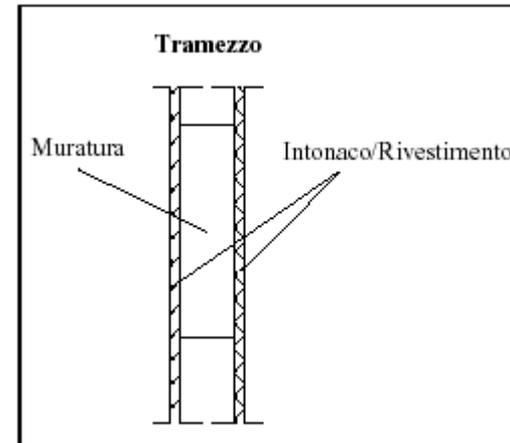
Peso complessivo

0.66 [kN/m²] peso per metro quadrato

1.77 [kN/m] peso per metro lineare per l'altezza fissata

$g_2 = 0.8 \text{ kN/m}^2$

Es: 2



Tramezzo

1

Mattoni in

tufo	20.00	$[kN/m^3]$
spessore	0.080	$[m]$
altezza	2.700	$[m]$
lunghezza	1.000	$[m]$

peso	1.60	$[kN/m^2]$	peso per metro quadrato
	4.32	$[kN/m]$	peso per metro lineare per l'altezza fissata

Intonaco

	20.00	$[kN/m^3]$
spessore	0.015	$[m]$
altezza	2.700	$[m]$
lunghezza	1.000	$[m]$

per lato

da valutare!

n_{fac}	2	numero di facciate da intonacare	
peso	0.60	$[kN/m^2]$	peso per metro quadrato

	1.62	$[kN/m]$	peso per metro lineare per l'altezza fissata
--	------	----------	--

Peso complessivo

	2.20	$[kN/m^2]$	peso per metro quadrato
--	------	------------	-------------------------

	5.94	$[kN/m]$	peso per metro lineare per l'altezza fissata
--	------	----------	--

Classificazione delle azioni secondo la variazione della intensità nel tempo:

• **AZIONI VARIABILI (Q)**

La loro intensità ha una variazione non trascurabile durante la vita della costruzione

Azioni Variabili di Lunga Durata

Agiscono con una intensità elevata per lunghi periodi in confronto alla vita nominale della struttura

❖ Carichi di esercizio di lunga durata

Classificazione delle azioni secondo la variazione della intensità nel tempo:

•AZIONI VARIABILI (Q)

La loro intensità ha una variazione non trascurabile durante la vita della costruzione

Azioni Variabili di Breve Durata

Agiscono con una intensità elevata per brevi periodi in confronto alla vita della struttura

- ❖ Vento
- ❖ Neve
- ❖ Sisma
- ❖ Azioni dovute alle variazioni termiche
- ❖ Azioni dovute a moti ondosi
- ❖ Carichi di esercizio di breve durata

Classificazione delle azioni secondo la variazione della intensità nel tempo:

- **AZIONI ECCEZIONALI (A)**

Azioni che si verificano eccezionalmente durante la vita nominale della costruzione

- ❖ Incendi
- ❖ Esplosioni
- ❖ Urti ed Impatti

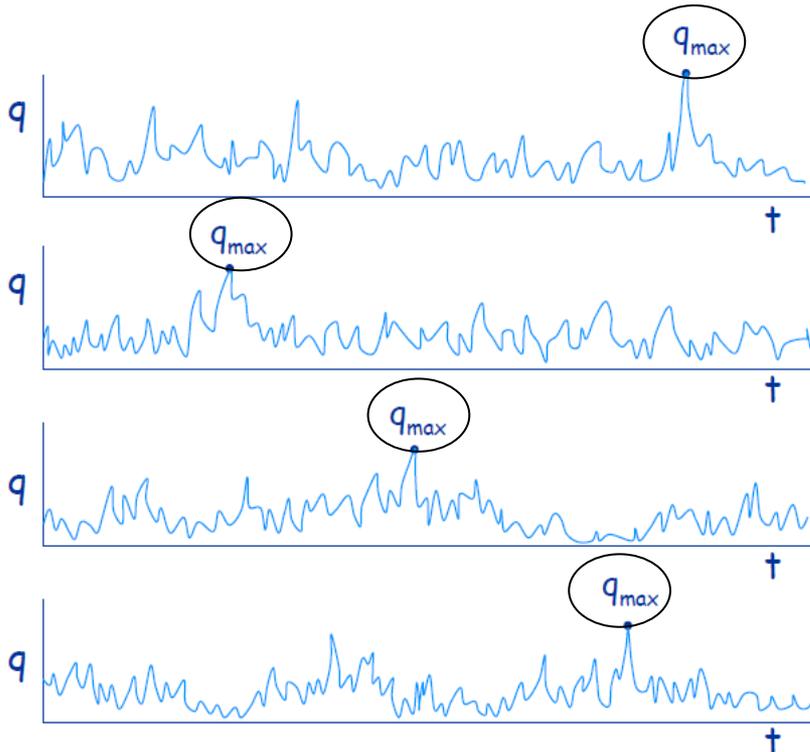
- **AZIONI SISMICHE (E)**

Azioni derivanti dai terremoti

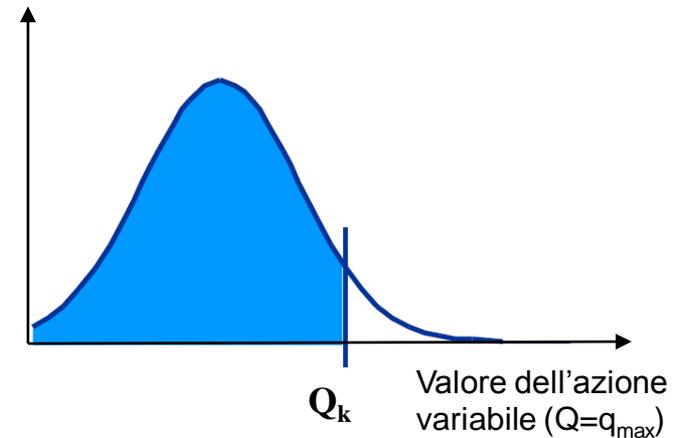
Valore caratteristico di un'azione variabile: Q_k

E' quel valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile

Es: Determino il carico variabile su 100 solai aventi tutta la stessa destinazione d'uso. Faccio riferimento al valore massimo osservato su ciascun solaio durante la sua vita



Densità di probabilità
dell'azione variabile
($Q=q_{max}$)



Valore frequente dell'azione variabile (ψ_{1j} Qkj)

Rappresenta il valore dell'azione che viene superato per una limitata frazione del tempo di riferimento, corrispondente ad un frattile pari al 95% della distribuzione temporale dell'intensità dell'azione.

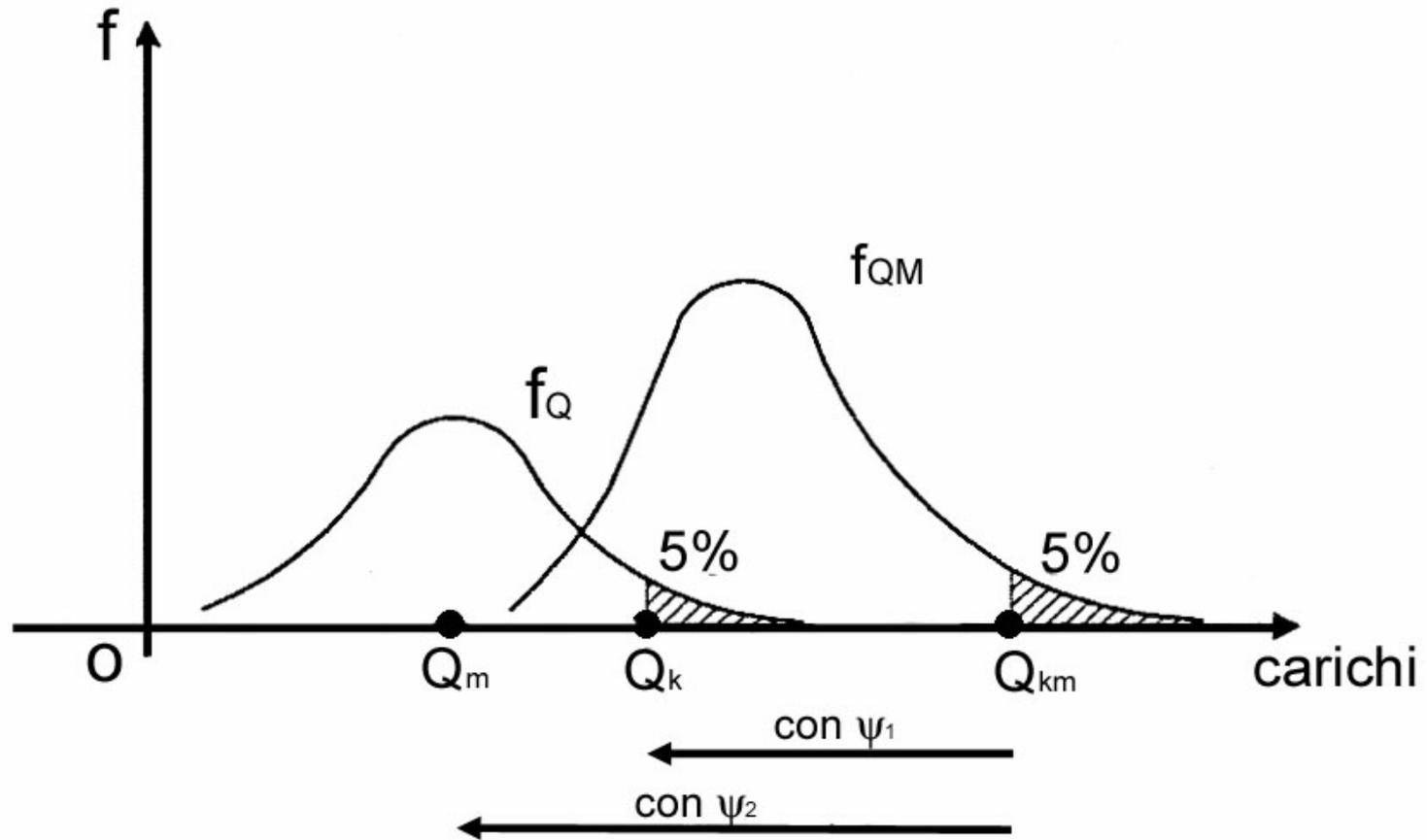
Valore quasi permanente dell'azione variabile (ψ_{2j} Qkj)

Rappresenta il valore dell'azione superato in un periodo pari al 50% del periodo di riferimento, corrispondente alla media della distribuzione temporale dell'intensità.

Valore di combinazione dell'azione variabile (ψ_{0j} Qkj)

Tale valore tiene conto della ridotta probabilità che più azioni indipendenti fra loro agiscano contemporaneamente con la massima intensità

AZIONI



Carichi variabili connessi alla destinazione d'uso dell'opera

- carichi uniformemente distribuiti (q_k) [kN/m^2],
- carichi lineari (H_k) [kN/m]
- carichi concentrati (Q_k) [kN].

Le verifiche locali

I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Le verifiche locali

Carichi variabili connessi alla destinazione d'uso dell'opera

Carichi Variabili Orizzontali, H_k

I carichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella Tab. 3.1.II, devono essere utilizzati per verifiche locali e non si sommano ai carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

I carichi orizzontali lineari H_k devono essere applicati a pareti - alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore.

In proposito deve essere precisato che tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

AZIONI

Carichi variabili nel tempo (Q_k)

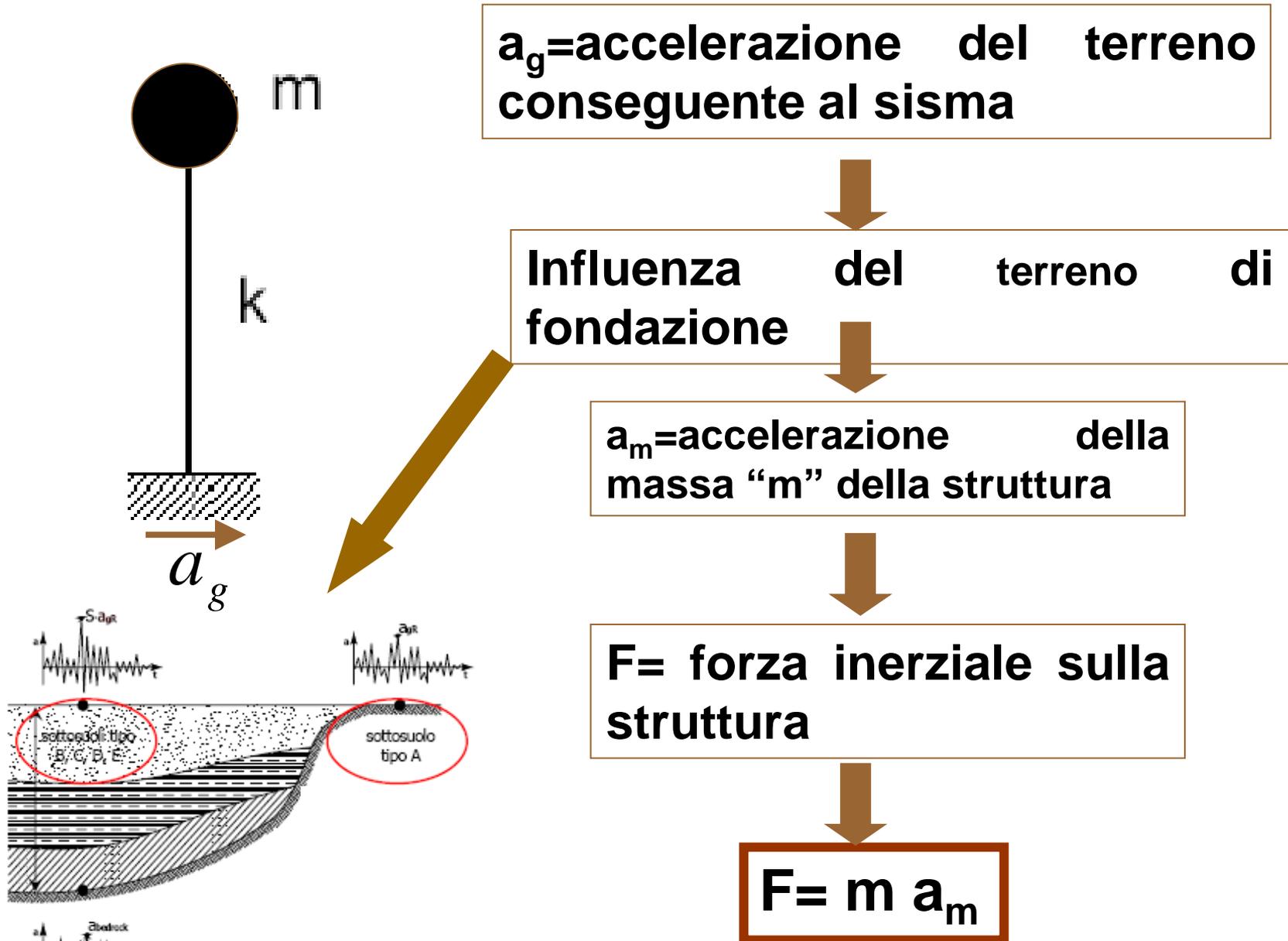
Il valore caratteristico è pari a quel valore che ha un prefissato periodo di ritorno (T_R). Il periodo di ritorno T_R risulta correlato alla probabilità che la stessa azione venga maggiorata in un intervallo di tempo ΔT ($\Delta T = T_s$)

$$T_R = \frac{\Delta T}{-\ln p} \approx \frac{T_s}{1-p}$$

Se $p=10\%$ $T_s=50$ $T_R=475$

Es: probabilità che il valore dell'azione venga superato in 50 anni=10%
Periodo di ritorno=475 anni

AZIONI SISMICA



S.L.U.

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione Sismica per S.L.U. e S. L.E.

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

Combinazione Eccezionale per S.L.U.

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

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

S.L.E.

Combinazione caratteristica (rara)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

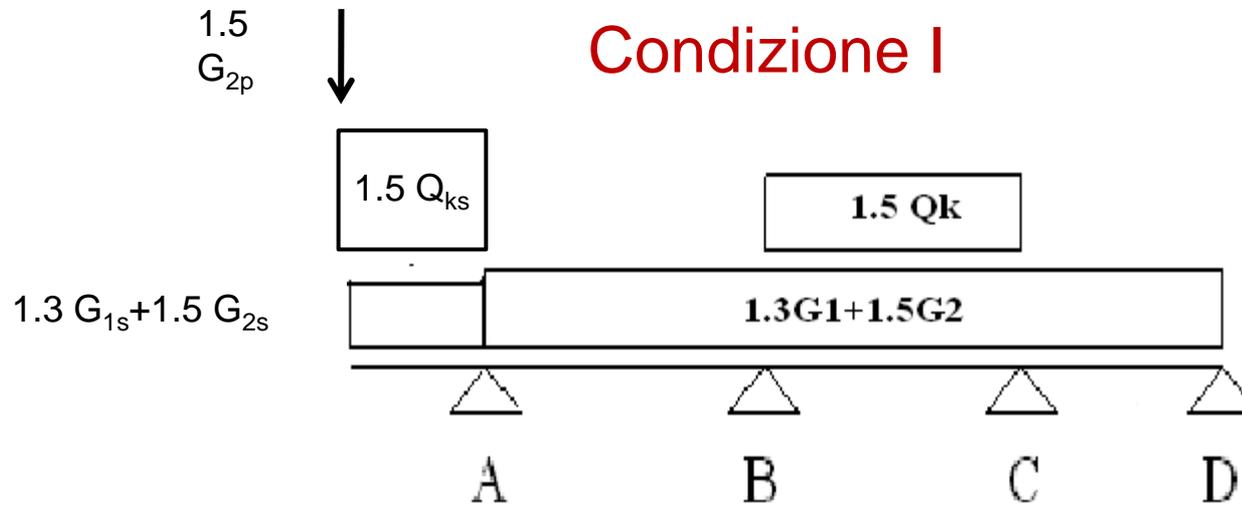
Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

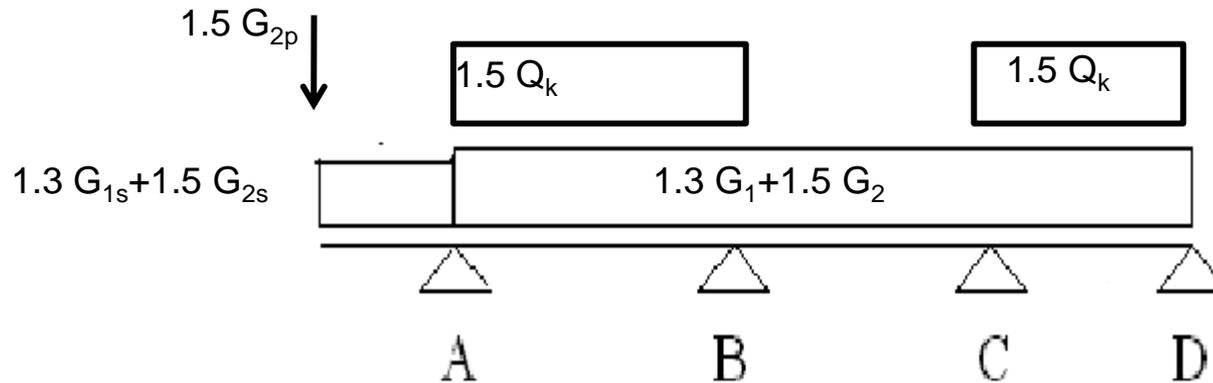
CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI

SLU

Condizione I



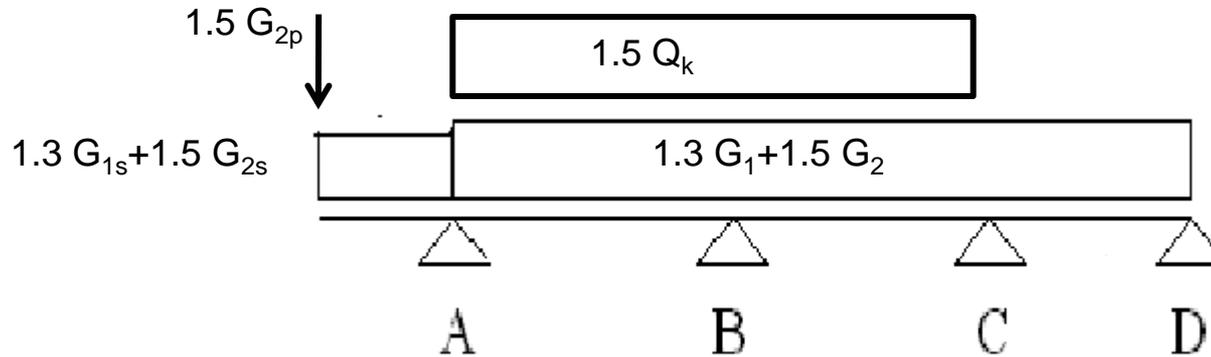
Condizione II



CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI

SLU

Condizione III



Condizione IV

