

POLITECNICO DI MILANO
Scuola di Architettura e Società

Corso di Tecnica delle Costruzioni

Prof. Giampaolo Rosati

A.A. 2016-2017

Strutture in cemento armato



Introduzione

L'alfabeto greco utilizzato per scrivere la lingua greca ha avuto il suo sviluppo attorno al IX secolo a.C.

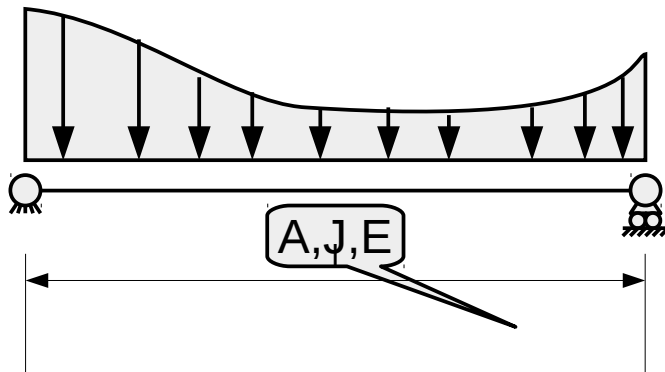
Si utilizza ancora ai giorni nostri, tanto nel greco moderno quanto in matematica, fisica, astronomia, ecc., lo vedremo tante volte applicato nelle formule utilizzate in tecnica delle costruzioni

Tecnica delle costruzioni

Corso: Progetto struttura

Elaborato sulla struttura di un edificio, sul quale si può intervenire architettonicamente, senza variazione di volumi. Realizzare un'architettura ben integrata.

Trave: Elemento lineare o curvo, riconoscibile, appoggiato su due elementi.



Metodo corretto per l'analisi, ma differente per la progettazione SDC ci fornisce il modello fisico matematico per permettere il calcolo delle sollecitazioni in senso stretto, generalizzate.

- $AJ E_s$ - Acciaio (Steel)
- $AJ E_c$ - Calcestruzzo (Concrete)

Sollecitazioni di design (di progetto) M_{SD} N_{SD} V_{SD} derivano dall'effetto del carico distribuito

Lettera	Val. num.
A α	alfa
B β	beta
Γ γ	gamma
Δ δ	delta
E ε	epsilon
Z ζ	zeta
H η	eta
Θ θ	theta
I ι	iota
K κ	kappa
Λ λ	lambda
M μ	mi
N ν	ni
Ξ ξ	xi
O ο	omicron
Π π	pi
P ρ	rho
Σ σ ζ	sigma
T τ	tau
Υ υ	upsilon
Φ φ	phi
X χ	chi
Ψ ψ	psi
Ω ω	omega

- M Momento
- N Azione assiale
- Vtaglio

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \sigma = \frac{M \cdot y}{J}$$

Formula di Saint Venant

$$\tau = \frac{V \cdot S_A}{b \cdot J}$$

Formula di Jourawski

$q = F/L$ [KN/m] Rappresenta l'azione già modellata, in KN se si tratta di una forza concentrata, o rapportata al m² se la forza è applicata su una superficie

Sono due protagonisti che provano distruggere l'edificio:

1. L'azione
2. La struttura stessa (legno, calcestruzzo e acciaio)

L'effetto del vento, calcolato come una pressione che agisce su un'area, abbiamo dunque una forza, considerata carico distribuito se agisce su una superficie unitaria

Oltre al modello fisico (SDC) per i fenomeni atmosferici, dobbiamo definire le quantità statisticamente, quindi è necessario anche un modello statistico.

Di base, ci sono due elementi:

3. **Azioni** Ciò che tenta di distruggere la struttura: bisogna tutelarsi operando una buona struttura; MSD, NSD, VSD
4. **Resistenza** (Con definizione statistica e di probabilità) La struttura stessa oppone resistenza alle azioni, necessita del materiale sufficientemente resistente con la corretta geometria; M_{RD} , N_{RD} ; $V_{RD} \rightarrow$ Azioni resistenti di design (progetto)

La capacità portante è funzione dell'area [m²], dell'inerzia J [m⁴] e del modulo elastico del materiale **E** [c = concrete; s = steel]

$\sigma_{max} = \frac{M \cdot h/2}{J}$ I materiali hanno una resistenza massima chiamata capacità massima di un dato materiale con la propria sezione, che ci serve per vincere le azioni.

$$J \cdot \sigma_{R,D} = M \cdot h/2 \rightarrow M_{R,D} = 2 \frac{J \cdot \sigma_{R,D}}{h}$$

Definire queste due quantità (A e R) il nostro scopo è quello di raggiungere la disuguaglianza di progetto, per la quale cioè:

Sollecitazione generalizzata di design $S_D < R_D$ resistenza di design

$$\Rightarrow M_{SD} < M_{RD}$$

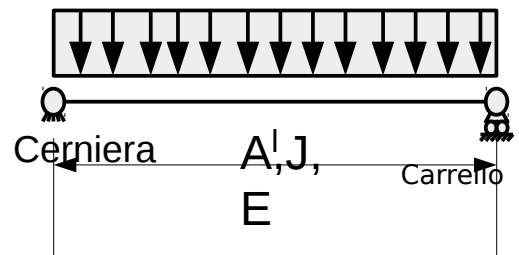
Se non è verificata la struttura non è sufficientemente resistente per evitare il collasso quando sottoposta alle azioni di progetto: la probabilità di collasso è elevata.

In sintesi, vanno definiti:

- modello fisico matematico
- metodo di progetto dell'edificio
- modello statistico/probabilistico
- stati limite

4 tipologie di carichi

- F Forza concentrata
- F/l Forza per lunghezza
- F/l² Forza per unità di superficie, es. pressione
- F/l³ Forza per volume, es. peso specifico del materiale



Scopo dare comfort e proteggere, resistere all'uso stesso dell'edificio (prestazioni corrispondenti all'uso)

Vita utile edifici ordinari 50 anni; edifici strategici (ospedali, infrastrutture...) 100 anni con corretti cicli de manutenzione

Il periodo di ritorno (tempo medio tra due eventi) interagisce con la vita dell'edificio nella definizione delle sollecitazioni di progetto.

Modello fisico e modello statistico o modello Gaussiano¹ (funzione densità di probabilità statistica)

il valore medio \bar{a} ha probabilità di superamento del 50% $\int_0^{\bar{a}} f(p) = 50\%$;

più significativo è il valore caratteristico, a_k con probabilità di superamento del 95%

¹ Curva definibile da media e deviazione standard, sempre vincolata da questi due parametri.

Più ci si avvicina al valore massimo ($p=100\%$) maggiore è l'onere economico

Vita di un edificio x vita indeterminata

\bar{a} → valore significativo ma non sufficiente ai nostri scopi, ci serve un valore più alto, "caratteristico", per tutelare la vita di chi abita l'edificio ed evitare danni economici.

Avvicinarsi ad una probabilità del 100% → rende la struttura sovradimensionata per reggere a sollecitazioni via via meno probabili.

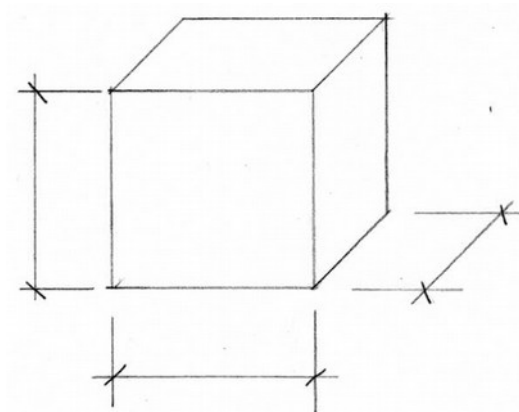
a_k → valore caratteristico preso come massimo, lascia a sinistra il 95% di probabilità di avvenimento; c'è un 5% di probabilità che la struttura sia sottoposta a sollecitazioni superiori nella sua vita utile.

es. Edificio a Milano a 50-100m di altitudine

Pressione del vento (non costante) esercitata in facciata = 180 kg/m² (semplificazione)

AZIONE - modello fisico e statistico, definiamo un valore caratteristico (F , F/l , F/l^2 , F/l^3); si divide in

1. Carichi permanenti G_k (risiedono sulla struttura per tutta la vita utile, es. peso proprio)
2. Carichi variabili Q_k (temporanei e ripetuti, non copiano tutta la vita utile), es. Carico utile (affollamento degli occupanti, mobilio), vento, neve
3. Carichi propri strutturali

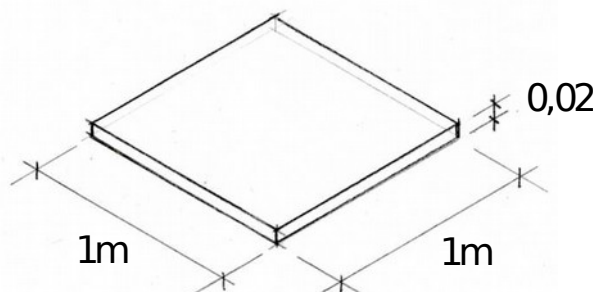


Peso proprio della trave in calcestruzzo (CLS): volume del prisma prisma ha un volume $b \cdot h \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = [F/L]$

Carichi permanenti portati (Sottofondo, pavimenti)

Troviamo un prisma a base quadrata

Esempi:



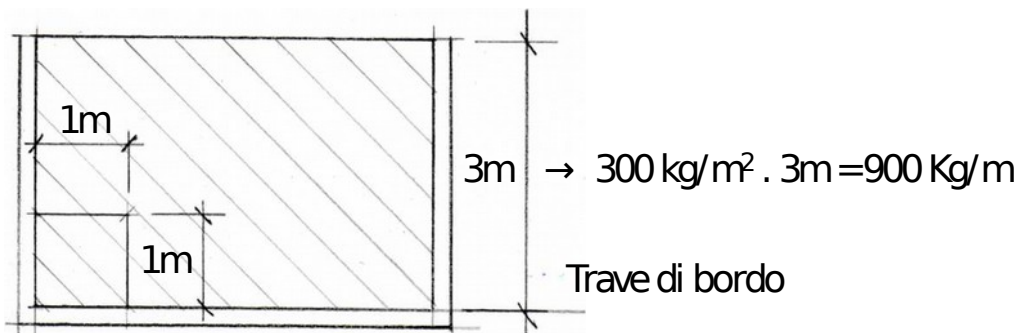
- **Marmo** pavimento da 2 cm peso specifico 2500 kg/m³ 2500 kg/m³.
0,02m = 50kg/m² → F/l²
- **Legno** pavimento da 2 cm [peso specifico 500 kg/m³] 500 kg/m³. 0,02m
= 10 kg/m² → F/l²
- **Granito** pavimento da 2 cm [peso specifico 2700 kg/m³] 2700 kg/m³.
0,02m = 54 kg/m² → F/l²

NB.: Sottofondo minimo 4cm; non eccedere, per non appesantire

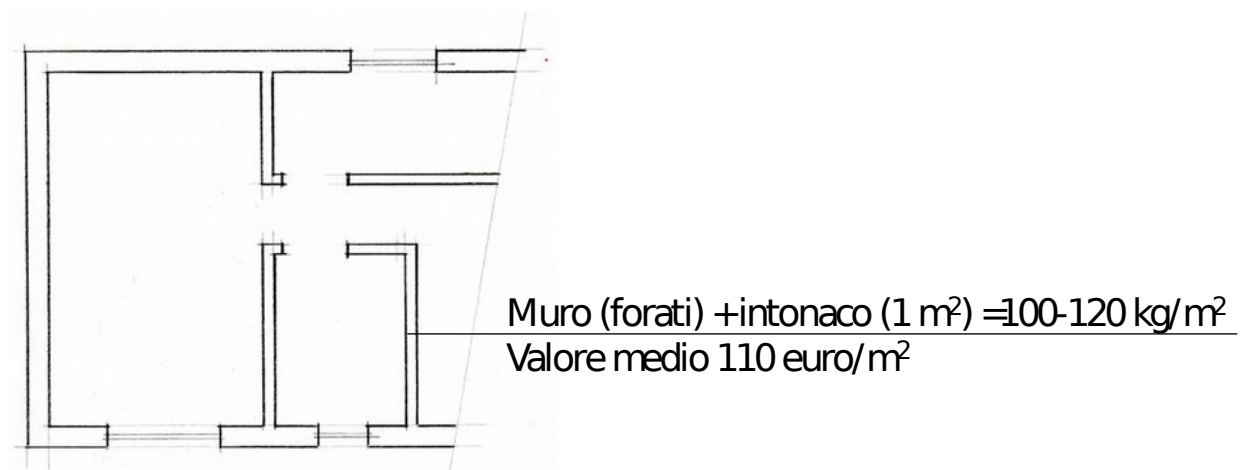
Es.: Intonaco (schede tecniche) 20-25kg/m²

Tamponamenti sulle strutture

1. Facciata - di competenza delle trave di bordo e di facciata
2. Standard interni
 1. Mattoni
 2. Cartongesso rasato



Carichi di linea su una superficie



Carichi meteorologici

Agiscono sulla struttura solo per periodi, anche lunghi, ma temporanei

- Neve - coefficiente d'accumulo 120 kg/m^2 a Milano
- Vento - 180 kg/m^2 a Milano

Carichi di utilizzo

Presenza di persone o cose

- Civile abitazione: 200 kg/m^2
- Uffici, banche, biblioteche: 500 kg/m^2
- Scale e balconi: 400 kg/m^2

Normative 2008, le norme italiane non sono rigidi come Euro codici

Scopo: Definire S_D - sollecitazione del progetto

K: caratteristico, solo x azione

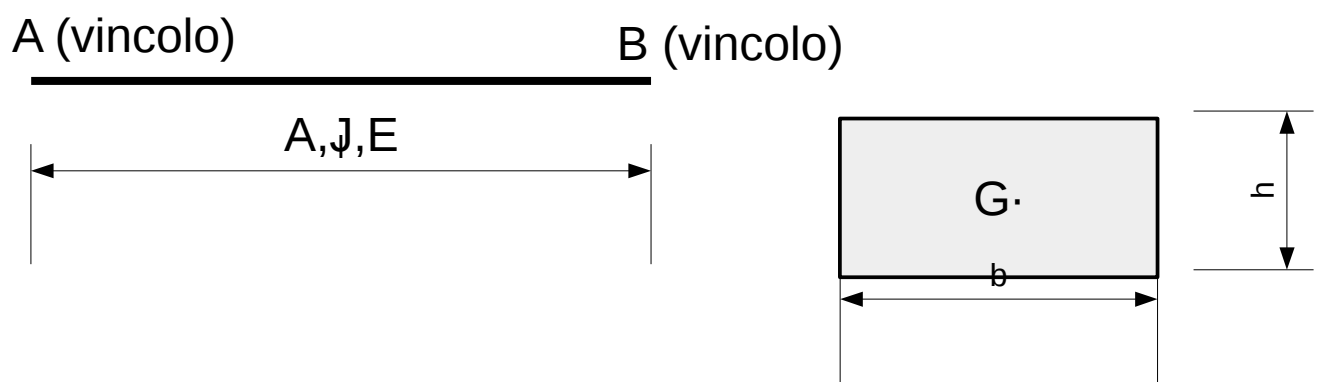
D: design, di progetto, relazionato alla caratteristica, ma trasformato

Resistenza di progetto della struttura si oppone all'azione, funzione della resistenza dei materiali e della geometria della struttura.

Un progetto è valido se soddisfare I requisiti di resistenza; deve valere la disuguaglianza di progetto per cui.

$SD < R_d$ La resistenza del progetto deve essere maggiore che la sollecitazione del progetto

Modello fisico della struttura con lo studio delle azioni



Luogo geometrico di tutti i baricentri successivi della trave di luce «l»

$$A = b \cdot h \quad J = b \cdot h^3 / 12$$

Modulo di elasticità. Parametro del materiale di composizione della trave)

E = 205 000 MPa (acciaio) E = 10 000 Mpa (legno)

Nel 1900: Nelle strutture in acciaio si voleva riprodurre l'idea del **vincolo**, approccio andato perso per il calcestruzzo (monolitico).

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E J}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E J}$$

$$\frac{q \cdot l}{2}$$

$$\frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\frac{q \cdot l}{2}$$

$$(\gamma_F G_K + \gamma_F Q_K) \frac{l^2}{8} = M_{SD}$$

M Momento

N Azione assiale

V Taglio

M_S - «S» di sollecitazione

N_S

V_S

M_{SD} «SD» di sollecitazione di progetto, amplificata (moltiplicata) per γ_F

N_{SD}

V_{SD}

In caso meteo servono dei fattori di contemporaneità per enfatizzare quei valori caratteristiche

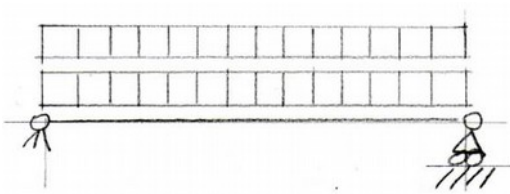
$$M_{S,D} = \frac{l^2}{8} (\gamma_f G_k + \gamma_f Q_k)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \text{ per compressione}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M \cdot h/2}{J} \text{ per flessione}$$

$$\tau_{max} = \frac{V S}{J b} \text{ nel baricentro}$$

Carichi permanenti e variabili invece di aggiungere altre statistiche, aggiungono 1 fattore

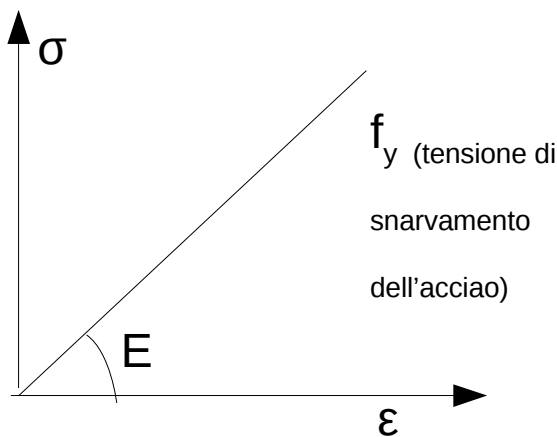


Q_k carico incrementato del 50%
 G_k carico incrementato del 30%

$$\underbrace{\gamma_f}_{1,3} \cdot G_k + \underbrace{\gamma_f}_{1,5} \cdot Q_k$$

Legge costituita del materiale

E_c (calcestruzzo), E_s (acciaio), E_w (legno) - modello di elasticità del materiale (tutti mostrano un termine alla curva, ovvero la **resistenza ultima del materiale**)



Resistenza al 5% o 90% ? Dobbiamo lavorare con la tensione di snervamento resistenza minima dell'acciaio

$$\sigma_{max} = \frac{M \cdot h/2}{J} \rightarrow f_{yd} = \frac{M \cdot h/2}{J} \rightarrow M = \frac{2 f_{yd} \cdot J}{h}$$

Quasi ogni edificio è un prototipo industriale

L'ambiente influenza ogni contesto, ci saranno sollecitazioni e influenze climatiche, fisiche diverse.

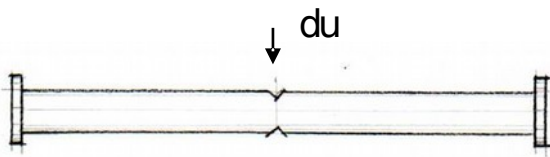
Valutiamo la variabilità delle sollecitazioni e delle resistenze meccaniche della struttura.

Una buona progettazione deve avere sicurezza e essere economica.

Variabilità nei materiali: bisogna verificare che il materiale abbia le caratteristiche richieste per il progetto.

Campionare il materiale di costruzione, resistenza a compressione (CLS) e resistenza a trazione e duttilità (acciaio).

Duttilità dell'acciaio

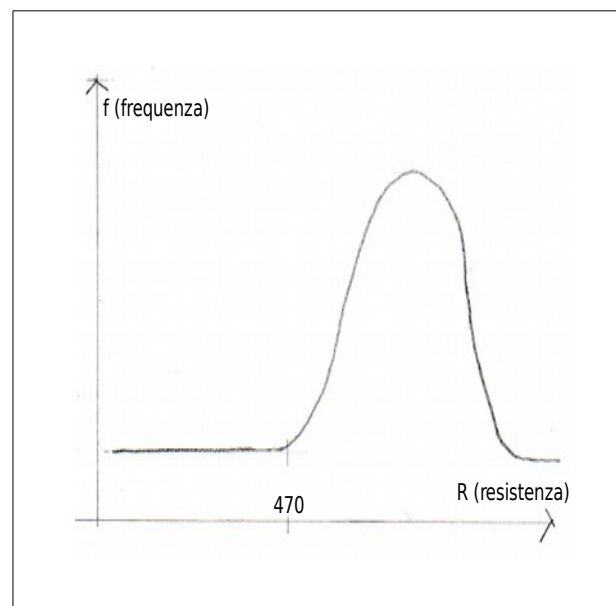
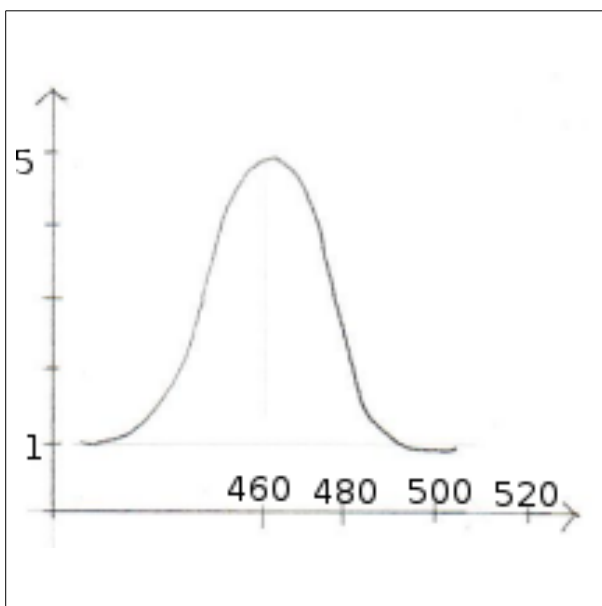


I materiali devono seguire le caratteristiche delle normative

Tensione di rottura f_t [N/mm²] 621,90MPa

Tensione di svernamento f_y [N/mm²] 489,80 MPa

Resistenza caratteristica: resistenza su cui facciamo affidamento



La resistenza deve essere maggiore che la resistenza di affidamento:

$$R > R_K = 450 \text{ N/mm}^2$$

Quello che interessa è determinare la resistenza che ha la probabilità di 1/1000 di essere minorata, cioè di trovare resistenze di prelievo effettive inferiori a 470MPa²

470 R R (resistenza)

Analogamente vale per la resistenza del calcestruzzo (CLS)

RCK Resist. a compressione N/mm ²	30
Lunghezza cm	15
Larghezza	15

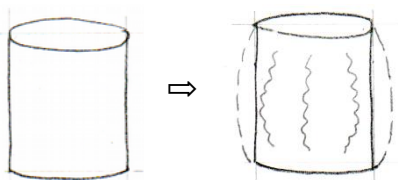
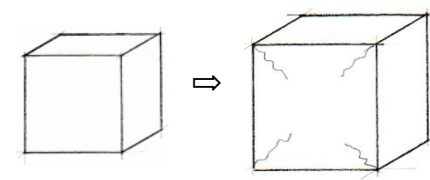
² Mpa = N/mm²

Altezza cm	15
Massa Kg	7,9
Rettifica	NO
Carico FC kN	791

Stabilito dall'eurocodice (EC2 DM 14.1.2008)

Classe di resistenza norme europee)

Esempio: C 25/30 (25,resistenza nel cilindro e 30, resistenza nel cubo)

Provino cilindrico	Provino cubico
 <p>Cede nel mezzo</p>	 <p>La rottura nel cubo avviene a forma di doppia piramide compentrata</p>

$$R_m > R_{ck} + 1,4 S$$

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(R_i - R_m)^2}{n-1}}$$

$$R_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

R_m Resistenza media dei prelievi [N/mm²]

R_{ck} Resistenza caratteristica

R_i resistenza del singolo campione

S Scarto quadratico medio

Tanto più stretta è la curva, tanto minore è lo scarto, e quindi la resistenza aumenta

C resistenza cilindrica/cubica	
C 8/10	
C 12/15	
16/20	
...	
C 25/30	Civile costruzione
...	
C 70/85	Torre Lombardia
...	
C 90/105	Petronas Tower (per usare questa resistenza dobbiamo avere un'autorizzazione)

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad \bar{R} = 36 \text{ N/mm}^2 \quad S = 4 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m > R_{ck} + 1,4 \cdot S \quad 36 > 30 + 1,4 \cdot 4 = 35,6 \quad \text{OK}$$

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad \bar{R} = 38 \text{ N/mm}^2 \quad S = 6 \text{ MPa}$$

$$R_m > R_{ck} + 1,4 \cdot S \quad 38 > 30 + 1,4 \cdot 6 = 38,4 \quad \text{NO!}$$

Scarto minore = maggiore affidabilità del materiale

La distribuzione di probabilità della sollecitazione deve essere “minore” di quella della resistenza; meglio: la probabilità che la resistenza sia inferiore alla sollecitazione deve essere “molto piccola”.

Lavorando con valori caratteristici: $S_k < R_k$

Esempio: **Acciaio per armature del calcestruzzo** (B450C)

- $f_{y, \text{nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di snervamento
- $f_{t, \text{nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di rottura;
- $\varepsilon > 7,5\%$ allungamento a rottura

Stati Limite Ultimi (SLU) e Stati Limite di Esercizio (SLE)

Capacità portante ultima $R_d > E_d$ (Valore di progetto dell'effetto delle azioni)

Classificazione delle azioni

- Permanenti (K)
- Variabili (Q)
- Eccezionali (A)
- Sismiche (E)

Combinazioni delle azioni

- Fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{0,3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Caratteristica (rara, SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + Q_{k1} + \psi_{0,2} \cdot Q_{k2} + \psi_{0,3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Frequente

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

- Quasi permanenti

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

- Sismica

		Coefficiente γ_F	EQ	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ³	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qj}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tre valori di combinazione (ψ fattore di contemporaneità)

- ψ_{0j} Q_k frequenza di uso comune
- ψ_{1j} Q_k frequenza quasi permanente
- ψ_{2j} Q_k frequenza rara ma ancora significativa

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 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

Tabella 1: Valori dei coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.I in NTC)

Q_k è il carico variabile; il suo valore varia in base alla destinazione d'uso.

Carico centrale

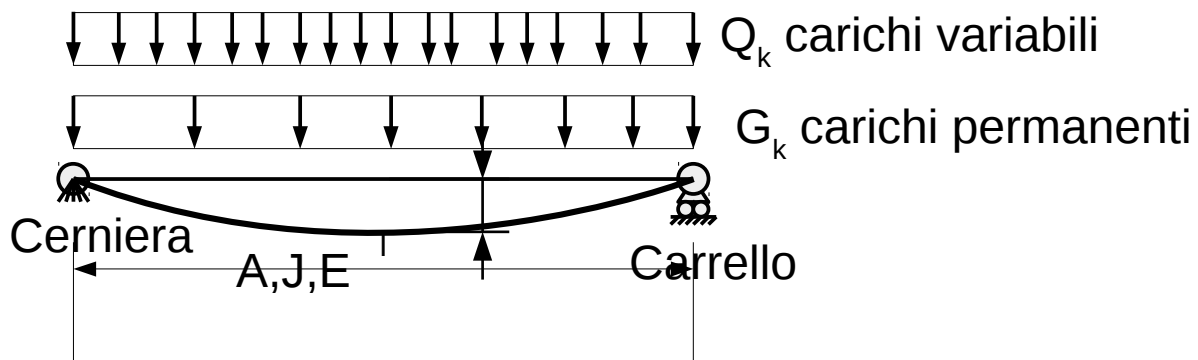
Carico uniforme

Struttura di un edificio in 3D

³ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Azioni

- Modello fisico matematico $S_D < R_D$
- Modello statistico
- Valori caratteristici Q_k G_k
- F forza concentrata
- F/l forza per lunghezza
- F/l^2 forza per superficie
- F/l^3 forza per volume



Da cui otteniamo M_S V_S N_S sollecitazioni generalizzate (momento flettente, taglio, azione assiale) che prendono il ruolo di S_D nella disuguaglianza:

Sollecitazione generalizzata di progetto $S_D < R_D$

Valutiamo la disuguaglianza di progetto per rispondere a due problemi distinti:

1. Tutela della vita umana \Rightarrow **SLU** Stato Limite ultimo, situazione ultima dell'edificio al collasso
2. Utilizzabilità della struttura \Rightarrow **SLE** Stato Limite di Esercizio, la struttura non collassa, ma si deforma oltre il tollerabile.

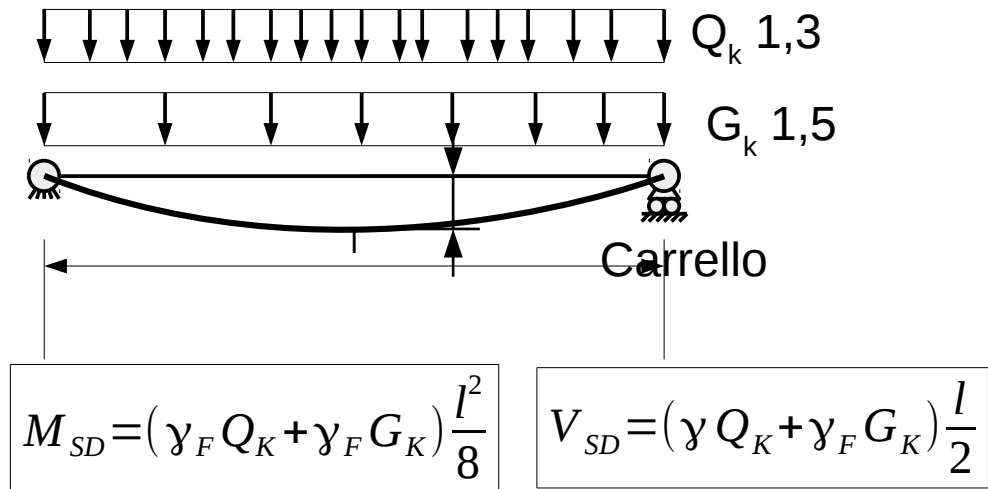
SLU $\gamma_F = 1,3$ per carichi (Q_k) permanenti propri +30%
 $\gamma_F = 1,5$ per carichi (G_k) portati, variabil, +50%

SLE $\gamma_F = 1$

$$M_{SD} < M_{RD}$$

Quando combiniamo le azioni allo stato limite ultimo non garantiamo che non si arrivi al collasso, ma ne riduciamo la probabilità; non avremo **mai** la certezza che la struttura non collassi ma

Quando combiniamo le azioni degli stati limite non garantiamo che non arriva al crollo, ma ne riduciamo la probabilità, anche se la probabilità è ridotta al collasso non ne avremo mai la certezza.



Sollecitazione < Resistenza

$$S_D < R_D$$

$$M_{SD} < M_{RD}$$

$$T_{SD} < T_{RD}$$

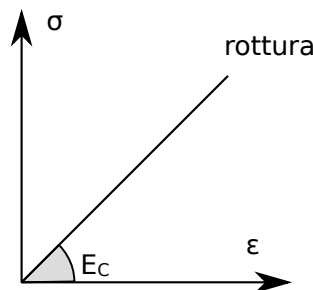
$$V_{SD} < V_{RD}$$

Questo approccio è valido per l'acciaio ed il calcestruzzo ma non è applicabile per strutture in vetro⁴ o legno.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M \cdot h/2}{J}$$

$$T = \frac{V S}{J b}$$



$$\sigma_{rottura} = \frac{M \cdot h/2}{J}$$

↓

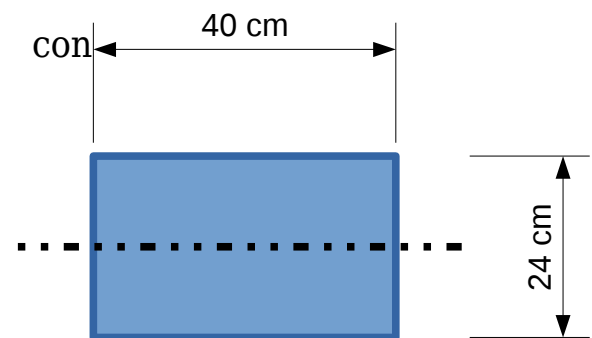
$$M = \frac{2 J \sigma_{rottura}}{h}$$

Dobbiamo trovare un metodo di progetto

Trave: in cantiere è difficile realizzarla con dimensioni esatte (tolleranza tipica 1cm)

Valori caratteristici:

- f_{ck} nel calcestruzzo



⁴ Buona resistenza meccanica, incredibilmente fragile

$$M_{RD} = \frac{2 f_{CD} J}{h}$$

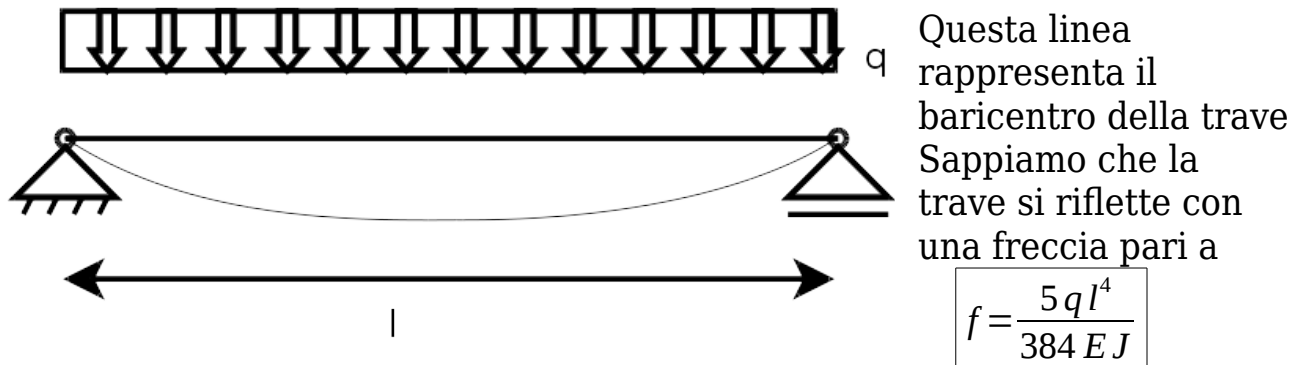
- f_{yk} nell'acciaio

Negli anni '50-'60 il calcestruzzo è stato molto pubblicizzato come materiale da costruzione

il calcestruzzo ma non è vero che è un materiale che si può usare per tutto. Oggi sappiamo che se è confezionato senza particolare cura anche dopo solo 10 anni all'aperto si deteriora.

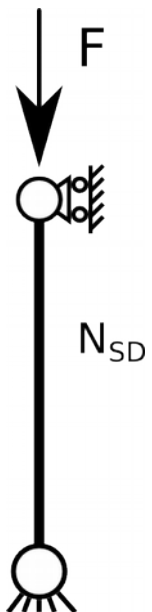
L'Italia è molto specializzata nell'uso del calcestruzzo; ottimo materiale, ma non è utilizzabile per **tutte** le strutture

Trave un caso classico



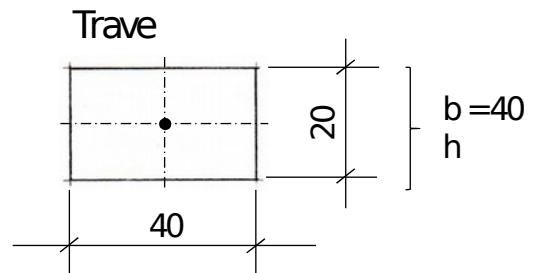
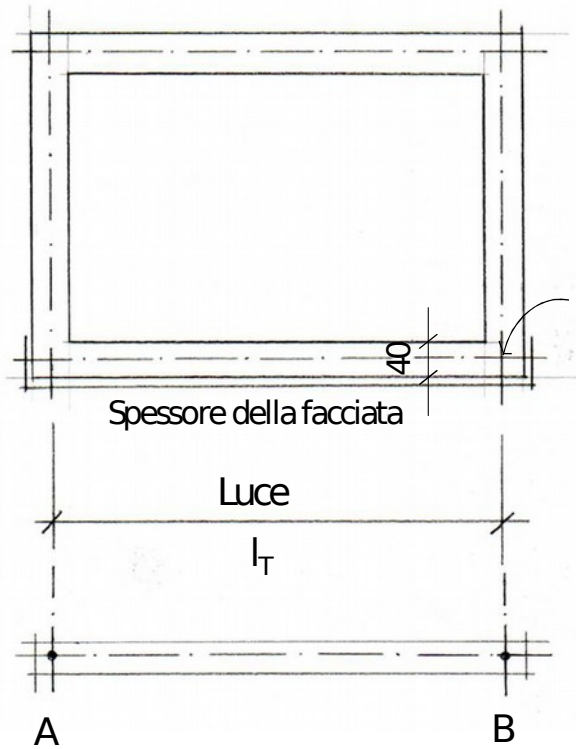
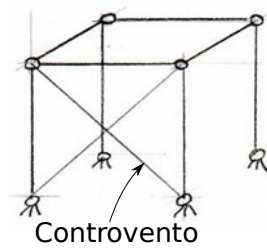
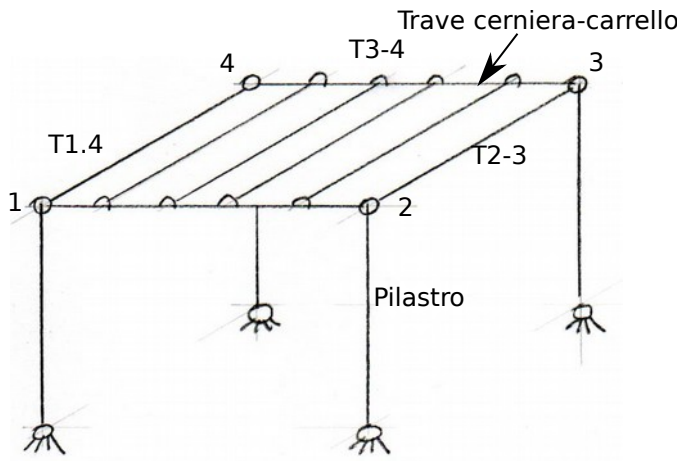
Momento in campata, taglio agli appoggi:

$$M_{SD} = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad V_{SD} = \frac{q \cdot l}{2}$$



La colonna, caricata da un carico F si contrae e sbanda

- In scienze è sul piano 2D
- In tecnica è nel piano 3D dove c'è la minima inerzia non è detto che sia sul piano della lavagna, potrebbe essere l'altro i due piani coincidono solo se il disegno è sullo stesso piano di quello con il momento d'inerzia. Nella realtà tutto è in 3D: gli elementi verticali hanno il prospetto e un altro piano perpendicolare.



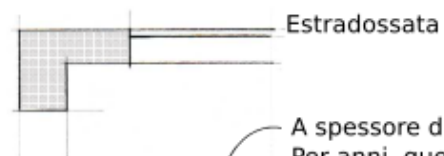
Mezzeria della trave (baricentro)

Incognite

- Luce trave L_T
- Luce solaio L_S
- Altezza trave h_T
- Altezza solaio h_S

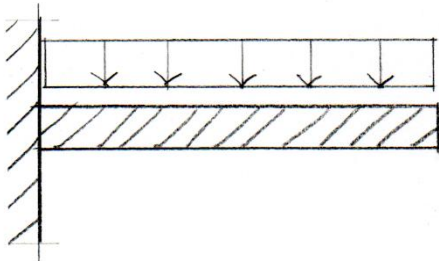
$$\frac{l_T}{h_T} = 20 \quad \frac{l_S}{h_S} = 25$$

Tipi di trave



A spessore di solaio.
Per anni, questo tipo era il più usato, a partire dal 2008 (normative sismiche), può essere usato solo in presenza di controventi.

Trave a mensola



Per esempio: balconi

$$\frac{l_t}{h_T} = 8 \quad \frac{l_S}{h_S} = 12$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} \quad V = q \cdot l$$

Se il solaio è parte in appoggio parte a sbalzo

vale la regole più stretta.

Esempio: sbalzo = 2m

$$\frac{200}{h_s} = 12 \quad H = \frac{200}{12} \rightarrow h_{\text{minima}} = 16,67 \text{ m} \approx 17 \text{ cm}$$

Solaio (in latero cemento)

	cm	cm	kg/m ³	daN/m ²	kN/m ²	
Piastrelle	1		2300	23	0,23	Portati
Allettamento	4		1800	72	0,72	Portati
Barriera al vapore	0,1			0	0,00	Portati
Pannello isolante (legno)	4		160	6,4	0,06	Portati
Massetto porta impianti	7		1200	84	0,84	Portati
Cappa (s>4cm)	4		2500	100	1,00	Propri
Pignatta	24	38	525,4	95,8	0,96	Propri
Travetto		12	2500	144	1,44	Propri
Intonaco	1,5		2000	30	0,30	Portati
Totale	45,6		Totale	555,2	5,55	

Peso singola pignatta	11,5 kg	G1	339,8	3,40	Peso proprio struttura
lunghezza pignatta	24 cm	G2	185,7	1,86	Aggiunti alla struttura
larg. Pign	38 cm				
alt. Pign.	24 cm				

525,402

Combinazioni delle azioni

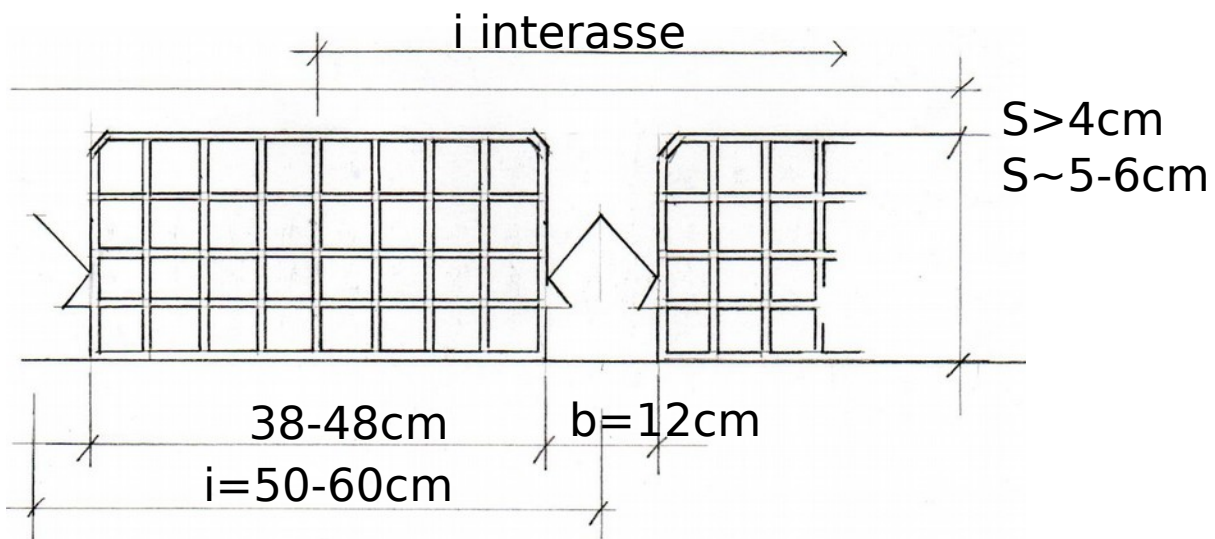
γ fattori di sicurezza

$$P = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{0,2} Q_{k2} + \dots$$

ψ fattori di contemporaneità

G_1 Peso proprio

G₂ Peso permanenti portati
 Q₁ Carico d'esercizio



Q₂ Carico secondario potenzialmente contemporaneo

$i < 15S$
 $b > \begin{cases} 1/8i \\ 80\text{ mm} \end{cases}$

la massa volumica media del blocco di alleggerimento e del travetto può essere stimata in 1100kg/m³.
 In alternativa può essere calcolata dal peso del singolo blocco in modo analitico:



blocco h=24cm, p=24cm, l=48cm, peso dell'elemento 14,5kg; interasse del solaio risultante i=60cm.

$$MV_{\text{laterizio}} = \frac{14,5 \text{ kg}}{0,24 \text{ m} \times 0,24 \text{ m} \times 0,48 \text{ m}} = 524 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad MV_{\text{cls}} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$MV_{\text{solaio}} = \frac{48 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} \cdot 524 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + \frac{12 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 919 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Valor medio del peso di una lastra in latero cemento

Il valore stimato è una **sovrastima** del valore effettivo. Stime ed arrotondamenti

devono essere sempre "a favore di sicurezza", ossia devono ridurre la probabilità di collasso: solitamente le resistenze vanno ridotte, le masse e le sollecitazioni incrementate.

Combinazione fondamentale agli Stati Limite Ultimi (SLU) per solaio di civile abitazione

$$G_1=3,9 \text{ kN/m}^2 \quad G_2=1,76 \text{ kN/m}^2 \quad Q_1=2 \text{ kN/m}^2$$

$$P = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} =$$

$$= 1,3 \cdot 3,9 + 1,5 \cdot 1,76 + 1,5 \cdot 2 = 10,45 \text{ kN/m}^2$$

Valutiamo le sollecitazioni al collasso, quindi incrementiamo I carichi per aumentare la sicurezza.

Carico di neve (cap. 3.4 NTC)

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \cdot q_k \quad \text{carico neve copertura}$$

• μ_i coefficiente di forma della copertura"

- q_{sk} valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo (in kN/m^2)
- C_E coefficiente di esposizione
- C_t coefficiente termico

Inclinazione falda α	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
α_1	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
α_2	$0,8+0,8\alpha/30$	1,6	--

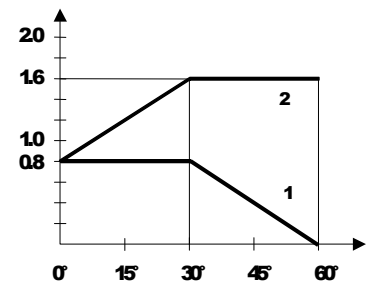


Figura C3.4.1: Coefficienti di forma per il carico neve

Esempio: neve a Milano

$$\alpha_1 = 25^\circ \quad \mu_i = 0,8 \quad q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$C_E = 1 \quad C_t = 1$$

Andiamo a calcolare le combinazioni di carico su balconi e terrazzi, ambienti suscettibili di affollamento.

$$G_1=3,7 \text{ kN/m}^2 \quad G_2=1,3 \text{ kN/m}^2$$

1. Carico prevalente: affollamento $Q_{k1}=4 \text{ kN/m}^2$

Carico "secondario": neve $q_{k2}=1,2 \text{ kN/m}^2$

$$P = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \psi_{0,2} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} =$$

$$= 1,3 \cdot 3,7 + 1,5 \cdot 1,3 + 1,5 \cdot 4 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 13,66 \text{ kN/m}^2$$

2. Carico prevalente: neve $q_{k1}=1,2 \text{ kN/m}^2$

Carico secondario: affollamento $Q_{k2}=4 \text{ kN/m}^2$ (vedi tabella 1 a pagina 14 per i fattori Ψ)

$$P = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \psi_{0,2} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} =$$

$$= 1,3 \cdot 3,7 + 1,5 \cdot 1,3 + 1,5 \cdot 1,2 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 4 = 12,76 \text{ kN/m}^2$$

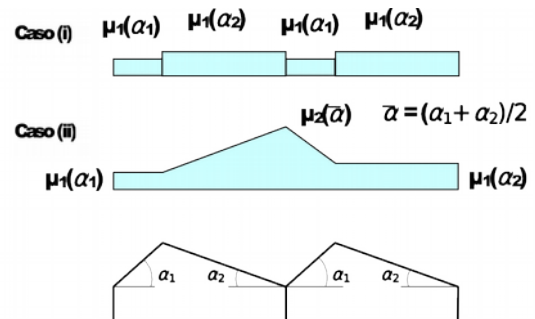
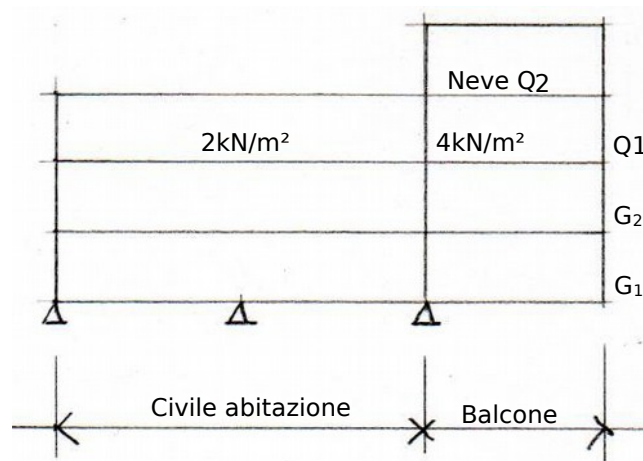


Figura C3.4.2 Coefficiente di forma per il carico neve – coperture a più falde

Vento (cap 3.3 NTC)



Le sollecitazioni indotte dal vento dipendono da

- q pressione cinetica di riferimento
- C_e coefficiente di esposizione
- C_p coefficiente di forma (dell'edificio)
- C_d coefficiente dinamico (assunto pari ad 1)

$$p_w = q \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

La velocità del vento è espressa in m/s

Esempio: Olbia

Tetto con $\alpha=20^\circ$ di un edificio di altezza 16m edificato ad Olbia (Sardegna nord orientale, città di mare)

Olbia → zona 5.

Area urbana (senza molti edifici alti) → classe di rugosità del terreno B

Zona 5, rugosità B, sulla costa → da figura 3.3.2 → categoria esposizione III

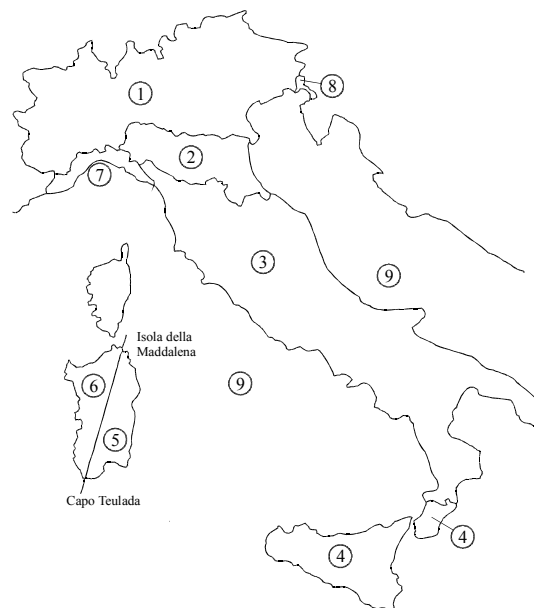


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

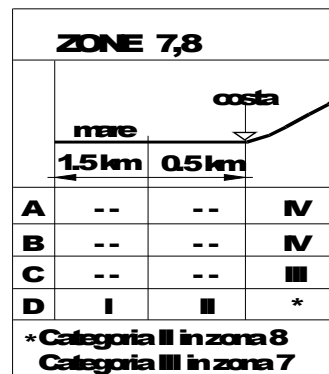
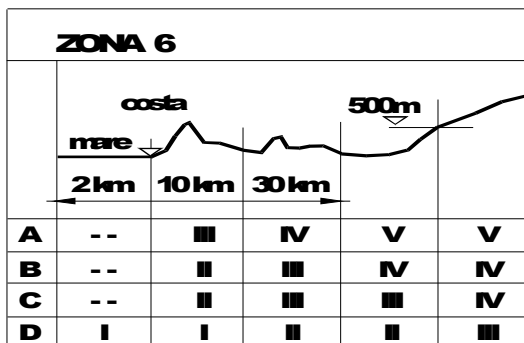
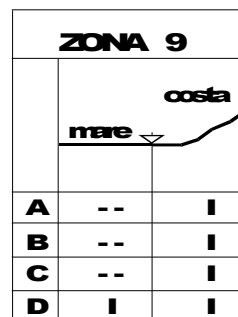
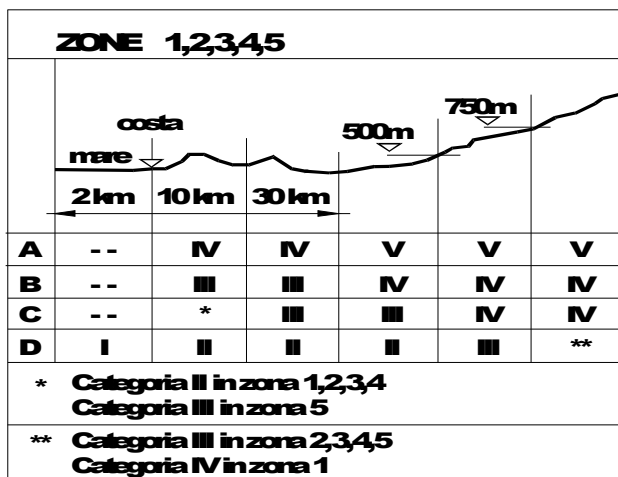


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Da Tabella 3.3.II ricavo:

$$k_r=0,20 \quad z_0=0,10m \quad z_{min}=5m \quad C_t=1 \text{ coefficiente di topografia}^5$$

Ipotizzo $h_{edificio}=16m$

Calcolo poi la velocità di riferimento del vento v_b

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

$$= v_b 0,2^2 \ln(16/0,1)_{b,0} + \ln(16/0,1)_{b,0} \leq \bar{a}_0 2,45$$

Coefficiente di esposizione) per $a_0 < a_s \leq 1500m$

5 Tranne il caso di sommità di colline o pendii isolati

$$v_b = 28 \text{ m/s}$$

Dalla velocità calcolo la pressione cinetica di riferimento

$$q = \frac{1}{2} \rho \cdot v_0^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (28 \text{ m/s})^2 = 490 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} = 490 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

Coefficiente di forma

Se $\alpha < \sim 33^\circ$ C_p è negativo \rightarrow depressione

$$\alpha = 20^\circ \rightarrow C_p = -0,4$$

il carico di vento è **negativo**

$$\begin{aligned} p_w &= q \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \\ &= 0,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,45 \cdot (-0,4) \cdot 1 \\ &= -0,48 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

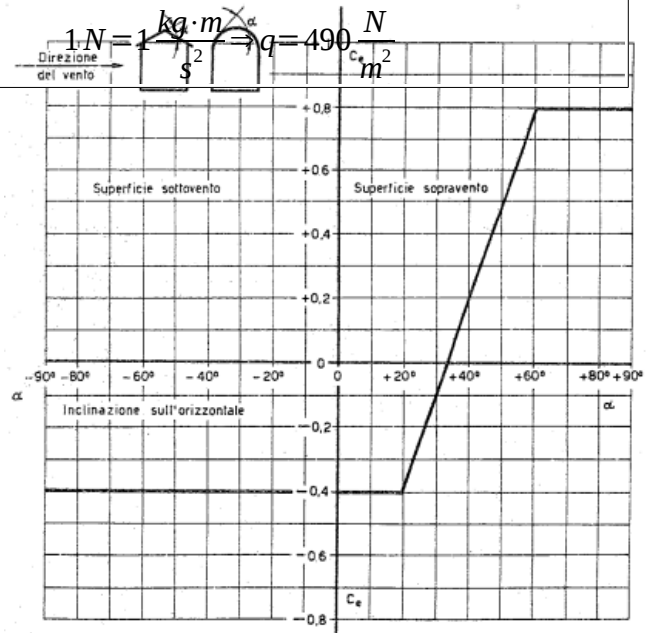
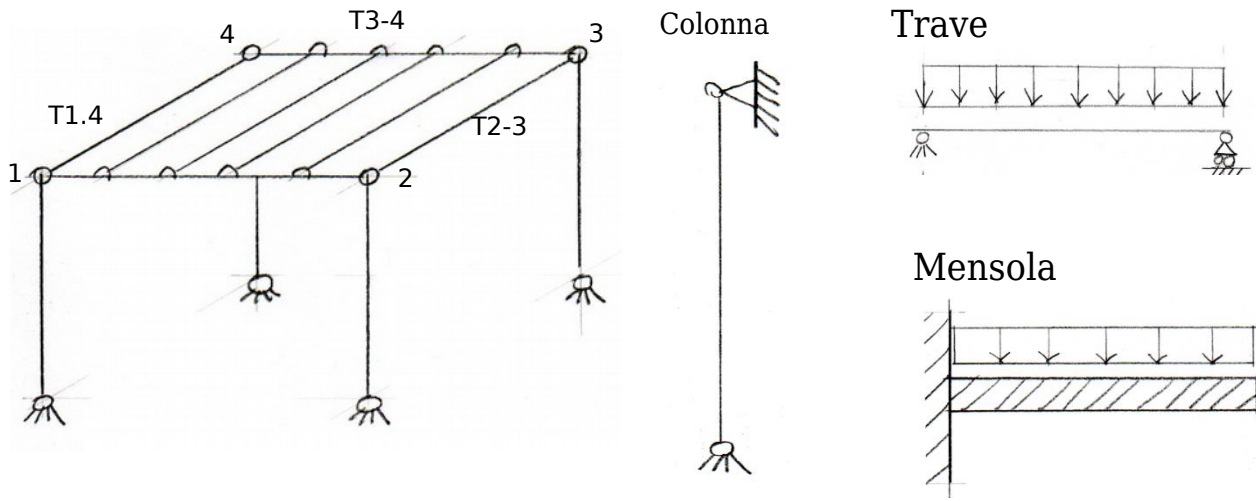


Figura C3.3.2 Valori assunti da c_{pe} al variare di α

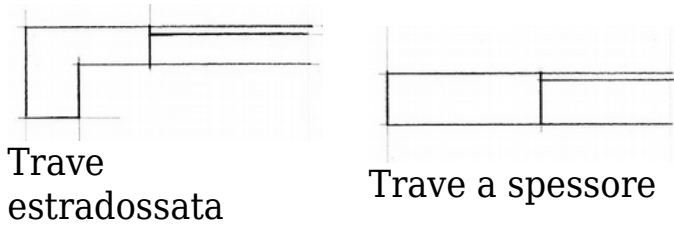
Modello strutturale



Il solaio è concepito come una serie di travi affiancate



Due tipologie di trave:



Nel progetto utilizziamo travi a spessore.

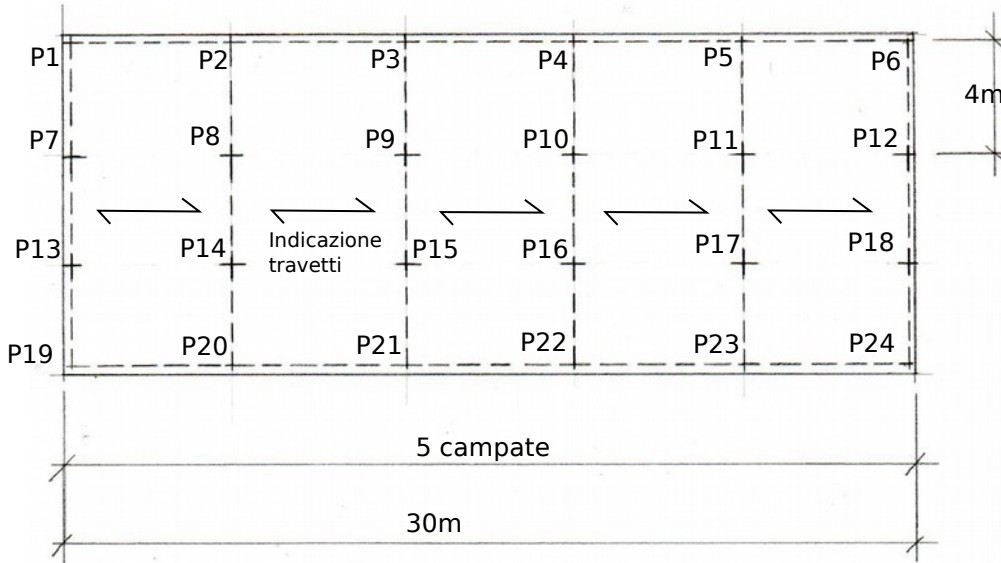
L'obiettivo è dare leggerezza alla struttura, meglio non superare 1550 kg/m^2 . Attenzione al contributo dei sottofondi, facilmente aumentano di molto i pesi.



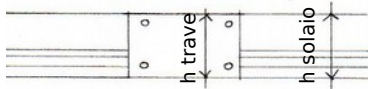
Ogni 30m si deve fare un giunto di dilatazione per motivi termici e sismici.

Sviluppiamo una struttura in calcestruzzo rettangolare di pianta $30\text{m} \times 12\text{m}$

Variante 1



Travi a spessore di solaio $h_{trave} = h_{solaio}$



Maggiore è la luce, maggiore è il momento flettente agli SLU. Visti i

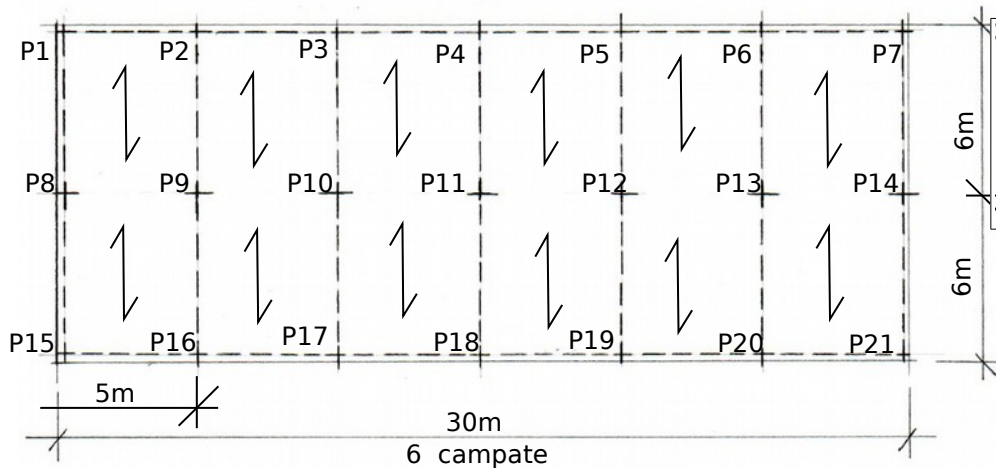
limiti dimensionali privilegiamo travi corte.

$$h_{trave} \geq \frac{l_{trave}}{20}$$

$$h_{solaio} \geq \frac{l_{solaio}}{25}$$

$$h \geq \begin{cases} \frac{l_{trave}}{20} = 20 \text{ cm} \\ \frac{l_{solaio}}{25} = 24 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow h \geq 24 \text{ cm}$$

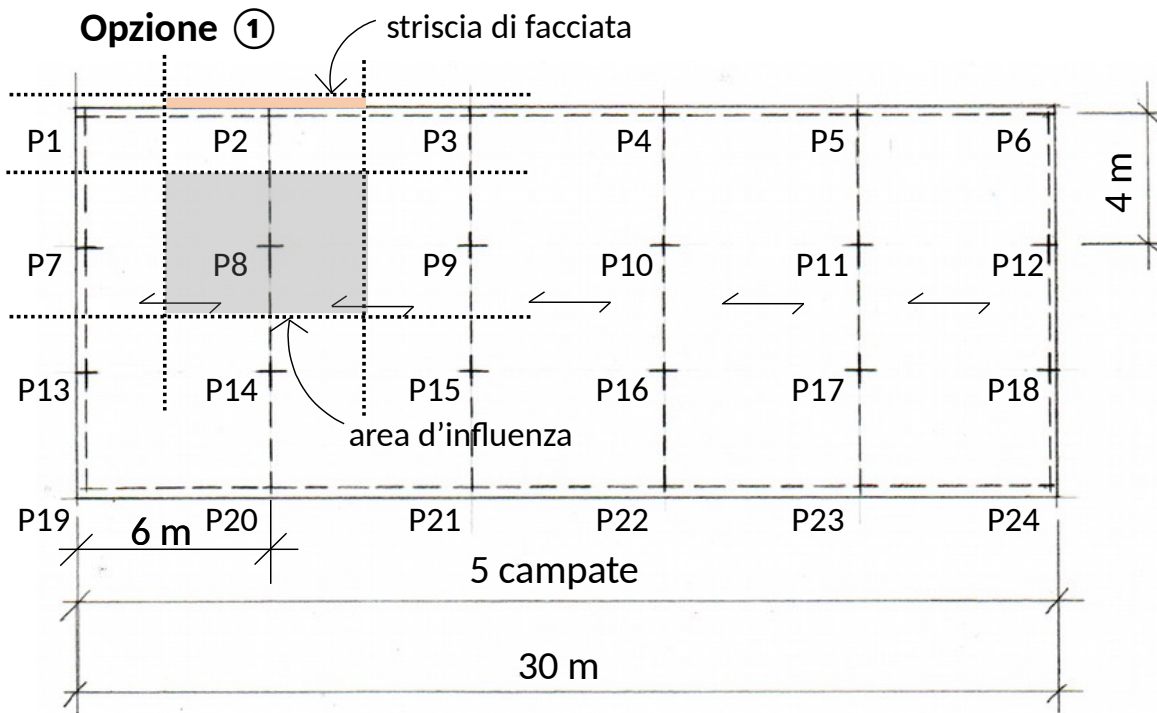
Variante 2



$$h_s = \frac{l_s}{25} = \frac{600 \text{ cm}}{25}$$

$$h_t = \frac{l_t}{20} = \frac{500 \text{ cm}}{20}$$

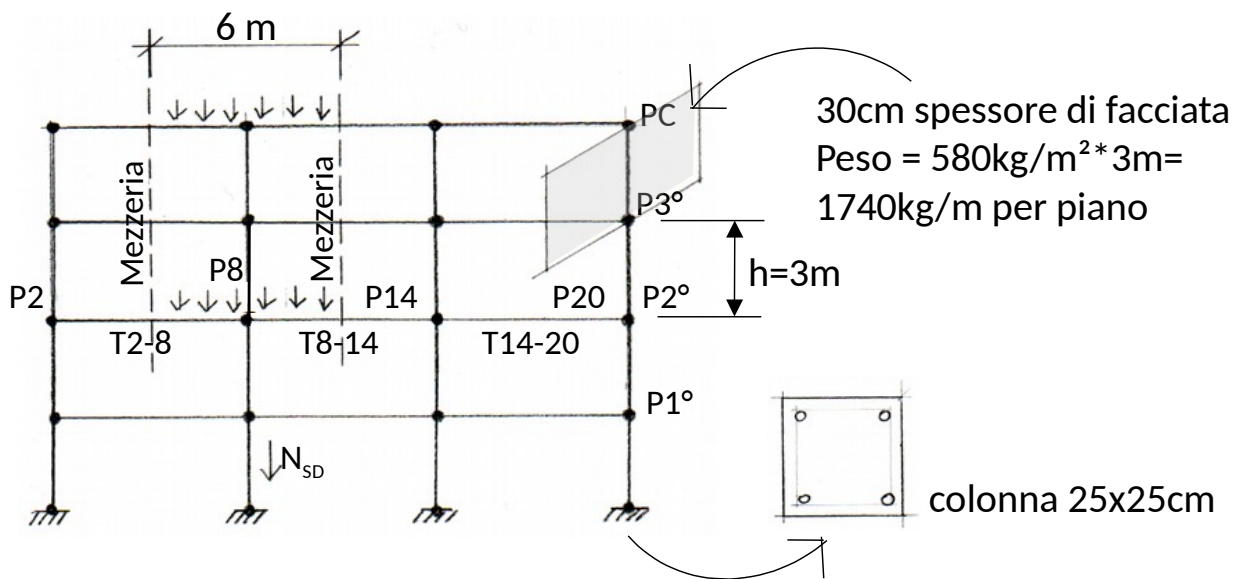
$$h_s = 24 \text{ cm} \quad h_t = 25 \text{ cm}$$



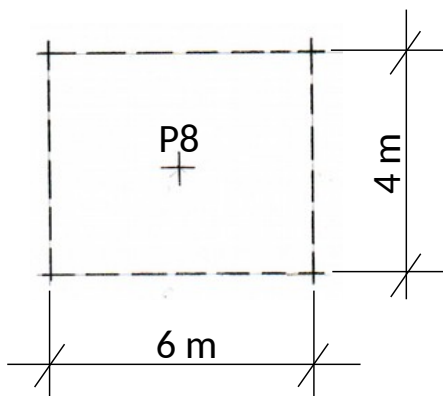
Tracciare le mezzerie nel solaio

Gk Carichi permanenti (valore caratteristico)

Qk Carichi variabili (valore caratteristico)



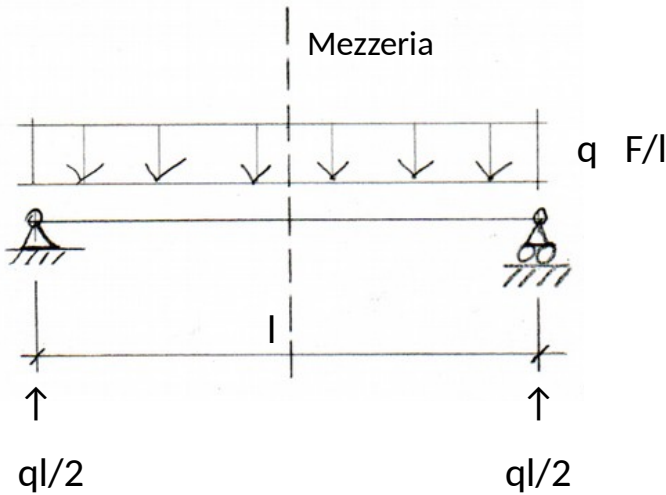
Area d'influenza della colonna 8



$$A_{i_{p8}} = \left(\frac{l_{s1-2}}{2} + \frac{l_{s2-3}}{2} \right) \cdot \left(\frac{l_{t2-8}}{2} + \frac{l_{t8-14}}{2} \right)$$

$$A_{i_{p8}} = 6 \cdot 4$$

$$A_{i_{p8}} = 24\text{m}^2$$



$$(\gamma_F \cdot Gk + \gamma_F \cdot Qk) \cdot A_{ip8} = \underbrace{(\gamma_F Gk_{cop} + \gamma_F Qk_{cop}) \cdot A_{ip8}}_{\text{Copertura}} + 3 \underbrace{(\gamma_F Gk_{ab} + \gamma_F Qk_{ab}) \cdot A_{ip8}}_{\text{3 volte solaio}} = N_{SDp8}$$

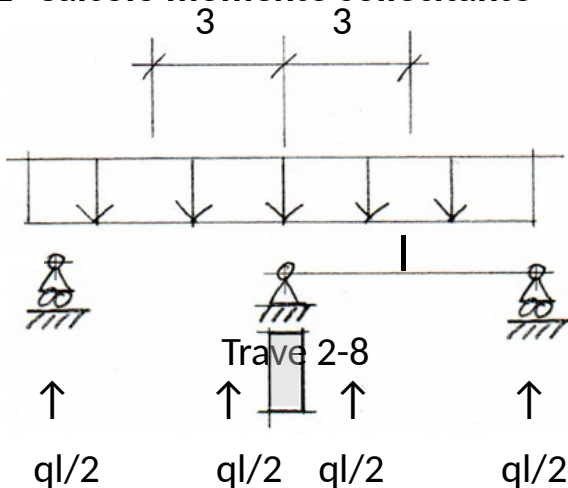
Otengo il contributo che da a quel piano l'azione 8 a terra.

Manca il peso della colonna, non sappiamo ancora la sua dimensione:
 $0,3 \times 0,3 \times 2500 \text{ Kg/m}^3 \times \gamma_F \times 3 \text{ piani} \times 3\text{m}$ (interpiano)

1° Calcolo N_{SD}

$$(\gamma_F Gk_{cop} + \gamma_F Qk_{cop}) \cdot A_{ip8} + 3 (\gamma_F Gk_{ab} + \gamma_F Qk_{ab}) \cdot A_{ip8} = N_{SDp8} + \text{peso colonna stimato}$$

2° Calcolo momento sollecitante



$$(\gamma_F Gk + \gamma_F Qk) \cdot (l_{s12}/2 + l_{s23}/2) = F/l$$

$$F/l^2$$

Carico totale

$$l (6\text{m})$$

lunghezza

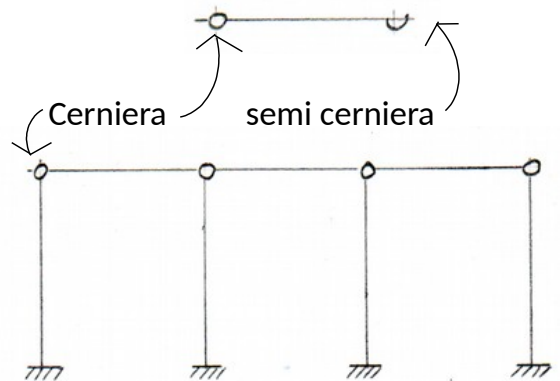
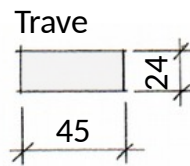
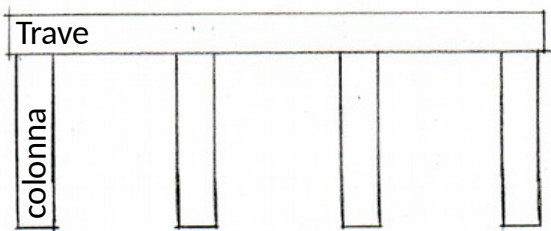
Carico distribuito sulla trave

Quindi

$$M_{SD} = \frac{(\gamma_F Gk + \gamma_F Qk) \cdot (I_{s12}/2 + I_{s23}/2) \cdot l_{28}^2}{8}$$

$$V_{SD} = \text{Carico distribuito} \cdot l_{28}/2$$

Taglio



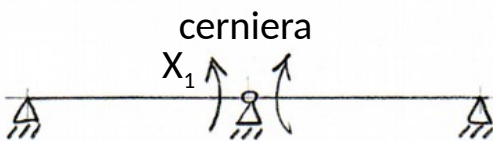
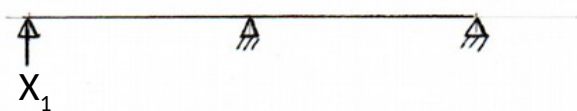
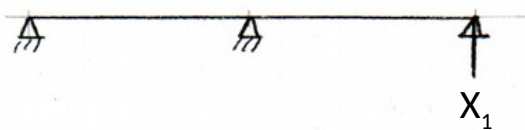
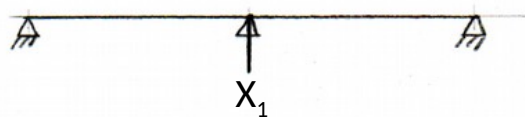
4 vincoli e 3 luci



5 vincoli e 3 luci

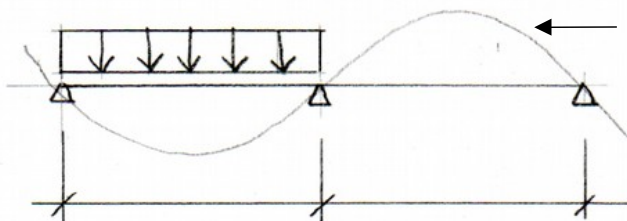


Se eliminiamo i vincoli in più, trasformiamo la struttura di iperstatica in isostatica

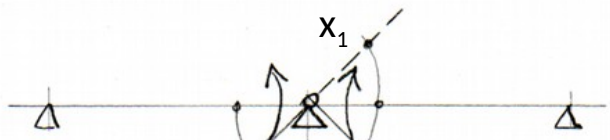
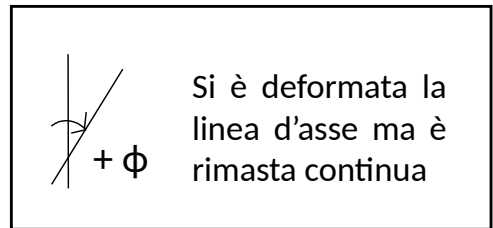


Per rendere la struttura isostatica





La struttura continua si deforma così

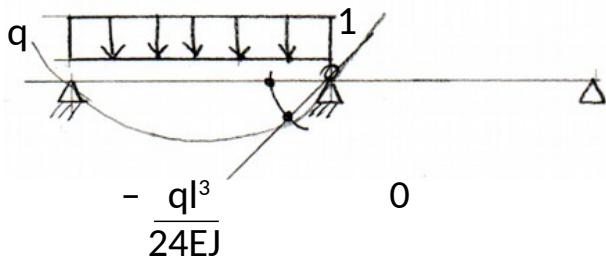


Angolo antiorario

Si può misurare un angolo orario

$$-x_1 l \text{ negativa} \\ 3EJ$$

$$x_1 = l \text{ positiva} \\ 3EJ$$



$$\frac{-x_1 l}{3EJ} - \frac{ql^3}{24EJ}$$

$$\frac{x_1 l}{3EJ} + 0$$

(Rotazione di sinistra) S (rotazione di destra) D

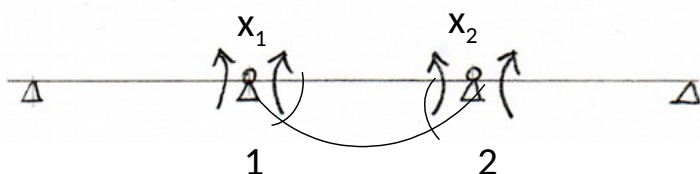
$$\phi_{rel} = \phi_D - \phi_S = 0$$

$$\frac{-x_1 l}{3EJ} - \left(\frac{-x_1 l}{3EJ} - \frac{ql^3}{24EJ} \right) = 0$$

Si crea un'equazione nuova

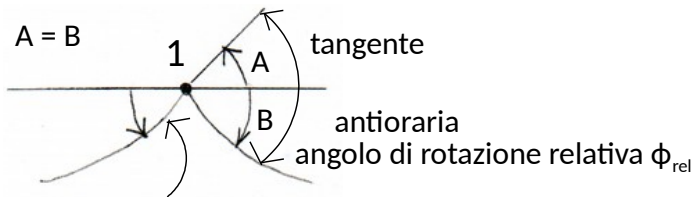
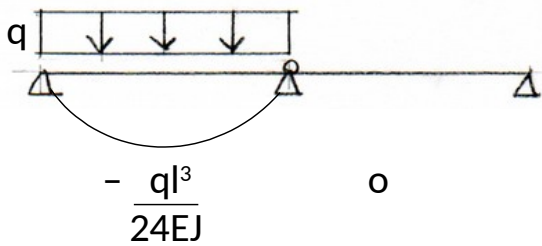
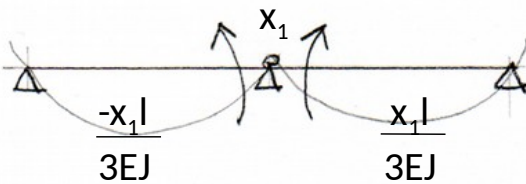
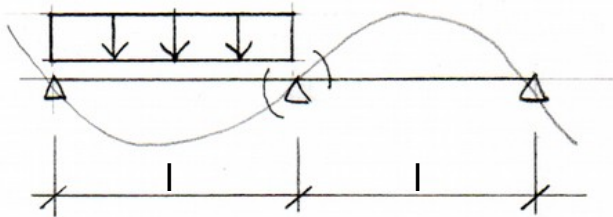
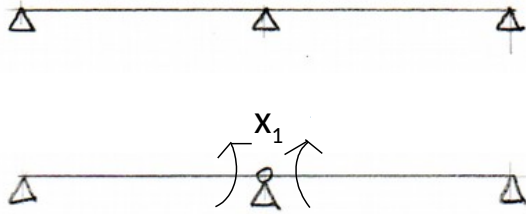
$$-2 \frac{x_1 l}{3EJ} + \frac{ql^3}{24EJ} = 0$$

$$X_1 = -\frac{1}{16} ql^2 \rightarrow \text{questa è una equazione di congruenza}$$

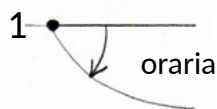


Ha una rotazione nel punto 1 e anche nel punto 2

Metodo delle forze



tratto di linea elastica



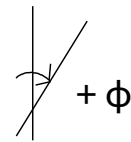
$$\phi_D - \phi_S = 0$$

$$\frac{-x_1 l}{3EJ} - \left(\frac{-x_1 l}{3EJ} - \frac{ql^3}{24EJ} \right) = 0 \quad \text{(equazione di congruenza)}$$

rimane continua

$$X_1 = -\frac{ql^2}{16}$$

valore negativo del momento

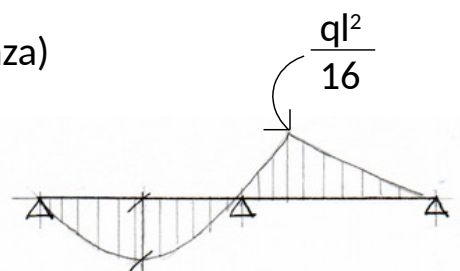


$$\frac{x_1 l + 0}{3EJ} \quad \text{da una parte}$$

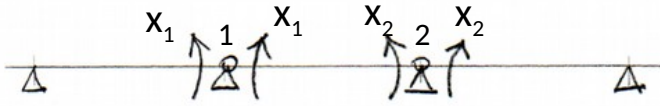
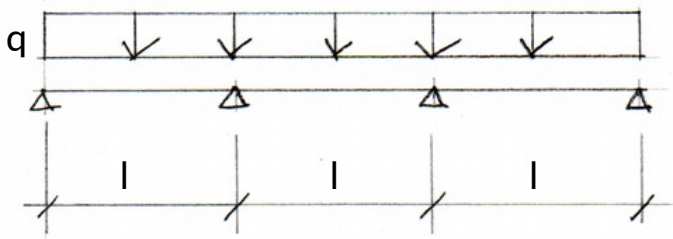
$$\frac{-x_1 l - \frac{ql^3}{24EJ}}{3EJ} \quad \text{dall'altra parte}$$

➔ $\frac{-x_1 l}{3EJ} - \frac{ql^3}{24EJ}$ sinistra

➔ $\frac{x_1 l}{3EJ}$ destra

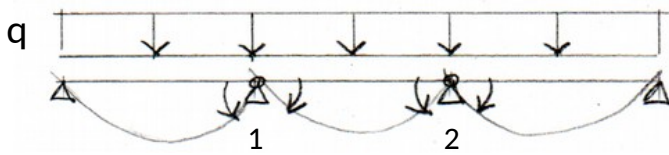
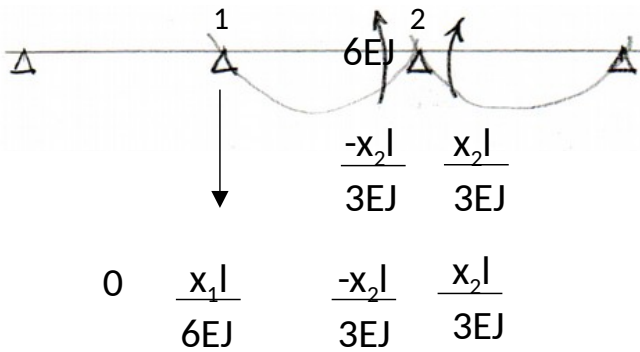


taglio di destra non è uguale al taglio di sinistra



$$\begin{pmatrix} -\frac{x_1 l}{3EJ} & \frac{x_1 l}{3EJ} & -\frac{x_2 l}{3EJ} & 0 \\ 0 & \frac{x_1 l}{6EJ} & -\frac{x_2 l}{3EJ} & \frac{x_2 l}{3EJ} \end{pmatrix}$$

rotazione antioraria



$$\begin{pmatrix} -\frac{ql^3}{24EJ} & \frac{ql^3}{24EJ} & -\frac{ql^3}{24EJ} & \frac{ql^3}{24EJ} \end{pmatrix}$$

1) $\phi_{rel} = \phi_D - \phi_S = 0$

$$\left(\frac{x_1 l}{3EJ} + \frac{x_2 l}{6EJ} + \frac{ql^3}{24EJ} \right) - \left(-\frac{x_1 l}{3EJ} - 0 - \frac{ql^3}{24EJ} \right) = 0$$

$$\phi_{rel} = \frac{2}{3} \frac{x_1 l}{EJ} + \frac{x_2 l}{6EJ} + \frac{ql^3}{12EJ} = 0$$

$$2) \phi_{rel} = \phi_D - \phi_S = 0$$

$$\phi_{rel} = \left(0 + \frac{x_2 l}{3EJ} + \frac{ql^3}{24EJ} \right) - \left(\frac{-x_1 l}{6EJ} - \frac{x_2 l}{3EJ} - \frac{ql^3}{24EJ} \right) = 0$$

$$\phi_{rel} = \frac{x_1 l}{6EJ} + \frac{2}{3} \frac{x_2 l}{EJ} + \frac{ql^3}{12EJ} = 0$$

questo sistema si può scrivere

$$\begin{bmatrix} \frac{2}{3} \frac{l}{EJ} & \frac{l}{6EJ} \\ \frac{l}{6EJ} & \frac{2}{3} \frac{l}{EJ} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{ql^3}{12EJ} \\ -\frac{ql^3}{12EJ} \end{bmatrix}$$

↓
carico

$x_1 = x_2$ le travi sono uguali ma non necessariamente il carico

forma matriciale

$$\begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{10} \\ \phi_{20} \end{bmatrix}$$

$$x_1 = x_2$$

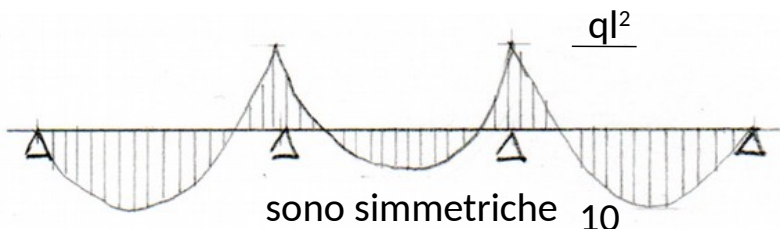
$$\frac{2}{3} \frac{x_1 l}{EJ} + \frac{l}{6EJ} x_1 = \frac{-ql^3}{12EJ}$$

$$\frac{5}{3} x_1 = \frac{-1}{10} ql^2$$

$$x_1 = -\frac{1}{10} ql^2$$

10

diagramma del momento



C25/30



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

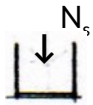
$$f_{ys} = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

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

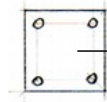
γ_c → Coefficiente parziale di sicurezza del CLS

resistenza di progetto del CLS

$$N_{rd} = A_{CLS} \times f_{cd} + A_s \times f_{ys}$$



$$\sigma_c \leq f_{cd}$$



reagisce a compressione

Dimensionamento pilastro a collasso (consideriamo SLU)

N_c non è mai centrato al pilastro

$$N = 0,8 (A - A_s) f_{cd} + A_s f_{ys}$$

$$A_s > 0,003 \quad A_c = 3\% A$$

Φ ferri acciaio 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24mm per gli edifici < 5-8 piani in utile armatura

$A_s > 0,1 N_{sd} / f_{ys}$ l'area di acciaio deve essere sufficiente per poter incassare il 10% del carico

$$N = 0,8 \left(\frac{A - A_s}{100} f_{cd} + \frac{A_s}{100} f_{ys} \right) \quad \text{Ipotizzando } A_s = 1\% A_{\text{pilastro}}$$

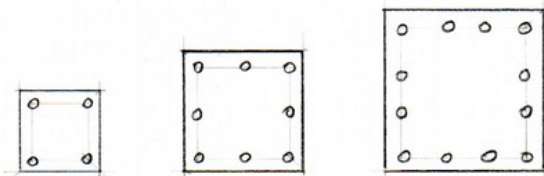
$$b \geq \sqrt{\frac{N_{sd}}{0,8 \cdot 0,99 f_{cd} + f_{ys}/100}}$$

$$N = 1497 \text{ kN}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,1 \times 1497800 \text{ N} = 382,8 \text{ mm}^2$$

$\xrightarrow{391,3 \text{ N/mm}}$ resistenza dell'acciaio

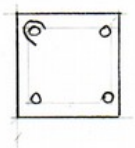
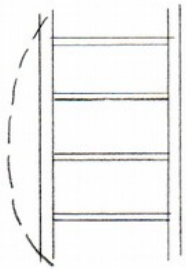
Una norma rispettare la simmetria



Staffe → contengono armature altrimenti rischio l'instabilità

mostra caso: barre $\Phi 6$ $192\text{mm} < i$

50 - 60



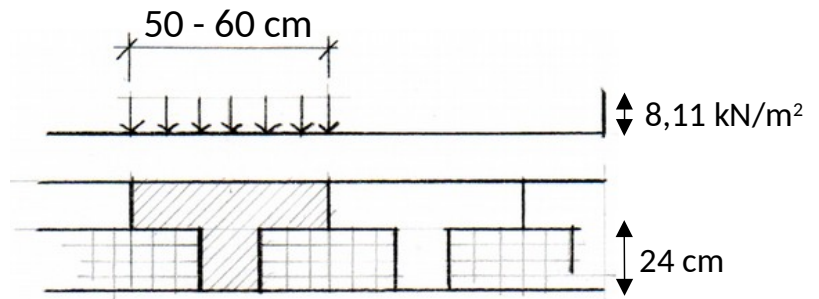
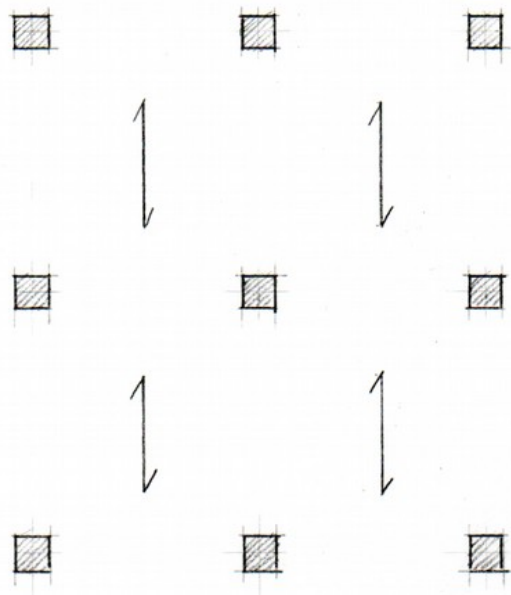
$i = \text{interasse}$

$i = 12\Phi$ mm

250mm

125mm se vicino alle intersezioni (solai e travi)

Dimensionamento del solaio



Sezione

$b = 12$ cm

$i = 60$ cm

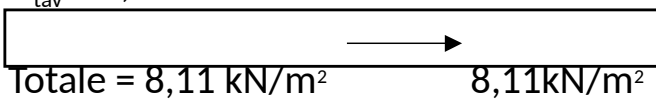
Pianta

Carichi permanenti del solaio

$$G_1 = 3,81 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{tav}} = 1,6 \text{ kN/m}^2$$



Acc 2 kN/m²

$$M_{\max}^+ = 38,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\min}^- = - 47,05 \text{ kNm}$$

$$\downarrow$$

$$\times 60\text{cm} / 1\text{m} = 0,6$$

sul travetto $M^+ = 22,96 \text{ kNm}$

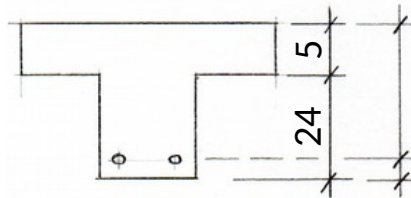
$M^- = - 28,23 \text{ kNm}$

sollecitazioni che si vanno a scaricare sul singolo travetto

1 elemento - permanenti 4,866

Acc 1,2

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 h_{ut} f_{ys}}$$



$$h_{ut} = 24 + 5 - 4 = 25\text{cm}$$

$$C_{nom} = 4\text{cm}$$

$$A_s = \frac{22,97 \text{ kNm}}{0,9 \times 25\text{cm} \times 391,3\text{N/mm}^2}$$

Predimensionamento in **due** sezioni
Area minima di acciaio

$$A_s = \frac{22,97 \text{ N} \times 1000 \times 1000\text{mm}}{0,9 \times 250\text{mm} \times 391,3 \text{ N/mm}^2}$$

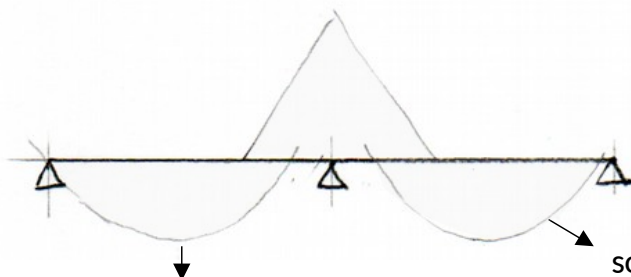
$$A_s = 260,89 \text{ mm}^2$$

$$A_s^- = \frac{28,23 \text{ kNm}}{0,9 \times 25 \times 391,3}$$

$$A_s^- = 320,64 \text{ mm}^2$$

$$\sim 1\phi 12 + 1\phi 16 = 355\text{mm}^2$$

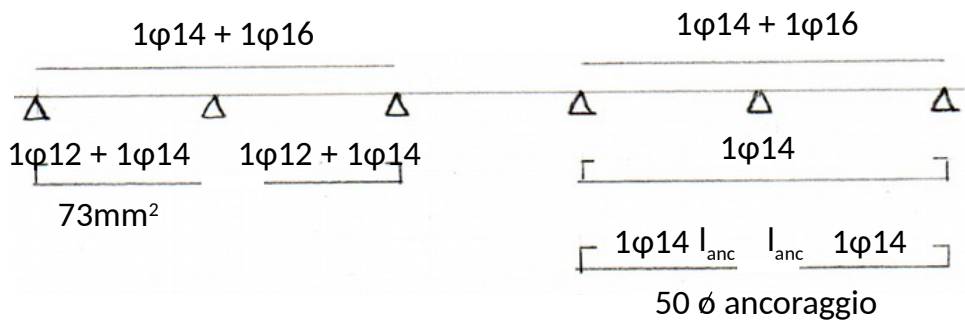
Due aree, due punti



$$A_s = 1\phi 14 + 1\phi 12 = 267\text{mm}^2$$

Sollecitazione disegnale

sollecitazione più bassa
(non è necessario fare la verifica)

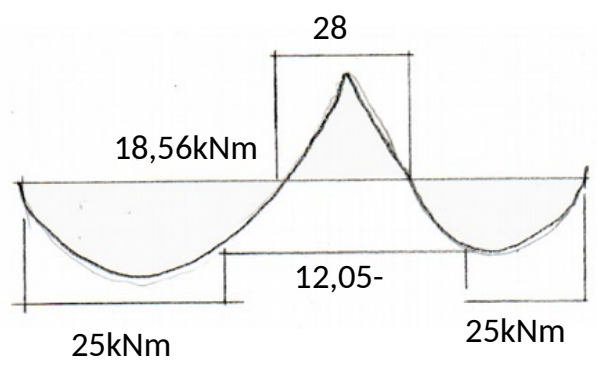
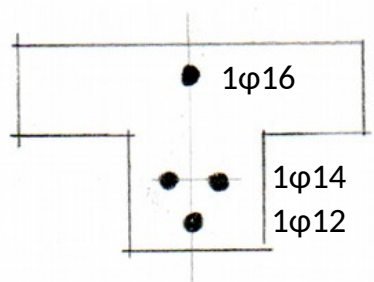
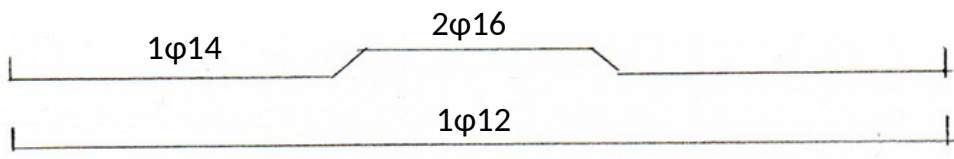


$$A_{s_{inf app}} > \frac{T_{app}}{f_{ys}} = \frac{28,43 \text{ kN}}{391,3 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s_{inf app}} = 72,65 \text{ mm}^2$$

↓

$$73 \text{ mm}^2$$




$$M_{rd} = 38,28 \text{ kNm}$$

Considerare 30φ per il taglio dei ferri

CALCESTRUZZO ARMATO

Il calcestruzzo armato, chiamato anche cemento armato è un materiale composto da:

- Cemento
- Acqua
- Sabbia e ghiaia in proporzione  aggregati

Aggregati ≠ inerti, parola scorretta dal punto di vista fisico-chimico, poiché gli inerti non sono riduttivi ma interagiscono con la pasta di cemento.

LA STORIA

Primi reperti greci risalenti al **200-300 a.C.**

Uso operativo presso i romani, i quali scoprirono che calce idraulica, sabbia e pozzolane induriscono indipendentemente che siano o meno posti nell'acqua: il processo chimico che permette la creazione di questo materiale è, infatti, attivato dalle pozzolane.

Una prima applicazione del calcestruzzo visibile nella **volta del Pantheon** (100 d.C.) realizzata in calcestruzzo alleggerito, grazie all'uso della pietra pomice che ha dimezzato il peso della struttura.

Nel medioevo non si trovano costruzioni in cemento, ma i materiali sono spesso prelevati da costruzioni romane antecedenti. Solo dalla fine del '700 e poi nella metà dell'800 si passa ad un utilizzo su larga scala e in collaborazione con l'acciaio.

L'invenzione del cemento armato moderno la si deve ad un giardiniere nel **1850**: un reti da pollaio all'impasto di ghiaia e sabbia.

Si sviluppa prima la pratica della **teoria**, iniziata solo nel primo trentennio del '900, con lo sviluppo di un modello.

L'acciaio armonico fu utilizzato negli anni **'40-'50** per la prima volta da *Fressiné* per dare azione di compressione al calcestruzzo armato, inventando il **cemento armato precompresso**, materiale che necessitava obbligatoriamente della conoscenza elevata delle tecniche di lavorazione dell'acciaio, poiché la precompressione porta il cemento al limite elastico. La tecnologia della precompressione si divide in:

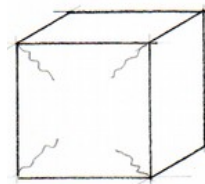
- **Sistemi a cavi pretesi**: con *pretesi* s'intende che sono stati tesi nelle azioni di prefabbricazione; vengono pesate le armature pretese, si realizza il cassero attorno ad esse e poi si effettua il getto. Quando il calcestruzzo raggiunge un certo livello di durezza si lasciano i cavi. Si ottiene così una trave compressa migliore rispetto a quella manuale, ma non è un'operazione effettuabile in sito.

- **Sistema a cavi post tesi:** questa operazione può essere effettuata in sito, si realizza una trave con cavi d'acciaio interposizionati all'interno di guaine in lamiera d'acciaio. Dentro s'inseriscono gli inerti e quando il calcestruzzo si indurisce, con dei cilindri idraulici i cavi vengono tesi fino a superare una resistenza di 16.000 kg/cm^2 . La trave si autocassa (=si forma una gabbia in alto) e la struttura è pronta per essere utilizzata.

I COMPONENTI

- **Acqua:** non può essere salata, poiché corroderebbe le armature in acciaio; non deve contenere sostanze chimiche, né biologiche poiché bloccano la presa del cemento e quindi compromettono la realizzazione dell'opera.
- **Cemento:** polvere che si presenta in due colori grigia e bianca; si ottiene in forni rotanti ad una temperatura di 1240° C . La produzione del cemento comporta un elevato dispendio di energia e se non si superano alte temperature non si forma il cemento: vengono messe a scaldare calcare e tovino, in parte fondono e in parte si addensano in sfere dette Klinker di cemento Portland, che vengono macinate dando origine alla polvere di cemento. A finzze di macinazione diverse si ottengono qualità di cemento diverse:

- 32,5 MPa con resistenza a compressione di 325 Kg/cm^2
- 42,5 MPa con resistenza a compressione di 425 Kg/cm^2
- 52,5 MPa con resistenza a compressione di 525 Kg/cm^2



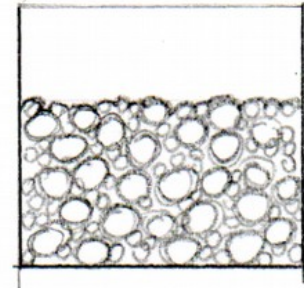
La resistenza a compressione è riferita ad un **cubetto di cemento campione**. Il colore bianco della polvere è dato dal biossido di titanio, che aggiunto al cemento una volta fatta presa, ha proprietà fotocatalitiche: grazie a questo gli inquinanti nox si trasferiscono, vengono resi inattivi, e così anche l'acqua e il sole attraverso questa funzione catalitica, diminuiscono gli agenti inquinanti.

- **Aggregati:** sono sostanze compatte e resistenti, questa resistenza è verificata attraverso la «prova di Los Angeles», gli aggregati vengono posti in un contenitore con sfere di acciaio e in base alla frantumazione si definisce la resistenza. Gli aggregati non sono componenti biologici, vengono lavati e hanno qualità meccaniche. Ci sono due tipi di aggregati:
 - **di fiume** ☑ si prelevano dalla sabbia e dalla ghiaia in prossimità dell'alveo fluviale, ed hanno forme tondeggianti, sferiche;
 - **ricavati da cave** ☑ derivano dalla frantumazione di pietre, hanno forma prismatica, spigolosa;

Servono aggregati di pezzature diverse, quelli più grandi possono essere frantumati per ottenere quelli più fini:

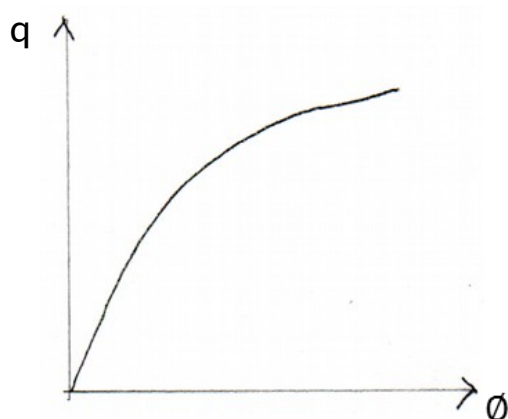
- Sabbia da 0 mm a 1 mm;
- Ghiaino da 1 mm a 4 mm;
- Ghiaietto da 4 mm a 8 mm;
- Ghiaia da 8 mm a 32 mm (in applicazioni quotidiane è raccomandato < 20 mm);

La distribuzione è da fini a grossi
→ se avessero tutti la stessa dimensione rimarrebbero parti vuote. La pressione si concentra in pochi punti di contatto e dimensiona le resistenze degli aggregati. È importante riuscire a riempire al meglio Tutti gli spazi, perciò è bene avere componenti che vanno dal sasso alla polvere, che funge anche da legante.



Esistono **curve granulometriche** che definiscono la distribuzione degli aggregati, sono curve paraboliche che si definiscono attraverso la $\sqrt{\phi}$ e sono di due tipi:

- Di Bonomey, tiene conto della polvere di cemento;
- Di **Füller**, che non tiene conto della polvere di cemento come aggregato;



q = quantità di aggregati assanti attraverso i fori del setaccio;
 ϕ = diametro degli aggregati;

L' aggregato è lo scheletro portante del calcestruzzo, ciò che gli conferisce resistenza a compressione. Le altre prestazioni del calcestruzzo, non dipendono però solo dall'aggregato, ma anche dalla pasta di cemento.

PROPORZIONI TRA I COMPONENTI

In un getto di calcestruzzo ordinario, solitamente troveremo:

1900 kg/m³ di aggregati +
300 kg/m³ di pasta di cemento +
(500 kg/m³ per alte prestazioni)
150 hg/m³ di acqua
(considerando che 1kg=1L)

Importante il rapporto acqua-polvere di cemento $\rightarrow a = \frac{1}{2} c$. Per garantire prestazioni più elevate occorre abbassare questo rapporto con l'aiuto di sostanze fluidificanti.

Mescolando i componenti nella betoniera otteniamo un composto semi-fluido da gettare all'interno della forma detta cassero; il materiale fa «presa» dopo circa 1ora, solidificando. Nel contempo si scalda fino ad arrivare tra i 40°-50° C in funzione del tipo di cemento e di getto. Dopo un giorno diventa un corpo rigido, dopo **28 giorni** raggiunge la resistenza di riferimento, che non è ancora la massima «maturazione».

La reazione che scalda il calcestruzzo è l'idratazione che avviene tra acqua e cemento; affinché ciò avvenga, sono necessari determinati rapporti: solo 0,22 kg si combinano con 1kg di cemento, la restante parte di 0,78 kg evapora, lasciando buchi che abbassano la resistenza del calcestruzzo.

È necessario riferirsi a questo **rapporto stechiometrico**: è sbagliato pensare di utilizzare la relazione 0,22 kg di acqua con 1kg di cemento, l'impasto non si potrebbe fare, per cui si utilizza il rapporto

$$\frac{a}{c} = 0,5 \begin{cases} < 0,5 \text{ kg di acqua} \\ < 1 \text{ kg di cemento} \end{cases}$$

Per avere delle prestazioni più elevate questo rapporto va abbassato, per cui per garantire la formazione della miscela si usano sostanze fluidificanti o super fluidificanti: queste vanno aggiunte nella miscela e garantiscono buone resistenze del calcestruzzo anche con un rapporto $a/c = 0,25$.

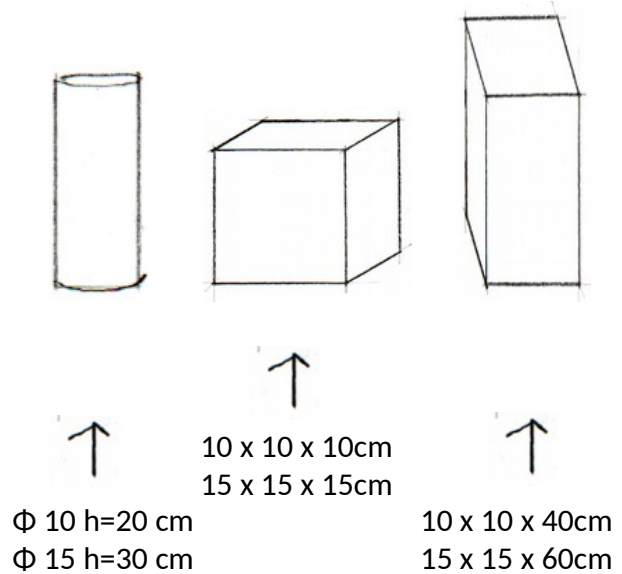
IL CEMENTO PORTLAND

Richiede alte temperature per la sua realizzazione, ed è il meno sostenibile poiché richiede un grande dispendio di energie; ciò nonostante è il più rapido nel raggiungimento della resistenza con un solo giorno di tempo di presa, rilasciando inoltre un grande rilascio di calore. Se il getto è il troppo grande, la quantità di calore può generare fessurazioni. Per questo motivo vengono aggiunte delle pozzolane che, combinate alla calce, migliorano la qualità del materiale, pur allungando i tempi d'indurimento.

PROVE DI RESISTENZA

Le prove di resistenza si effettuano con l'uso di **cubi**, casseri di dimensioni 10 x 10 x 10 o 15 x 15 x 15 che ci permettono di realizzare provini cubici; esistono provini **cilindrici** realizzati con tubi in pvc oppure provini **prismatici** con dimensioni che variano tra 15 x 15 x 60 o 15 x 15 x 40 (meno usati).

→ Per ogni tipologia di prova è bene che ci siano almeno 3 provini.



PARAMETRI

Con queste tre prove è già possibile definire la qualità del calcestruzzo:

- **Prova della resistenza a compressione:** realizzata con provini cilindrici e cubici è la principale delle prove meccaniche;
- **Prova della resistenza a trazione:** realizzata solo su cilindri, a volte prismi (con L=60);
- **Modulo elastico:** realizzato solo su cilindri.

RESISTENZA A COMPRESSIONE

È tipicamente italiano l'utilizzo del cubo per questo tipo di prova; l'obiettivo è trovare il **carico di rottura**. Si opera con l'uso di una pressa idraulica (un cilindro aumenta la pressione dell'olio e quindi aumenta la forza di pressione fino ad un massimo di 250 bar).

→ La pressione della pompa sul provino aumenta finché ad un certo punto il provino non si rompe; il dinamometro misura il limite di compressione.

$$\sigma = (\text{resistenza})$$

$$\text{Ex.: } F = 400 \text{ kN} = 40.000 \text{ kg} \\ A_{\text{provino}} = 10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \quad \sigma = \frac{40.000 \text{ kg}}{10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}} = 400 \text{ kg /cm}^2 (\text{resistenza})$$

Definisco : **R** = resistenza del cubo

f = resistenza del cilindro

Rc = resistenza del calcestruzzo calcolata col cubo

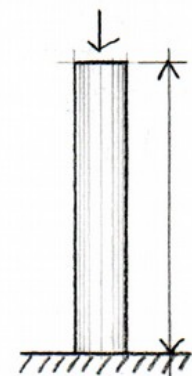
fc = resistenza del calcestruzzo calcolata col cilindro

Se il cubo resiste a 400 kg /cm², il cilindro resiste a 332 kg /cm².

Il cilindro è meno resistente per ragioni **fisiche**, poiché l'altezza è 2 volte il diametro $\rightarrow h = 2 \phi$

Diversamente, il cubo ha base uguale all'altezza $\rightarrow b = h$

La differenza di resistenza si misura già nella macchina di prova: il cubo è tozzo, schiacciando le facce, superiore e inferiore, si generano forze di attrito che ne aumentano la resistenza, che si concentra nella parte **centrale**; anche nel cilindro esistono queste forze di resistenza all'interno, sotto e sopra le due facce, ma data la sua altezza, si perdono al centro dove si misura l'effettiva resistenza del materiale

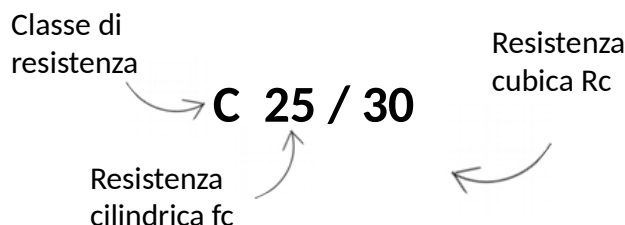


$$\rightarrow \frac{R_c}{f_c} = 0,83 \text{ scarto tra le resistenze;}$$

Il calcestruzzo si frantuma più facilmente nella **parte centrale**, ma resta comunque la resistenza di riferimento del materiale perché in esso c'è un effetto, detto di **confinamento** che nel cubo non è presente.



Il calcestruzzo si caratterizza con la **classe di resistenza a compressione**, identificata in base ai dati ottenuti con le prove; sia modulo elastico che la resistenza a trazione dipendono dalla classe di resistenza.

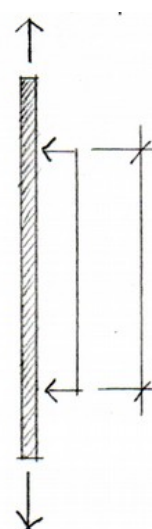


RESISTENZA A TRAZIONE

Facile da misurarsi con barre d'acciaio; il provino in CLS viene posto in una pressa e fermato con morsetti autoserranti che tirano la barra in **direzioni opposte**, ma il materiale è talmente pessimo a trazione che l'azione combinata delle ganasce provoca una rottura prematura del provino.

Alla fine si è comunque riusciti a definire la resistenza a trazione in funzione della resistenza a compressione:

$$f_{ct} = \frac{1}{10} R_{cE}$$



→ Anche volendo aumentare la resistenza a **compressione**, diminuendo il coefficiente acqua/cemento, quella a **trazione** non subisce maggiori variazioni, al massimo passa da 30 a 60.

PROVA PER FLESSIONE

La vera **prova a trazione**, consiste nel tirare il cilindro generando una trazione pura. Al centro e ai lati del provino prismatico, applichiamo una compressione in modo da indurre un **momento flettente** che spezzi in due il prisma. Calcolo la resistenza e la confronto con le altre.

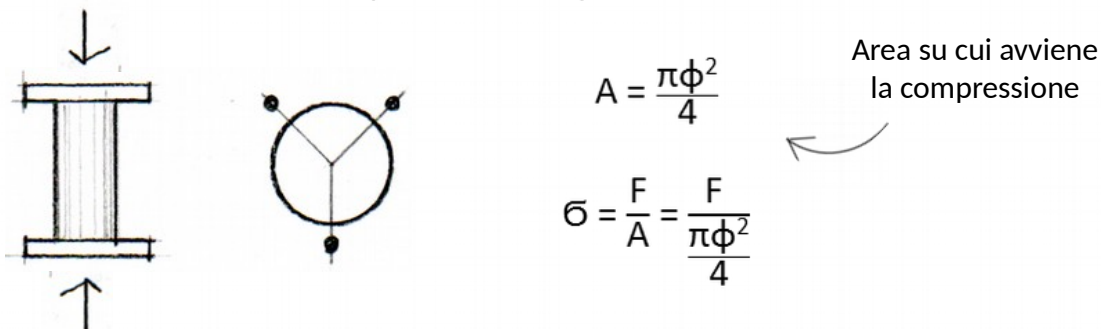
$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{\frac{P}{3} \times \frac{L}{3}}{\frac{bh^2}{6}} = \frac{PxL}{\frac{9}{h^3}} \quad \begin{array}{l} \text{Nel prisma} \\ h=b \end{array}$$

Questa resistenza non è uguale alle altre, ma **maggiore del 20%**, quindi 1,2 volte quella vera; questo perché il materiale ha una sorta di residuo di duttilità che fa sì che si manifesti nella flessione ritardando la rottura.

Ricordiamo: f_{CT} = resistenza del calcestruzzo a trazione;
 f_{CTF} = resistenza del calcestruzzo a trazione per flessione.

MODULO ELASTICO

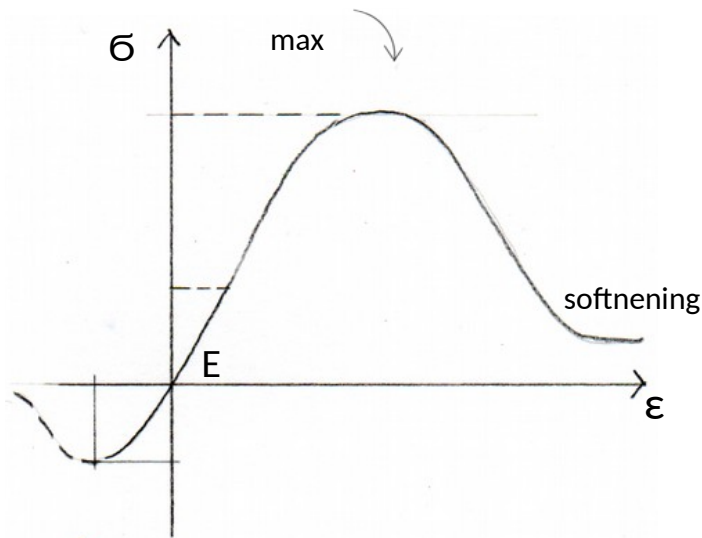
Modulo elastico misurabile mediante prove a compressione, aumentando il carico sul provino finché non si rompe. Sul provino vengono applicati diversi strumenti elettronici che lo avvolgono per 120° posti a distanze ($AB = l_0$): la variazione di resistenza viene trasformata in spostamento, calcolato nell'ordine di micron ($1 \text{ mm} \times 10^{-3}$).



I punti A e B, mediante la compressione si avvicinano e gli strumenti elettronici misurano la variazione Δ di lunghezza; la deformazione quindi è

$$\epsilon = \frac{\Delta}{l_0}$$

È possibile quindi costruire il grafico. La pendenza è 30.000 kPa, dunque il modulo elastico



$$E = 300.000 \text{ kg/m}^2$$

Fino a $1/3 f_c$, quando lo sforzo è ancora piccolo, la curva è una retta, ed è possibile calcolarne la pendenza; poi la retta s'incurva, quando arriva ad f_c la deformazione è il 2‰.

Arrivati al livello massimo (f_c) si riduce il carico (durante la prova sarebbe il **momento di rottura** del provino cilindrico) e ottengo la curva; dopo il ramo di softening, se la macchina di prova è a controllo di spostamento, si ha la completa rottura.

STRUTTURA IN CLS

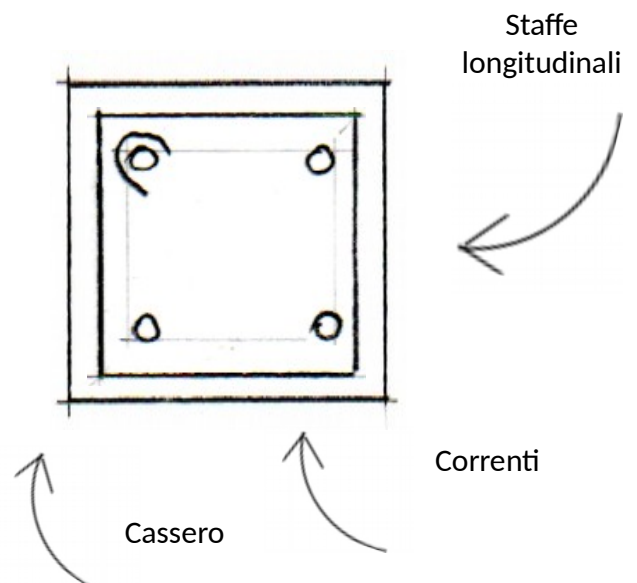
Prima fase, distribuzione corretta del calcestruzzo fresco nel **cassero**: questo elemento non è una scatola vuota perché contiene già le **armature**.

Può succedere che il calcestruzzo non s'insinui tra l'armatura e il cassero, da qui la necessità di porre correttamente l'armatura nel cassero. Si inseriscono dei **distanziatori** che tengano le armature ad almeno 2 cm di distanza dalla forma: questa misura definisce anche la dimensione massima degli aggregati del calcestruzzo $\varphi < 2\text{cm}$, proprietà di **caratterizzazione geometrica** per la corretta distribuzione del getto.

Abbiamo bisogno di una buona congiunzione tra CLS e armature:

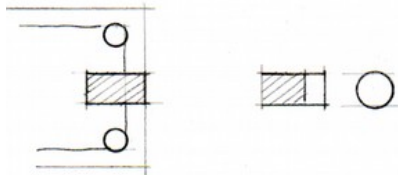
- Il CLS protegge l'armatura dalla corrosione;
- In base all'ancoraggio tra i due materiali, l'unione è tanto migliore quanto più il CLS è congiunto uniformemente alla barra filettata.

Questa protezione è funzione dello spessore di CLS: deve essere 2 volte il diametro della barra e aumentando le caratteristiche meccaniche, aumenterà il livello di protezione.



CARBONATAZIONE

Altro metodo per proteggere le armature è quello di evitare le **porosità**, cioè evitare che l'acqua entri all'interno della struttura. Il calcestruzzo esposto all'acqua è soggetto anche all'azione dell'acido carbonico che si deposita sulla superficie del CLS, che da basico si combina con l'acido: il ph tende a scendere e sotto certi livelli l'armatura non è più protetta, questo processo si chiama **carbonatazione** ✉ combina la basicità del calcestruzzo col carbonio, di conseguenza il CLS s'indurisce, ma quando arriva alla barra ha inizio la corrosione, causata dal ph diminuito. Nel primo **decennio** di vita della struttura, **1 cm di carbonatazione** si forma sulla superficie, motivo per cui i ferri non possono stare vicino alla superficie della trave, o la corrosione inizierebbe da subito. Questo fenomeno avviene a causa delle piogge acide.



Per verificare il livello di carbonatazione devo operare un **carotaggio**: prelevo un campione cilindrico continuo in profondità, spruzzo un indicatore chimico lungo l'asse per verificare il ph:

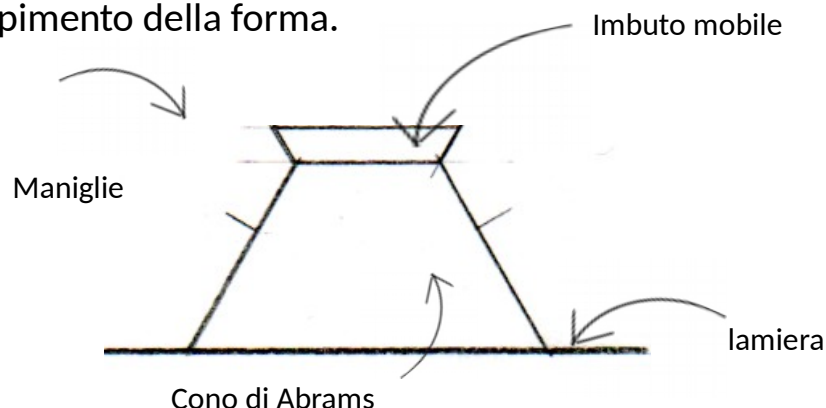
PH > 13 violetto

PH < 13 il colore non cambia

Il calcestruzzo non subisce alcun danno dovuto alla carbonatazione.

Esistono dei metodi per fermare la carbonatazione e quindi allungare la vita utile dell'edificio. Si può migliorare la capacità del cls di riempire il cassero, migliorando la lavorabilità del CLS ordinario (misurata con l'uso del **CONO DI ABRAMS**)

Su di una superficie liscia, una **lamiera** 1m x 1m, posiziono una forma metallica a **cono** alta 30 cm, senza fondo né coperchio, quindi poggiante direttamente sulla lamiera; sulla parte superiore poggio un **imbuto** mobile della forma inversa del cono. Miscelato il CLS nella betoniera, ne prelevo una quantità e lo verso nell'imbuto, riempiendo bene il cono: versato la prima porzione (1/3) con l'aiuto di una **barra d'acciaio** (30-40 cm) lo pesto e ripeto le fasi fino al riempimento della forma.



Tolto l'imbuto, con la cazzuola raso il piano superiore e grazie alla presenza di maniglie sul cono, «sforno» il calcestruzzo con un gesto rapido. Due sono gli scenari presentabili:

- Il cono è perfetto, il CLS poco lavorabile indica **poca presenza d'acqua**;
- Il cono è un po' ceduto, il CLS è lavorabile;



Misurando l'abbassamento del cono (Δh) che può variare da 0 a 25 cm, nel caso di caduta dell'intero cono, si definiscono **5 classi** di lavorabilità del materiale:

	Δh	CLASSE	
Costa di meno, ma aumenta la difficoltà di posta (e quindi il costo della posa stessa) ↑	0 - 5 cm	S ₁	↓ Costa di meno Costa di più
	5 - 10 cm	S ₂	
	10 - 15 cm	S ₃	
	15 - 20 cm	S ₄	
	20 - 25 cm	S ₅	

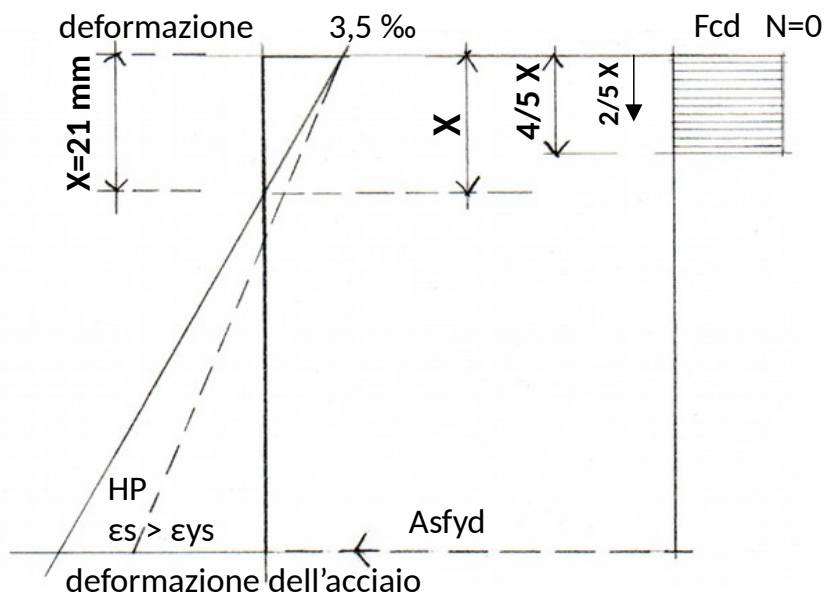
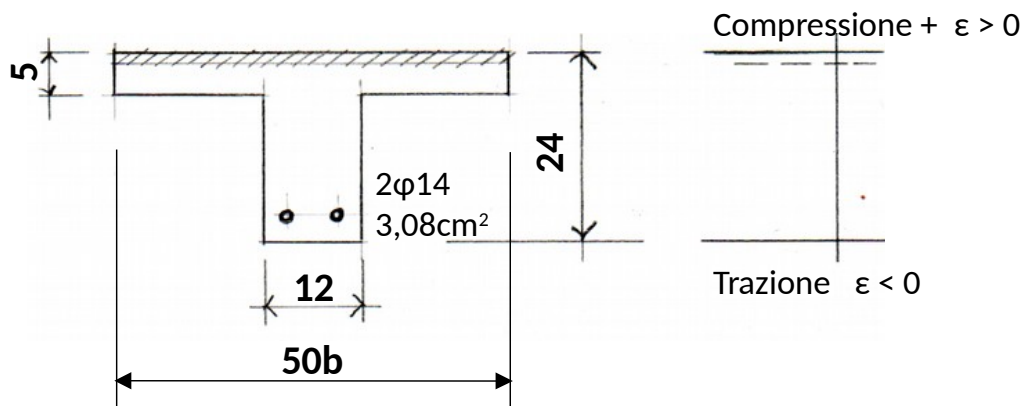
In base alla classe di appartenenza viene poi definita dalla norma l'**applicazione** che se ne può fare.

Se per l'uso che se ne dovrà fare la lavorabilità è insufficiente in cantiere aggiungeranno acqua, diminuendo così la resistenza del materiale.

Per aumentare la fluidità, aumentano anche i costi, perché bisogna aumentare il dosaggio di additivi fluidificanti oppure il dosaggio d'acqua E contemporaneamente di cemento, per evitare danneggiamenti successivi al CLS dovuti alla diminuzione di qualità e durabilità.

Solaio

Diagramma di calcolo - deformazione del calcestruzzo



$$N=0 \quad H P x < S=5 \text{ cm}$$

$$F_{cd} \quad b \frac{4}{5} x = A_s \cdot f_{yd}$$

$$X = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b} = \frac{308 \text{ mm}^2 \cdot 391,3 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ mm} \cdot \frac{4}{5} \cdot 14,17 \text{ N/mm}^2}$$

$$x = 21,26 \text{ mm} < 50 \text{ mm} = S$$

$\epsilon_s > \epsilon_{ys}$ sempre allo Stato Limite Ultimo, per garantire la sicurezza

Se $x > S$

$$f_{cd} [(b_s + b'(\frac{4}{5}x - S))] = A_s f_{yd}$$

Acciaio B450C

$$\varepsilon_{syd} = 1,857\%$$

$$f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

Calcestruzzo C25/30

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad \varepsilon_{cu} = 0,7\text{‰}$$

$$f_{cd} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Sempre da verificare: l'acciaio teso sia snervato

Ricaviamo la deformazione dell'acciaio teso usando la similitudine tra triangoli nel diagramma delle deformazioni

$$3,5\text{‰} : x = \varepsilon_s : d - x$$

Calcolo il momento resistente usando come punto di riferimento il baricentro dello stress-block

$$M_{rd} = A_s f_{ys} (d - 2/5x)$$

$$M_{rd} = 308 \text{ mm}^2 \cdot 391,3 \text{ N/mm}^2 (250 - 2/5 \cdot 21,2 \text{ mm})$$

$$M_{rd} = 291.108.097 \text{ Nmm} \quad \begin{matrix} \text{kN} & \text{m} \\ 1000\text{N} & 1000\text{mm} \end{matrix}$$

$$M_{rd} = 29,10 \text{ kNm} \quad (\text{momento resistente})$$

$$T_s = 32,5 \text{ kN} \quad (\text{tensione})$$

Per una verifica preliminare "a taglio" usiamo i valori di resistenza indicati dalla vecchia normativa:

$$\tau_{c0} = 0,6 \text{ Mpa} \quad \text{resistenze taglio}$$

$$\tau_{c1} = 1,829 \text{ Mpa}$$

Prima stima di resistenza al taglio

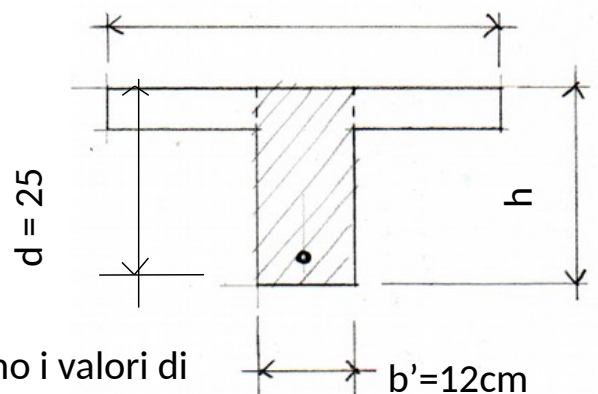
$$t_d = \tau_{c0} \quad t_s = \tau_{db}' < t_d = \tau_{c0} db'$$

$$\tau = T_s / db' = 32,5 \text{ kN} / (250 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}) = 1,08 \text{ MPa} > \tau_{c0}$$

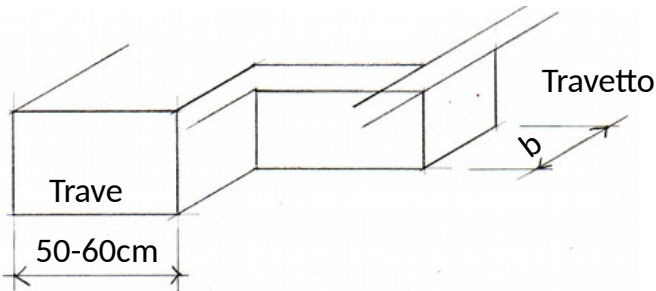
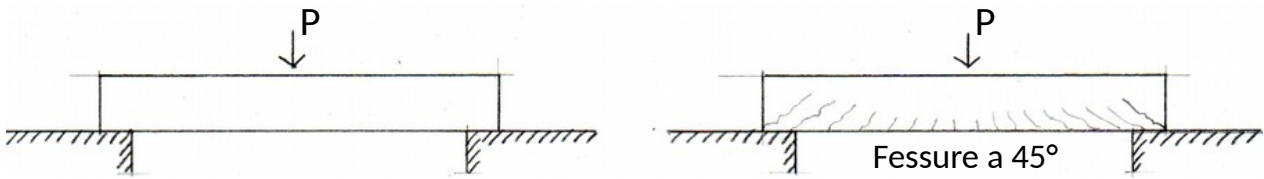
Se $\tau < \tau_{c0}$ il cls non dovrebbe necessitare di armatura a taglio

$\tau_{c0} < \tau < \tau_{c1}$ armare a taglio con staffe piegate) ^

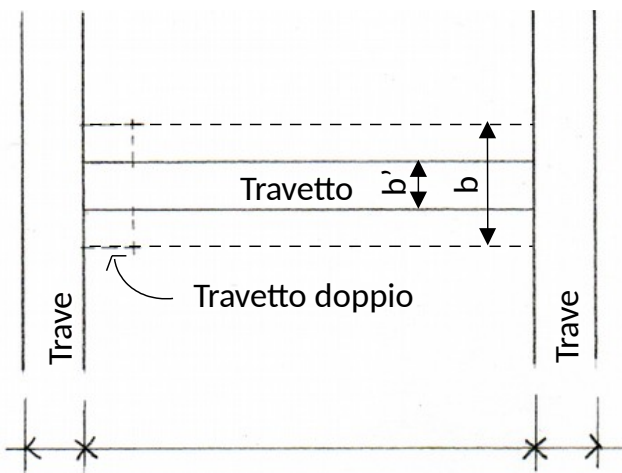
$\tau < \tau_{c1}$ Sollecitazione troppo alta. Probabile necessità di ridefinire la sezione



Quando lo sforzo di taglio supera il punto massimo



Prospetto



$$\hat{\tau} = t_s = -0,56 < \tau_{co}$$

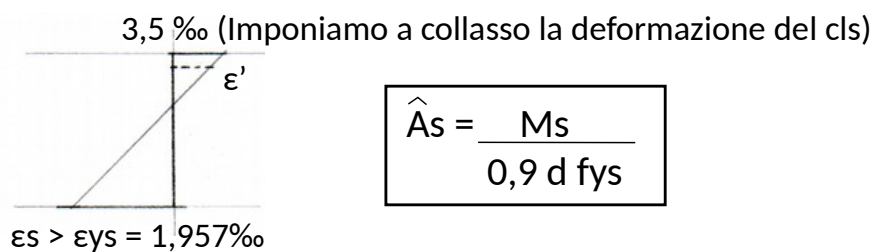
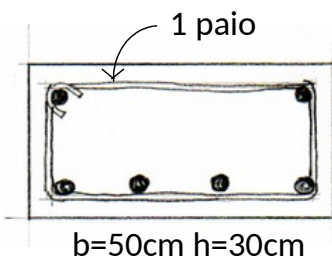
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$SLU: V_{rd} \geq V_{sd}$$

$$V_{rd} = \{0,18.k (100.p.fck)^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma\} b_w \cdot d \geq (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14) \text{ verifica}$$

$$\hat{t}_r = \tau_{co} \cdot b_{wd} = 0,6 \times 120 \times 240 = 18 \text{ kN}$$

Pianta



$$\hat{A}_s = \frac{M_s}{0,9 d f_{ys}}$$

Materiale 50x30

7φ16 (superiore)

3φ16 (inferiore)

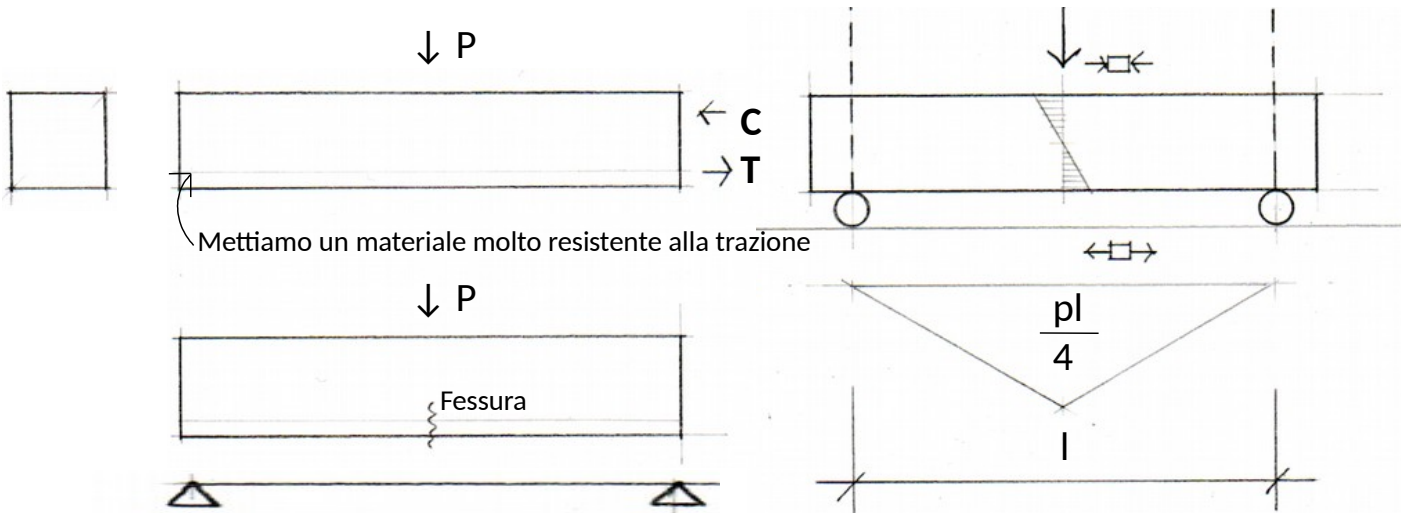
Acciaio B 450C Cls C25/30

$M_R = 115,70 \text{ kNm}$

$\epsilon_s = 5,6\text{‰}$

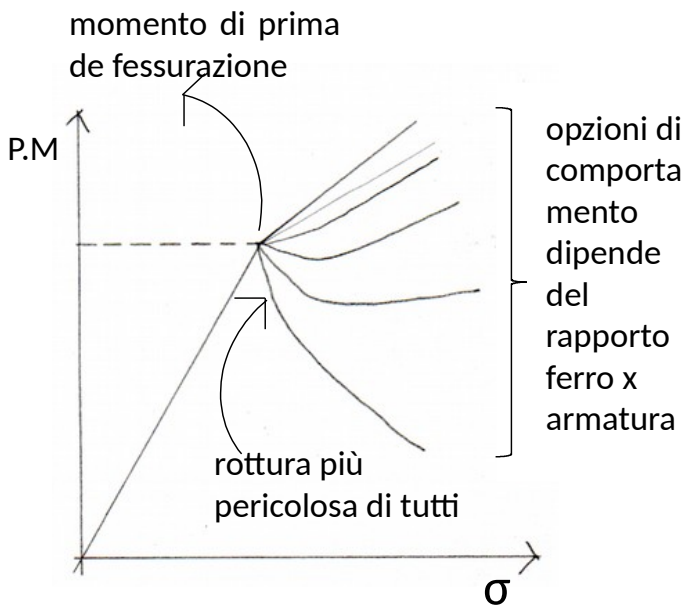
Trave

Un prisma



Dopo 28 giorni di maturazione il prisma arriva alla resistenza di riferimento:

resistenza alla compressione 300 kg/m²
 resistenza alla trazione ~30 kg/m²



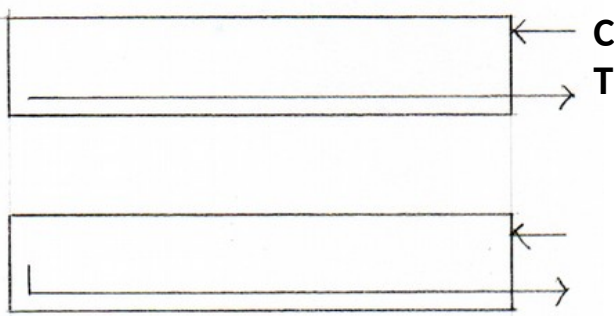
$$W = \frac{J}{h/2} = \frac{1/12 \cdot b \cdot h^3}{h/2} = \frac{b^3}{6}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{pl/4}{b^3/6} = \frac{3pl}{2b^3} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

arriva a un punto in cui la struttura si spacca, questo è il limite del materiale

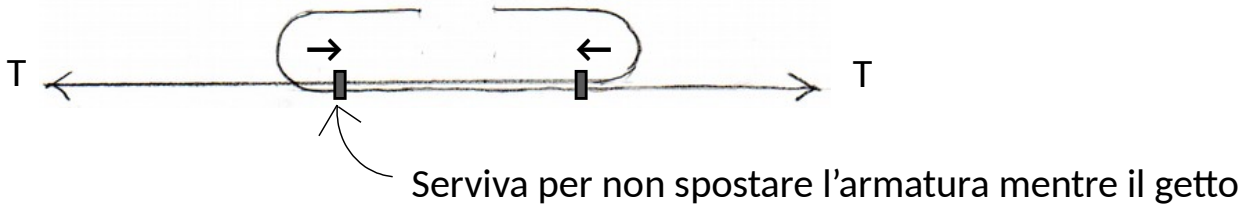
Il ferro deve essere troppa tensione può sfilare il ferro si deve fare l'ancoraggio dell'armatura.

12m è la lunghezza massima della barra in cantiere per quesioni logistiche (sarebbe possibile arrivare fino a 18m).

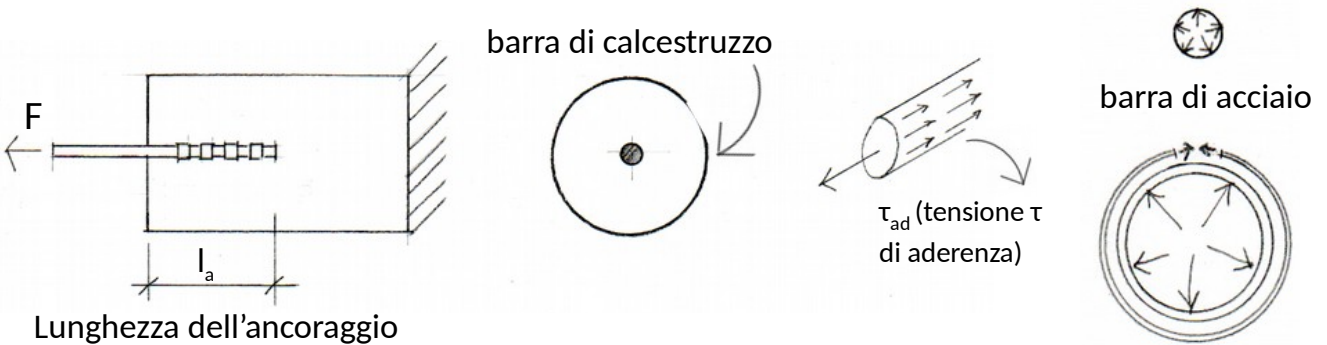
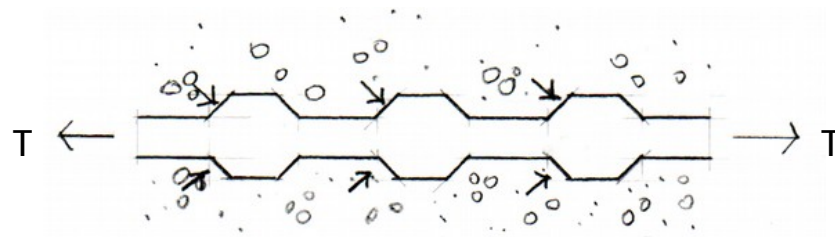


Per arrivare a lunghezza superiore, si deve aggiungere ferro per fare una trave più lunga.

Ancoraggio negli anni '50:



Dagli anni '70 si usano solo barre ad aderenza migliorata:



Perimetro $= \pi \phi$ superficie laterale barra $\pi \phi l_a$
 $A_s = \pi \phi^2 / 4$

Forza di ancoraggio $F = \tau_{ad} \pi \phi l_a$
 Forza tramissibile dalla barra $F = f_{yd} \pi \phi^2 / 4$

uguaglianza:

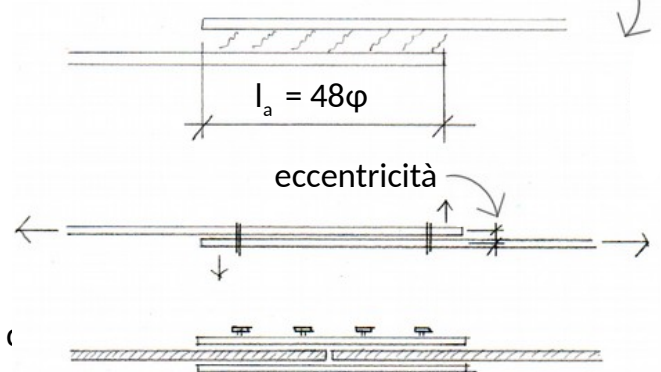
$$\tau_{ad} \pi \phi l_a = f_{yd} \pi \phi^2 / 4 \quad l_a = f_{yd} \phi / (4 \tau_{ad})$$

$$l_a = 48 \phi$$

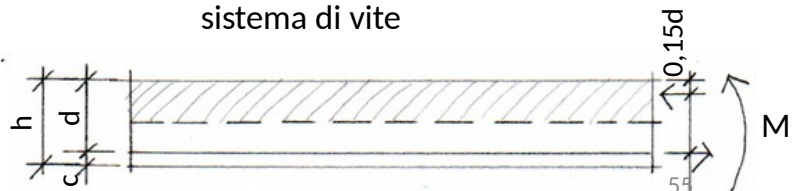
Esempio una barra $\phi 16\text{mm}$ deve essere prolungata

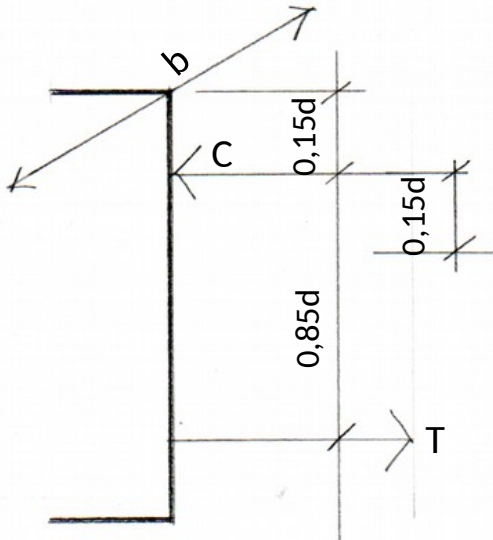
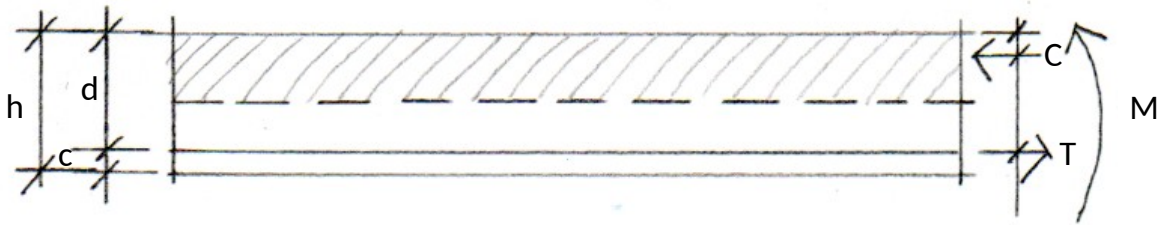
$$48 \cdot 16 = 768\text{mm} \sim 77\text{cm per ancorarla}$$

è meglio che le barre siano distanziate



Manicotto: pezzo che unisce 2 barre col sistema di vite





$$C = 2\phi > 2 \text{ cm}$$

$$d = h - C \quad (h=l/20)$$

$$C = T$$

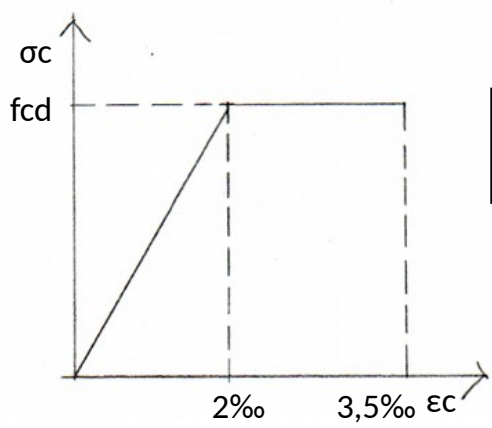
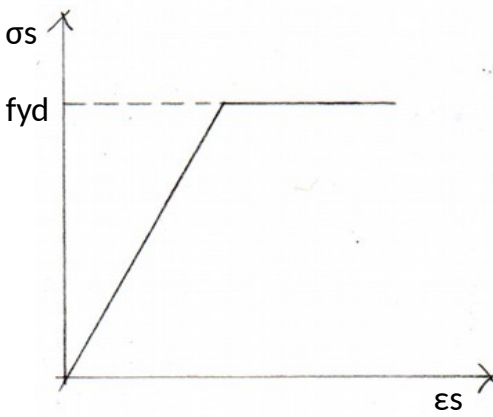
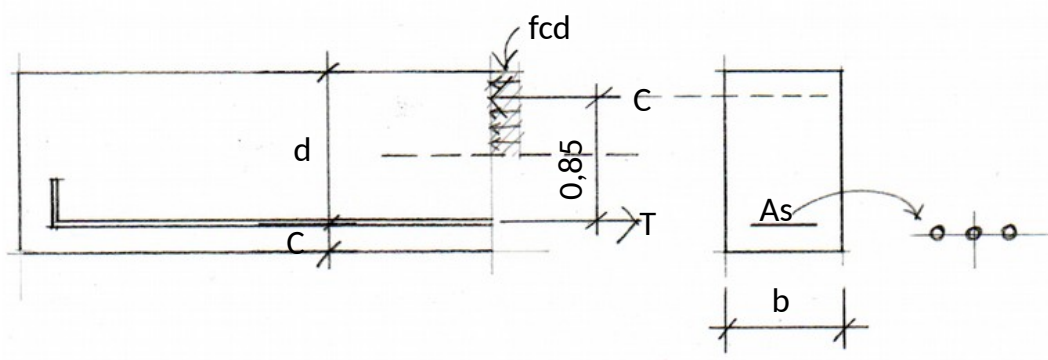
$$T \cdot 0,85d = M_{sd}$$

$$C \cdot 0,85d = M_{sd}$$

$$T = \frac{M_{sd}}{0,85d}$$

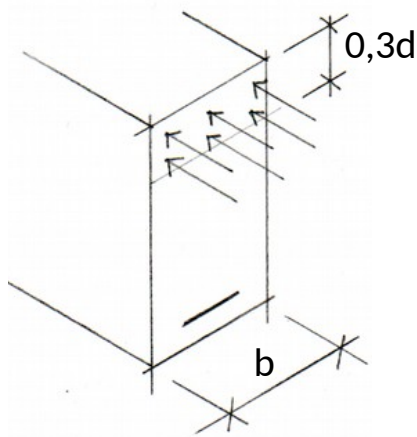
$$Asfyd = T$$

$$As = \frac{M_{sd}}{0,85d \cdot fyd}$$



$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c}$$

Trave in 3D



$$1 - 0,85 = 0,15d$$

$$x \approx 0,3d$$

$$C \cdot 0,85 = M = T \cdot 0,85d$$

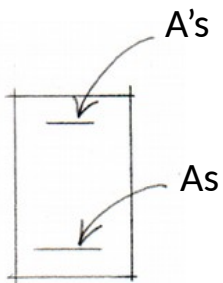
$$T = C$$

$$C = f_{cd} \cdot b \cdot 0,3d$$

$$T = f_{yd} \cdot A_s$$

$$f_{cd} \cdot b \cdot 0,3 = f_{yd} \cdot A_s$$

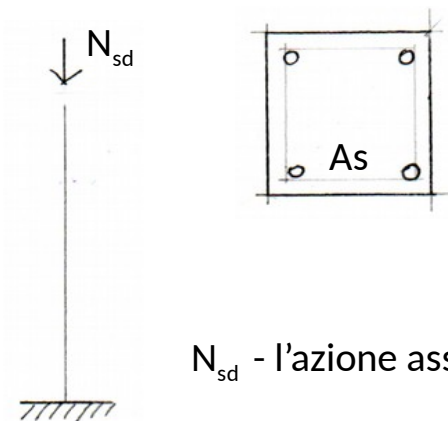
$$b = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} \cdot 0,3d} \rightarrow \text{seconda formula del progetto}$$



$$A_s = \frac{M}{0,85d \cdot f_{yd}} \rightarrow \text{prima formula del progetto}$$

A_s (area del concreto compresso, non è un'incognita, scegliamo noi $\approx 50\%$ di A_s)

Per fare un progetto di una colonna

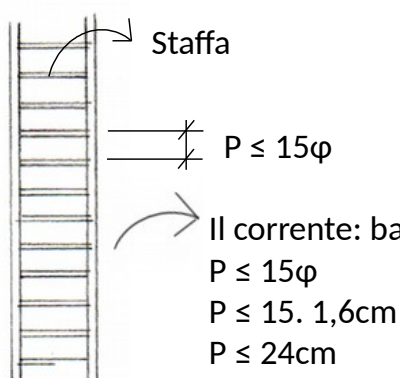


colonna di base quadrata $b \times b$.

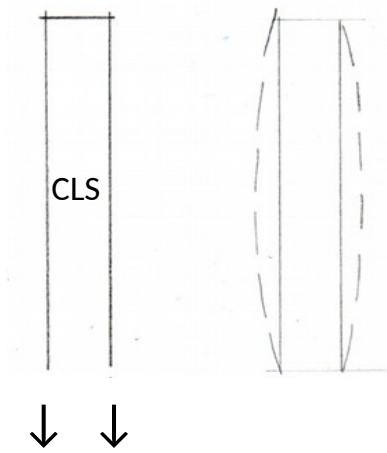
A_s - se indica tutta la sezione di ferro nella colonna.

Per fare una colonna, longitudinalmente, al minimo usare 4 barre, non sotto $\phi 12$

N_{sd} - l'azione assiale cresce dal punto d'applicazione fino a terra.



Il corrente: barra longitudinale, se questa è $\phi 16$ quindi $P \leq 24 \text{ cm}$
 $P \leq 15\phi$
 $P \leq 15 \cdot 1,6 \text{ cm}$
 $P \leq 24 \text{ cm}$



$$A_s f_{yd} + b^2 \cdot f_{cd} (0,85 \cdot 0,8) = N_{sd}$$

$$\frac{b^2}{100} f_{yd} + f_{cd} b^2 0,68 = N_{sd}$$

$$b^2 = \frac{N_{sd}}{(f_{yd}/100 + 0,68 f_{cd})}$$

$$b = \sqrt{\frac{N_{sd}}{(f_{yd}/100 + 0,68 f_{cd})}}$$

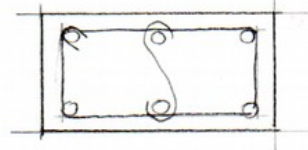
Fare il calcolo delle colonne di piano in piano

Colonna di base non quadrata

$$b^2 = 900 \text{ cm}^2$$

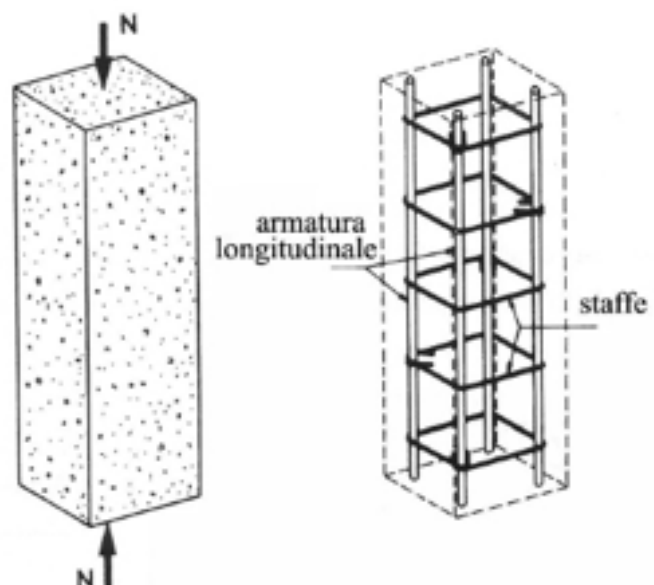
$$b = 25 \text{ (larghezza minima)}$$

$$h = \frac{900}{25} = 36 \quad 6 \text{ ferri } \varnothing 12 \text{ o } \varnothing 16$$

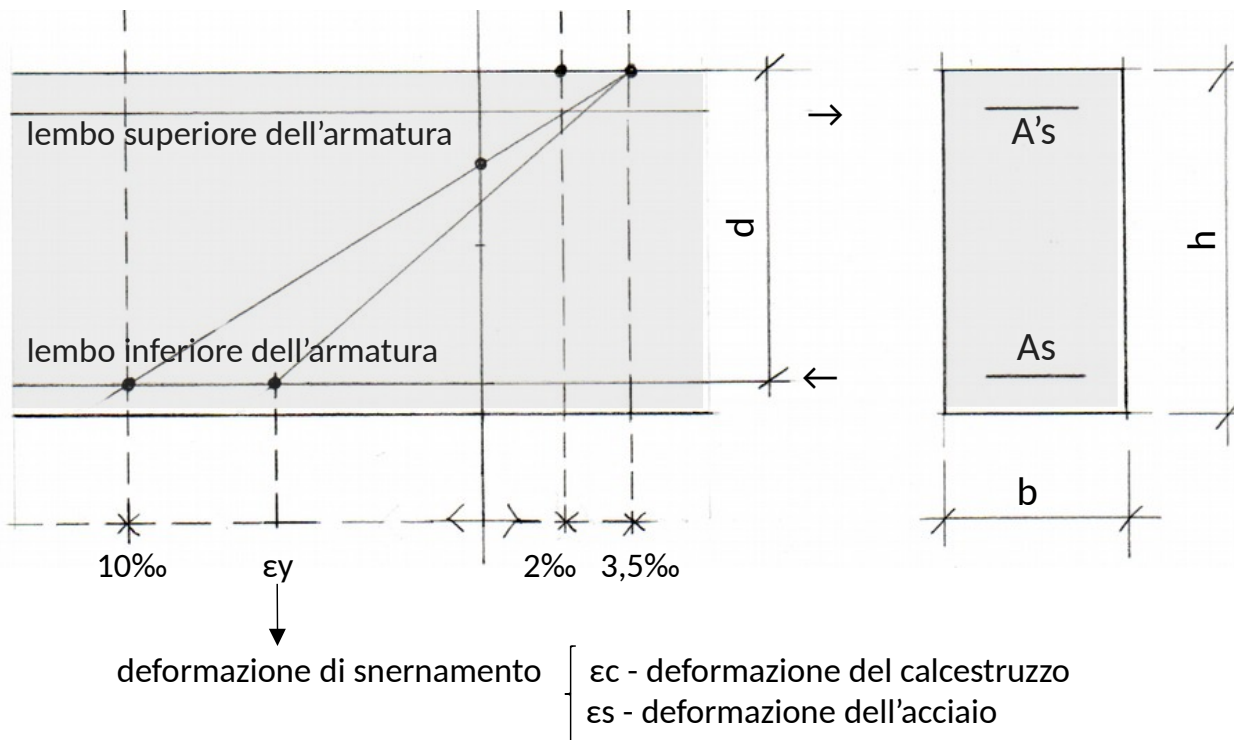


Come scegliere le dimensioni della colonna 25x35 o 30x30? Dipende della richiesta del progetto.

Esempio di una colonna

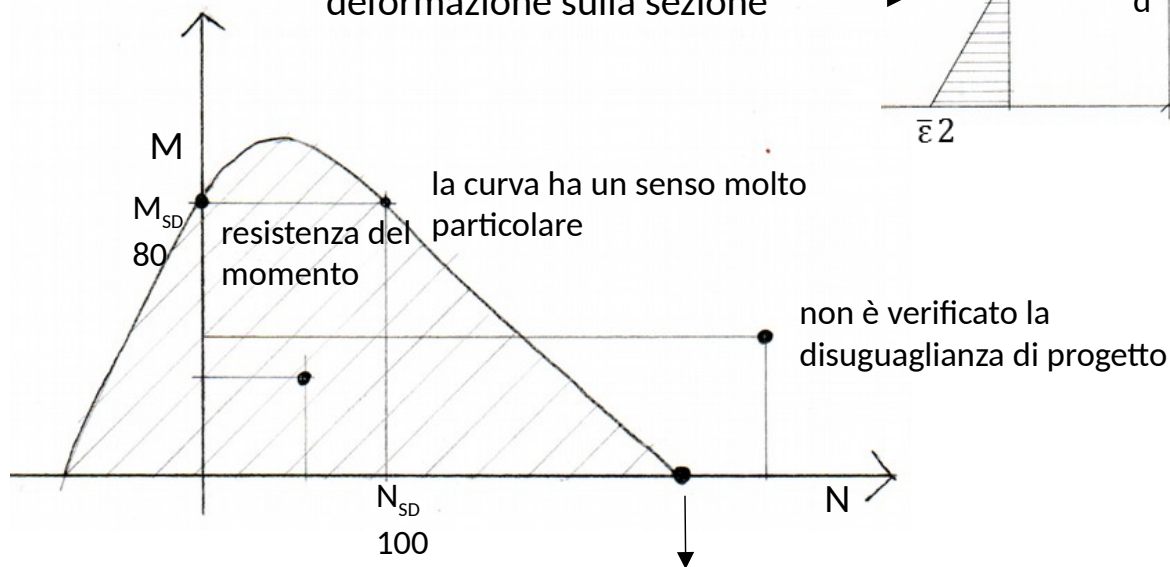
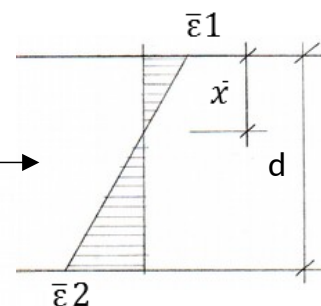


La trave



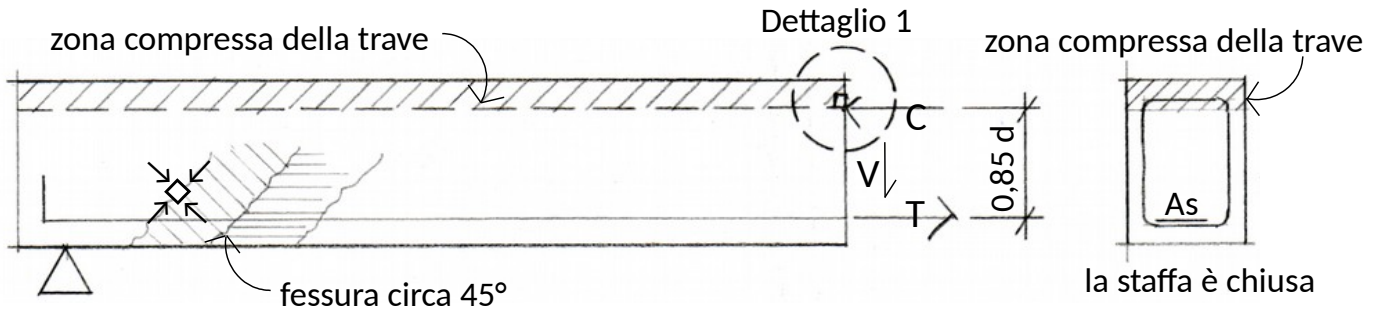
L'acciaio è elastico-plastico fyd

Il calcestruzzo ha plasticità limitata a fcd e 3,5‰ deformazione sulla sezione



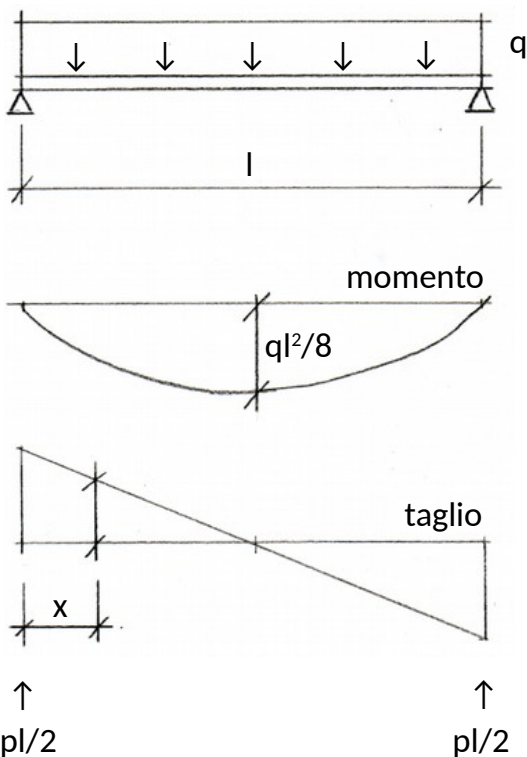
N_{RD}
 M_{RD}
 momento di resistenza di progetto
 azione assiale

disuguaglianza di progetto $R_d > S_d$



Formula di Jourasky: ci permette di valutare la tensione tangenziale variabile; trovato il valore massimo possiamo trovare una certa disuguaglianza

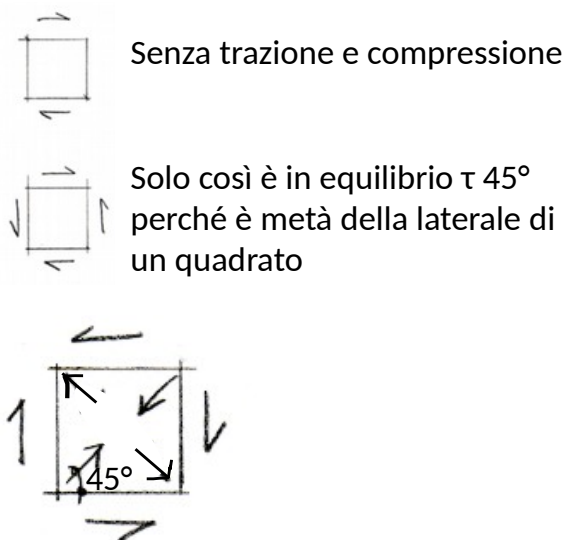
$$\tau = \frac{TS}{bJ}$$



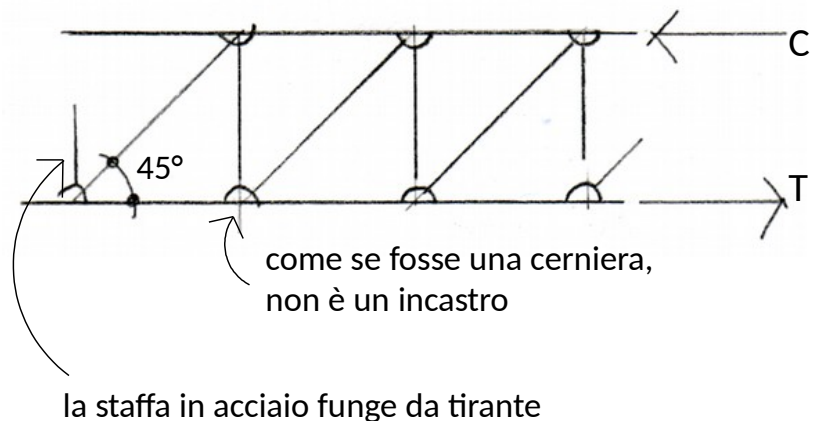
Osservazione sperimentale fessure 45°

Esistono forze di trazione a 45° verso l'asse neutro, si fermano perché c'è compressione, che non sono fessurabile se non a collasso.

Dettaglio 1



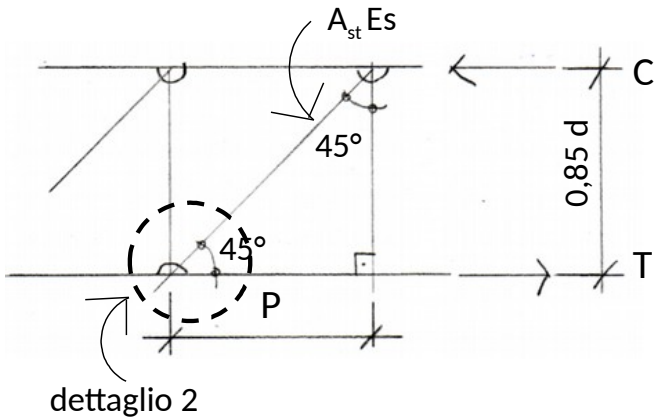
Forma grafica delle scienze delle costruzioni



Area del tondo = $\pi\phi^2/4$

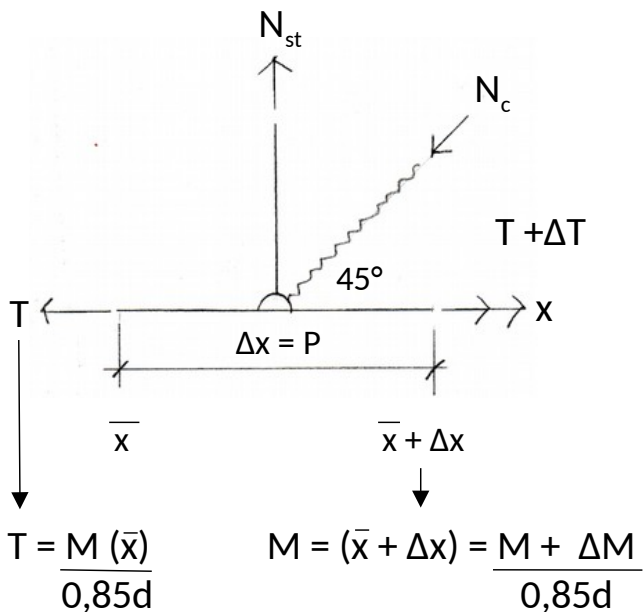
Area della staffa è $2\pi\phi^2/4$ (numero di braccia 2)

Il traliccio di Morsch



P = passo massimo non si può superare 0,85d

Dettaglio 2



$$\frac{M + \Delta M}{0,85d} - \frac{M}{0,85d} - \frac{N_c}{\sqrt{2}}$$

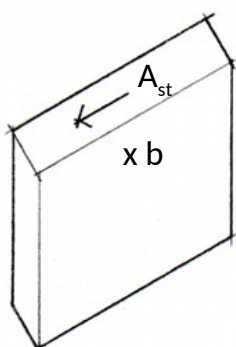
$$\square \rightarrow \frac{M + \Delta M}{0,85d} - \frac{M}{0,85d} - \frac{N_c}{\sqrt{2}}$$

$$N_c = \frac{\Delta M \sqrt{2}}{0,85d}$$

$$\square \uparrow N_{st} - \frac{N_c}{\sqrt{2}} \equiv 0$$

$$N_{st} = \frac{\Delta M}{0,85d} = \frac{\Delta M}{\Delta x} = V(\bar{x})$$

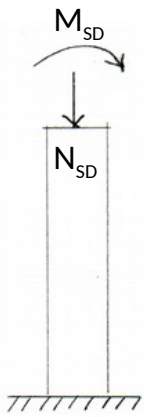
azione della staffa assiale



$f_{yd, st} = 3913 \text{ kg/m}^2$

$$A_{st} = \frac{N_{st}}{f_{yd}} = \frac{V}{f_{yd}}$$

Così abbiamo l'area del tondino singolo della staffa, dividere per 2 (2 braccia)



Fare la verifica di quest'oggetto

Aprire il programma Gelfi e fare la verifica del C.A. SLU file
Prima verifica è col momento negativo

$$M_{sd} = -120 \text{ kNm} = 12000 \text{ kgm} = 1.200.000 \text{ kgcm} \quad (\text{negativo})$$

$$\begin{aligned} \text{Sezione } h &= 24 \text{ cm} \\ d &= 21 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{M_{SD}}{0,85d f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1.200.000}{0,85 \cdot 21 \cdot 3913}$$

$$A_s = 17 \text{ cm}^2 \quad \text{area del ferro}$$



$A_s = 9 \varnothing 16$ sopra estratto

$A'_s = 4 \varnothing 16$ sotto estratto

$b = 50 \text{ cm?}$ (ipotesi)

Programma

Materiali: acciaio CLS 25/30

numero strati di barre: 2

sopra teso: $9 \varnothing 16$, distanza 3 cm

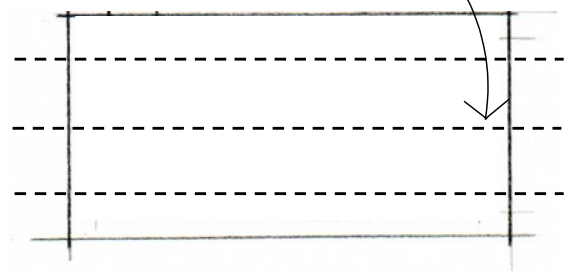
sotto compresso: $4 \varnothing 16$, distanza da sopra 21 cm, pari a d.

$$n = 9$$

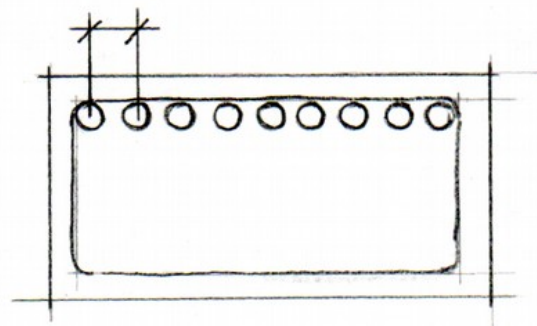
$$n + 1 = 10 \times 2 \varnothing$$

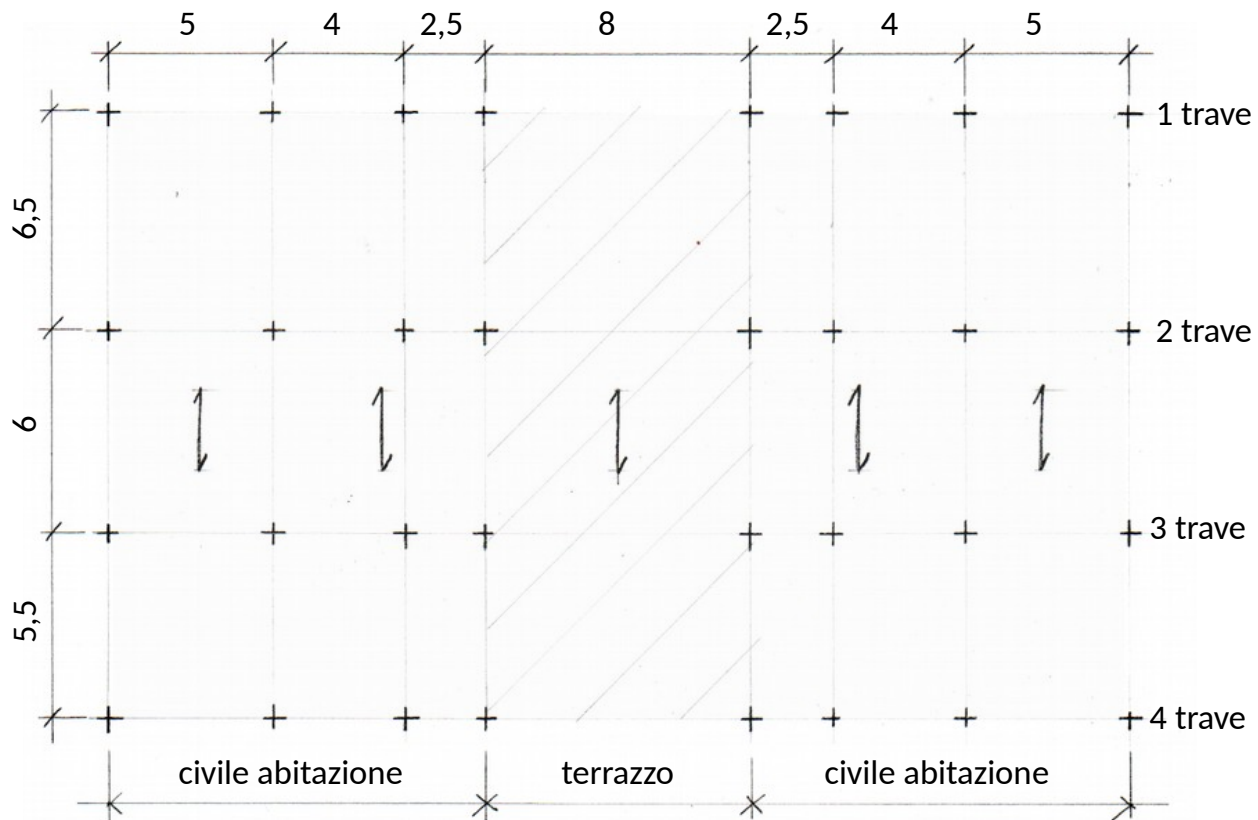
$$n = 32 \text{ cm}$$

estratto (esempio)



$2\varnothing$ (minimo)





$H_{\text{solai}} = 30 \text{ cm}$

Abitazione: $G_{1,2 \text{ tav}} = 3,8 + 2,7 + 1,6 = 8,11 \text{ kN/m}^2$
 $Q_{AB} = 2 \text{ kN/m}^2$

Terrazzo: $G_{1,2} = 4 + 1,5 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

analizzare una striscia di 1m

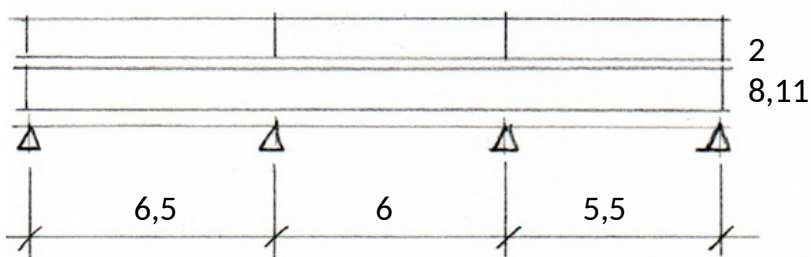


diagramma dei momenti (SLU)

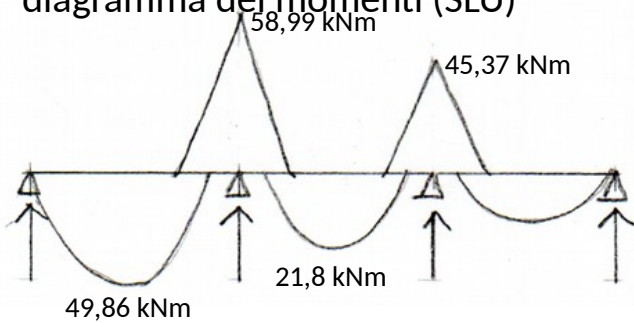
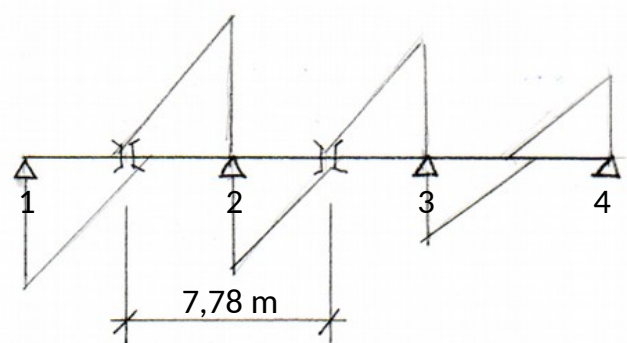
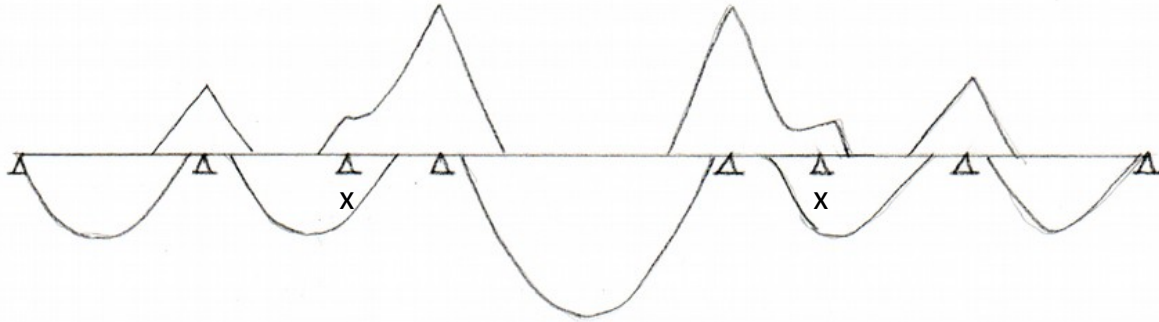


diagramma taglio (SII)

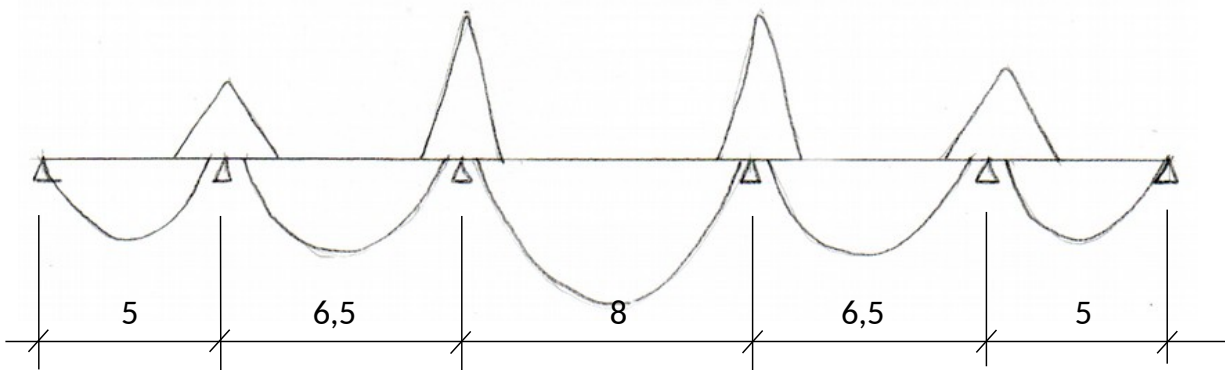


$8,11 \times 7,78 \text{ m} = 63,09 \rightarrow 63,10 \text{ kN/m}^2$

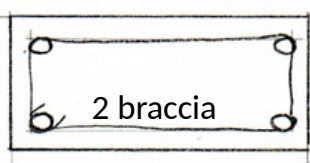
Scala momenti (SLU): opzione 1



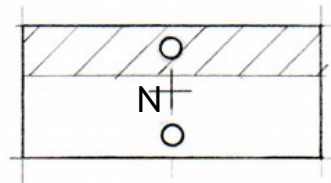
Scala momenti (SLU): opzione 2
immaginiamo se eliminiamo 1 colonna



Studiando l'opzione 1

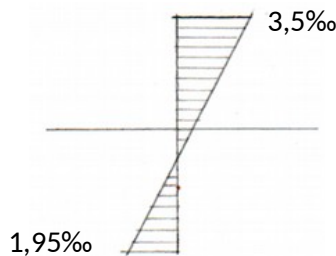
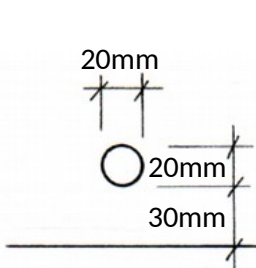


$h = 30 \text{ cm}$
 $c = 4 \text{ cm}$
 $d = 26 \text{ cm}$



Area compressa quasi
metà dell'area tesa

$$s = \frac{449,1 \text{ kNm} \times 1000 \text{ N/kN}}{0,9 \times 0,26 \text{ m} \times 391,3 \text{ N/mm}^2} \rightarrow s = 4904 \text{ mm}^2 \rightarrow 16\phi 20 = 5026 \text{ mm}^2$$



Abbiamo un problema

CLS: 3,5‰ si deforma
 σ : 1,95‰ si snerva

$$\hat{A}_s = \frac{M_s}{0,9d \text{ fyd}} \rightarrow M_R = 0,9d \times A_s \times \text{fyd}$$

$$M_R = 0,9 \times 0,26 \text{ m} \times 314,2 \text{ mm}^2 \times 391,3 \text{ N/mm}$$

$$M_R = 28,77 \text{ kNm}$$

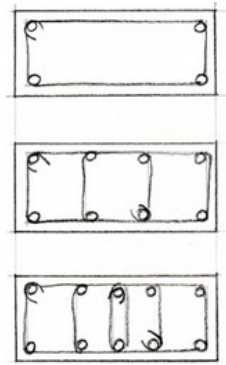
numero barre $\rightarrow n\phi 20 = \frac{499,1 \text{ kNm}}{28,77} = 17,34 \rightarrow 17$ (sufficiente)

Diagramma approssimato per punti

14 barre con distanza 5 m, nel momento positivo si potrebbero non mettere, ma bisogna inserire almeno 2 barre per questi motivi:

1. Incassare le staffe per le fessure al taglio
2. La normativa richiede che agli esterni ci sia un'armatura che possa numero minimo di barre pari al numero di braccia delle staffe

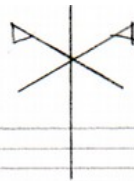
$$A_{s_{inf}} \geq \frac{T_{app}}{f_{yd}}$$



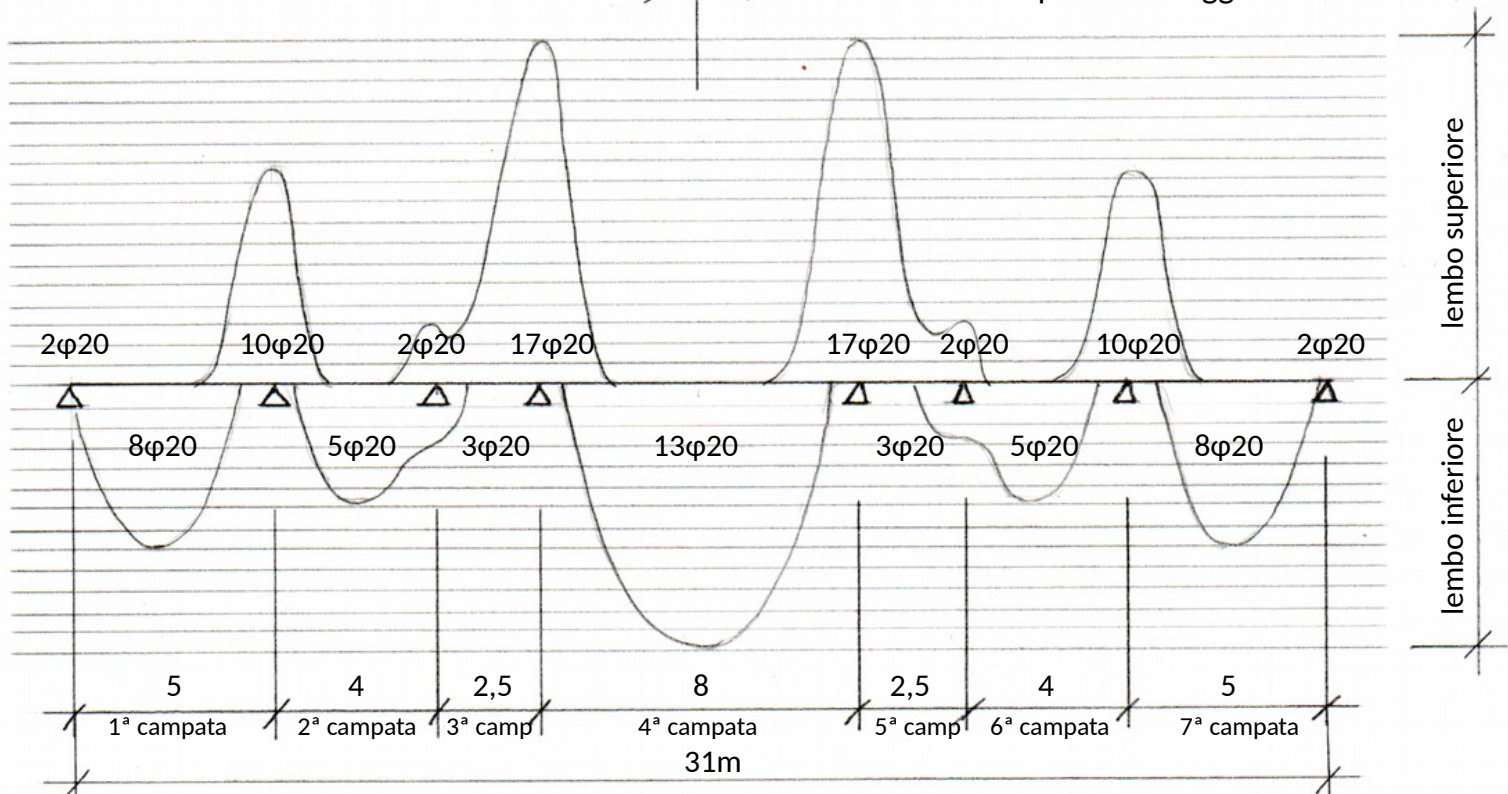
2 braccia

4 braccia

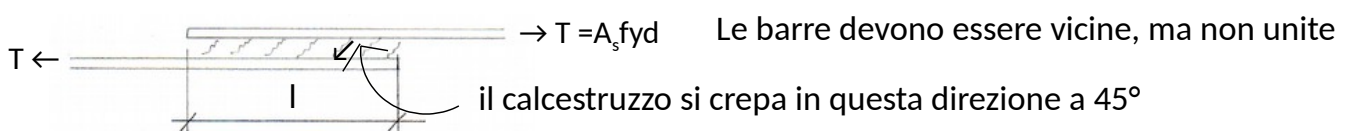
6 braccia



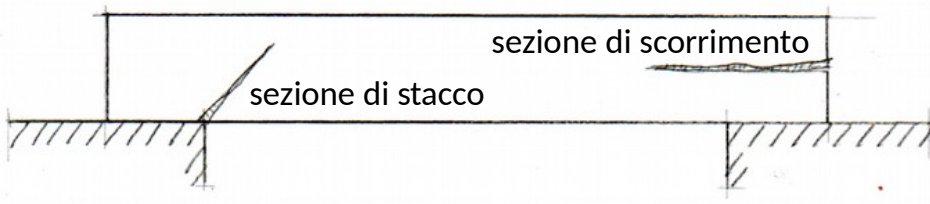
Considerare 40° per l'ancoraggio dei ferri



31m di lunghezza delle barre, non esistono barre con dimensioni superiori a 12m, quindi dobbiamo sovrapporre le barre

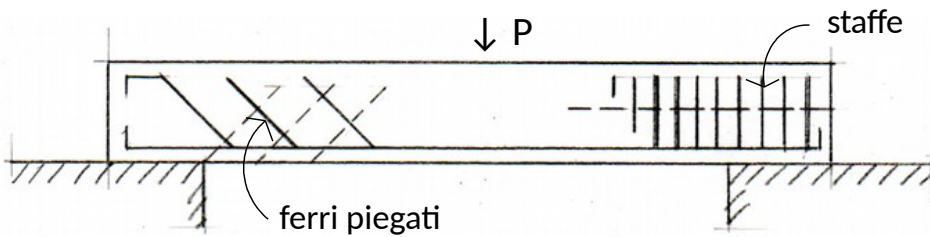


Taglio in trave in calcestruzzo



Fessure verticali, da flessione l'acciaio regge la sollecitazione di trazione

Fessure a 45°, dovute alle crisi per taglio, scronno a contatto le due parti della trave



elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

$$V_{rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} / y_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (V_{min} + 0,15 \cdot \rho) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$\text{SLU: } V_{rd} > V_{ed}$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

dove:

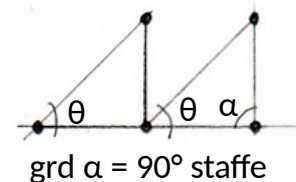
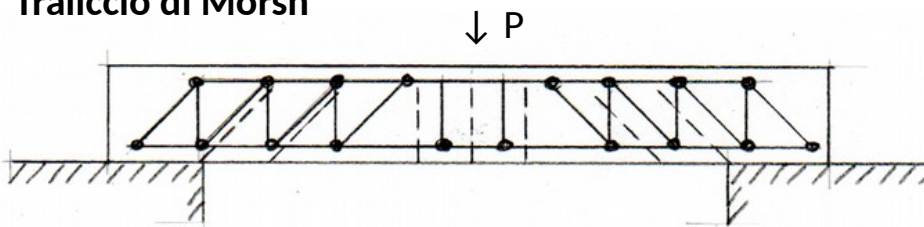
d = altezza utile della sezione [mm]

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ tensione di compressione nella sezione ($\leq 0,2 \cdot f_{cd}$)

b_w = larghezza minima della sezione [mm]

Traliccio di Mörsh



elementi con armatura a taglio

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Resistenza dei "tiranti" costituiti dalle staffe

$$V_{rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza del "puntone di calcestruzzo"

$$V_{rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg} 2\theta)$$

$$V_{rd} = \min(V_{rsd} \cdot V_{rcd})$$

d = altezza utile della sezione [mm]

σ_{cp} = Ned/A_c tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w = larghezza minima della sezione [mm]

S = interasse tra due armature trasversali consecutive

α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave)

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0,5.f_{cd}$)

α_c = coefficiente maggiorativo (pari a 1 per membrature non compresse)

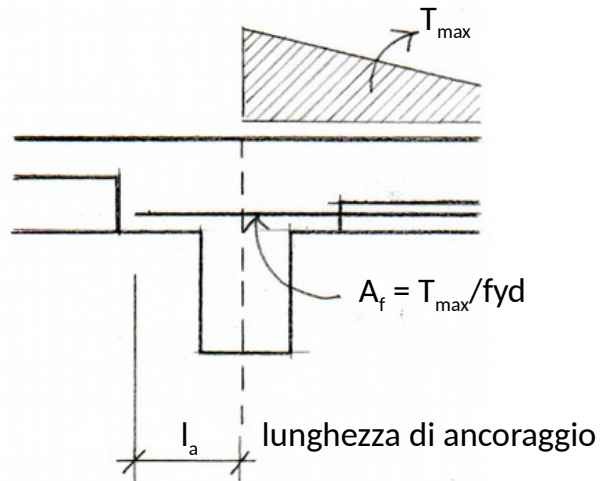
Disposizione costruttive per le staffe

$$S < \min (1/3[m], 0,8d)$$

$$A_{st} > 1,5 bmm^2/m$$

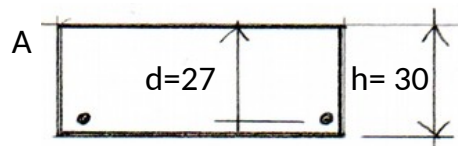
$$A_f \geq T_{max}/f_{yd}$$

$$V_s > d 0,9d.A_{sw}/s f_{yd}$$



$$S < 0,8 \times 27 \text{ cm} = 21,6 \text{ cm}$$

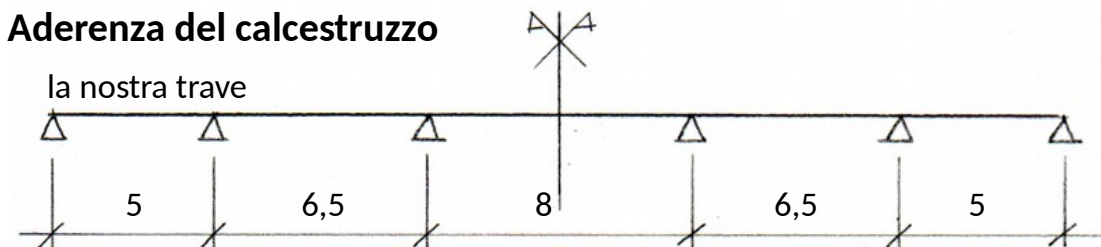
$$> 4,62 \text{ staffe/mt} = 5 \text{ st/m}$$



in pratica: minimo della barra è 6mm e massimo 12mm (cambiando il ϕ della barra si può evitare il taglio della trave

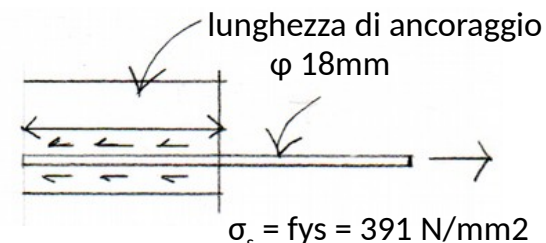
6 ϕ 10 /100mm nel disegno...
hanno una resistenza 448,1 kN

Aderenza del calcestruzzo



$$f_{sd} (\phi/2) = f_{bd} \phi l_a$$

$$l_a = f_{ys} \phi / 4 f_{bd}$$



$$f_{bd} = f_{bk} / \sigma_c$$

$$f_{bk} = 2,25 n f_{ctk}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \times 0,3 \frac{f_{ck}^{2/3}}{1,5 \sigma_c}$$

f_{bd} la zona favorevole

C20/25	2,32MPa	49 ϕ
C25/30	2,69MPa	42 ϕ
C28/35	2,90MPa	39 ϕ
C32/40	3,17MPa	36 ϕ



Strutture in acciaio



STRUTTURE IN ACCIAIO

La realizzazione di strutture in acciaio è iniziata con la pratica seguita poi dalla teorizzazione della materia. L'esigenza primaria era quella di rinforzare il calcestruzzo, debole in trazione, con delle barre d'acciaio.

STORIA

L'uso dell'acciaio nella forma moderna, nasce ai tempi della **rivoluzione industriale** (1800) quando si passa dall'economia agricola a quella industriale. L'applicazione del periodo non era quella che conosciamo oggi, sia in termini di qualità che di prestazioni.

CARATTERISTICHE

L'acciaio è una lega di **ferro** e **carbonio** (<2,06 %, al di sopra di questa percentuale si parla di ghisa); l'acciaio che si usa comunemente è di tipo B 450 C e deve presentare un punto di snervamento a 5000 kg/cm² e rottura definita. È importante che sia molto duttile, in modo tale che possa permettere un allungamento in % > del 20%

Ex.: una barra d'acciaio B 450 C lunga 1 metro dopo la rottura ad allungamento è lunga 1,20 metri (≈ +20%).

Esistono diversi tipi d'acciaio per diversi impieghi:

- L'acciaio per il **calcestruzzo** si snerva per carichi superiori a 3900kg/cm²
- L'acciaio per **strutture metalliche**, ovvero quello da carpenteria.

PRODUZIONE

L'acciaio da costruzione è quello di uso generale, costituisce l'**80%** della produzione; è un processo estremamente controllato, con elevati controlli della qualità, per cui è reso estremamente costoso.

- In **forno elettrico** (siderurgia secondaria) ➡ fondono rottami di ferro;
- In **alto forno** (siderurgia primaria) ➡ vengono fusi i minerali di ferro, carbone (coke) e calcare; la produzione di acciaio con l'alto forno è estremamente complicata: vengono caricati all'interno i minerali, e ne escono ghisa e scorie. La **ghisa**, prodotta a 1700°C, viene introdotta in contenitori a ossigeno, unitamente a rottami di ferro e calce viva, viene convertita in acciaio con l'aggiunta di ossigeno. Successivamente l'acciaio viene versato in grandi contenitori e spedito all'impianto di colata (in Italia esistono solo 2 alti forni).

L' acciaio non viene prodotto in quantità maggiori al suo utilizzo, il controllo viene effettuato su una certa quantità di colata.

I **costi** di gestione e investimento per costruire e fare funzionare le fabbriche siderurgiche sono molto elevati; bisogna poi prelevare i materiali da cave di ferro.

L'alto forno oltre ad essere un procedimento complesso e dispendioso, produce anche più **inquinamento** rispetto ad un forno elettrico.

La totale **riciclabilità** del prodotto la riscontriamo nell'uso del forno elettrico, mediante un procedimento di fusione dell'acciaio. Quando otteniamo proporzioni chimiche adeguate, dalla fusione dell'acciaio si passa alla realizzazione del prodotto.

Le strutture in acciaio sono tutte **prefabbricate**; dalla fonderia arrivano in cantiere dei profili standardizzati, uniformati su tutto il territorio, consultabili nei profilati della comunità europea. Le barre sono prodotte con lunghezze commerciali che si aggirano attorno a valori massimi di 12÷18 metri.

Le operazioni di produzione vengono realizzate in fabbriche con macchinari appositi, in cantiere vengono solo montati.

Dal punto di vista strutturale, l'acciaio potrebbe essere paragonabile al calcestruzzo prefabbricato.

I prodotti successivi sono regolamentati a livello europeo: l'acciaio fuso viene colato in stampi di forma prismatica; ancora rovente, ma non più fuso, viene spinto nel laminatoio e passando tra rulli e lame assume la forma del **profilo** definitivo. In passato questo processo era molto più dispendioso poiché l'acciaio dopo la fusione, veniva fatto raffreddare negli stampi e poi riportato ad una temperatura di lavorazione per essere laminato.

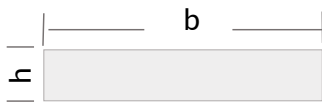
TIPI DI PROFILI

Anche i profili si sono evoluti, dalla piattezza iniziale, hanno raggiunto una complessità maggiore.

Il profilario è un catalogo fondamentale che ci porta ad un approccio diverso: una volta individuato il profilo conosciamo tutte le caratteristiche, anche meccaniche dello stesso (momenti d'inerzia, raggi di curvatura...) in questo modo si diminuisce la quantità di calcoli.

- LAMINATI A CALDO ☑ escono così dalla macchina.

- Piatto



100 x 5 ☑ questa misura espressa in millimetri, indica la larghezza, 10 cm e lo spessore, 0,5 cm.
L = 12 metri (lunghezza commerciale).

- Profilo a L

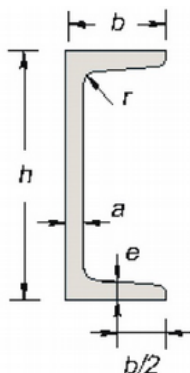


Applicazione per travi reticolari

L 100 x 100 x 8 oppure a lati diseguali,

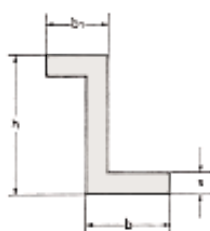
L 150 x 100 x 8 ☑ non ha assi di simmetria, il baricentro non è all'interno della sezione, la flessione che non è all'interno dei piani di simmetria è DEVIATA.

- Profilo a U



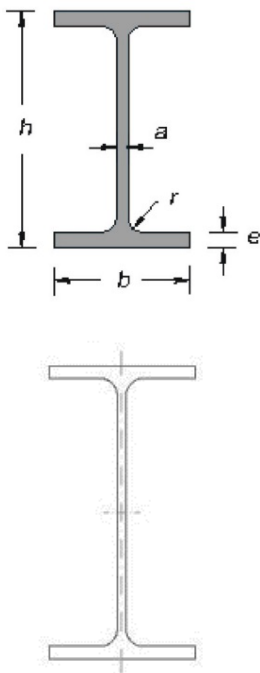
Applicazione in strutture reticolari o colonne calastrellate (i profili vengono saldati o giuntati ad attrito e all'interno del cavedio prodotto vengono fatti passare impianti).

- Profilo a T, profilo a Z



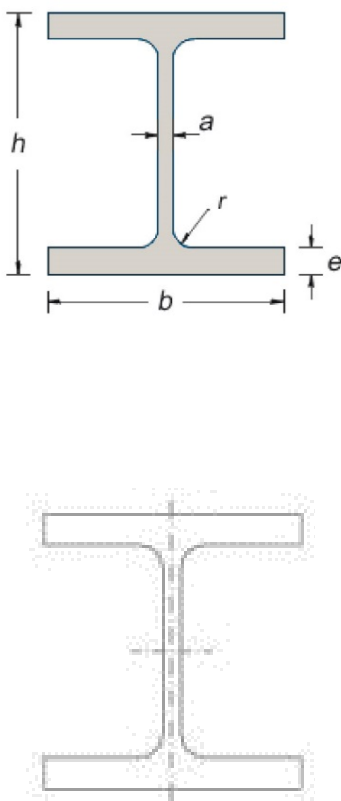
Sono profili minori, ma è importante il peso al metro dell'elemento.

- Profilo IPE



Profilo IPE, più leggero è identificato solo dalla sua altezza h , la base è la metà dell'altezza. Ex. IPE 200 $\rightarrow h=20\text{cm}$, $b=10\text{cm}$; la più piccola è la IPE 80, la più grande la IPE 1000. Presenta due assi di simmetrie e due piani di inflessione (identificati dagli assi XX' e YY'). Il momento d'inerzia sull'asse forte è circa 13 volte maggiore di quello sull'asse debole. Pertanto non si usa mai in presenza di flessione deviata, quando l'asse del momento non coincide con l'asse d'inerzia maggiore. Per questo motivo la IPE non va mai usata per colonne, ma usata nei solai come travi secondarie, poste sotto alla lamiera grecata.

- Profilo HE



Applicazioni in travi principali e colonne; sono definite dalla misura della larghezza, mentre lo spessore delle flange e dell'anima variano, non sono uguali. Ci sono diverse tipologie di HE :
 HEA 200 più leggera, $h\ 190 \times l\ 200$
 HEB 200 di media pesantezza,
 HEM 200 più pesante, $h\ 210 \times l\ 200$, quantità di acciaio concentrata sulle flange.
 \rightarrow Tra HEA e HEM ci sono 20-30 kg di ferro al metro di differenza.

La proporzione tra i momenti d'inerzia è pari a

$$J_{HEA} = J_{HEB} / 3$$

Questi profili sono anche indicati per strutture in cui è presente flessione deviata; se abbiamo bisogno di coprire azioni assiali forti, HEM ha un'alta resistenza e capacità portante. HEA e HEB sono spesso usate per le colonne.



A PARITA' DI CARICHI E APPLICAZIONI, MEGLIO SCEGLIERE I PROFILI IPE O HEA?

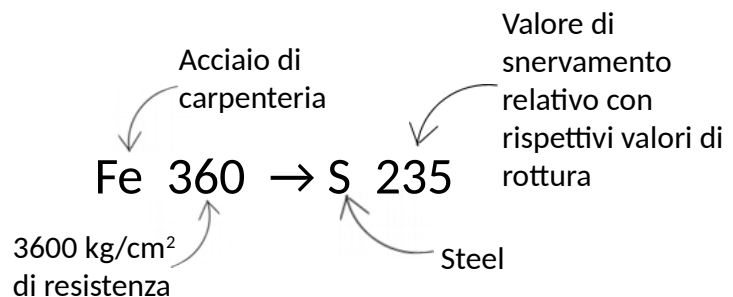
Nelle applicazione da trave, a parità di **carichi**, per soddisfare meglio la verifica di disuguaglianza di progetto, scelgo la HE perché più ridotta in altezza, anche per rispettare le **quote** e occupare il minor spessore possibile. Posso anche decidere di confrontare il momento d'inerzia e il modulo di resistenza dei profili. Per una questione **monetaria**, Le HE costano più delle IPE, quindi sono preferibili le seconde.

Quando la struttura diventa importante (es. ponte) si possono utilizzare anche più profili saldati tra loro, in modo da essere asimmetrici.

Ex.: unendo 3 profili piatti, costituisco una variante alle IPE, asimmetrica, a doppia T.

TIPI DI ACCIAIO

- Fe 360 → S 235
- Fe 430 → S 275
- Fe 510 → S 355



È importante la quantità di **carbonio** presente nel prodotto:

+ carbonio → si alzano i valori di snervamento, sopporterà sforzi maggiori;

- carbonio → resistenza allo snervamento più bassa ma con maggiormente a deformazione.

Occorre il giusto compromesso tra snervamento e duttilità, non è comunque sempre positivo avere troppo carbonio, perché il materiale finale diventa più fragile.

Per evitare la corrosione dell'acciaio si può proteggere il materiale mediante la verniciatura o zincatura.

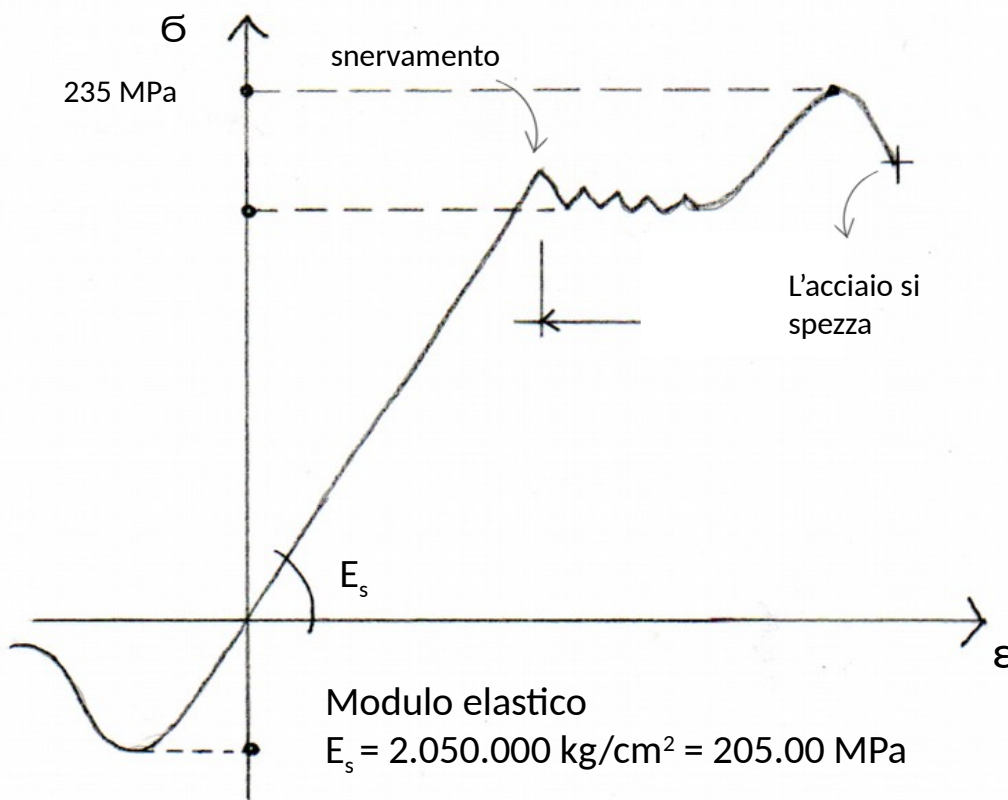
L'acciaio da costruzione deve avere un comportamento duttile, in modo tale da sopportare una notevole deformazione plastica prima della rottura, anche per questioni di sicurezza.

PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE

Preleviamo una provetta dalla trave, sagomata a clessidra per garantire una zona a rottura centrale con una sezione diversa.

Inserito il provino nella macchina a pressione, questa aumenta la distanza tra la parte alta e la parte bassa.

$$\sigma = \frac{F}{tb'} \quad \epsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$$



L'acciaio per un lungo tratto resta perfettamente **elastico**, tornando «a molla» nella posizione iniziale, senza lasciare deformazioni residue.

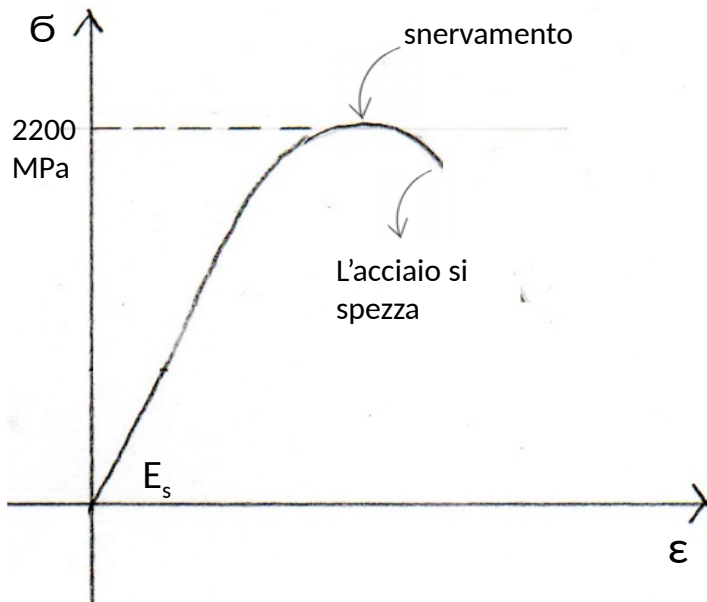
Quando arriva al punto di **snervamento**, se la forza viene scaricata il provino non torna più alla situazione precedente.

Nella zona di **rottura** diventa più piccola, si rastrema, rendendo facilmente visibili i cambiamenti di dimensione finché non si **spezza**, e il punto in cui ciò accade è molto più piccolo di quello iniziale.

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE

Il comportamento a compressione è **simmetrico** solo se si utilizzano provini tozzi, altrimenti si rompono prima a causa dell'**instabilità per carico di punta**.

In pratica non c'è snervamento, dopo il punto di snervamento massimo a 2200 MPa, l'acciaio si spezza 📌 dopo la rottura, il provino di lunghezza 1 m è lungo fino a 1,20m.



Per realizzarlo in fonderia si attua un processo siderurgico di **calmatura**: si libera la massa fusa dall'ossigeno e dai gas contenuti in essa per evitare che si formino dei pori che renderebbero la struttura fragile e pericolosa per un uso strutturale.

Al di sotto della **temperatura di transizione** l'acciaio passa da un comportamento duttile a uno fragile → con rischio crolli improvvisi della struttura.

Per verificare che la temperatura di transizione sia quella corretta si opera la

PROVA DI RESISTENZA COL PENDOLO DI CHARPY

Ricavato un provino a sezione quadrata (10 x 10 x 60 mm), viene segnato con un taglio a «V» e poi posto su due appoggi; il peso date le dimensioni è ininfluenza. Il martello colpisce il provino e passa oltre.

L'energia potenziale del pendolo diminuisce pian piano e risale di un'altezza h sempre inferiore. La macchina misura l'altezza e risalendo alla differenza di quota Δh , la traduce in **energia dissipata** per rompere il provino.

Effettuare questa prova ci permette di capire l'applicazione più corretta di quell'acciaio; in base alla temperatura ottengo il **grado d'acciaio**:

B 📌 20° C

C 📌 0° C

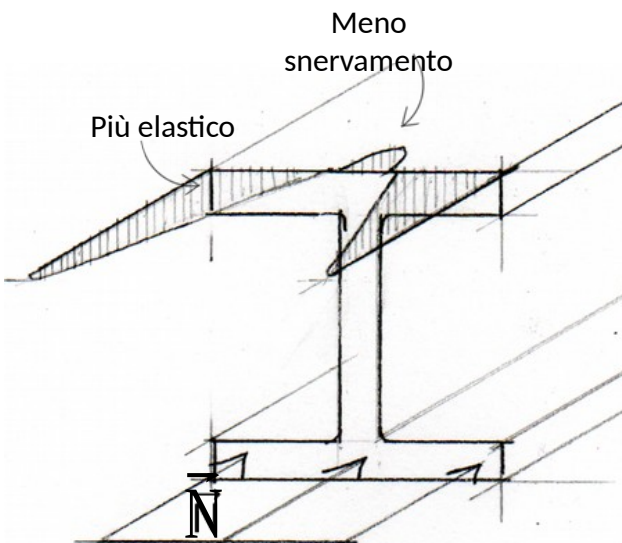
D 📌 -20° C

Oggi si tende a produrre solo acciai di grado D che resistono bene agli urti e nelle strutture saldate, per resistere al peggio.

PROVE SU STRUTTURE IN ACCIAIO

Si devono effettuare prove non solo sul materiale in se ma anche sul materiale come struttura.

La trave si produce in un forno a 800° C, passa poi in laminatoio che gli conferisce la forma desiderata, si mette poi a raffreddare definitivamente: si ottiene così un elemento da 12 metri.



All'interno della trave stessa le due flange tendono ad irraggiare verso l'anima; inoltre essendo composta da diverse parti, alcune raffreddano prima che si accorciano di più e altre raffreddano dopo.

La trave non ha tensioni dovute al carico ma potrebbe avere tensioni interne vicine alla tensione di snervamento, cioè autotensioni (S) che possono essere fortissime.

meno snervato → picchi a compressione $S=0$

più elastico → picchi a trazione

Applicata una forza normale la tensione cresce al crescere della forza, per la formula

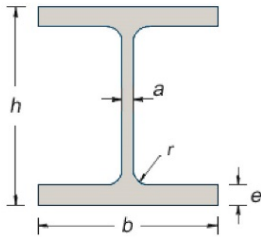
$$\sigma = N/A$$

Lo sforzo dovuto all'azione assiale è uniforme sulla sezione, è costante, anche se nel punto centrale c'è molto più sforzo. Anche se ai lati non c'è snervamento, è presente al centro.

Questo sarebbe il comportamento ideale della sezione con il carico di punta. Dopo il raffreddamento ci aspettiamo una trave dritta, ma per vari motivi legati alle fasi di produzione, non lo è: le tolleranze delle frecce sono accettabili entro determinati valori definiti dal CODICE UNI EN, se non vengono rispettati, le travi non vanno utilizzate per applicazioni edilizie.

FORMULE DI PROGETTO: PROFILO HE - IPE

I profili della tipologia HE (A, B, M) non sono sezioni di De Saint Venant, ma profili in pareti sottili sono più pericolosi di quelli a parete massiccia, che al contrario dei primi non si destabilizzano localmente in prossimità del collasso.



Bisogna dunque effettuare delle verifiche di stabilità locali, soprattutto nei punti in cui appoggiano carichi concentrati, sapendo che:

=

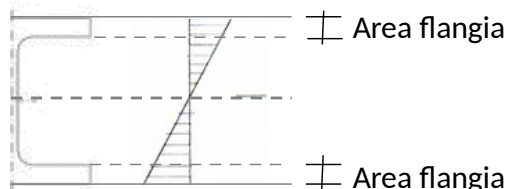
- TRAVE IN FLESSIONE

Per la flessione possiamo applicare la formula di De Saint Venant

$$\sigma = Msd/W = \text{ con } W = J/(h/2)$$

σ = tensione massima; M = momento flettente; W = modulo di resistenza;

J = momento d'inerzia; h = altezza della sezione;



Le tensioni sono simmetriche,
a farfalla

Se calcoliamo la percentuale del contributo del momento flettente delle due flange e dell'anima, scopro che il **90%** del momento M è portato dalle **flange**.

Se non ci fosse l'anima, per il momento M_f non cambierebbe (quasi) nulla.

→ In questa sezione il taglio passa quasi interamente nell'anima, il momento nelle flange: l'anima che porta il taglio è pari all'altezza della sezione le flange portano M_f con braccio pari all'altezza della sezione mentre il taglio è 10 volte più piccolo, quindi trascurabile in questa zona.

$$h = h_a - t = h \text{ se } t \rightarrow 0$$

$$M = F \times h \text{ con } F = t_f \times b_f \times f_{yd}$$

Questa formula ci permette di dimensionare la flangia:

$$M = t_f \times b_f \times f_{yd} \times h$$

Attraverso il taglio, posso invece dimensionare l'anima della sezione:

$$V = t_a \cdot h \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \quad \text{Snervamento dell'acciaio}$$

→ Il momento è governato da σ e il taglio dalle τ , rapportabili grazie al PRINCIPIO DI VON MISES:

$$\sigma = \tau / \sqrt{3}$$

Evitiamo di fare numerosi calcoli e per trovare le dimensioni delle sezioni grazie alla presenza dei profilari.

CRITERI DI PROGETTO

Esistono due criteri di progetto, quando si sceglie uno dei due, l'altro deve essere utilizzato come criterio di verifica:

- **S.L.U.** → Stato Limite Ultimo (collasso)
- **S.L.E.** → Stato Limite d'Esercizio (deformabilità)

1. PROGETTO CON IL CRITERIO DI DESISTENZA (S.L.U.)

Per trovare il modulo di desistenza della sezione $W = \frac{J}{h/2}$
 $W = J/(h/2)$

- Scelto il tipo di acciaio (tra S235, S245, S255), si ricava la tensione di snervamento f_{yd} ;
- Conoscendo il valore di M_{sd} , calcolo :

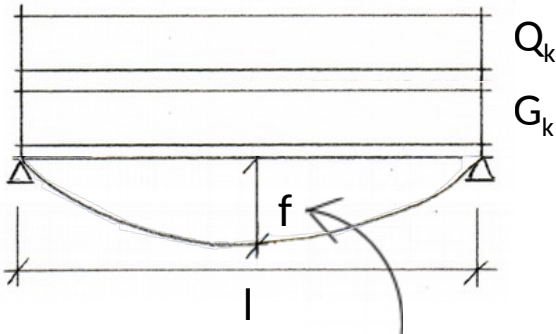
$$W = M_{sd} / f_{yd}$$

- Noto il modulo W , si cerca la trave con modulo di desistenza \geq rispetto quello ottenuto con il calcolo; bisogna porre attenzione a tutte le voci della tabella del profilario, soprattutto al peso;
- Scelta del tipo di trave.

Ex.: scelto il tipo di acciaio: Fe 450 S275;
 calcolo il Momento sollecitante:

$$M_{sd} = [(1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k) \cdot l^2] / 8$$

Calcolo il **Modulo di resistenza**, per poter scegliere la trave: IPE 180;
 Noto il tipo di profilo, conosco anche il suo peso proprio, posso correggere i G_k , pesi portanti.



- Calcolo la freccia f (necessaria alla successiva verifica) conoscendo E_s modulo elastico e J momento d'inerzia → valori forniti dal profilario:

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{(G_k + Q_k) \times l^4}{E_s \times J}$$

- Infine, passo alla **VERIFICA A DEFORMAZIONE**, per la quale, se la disuguaglianza non è verificata, devo cambiare e passare alla sezione IPE successiva:

$$\delta \leq \frac{l}{350}$$

2. PROGETTO CON CRITERIO DI DEFORMABILITÀ (S.L.E.)

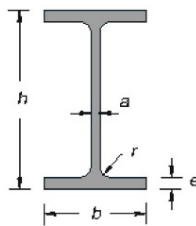
- Data la formula della freccia, ricavo il valore del momento d'inerzia J (che in questo caso non è noto):

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{(G_k + Q_k) \times l^4}{E_s \times J} = \frac{l}{350}$$

$$J = \frac{5 \times 350}{384} \times \frac{(G_k + Q_k) \times l^3}{E_s}$$

Ottenuto il valore di J, si cerca nella tabella del profilario il valore del momento d'inerzia che si avvicina maggiormente a quello trovato.
 Ottenuto il valore di J, si cerca nella tabella del profilario il valore del momento d'inerzia che si avvicina maggiormente a quello trovato.

Travi IPE ad ali parallele UNI 5398-78



h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,14	8,49	20,03	3,69	3,24	1,05
100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,32	171,0	15,92	34,20	5,79	4,07	1,24
120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,21	317,8	27,67	52,96	8,65	4,90	1,45
140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,43	541,2	44,92	77,32	12,31	5,74	1,65
160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,09	869,3	68,31	108,7	16,66	6,58	1,84
180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,95	1.317	100,9	146,3	22,16	7,42	2,05
200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,48	1.943	142,4	194,3	28,47	8,26	2,24
220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,37	2.772	204,9	252,0	37,25	9,11	2,48
240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,12	3.892	283,6	324,3	47,27	9,97	2,69
270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,95	5.790	419,9	428,9	62,20	11,23	3,02
300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,81	8.356	603,8	557,1	80,50	12,46	3,35
330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,61	11.770	788,1	713,1	98,52	13,71	3,55
360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,73	16.270	1.043	903,6	122,8	14,95	3,79
400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,46	23.130	1.318	1.156	146,4	16,55	3,95
450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,82	33.740	1.676	1.500	176,4	18,48	4,12
500	200	10,2	16,0	21	90,7	115,5	48.200	2.142	1.928	214,2	20,43	4,31
550	210	11,1	17,2	24	106	134,4	67.120	2.668	2.441	254,1	22,35	4,45
600	220	12,0	19,0	24	122	156,0	92.080	3.387	3.069	307,9	24,30	4,66



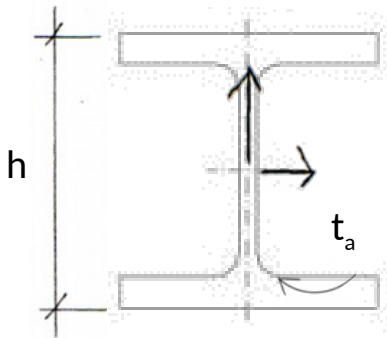
- Trovata la trave nella tabella del profilario, utilizzo l'informazione data per il momento: possiamo ora determinare la disuguaglianza per la verifica a resistenza:
- Trovata la trave nella tabella del profilario, utilizzo l'informazione data per il momento M_{sd} , possiamo ora determinare la disuguaglianza per la verifica a resistenza:

> sapendo che $= W_x$

$$M_{rd} > M_{sd} \text{ sapendo che } M_{rd} = W_x \times f_{yd}$$

VERIFICA A TAGLIO (S.L.U.)

- Calcolo il **taglio sollecitante di progetto** :



$$V_{sd} = \frac{1}{2}(1,3G_k + 1,5Q_k) \times l$$

- Calcoliamo il **taglio resistente di progetto**:

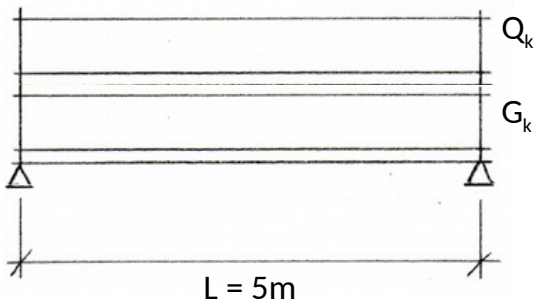
$$V_{Rd} = t_a \cdot h \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

sapendo che $\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \tau_{yd}$ cioè la **tensione tangenziale di snervamento**;

- Calcolati il taglio sollecitante di progetto e il taglio resistente di progetto possiamo determinare la disuguaglianza di progetto per la verifica a taglio:

$$V_{Rd} > V_{sd}$$

Ex.:



Dati: = 24 kN/m; = 12 kN/m
l = 5 m

Momento d'inerzia:

$$J = \frac{5 \times 350}{374} \times (1,3 \cdot 24 + 1,5 \cdot 12) \times (5000 \text{ mm})^3$$

$$= \frac{210000 \text{ N/mm}^2}{= 13346 \text{ cm}^4}$$

Nel profilario individuo l'IPE 360 oppure HEA 280 (anche se ha h minore, il peso è maggiore rispetto la IPE);

Momento M_{sd} :

$$M_{sd} = = 154 \text{ kN/m}$$

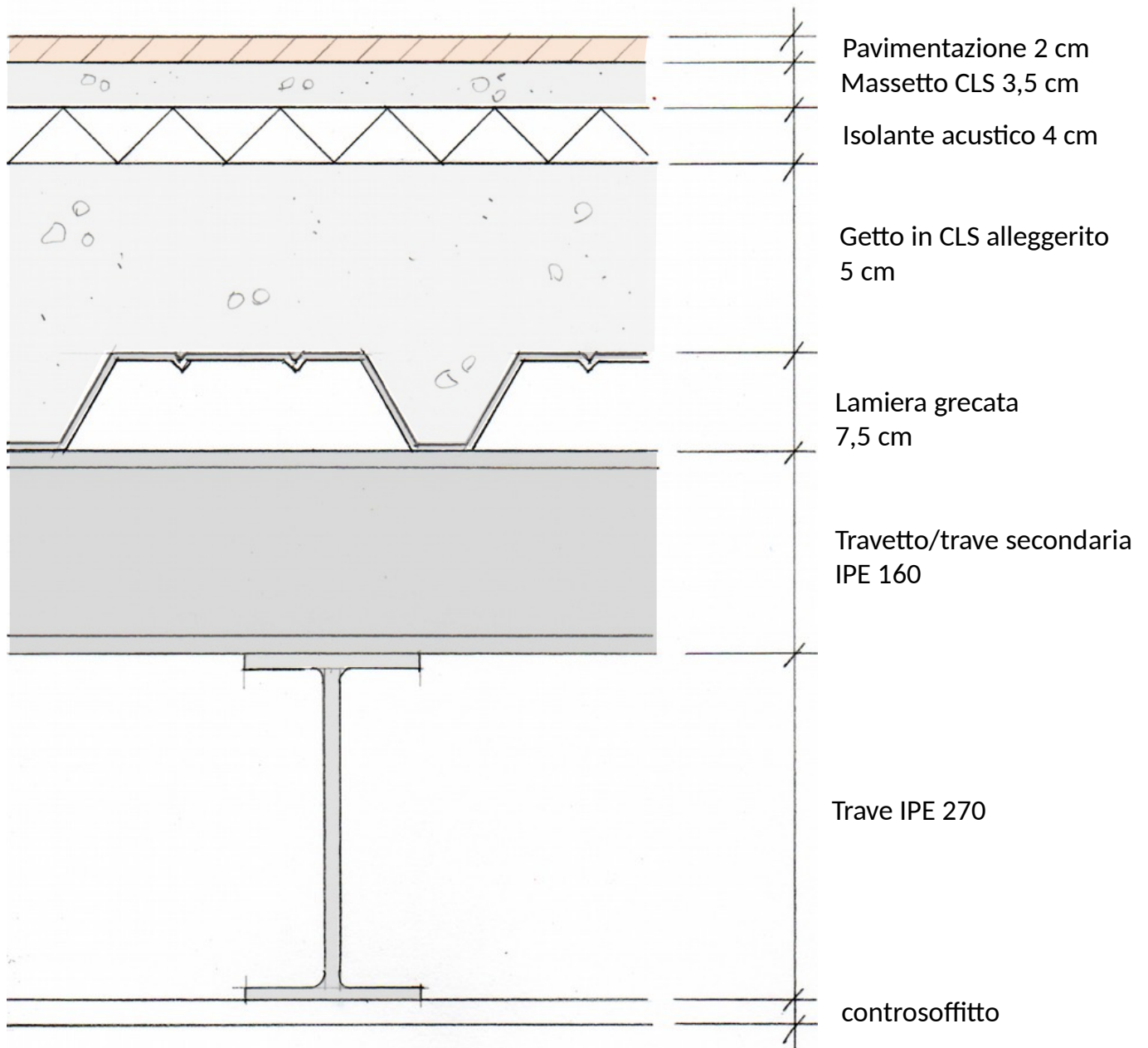
→ calcolato anche M_{rd} verifico la disuguaglianza $M_{rd} > M_{sd}$

Taglio sollecitante :

$$= x 123 \text{ kN/m}$$

☑ calcolato anche verifico la disuguaglianza $> V_{sd}$

SOLAIO IN ACCIAIO



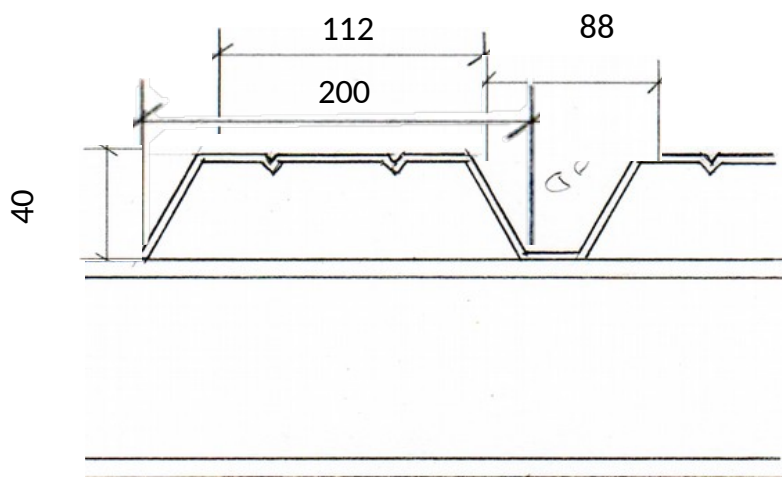
Struttura più leggera rispetto ad una in latero cemento

Peso proprio	209,8	kg/m ²	G1	struttura
Travi IPE 160	15,8	kg/m		
IPE 270	36,11	kg/m		
Portati	3,2	kg/m ²	G2	aggiunti alla struttura

$$G_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$$

LAMIERA GRECATA



La **lamiera** ha la funzione di cassero durante la costruzione e costituisce parte o tutta l'armatura longitudinale dopo l'indurimento del calcestruzzo. Poiché non è sufficiente la semplice adesione chimica fra la lamiera e il calcestruzzo, sono previste opportune lavorazioni o particolari sagome per garantire l'**aderenza**.

Gli spessori della lamiera variano tra 0.7 e 1.5 mm mentre le altezze tra 40 e 80mm.

Altezza media spessore cls:

$$\bar{h} = \frac{50 \cdot 200 \cdot \frac{1}{2} \cdot 40 (88 + 45)}{200} = 52,8 \text{ mm}$$

Si considera il peso proprio della lamiera compreso nel peso del getto:

$$0,058 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 126,7 \text{ kg/m}^2$$

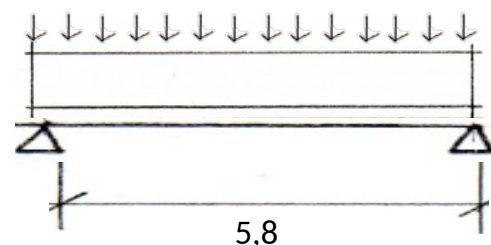
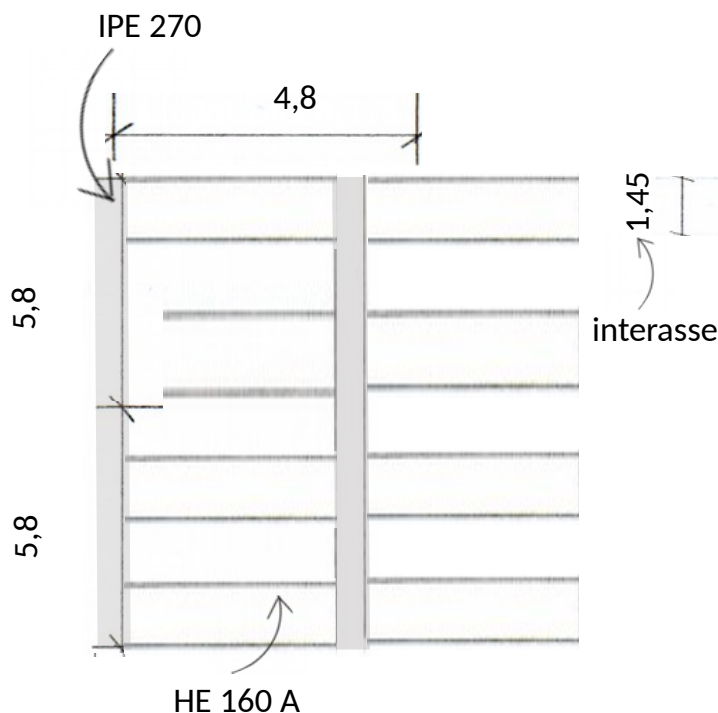
Le travi IPE sfruttano meglio le caratteristiche del materiale;

→ La più resistente (63) è comunque meno pesante rispetto una HE (53).

Ex.: IPE 270 e IPE 160

$$i = 2,9 \text{ m}; \text{ carico perm} = 14,39 \text{ kN/m} \rightarrow 14,39 \times 2,9 = 41,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{carico accid} = 18,41 \text{ kN/m} \rightarrow 18,41 \times 2,9 = 53,39 \text{ kN/m}^2$$



Ex.: IPE 270 e HE 160 A

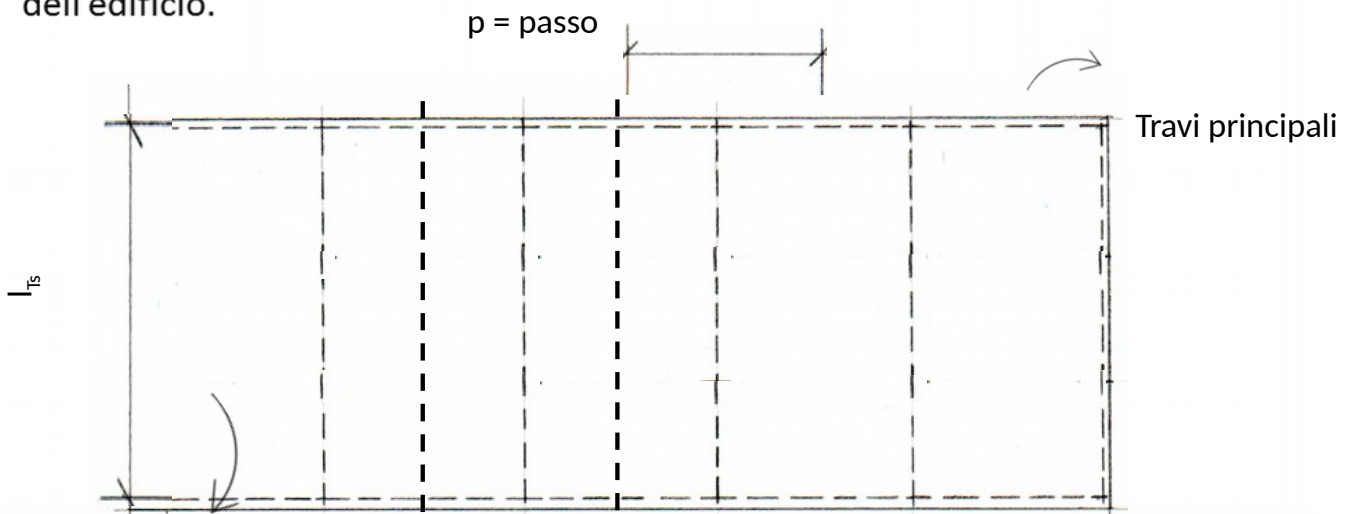
$$i = 1,45; \text{ perm} = 4,28 \text{ m (area d'influenza)}$$

$$\text{Peso travi II} = 4,8 \times 30,4 \times 9 = 1313,28 \text{ kg}$$

$$= 23,58 \text{ kg/m}^2 = 0,23 \text{ kN/m}^2$$

PREDIMENSIONAMENTO

Elementi **prefabbricati** inseriti nel **metodo a secco** di costruzione, senza getti strutturali, rendono la struttura in acciaio **riciclabile** al termine della vita dell'edificio.

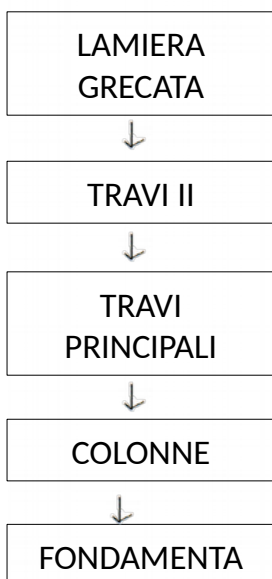


Travi secondarie: sorreggono la lamiera grecata un foglio da 0,8 a 1 mm piegato a Ω a freddo, usata per coprire la luce tra una trave II e l'altra, ed parallela alle travi principali;

→ Tutti gli elementi sono pronti per le loro funzioni strutturali alla messa in opera; forniscono una metodologia di costruzione molto veloce e riciclabile.

FLUSSO DEI CARICHI E FLUSSO DI DIMENSIONAMENTO

Il flusso parte da dove i carichi sono applicati fino a terra, sia i carichi di finitura che quelli di utilizzo.



$$G_k = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

- LAMIERA GRECATA: il dimensionamento viene fornito dai produttori; in base ai carichi G_k e Q_k avviene la scelta.

$$\sigma = \frac{Msd}{W} \text{ (resistenza SLU)}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{(G_k + Q_k) \times l^4}{E_s \times J} \text{ (spostamento in mezzeria)}$$

- TRAVI SECONDARIE: per dimensionare la trave bisogna tenere conto di diverse incognite, non trascurabile il passo delle secondarie, poiché in funzione dello stesso cambia la sezione della trave stessa. Sono sempre isostatiche e di facile calcolo



- Usiamo il G_k di riferimento, che tiene in considerazione anche il peso della trave stessa;
- Segnando la mezzeria tra le travi, la striscia di pertinenza è pari al passo.

- Possiamo operare con due metodi, calcolando il momento sollecitante di progetto (S.L.U.)

$$M_{sd} = \frac{(1,3 \times p \times G_k + 1,5 \times p \times Q_k) \times l_{Ts}^2}{8}$$

Oppure calcolando lo spostamento massimo in mezzeria, la freccia (S.L.E.)

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{(p \times G_k + p \times Q_k) \times l_{Ts}^4}{E_s \times J}$$

Entrambi con:

P = da minimo 0,8 m al massimo di 2 m;

h solaio (lamiera grecata + trave II) = 0,24 ÷ 0,25 m;

La f (deformabilità) non deve superare certi livelli, ha dei limiti e le travi secondarie non devono essere più lunghe di 6 metri.

Con il metodo allo S.L.E. ho due incognite, il passo e il momento d'inerzia J ; per il criterio di deformabilità :

$$\delta = \frac{l_{Ts}}{300}$$

Mentre con il criterio di resistenza (S.L.U.) abbiamo solo l'incognita del passo; mettendole in relazione:

$$\frac{5}{384} \times \frac{(p \times G_k + p \times Q_k) \times l_{Ts}^4}{E_s \times J} = \frac{l_{Ts}}{300}$$

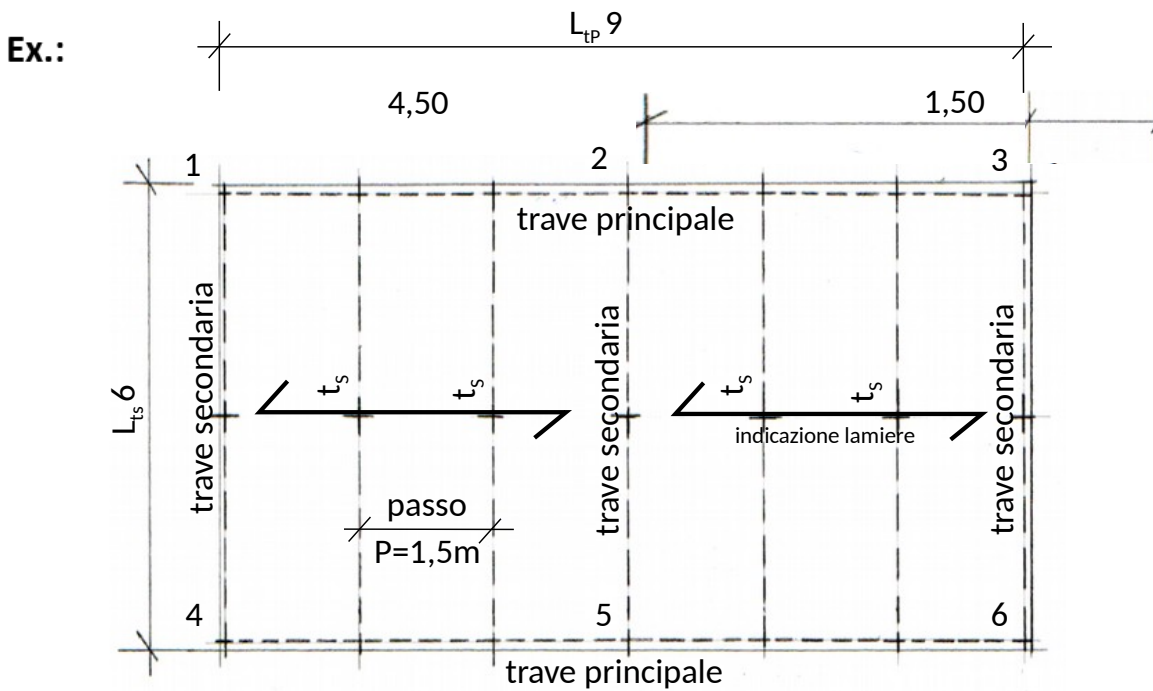
$$J = 300 \times \frac{5}{384} \times \frac{(p \times G_k + p \times Q_k) \times l_{Ts}^3}{E_s} = 2540 \text{ cm}^4$$

Modulo di resistenza

con $p = 1$ m (definito geometricamente)

$$W_{pl} = \frac{M_{sd}}{f_{yd}} = \frac{(1,3 \times p \times G_k + 1,5 \times p \times Q_k) \times l_{Ts}^2}{8 \times f_{yd}} = 125 \text{ cm}^3$$

Trovato il profilo, va controllato che sia coerente con entrambi i criteri di verifica.



$$G_k = 3 \text{ kN/m}^2 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_k = 2 \text{ kN/m}^2 = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 1,50 \text{ m}$$

$$J = 300 \times \frac{5}{384} \times \frac{7,5 \times 600^3}{2.050.000} = 3.086,89 \text{ cm}^4$$

Acciaio S275, scelta:

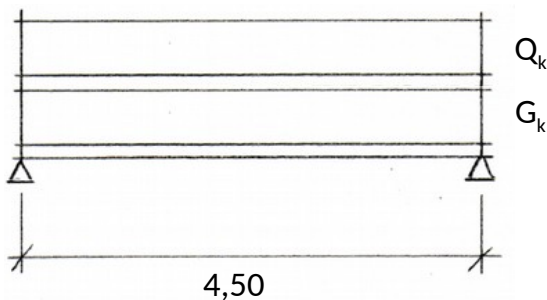
IPE 240 30,7 kg di peso 240 mm di h 96,1 M_{rd} [kNm]

HE 200 A 42 kg di peso 190 mm di h 112,5 M_{rd} [kNm]

$$M_{sd} = \frac{(1,3 \times 1,5 \times 3 + 1,5 \times 1,5 \times 2) \times 62}{8} = 46,575 \text{ kNm}$$

Disuguaglianza verificata con entrambe le scelte.

- TRAVI PRINCIPALI: si presenta come una trave classica



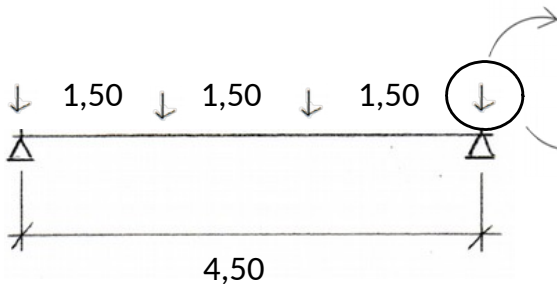
Definiamo un'area d'influenza:

$$1 \text{ m} \times \frac{1}{2} l_{Ts} = 1 \times 3 \text{ m}$$

Scelta del criterio

$$SLE = \frac{1}{2} \times (p \times G_k + p \times Q_k) \times l_{Ts} = \frac{1}{2} \times (1,5 \times 3 + 1,5 \times 2) \times 6 = \mathbf{22,5 \text{ kN}}$$

$$SLU = \frac{1}{2} \times (\gamma_f \times p \times G_k + \gamma_f \times p \times Q_k) \times l_{Ts} = \frac{1}{2} \times (1,3 \times 1,5 \times 3 + 1,5 \times 1,5 \times 2) \times 6 = \mathbf{31,05 \text{ kN}}$$



$$M_{sd} = SLU \times \text{braccio} = 31,05 \text{ kN} \times 1,5 \text{ m} = \mathbf{46,575 \text{ kNm}}$$

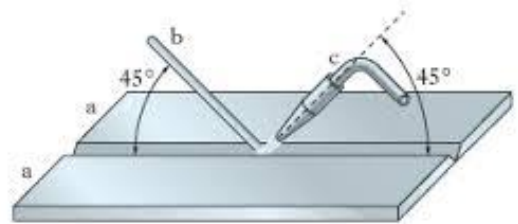
GIUNZIONI

Le **giunzioni** permettono continuità alla struttura, possono essere smontabili, sono riciclabili, possono essere fuse e recuperate.

Tipologie di giunzioni:

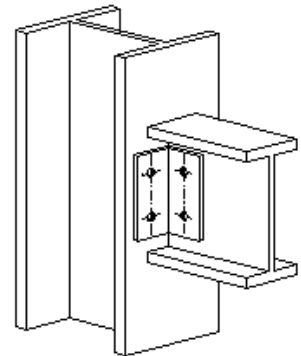
- **SALDATE:**

Sono giunzioni senza apporti di materiale, la tecnica prevede l'uso dell'elettrodo. Se la saldatura salda solo una parte della struttura può accadere che si crei un difetto.

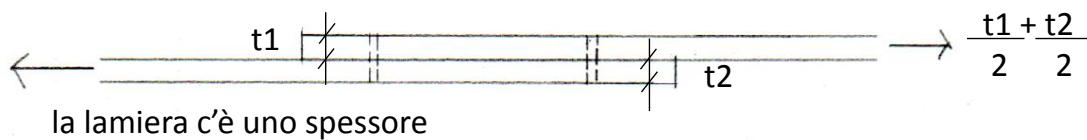


- **BULLONATE:** 1. Bullonature a taglio
2. Bullonature ad attrito

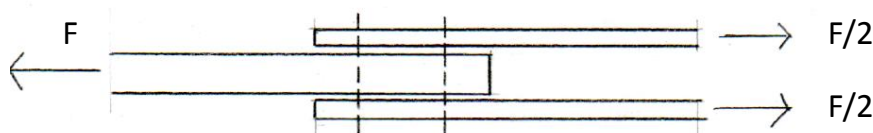
Le unioni bullonate permettono uno spedito assemblaggio della struttura in opera. Hanno come componenti fondamentali il bullone. La differenza fra le bullonature a taglio e ad attrito è la sollecitazione ortogonale all'asse del bullone nel primo caso e all'attrito fra le superficie a contatto dei pezzi collegati nel secondo caso.



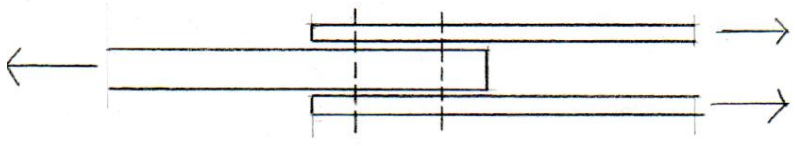
1. BULLONATURA A TAGLIO



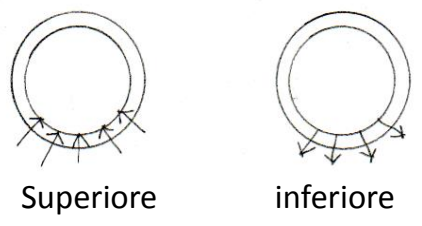
è meglio fare la giunzione più simmetrica



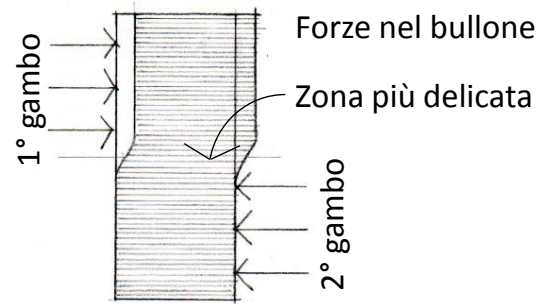
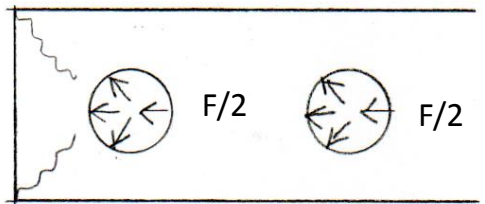
Le lamiere fissate con bulloni



Le forze (fori/bulloni)



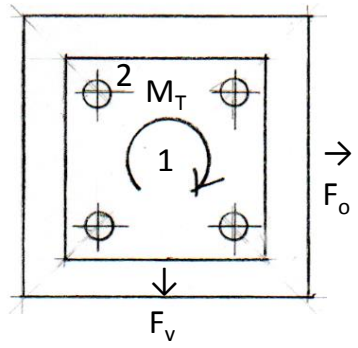
Lamiera ingrandita



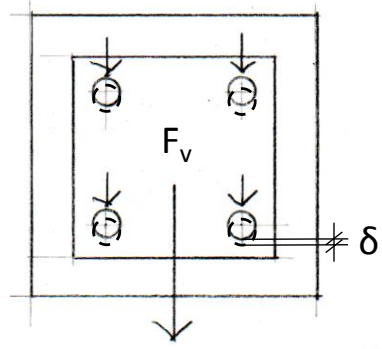
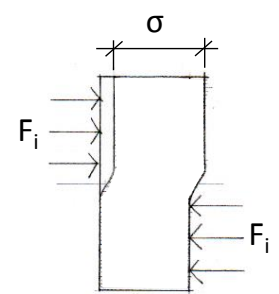
La lamiera si può rompere così

Fenomeno collasso → per non avere un collasso, si devono seguire le norme di dimensionamento dei fori e posizionamento del pezzo a cui deve essere fissata la lamiera.

Placca



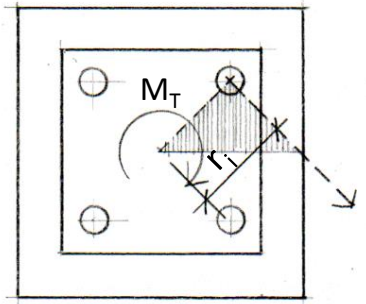
1. Il baricentro
 2. Fori perfettamente simmetrici
- F_o Forza orizzontale
 F_v Forza verticale
 M_T momento torcente



$$F_i = K\delta_i \quad \text{sommatoria } \sum_{i=1}^4 F_i = F_v$$

$$F_i = \frac{F}{4}$$

Momento torcente M_T



$$\delta_i = r_i \theta \quad \sum_{i=1}^4 F_i r_i = M_T$$

$$\sum k r_i \theta = M_T$$

$$\frac{F_i}{r_i} \cdot \sum r_i^2 = M_T$$

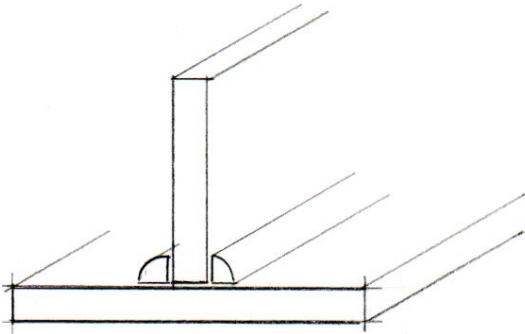
$$F_i = k\theta r_i$$

$$k\theta = \frac{F_i}{r_i}$$

$$F_i = \frac{M_T \cdot r_i}{\sum r_i^2}$$

SALDATURA A CORDONE D'ANGOLO

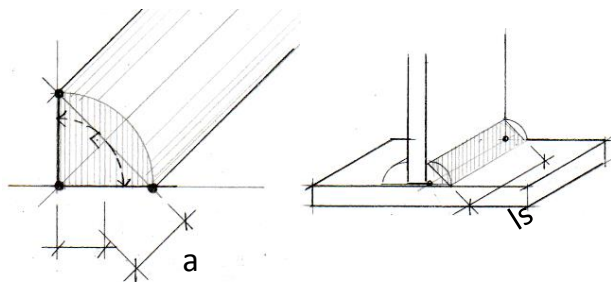
Questa saldatura avviene **depositando** materiale mediante una macchina elettrica grazie a un **elettrodo** (bacchetta cilindrica) portato da una pinza: lo si avvicina senza far toccare le estremità, e si fa fondere sia l'interno della bacchetta che la **scoria**, che però non deve mescolarsi con l'acciaio, serve solo da protezione all'elettrodo dall'ossigeno, che altrimenti lo farebbe bruciare e non fondere. Con le macchine moderne la scoria è stata sostituita da gas inerte, contenuto insieme al filo d'elettrodo in un tubo, e quando scatta l'arco voltaico non avviene la **scintilla** per mancanza di ossigeno.



Tra le lamiere appoggiate c'è il vuoto

Il materiale d'apporto viene aggiunto a 1500°C e poi si raffredda molto velocemente.

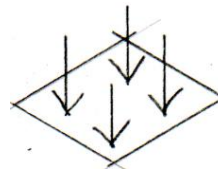
FORMA: depositiamo due **cordoni d'angolo** idealmente uguali; la F passa attraverso la saldatura, ma se la forza F è tanto maggiore e la piastra non ben vincolata, la struttura **collassa**.



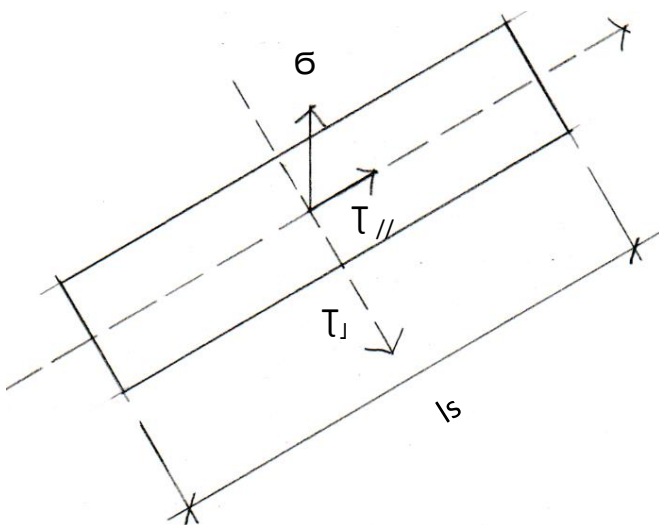
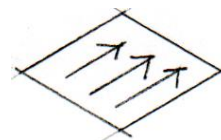
Osservando la **sezione resistente di gola della saldatura**, possiamo definire il piano di gola della saldatura proiettato sulla piastra inferiore.

Definiamo su questo piano le tensioni:

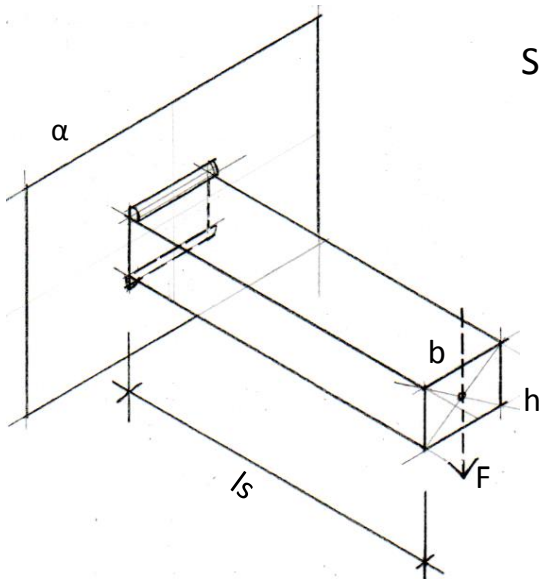
- **σ perpendicolari** alla superficie del piano;



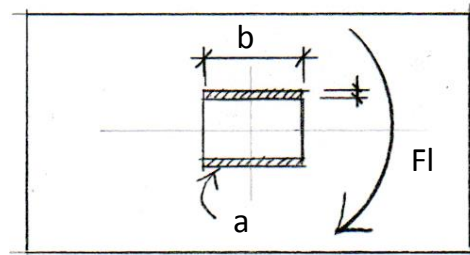
- **τ parallele** alla superficie del piano.



Consideriamo una piastra di fondo vincolata e un prisma a sezione rettangolare in acciaio ad essa saldata (**cordone d'angolo ideale**).



Siano: a = dimensione della sezione di gola
 b = sviluppo della saldatura lungo il lato
 τ = tensione sul piano α
 σ = tensione entrante/uscente dal piano



Angoli inclinabili a diversi gradi, comportano inconveniente di calcolo: per risolvere questo problema, viene stabilito che possiamo ruotare questo piano a libera scelta, o sulla verticale o sulla base.

Calcoliamo le due saldature **indipendentemente** per ogni azione, F e M_F .
 F , forza tangenziale attiva τ perpendicolare, che agisce perpendicolarmente rispetto alla sezione di gola a:

$$\tau = \frac{F}{2ab}$$

Con $2ab$ = area della saldatura;

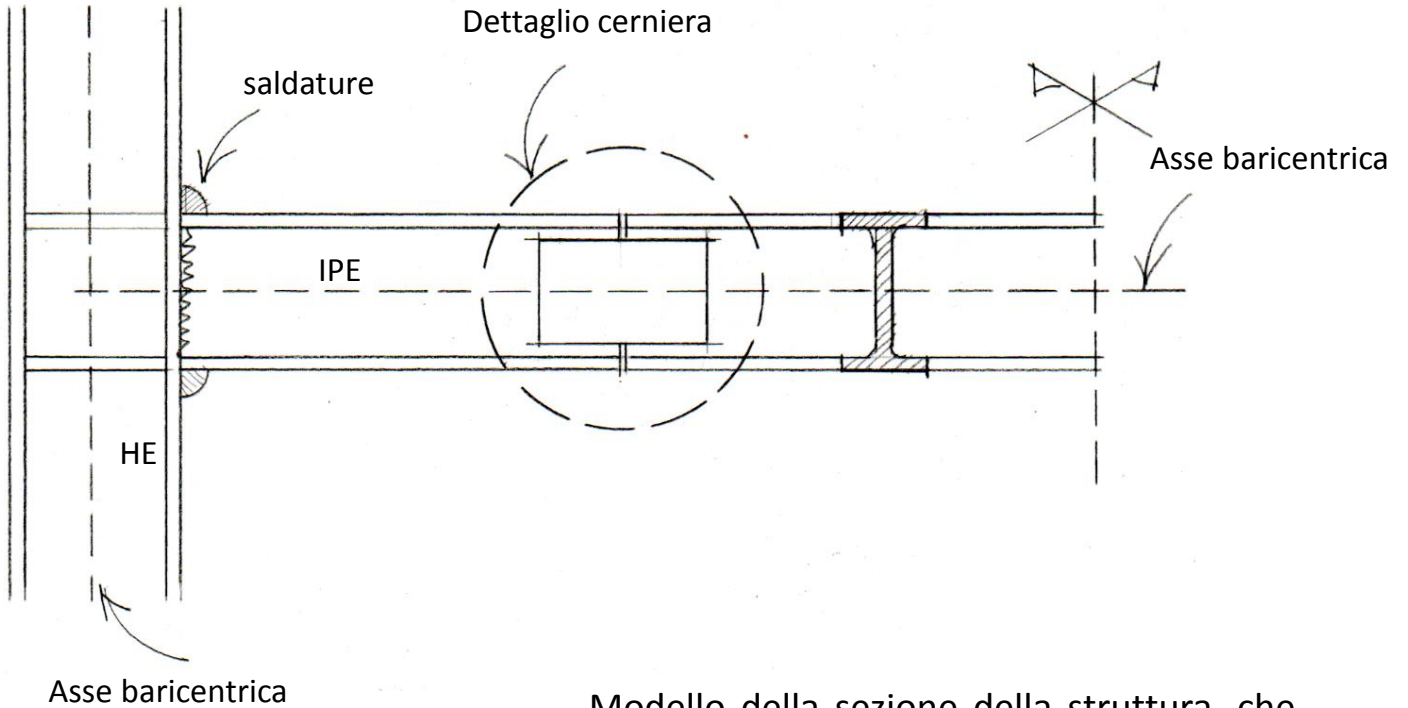
Il momento è dato da F per il braccio, $M = FI$ che tira la parte sopra e spinge la parte inferiore (secondo De Saint Venant) generando σ perpendicolare:

$$\sigma = \frac{FI}{(h+a) \times ab}$$

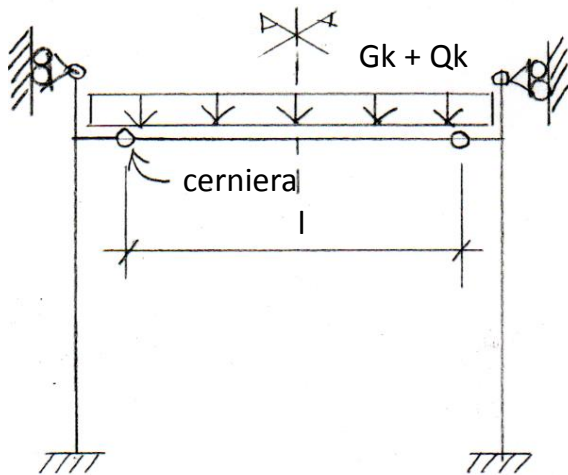
Con $h+a$ = braccio del momento

Trasformo la forza in una **tensione**, dividendola per l'area (ab).

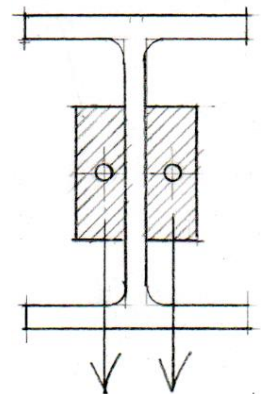
CERNIERA



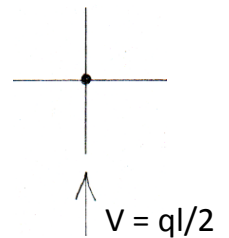
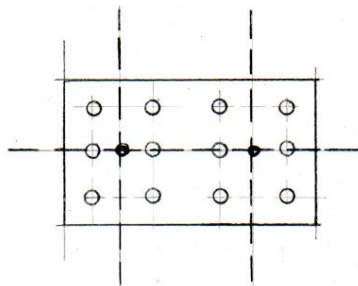
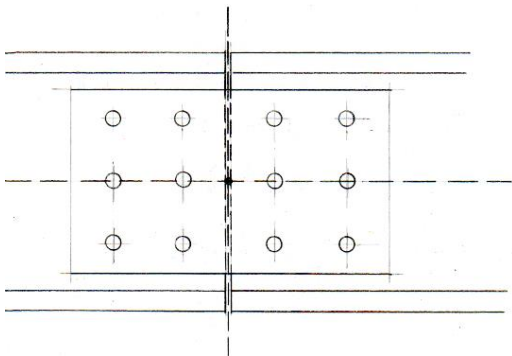
Modello della sezione della struttura, che deve essere in grado di sopportare i carichi G_k strutturali e i carichi Q_k portati.



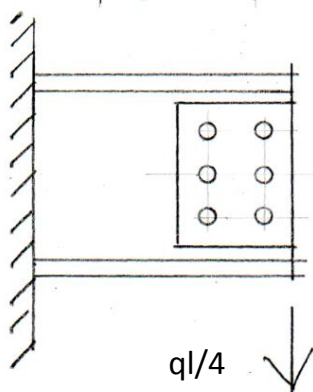
È necessario lasciare una certa distanza e rispettare la geometria della flangia.



$$V_{rd}/2 \leftarrow q_l/4 \quad q_l/4$$



Sul giunto insiste il taglio della trave: passa sul punto della cerniera e vale $q_l/2$; non c'è momento. Non c'è una sola opzione per ubicare il punto della cerniera.



La scelta dei bulloni viene effettuata per tentativi, attraverso i dati forniti dalle normative.

Ne esistono diversi, individuati da diverse classi:

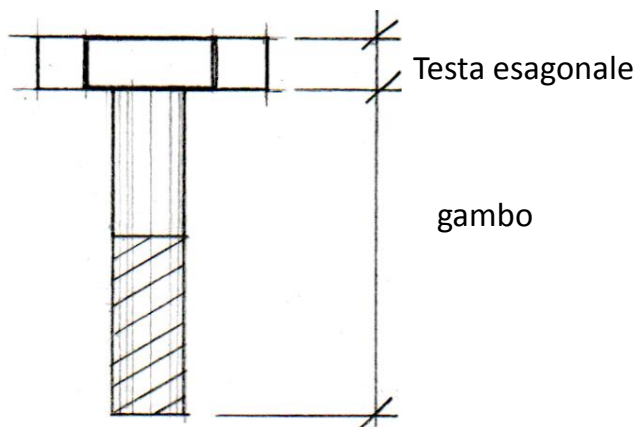
- 5.6
- 6.8
- 8.8
- 9.10
- 12.9

ci permettono di conoscere lo snervamento a taglio resistente del gambo del bullone.

Ex.: $8 \times 8 = 64 = 640 \text{ MPa}$

Le classi inferiori, diversamente dalle 3 superiori, sono relegate alle bullonature a taglio.

VITE

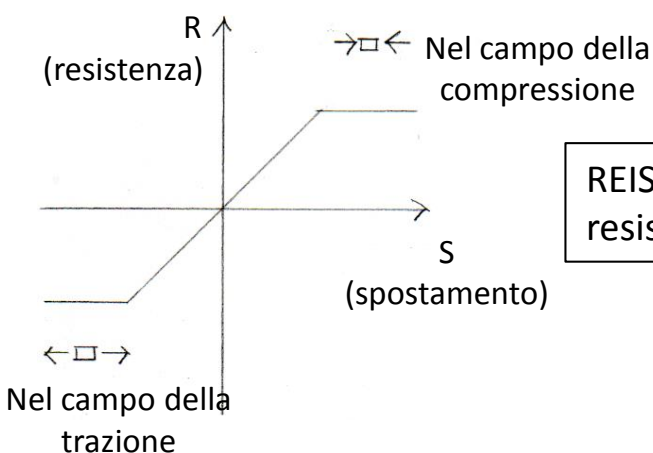
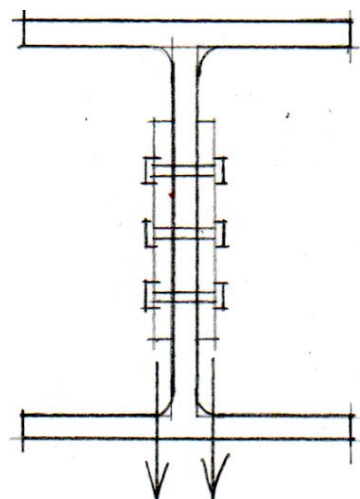


Le caratteristiche della vite, cioè il numero del bullone e il diametro del bullone servono ad analizzare l'operato: bisogna dimostrare che la quantità di bulloni e le distanze funzionino con la struttura.

→ È necessario che il numero di bulloni sia simmetrico, meglio pari.

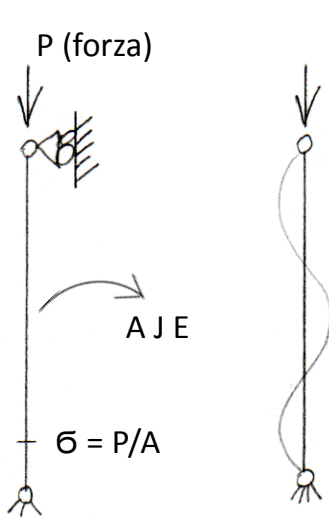
Fasi:

Individuo il taglio sollecitante $V_{sd} = q/4$; oppure più velocemente, trasformiamo il taglio V_{rd} della trave, per raggiungere la situazione finale.



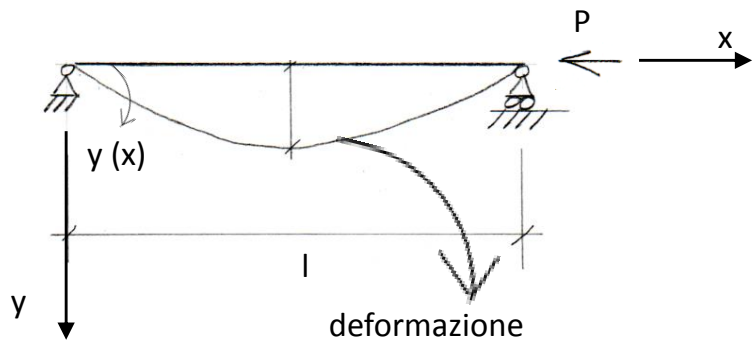
REISTENZA: l'acciaio può avere 10 volte la resistenza del calcestruzzo

La colonna metallica, per la teoria di De Saint Venant, non è possibile fare la verifica.



$$F_{yd} = \frac{P}{A}$$

In verità la colonna in acciaio, nella reale situazione, è già come in figura. Bisogna considerare la stabilità degli equilibri, per apportare nuove soluzioni.



Linea elastica:

$$y'' = \frac{-M}{EJ} = \text{curvatura della nostra linea d'asse}$$

$$y'' = \frac{-P y(x)}{EJ}$$

$$y'' + \left(\frac{P}{EJ}\right) y = 0$$

$$\frac{P}{EJ} = \alpha^2 \rightarrow y'' + \alpha^2 y = 0$$

$$y(0) = B = 0$$

$$y(l) = A \sin \alpha l = 0$$

$\alpha l = \pi \rightarrow$ la prima volta, quando il seno si annulla, è π

$$\sqrt{\frac{P}{EJ}} \times l = \pi \rightarrow P = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

$$P_{cr} = P \text{ critico} / \sigma \text{ critica} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

$$\frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2 A} \rightarrow \sqrt{\frac{J}{A}} = i$$

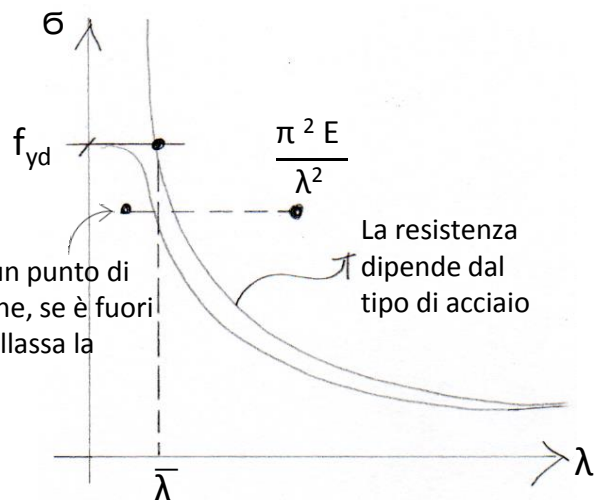
$$\frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E i^2}{l^2} \rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$L^2_0 \rightarrow \lambda = \frac{l_0}{i}$$

$$Y(x) = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x$$

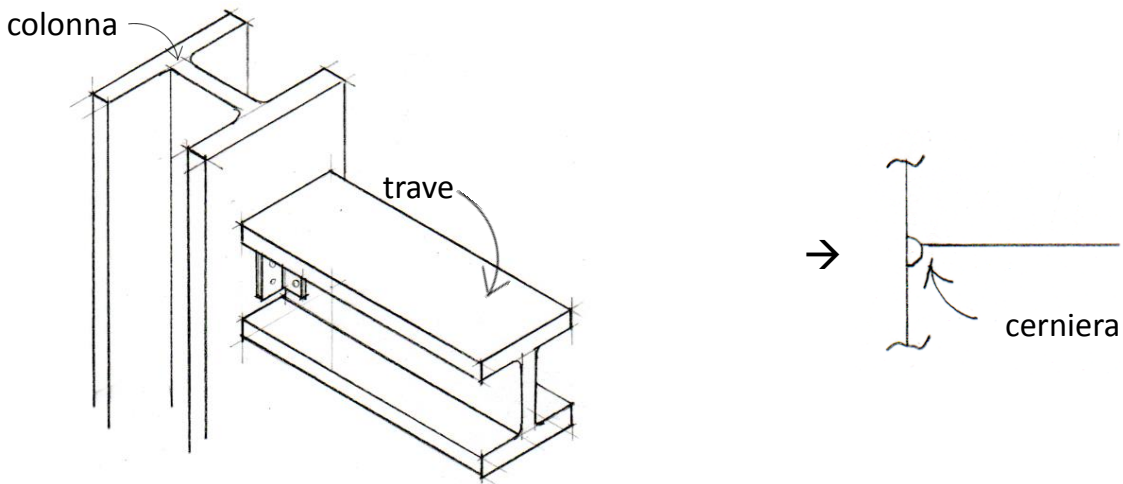
$$Y'(x) = \alpha A \cos \alpha x + \alpha B \sin \alpha x$$

$$Y''(x) = -\alpha^2 A \sin \alpha x - \alpha^2 B \cos \alpha x$$



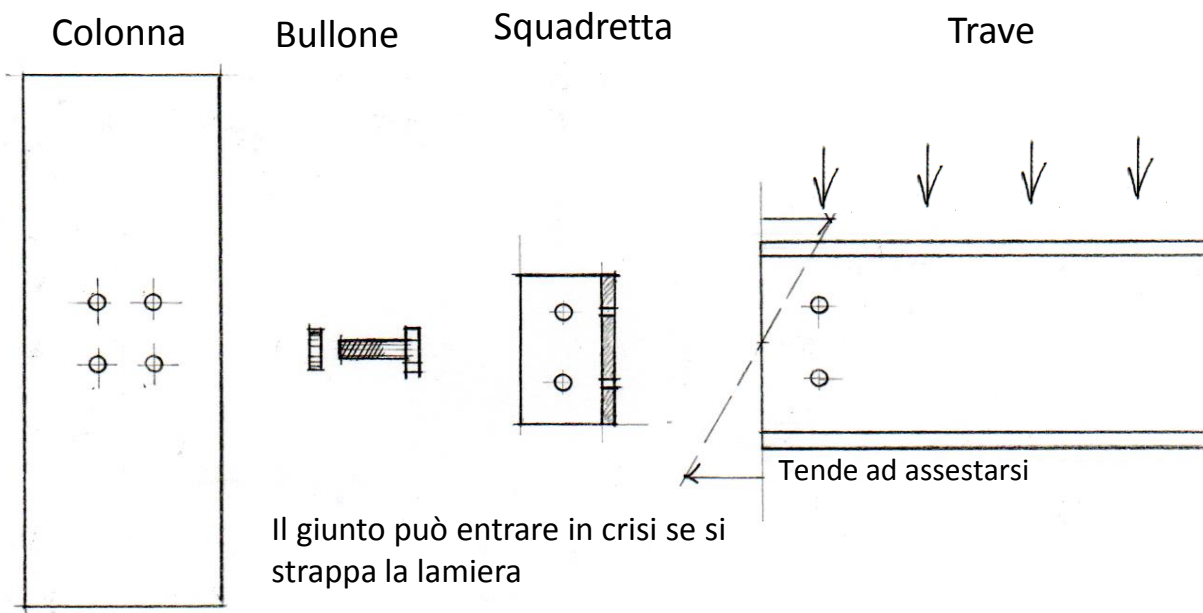
Mettiamo un punto di sollecitazione, se è fuori dall'area crolla la struttura

La resistenza dipende dal tipo di acciaio



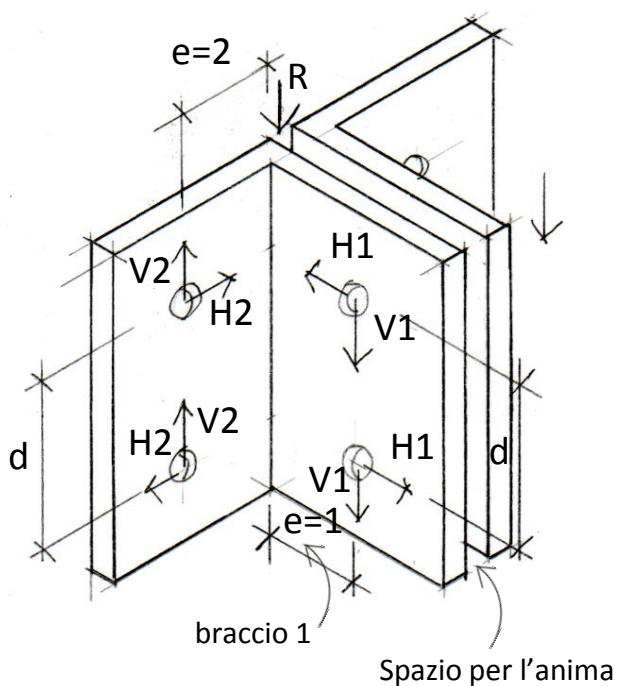
La struttura non è monolitica come nel caso del calcestruzzo.

Esaminiamo la struttura, la smontiamo come un esploso:



Ogni singolo elemento può entrare in crisi nella struttura:

La nostra sollecitazione è $R/2$



$$V_1 = \frac{R}{4}$$

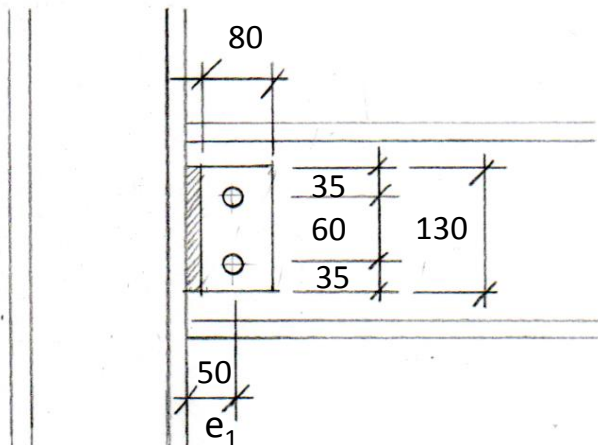
$$H_1 = \frac{R}{2} \times \frac{e_1}{d}$$

$$V_2 = \frac{R}{4}$$

$$H_2 = \frac{R}{2} \times \frac{e_2}{d}$$

$$F_1 = \sqrt{V_1^2 + H_1^2}$$

$$F_2 = \sqrt{V_2^2 + H_2^2}$$



COME PUO' ROMPERSI LA SQUADRETTA?

Conosciamo il materiale, Fe 360, e le misure della squadretta

L 80 x 80 x 8

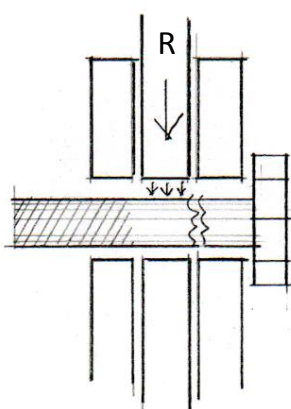
E il tipo di bullone che andremo ad inserire

M 16 16

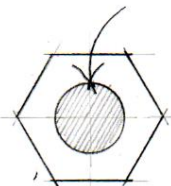
→ il foro deve essere leggermente più grande del bullone.

$e_1 = 50 \text{ mm}$; $e_2 = 50 \text{ mm}$; $d = 60 \text{ mm}$

Quindi:



A bullone



$$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

$$f_{tB} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{m2} = \text{fattore di sicurezza} = 1,25$$

$$H_1 = H_2 = \frac{R}{2} \times \frac{50}{60} = R \frac{5}{12}$$

$$V_1^2 = \left(\frac{R}{4}\right)^2$$

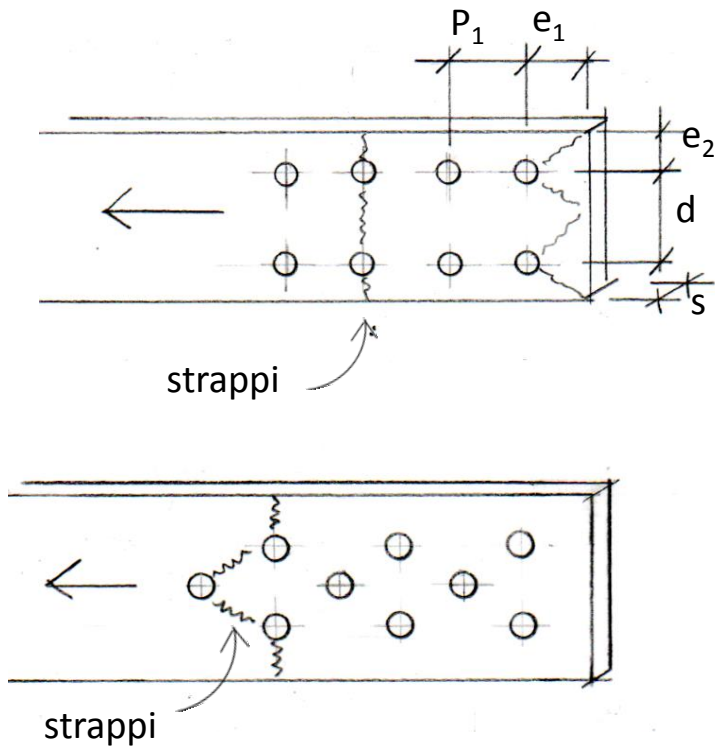
$$F_1 = \sqrt{\frac{R^2}{16} + R^2 \frac{25}{144}} = R \times 0,486$$

$$F_{V1RD} = \frac{0,6 f_{tB} \times A_{res}}{\gamma_{m2}} =$$

$$\text{Resistenza taglio del bullone} = \frac{0,6 \times 500 \text{ N/mm}^2 \times 157 \text{ mm}^2}{1,25} = 37,68 \text{ kN}$$

$$F_{V1RD} > F_1 = 0,486$$

$$R < \frac{37,68 \text{ kN}}{0,486}$$



LAMIERA

I nodi presenti sulla lamiera possono strapparsi; bisognerà calcolare la resistenza totale della giunzione lamiera - bullone.

$$P_1 < 2,25 s ;$$

$$d_2 > 2,4 s ;$$

Quindi:

$$F_{b1RD} = \frac{k \times \alpha \times f_{tk} \times d \times s}{\gamma_{m2}}$$

d = diametro bullone
s = spessore lamiera

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d} = \frac{50}{3 \times 16} = 1,04 \times \frac{f_{tB}}{f_{tk}} = \frac{500}{360} = 1,391 \right\} = 1$$

$$k = \min \left\{ \frac{2,8 e_2}{d} - 1,7 = \frac{2,8 \times 50}{16} - 1,7 = 7,05 - 1,7 = 5,35 \right\} = 2,5$$

$$F_{b1RD} = \frac{1 \times 2,5 \times 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 16 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}}{1,25} = 92.160 \text{ kN}$$

Resistenza taglio del bullone

$$F_{V1RD} = \frac{37,68 \text{ kN}}{0,486}$$

allora la resistenza totale dell'unione è

$$\boxed{R = 77,53 \text{ kN}}$$

Bibliografia

BERNUZZI, Claudio. Proporzionamento di strutture in acciaio (aggiornato con NTC 2008), Milano, Polipress, 2011

CONSENZA, Edoardo, MANFREDI, Gaetano e PECCE, Marisa. Strutture in cemento armato, basi della progettazione, Milano, Hoepli, 2008