

MORFOLOGIA E CONCEZIONE DELLE STRUTTURE

PRIMO ANNO



Vittoria Capponi - 337289

MORFOLOGIA INDICE.

1.1	STRUTTURE IN MURATURA E IN LEGNO	1
1.2	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	7
1.3	STRUTTURE IN ACCIAIO	12

ELEMENTI DI MORFOLOGIA DELLE STRUTTURE

Relazione tra edificio e materiali, distribuzione, tipologia di struttura e uso dell'edificio.

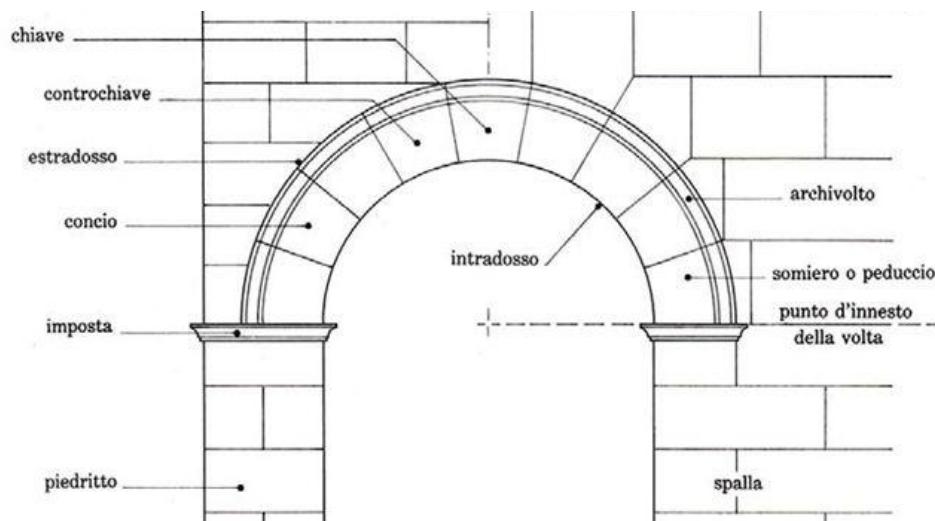
STRUTTURE IN MURATURA E IN LEGNO

Elementi murari dei prospetti:

- Allineamenti verticali e orizzontali delle aperture: la struttura presenta **setti murari**, in muratura, composto da elementi lapidei (mattoni) legati tra loro da un legante (malta).
- Maschio murario:** porzione di muratura, elemento portante che permette ai carichi di convogliare le forze verso le fondazioni.
- Nel caso di aperture non allineate il carico viene deviato nei diversi maschi murari presenti nella struttura perché abbiamo un **flusso di carichi**. Questo determina una limitazione nella dimensione delle aperture.
- Un'apertura eccessiva alla base dell'edificio (es. vetrine dei negozi sotto ai portici) non permette il flusso di carico di arrivare a terra e implica un rischio di crollo.
Non possiamo permetterci grandi aperture in delle strutture in muratura perché non possiamo garantire un flusso di carico verso le fondazioni.
Conseguenza di ciò: il necessario utilizzo di nuovi materiali.

Tuttavia è possibile ottenere aperture di dimensioni maggiori più in alto nell'edificio poiché il carico da sopportare diventa minore, si possono ridurre gli spessori dei **setti murari**, che possono avere una **sezione variabile** man mano che si sale d'altezza.

- Per deviare gli scarichi in corrispondenza delle aperture, si utilizzano gli **archi**, anche nel caso delle aperture allineate. La resistenza dell'arco dipende dalla sua forma.

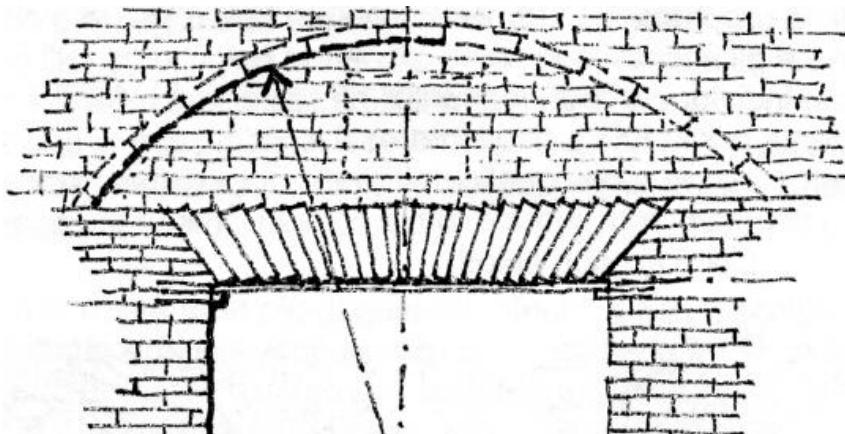


La distanza tra il piano di imposta, chiamato anche luce, e la chiave di volta si chiama **monta**. Le strutture lignee provvisorie utilizzate per costruire gli archi si chiamano **centine lignee**.

L'arco è più efficiente nel deviare il carico quanto la monta è più alta.

Esistono degli archi chiamati **piattabanda** che sono molto ribassati, hanno la monta molto piccola, spesso per questioni di esigenze ad esempio di avere delle finestre rettangolari.

Sono archi più ingombranti che sono comunque in grado di deviare il carico.



Esiste, sopra la piattabanda un **arco di scarico** (indicato con la freccia) che devia la maggior parte del carico, la piattabanda supporta la parte sottostante all'arco di scarico.

La maggior parte degli edifici sono intonacati in modo da evidenziare la struttura degli archi, proprio perché simbolo della relazione tra forma e struttura, anche a fine estetico. L'arco assume quindi anche una funzione estetica.

Elementi murari della pianta:

- **Maglie murarie:** sono dei moduli in muratura perimetrati da setti murari con cui compongo gli ambienti, una sequenza di maglie allineate si chiama **manica**. Le maglie murarie generalmente sono portanti e non sono abbattibili.
- **Stabilità alle azioni orizzontali:** è la capacità del setto murario di sopportare flussi di carico orizzontali (ad esempio la forza del vento) e di trasferirli alle fondazioni. I setti murari devono avere due direzioni e devono essere fortemente assemblati soprattutto in corrispondenza degli angoli, principalmente di 90 gradi. Ecco perché la maggior parte degli ambienti è di forma rettangolare: per avere setti murari che formano angoli di 90 gradi, che resistono molto bene agli stimoli orizzontali.

Quando i setti murari sono portanti, strutturali, sono generalmente molto ingombranti e hanno diverse funzioni molto importanti: sono elementi di isolamento termico e acustico, portano a terra il flusso dei carichi (verticali e orizzontali), separano gli ambienti e permettono il passaggio di scarichi e condotti.

La maglia muraria che ospita la rampa scale è uguale a tutte le altre.

Pianta del piano cantina e fondazioni:

Nel piano cantina i setti murari e i maschi murari cambiano di dimensione e diventano più piccoli, tendenza consolidata soprattutto in ambito piemontese (es. da Sandro Antonelli).

C'è un'importante relazione tra le strutture in elevazione (setti e maschi murari) e le fondazioni, queste ultime infatti sono più massicce perché sono tenute a sopportare un carico importante e non devono, nonostante tutto il peso, sprofondare nel suolo, che in profondità diventa sempre più resistente.

Fondazioni discontinue:

In caso di setti murari discontinui.

- **Fondazioni a pozzo:**

- **una fodera di mattoni** riempita di calcestruzzo, scavata appunto come un pozzo;
- **muratura a sacco**, una fondazione molto più economica, realizzata inserendo in un pozzo, ma senza fodera esterna, delle pietre a secco (senza leganti come malta)

Fondazioni continue:

In caso di setti murari continui.

- **Fondazione con murature di spessore costante**, come fosse un "fossato" riempito da muratura, un setto murario scavato nel terreno.
- **Fondazione con parametri verticali**, lo spessore del "fossato" aumenta in profondità.

La struttura di fondazione deve essere progettata in modo coerente con la struttura in elevazione.

Elementi murari delle sezioni:

- **Orizzontamenti con volte:** l'ingombro strutturale della volta è la **monta** della volta, poiché la parte sovrastante il piano d'imposta non è vivibile. La volta è quindi un elemento molto ingombrante.

Elementi che costituiscono la volta: oltre allo spessore lapideo (mattoni) della volta, poiché il piano superiore sia abitabile, bisogna riempire lo spazio sovrastante in modo da rendere piano il pavimento superiore.



Tuttavia il **rinfianco** dev'essere più pesante di tutto il resto del riempimento sovrastante, perché deve **deviare alle imposte tutto il peso dell'arco stesso**.

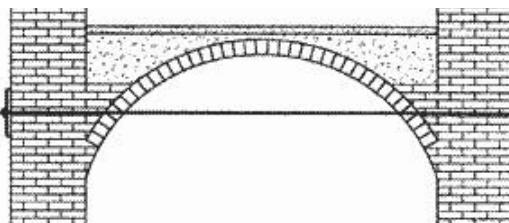
Il peso del rinfianco alle reni **stabilizza l'arco per massa** e ne evita il crollo, l'arco infatti tende a spezzarsi in alto, sulla chiave di volta, bisogna infatti **eliminare l'abbassamento alle reni**, applicandogli un carico (rinfianco), che tendono ad alzarsi quando l'arco si spezza.

Gli archi quindi sono resistenti per forma e stabili per massa, ma sono anche strutture spingenti.

Problema della spinta dell'arco sull'imposta: se i due piedi dell'arco si allontanano tra di loro per spinta, l'arco si spezza in alto, dunque non si può contare solo sul setto murario che lo sostenga.

Soluzione 1. Per questo, negli edifici in muratura, è funzionale che ci sia una **successione di archi** che hanno tutti lo stesso rapporto di monta-luce, in modo che uno elimini la spinta dell'altro. Il problema si trasferisce sugli archi di bordo.

Soluzione 2. Per eliminare le spinte delle volte a botte, sia negli archi di bordo che negli edifici in cui non si hanno successioni di volte, si utilizzano delle vere e proprie **catene** che **tirano** da una parte all'altra di una volta. Trasferiscono il carico al piede dell'arco.

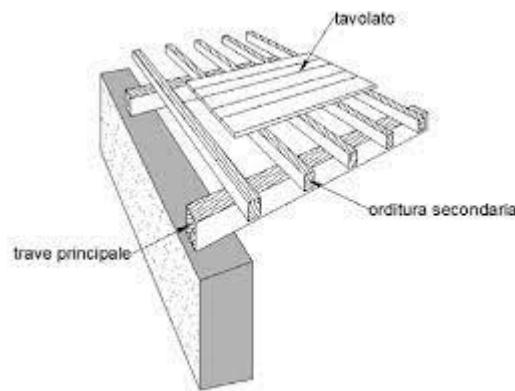


Soluzione 3. Per ragioni estetiche si può scegliere di non avere in mezzo le catene, per questo si ricorre alle **catene rialzate** (come nella Reggia di Venaria). Le catene rialzate si trovano sopra la chiave di volta e hanno delle murature sottostanti che si posano sulla parte superiore della volta. Queste murature mettono in comunicazione la spinta dell'arco e il controtiro della catena.

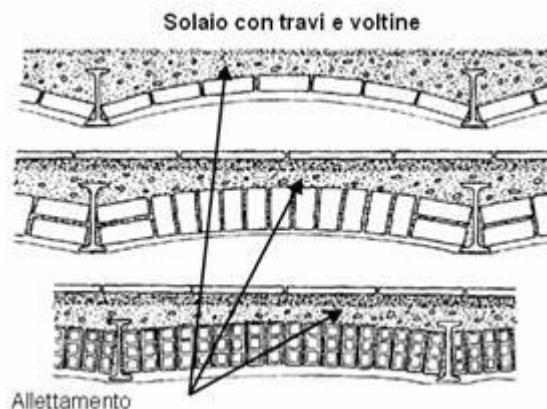
In primis la catena agisce sul setto murario che a sua volta porta il carico al piede dell'arco.

Soluzione 4. Una delle soluzioni tipiche soprattutto dell'architettura gotica sono gli **archi rampanti** che sono il canale di discesa della spinta dell'arco, realizzano come una serie di cascate che portano il carico a terra, con l'aiuto dei **contrafforti**.

- **Solai in travi lignee:** un ordine di travi e un tavolato, posto sulle travi in modo perpendicolare alle travi stesse. Sono solai molto poco ingombranti rispetto alle monte delle volte.



- **Solai in travi d'acciaio e voltini in laterizio:** anche loro molto poco ingombranti e c'è la possibilità di realizzarli con materiali diversi.



Elementi delle scale:

I vani scala non hanno nessuna particolare funzione statica, sono come un contenitore per le scale, a cui supporto abbiamo i pianerottoli, in pietra e a sbalzo. Le rampe sono appoggiate sui pianerottoli.

I vani scala sono delle normalissime maglie murarie.

Pianta delle coperture:

Gerarchia strutturale di un tetto ligneo “*alla piemontese*”.

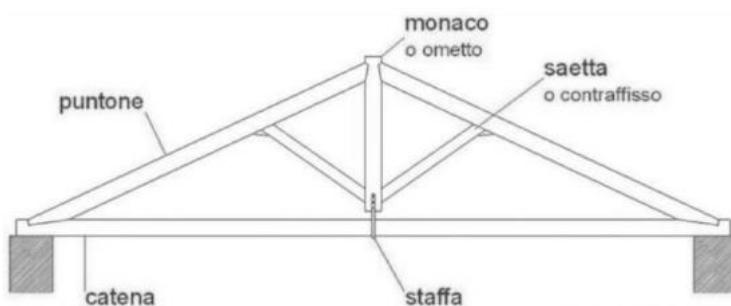
La gerarchia serve a seguire il peso di un flusso di carico, che si infila come in un percorso, verso terra.

- **Travi principali:** travi disposte con un interasse fisso (distanza). Le travi principali sono sostenute direttamente dagli elementi strutturali principali, i setti murari. Portano tutti gli altri ordini di travi che si appoggiano ad esse.
- **Travi secondarie:** hanno un interasse minore (circa un metro) e sono perpendicolari alle principali, sono secondarie perché sono portate dalle travi principali.
- **Travi terzere:** sono perpendicolari a loro volta alle travi secondarie e hanno un interasse ancora minore delle altre.
- **Listelli:** sono delle travi di ordine ultimo, molto fitte, ancora perpendicolari alle terzere. Su di essi appoggiamo finalmente le tegole.

Tetto ligneo “*alla lombarda*” detto anche capriata.

Quando manca il muro di spina, quello centrale, non possiamo utilizzare le travi principali allo stesso modo che nel tetto alla piemontese, dunque la capriata è composta in questo modo:

- **Puntoni**
- **Catena**, in analogia con la catena delle volte
- **Saette**
- **Monaco**



Questo tipo di struttura non possiede una propria gerarchia perché ogni elemento è importante in egual modo e non sarebbe possibile portare l'uno senza l'altro. Si dice **struttura integrata**, non abbiamo un vero flusso di discesa dei carichi.

Le capriate sono costruite prima di essere collocate sul tetto, in modo piano così da essere montate sul terreno.

STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Il calcestruzzo armato è un materiale nuovo impiegato dalla fine del 19esimo secolo ed è largamente sperimentato nell'architettura moderna proprio per le sue potenzialità. Viene impiegato inizialmente non per gli edifici, ma per la realizzazione di vasi o di scafi di barche, viene poi solo successivamente portato nell'ingegneria e nell'architettura.

Permette di eliminare i setti murari per sostituirli con i pilastri, i piani degli edifici non sono più suddivisi in moduli, si crea uno spazio riservato al vano scale e consente inoltre di realizzare aperture più grandi (finestre a nastro). I muri esterni non sono più setti e non assorbono funzioni strutturali poiché i pilastri in calcestruzzo costituiscono lo scheletro e sono portanti.

Calcestruzzo: un materiale lapideo artificiale costituito dall'aggregazione da diversi elementi lapidei tenuti insieme da un legante tramite delle reazioni chimiche, questo legante è il **cemento**. La caratteristica del calcestruzzo è che non ha una forma propria e può assumere qualsiasi tipo di forma dettata dal progettista: si realizzano degli stampi detti **casseri** in cui colare il calcestruzzo.

Calcestruzzo armato: deriva dall'unione di calcestruzzo e barre in acciaio: ciò che rende possibile le innovazioni tecnologiche di questo materiale.

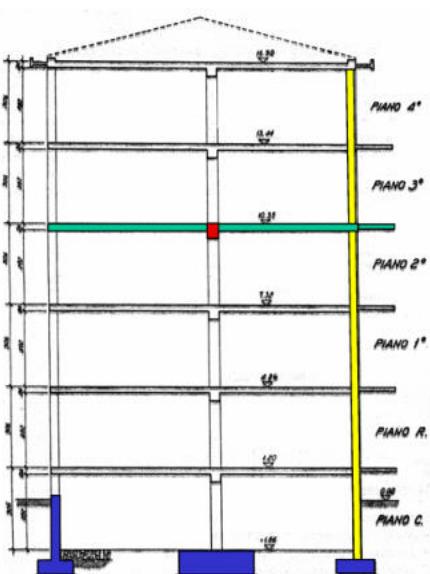
Ha inoltre delle proprietà meccaniche importanti:

- resistenza alla compressione,
- resistenza alla trazione e flessione

Questo permette di non utilizzare più le volte, si avrà quindi un **ingombro strutturale minore** dell'orizzontamento, una massimizzazione dello spazio utilizzabile e un **ingombro minore anche degli elementi strutturali** perché i pilastri in calcestruzzo armato hanno una sezione molto minore rispetto ai setti murari.

Inoltre si ha, proprio per la sua forma, una **maggior libertà compositiva** e la possibilità di creare anche **strutture prefabbricate**.

Sezioni trasversali degli edifici multipiano.

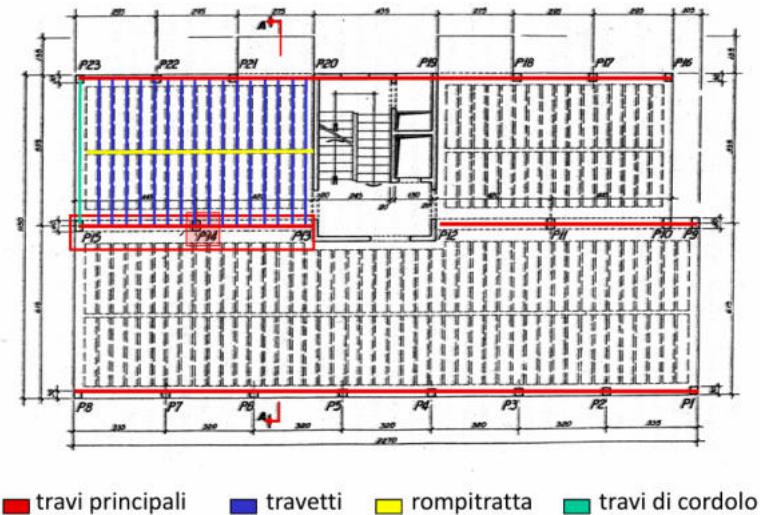


In questo caso l'edificio non sfrutta le potenzialità e le prestazioni del calcestruzzo perché ha ancora dei vincoli sulla pianta (che non è libera) e sulle aperture, però vediamone gli elementi strutturali:

- strutture di fondazione (blu),
- elementi verticali puntiformi (pilastri, gialli),
- orizzontamenti (verde) sostenuti da travi (rosso).

Questa è una struttura **gettata in opera** tramite appunto dei casseri.

Elementi della pianta.



- **Vano scala**, che è a sè, compartmentato da setti,
- **pilastri** (indicati con P) non per forza allineati in modo ortogonale (verticalmente) ma allineati longitudinalmente,
- **travi principali** che poggiano sui pilastri,
- **travetti**, che sono travi secondarie, il cui interesse (distanza) è minimo,
- **cordolo rompitratte**, un elemento strutturale che impedisce possibili cedimenti differenziali causati da carichi

elevati, distribuendo appunto il carico collegando i travetti tra di loro,

- **trave di cordolo**, un altro elemento disposto nella stessa direzione dei travetti, ma con una sezione più elevata perché si fa carico del muro esterno, di tamponamento perché non portante.

I volumi non sono necessariamente divisi e compartmentati tra di loro e quindi si ha una pianta un pochino più libera.

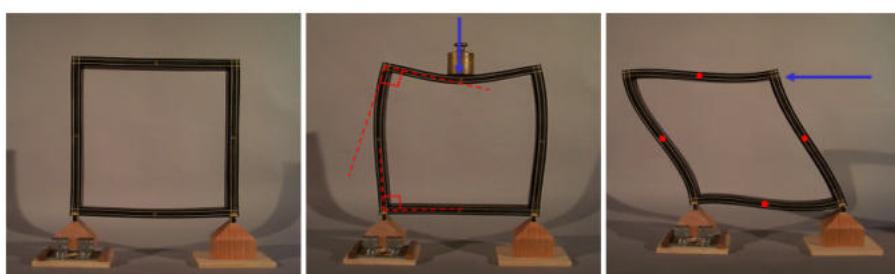
Telaio del piano.

Il telaio è un tipo strutturale realizzato dall'unione di travi e pilastri, un'**unione monolitica** resa possibile dalle caratteristiche del calcestruzzo che si va a solidificare nella forma da noi desiderata.

Un telaio può coprire una campata o più campate, come nella pianta precedente.

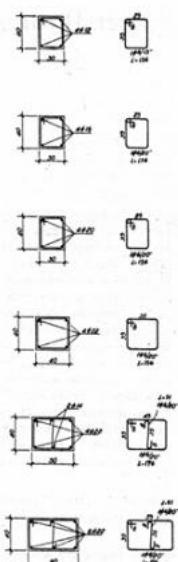
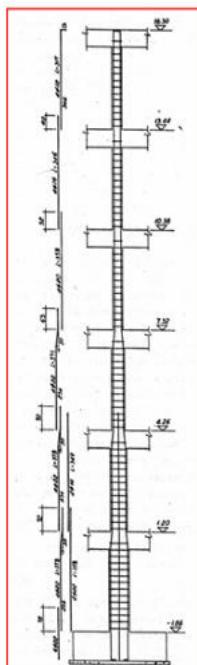
- **Telaio piano**: travi e pilastri sono allineati lungo un segmento rettilineo in pianta, giacciono in un unico piano verticale, come nella pianta precedente.
- **Telaio spaziale**: travi e pilastri non giacciono in un unico piano.

Il vantaggio dei telai è tipo meccanico, l'unione monolitica impone la congruenza dello spostamento ai nodi (nodi: angoli tra travi e pilastri), i nodi permettono quindi di riportare alle fondazione i carichi orizzontali e verticali che giacciono sul piano del telaio.

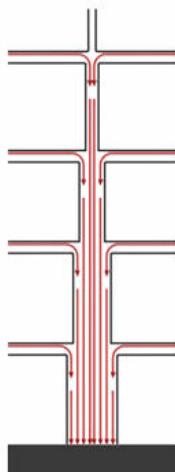


I telai si comportano quindi come dei setti che riportano alle fondazioni i carichi che hanno su se stessi.

Armatura del pilastro.



In analogia delle strutture in muratura, anche i pilastri hanno **sezione variabile**, man mano che aumenta la sezione aumenta il carico e quindi anche il numero di barre, man mano che si scende verso le fondazioni.



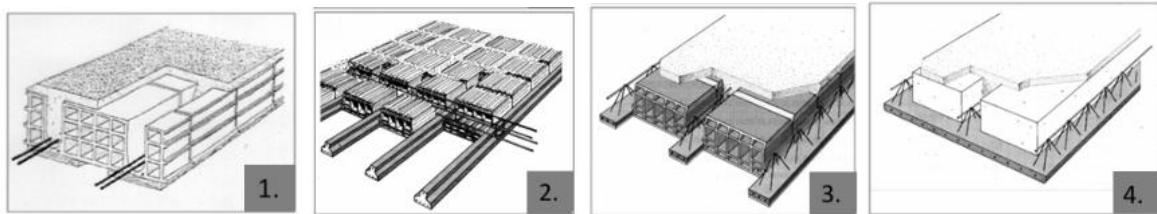
Struttura dei piani.

- Travi laterali in spessore di solaio,
- trave centrale fuori spessore,
- solaio in laterocemento gettato in opera.

Tipologie di solaio.

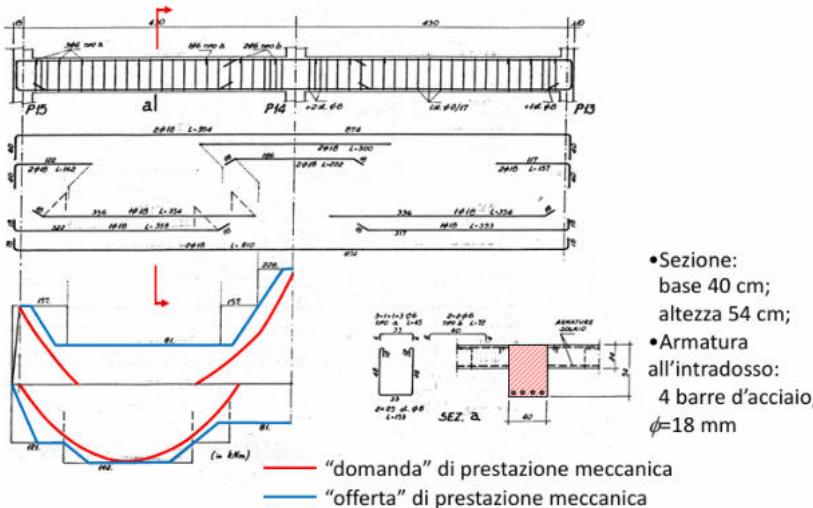
In ordine di grado di prefabbricazione.

1. Travetti gettate in opera e pignatte in laterizio,
2. travetti prefabbricati e pignatte in laterizio,
3. elementi prefabbricati a traliccio e pignatte,
4. lastre predalle tralicciate e alleggerimento in polistirolo.



Il polistirolo e le pignatte garantiscono isolamento termico e acustico, il polistirolo è anche molto leggero.

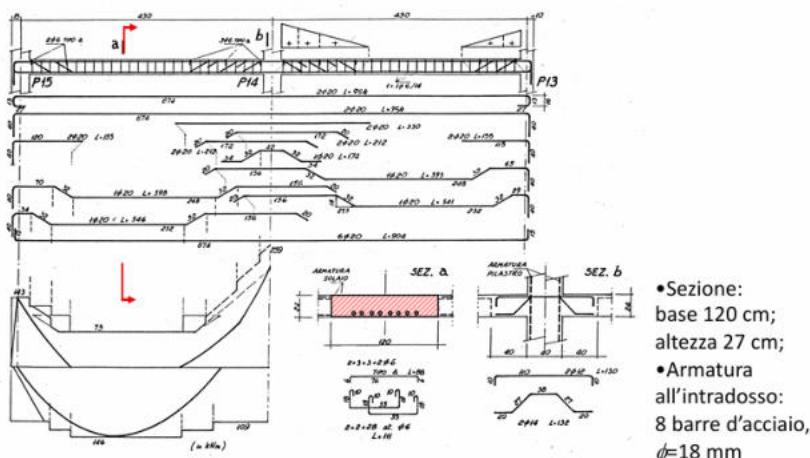
Trave fuori spessore di solaio.



Si tratta di una trave in calcestruzzo che esce dal soffitto, di solito nascosta con dei controsoffitti, comporta una perdita di volume e di altezza utile.

Ha delle prestazioni meccaniche importanti, ma c'è il problema dello scolo delle acque nere perché non riescono a passare le tubature.

Trave in spessore di solaio.



Rispetto alla soluzione precedente l'altezza è dimezzata ma la larghezza è aumentata di tre volte e ciò comporta l'utilizzo di più acciaio, che aumentano anche esse di dimensione.

Costa molto di più per l'aumento del materiale.

Non c'è una scelta migliore, la scelta dipende dalle necessità del singolo progetto.

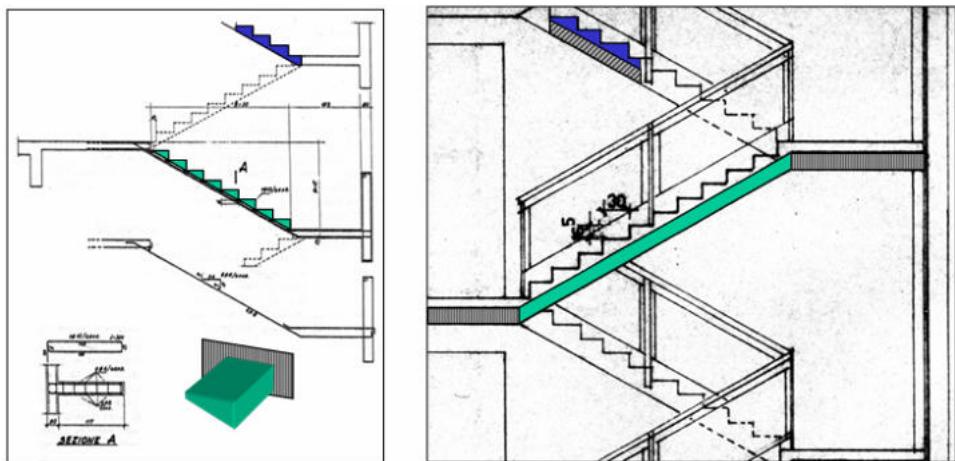
Strutture di fondazione.

- Fondazione **plinto**, deve impedire l'affondamento del pilastro nel terreno.
- Fondazione **a nastro continua**, muro contro terra.
- **Piastrone** vano scala, chiamato anche platea, si tratta di una piastra molto grande in calcestruzzo armato, comporta l'utilizzo di tantissimo materiale di fondazione perché deve supportare un flusso di carico verticale molto elevato.

Vano scala.

Viene detto anche nucleo centrale controvento perché in grado di contrastare i carichi orizzontali. All'interno ci sono rampe scale e pianerottolo. Ci sono due soluzioni:

- Ogni gradino è **a sbalzo** e sostenuto dai muri laterali.
- La rampa di gradini è appoggiata sui pianerottoli, che sono sostenuti dai muri laterali.



Tutte le grandi varietà di elementi strutturali si chiamano **tipi strutturali**.

STRUTTURE IN ACCIAIO

L'acciaio ha delle **prestazioni meccaniche maggiori** del calcestruzzo armato e dunque **riduce ancora ulteriormente l'ingombro strutturale**. Le strutture in acciaio sono **prefabbricate**, ci saranno dei cambiamenti nella composizione e nella figura dell'edificio.

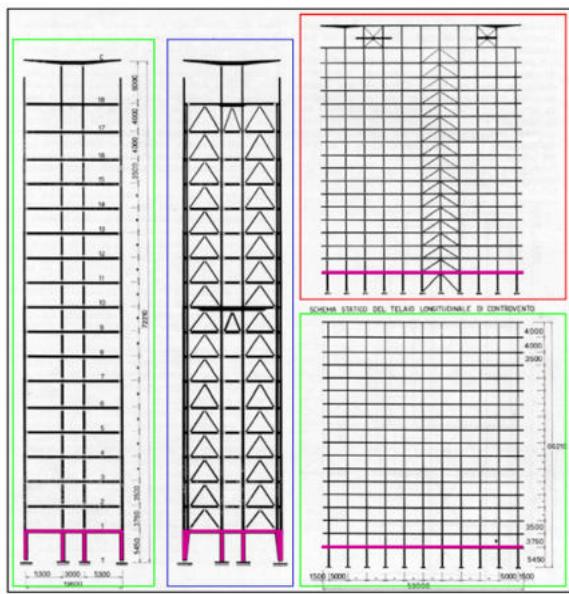
Non c'è più per forza il telaio e c'è una suddivisione degli elementi che portano i carichi verticali e altri che portano quelli orizzontali.

Gli edifici in acciaio sono realizzati da scheletro e pelle, come disse Mies. Il materiale viene impiegato per altissimi edifici in cui c'è un **grandissimo rapporto tra altezza e ingombro in pianta**. Le costruzioni metalliche sono anche veloci da realizzare in opera.

Sezioni trasversali e longitudinali degli edifici multipiano.

In corrispondenza di alcuni allineamenti verticali si hanno dei pilastri "doppi", uno vicinissimo all'altro.

I **fili** sono tutti gli elementi in acciaio, pilastri e travi, delle strutture e ve ne sono di diversi tipi.



Fili pendolari: (in verde) sono travi e pilastri articolati tra loro che sono in grado di portare il flusso di carico verso l'esterno.

Fili di controvento: (in rosso e in blu) sono elementi strutturali anche diagonali, si chiamano anche "*reticolari*" per la loro forma. Sono inseriti all'interno dove danno meno fastidio nell'edificio.

Telai: (in rosa) sono fondamentali per scaricare il carico a terra e rendono possibile il fatto di lasciare il piano terra aperto in modo che (come nell'edificio di esempio) possano passarci sotto delle automobili, è proprio un requisito funzionale e quindi non possono esserci elementi diagonali d'intralcio.

Elementi della pianta di un piano tipo.

In pianta, come dicevamo, le travi e i pilastri in acciaio hanno un ingombro veramente minimo e sono allineati di solito nella direzione longitudinale ma anche trasversalmente: per due motivi:

- perchè sono edifici molto alti;
- per avere una **standardizzazione degli elementi strutturali** degli orizzontamenti e quindi avere un numero ben preciso di travi e pilastri. Questo è funzionale soprattutto per un **motivo economico** siccome è molto meno dispendioso avere una serie di travi e pilastri prefabbricati tutti uguali.

Rimane quindi un vantaggio dal punto di vista compositivo. Non è tuttavia necessario che ci sia questo allineamento, si può volendo progettare la pianta in maniera libera.

Il pilastro può trovarsi anche fuori dal filo facciata ed è una delle grandi innovazioni perché **l'elemento strutturale non è più integrato nella disposizione spaziale**: c'è un grande superamento del muro in muratura che svolgeva funzioni portanti, isolanti, un luogo in cui possono passare le tubature, un elemento che divideva gli spazi.

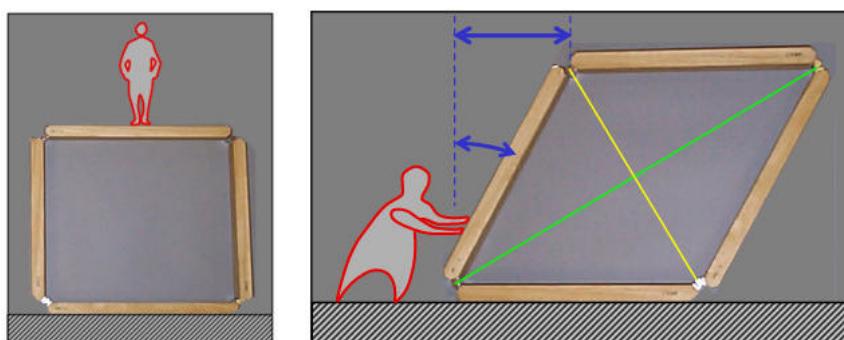
I pilastri svolgono **solo** la funzione portante e c'è appunto questa distinzione tra pelle e scheletro. Il fatto che il pilastro si trovi all'esterno permette anche all'edificio di slanciarsi verso l'alto otticamente.

I controventi reticolari possono essere anche orizzontali e vengono chiamati “*di piano*”, sono sempre realizzati con elementi diagonali e si trovano nei solai. Contribuiscono a portare meglio a terra i carichi.

Disturbano un po' la distribuzione dell'edificio in pianta poiché non possono coincidere con vani scala e ascensore.

Lo schema pendolare.

Travi e pilastri sono giuntati tra loro con delle cerniere. Costituiscono un campo pendolare.

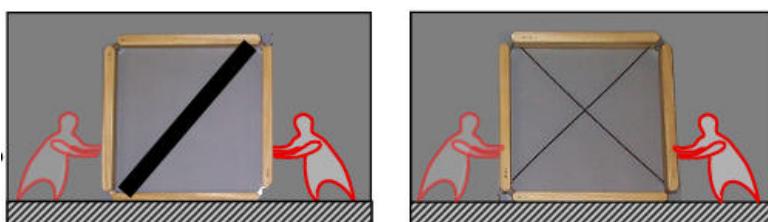


Permette di sopportare perfettamente i carichi verticali, ma è del tutto inadeguato a riportare a terra i carichi orizzontali perché pilastro e trave **non sono uniti monoliticamente** come un telaio.

Per ovviare a questo problema bisogna bloccare l'allungamento di una diagonale e quindi di conseguenza l'accorciamento di un'altra.

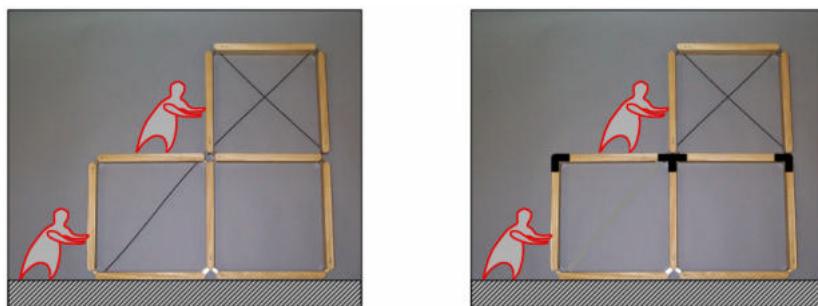
Lungo un diagonale è necessario inserire una barra d'acciaio, abbastanza tozza in modo che si possano contrastare i carichi orizzontali sia da destra che da sinistra. Lo svantaggio è il grande ingombro.

Oppure si possono inserire due barre più snelle, lungo entrambe le diagonali, formando una croce di sant'Andrea.



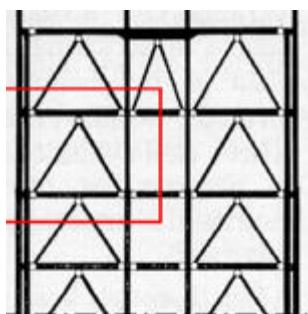
Questo è lo schema **controventato** che abbiamo osservato prima in sezione in pianta.

In un edificio monopiano multicampata è infatti sufficiente un solo campo controventato. Viceversa in un edificio multipiano è efficace avere almeno un controvento su ogni piano, in assenza di telai.



Non devono per forza essere allineati verticalmente (prima immagine) e non devono per forza essere omogenei (seconda immagine), come nel grattacielo d'esempio a pag. 1 in cui al piano terra vediamo i telai e nel resto dei piani i fili di controvento.

Laddove la croce di sant'Andrea risulti troppo ingombrante si ricorre ad un controvento a V rovescia che ha un ingombro strutturale molto minore. In questo modo:



Abbiamo una **doppia** colonna nei fili controventati all'esterno, sono colonne di sezione rettangolare mentre le diagonali sono tubolari a sezione circolari.

I solai non saranno come quelli delle strutture in calcestruzzo armato perché richiede delle tempistiche più elevate.

Solai.

I solai in questo caso sono **misti acciaio e calcestruzzo**. Si tratta di una lamiera grecata, più difficile da deformare rispetto ad una lamiera normale piatta, con un getto di calcestruzzo.

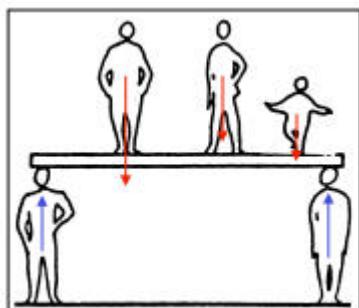
1.3

1.3

STATICÀ INDICE.

2.1 ELEMENTI DI STATICÀ. LE FORZE	19
2.2 FORZE E MOMENTI	23
2.3 CONDIZIONI DI EQUILIBRIO	29
2.4 REAZIONI VINCOLARI, PROCEDIMENTO SOLUTORIO	35
2.5 LA TRAVE	38
2.6 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE, PROCEDIMENTO SOLUTORIO	41
2.7 LE TRAVI GERBER	44

ELEMENTI DI STATICHE - LE FORZE



Azioni applicate all'architettura:

verticali (sovaccarichi, peso della neve sulle coperture o azioni permanenti),

orizzontali (quali il vento).

Tutte le **forze agenti** (in rosso) sono contrastate dalle **forze reagenti** (in blu).

Il concetto di forza e le leggi di Newton.

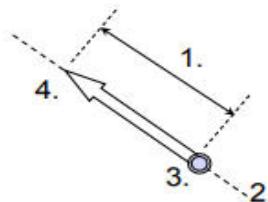
La forza è la causa che ha per effetto su un corpo dotato di massa la cessazione dello stato di quiete o di moto rettilineo uniforme.

È una **grandezza vettoriale**, a differenza della massa che è invece scalare.

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a}$$

$$[N] = [Kg] \cdot [m/s^2]$$

1. Intensità o modulo $|F|$
2. Direzione
3. Punto di applicazione Q
4. Verso



Carico concentrato: chiamato anche puntiforme, è una forza che agisce su una porzione molto ridotta di superficie.

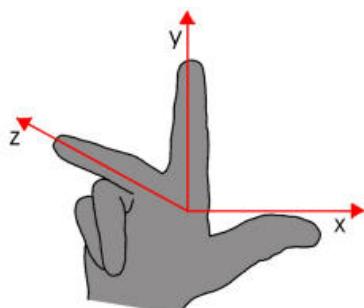
Unità di misura **N**.

Carico distribuito: è una forza applicata su una superficie avente dimensioni finite in un'area o una linea e distribuita sulla stessa secondo una certa legge che definisce la variazione di quel carico lungo l'area o una linea.

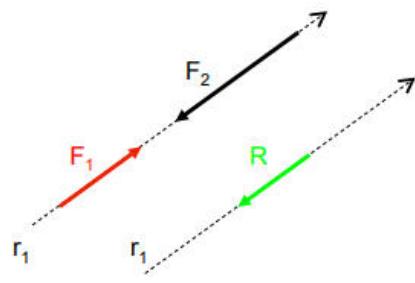
Non ha un punto di applicazione ma una linea o un piano di applicazione.

Unità di misura **N/m** o **N/m²**.

Il sistema di riferimento generale per determinare il verso di una forza è piano ortogonale destrorso positivo (regola della mano destra).



Composizione di due forze sulla stessa retta d'azione.

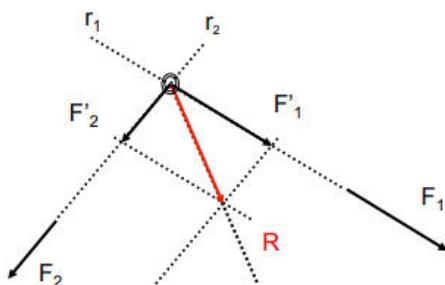


Queste due forze hanno la medesima retta d'azione ma hanno moduli e versi differenti. La risultante ha la stessa retta d'azione ed il suo modulo è la somma algebrica vettoriale di questi due vettori.

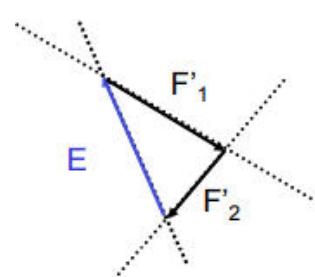
$$\vec{R} = \sum_{i=1}^n \vec{F}_i \rightarrow \vec{R} = +\vec{F}_1 - \vec{F}_2$$

$\sum_{i=1}^n \vec{F}_i = \vec{0}$ → Se al sistema di forze precedente (non in equilibrio) si aggiunge una forza E tale che $|E| = |R|$ ma di verso contrario, il sistema risulta in equilibrio e la forza è detta equilibrante. Otteniamo un vettore nullo.

Composizione di due forze concorrenti in un punto.



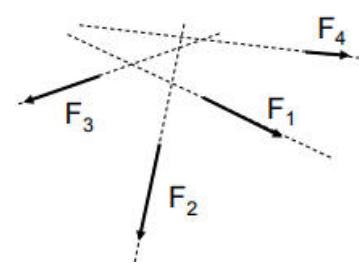
La risultante di queste due forze la troviamo con la regola del parallelogramma la cui risultante sarà la diagonale passante dal punto di intersezione delle due rette d'azione.



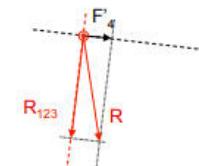
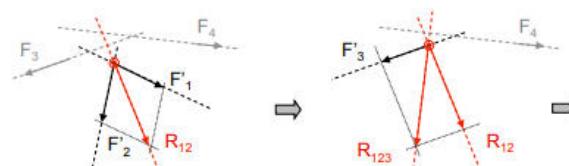
La forza equilibrante la troviamo con il metodo del triangolo delle forze ed è sulla stessa direzione della risultante appena trovata, ma ha verso opposto.

Il triangolo delle forze è chiuso se definisco l'equilibrante, è invece aperto nel caso della risultante perché “la fine di un vettore non coincide con l'inizio dell'altro”.

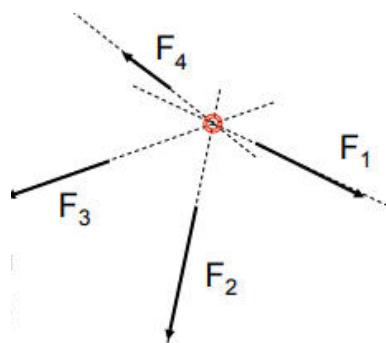
Composizione di n forze non concorrenti in un punto.



Per trovare la risultante in questo caso bisogna sommare le forze due alla volta. Vale la proprietà commutativa.

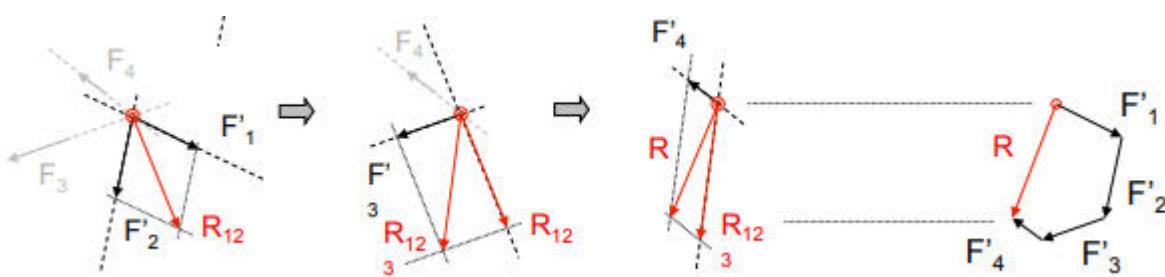


Composizione di n forze concorrenti in un punto.

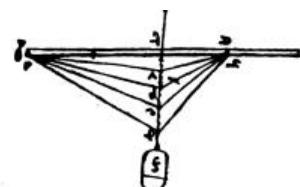


In questo caso è possibile utilizzare un poligono delle forze, con procedimento analogo al triangolo delle forze.

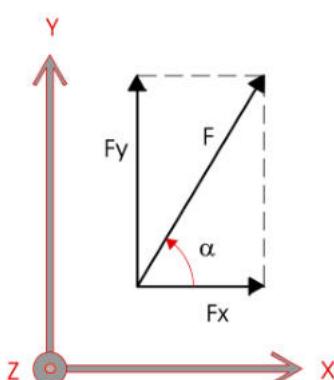
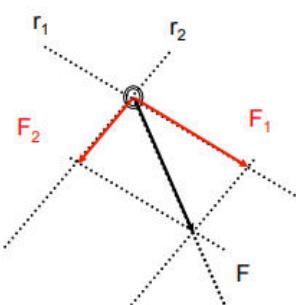
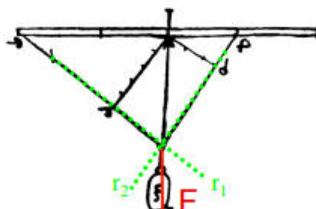
Anche in questo caso vale la proprietà commutativa.



Scomposizione di una forza secondo due direzioni.



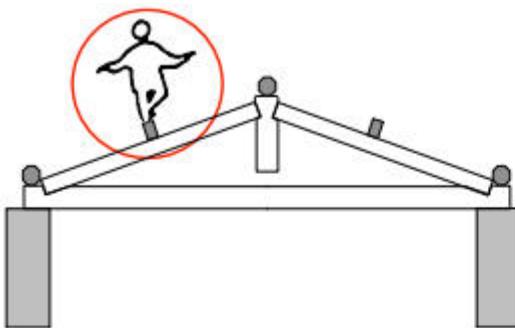
Si tratta dell'operazione inversa rispetto alla regola del parallelogramma, **non hanno una soluzione univoca**. Si tratta di scomporre la forza F secondo le due rette d'azione r_1 e r_2 .



Con approccio analitico e convenzioni rispetto al sistema di riferimento cartesiano ortogonale:

$$F_y = F \cdot \sin(\alpha)$$

$$F_x = F \cdot \cos(\alpha)$$



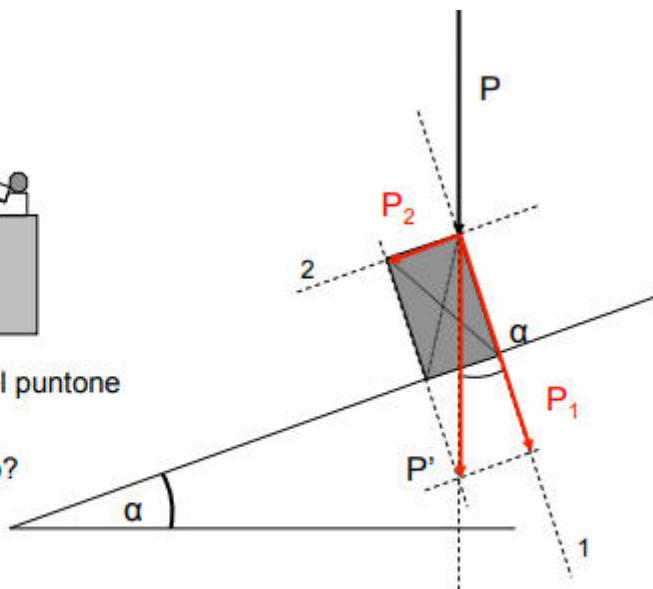
- Esiste una forza parallela all' asse del puntone che fa scorrere la trave secondaria?
- Se sì, quale è la sua intensità e verso?

$$P = 600 \text{ N}$$

$$\alpha = 30^\circ$$

$$P_1 = P \cdot \cos(\alpha) = P \cdot 0.867 = 512 \text{ N}$$

$$P_2 = P \cdot \sin(\alpha) = P \cdot 0.5 = 300 \text{ N}$$

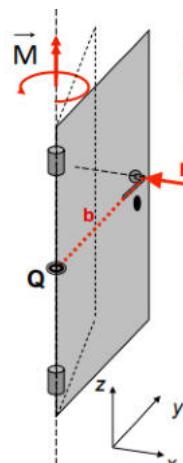


N.B. $\vec{P} = \vec{P}_1 + \vec{P}_2$ ma $|P| \neq |P_1| + |P_2|$
 $|P_2| = 1/2|P|$

FORZE E MOMENTI

Momento di una forza: si definisce momento di una forza rispetto ad un asse ortogonale alla retta di azione della forza stessa, ogni causa che tende a modificare lo stato di quiete o di moto circolare uniforme di un corpo dotato di massa intorno all'asse, si rappresenta con il vettore:

$$\vec{M} = \vec{b} \times \vec{F}$$



Retta d'azione: il vettore \vec{M} agisce sull'asse.

Braccio b : distanza tra la retta d'azione della forza e la retta perpendicolare alla retta d'azione che passa per il polo.

Polo Q : l'intersezione tra l'asse del vettore momento e il piano a cui appartengono la forza F ed il braccio b .

Intensità o modulo: $|M| = |b| \cdot |F|$

Unità di misura: N · m

Verso: “regola della mano destra o del cacciavite”

dato un sistema cartesiano ortogonale destroso positivo, un momento ha verso positivo se è concorde con l'asse del sistema di riferimento avente medesima direzione.



Momento nel piano xy.

1. direzione: asse z, perpendicolare al piano xy
2. retta d'azione: traccia della retta d'azione sul piano
3. intensità: $|M| = |F| \cdot b$
4. verso: rispetto ad una terna di assi di riferimento destroso: verso positivo se la direzione è antioraria, negativo se è oraria

Teorema di Varignon: il momento risultante rispetto al polo Q di un sistema piano di forze equivale al momento della risultante del sistema calcolato rispetto allo stesso polo Q.

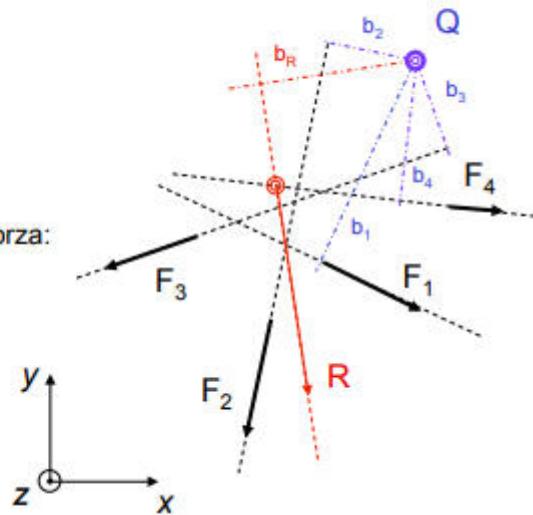
Dato un sistema di forze definiamo un polo Q e per ogni forza ne definiamo il braccio ed il momento, poi li sommiamo tutti. Ne avremo un momento risultante che sarà uguale alla forza risultante di tutte le forze.

$$F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - F_3 \cdot b_3 + F_4 \cdot b_4 = R \cdot b_R$$

$$\sum_{i=1}^{i=n=4} F_i \cdot b_i = R \cdot b_R$$

Considerando le componenti secondo x e y di ogni forza:

$$\begin{aligned} & F_{1x} \cdot b_{1x} - F_{2x} \cdot b_{2x} - F_{3x} \cdot b_{3x} + F_{4x} \cdot b_{4x} + \\ & + F_{1y} \cdot b_{1y} + F_{2y} \cdot b_{2y} + F_{3y} \cdot b_{3y} - F_{4y} \cdot b_{4y} = \\ & = R_x \cdot b_{Rx} + R_y \cdot b_{Ry} \\ & \sum_{i=1}^{i=n} F_{ix} \cdot b_{ix} + \sum_{i=1}^{i=n} F_{iy} \cdot b_{iy} = R_x \cdot b_{Rx} + R_y \cdot b_{Ry} \end{aligned}$$



Sistemi di forze complanari: composizione di n forze parallele.

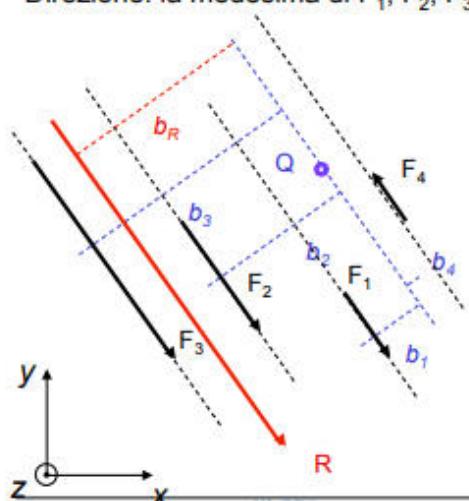
• Intensità:

$$|R| = |F_1| + |F_2| + |F_3| - |F_4|$$

• Direzione: la medesima di F_1, F_2, F_3, F_4 .

• Determinazione della retta d'azione:

Fissato arbitrariamente un polo Q, per il teorema di Varignon:



$$\begin{aligned} M_{1,Q} + M_{2,Q} + M_{3,Q} + M_{4,Q} &= M_{R,Q} \\ F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 + F_3 \cdot b_3 + F_4 \cdot b_4 &= R \cdot b_R = \\ &= R \cdot b_R = (F_1 + F_2 + F_3 - F_4) \cdot b_R \end{aligned}$$

$$b_R = \frac{F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 + F_3 \cdot b_3 + F_4 \cdot b_4}{F_1 + F_2 + F_3 - F_4} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} F_i \cdot b_i}{\sum_{i=1}^{i=n} F_i}$$

In architettura tutte queste forze aventi la stessa direzione e stesso verso possono essere definite come forza peso.

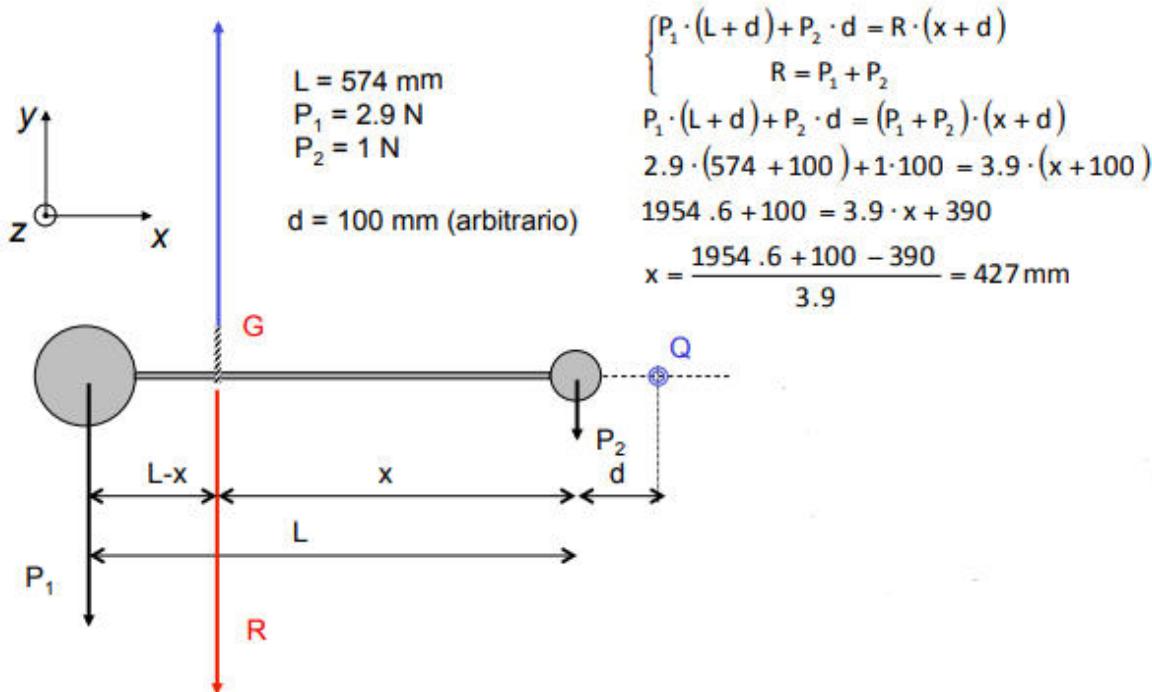
Forza peso.

- Retta d'azione: passante per il baricentro del corpo e quello della terra (verticale)
- Verso: orientato verso il baricentro della terra
- Intensità: $P = m \cdot g$, dove
 - m = massa
 - $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$P = 1\text{kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 = 9.81\text{N} \approx 10 \text{ N} \text{ (approssimazione)}$$

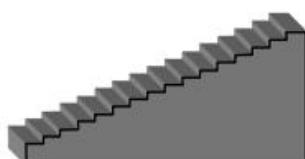
Baricentro di masse puntiformi.

Quando le masse sono sufficientemente piccole sono puntiformi e se ne utilizza il baricentro.



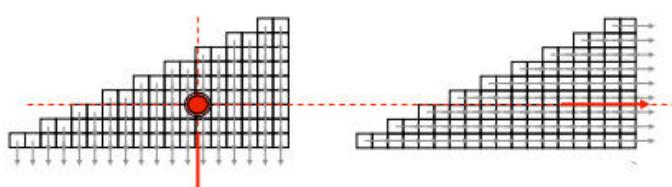
Il punto Q si sceglie in modo arbitrario, ma i calcoli sono molto più semplici se Q fosse a ridosso di P_1 o di P_2 perché avremmo un braccio nullo ed un momento nullo, quindi ± 0 .

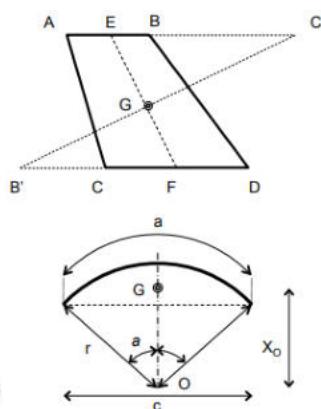
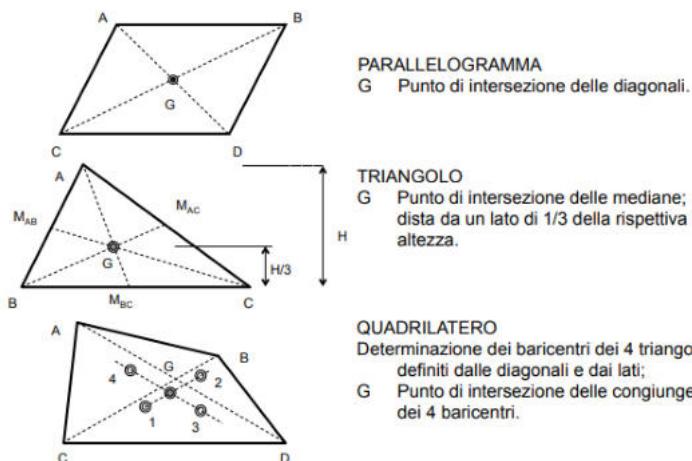
Il baricentro di un sistema piano di masse puntiformi.



Calcolare il baricentro della scala in muratura:

1. Suddividere la scala in n volumi elementari
2. Calcolare la risultante dei pesi delle masse puntiformi risultanti, considerando 2 diverse direzioni (non necessariamente ortogonali);
3. Il baricentro è l'intersezione delle due risultanti.





$\overline{BC} \cong \overline{CD}$
 $\overline{CB} \cong \overline{AB}$
 $\overline{AE} \cong \overline{EB}$
 $\overline{CF} \cong \overline{FD}$
 $G = B'C' \cap EF$

ARCO DI CERCHIO

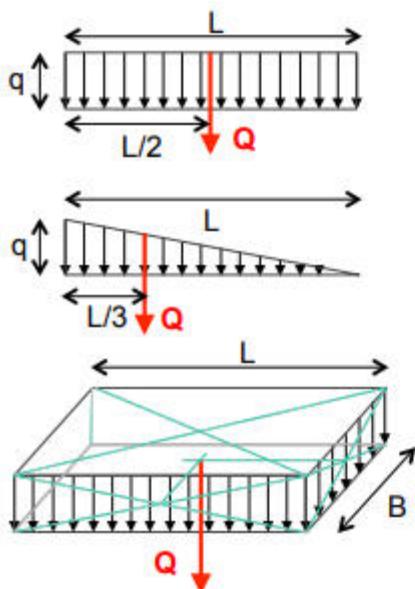
$$X_0 = \frac{r \cdot c}{a}$$

X₀ = 0.6366 · r semicirconferenza
X₀ = 0.9003 · r quarto di conferenza
X₀ = 0.9549 · r sesto di conferenza

Per determinare il baricentro di un gruppo di masse bisogna dividere queste masse in forme più semplici, determinare di ognuna il baricentro e la forza peso ad esso applicata e poi trovare la risultante per trovare la retta d'azione. L'ordinata la determiniamo facendo lo stesso processo anche in orizzontale.

Risultante di un carico distribuito.

La risultante di un carico distribuito ha intensità pari all'area/volume del diagramma di carico e **retta d'azione passante per il suo baricentro**.



$$q = [\text{N/m}]$$

$$L = [\text{m}]$$



$$Q = [\text{N}]$$

$$q = [\text{N/m}^2]$$

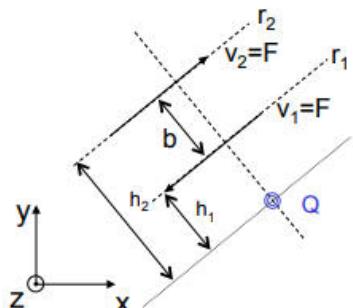
$$L, B = [\text{m}]$$



$$Q = [\text{N}]$$

Coppia.

Il sistema coppia è un sistema di due forze che giacciono su rette d'azione complanari parallele tra di loro, queste forze hanno la medesima direzione, stesso modulo e verso opposto.

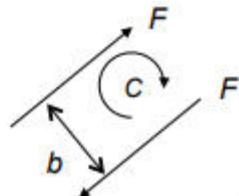


Il sistema ha due proprietà importanti:

- **la somma delle forze è nulla,**
- **la somma dei momenti rispetto ad un polo Q è diversa da zero e non dipende dalla posizione del polo.**

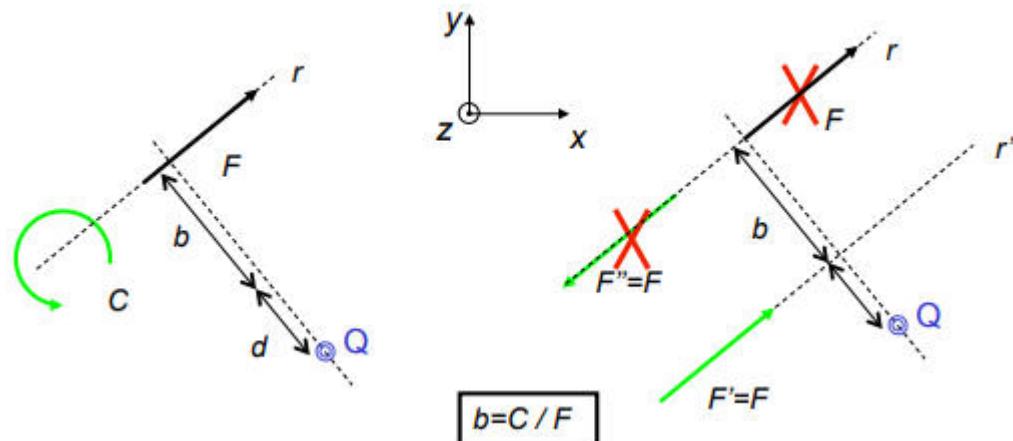
$$\begin{aligned} 1. \quad & v_1 + v_2 = F - F = 0 \\ 2. \quad & C = v_1 \cdot h_1 - v_2 \cdot h_2 = v_1 \cdot h_1 - v_2 \cdot (b + h_1) = \\ & = v_1 \cdot h_1 - v_2 \cdot b - v_2 \cdot h_1 = F \cdot h_1 - F \cdot b - F \cdot h_1 = \\ & = -F \cdot b \end{aligned}$$

b braccio della coppia
 C momento della coppia



Il modulo della coppia dipende solo dal modulo delle forze e della distanza delle due rette parallele.

La risultante di una coppia C e di una forza F è una forza di pari direzione, intensità, verso della forza originaria, agente su una retta d'azione distante $b=C/F$ dalla retta d'azione della forza originaria.

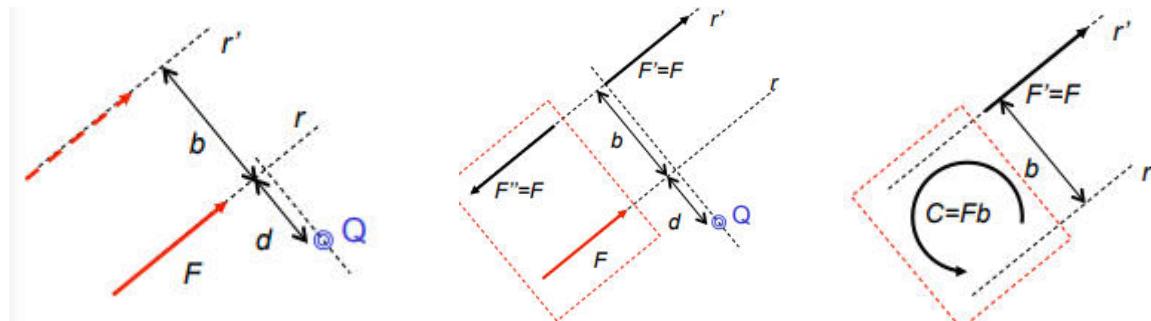


Posizionando F'' sulla stessa retta d'azione di F , abbiamo come risultante di queste ultime un vettore nullo, quindi la risultante tra C e F è F' che giace su una retta d'azione parallela e ha lo stesso modulo e verso di F .

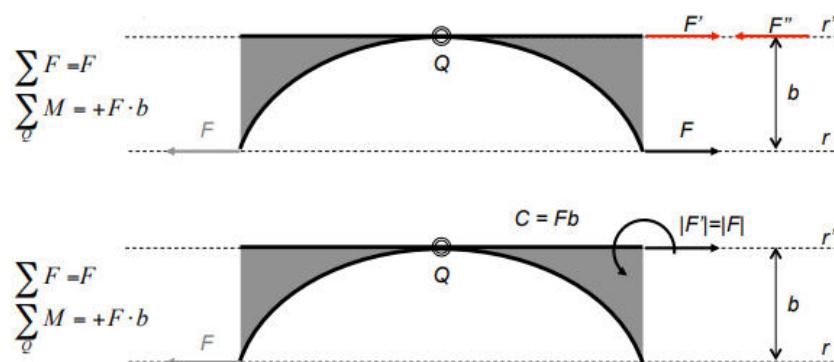
Momento di trasporto.

Una forza F può essere trasportata parallelamente a se stessa per una distanza b se si aggiunge un momento di trasporto M , di intensità $M = F \cdot b$, dove b è la distanza tra la nuova retta d'azione della forza r' e la precedente r .

Per spostare F su una retta parallela alla sua retta d'azione basta introdurre una coppia C (chiamata momento di trasporto), per questo il momento M è uguale $F \cdot b$, in cui b è la distanza delle due rette d'azione.



Un'applicazione del momento di trasporto è la catena rialzata in cui trasporta la spinta dell'arco dalla quota d'imposta alla catena rialzata.



CONDIZIONI DI EQUILIBRIO

Un sistema di forze è in equilibrio se la forza risultante o un momento risultante rispetto ad un polo Q qualsiasi è un vettore nullo.

RISULTANTE NULLA



$$\vec{R} = \sum_{i=1}^n \vec{F}_i = \vec{0} \Leftrightarrow \sum \text{estesa a tutte le forze del sistema}$$

MOMENTO RISULTANTE NULLO



$$\vec{M}_A = \sum_{i=1}^n \vec{M}_{ia} + \sum_{j=1}^m \vec{C}_j = \vec{0} \Leftrightarrow \sum \text{estesa ai momenti di tutte le forze calcolati rispetto ad un polo A qualsiasi, e a tutte le coppie del sistema}$$

Equilibrio nello spazio si può scrivere con delle equazioni vettoriali rispetto ai 3 assi cartesiani.

Equilibrio nel piano si scrive invece senza la componente z poiché abbiamo soltanto gli assi x e y.

Equilibrio nel piano. Dettato da equazioni che si chiamano **equazioni cardinali della statica**. Le condizioni di equilibrio dettate da ogni equazione sono tra loro algebricamente indipendenti.

Tutte le forze verticali devono dare vettore nullo, tutte le forze orizzontali devono dare vettore nullo, tutte le forze verticali e orizzontali devono dare vettore nullo.

COROLLARI:

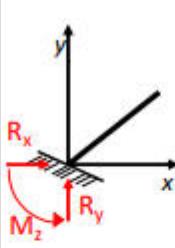
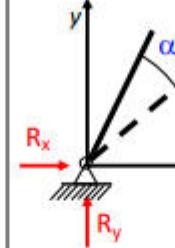
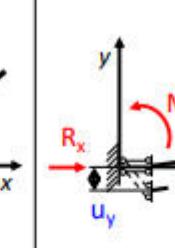
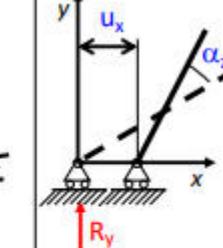
- un sistema costituito da 2 sole forze può essere in equilibrio soltanto se queste hanno la stessa retta d'azione.
- un sistema costituito da 3 sole forze può essere in equilibrio soltanto se queste sono complanari e concorrenti o parallele.

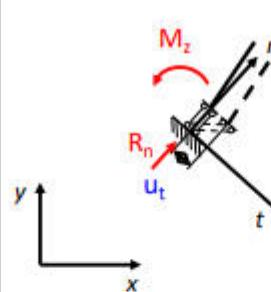
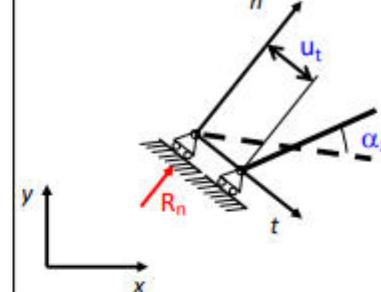
GRADI DI LIBERTÀ DI UN CORPO LIBERO.

Lo spostamento nello spazio è formato da 6 componenti, chiamati gradi di libertà, e sono 3 traslazioni e 3 rotazioni.

Nel piano invece lo spostamento può subire 2 traslazioni e 1 rotazione. Ha quindi 3 gradi di libertà.

VINCOLI E REAZIONI VINCOLARI NEL PIANO.

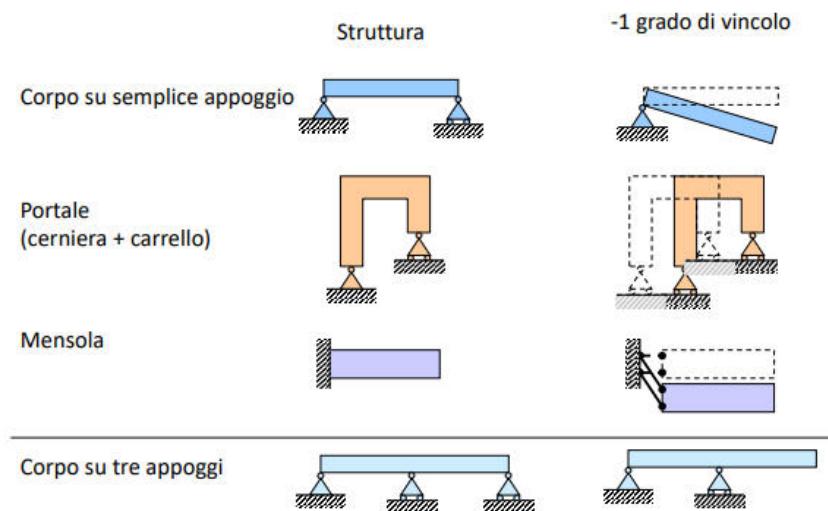
				
vincolo	INCASTRO	CERNIERA	DOPPIO PENDOLO	CARRELLO
GdL consentiti	0	1	1	2
Componenti dello spostamento consentite	—	α_z	u_y	$u_x \ \alpha_z$
Gradi di vincolo	3	2	2	1
Componenti delle reazioni vincolari	$R_x \ R_y \ M_z$	$R_x \ R_y$	$R_x \ M_z$	R_y

		
vincolo	DOPPIO PENDOLO	CARRELLO
GdL consentiti	1	2
Componenti dello spostamento consentite	u_t	$u_t \ \alpha_z$
Gradi di vincolo	2	1
Componenti delle reazioni vincolari	$R_n \ M_z$	R_n

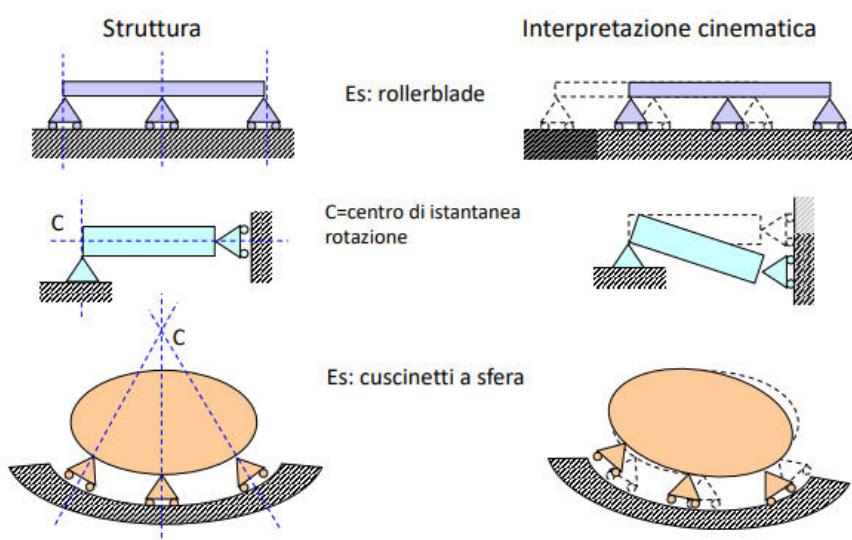
ISOSTATICITÀ.

- Un sistema di corpi si dice **isostatico** quando i gradi di vincolo sono in numero strettamente sufficiente per impedire ogni movimento rigido del corpo.
- Un sistema di corpi si dice **iperstatico** quando esistono dei gradi di vincolo sovrabbondanti, cioè che si possono togliere senza che si renda possibile alcun movimento rigido.
- Un sistema di corpi si dice **labile** quando i gradi di vincolo risultano insufficienti ad impedire ogni movimento rigido.

Esempi di corpi vincolati:

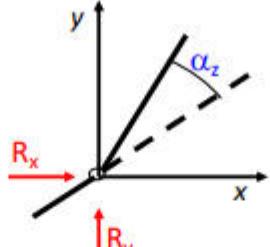
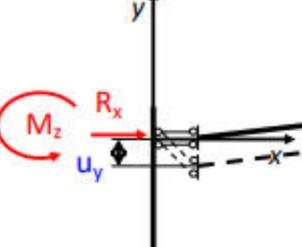


Sistemi anomali in cui anche avendo più gradi di vincolo il sistema è labile:



Il punto C è un **punto di istantanea rotazione** perché non esiste un momento siccome è un punto in cui convergono tutte le rette d'azione.

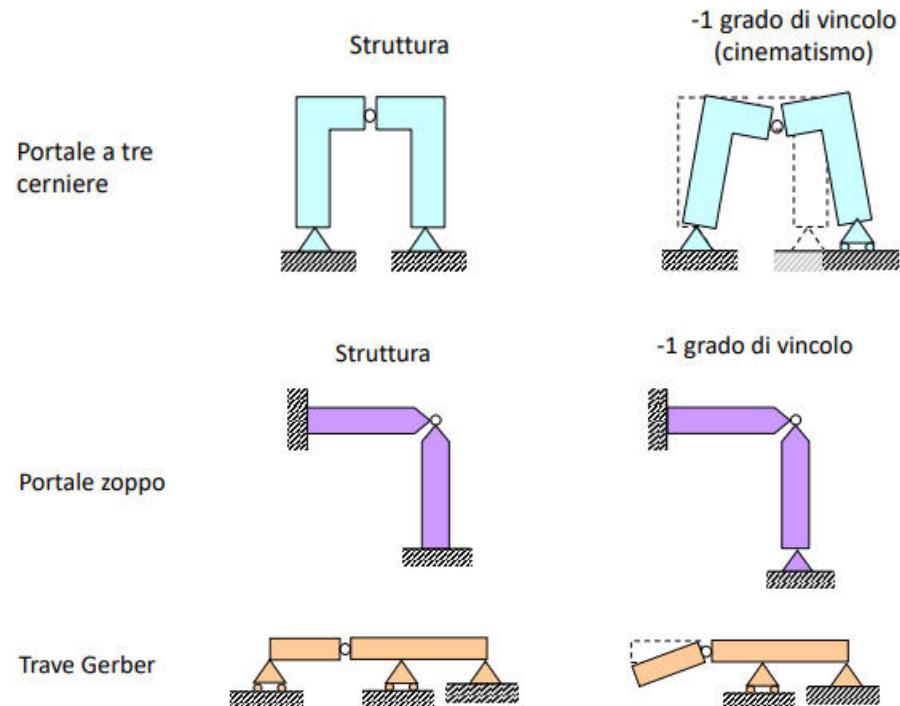
VINCOLI INTERNI NEL PIANO, TRA PIÙ CORPI RIGIDI.

		
vincolo	CERNIERA	DOPPIO PENDOLO
Gradi di libertà	1	1
Componenti dello spostamento	α_z	u_y
Gradi di vincolo	2	2
Componenti delle reazioni vincolari	$R_x \ R_y$	$R_x \ M_z$

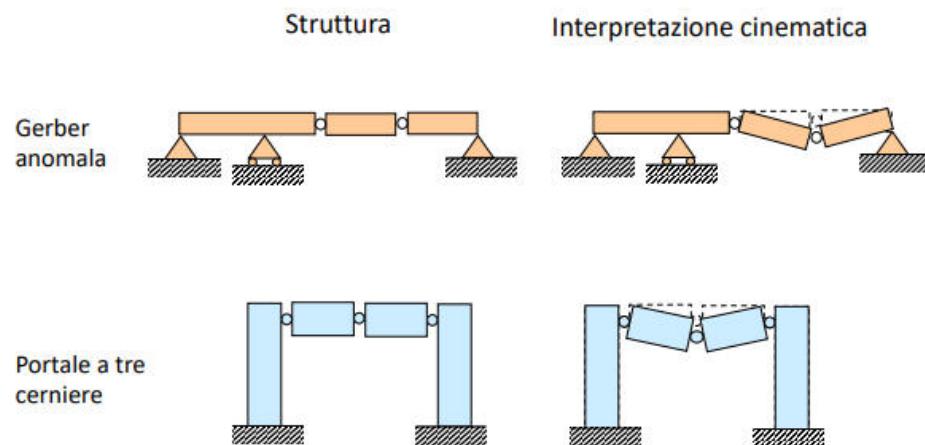
La cerniera interna rispetto a quella esterna vista precedentemente, ha un grado di libertà relativo tra i due corpi. Elimina delle transazioni relative, non assolute.

Anche il doppio pendolo interno si comporta allo stesso modo, si ha un altro corpo rigido ma dei gradi di libertà relativi.

Esempi:



Sistemi anomali:



Condizione di isostaticità.

Condizione necessaria sufficiente all'isostaticità:

$$GdL \text{ (gradi di libertà)} = GdV \text{ (gradi di vincolo)}$$

Condizione di isostaticità:

$$3i + 2c_e + 2 \sum_{c_i} (r-1) + a = 3n$$

$$3i + 2 \left(c_e + \sum_{c_i} (r-1) \right) + a = 3n$$

→ in cui: i = incastro

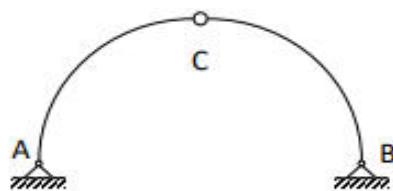
c_e = cerniera esterna

c_i = cerniera interna

n = numero di corpi rigidi

a = carrello

In questo esempio di due semi archi collegati da una cerniera in alto e due alle fondazioni (portale triplice cerniera)



$$\underbrace{3 \cdot 0}_i + \underbrace{2 \cdot 2}_{c_e} + \underbrace{1 \cdot [2 \cdot (2-1)]}_{c_i} + \underbrace{0}_a = \underbrace{3 \cdot 2}_{GdL}$$

$$0 + 4 + 2 + 0 = 6$$

($3 \cdot 0$ incastri; $2 \cdot 2$ cerniere esterne; $1 \cdot [2 \cdot (2 - 1)]$ cerniere interne; $+ 0$ carrelli)

Si crea un'equazione in cui se il sistema è isostatico i gradi di vincolo sommati tra loro sono uguali ai gradi di libertà.

SCHEMA STATICO.

Per analizzare il comportamento di una struttura è necessario formulare un modello meccanico semplificato ma verosimile. Questo modello prende il nome di schema statico e deve comprendere:

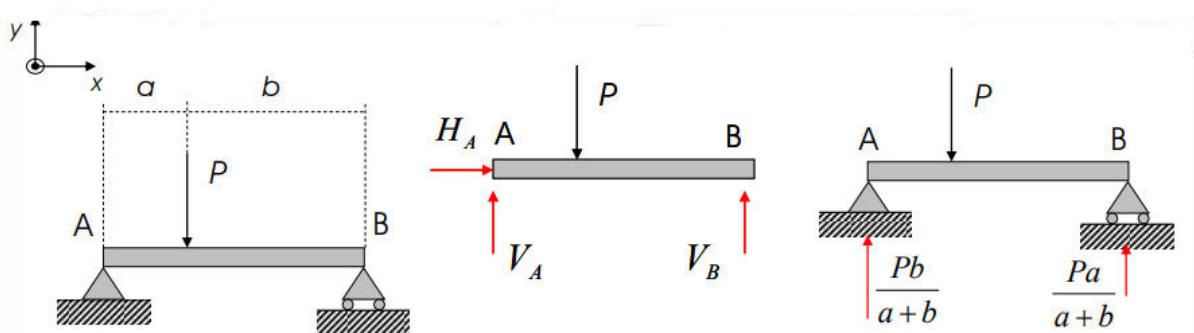
- la descrizione della geometria dell'elemento strutturale;
- la descrizione delle condizioni di vincolo esterne ed interne;
- la descrizione delle azioni applicate alla struttura.

PROCEDIMENTO SOLUTORIO

DETERMINAZIONE DELLE REAZIONI DEI VINCOLI ESTERNI DI UNA STRUTTURA ISOSTATICA, DELLA QUALE SIA STATO DEFINITO, QUALE SISTEMA PIANO, LO SCHEMA STATICO E LA CONDIZIONE DI CARICO.

1. Controllo della condizione di isostaticità della struttura. Valutazione dei gradi di libertà e dei gradi di vincolo; controllo dell'efficacia dei vincoli e della eventuale condizione di vincolo anomala.
2. Definizione di un sistema di riferimento ortogonale, con i relativi versi positivi per le forze ed i momenti.
3. Connotazione, con lettere (A, B...), delle sezioni di vincolo della struttura e di tutte le altre sezioni singolari (cerniere interne, sezioni di deviazione d'asse, sezioni di applicazione di forze o coppie ecc...).
4. Determinazione della risultante delle forze distribuite.
5. Scomporre le forze applicate alla struttura secondo gli assi.
6. Ridisegnare lo schema statico senza disegnare i vincoli ma sostituendoli alle rispettive azioni vincolari. Non conoscendo ancora modulo e verso, ipotizzarli in modo positivo, quindi concorde con gli assi di riferimento, e rinominarli.
7. Per determinare modulo e verso dobbiamo scrivere le equazioni di equilibrio, una per ogni vincolo. Dobbiamo avere sott'occhio tutti gli ingredienti: è necessario disegnare bene il diagramma numerato e quotato del nostro schema statico.
8. Risolvere il sistema delle equazioni di equilibrio, il verso ipotizzato nel punto 6. dev'essere confermato. L'eventuale segno negativo di una reazione vincolare (forza o momento) indica che essa è di verso opposto a quello assunto all'atto della eliminazione dei vincoli.
9. Ridisegnare lo schema statico con le forze reagenti determinate, con il verso corretto, possibilmente rappresentate in scala.
10. Fare una serie di controlli: analisi dimensionale per verificare tutti i calcoli e le unità di misura, degradare un grado di vincolo e controllare che le reazioni vincolari abbiano verso opposto, controllare i momenti secondo un altro polo.

ESEMPIO carico applicato in un punto.



Risoluzione per via analitica

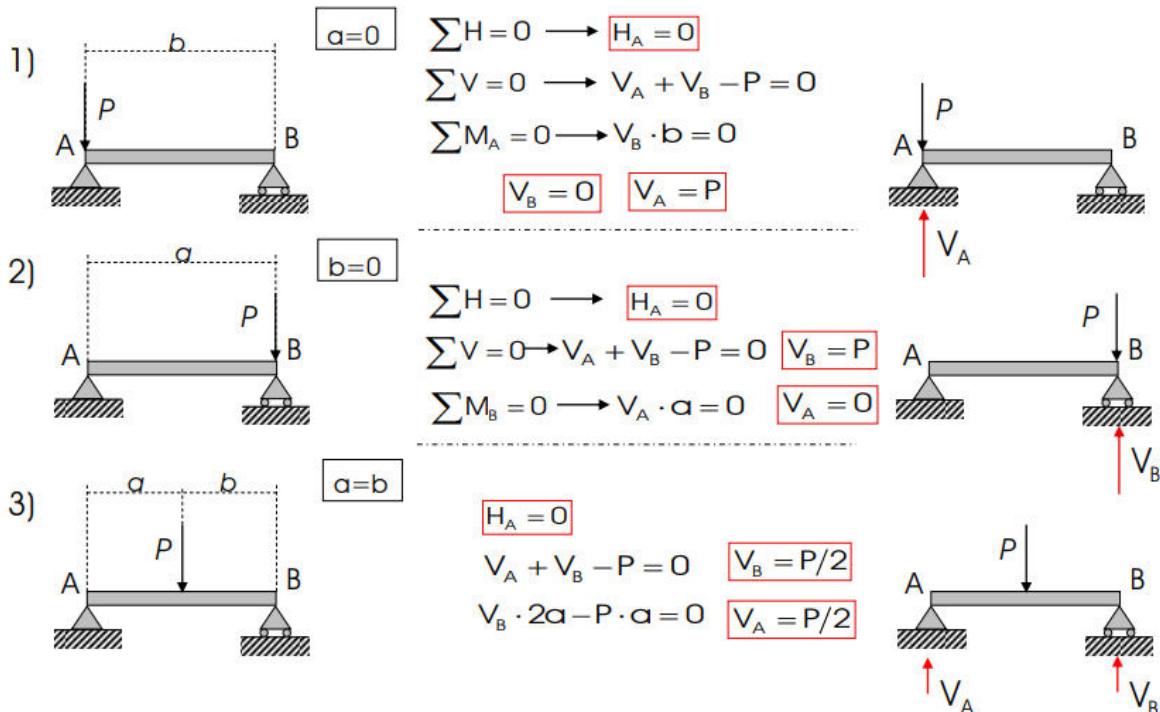
$$1) \sum H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$2) \sum V = 0 \rightarrow V_A + V_B - P = 0$$

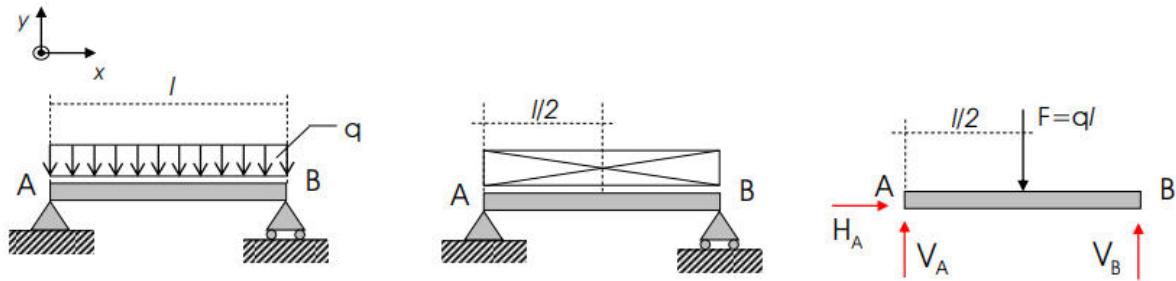
$$3) \sum M_A = 0 \rightarrow V_B \cdot (a+b) - P \cdot a = 0$$

$$V_B = \frac{Pa}{a+b}$$

$$V_A = \frac{Pb}{a+b}$$



ESEMPIO carico uniformemente distribuito.



Risoluzione per via analitica

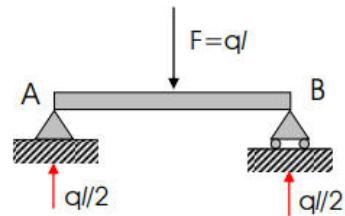
$$1) \sum H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$2) \sum V = 0 \rightarrow V_A + V_B - ql = 0$$

$$3) \sum M_A = 0 \rightarrow V_B \cdot l - ql \cdot \frac{l}{2} = 0$$

$$V_A = \frac{ql}{2}$$

$$V_B = \frac{ql}{2}$$

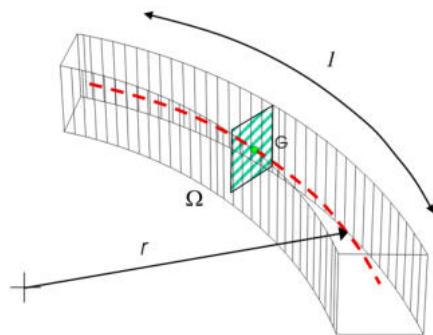


N.B. Se il problema è simmetrico, la soluzione è pure simmetrica.

LA TRAVE

Con il termine di “trave” (o *sólido de De Saint-Venant*) si indica un **elemento strutturale in cui una dimensione risulta prevalente sulle altre due**.

La trave è definita come un **solido generato da una figura piana Ω (generatrice) che si sposta mantenendosi perpendicolare alla traiettoria del suo baricentro G (direttrice)**.



La generatrice deve mantenere dimensioni piccole rispetto a:

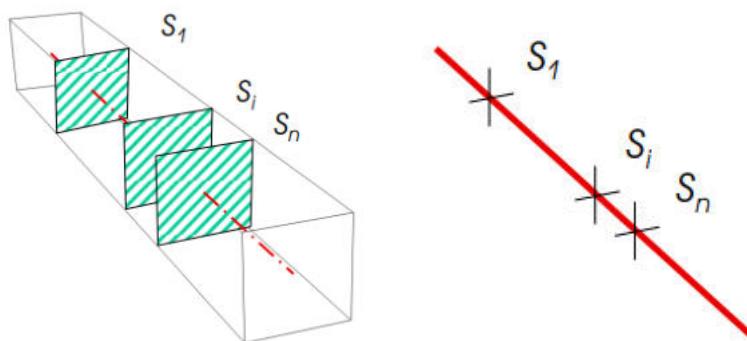
- al raggio di curvatura r della direttrice,
- allo sviluppo l della direttrice

La generatrice deve avere forma, dimensioni e giacitura costanti lungo la direttrice e può variare gradatamente.

La trave è caratterizzata da:

- la sua **linea d'asse**, coincidente con la direttrice,
- le sue **sezioni S_i** coincidenti con le posizioni successive della figura generatrice.

Seguono rappresentazione tridimensionale e unifilare.



La trave, dal punto di vista progettuale semplifica tantissimo la rappresentazione, infatti è trascurabile una delle sue dimensioni ed è sufficiente disegnarla in modo unifilare.

L'EQUILIBRIO DI UN TRATTO DI TRAVE.

Un corpo rigido è soggettivamente soggetto ad un sistema di forze equilibrato: **se una trave soggetta a n carichi applicati è in equilibrio, nella sezione devono essere applicati una forza ed un momento risultanti delle forze applicate nel restante tratto.**

La somma di tutti i momenti ($F \times b$ rispetto ad un polo Q) dev'essere = 0.

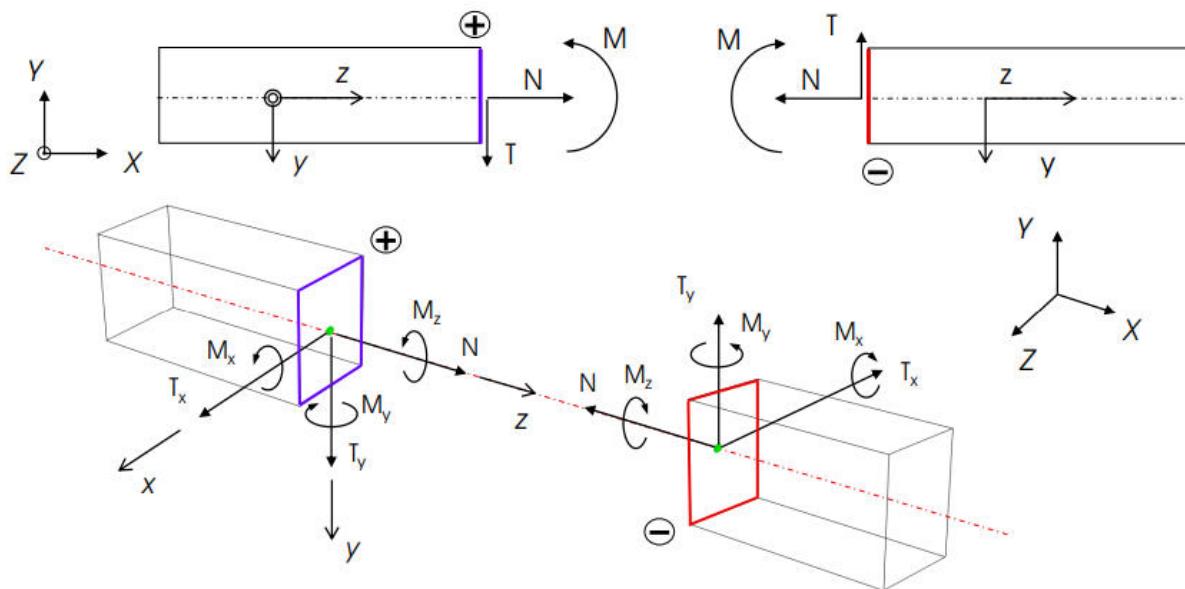
Caratteristiche di sollecitazione.

Sono dette **Caratteristiche di Sollecitazione (CdS)** le componenti di R e di M in un particolare sistema di riferimento cartesiano ortogonale destro verso positivo x y z detto "locale" perché riferito al piano della sezione.

L'asse z coincide con la direttrice (linea d'asse della trave). Arbitrariamente decidiamo dove inizia (A) e dove finisce (B) la trave, e z passa da A e B.

Gli altri due assi definiscono il piano su cui giace la sezione.

Una faccia di una sezione è positiva quando viene attraversata dall'asse z per uscire dalla faccia, al contrario, se l'asse è entrante nella faccia essa sarà negativa.



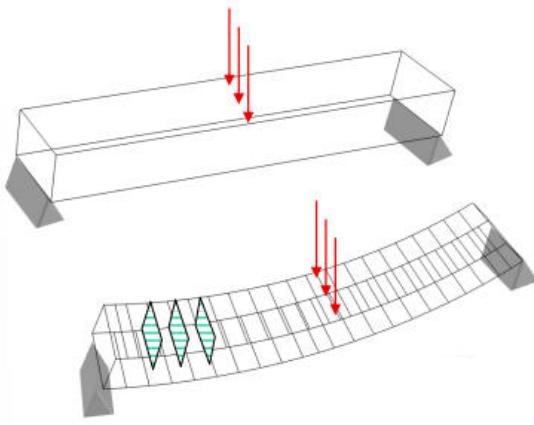
Componenti caratteristiche:

- **N** sta per **sforzo normale o assiale**, perpendicolare alla faccia e al piano x y .
- **T** sta per **sforzo di taglio**, come se le due forze che la compongono "tagliassero" la trave in due.
- **M** sta per **momento flettente**.

Le componenti hanno verso positivo quando sono concordi con gli assi del sistema di riferimento locale.

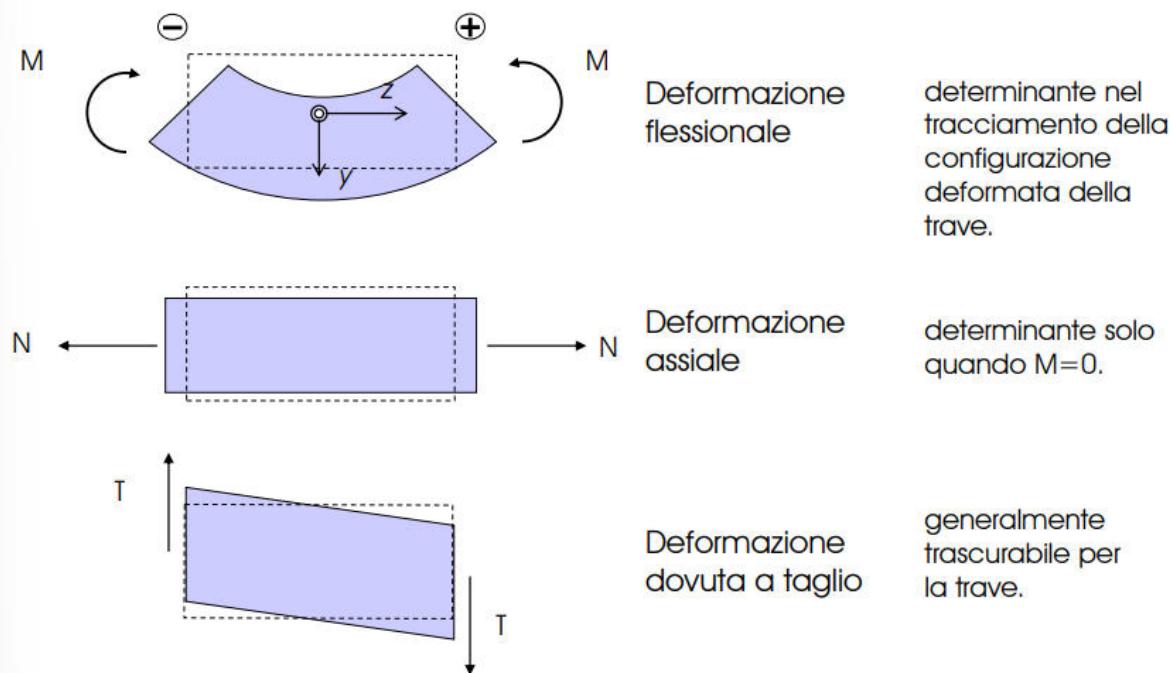
CONFIGURAZIONE DEFORMATA DELLA TRAVE.

Abbiamo figurato la trave, per semplificazione, un corpo rigido, tuttavia fisicamente i corpi rigidi non esistono e ogni corpo è deformabile.



La trave si deforma sotto l'effetto dei carichi e la configurazione deformata di un suo concio può essere desunta dalla sola conoscenza delle caratteristiche di sollecitazione, sotto l'ipotesi che le sezioni (generatrice) possano ruotare o traslare, ma rimangano piane e senza perdere la loro forma.

Quando la trave si deforma le sezioni della trave ruotano rimanendo **perpendicolari** alla direttrice e rimangono della forma originaria: **conservazione delle sezioni piane**.



DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE IN OGNI SEZIONE DI UNA STRUTTURA ISOSTATICA COSTITUITA DA UN SISTEMA PIANO DI TRAVI RETTILINEE, DEL QUALE SIANO STATI DEFINITI LO SCHEMA STATICO, LA CONDIZIONE DI CARICO E LE REAZIONI VINCOLARI.

A. DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE IN UNA GENERICA SEZIONE

1. Identificazione delle sezioni singolari della struttura (cerniere interne, sezioni di deviazione d'asse, sezioni di applicazione di forze o coppie, sezioni iniziali e finali di applicazione di carichi distribuiti).
2. Individuazione, per ogni tratto di trave rettilineo compreso tra due di queste sezioni, di un sistema di riferimento locale xyz così definito:
 - origine degli assi nel primo estremo del tratto di trave;
 - asse z coincidente con la linea d'asse della trave, verso positivo dal primo estremo del tratto al secondo;
 - asse x ortogonale al piano in cui giace la struttura, verso positivo uscente dal piano stesso;
 - asse y a completare una terna d'assi destrorsa positiva (pollice - x , indice - y , medio - z).
3. Individuazione per ogni tratto di trave compreso tra due sezioni singolari di una sezione generica S_i individuata dalle sue coordinate X_i , Y_i espresse nel sistema di riferimento globale XYZ .
4. Per ogni sezione generica S_i :
 - 4.1.** tracciare una linea di distacco passante per S_i e per vincoli interni o esterni di cui siano note le reazioni vincolari. Al fine di semplificare le operazioni di calcolo è opportuno che la parte di struttura individuata dalla linea di distacco comprenda il minor numero possibile di forze esterne e di reazioni vincolari;
 - 4.2.** ridisegnare la porzione di struttura compresa nella linea di distacco, indicando:
 - le forze concentrate ad essa applicate scomposte secondo gli assi coordinati globali;
 - la risultante delle forze distribuite scomposta secondo gli assi coordinati globali;
 - le reazioni vincolari note al posto dei vincoli interni o esterni;
 - sulla faccia della sezione generica, le componenti della reazione interna R_x , R_y e M_z secondo gli assi del sistema di riferimento globale XYZ . Il verso di tali componenti è scelto liberamente (più spesso concorde col sistema di riferimento).
 - 4.3.** Scrivere le equazioni di equilibrio. Ad ogni grado di libertà della porzione di struttura svincolata corrisponde una equazione di equilibrio. Si scrivono pertanto 3 equazioni corrispondenti ai 3 gradi di libertà:
 - $\sum H = 0$ (spostamento secondo X)
 - $\sum V = 0$ (spostamento secondo Y)
 - $\sum M = 0$ (rotazione di tutta la struttura intorno alla sezione S_i)
 - 4.4.** Risolvere il sistema delle equazioni e determinazione delle componenti della reazione interna incognite. L'eventuale segno negativo di una componente (forza o momento) indica che essa è di verso opposto a quello assunto. Le componenti di reazione sono espresse in funzione dei carichi, delle reazioni vincolari e delle coordinate X_i , Y_i della sezione.
 - 4.5.** Un nuovo disegno rappresenta ora la porzione di trave che si attesta sulla sezione S_i , con le componenti della reazione interna indicate. Le forze sono possibilmente rappresentate in scala.
 - 4.6.** In base al sistema di riferimento locale del tratto di trave a cui appartiene la sezione S_i , determinare "il segno" della faccia della sezione considerata:
 - asse z uscente dalla faccia \rightarrow faccia positiva;
 - asse z entrante nella faccia \rightarrow faccia negativa;
 - 4.7.** Indicare sulla sezione le Caratteristiche di Sollecitazione N , T , M assunte positive.

4.8. Proiettare delle componenti della reazione interna R_X , R_Y e M_Z in S_i sugli assi locali xyz e determinazione delle Caratteristiche di Sollecitazione N , T , M .

B. STUDIO DELL'EVOLUZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE LUNGO IL SISTEMA DI TRAVE E TRACCIAMENTO DEI DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

5. Per ogni sezione generica S_i :
 - 5.1. esprimere le coordinate della generica sezione S_i nel sistema di riferimento locale xyz del tratto di trave a cui appartiene attraverso opportune relazioni trigonometriche;
 - 5.2. riscrivere le espressioni delle CdS in funzione della ascissa curvilinea z_i della sezione stessa.
 - 5.3. Studiare la funzione polinomiale che esprime ogni caratteristica di sollecitazione in funzione di z e in particolare determinare:
 - a il grado del polinomio;
 - b l'eventuale concavità della curva;
 - c i valori della funzione agli estremi del suo dominio di esistenza (ovvero nelle sezioni singolari);
 - d i punti di massimo e minimo di ogni funzione;
6. Predisporre 3 disegni della linea d'asse del sistema di travi indicandone le sezioni singolari, uno per ogni diagramma delle CdS.
7. Su ognuno dei tre schemi si riportano in scala i valori delle CdS trovati al punto 5.3c) attraverso segmenti ortogonali alla linea d'asse del tratto di trave.
8. Gli estremi di tali segmenti sono uniti tra loro attraverso curve caratterizzate ai punti 5.3a – 5.3b – 5.3d.
9. Nel verificare la correttezza dei diagrammi ottenuti, si ricordi che:
 - 9.1. il momento flettente è nullo sui punti estremi delle travi che siano liberi o vincolati con cerniera o carrello, se in tali punti non è applicata una coppia;
 - 9.2. il momento flettente è nullo in corrispondenza delle cerniere interne;
 - 9.3. sui tratti di trave non gravati da carico distribuito, il taglio si mantiene costante, mentre il momento flettente varia linearmente;
 - 9.4. sui tratti di trave gravati da carico trasversale uniformemente distribuito, la legge di variazione del taglio è lineare, mentre quella del momento flettente è parabolica.
 - 9.5. in corrispondenza di un massimo relativo del diagramma di momento, il diagramma del taglio si annulla.

**DETERMINAZIONE DELLA DEFORMATA QUALITATIVA DI UNA STRUTTURA ISOSTATICA
COSTITUITA DA UN SISTEMA PIANO DI TRAVI, DEL QUALE SIANO STATI DEFINITI LO SCHEMA
STATICO, LA CONDIZIONE DI CARICO, LE REAZIONI VINCOLARI E LE CARATTERISTICHE DI
SOLLECITAZIONE.**

Al fine di tracciare la deformata qualitativa di una struttura isostatica costituita da un sistema piano di travi, è necessario tener conto:

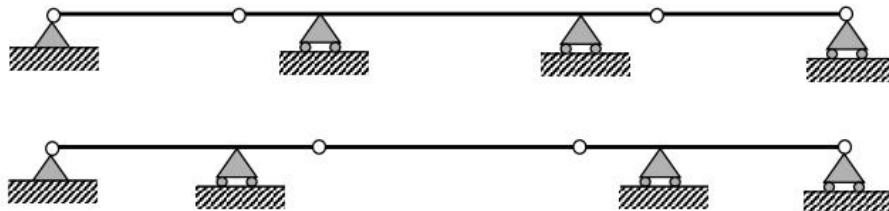
1. dei gradi di libertà impediti dalle condizioni di vincolo esterne. In particolare:
 - in corrispondenza di un incastro esterno la deformata della linea d'asse della trave deve avere la medesima tangente dell'indeformata e passare per il medesimo punto;
 - in corrispondenza di una cerniera esterna la deformata della linea d'asse della trave deve passare per il medesimo punto ed ha in generale tangente differente dall'indeformata;
 - in corrispondenza di un carrello esterno la deformata della linea d'asse della trave non può traslare ortogonalmente al piano di scorrimento del carrello; il carrello, in generale, trasla nel suo piano.
2. dei gradi di libertà impediti dalle condizioni di vincolo interne. In particolare:
 - in corrispondenza di una cerniera interna la deformata della linea d'asse della trave presenta in generale una cuspide; la cerniera interna trasla nel piano;
 - in corrispondenza di una qualsiasi sezione della trave, in assenza di articolazioni interne, la deformata della linea d'asse è descritta da una funzione continua.
3. dei diagrammi delle Caratteristiche di Sollecitazione. In particolare, gli effetti del momento flettente sulla deformata risultano preminenti su quelli del taglio e dello sforzo normale.
Secondo le convenzioni assunte, nel caso di momento flettente positivo, risultano tese le fibre della trave situate dal lato del verso positivo dell'asse y del sistema di riferimento locale, mentre risultano compresse le fibre sul lato opposto.
Ne segue che:
 - in caso di momento flettente positivo la concavità della deformata della linea d'asse della trave è rivolta secondo il verso negativo dell'asse y del sistema di riferimento locale.
 - in maniera analoga, in caso di momento flettente negativo la concavità della deformata della linea d'asse della trave è rivolta secondo il verso positivo dell'asse y del sistema di riferimento locale.
 - nelle sezioni in cui il momento flettente si annulla, la deformata della linea d'asse denuncia un punto di flesso;
 - i tratti di trave in cui il momento flettente è nullo hanno spostamenti rigidi.

LE TRAVI GERBER

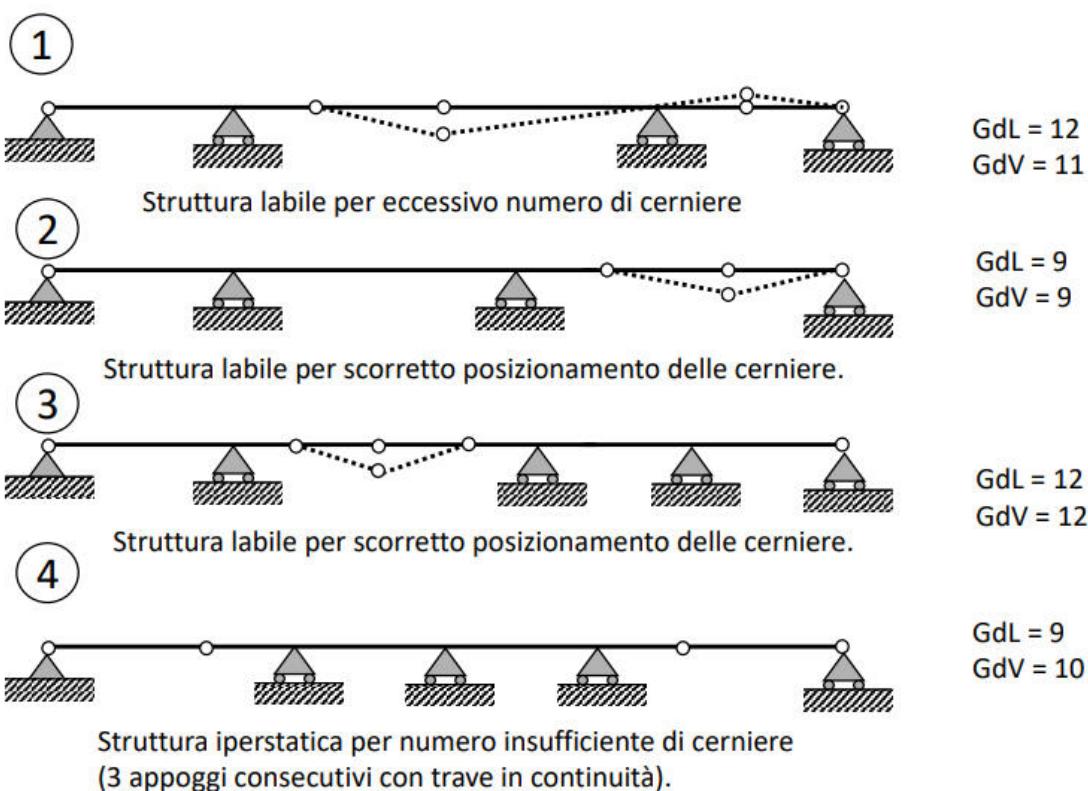
Le travi Gerber sono travi ad **asse rettilineo isostatiche**, sono vincolate da una **cerniera esterna** e un **numero n di appoggi**, con **$n-1$ cerniere interne** inserite nelle varie campate, dove con campata si intende la parte di trave tra due appoggi.

Verificata la condizione sul numero di cerniere interne, la disposizione delle cerniere deve soddisfare ulteriori condizioni:

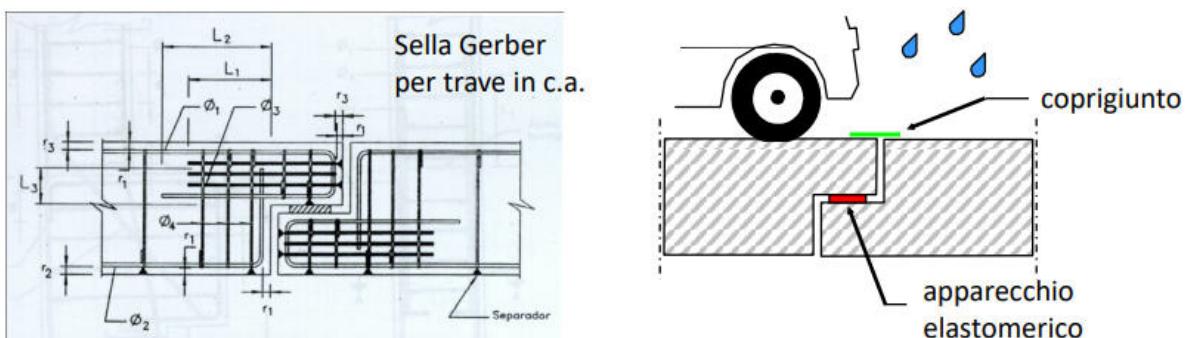
- non più di due nelle campate interne;
- non più di una nelle campate di estremità.



Esempi di posizionamento scorretto delle cerniere:



	Calcolo	Punti con $M=0$	Abbassamenti in campata	Cedimenti vincolari	Problemi costruttivi e di durabilità
Trave Gerber	Semplice (isostaticità)	Determinati a priori	Maggiori	Non producono sollecitazioni ma solo spostamenti	Le cerniere interne sono punti singolari possibili fonti di inconvenienti
Trave continua	Più complesso (iperstaticità)	Dipendenti dal carico	Minori	Producono sollecitazioni e spostamenti	Assenza di punti singolari



2.7

GRANDI LUCI INDICE.

3.1	SUPERAMENTO DELLA TRAVE INFLESSA	49
3.2	TRAVATURE RETICOLARI	51
3.4	STRUTTURE SOSPESE	54
3.5	STRUTTURE AD ARCO	64
3.6	STRUTTURE STRALLATE	70

SUPERAMENTO DELLA TRAVE INFLESSA

Alcune soluzioni strutturali si sono sviluppate per migliorare l'efficienza delle travi inflessibili:

- **Trave a doppio T:** derivata da una sezione rettangolare piena, con la rimozione del materiale vicino all'asse neutro (che contribuisce poco alla resistenza), lasciando solo l'ala superiore e inferiore, dove si concentra la maggior parte dello sforzo di compressione e trazione. Questa configurazione mantiene un momento resistente simile a quello di una trave rettangolare, ma con un peso significativamente ridotto.
- **Trave ad anima alleggerita:** caratterizzata da un'anima forata, che consente un ulteriore risparmio di peso e può rendere l'altezza della trave variabile lungo il suo sviluppo.

Soluzioni alternative alla trave inflessa.

L'ideale per l'ottimizzazione strutturale è **eliminare o ridurre l'incidenza del momento flettente**. Esistono quattro principali tipologie strutturali che riducono o eliminano questa sollecitazione:

1. **Trave reticolare:** evoluzione della trave a doppio T con anima forata. È composta da un'asta superiore e una inferiore (correnti), collegate da aste di parete inclinate. Questo sistema è ampiamente utilizzato, ad esempio, nelle gru da cantiere.
2. **Struttura sospesa:** basata sull'uso di funi, che lavorano esclusivamente in trazione.
3. **Arco:** struttura che sfrutta la resistenza a compressione, riducendo l'insorgenza di momenti flettenti.
4. **Struttura strallata:** sistema ibrido che combina elementi rigidi (travi) e funi, come nella passerella del Lingotto.

Evoluzione delle grandi coperture e riduzione del peso proprio.

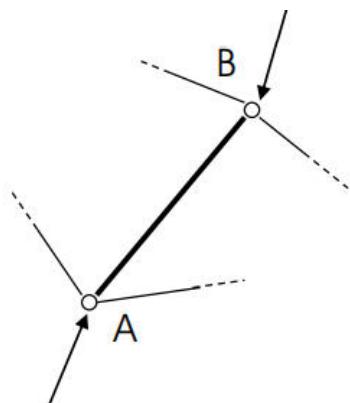
L'evoluzione delle strutture ha portato a una progressiva riduzione del peso proprio rispetto ai carichi portati:

- **Strutture ad arco:** in muratura, stabilizzate per massa, presentano un elevato peso proprio rispetto al carico trasportato.
- **Trave inflessa in calcestruzzo armato:** è il primo sistema in cui il peso proprio e i carichi variabili raggiungono un rapporto equilibrato, ma la sua natura inflessa ne limita l'efficienza.

- **Trave reticolare in metallo:** prima tipologia strutturale in cui il peso proprio è inferiore al carico trasportato. Una trave reticolare può pesare fino a un decimo rispetto a una trave in calcestruzzo armato.
- **Strutture sospese:** drasticamente più leggere, con un peso pari a un decimo di una trave reticolare e un centesimo di una trave in calcestruzzo armato. Funzionano esclusivamente in trazione, eliminando il momento flettente e lo sforzo normale di compressione. L'acciaio utilizzato in queste strutture ha un elevato limite di resistenza (σ limite pari a 1800 N/m^2).

Un'analogia efficace è quella con la formica, capace di trasportare carichi 100 volte superiori al proprio peso, analogamente alle strutture sospese che ottimizzano la resistenza riducendo al minimo il materiale impiegato.

TRAVATURE RETICOLARI: generalità e metodi di calcolo delle CdS



Si definisce **asta** una trave ad asse rettilineo, incernierata agli estremi e priva di carichi esterni agenti direttamente su di essa.

Sono chiamate **strutture reticolari** le strutture composte da aste collegate tra loro da nodi considerati come cerniere. Tali strutture sono vincolate all'esterno e prevalentemente **caricate solo in corrispondenza dei nodi**.

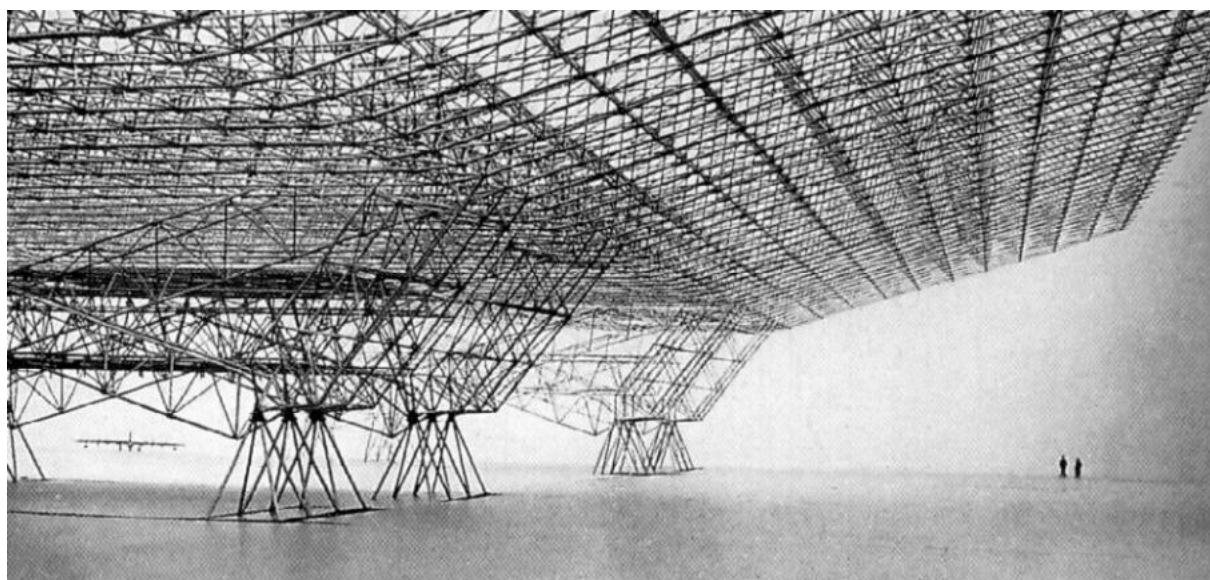
Idealmente, le aste componenti risultano **sollecitate esclusivamente da sforzo normale** ($T = M = 0$), sono dette "tiranti" quando sono tese o "puntoni" quando sono compresse.

Nella realtà però i nodi sono realizzati con vincoli interni assimilabili ad incastri imperfetti invece che con cerniere e le aste sono anche caricate con forze agenti fuori dai nodi. Le sollecitazioni di taglio T e momento M possono quindi essere non nulle.

I nodi situati nello spazio sono collegati da aste secondo disposizioni ripetitive per ottenere strutture a comportamento statico integrato. La leggerezza e la ripetitività del sistema costruttivo ottenute con:

- grande ingombro della struttura nel suo insieme;
- minimo rapporto tra l'ingombro della sezione trasversale dell'asta e l'interasse dei nodi;
- omogeneità delle sezioni delle aste e dei nodi.

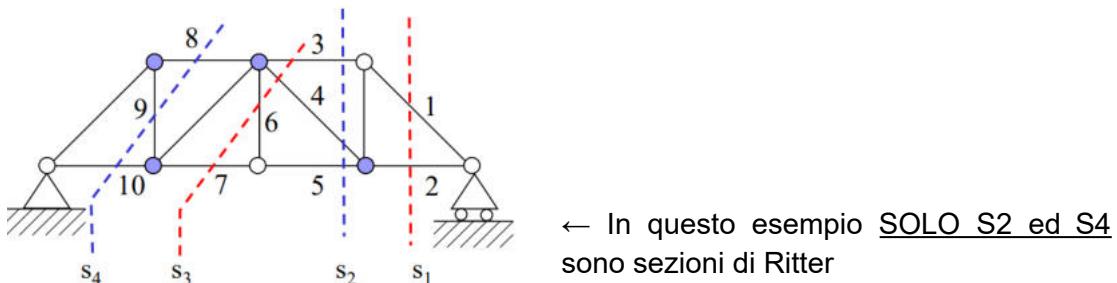
I nodi giacciono in un piano medio e le aste che uniscono i nodi giacenti su uno stesso strato sono detti **correnti** (superiori e inferiori). Le aste che uniscono i nodi giacenti su strati differenti sono dette "di parete". La struttura ha comportamento piano e lo spazio architettonico è ottenuto per traslazione o rotazione della struttura reticolare piana.



METODI DI CALCOLO DEGLI SFORZI NORMALI DELLE ASTE

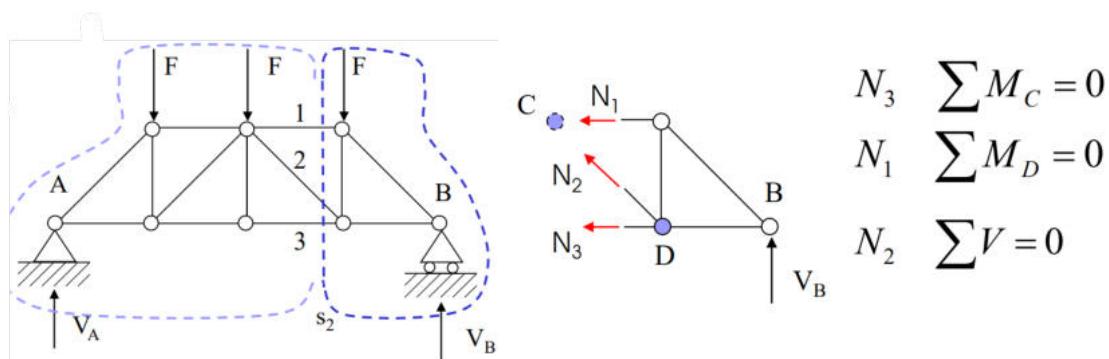
- **Sezione di Ritter**, se con una linea di distacco si tagliano solamente **tre aste non convergenti nello stesso punto**, è possibile calcolare con tre equazioni di equilibrio gli sforzi nelle aste tagliate dalla linea. Queste particolari linee di distacco sono dette sezioni di Ritter.

le condizioni di applicabilità rendono il metodo di Ritter **non universale**, ma può essere utile se si vuole calcolare lo sforzo in una particolare asta senza calcolarlo in tutte le altre.



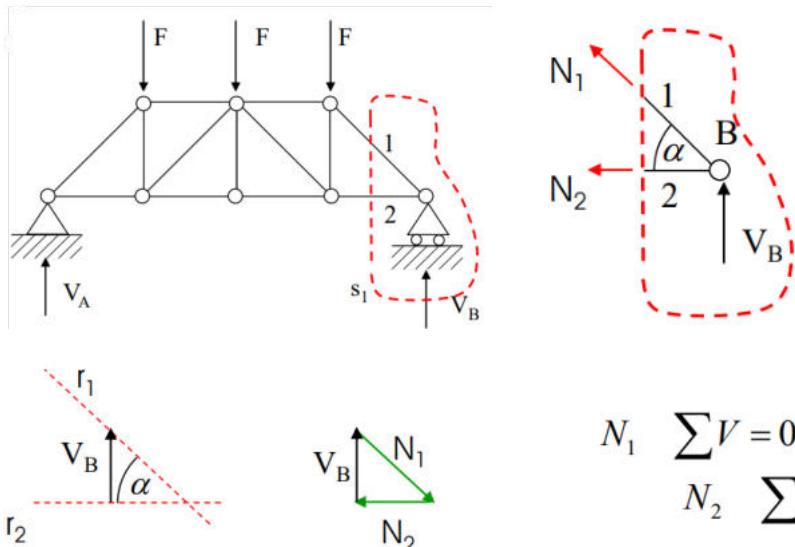
Metodo:

- siano noti i carichi agenti e le reazioni dei vincoli esterni,
- si consideri una linea di distacco passante per la sezione di Ritter e per un vincolo esterno,
- per calcolare lo sforzo normale in un'asta (con versi inizialmente ipotizzati positivi):
 - o si scrive l'**equazione di equilibrio dei momenti rispetto al nodo in cui convergono al finito le altre due aste** (N_3, N_1)
 - o e l'**equazione di equilibrio delle forze in una direzione** (N_2).



- **Equilibrio ai nodi**, se in un nodo convergono n aste, delle quali solo due hanno sforzo normale incognito, è possibile determinarlo discutendo l'**equilibrio delle forze applicate al nodo**, graficamente (**poligono delle forze**) o analiticamente.

Per calcolare lo sforzo in una particolare asta però può essere necessario calcolarlo in molte altre.



$$\begin{aligned} N_1 & \quad \sum V = 0 \\ N_2 & \quad \sum H = 0 \end{aligned}$$

LE STRUTTURE SOSPESE

Caratteristiche principali delle strutture sospese.

L'elemento distintivo delle strutture sospese è l'eliminazione del momento flettente e dello sforzo tagliante. Inoltre, lo sforzo assiale è limitato alla sola trazione. Queste strutture rappresentano il punto culminante dell'evoluzione per le grandi luci.

Elementi costruttivi qualificanti.

Le strutture sospese presentano due funi principali poste all'estradosso, che fungono anche da corrimano, e sono collegate internamente all'impalcato inferiore tramite connettori. L'impalcato è composto da funi binate. Le funi principali assumono una configurazione curvilinea sotto il proprio peso, che si modifica sensibilmente con l'applicazione del carico viaggiante, generando una cuspide nel punto di applicazione del peso. Le funi sono sostenute da pile massicce che le sollevano rispetto alla quota di campagna.

Tre elementi costruttivi del ponte di funi.

1. **Funi:** realizzate in materiali intrecciati come erba o corde, rendendole non durevoli e soggette a ricostruzione periodica (ad esempio, con cadenza annuale nel ponte di Qeswachaka).
2. **Pile o antenne:** strutture verticali di supporto.
3. **Strutture di fondazione:** dette anche "strutture di bordo" o "strutture di ammaro".

Strutture sospese moderne e nel turismo.

Le strutture sospese moderne possono avere impalcati ridotti a una singola fune all'intradosso, con connessioni tra funi superiori e inferiori. In alcune configurazioni, la struttura di ammaro è costituita da un albero. Il rapporto tra carichi variabili (come il peso di una persona) e peso proprio è molto elevato, con una struttura che può pesare dell'ordine di pochi decaNewton (daN). I cavi portanti formano una cuspide nel punto in cui il peso del carico variabile viene applicato. La configurazione della fune risulta quasi bilatera, con un angolo marcato nel punto in cui il pedone trasmette il suo carico.

Variazione della geometria al variare del carico.

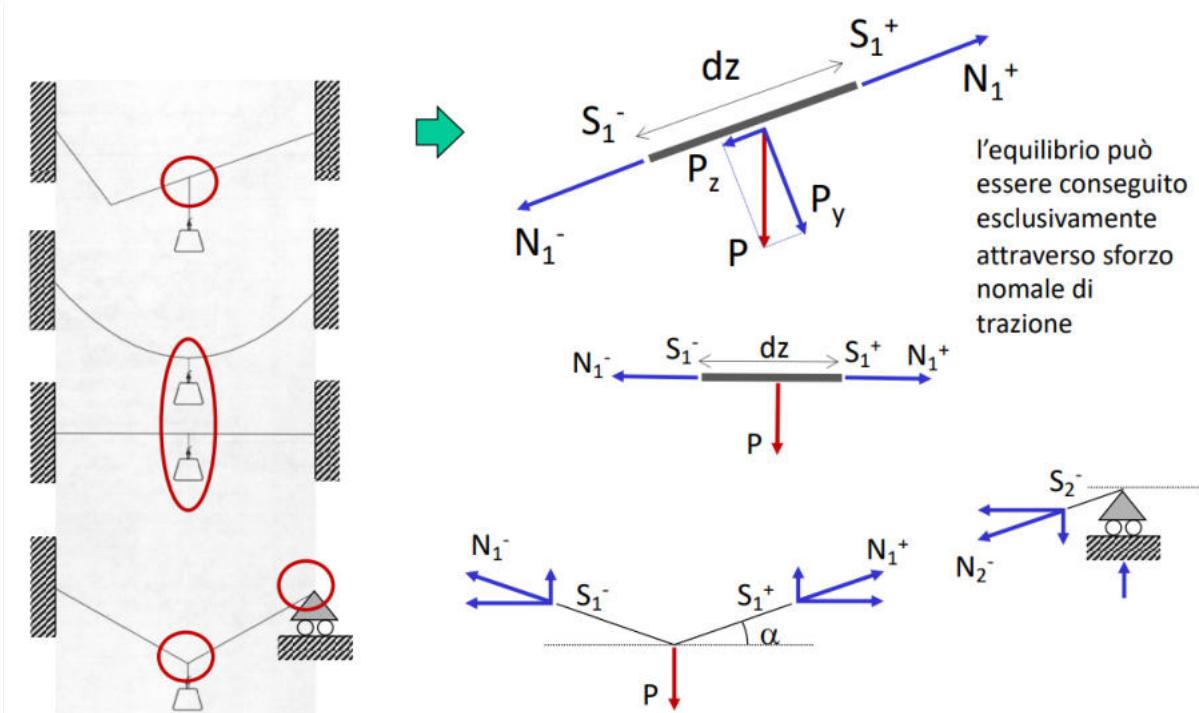
- Le funi assumono configurazioni geometriche sempre derivabili.
- Quando un pedone avanza, la cuspide si forma nel punto di applicazione della forza.
- La forma del ponte non è univoca e costante, ma dipende dalla posizione e dal numero dei pedoni.

Ipostaticità geometrica.

Una struttura è **geometricamente ipostatica** quando la sua forma dipende dalle condizioni di carico applicate. Ciò significa che l'architetto non può progettare una forma predefinita, ma deve verificare ogni configurazione alla luce dei carichi previsti. L'architettura mutevole di queste strutture implica che:

- La forma può cambiare nel tempo a seconda delle condizioni di carico.
- È possibile progettare strutture di funi secondo una volontà figurativa, tenendo conto delle forze applicate.
- È fondamentale garantire che, durante la vita utile della struttura, le variazioni di forma siano compatibili con le sue funzioni e parti strutturali.

Configurazioni impossibili.



1. Configurazione bilatera

Una configurazione con due segmenti retti e una cuspide non è possibile se il carico concentrato è applicato in un altro punto.

Schema unifilare:

- Sezioni **+S1** e **-S1**
- **Dz**: concio di fune
- **P**: peso del carico applicato

La fune può essere ancora modellata come un solido di **Des Saint Venant**.

Sollecitazioni sulla sezione S1:

- **Momento flettente nullo**: la fune si deforma per sottrarsi alla sollecitazione.
- **Taglio nullo**: non essendoci taglio, non si può garantire equilibrio in direzione y.
- **Unica sollecitazione possibile: sforzo normale di trazione (T)**. La fune non può resistere a compressione, quindi si considera solo la trazione.
- I vettori di trazione **T1+** e **T1** (entrambi positivi) sono le uniche forze agenti esterne.

L'equilibrio **non è garantito** in direzione y (assenza di taglio), rendendo questa configurazione **impossibile**.

2. Configurazione parabolica

3. Configurazione rettilinea orizzontale

Se il peso è applicato nella mezzeria, il concio **Dz** assume una forma rettilinea e orizzontale. Per garantire l'equilibrio a fronte della forza **P** lungo l'asse y, si avranno solo sforzi assiali di trazione lungo la direzione dell'asse z.

4. Cavo vincolato da un incastro e un carrello

Se in corrispondenza del punto di applicazione della forza la fune assume due segmenti rettilinei inclinati con angolo α rispetto all'orizzontale, si può ipotizzare un equilibrio.

Analisi dell'equilibrio:

- Si possono definire componenti **orizzontali** e **verticali** delle forze agenti.
- Le componenti **orizzontali** si equilibrano tra loro.
- Le componenti **verticali** si equilibrano con la forza applicata **P**.

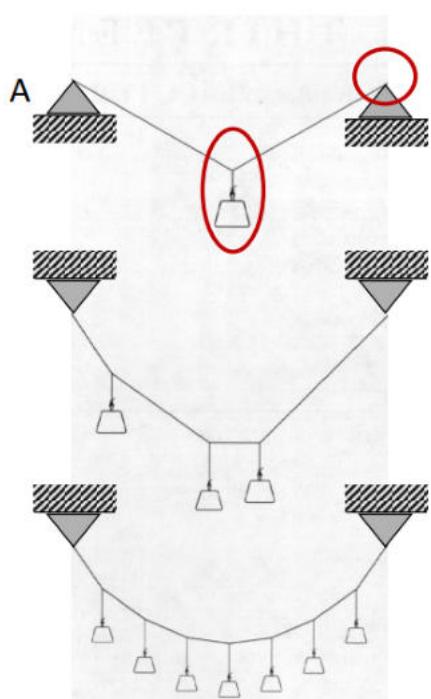
Se si considera la sezione **S2** (in corrispondenza del carrello), la fune può essere trattata come un'asta, con la trazione **T1** che mantiene lo stesso modulo ma direzione opposta su **S2**.

Tuttavia, nel punto di vincolo con il carrello:

- Il carrello può fornire solo una **reazione vincolare**.
- La componente orizzontale della trazione **T2** non può essere contrastata da nessuna reazione vincolare.
- L'equilibrio **non è possibile** nel punto di vincolo.

Questa configurazione, quindi, non può esistere senza un ulteriore sistema di vincolo che possa contrastare la componente orizzontale della trazione.

Configurazioni possibili.



1. Prima linea di distacco in corrispondenza del carico

Dato un angolo α , è possibile determinare le componenti **verticali** e **orizzontali** agenti sulle sezioni, garantendo l'equilibrio al nodo grazie alle condizioni di simmetria.

- Le **componenti verticali** devono equilibrare la forza **P**.
- Le **componenti orizzontali** devono equilibrarsi tra loro.
- Lo **sforzo normale T** si può determinare con il **teorema di Pitagora**.
- Le dispense contengono un errore: **P/2T**.

Relazione tra trazione nella fune e carico applicato

L'equilibrio è verificato, ma è utile valutare il limite di **T** per $\alpha \rightarrow 0$. Fisicamente, se $\alpha \rightarrow 0$, allora **sen(α) → 0**, quindi la trazione **T** tende a infinito, indipendentemente dal modulo della forza **P** applicata.

- Non è possibile ottenere una configurazione perfettamente rettilinea della fune, a meno che la trazione non sia infinita.
- Il **sen(α)** descrive la forma dell'architettura della fune e dipende dal **carico applicato P** e dallo **stato di sollecitazione interna T**.

Ipostaticità della fune

Poiché la fune equilibra i carichi attraverso **sforzi normali**, la sua geometria deve variare in modo tale che le componenti degli sforzi garantiscono l'equilibrio in funzione del carico applicato **P**.

Analogia tra fune e arco

- **Arco**: struttura spingente → necessita di reazioni vincolari esterne pari alla sua spinta.
- **Fune**: struttura traente → per equilibrare carichi verticali, richiede componenti orizzontali nelle reazioni vincolari esterne.

Poiché la fune tende ad avvicinare le sue estremità sotto carico, sono necessari vincoli in grado di generare reazioni sia **orizzontali** che **verticali**.

Strutture di ammarro.

Le strutture sospese richiedono particolare attenzione nella progettazione dei **vincoli di ammarro**, poiché questi devono:

- Equilibrare i **carichi verticali**.
- Esprimere **reazioni vincolari orizzontali**.

Di conseguenza, sebbene la struttura lungo la campata sia estremamente leggera, i suoi **estremi** necessitano di vincoli più ingombranti e meccanicamente impegnativi, capaci di sopportare tali reazioni.

Specificità delle strutture sospese.

1. **Non hanno una forma propria.**
2. **Possono variare la loro forma durante la vita utile dell'architettura.**
3. **Le strutture di ammarro richiedono una progettazione accurata**, sia per la loro funzione strutturale che per il loro impatto figurativo.

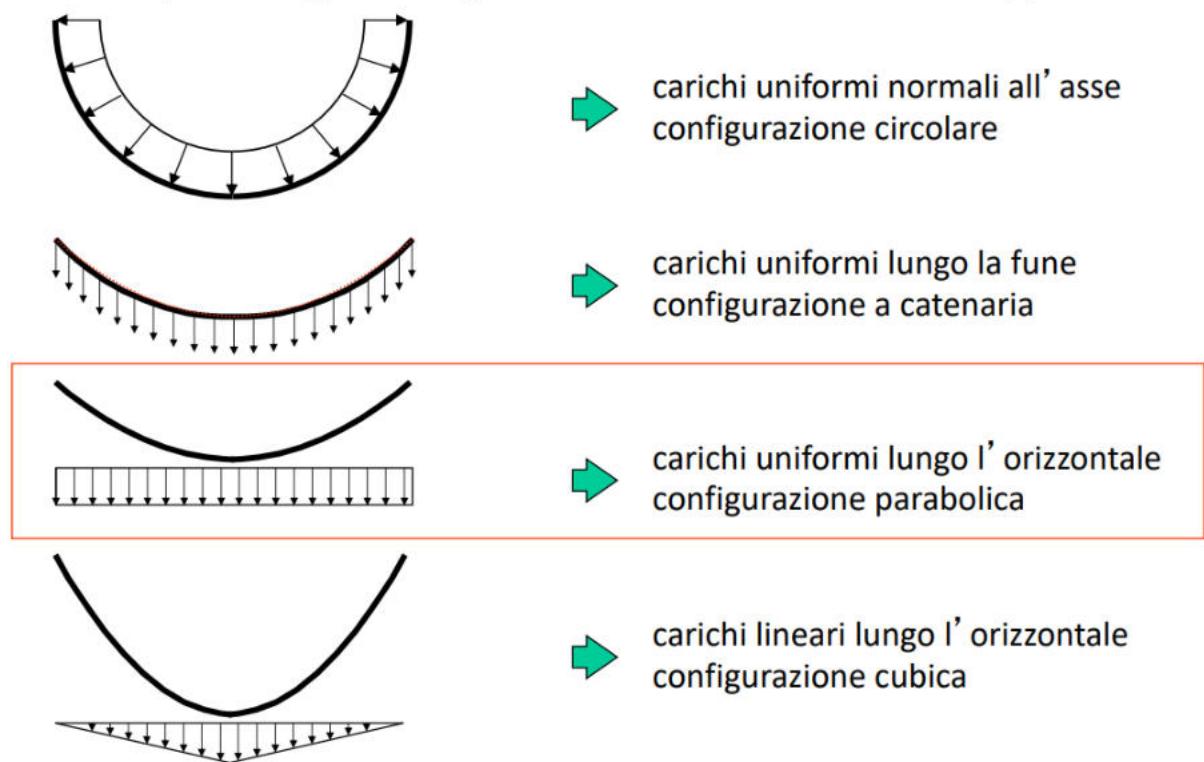
Principali Configurazioni Geometriche e Carichi Distribuiti Applicati.

Nel progetto di strutture sospese, è fondamentale valutare la forma che la fune assume sotto l'azione dei carichi che permarranno per tutta la vita utile dell'architettura. Questi carichi permanenti includono:

- **Peso proprio della fune**, che, sebbene non eccessivo, è comunque presente.
- **Altri carichi portati**, ovvero elementi che costituiranno stabilmente la struttura.
- **Carichi di pretensione**, applicati per stabilizzare la fune.

La configurazione geometrica assunta dalla fune sotto questi carichi è chiamata **stato zero**. Determinare questa configurazione è complesso, trattandosi di un problema non lineare.

Configurazioni Geometriche Principali.



1. Carichi Uniformi lungo l'Asse della Fune → Configurazione Circolare

- Se la fune è sottoposta a un carico uniformemente distribuito lungo il proprio asse, essa assume una **forma circolare**.

2. Carichi Uniformi lungo la Fune → Configurazione a Catenaria

- Se i carichi sono distribuiti uniformemente lungo l'intera fune e agiscono verticalmente, la fune assume una forma **a catenaria**.
- La catenaria non è esprimibile con una funzione matematica semplice.
- Questo tipo di configurazione è tipico, ad esempio, nei fili elettrici e nelle linee di trazione ferroviaria.

3. Carichi Uniformi lungo l'Orizzontale → Configurazione Parabolica

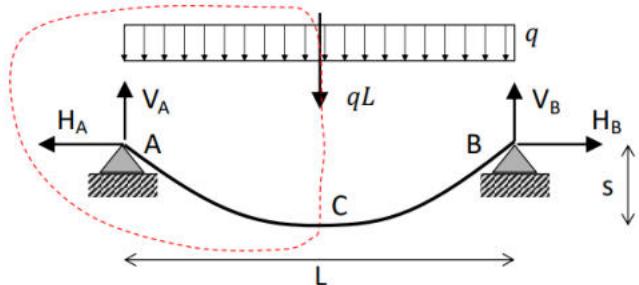
- Quando il carico è distribuito uniformemente lungo la proiezione orizzontale, la fune assume una **forma parabolica**.

4. Carichi Lineari lungo l'Orizzontale → Configurazione Cubica

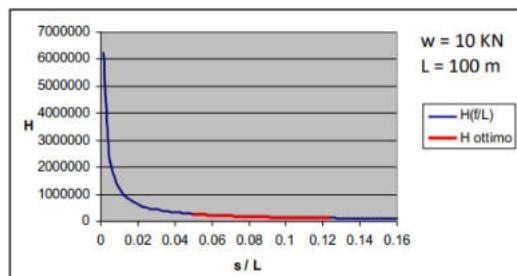
- In presenza di un carico non uniforme distribuito lungo la proiezione orizzontale, lo **stato zero** della fune segue una legge di terzo grado.

Una volta determinata la configurazione dello stato zero, è possibile studiare il **regime meccanico** per analizzare le reazioni vincolari e le caratteristiche di sollecitazione, ottenendo così importanti indicazioni progettuali.

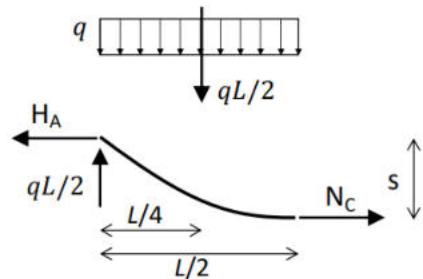
Il cavo parabolico simmetrico



$$\sum M_B = 0 \quad V_A = qL/2 \\ V_B = qL/2$$



ogni sezione della fune può essere considerata quale cerniera interna (M=0)

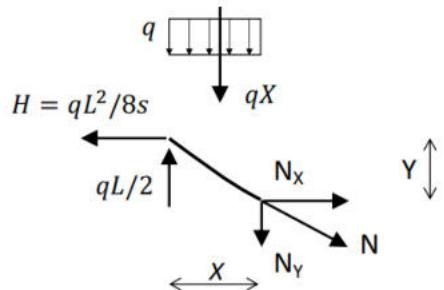


$$\sum M_C = 0 \quad H_A s + \frac{qL}{2} \frac{L}{4} - \frac{qL}{2} \frac{L}{2} = 0$$

↳
$$H_A = \frac{qL^2}{8s}$$

Al ridursi di s/L
→ diminuisce l'ingombro strutturale;
→ aumenta il tiro al vincolo.

→
$$\frac{1}{20} \leq \frac{s}{L} \leq \frac{1}{8}$$



$$\sum H = 0 \quad \Rightarrow \quad N_x = \frac{qL^2}{8s} \quad \text{costante in } X$$

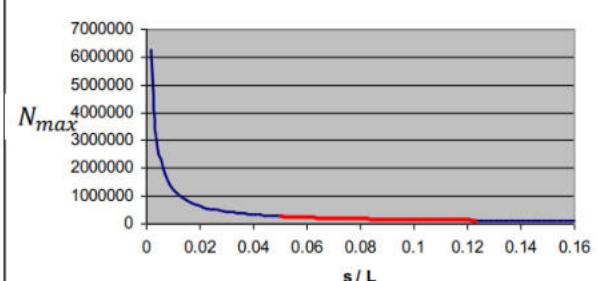
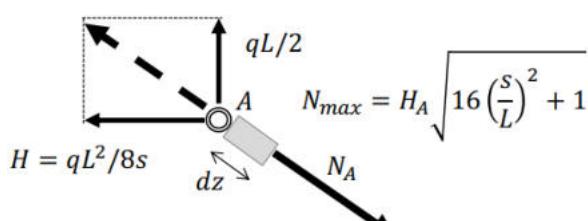
$$\sum V = 0 \quad \Rightarrow \quad N_y(X) = -qX + \frac{qL}{2} \quad \text{lineare in } X$$

$$N_{y,A}(X = 0) = \frac{qL}{2} \quad \text{massimo modulo}$$

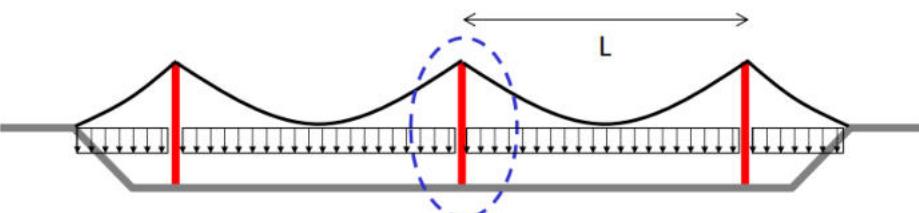
$$N_{y,C}(X = L/2) = 0$$

↳
$$N_A(X = 0) = \sqrt{\left(\frac{qL^2}{8s}\right)^2 + \left(\frac{qL}{2}\right)^2}$$

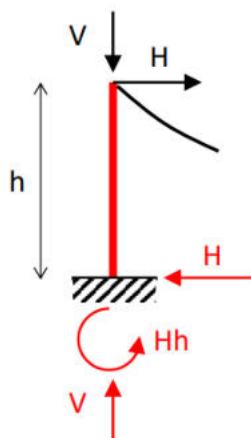
lo sforzo normale massimo ha luogo sulla sezione in corrispondenza del vincolo



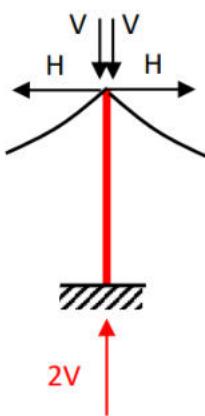
Strutture di ammarro



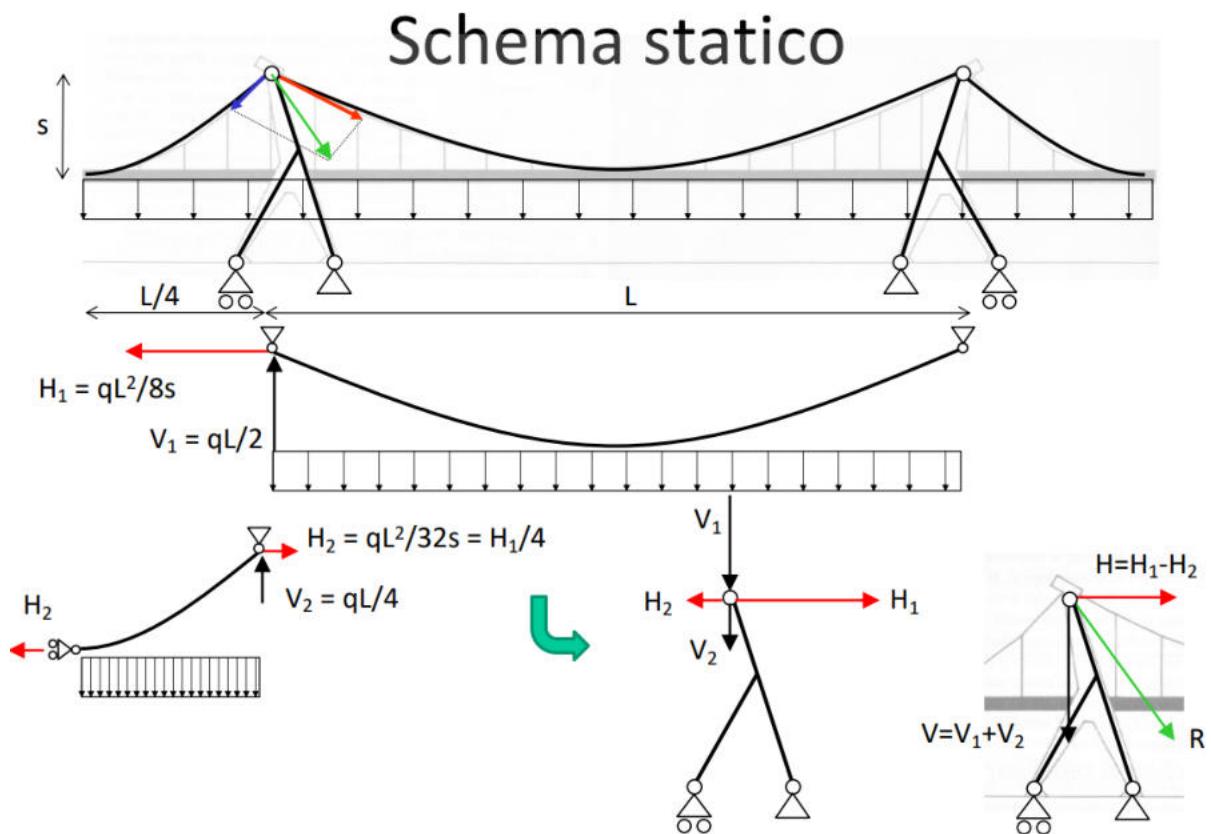
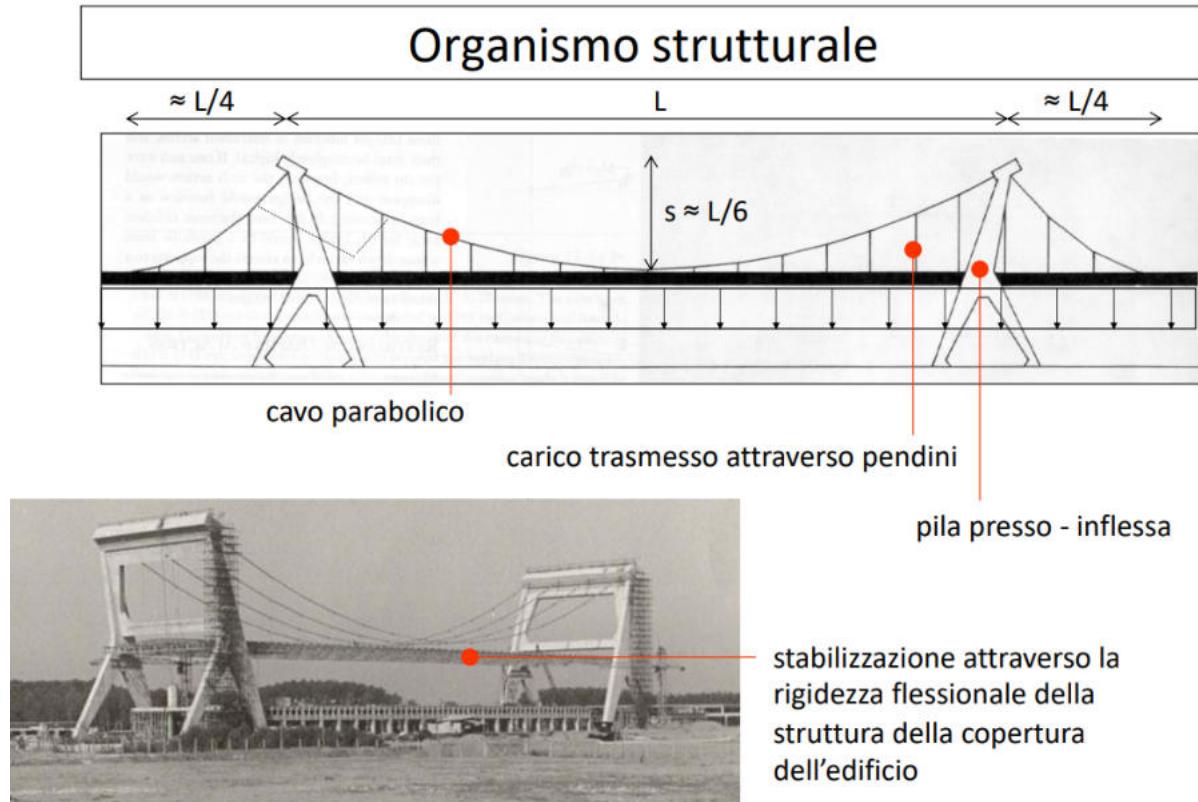
A: singola fune in testa antenna



Nel caso A l'antenna
è compressa e
inflessa

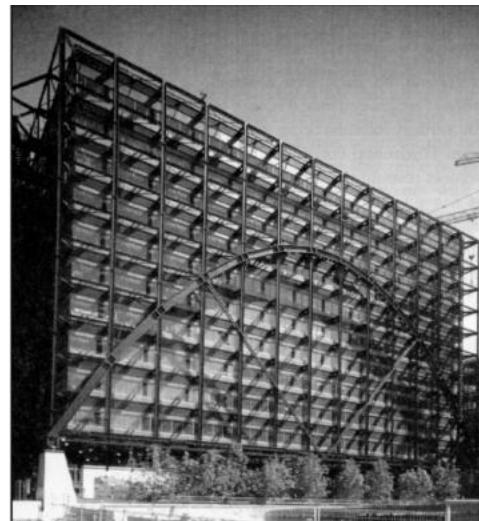
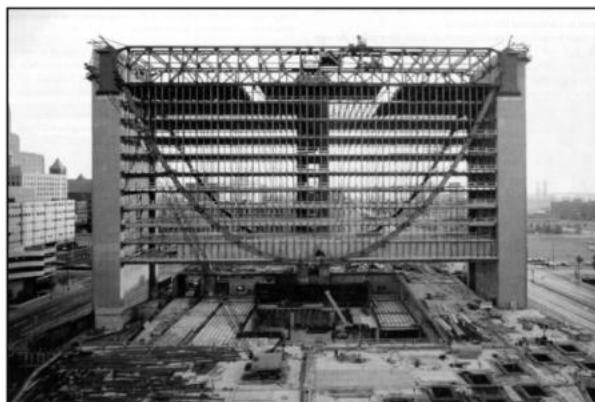
B: due funi di ugual luce
soggette al medesimo carico

Nel caso B l'antenna
è semplicemente
compressa

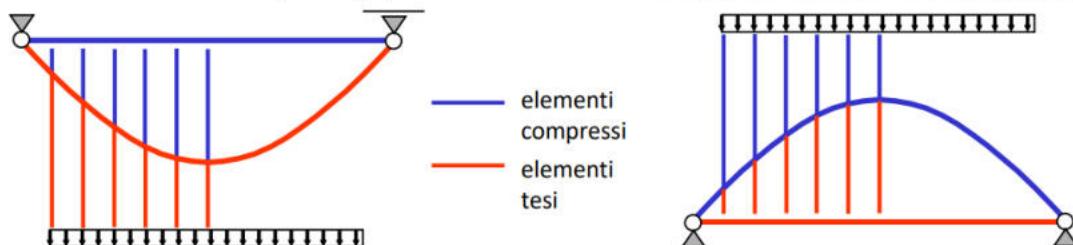


STRUTTURE AD ARCO

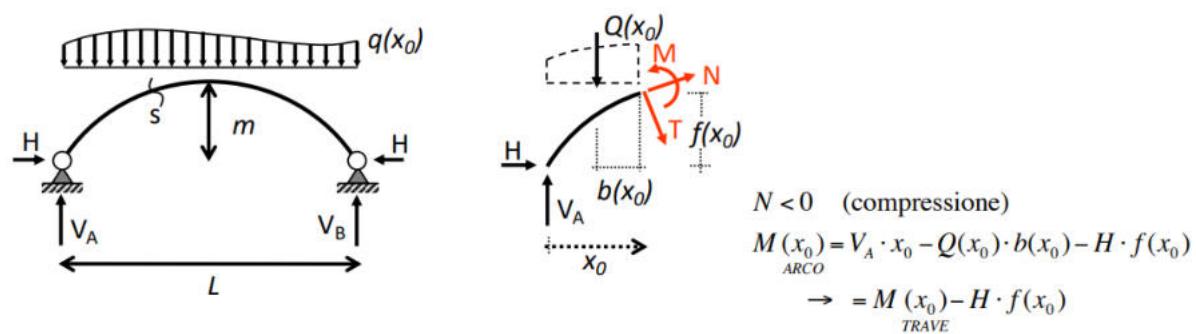
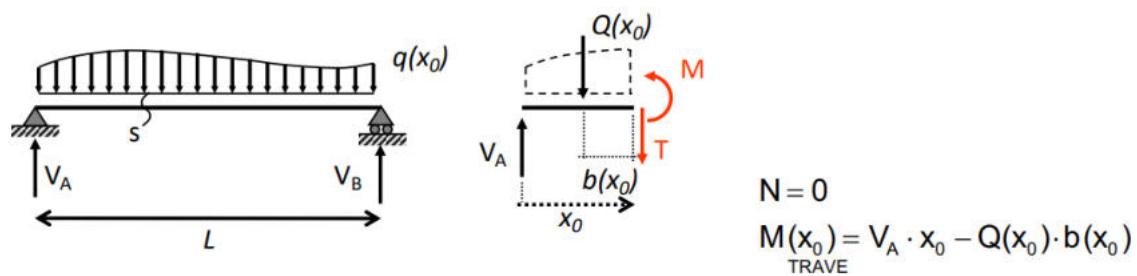
Analogia tra fune e arco.



Broadgate Office Building - Londra
Skidmore, Owings, Merrill - 1990≈



Comportamento statico di arco e trave.



N.B. 1 Si può ottenere $M_{ARCO} = 0$ in ogni sezione se la forma dell' arco $f(x_0)$ è scelta in modo che:

$$f(x_0) = \frac{M(x_0)}{\frac{TRAVE}{H}}$$

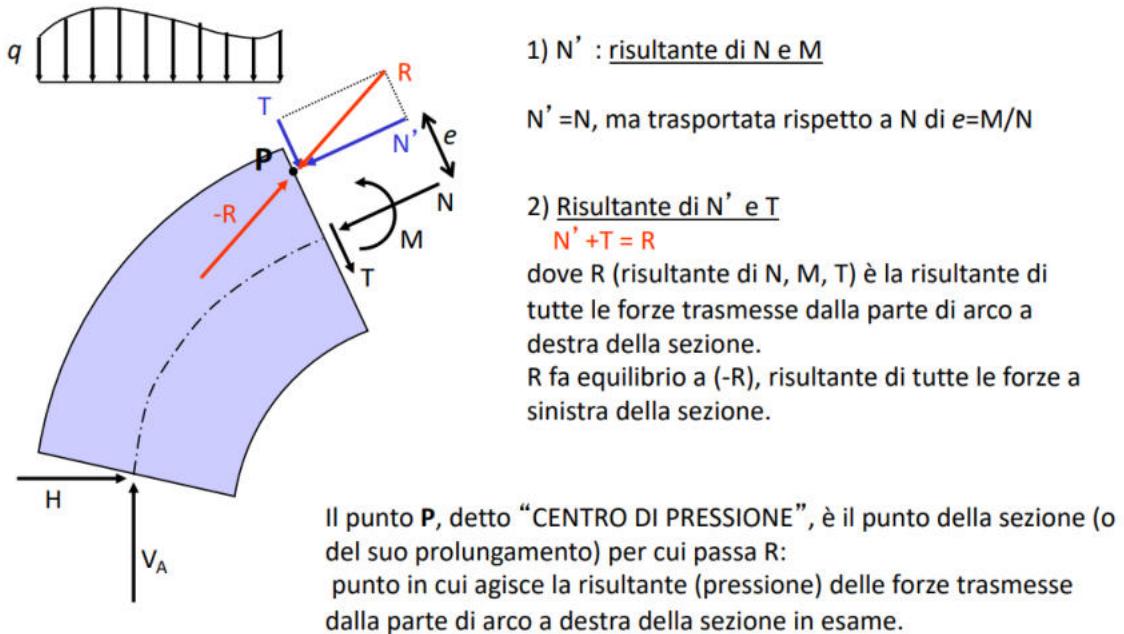
N.B. 2 Se cambia il carico $q(x_0)$ cambia $M_{TRAVE}(x_0)$ e, di conseguenza, poiché non può cambiare la forma dell' arco $f(x_0)$, nell' arco nascono dei momenti flettenti. E' necessario scegliere $f(x_0)$ facendo riferimento alla condizione di carico più significativa.

N.B. 3 Fatta salva la analogia tra fune ed arco, esiste una differenza sostanziale:

- la fune, non dotata di forma propria, assume la forma $f(x_0)$ che garantisce sollecitazioni di sola trazione al variare dei carichi $q(x_0)$;
- l' arco, poiché non può cambiare la sua forma $f(x_0)$, non assicura sollecitazioni di sola compressione al variare dei carichi $q(x_0)$.

Costruzione della curva delle pressioni

Si consideri il caso generale di un arco con $N < 0$, $M \neq 0$, $T \neq 0$.

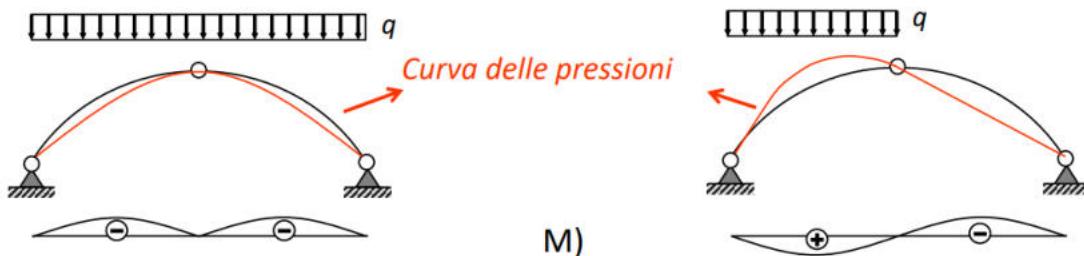


Ripetendo la costruzione per tutte le sezioni dell' arco si ottiene la

CURVA DELLE PRESSIONI

ovvero la curva formata dall' unione di tutti i centri di pressione.

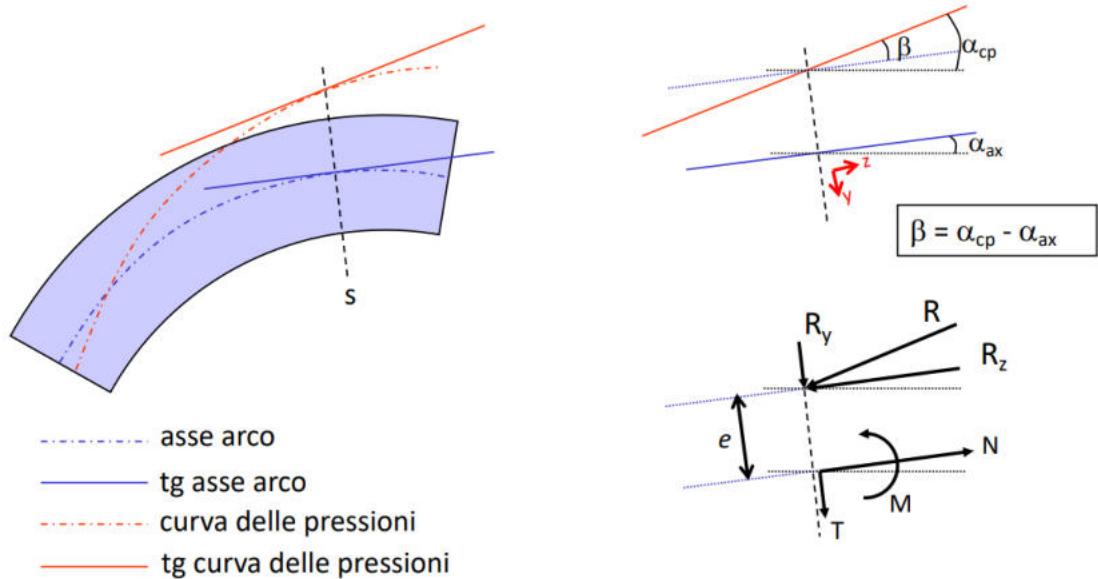
ESEMPI



$$\text{Curva delle pressioni} = M_{\text{TRAVE}} / H$$

N.B. Se la linea dei baricentri delle sezioni dell' arco coincide con la curva delle pressioni, si ha ovunque $M = 0$.

Rapporto asse arco / curva delle pressioni



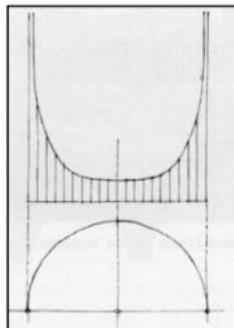
$$R_z = -N = R \cos \beta$$

$$R_y = T = R \sin \beta \rightarrow T \gg \text{se } \beta \gg \rightarrow \alpha_{cp} \gg \alpha_{ax}$$

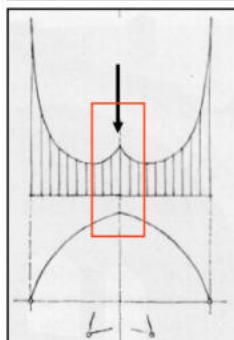
$M = R_z \cdot e \rightarrow M \gg \text{se } e \gg \rightarrow \text{cp e ax discosti}$

Direttrici e linee di carico

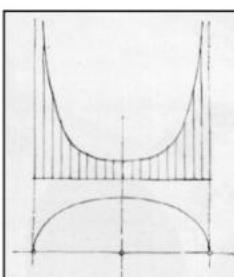
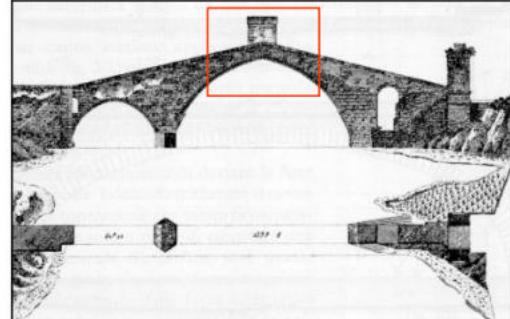
Linea di carico: diagramma di carico che assicura la coincidenza tra linea delle pressioni e la direttrice dell' arco (compressione uniforme in tutte le sezioni dell' arco).



direttrice a
tutto sesto

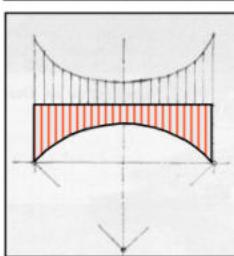


direttrice ad ogiva



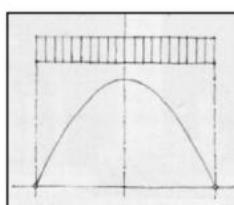
direttrice ellittica

Ponte Louis Philippe Parigi
(Francia) (1860-62)



direttrice ad arco di
cerchio ribassato

- ➡ •geometria razionale nel caso di carichi preponderanti dovuti al riempimento;
- geometria caratteristica di ponte ad arco in ambito urbano.



direttrice parabolica

- ➡ •carichi uniformi lungo l' orizzontale;
- perfetta analogia con la fune;
- distribuzione di carico ricorrente in molti casi costruttivi;
- largamente utilizzata in epoca contemporanea.

Alcuni possibili schemi statici per l' arco

a)

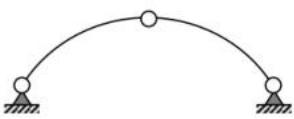


Arco in semplice appoggio



- +isostatico;
- spinta orizzontale nulla;
- regime statico analogo alla trave rettilinea.

b)

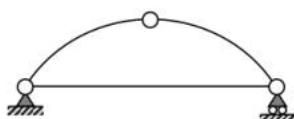


Arco a 3 cerniere



- +isostatico;
- +stato di sollecitazione indipendente dalle azioni indirette;
- +agevole posa in opera.
- spinta orizzontale sui vincoli esterni;

c)

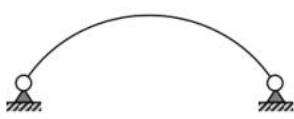


Arco a spinta eliminata



- +isostatico;
- +spinta assorbita dalla catena tesa;
- +vincoli esterni meno impegnati.

d)



Arco a 2 cerniere



- 1 volta iperstatico;
- +maggior rigidezza di b);
- stato di sollecitazione indipendente dai soli sedimenti vincolari verticali.

e)

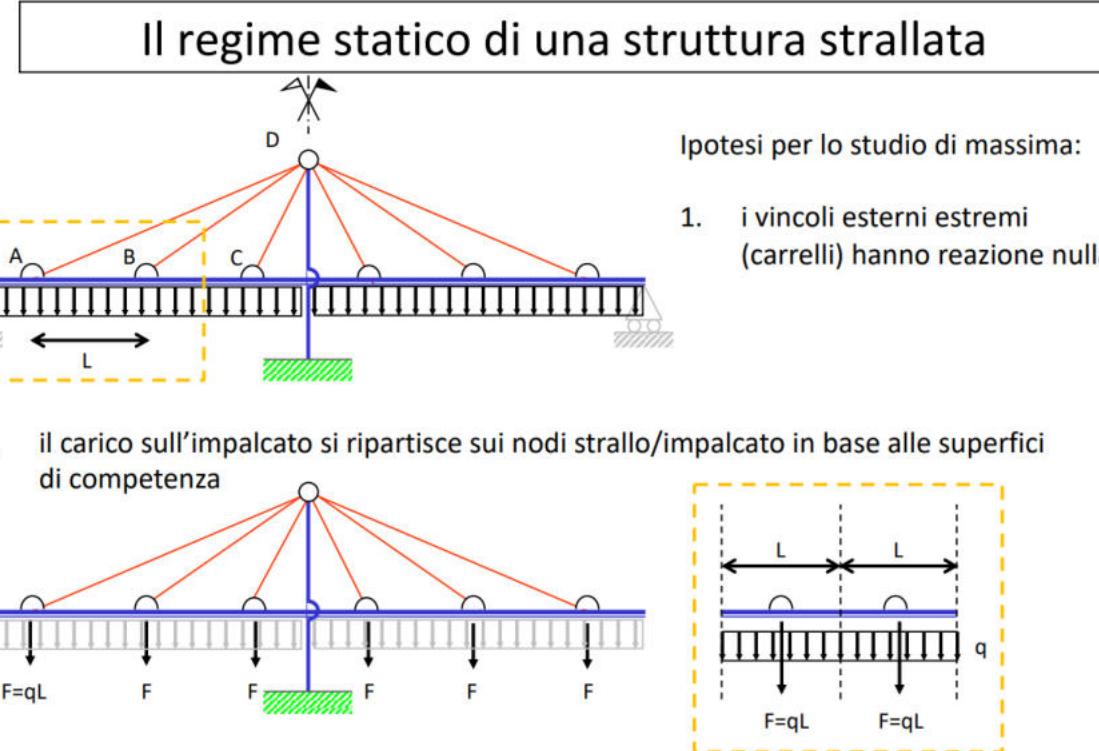
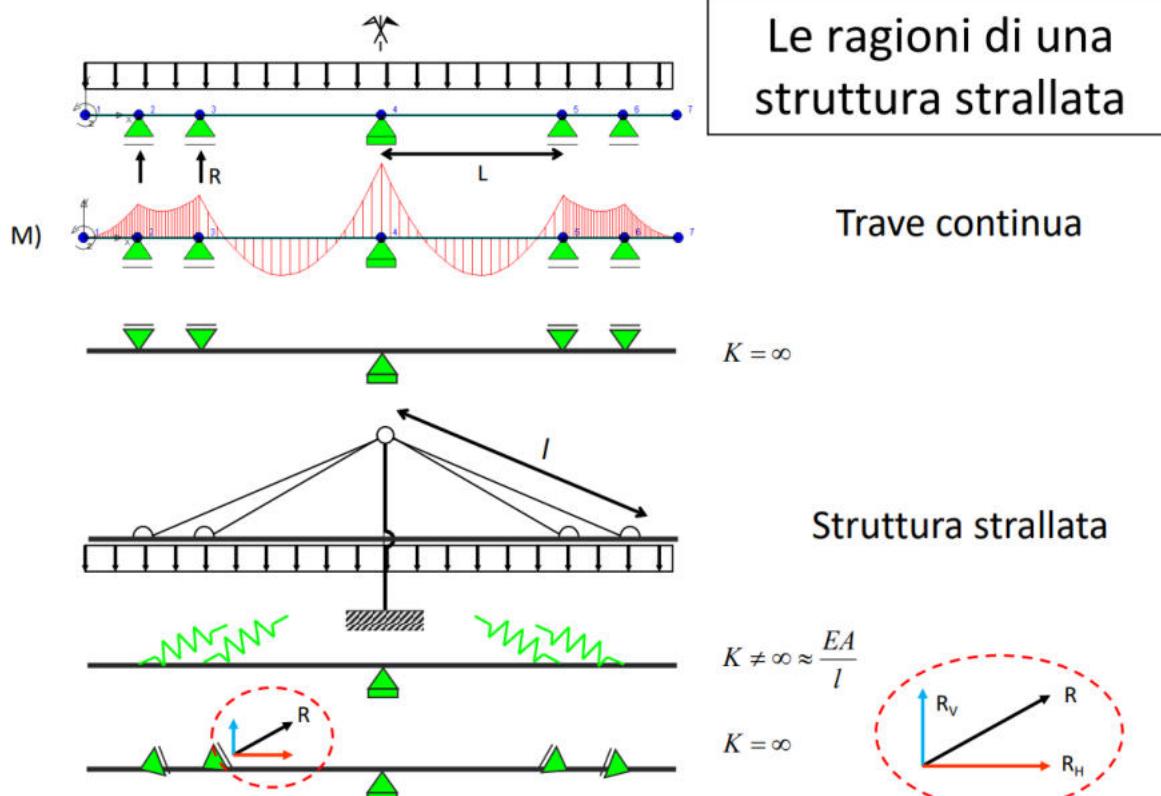


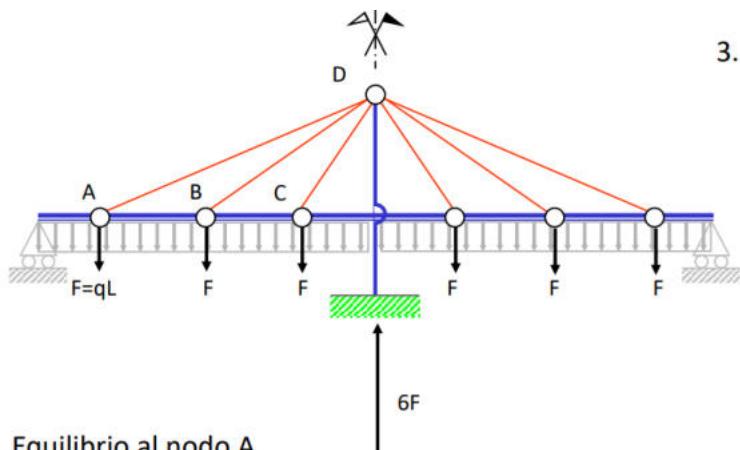
Arco con estremità incastrate



- 3 volte iperstatico;
- +massima rigidezza;
- sollecitazioni indotte da sedimenti vincolari e variazioni di temperatura.

STRUTTURE STRALLATE

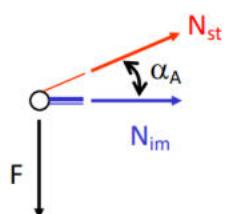




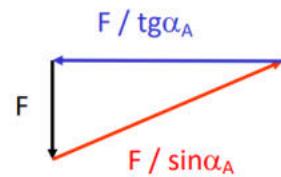
3. I nodi strallo/impalcato sono considerati cerniere interne

Schema statico di struttura reticolare isostatica. Le CdS si possono determinare scrivendo l'equilibrio ai nodi

Equilibrio al nodo A



$$\begin{aligned} \sum H &= 0 & N_{im} &= -N_{st} \cos\alpha_A \\ \sum V &= 0 & F &= N_{st} \sin\alpha_A \\ && \rightarrow N_{st} &= F / \sin\alpha_A \\ && \rightarrow N_{im} &= -F / \tan\alpha_A \end{aligned}$$



Poligono delle forze

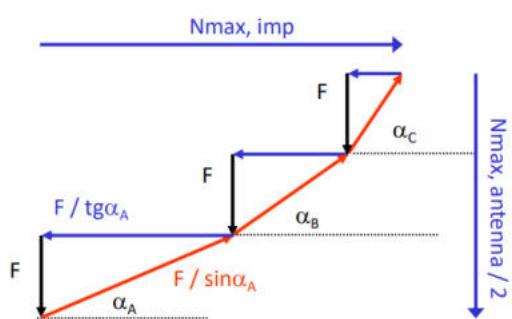
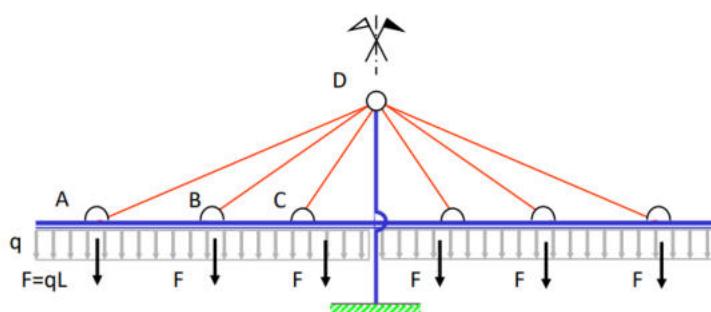
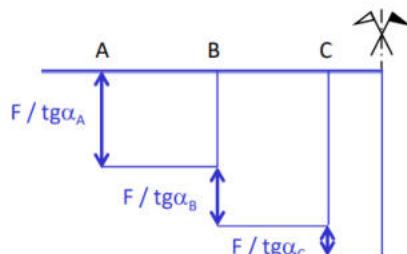


Diagramma sforzo normale impalcato



- elementi tesi
- elementi compressi
- elementi presso-inflessi

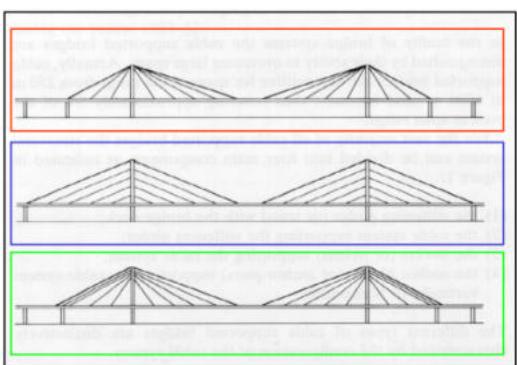
La disposizione delle funi

a) radiale (fan)



b) ad arpa (harp)

c) a semi-arpa (half-harp)



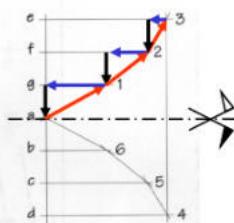
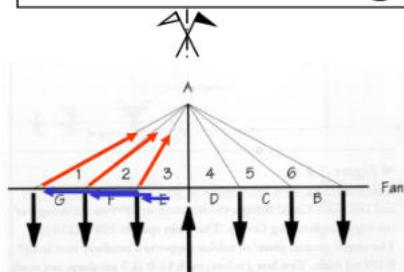
a)

b)

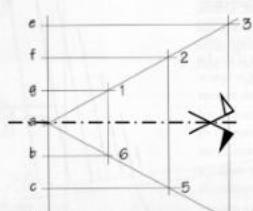
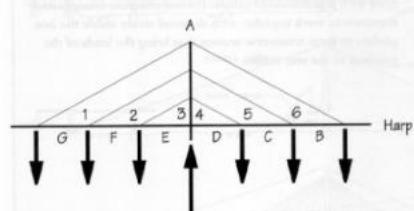
c)



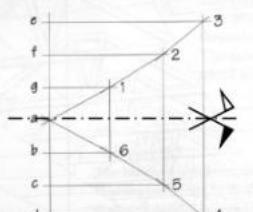
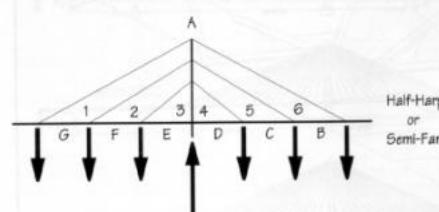
Alcune conseguenze sul regime statico del ponte



- massima efficienza strutturale (soprattutto per α grande);
- difficoltà costruttive attacco stralli all'antenna.



- maggior sforzo negli stralli;
- maggior sforzo nell'impalcato;
- spesso scelto per ragioni estetiche.



- compromesso tra:
 - facilità di costruzione;
 - efficienza strutturale.

La disposizione dei piani di funi

a)



c)



b)



a) due piani paralleli

b) due piani non paralleli

c) un unico piano

La geometria delle antenne

$$0.20 \cdot L \leq H \leq 0.25 \cdot L$$

- a) antenna isolata
- b) ad H
- c) a doppio H
- d) a lamda
- e) a omega
- f) inclinata

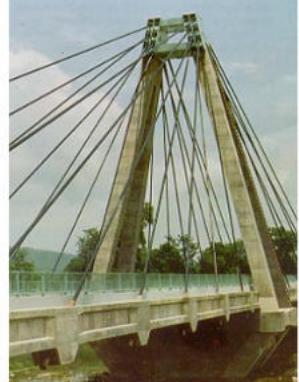


a)

b)



e)



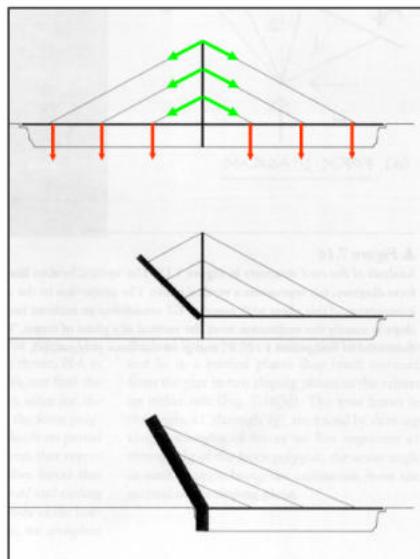
d)



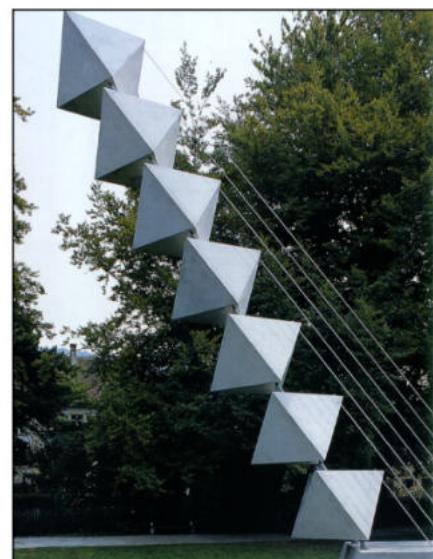
c)



La metamorfosi dell' Alamillo



- struttura simmetrica
- pila in alveo
- componenti orizzontali dei tiri degli stralli autoequilibrati per carichi uniformi sull' impalcato

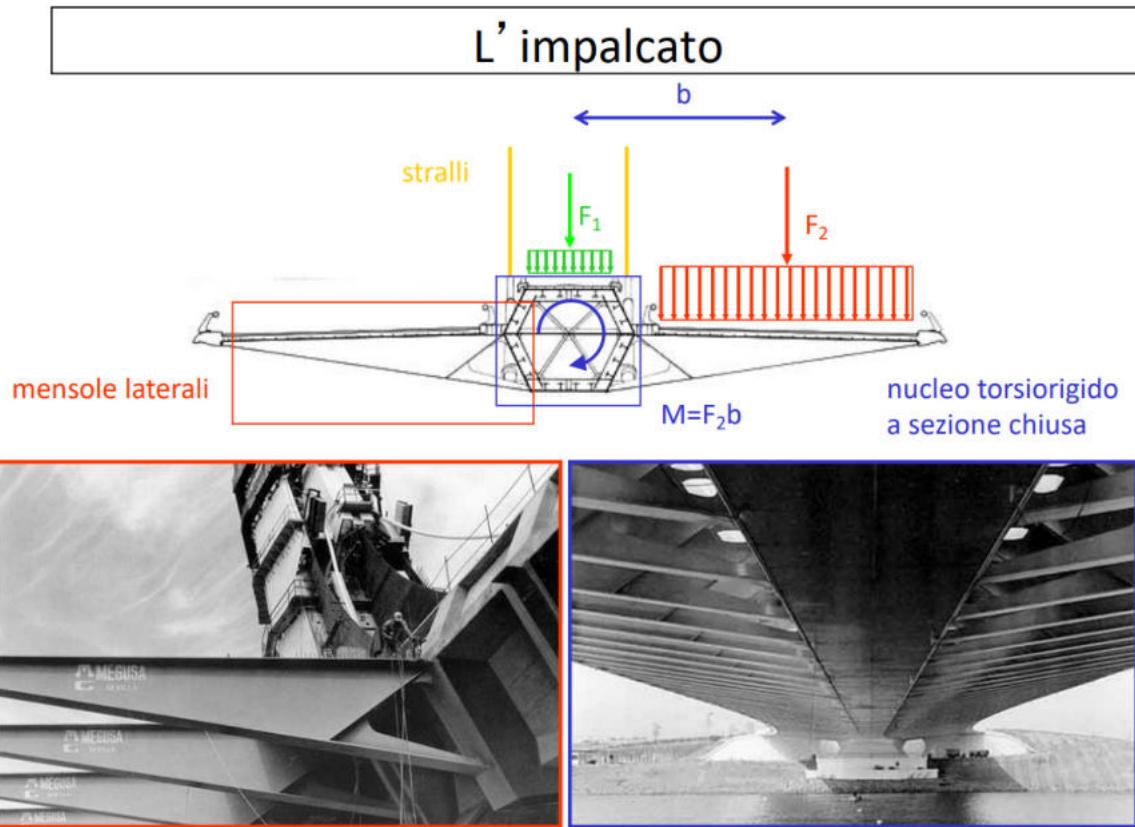


- struttura asimmetrica
- antenna inclinata
- equilibrio?

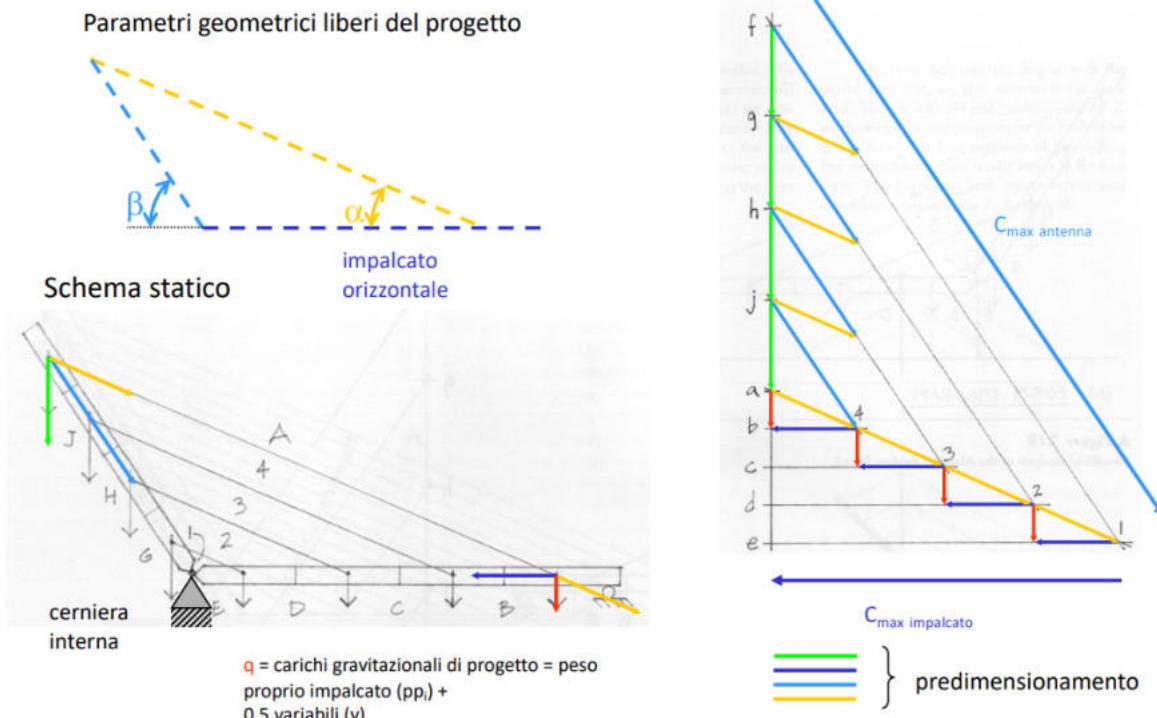
Disposizione degli stralli e antenna



- Antenna asimmetrica;
- antenna inclinata;
- due cortine di stralli ravvicinate;
- antenna in acciaio;
- impalcato in acciaio.



Uno schema statico semplificato



CONCEZIONE STRUTTURALE INDICE.

4.1 AZIONI SULLE COSTRUZIONI	81
CARICO DELLA NEVE	88
AZIONE DEL VENTO	90
ANALISI DEI CARICHI	98
4.2 STRUTTURE CONTROVENTANTI	103
RISPOSTA ALL'AZIONE ORIZZONTALE	103
STABILITÀ DELLE STRUTTURE	109
CONCEZIONE, RAPPRESENTAZIONE E ANALISI	113
4.3 PIANTA STRUTTURALE	114
4.4 ACCIAIO	115

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Le azioni sulle strutture possono essere definite per **modulo, direzione e catalogazione**.

1. CLASSIFICAZIONE IN BASE ALLA DIREZIONE.

Le azioni possono essere:

- **verticali**: abitualmente indotte dalla gravità e quindi dai carichi propri degli elementi strutturali,
- **orizzontali (nelle due direzioni)**: abitualmente azioni sismiche, azione del vento o dovute a impatti sulla struttura.

Questo criterio di classificazione riveste un'importanza fondamentale nella concezione strutturale di un'architettura e sulla gerarchia strutturale.

2. CLASSIFICAZIONE IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI.

Le azioni possono essere:

- **dirette**: attraverso forze concentrate o distribuite applicate alla struttura,
- **indirette**: nelle strutture isostatiche vediamo solo spostamenti ma nessuna sollecitazione; nelle strutture iperstatiche vi sono reazioni vincolari, sollecitazioni e spostamenti,
- **ambientali**: degrado della struttura.

3. CLASSIFICAZIONE SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE.

- **Dinamiche**: inducono accelerazioni significative della struttura: le forze d'inerzia, direttamente proporzionali all'accelerazione ed applicate nel baricentro delle masse, concorrono all'equilibrio della struttura e richiedono modelli di calcolo precisi.
- **Statiche**: non inducono accelerazioni della struttura poiché le forze d'inerzia possono essere trascurate ed è possibile applicare le equazioni di equilibrio della statica.
- **Pseudo statiche**: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente.

4. CLASSIFICAZIONE SECONDO LA VARIAZIONE D'INTENSITÀ NEL TEMPO

Una struttura ordinaria ha una vita nominale di progetto V_N di circa 50 anni. Questo criterio classifica le azioni in base alla variazione della loro intensità nel tempo di esplicazione Δt durante il periodo V_N .

Ci sono azioni:

- **Permanenti (G)** ($\Delta t \simeq V_N$): sono trascurabili variazioni d'intensità nel periodo V_N .
 - peso proprio delle strutture
 - peso sovrastrutture
 - pressioni del terreno
 - pressioni di fluidi (se costanti nel tempo)
 - ritiro calcestruzzo •cedimenti vincolari
 - altri (precompressione, subsidenza del suolo, distorsioni saldature, deformazioni impresse,...) soggetti a transitorio iniziale
- **Variabili (Q)** ($\Delta t < V_N$): intensità istantanee sensibilmente diverse.
 - di lunga durata: peso proprio elementi integrativi non strutturali; suppellettili, merce, automobili parcheggiate, carichi relativi alla costruzione e/o montaggio;
 - di breve durata: carichi mobili; azioni del vento;
 - di breve o lunga durata (secondo i casi): neve e ghiaccio; variazioni di temperatura; indotte da variazioni di livello dei fluidi.
- **Eccezionali (A) e Sismiche (E)** ($\Delta t \simeq 0$): si verificano eccezionalmente durante V_N : urti, impatti, esplosioni, incendi...

5. CLASSIFICAZIONE SECONDO LA LORO VARIAZIONE NELLO SPAZIO

Vi sono azioni

- **fisse**: distribuzione spaziale determinata, esempio peso proprio p_p
- **libere**: distribuzione spaziale variabile, esempio carichi variabili q

La scelta di quante e quali diverse condizioni considerare è a carico del progettista.

Diesis: numero di volte che quell'azione nel passato si è espressa con dato.

Il normatore si rivolge al passato e colleziona un grande numero di misure sul campo osservate per quell'azione. Ogni volta che la misura assume quel volume andiamo a disporre mattoncino in corrispondenza del valore fino a collezionare milioni di osservazioni che formeranno un istogramma.

Noto il conteggio per istogrammi, il matematico statistico formula espressione analitica: funzione di densità di probabilità. Noto questo, il normatore va da un professore di tecnica di costruzioni.

L 4.1

Il valore che dovrà assumere per valore **q** il progettista (valore massimo densità di probabilità) è la **moda**: valore di progetto sufficientemente grande del carico q in modo da ridurre progressivamente la possibilità che il carico sia maggiorato ulteriormente.

→ Il valore massimo in statistica non esiste. Si fa riferimento a valore sufficiente, ente alto (**k**) caratteristico, che in statistica è il valore che ha una assegnata probabilità di essere ulteriormente superato e che graficamente è data dall'area sottesa della codina della distribuzione (5% di probabilità di essere superato).

Il normatore poi compila le tabelle dei pesi dei materiali in deposito, periodicamente aggiornate, perché frutto di statistica fatta su eventi passati (aumenteranno conoscenze sugli eventi, e potremmo aggiornare le statistiche).

Questa normativa fornisce al progettista i valori di progetto, per le azioni di semplici, quelle permanenti e fisse derivanti dal peso proprio della costruzione medesima. Il normatore fornisce dei valori che sono forze peso per unità di volume, e starà a noi tradurre il peso per unità di volume in peso per unità strutturale.

Il normatore ci fornisce pesi non di materiali ma di elementi costruttivi tra quelli principalmente usati nelle costruzioni.

ANALISI DEI CARICHI.

Per calcolare il peso proprio di una struttura (es. un solaio) esistono delle tabelle contenenti i pesi dei materiali da costruzione. Si calcolano quindi i volumi che occupa ciascun materiale e li moltiplico per il peso di quello specifico materiale.

Materiali	Peso dell'unità di volume [kN/m³]
A) Laterizi stivati	
Mattoni pieni comuni	17
Mattoni semipieni	13
Mattoni forati	8
Mattoni refrattari	20
B) Legnami	
Abete, acero, castagno, ciliegio, duginale, larice, mogano, olmo, pino, pioppo, pino rigido, salici	6
Carpini, faggio, frassino, noce, querce, robinia, teak	8
Bosso, ebano	12
C) Metalli	
Acciaio	78.5
Alluminio	27
Bronzo	88
Ghisa	72.5
Leghe di alluminio	28
Magnesio	18
Nichelio	88
Ottone	86
Piombo	114
Rame	80
Stagno	73
Zinco	72

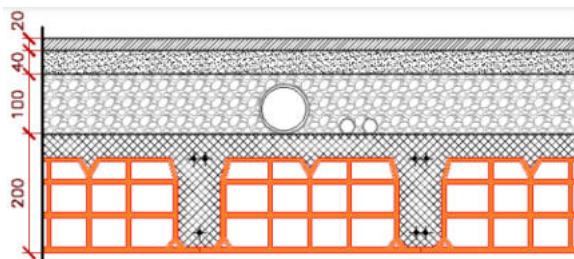
Materiali	Peso dell'unità di volume [kN/m³]
D) Prodotti agricoli	
Erba fresca scioltta	4
Farina in sacchi	5
Fieno pressato	3
Frumento	7.6
E) Rocce	
Ardesia	27
Arenaria	23
Basalto	29
Calcare compatto	26
Calcare tenero	22
Diorite	29
Dolomia	26
Gneiss	27
Granito	27
Marmo saccaroidè	27
Pomice	8
Porfido	26
Sienite	28
Travertino	24
Tufo vulcanico	17
Argilla compatta	21

Materiali	Peso dell'unità di volume [kN/m³]
F) Sostanze varie	
Bitume	13
Calce in sacchi	10
Carbone di legna	3.2
Carbone fossile in pezzi	9
Carta	10
Cemento in sacchi	15
Fibre tessili	13.5
Ghiaccio	9
Lana di vetro	1
Legname in ciocchi	4
Petrolino	8
Sughero	3
Torba asciutta	2.5
Torba umida	6
Vetro	25
Acqua dolce	10
Acqua di mare	10.3

Materiali	Peso dell'unità di volume o di superficie
A) Malte	
Malta bastarda (di calce o cemento)	19 kN/m³
Malta di gesso	12 kN/m³
Intonaco (spessore cm 1,5)	0.3 kN/m²
B) Manti di copertura	
Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	0.3 kN/m²
Manto impermeabilizzante prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro o simili	0.1 kN/m²
Tegole maritate (embrici e coppi)	0.6 kN/m²
Sottotegole di tavelloni (spessore 3-4 cm)	0.35 kN/m²
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0.12 kN/m²
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0.05 kN/m²
Lastre traslucide di resina artificiale,	0.1 kN/m²

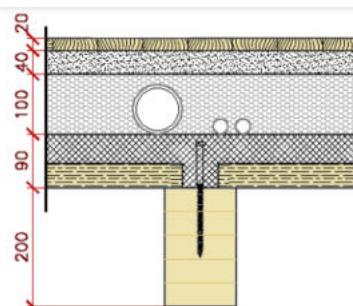
Materiali	Peso dell'unità di volume o di superficie
C) Muratura	
Muratura di mattoni pieni	18 kN/m³
Muratura di mattoni semipieni	16 kN/m³
Muratura di mattoni forati	11 kN/m³
Muratura di pietrame e malta	22 kN/m³
Muratura di pietrame listato	21 kN/m³
Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	12 kN/m³
D) Pavimenti (escluso sottofondo)	
Gomma, linoleum o simili	0.1 kN/m²
Legno	0.25 kN/m²
Laterizio o ceramica o grès o graniglia (spessore 2 cm)	0.4 kN/m²
Marmo (spessore 3 cm)	0.8 kN/m²
E) Vetri	
Normale (3 mm)	0.075 kN/m²
Forte (4 mm)	0.1 kN/m²
Spesso (5 mm)	0.125 kN/m²
Spesso (6 mm)	0.15 kN/m²
Retinato (8 mm)	0.2 kN/m²
Calcestruzzo	24 kN/m³
Calcestruzzo armato	25 kN/m³

Materiali	Peso dell'unità di volume [kN/m ³]	Angolo di attrito interno
A) Materiali da costruzione		
Sabbia	17	30°
Ghiaia e pietrisco	15	30°
Sabbia e ghiaia bagnata	20	30°
Sabbia e ghiaia asciutta	19	35°
Calce in polvere	10	25°
Cemento in polvere	14	25°
Cenere di coke	7	25°
Ceneri volanti	10	45°
Gesso	13	45°
Pomice	7	35°
Scorie d'alto forno diametro medio (30-70 mm)	15	40°
Scorie d'alto forno, minute	11	25°
Scorie leggere d'alto forno	7	35°
B) Combustibili solidi		
Carbon fossile allo stato naturale mediamente umido	10	45°
Coke	5	45°
Lignite	7	35°
Mattonelle di lignite alla rinfusa	8	30°
C) Prodotti agricoli		
Barbabietola	5.5	40°
Crusca e farina	5	45°
Frumenti, legumi, patate, semi di lino, zucchero	7.5	35°
Riso	8	35°
Semola di grano	5.5	30°



SOLAIO "PESANTE"

Peso proprio struttura	
Solaio in laterocemento 16+4 cm	2.80 kN/mq
Carichi permanenti portati	
Sottofondo tradizionale in ghiaia, spessore 10 cm	1.50 kN/mq
Massetto in sabbia e cemento spessore 4cm	0.84 kN/mq
Pavimento tradizionale in grès porcellanato	0.40 kN/mq
Tramezzi	
Muri divisorii in laterizio forato	2.00 kN/mq
TOTALE PESO PROPRIO + CARICO PERMANENTE	7.54 kN/mq



SOLAIO "LEGGERO"

Peso proprio struttura		
Travi di legno 14x20 passo 80 cm	0.21 kN/mq	
Tavolato spessore 4cm	0.24 kN/mq	
Cappa in C.A. alleggerito spessore 5 cm	0.70 kN/mq	
Carichi permanenti portati		
Sottofondo in CLS cellulare, spessore 10 cm	0.40 kN/mq	
Massetto in sabbia e cemento spessore 4cm	0.84 kN/mq	
Pavimento in legno	0.12 kN/mq	
Tramezzi		
Muri divisorii in legno o gessofibra	0.80 kN/mq	
TOTALE PESO PROPRIO + CARICO PERMANENTE	3.31 kN/mq	

TABELLE DEI CARICHI UTILI al D.M. 17/01/2018 (G.U. n. 42 del 0 febbraio 2018)

Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni

- **qk** = carichi verticali distribuiti (verifiche globali sulla struttura) .

Il carico variabile qk è un valore caratteristico con 5% di probabilità di essere maggiorato.

q è un carico verticale uniformemente distribuito su tutta la superficie del solaio che stimiamo con kilonewton a metro quadro per valutare prestazioni meccaniche dell'architettura a fronte di carichi verticali.

- **Qk** = carichi verticali concentrati (verifiche locali sugli elementi strutturali) .

Condizione di carico che il normatore impone al progettista di considerare per calcolare che il singolo elemento abbia la possibilità di essere caricato da carico specifico.

- **Hk** = carichi orizzontali lineari.

Hk H: orizzontale che usiamo per valutare prestazione meccanica di azione orizzontale applicata localmente in ragione della funzione dell'edificio.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali			
	Scale comuni, balconi, ballatoi	2,00	2,00	1,00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici. Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	3,00	3,00	1,00
		4,00	4,00	2,00
		5,00	5,00	3,00
		5,00	5,00	3,00
		Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	Scale comuni, balconi e ballatoi	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
D	Ambienti ad uso commerciale Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
		5,00	5,00	2,00
		Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche , archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti) Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

CARICO DELLA NEVE

Tipo di neve	Densità della neve [kN/m ³]
Neve fresca, appena caduta	1
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta	2,5 - 3,5
Umida	4

Tabella della densità volumica della neve per la città di Torino.

$$q_s = q_{sk} (\text{altitudine, zona}) \cdot \mu_i (\text{forma edificio}) \cdot C_E \cdot C_t$$

q_{sk} valore di riferimento del carico della neve al suolo:

$$\begin{matrix} = & = \\ 1 & 1 \end{matrix}$$

- Zona I (Alpina)
- Altitudine $a_s = 300 \text{ m s.l.m.}$

$$\rightarrow q_{sk} = 1.62 \text{ KN/m}^2$$

μ : si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e distribuito sulla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Carico variabile q della neve.

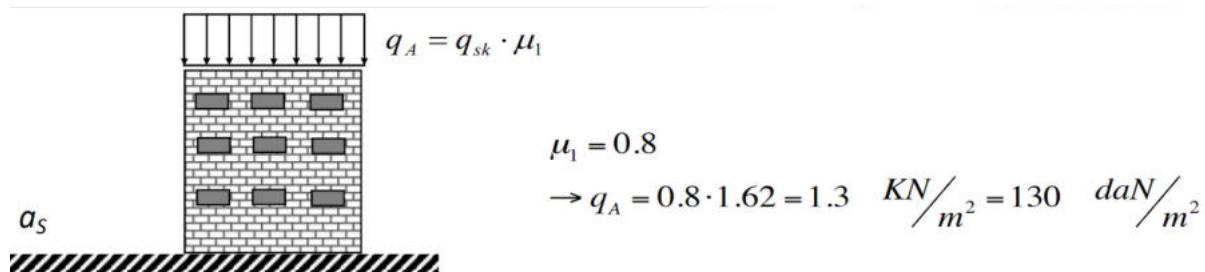
Il prodotto di quattro termini:

valore caratteristico (dipende da zona climatica e altitudine, a Torino 300m sul livello del mare), otteniamo $q_{sk} : 1.62 \text{ KN/m}^2$ che si accumula a terra a Torino.

Modulo moltiplicato per coefficiente μ (mu) che considera forma della copertura per coefficiente di esposizione e di topografia.

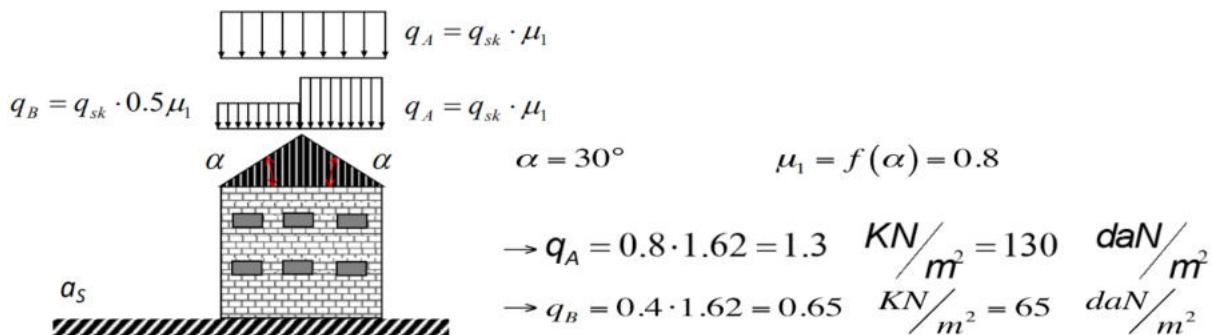
Il carico è distribuito uniformemente sul terreno piatto, la normativa considera la neve come carico distribuito sulla proiezione orizzontale del tetto.

Copertura piana:



Copertura a due falde (di pari inclinazione ed estensione):

va considerata la più gravosa tra diverse condizioni di carico alternative che tengono conto dell'effetto combinato neve-vento durante la precipitazione nevosa.



q_A = falda A

q_B = falda B

μ : aumenta o diminuisce a seconda della forma del tetto.

Se la copertura è piana μ è pari a 0,8 (soletta non perfettamente isolata e possibile vento che non permette lo stesso carico neve sul tetto).

Nel secondo caso abbiamo un tetto con copertura 30° : carico variabile e libero (causa vento e posizione falda).

Una falda (A) ha $\mu = 0,8$ mentre sull'altra (B) è la metà: 0,4 (bisogna considerare entrambi i casi, perché non necessariamente il carico maggiore sia quello più gravoso).

La risultante cade sull'asse di simmetria, mentre nel secondo caso, con carico asimmetrico, potrebbe essere più gravoso.

AZIONE DEL VENTO

Il vento è semplicemente aria in movimento. Ogni particella d'aria è dotata di una massa, definita dalla densità volumica ρ , ed è caratterizzata da una velocità v .

Quando queste particelle si spostano, trasportano con sé energia legata alla loro velocità: più la particella si muove rapidamente, più energia possiede.

Se il vento soffia liberamente senza ostacoli, la sua energia rimane invariata. Tuttavia, quando incontra un ostacolo, come un edificio, la sua velocità si riduce o si annulla. In questo caso, l'energia che prima era legata al movimento si trasforma in una pressione esercitata sulla superficie dell'ostacolo. Questa pressione agisce perpendicolarmente alla superficie colpita ed è chiamata **pressione positiva**, perché corrisponde alla perdita di energia cinetica del vento.

Non tutte le particelle d'aria si fermano completamente contro l'ostacolo: alcune vengono deviate lateralmente o sopra di esso. Poiché devono percorrere un tragitto più lungo rispetto a quello rettilineo che avrebbero seguito senza ostacolo, queste particelle accelerano. L'aumento di velocità comporta una diminuzione della pressione, creando così una **pressione negativa o depressione**.

Questa depressione si manifesta in zone dove il vento scorre più velocemente, ad esempio lungo i bordi e dietro gli edifici. In queste aree, la pressione è uguale in valore assoluto a quella positiva, ma di segno opposto, creando una sorta di risucchio sulla superficie.

PRESSIONE DEL VENTO p

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = [N/m^2]$$

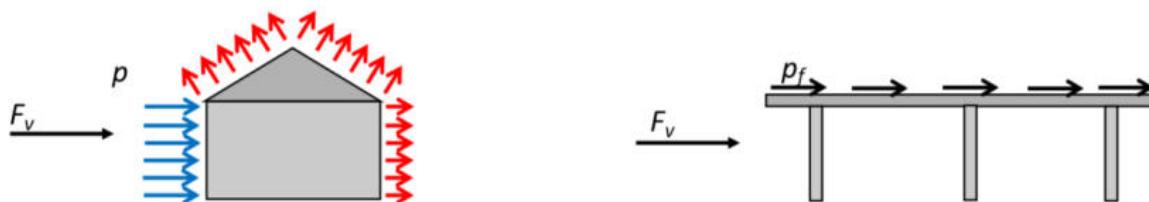


AZIONE TANGENTE DEL VENTO p_f
(per costruzioni di grande estensione)

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f = [N/m^2]$$

Dove:

VENTO	q_r	pressione cinetica di riferimento
SITO	c_e	coefficiente di esposizione
COSTRUZIONE	c_d	coefficiente dinamico (risposta dinamica della struttura)
<i>coeffienti aerodinamici</i>	$\begin{cases} c_p \\ c_f \end{cases}$	coefficiente di pressione (tipologia, geometria e orientamento) coefficiente di attrito (scabrezza della superficie)



L'illustrazione mostra come il vento eserciti una pressione positiva sulle superfici investite direttamente dal flusso (frecce blu) e una pressione negativa o depressione sulle superfici opposte (frecce rosse).

Per costruzioni di grande estensione, si considera anche l'**azione tangente del vento**, ovvero la forza esercitata dal vento parallelamente alla superficie della struttura.

L'immagine a destra mostra come il vento, scorrendo lungo una superficie, genera un'azione tangente dovuta all'attrito. Le particelle d'aria a contatto con la superficie non scorrono liberamente ma subiscono una resistenza, rallentando il flusso e trasmettendo una forza tangenziale alla struttura.

- Il **campo di pressione P** è rappresentato dal vettore nero.
- I **vettori blu** indicano una pressione positiva (spinta sulla struttura).
- I **vettori rossi** indicano una pressione negativa (depressione, effetto di risucchio).
- Il vento genera sia una **pressione normale** (perpendicolare alla superficie) che un'**azione tangente** (parallela alla superficie, dovuta all'attrito).

Questa analisi è fondamentale per valutare le sollecitazioni dovute al vento sulle costruzioni e progettare edifici resistenti alle forze aerodinamiche.

Esempio con ordini di grandezza per la città di Torino.

$$h = 15 \text{ [m]}$$

$$d = 8 \text{ [m]}$$

$b = 20 \text{ [m]}$ (profondità in pianta)

Edificio in c.a. a Torino (Zona 1), zona pianeggiante urbana

$$\rightarrow v_r = 25 \text{ [m/s]} = 90 \text{ [km/h]} \text{ velocità di riferimento del vento}$$

$$\rightarrow q_r = 391 \text{ N/m}^2 \quad \text{pressione cinetica di riferimento}$$

\rightarrow Classe A di rugosità del terreno

\rightarrow Categoria V di esposizione del sito

$$\rightarrow c_t = 1$$

$$\rightarrow z_0 = 0.7 \text{ [m]}$$

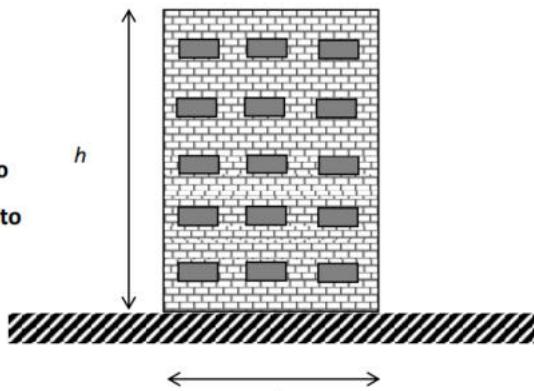
$$\rightarrow k_r = 0.23$$

$$\rightarrow z_{min} = 12 \text{ [m]}$$

$$\rightarrow c_e = 1.632 \text{ (per } z = H = 15 \text{ m)}$$

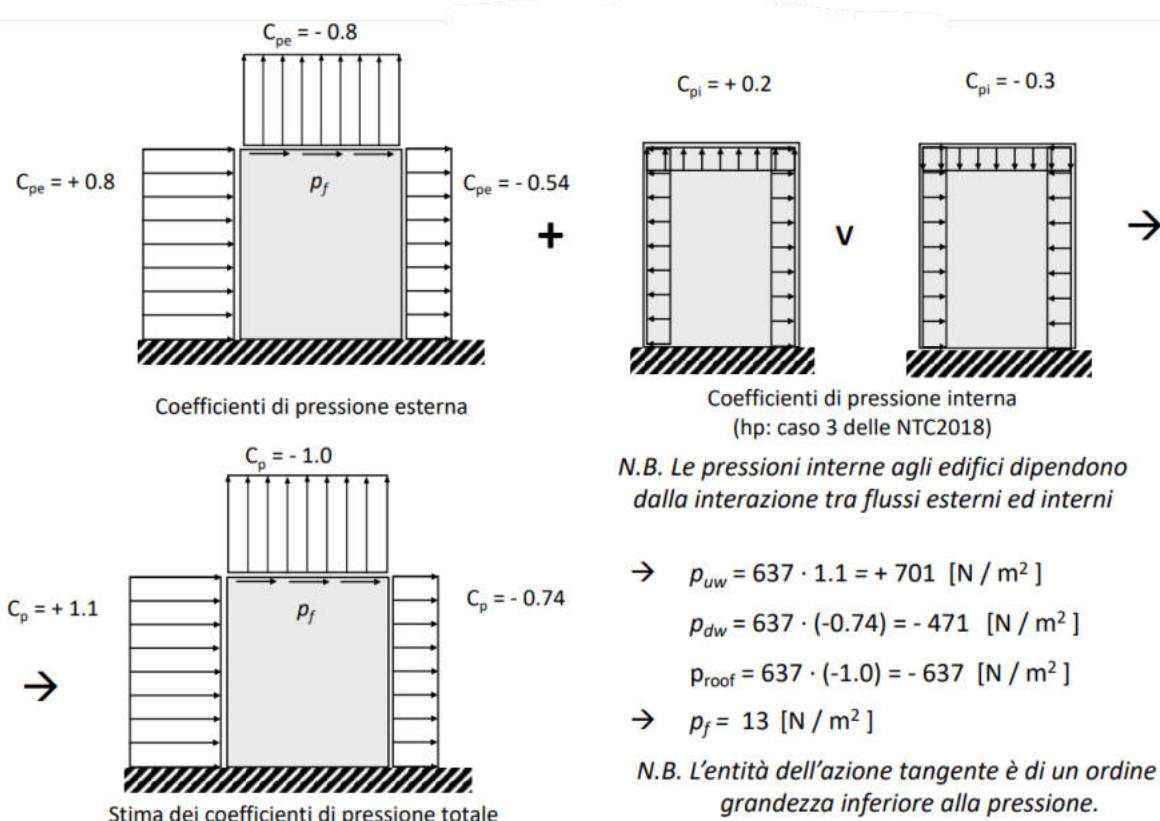
$$\rightarrow c_f = 0.02 \text{ (superficie scabra)}$$

$$\rightarrow c_d = 1 \text{ (per edifici di forma regolare con } H \leq 80 \text{ m)}$$



$$\begin{aligned} p &= q_r \cdot c_d \cdot c_e \cdot c_p = \\ &= 391 \cdot 1 \cdot 1.632 \cdot c_p = 637 \cdot c_p \text{ [N / m}^2\text{]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_f &= q_r \cdot c_e \cdot c_f = \\ &= 391 \cdot 1.632 \cdot 0.02 = 13 \text{ [N / m}^2\text{]} \end{aligned}$$



Dati generali dell'edificio

- Altezza: **$h = 15 \text{ m}$**
- Larghezza: **$d = 8 \text{ m}$**
- Profondità: **$b = 20 \text{ m}$**

Si tratta di un edificio in **cemento armato**, situato a **Torino (Zona 1)** in un'area **pianeggiante urbana**.

Determinazione della pressione del vento

Il vento esercita una pressione sull'edificio. Questa pressione viene calcolata in base a diversi fattori:

1. Velocità di riferimento del vento

- La velocità del vento nella zona è **$v_r = 25 \text{ m/s}$** (equivalente a **90 km/h**).
- La pressione cinetica di riferimento è:
 $q_k = 391 \text{ N/m}^2$

2. Fattori correttivi

- **Classe di rugosità del terreno:** Categoria II
- **Categoria di esposizione del sito:** V
- **Coefficiente orografico (c_t):** 1
- **Altri parametri del terreno:**
 - Altezza di riferimento: **$z_0 = 0.7 \text{ m}$**
 - Coefficiente k: **0.23**
 - Altezza minima considerata: **12 m**
- **Coefficiente di esposizione (c_e):** 1.632 (per edifici con altezza **$H = 15 \text{ m}$**)
- **Coefficiente di forma del vento (c_d):** 1 (per edifici con forma regolare e altezza inferiore a 80 m)
- **Coefficiente di scabrezza della superficie (c_f):** 0.02

Calcolo della pressione del vento sulla struttura

La pressione del vento si calcola con la formula: $p = q_k \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

Sostituendo i valori noti: $p = 391 \cdot 1 \cdot 1.632 \cdot c_p = 637 \cdot c_p [\text{N/m}^2]$

Dove c_p è il coefficiente di pressione (dipende dalla facciata considerata).

Pressione interna p_f :

$$p_f = q_k \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_f$$

Sostituendo i valori:

$$p_f = 391 \cdot 1.632 \cdot 0.02 = 13 \text{ N/m}^2$$

Coefficienti di pressione sulle superfici esterne e interne

Le pressioni sulle superfici esterne variano a seconda della direzione del vento:

- **Sopravento (facciata frontale esposta al vento):**
 - $C_p = +0.8$
 - Pressione calcolata: $p_{uw} = 637 \cdot 1 = 701 \text{ N/m}^2$

- **Sottovento (facciata opposta, con depressione del vento):**
 - $C_p = -0.74$
 - Pressione calcolata: $p_{dw} = 637 \cdot (-0.74) = -471 \text{ N/m}^2$

- **Tetto (pressione del vento dall'alto):**
 - $C_p = -1.0$
 - Pressione calcolata: $p_{roof} = 637 \cdot (-1) = -637 \text{ N/m}^2$

- **Facciate laterali:**
 - $C_p = -0.54$

All'interno dell'edificio, la pressione è influenzata dalla combinazione tra i flussi di vento esterni ed interni. In questo caso, si assume il **Caso 3 delle NTC 2018**, che definisce coefficienti di pressione interna:

- Facciata con $C_p = +0.2$
- Facciata con $C_p = -0.3$

Dinamica del vento all'interno di un edificio

Il vento rimane all'esterno dell'edificio solo se le finestre sono chiuse ermeticamente e non presentano infiltrazioni d'aria. Tuttavia, nella realtà, una parte della pressione del vento può entrare nell'edificio attraverso aperture, fessure o sistemi di ventilazione.

Secondo la normativa, al coefficiente di pressione esterno deve essere aggiunto un coefficiente di pressione interno, poiché la ventilazione e le aperture influenzano la distribuzione delle forze.

Esistono due possibili scenari:

1. **Interno in depressione:** tutta la superficie interna è soggetta a una pressione negativa.
2. **Interno in pressione:** tutte le superfici interne sono sottoposte a una pressione positiva.

Per determinare la pressione netta (totale interna ed esterna), si somma la pressione interna a quella esterna, scegliendo il caso che massimizza il modulo della pressione risultante. Mentre la pressione esterna è relativamente prevedibile, quella interna può variare, quindi vengono considerati i due casi estremi per ottenere una stima affidabile dei coefficienti di pressione totale.

Trasmissione del carico ai controventi

Per calcolare il carico trasmesso agli elementi strutturali di controvento, è necessario seguire il percorso delle forze del vento dall'applicazione iniziale fino all'ostacolo strutturale. Il trasferimento delle forze avviene secondo una gerarchia strutturale, dove ogni elemento dell'edificio contribuisce a ridistribuire il carico fino agli elementi di resistenza finale.

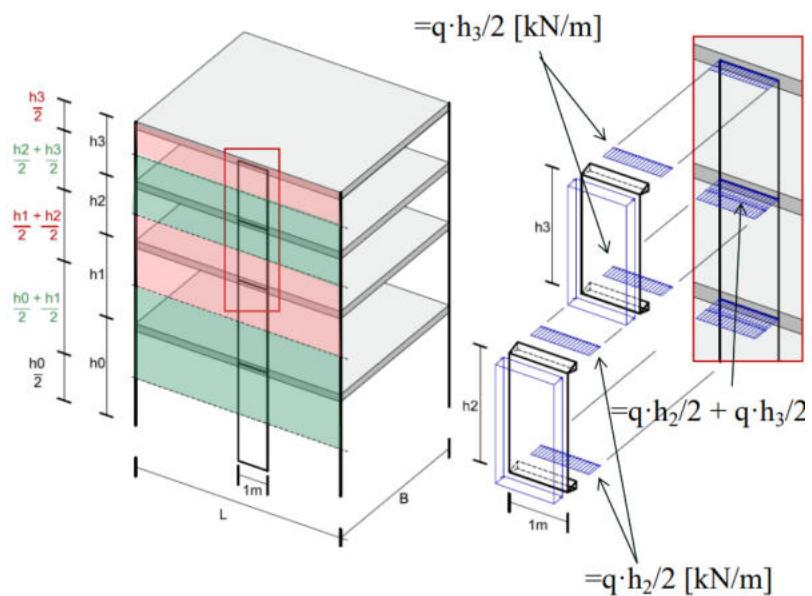
1) Calcolo carico q [kN/m²]

2) Calcolo dell'altezza di competenza h_c [m] per ogni solaio, pari alla somma dei due semi-interpiani superiore ed inferiore;

3) Calcolo del carico per unità di lunghezza sulla trave di bordo per ogni solaio $q_n = q \cdot h_c$ [kN/m]

4) Calcolo del carico complessivo sul solaio $Q_n = q_n \cdot L$ [kN]

5) Calcolo del taglio alla base $Q = \sum Q_n$ [kN]



$$h = 15 \text{ [m]}$$

$$d = 8 \text{ [m]}$$

$$b = 20 \text{ [m]} \text{ (profondità in pianta)}$$

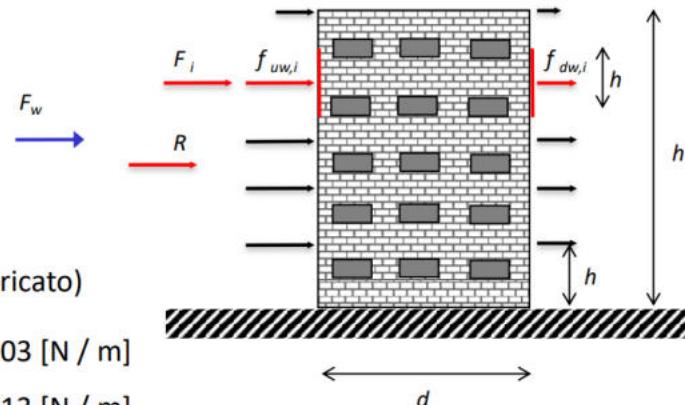
$$\text{Altezza di interpiano } h = 3 \text{ [m]}$$

Carichi di interpiano a metro

(in direzione della profondità del fabbricato)

$$\rightarrow f_{uw,i} = 701 \text{ [N / m}^2\text{]} \cdot 3 \text{ [m]} = 2103 \text{ [N / m]}$$

$$\rightarrow f_{dw,i} = 471 \text{ [N / m}^2\text{]} \cdot 3 \text{ [m]} = 1413 \text{ [N / m]}$$



Carico risultante di interpiano

$$\rightarrow F_i = (2103 + 1413) \text{ [N / m]} \cdot 20 \text{ [m]} = 70320 \text{ [N]} \approx 7.0 \text{ tonnellate}$$

Carico risultante globale

$$\rightarrow R \sim 7.0 \text{ [t]} \cdot 4.5 = 31.5 \text{ tonnellate}$$

Dati geometrici dell'edificio

- Altezza totale: $h=15 \text{ m}$
- Larghezza: $d=8 \text{ m}$
- Profondità: $b=20 \text{ m}$
- Altezza di ogni interpiano: $h=3\text{m}$

L'edificio ha quindi **5 piani fuori terra con 4 interpiani**.

Il vento genera una pressione sulle pareti dell'edificio, causando forze distribuite:

1. Carico sopravento ($uw = upwind$)

- È il carico che agisce sulla parete esposta al vento.
- Intensità: $f_{uw,i} = 701 \text{ N/m}^2$
- Moltiplicato per l'altezza dell'interpiano: $f_{uw,i} = 701 \cdot 3 = 2103 \text{ N/m}$

2. Carico sotettovento ($dw = downwind$)

- È il carico che agisce sulla parete opposta, dovuto alla depressione generata dal vento.
- Intensità: $f_{dw,i} = 471 \text{ N/m}^2$
- Moltiplicato per l'altezza dell'interpiano: $f_{dw,i} = 471 \cdot 3 = 1413 \text{ N/m}$

Carico risultante per ogni interpiano

Per ottenere il carico orizzontale totale su ogni interpiano, si sommano i contributi delle due pareti e si moltiplica per la profondità $b=20 \text{ m}$:

$$F_i = (2103 + 1413) \cdot 20 = 70320 \text{ N}$$

Convertito in tonnellate ($1t \approx 10000\text{N}$): $F_i \approx 7.0 \text{ t}$

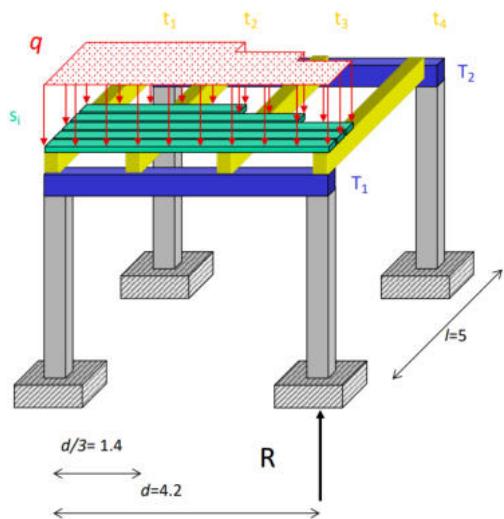
Carico risultante globale

Dato che l'edificio ha **4,5 interpiani effettivi**, il carico totale viene calcolato come:

$$R = 7.0 \cdot 4.5 = 31.5 \text{ t}$$

Nota che l'ultimo solaio riceve **metà della forza** rispetto agli altri, quindi il fattore 4.5 rappresenta questa distribuzione.

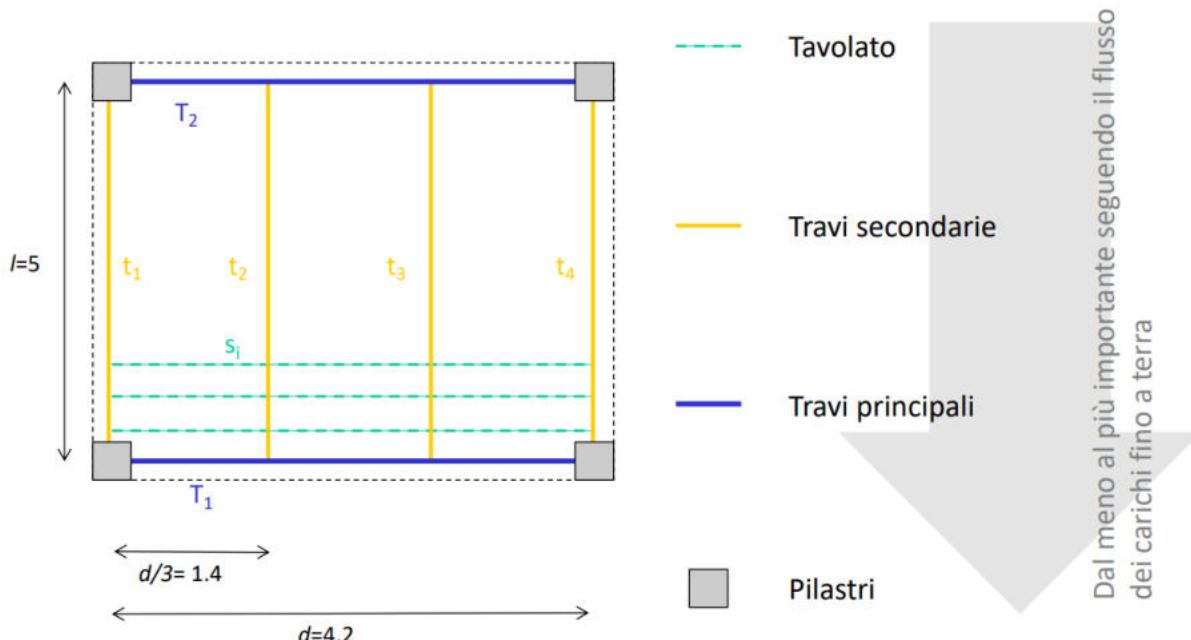
ANALISI DEI CARICHI



Struttura portante

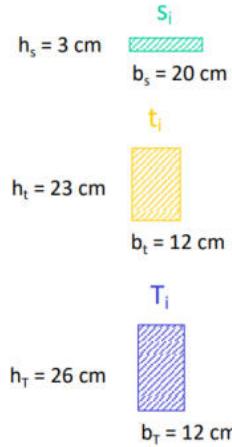
L'edificio in legno analizzato è costituito da:

- **Tavolato** → Superficie su cui si cammina.
- **Travi secondarie** → Appoggiano sul tavolato e trasferiscono i carichi alle travi principali.
- **Travi principali** → Supportano le travi secondarie e trasferiscono i carichi ai pilastri.
- **Pilastri** → Scaricano i carichi a terra.



L'immagine mostra come i carichi vengono trasmessi **dall'alto verso il basso**, secondo un percorso gerarchico:

1. Il **tavolato** trasmette i carichi alle travi secondarie.
2. Le **travi secondarie** scaricano i carichi sulle travi principali.
3. Le **travi principali** trasferiscono i carichi ai pilastri.
4. I **pilastri** portano i carichi a terra.



Le immagini mostrano le dimensioni delle travi e la disposizione degli elementi strutturali.

I carichi analizzati si dividono in:

- **Carichi variabili**: derivano dall'uso della struttura.
- **Pesi propri**: dipendono dal peso dei materiali.

Carichi applicati

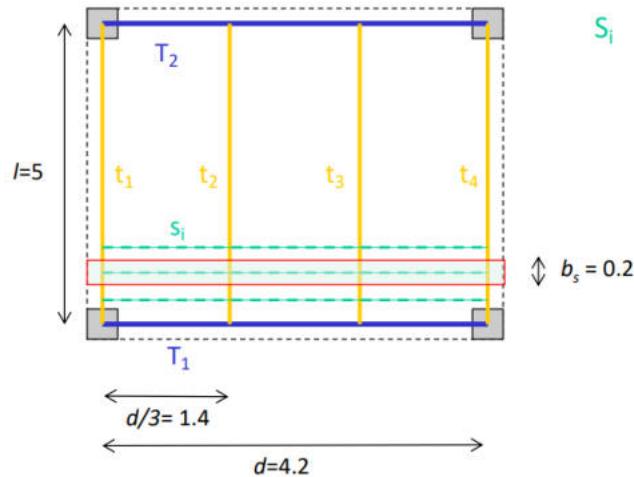
- **Carico variabile**:
- **Peso proprio del tavolo**:
- **Peso proprio delle travi secondarie**:
- **Peso proprio delle travi principali**:

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

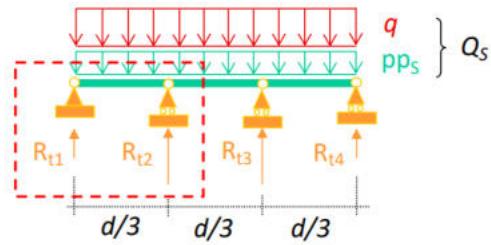
$$pp_s=6 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.03 \text{ m} = 180 \text{ N/m}^2$$

$$pp_t=6 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.23 \text{ m} \cdot 0.12 \text{ m} = 165 \text{ N/m}$$

$$pp_T=6 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.26 \text{ m} \cdot 0.12 \text{ m} = 187 \text{ N/m}$$



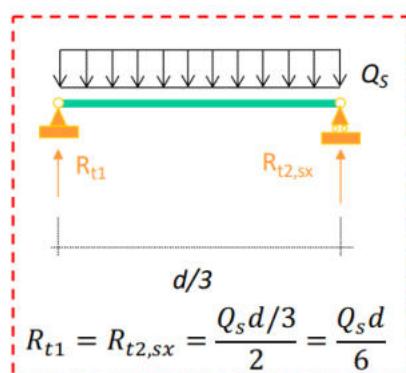
S_i Successione di 3 travi in semplice appoggio sulle travi secondarie sottostanti



$$Q_s = (pp_s + q) \cdot b_s = \left(\frac{[N]}{[m]^2} + \frac{[N]}{[m]^2} \right) \cdot [m] = 436 \frac{[N]}{[m]}$$

$$R_{t1} = R_{t4} = \frac{Q_s d}{6} = \frac{[N]}{[m]} \cdot [m] = 305.2 \text{ [N]}$$

$$R_{t2} = R_{t3} = 2R_{t1} = 610.4 \text{ [N]}$$



Questa immagine mostra lo schema statico del tavolo.

L 4.1

Il tavolato è un **pannello orizzontale continuo** che distribuisce il peso su **più travi secondarie**.

Si considera il tavolato come una **trave continua con più appoggi**.

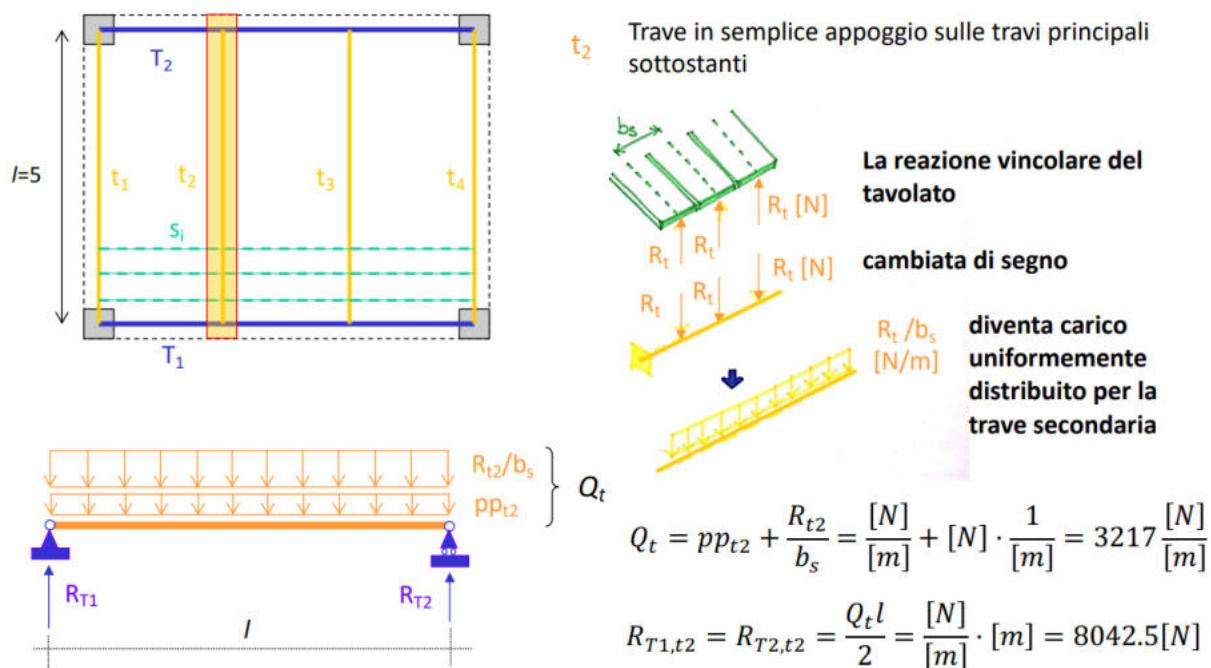
Le **reazioni vincolari** (forze di supporto) vengono calcolate per ogni trave secondaria:

$$R_{t1} = R_{t4} = R_{t2} = R_{t3} = 305.2 \text{ N}$$

La somma delle forze ai lati è:

$$R_{t1} + R_{t4} = 610.4 \text{ N}$$

Risultato: Il carico distribuito viene trasmesso alle travi secondarie.



Esercizio per l'allievo: calcolare le reazioni delle travi di bordo t₁ e t₄ (risultato R_{T1,t1} = R_{T1,t4} = 4227.5 [N])

Questa immagine mostra lo schema statico della trave secondaria t₂.

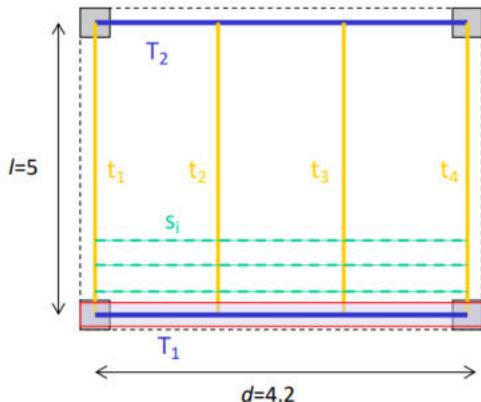
Le travi secondarie ricevono i carichi dal tavolato e li **trasformano in un carico distribuito**.

La somma dei carichi sulla trave secondaria è:

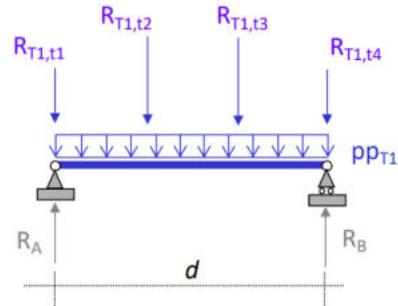
$$Q_t = pp_t + R_t / b_s = 3217 \text{ N/m}$$

La **reazione delle travi di bordo** (t₁ e t₄) è calcolabile come: R = 4227.5 N

Risultato: I carichi delle travi secondarie verranno trasferiti alle travi principali.



T_1 Trave in semplice appoggio sui pilastri sottostanti



Le reazioni vincolari delle travi secondarie cambiano di segno diventano carichi concentrati per la trave principale.

Lo schema di carico della trave principale risulta in questo caso simmetrico e pertanto $R_A=R_B=R$

$$R = \frac{R_{T1,t1} + R_{T1,t2} + R_{T1,t3} + R_{T1,t4} + pp_{T1} \cdot d}{2} = \\ = [N] + [N] + [N] + [N] + \frac{[N]}{[m]} \cdot [m] = \\ = 12662.7[N]$$

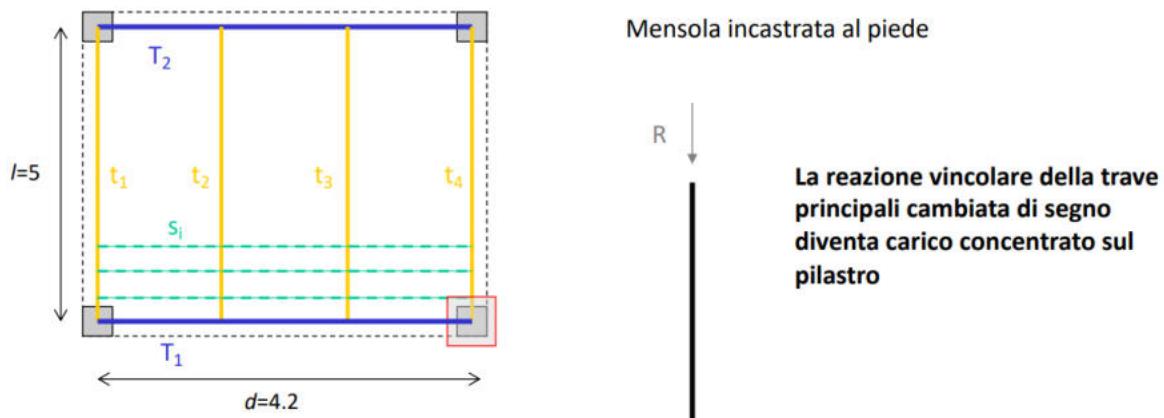
Questa immagine mostra lo schema statico della trave principale T_1 .

Le travi principali ricevono i carichi dalle travi secondarie sotto forma di **forze concentrate**.

Il carico totale che raggiunge ogni trave principale è: $R = 12662.7 \text{ N}$

Poiché la trave principale è simmetrica, le reazioni ai vincoli (R_A e R_B) saranno: $R_A = R_B = R$

Risultato: Il carico viene trasferito ai pilastri.

**Verifica:**

la somma delle quattro reazioni dei ritti deve equilibrare il carico totale dato da quello variabile sulla superficie di calpestio e dai pesi propri degli elementi strutturali (tavolato, travi secondarie, travi principali)

$$\begin{aligned}
 & (q + pp_s) \cdot A_{tot} + 4 \cdot pp_t \cdot l + 2 \cdot pp_T \cdot d = \\
 & = (2000 + 180) \cdot 21 + 4 \cdot 165 \cdot 5 + 2 \cdot 187 \cdot 4.2 = \\
 & = 50650.8[N] = \\
 & = 4 \cdot R = 50650.8[N]
 \end{aligned}$$

Questa immagine mostra lo schema statico del pilastro.

I pilastri ricevono il carico totale dalla struttura superiore.

Il carico verticale finale calcolato è: $q + pp_s A + 4 \cdot pp_t l + 2 \cdot pp_T d = 50650.8 \text{ N}$

Poiché ci sono **4 pilastri**, il carico su ciascun pilastro è: $4R = 50650.8 \text{ N}$

Significato dei termini nella formula:

- q → Carico variabile distribuito (peso delle persone, mobili, ecc.).
- pp_s → Peso proprio del tavolato (carico distribuito in funzione dell'area).
- A → Area della superficie del solaio.
- pp_t → Peso proprio delle travi secondarie (espresso per unità di lunghezza).
- l → Lunghezza delle travi secondarie.
- pp_T → Peso proprio delle travi principali (espresso per unità di lunghezza).
- d → Lunghezza delle travi principali.

STRUTTURE CONTROVENTANTI

Perchè utilizzare i controventi:

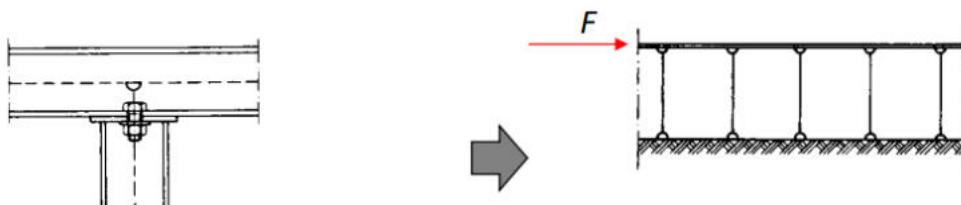
- assicurano prestazioni strutturali idonee a fronte di azioni orizzontali (vento, sisma, collisioni);
- assicurano la stabilità di elementi strutturali compressi a fronte di azioni verticali;
- servono a concepire l'organismo strutturale e architettonico nello spazio, analizzato e rappresentato in più sottostrutture piane con schemi statici, ossia le proiezioni ortogonali.

RISPOSTA ALL'AZIONE ORIZZONTALE

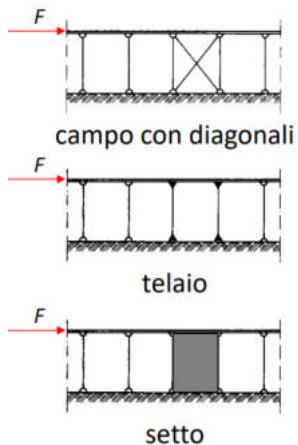
- Ricondurre i carichi orizzontali in fondazione (equilibrio).

Spesso l'architettura è realizzata con elementi costruttivi prefabbricati, in cui è piuttosto difficile connettere questi elementi in modo monolitico.

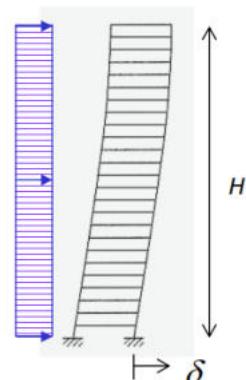
Spesso questi elementi sono uniti tra loro con l'utilizzo di cerniere ottenendo però degli schemi pendolari (labili).



Si adottano quindi delle altre soluzioni:



- Limitare gli spostamenti nel piano orizzontale (rigidezza).



Tipi di controventi.

1. **Strutture di controvento puntiformi:** ovvero i pilastri, con degli incastri ad esempio.
Sono generalmente utilizzati per edifici monopiano.
2. **Strutture di controvento piane:**
 - a. telai,
 - b. setti murari o in calcestruzzo armato,
 - c. diagonali (portali pendolari).

Generalmente utilizzati in edifici multipiano.
3. **Strutture di controvento spaziali:** si “estendono” nello spazio. Sono generalmente utilizzati per edifici alti.

Gerarchia degli elementi strutturali.

1. Facciata (piano z - y)
2. Solai (piano x - y)
3. Controventi (piano x - z)

In ognuno di questi piani possiamo ricavare delle proiezioni ortogonali e in ognuna di queste viste possiamo visualizzare gli elementi strutturali in uno schema statico.

1. Dalla facciata al piano del solaio, sviluppiamo lo schema statico della facciata sul piano z - y.
Il piano della facciata su cui viene applicato il carico, scarica su tutti i solai presenti nell’edificio.
2. Dal piano del solaio ai nodi di controvento, sviluppiamo lo schema statico del solaio sul piano x - y.
Il piano del solaio, una volta aver “ricevuto” il carico dalla facciata, scarica sui controventi verticali.
3. Dai nodi di controvento alla fondazione, sviluppiamo lo schema statico dei controventi sul piano z - x.
Il carico dei controventi viene scaricato ai plinti di fondazione.

Modellazione dell’azione orizzontale (vento)

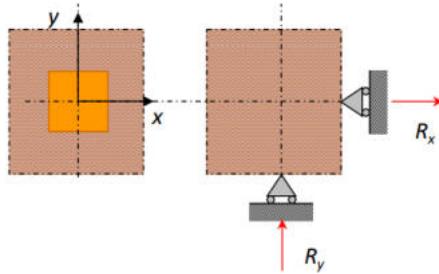
Qualunque sia la forma del nostro edificio in pianta, dobbiamo considerare due assi principali, secondo cui dobbiamo calcolare l’azione del vento. Questo perché così avremo due componenti ortogonali da considerare.

Ipotesi sulla modellazione dei piani:

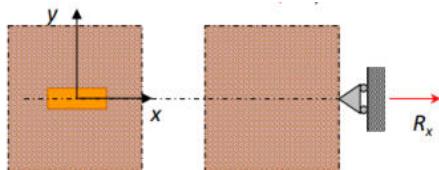
ogni orizzontamento (solaio) è un corpo rigido nel piano x - y provvisto di 3 GdL, conseguenzialmente ogni orizzontamento ha quindi bisogno di e GdV.

Esistendo 3 tipi di controventi, ad ognuno di questi è possibile associare un vincolo ideale con GdV equivalenti.

- Controvento puntiforme (pilastro), 2 GdV. La testa del pilastro elimina 2 GdL ed è quindi un doppio carrello per il solaio (2 carrelli = una cerniera).

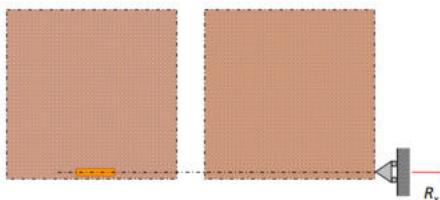


Questo dipende tuttavia dalla forma stessa del pilastro:

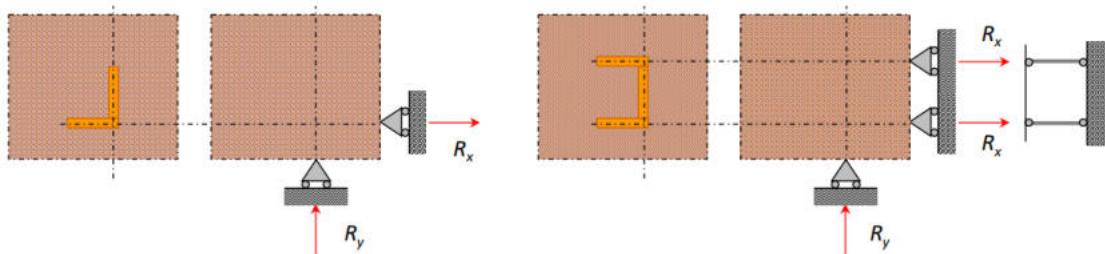


In questo caso c'è una dimensione prevalente sulle 2, ben poco può fare in direzione y perché è facilmente deformabile, abbiamo quindi un carrello.

- In analogia tutte le strutture di controvento piane si comportano in egual modo perché è evidente la dimensione prevalente, avendo quindi un carrello.

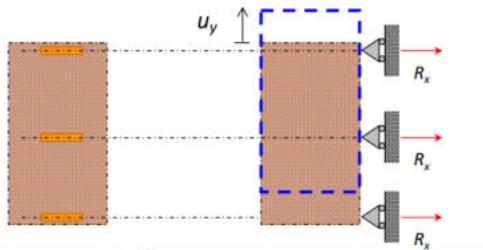


- Per le strutture di controvento spaziali ci possiamo figurare una combinazione di n controventi piani.



Nel primo caso abbiamo una forma ad L ed otteniamo due carrelli (= una cerniera), diversamente nel secondo caso abbiamo una struttura che elimina 3 GdL e quindi è equivalente ad un doppio pendolo o ad un incastro.

Analogamente alla mal disposizione vincolare, anche i controventi possono essere inefficaci a causa del loro orientamento.

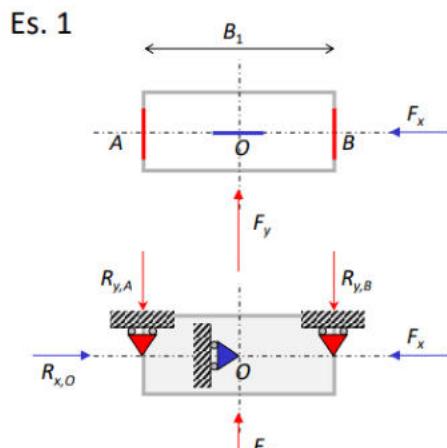


In questo esempio i controventi sono mal disposti: le rette d'azione convergono all'infinito e l'edificio trasla (per la presenza dei 3 carrelli) in una direzione.

Collocazione dei controventi.

- Elementi di controvento giacenti sulla retta d'azione della forza orizzontale risultante a cui fanno equilibrio, o simmetrici rispetto a tale retta:
 - minimizzare (al più annullare) l'eccentricità E e quindi il braccio del momento sollecitante.
- Elementi di controvento paralleli posti al massimo interasse (al più la dimensione in pianta dell'edificio in direzione trasversale ai controventi):
 - massimizzare il braccio B della coppia resistente,
 - **MINIMIZZARE IL RAPPORTO E/B.**

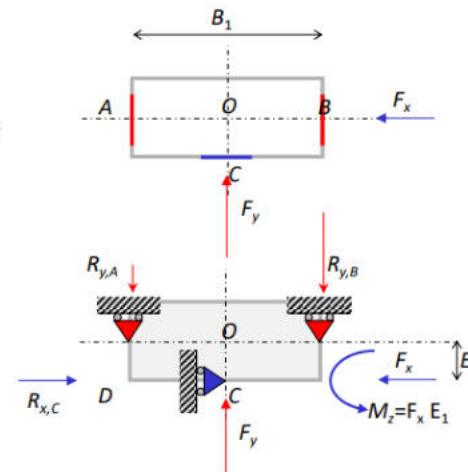
Collocazione favorevole



$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= 0 & R_{x,O} - F_x &= 0 \\ \Sigma F_y &= 0 & R_{y,A} + R_{y,B} - F_y &= 0 \\ \Sigma M_A &= 0 & F_y B_1/2 - R_{y,B} B_1 &= 0\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned}R_{x,O} &= F_x \\ R_{y,A} &= R_{y,B} = F_y/2\end{aligned}$$

Collocazione sfavorevole



$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= 0 & R_{x,C} - F_x &= 0 \\ \Sigma F_y &= 0 & R_{y,A} + R_{y,B} - F_y &= 0 \\ \Sigma M_D &= 0 & F_y B_1/2 - R_{y,B} B_1 + F_x E_1 &= 0\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned}R_{x,C} &= F_x \\ R_{y,A} &= F_y/2 - F_x E_1 / B_1 \\ R_{y,B} &= F_y/2 + F_x E_1 / B_1\end{aligned}$$

Relazioni tra i controventi e composizioni.

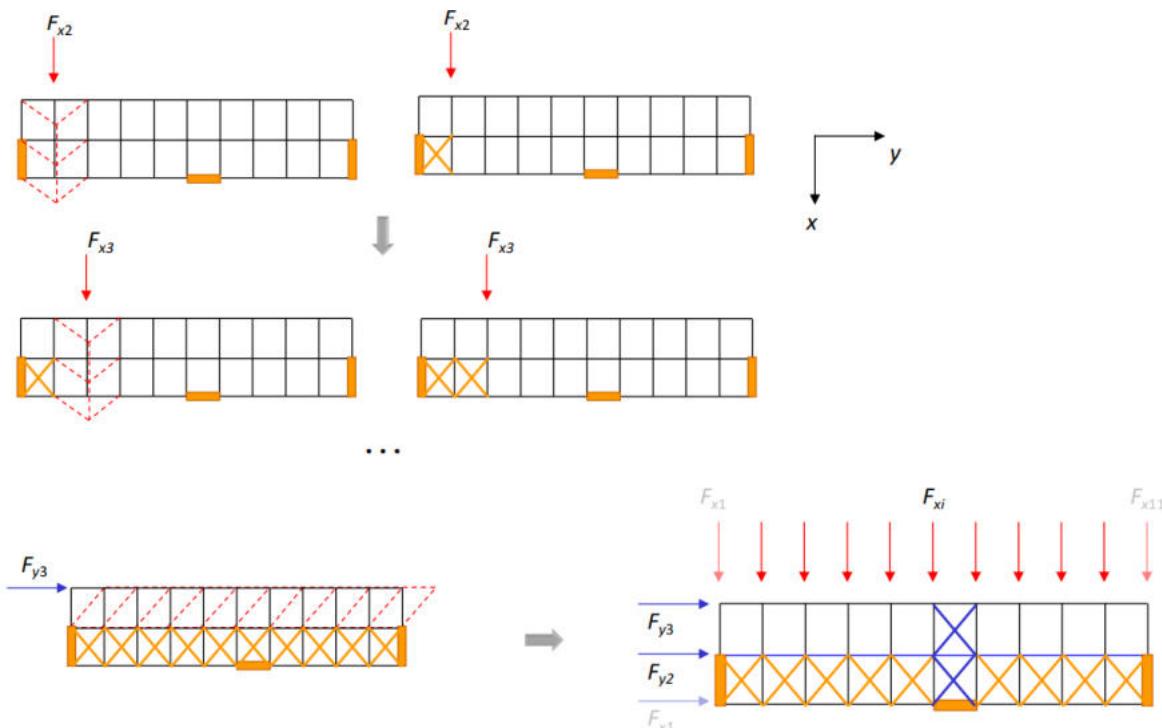
- Strutture controventanti in facciata:
 - ingombro strutturale, compatibilità con le aperture;
 - contributo al disegno e alla figuratività del prospetto, connotare in maniera specifica l'architettura.
- Strutture controventanti in interno pianta:
 - ingombro strutturale, compatibilità con la distribuzione orizzontale;
 - integrazione con la distribuzione verticale (come vani scala o nuclei centrali di controvento) e altre funzioni assolte.

Controventi di piano.

Bisogna ipotizzare e assicurarsi che l'intero solaio sia un corpo rigido per poter realizzare elementi rigidi e resistenti nel piano del solaio.

- L'ordito di travi dell'orizzontamento dev'essere sufficientemente rigido ma naturalmente non può esserlo.
- In strutture in calcestruzzo armato la soletta invece diventa monolitica poiché il calcestruzzo viene gettato e ci possiamo figurare degli incastri interni tra tutti gli elementi del solaio, che sono uniti dal calcestruzzo.
- In strutture in acciaio o legno i solai comprendono croci di Sant'Andrea sul piano orizzontale in modo che nessuna delle due diagonali si deformi.

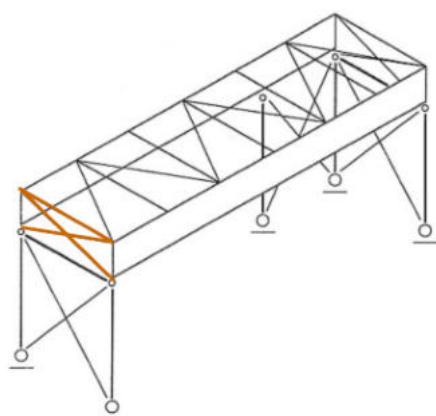
Per progettare dei controventi di piano dobbiamo prima decidere la disposizione in pianta dei controventi verticali perché devono collaborare tra loro.



Le precedenti immagini illustrano come:

immaginando che tutte le travi siano collegate tra loro tramite delle cerniere interne, lungo la direzione x ci spostiamo sulla struttura, posizioniamo delle forze agenti ed evitiamo (con delle croci di Sant'Andrea) che il solaio si deformi. In direzione y allo stesso modo viene inserita invece una sola croce perché sono già state posizionate tutte quelle per impedire lo spostamento lungo x, ne inseriamo una soltanto perché essendo le travi dei corpi rigidi, tutti i nodi verranno bloccati da un solo controvento piano.

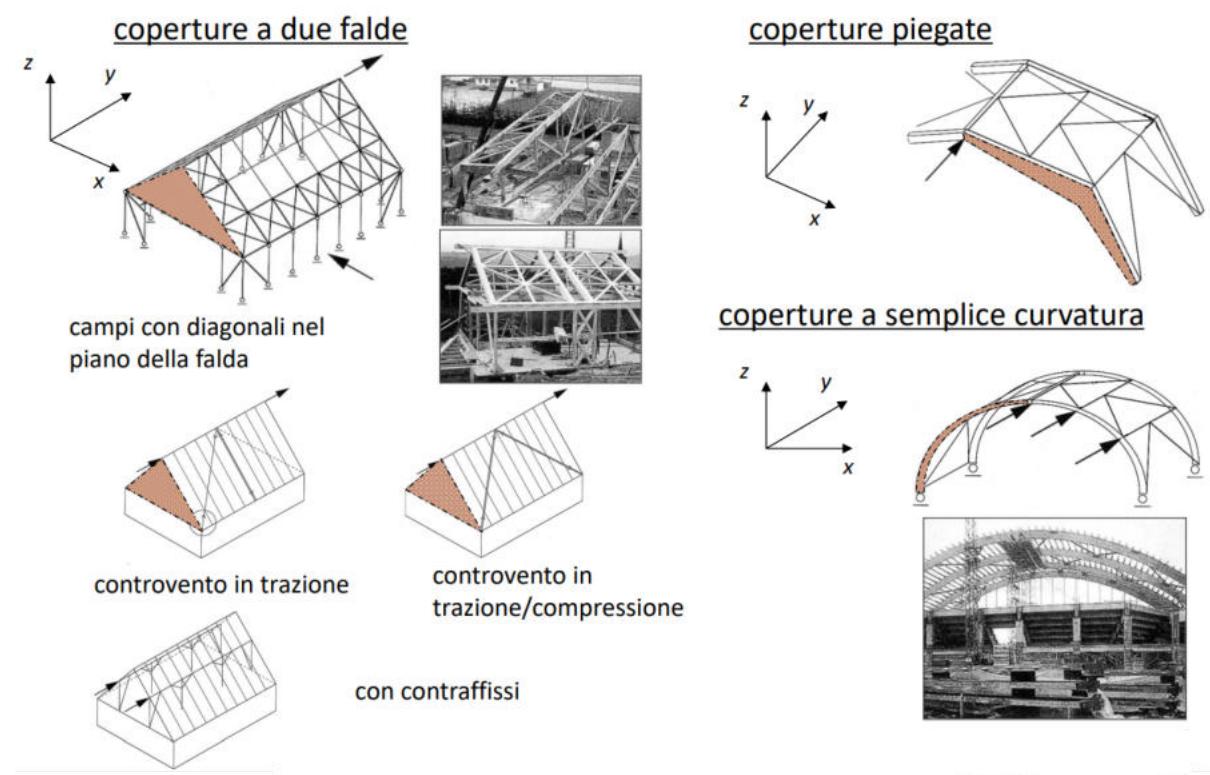
Controventi di falda.



Assolvono alle medesime funzione dei controventi di piano, ma hanno una funzione ulteriore: di stabilizzare degli elementi orizzontali particolarmente alti.

- Assicurare il trasferimento delle forze dal piano ai nodi di controvento;
- assicurare che l'ipotesi modellistica di corpo rigido per la falda sia soddisfatta;
- assicurare la staticità degli elementi strutturali principali della copertura fuori dal loro piano.

Esempi.

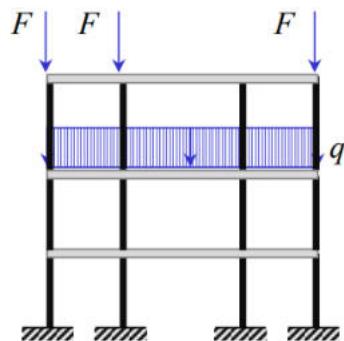


STABILITÀ DELLE STRUTTURE

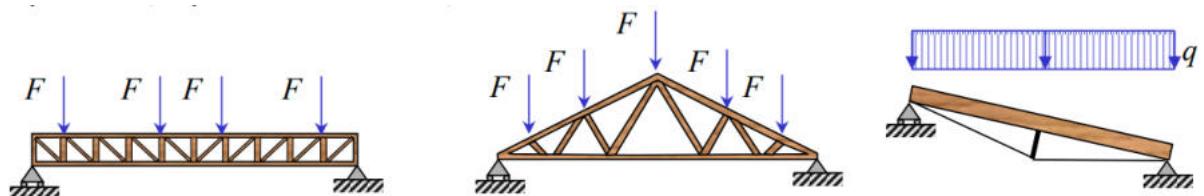
Senza controventi non riusciremmo, naturalmente, a progettare strutture su cui agiscono forze orizzontali. Non riusciremmo neanche, però, a progettare strutture su cui agiscono dei carichi anche verticali, perché gli elementi strutturali non sarebbero **stabili**.

Elementi compressi

- Gli elementi strutturali verticali risultano abitualmente compressi (o presso-inflessi) sotto l'azione di carichi verticali.



- Alcuni elementi di strutture reticolari (travi, capriate) e travi armate impiegate per la realizzazione di orizzontamenti o coperture risultano compressi (o presso-inflessi) sotto l'azione di carichi verticali.



Stabilizzazione di elementi compressi.



E' possibile garantire la stabilità di questi elementi contenendone la **snellezza** λ entro limiti definiti (200).

Viene definito il **coefficiente di snellezza** λ , che è il rapporto tra la **lunghezza libera di inflessione** (l_0) e il **raggio minimo di inerzia della sezione** (i_{min}):

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}}$$

$\lambda < \lambda_{lim}$ ($\lambda_{lim}=200$ membrature strutturali principali in acciaio)
 $\lambda < \lambda_{lim}$ ($\lambda_{lim}=250$ membrature strutturali secondarie in acciaio)

Questa formula indica che un elemento strutturale diventa più instabile quando la sua snellezza aumenta (cioè se è lungo e sottile rispetto alla sua inerzia).

Condizioni di stabilità:

La snellezza λ deve rimanere inferiore a un valore limite λ_{lim} per garantire la stabilità dell'elemento.

$l_0 \rightarrow$ Lunghezza libera di inflessione: la distanza tra due vincoli che impediscono la deformazione.

$i_{min} \rightarrow$ Minimo raggio di inerzia della sezione: un parametro geometrico che indica la resistenza della sezione alla flessione.

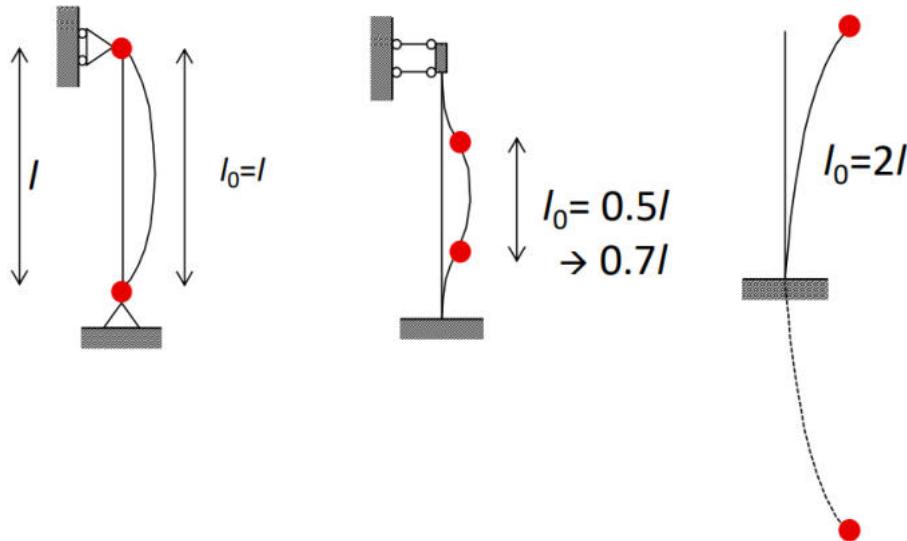
L'instabilità si verifica quando λ supera i valori critici, portando alla deformazione della struttura, come mostrato nelle immagini. Per evitarla, bisogna progettare gli elementi strutturali con un'adeguata resistenza e rigidezza, mantenendo la snellezza entro i limiti stabiliti.

La stessa normativa offre linee guida di progetto, con delle tabelle che indicano la snellezza minima di un elemento strutturale.

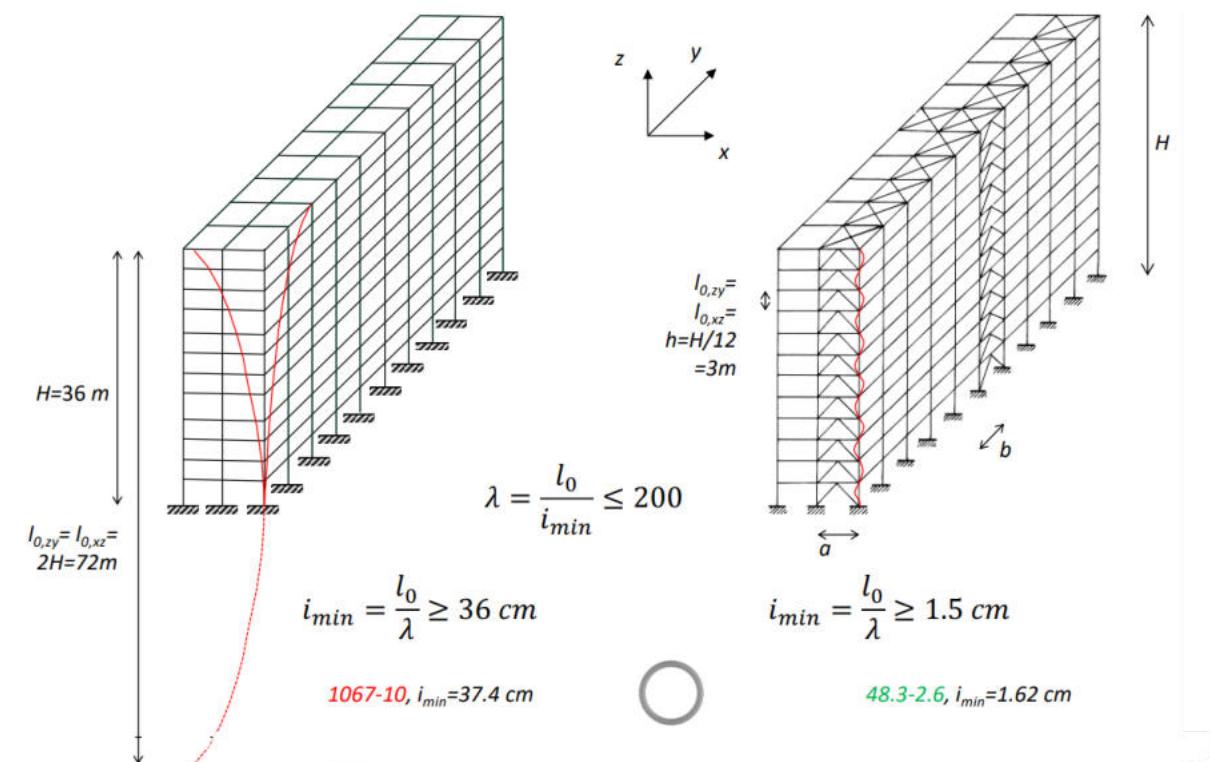
Lunghezza libera di inflessione l_0 .

Non dipende solo da quanto l'elemento è lungo, ma anche da come esso è vincolato: è la distanza tra due punti di flesso nella deformata di instabilità.

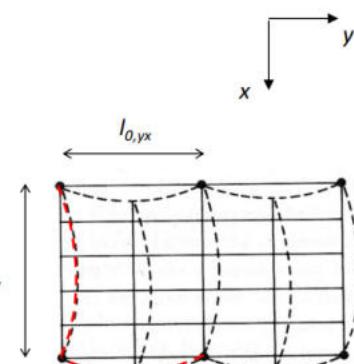
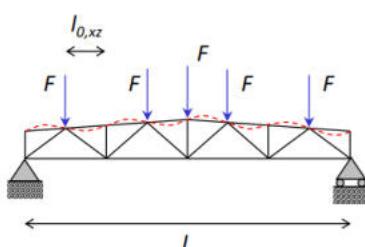
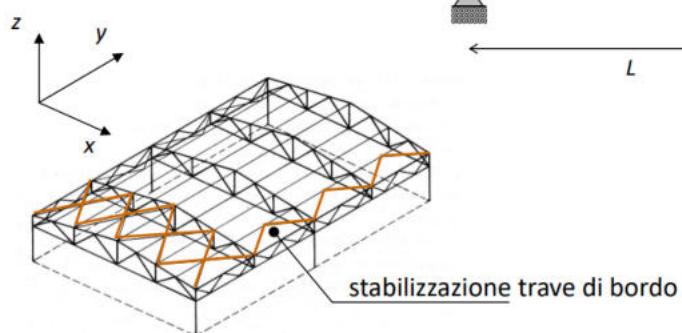
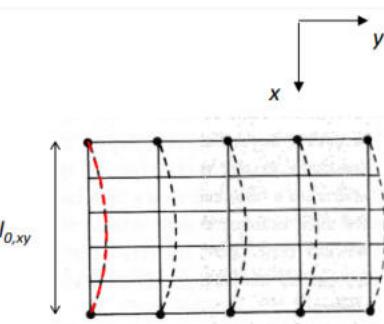
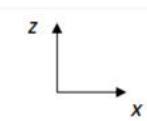
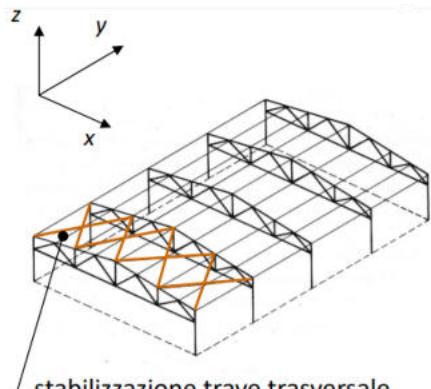
- l_0 deve essere valutata in tutti i piano in cui l'elemento strutturale può instabilizzarsi;
- l_0 può essere contenuta con l'inserimento di vincoli opportuni, attraverso controventi di piano o di falda.



Esempi di stabilizzazione.



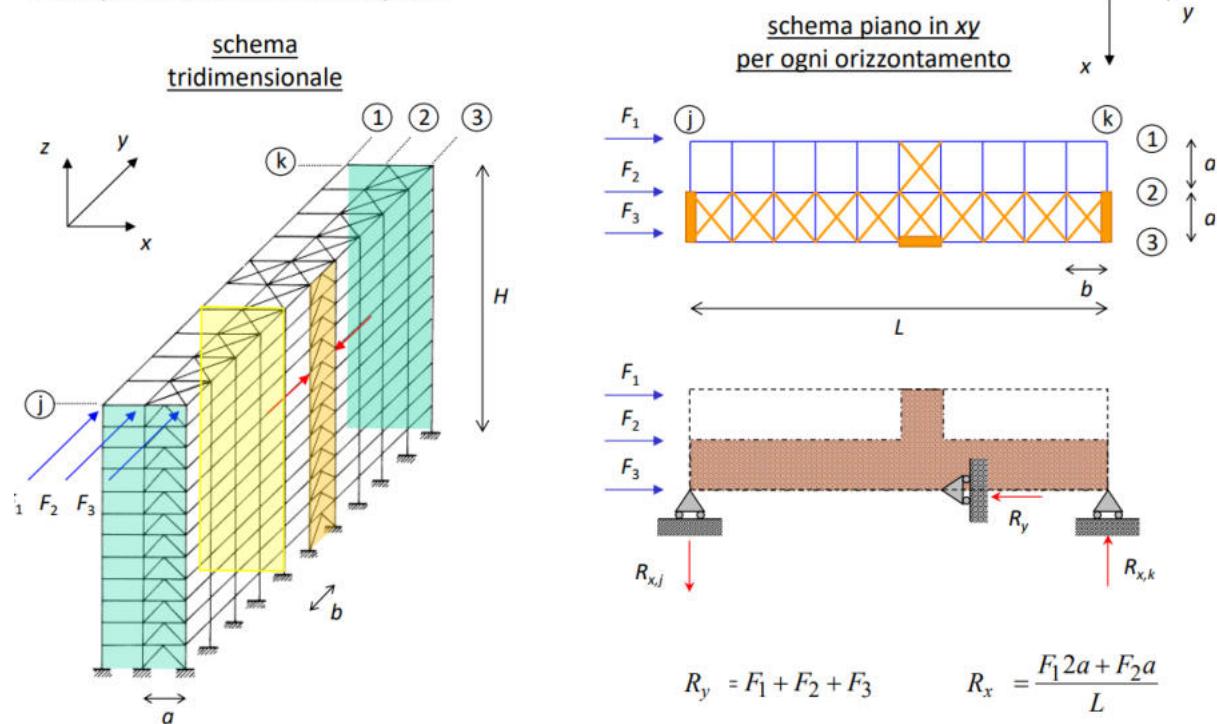
L 4.2



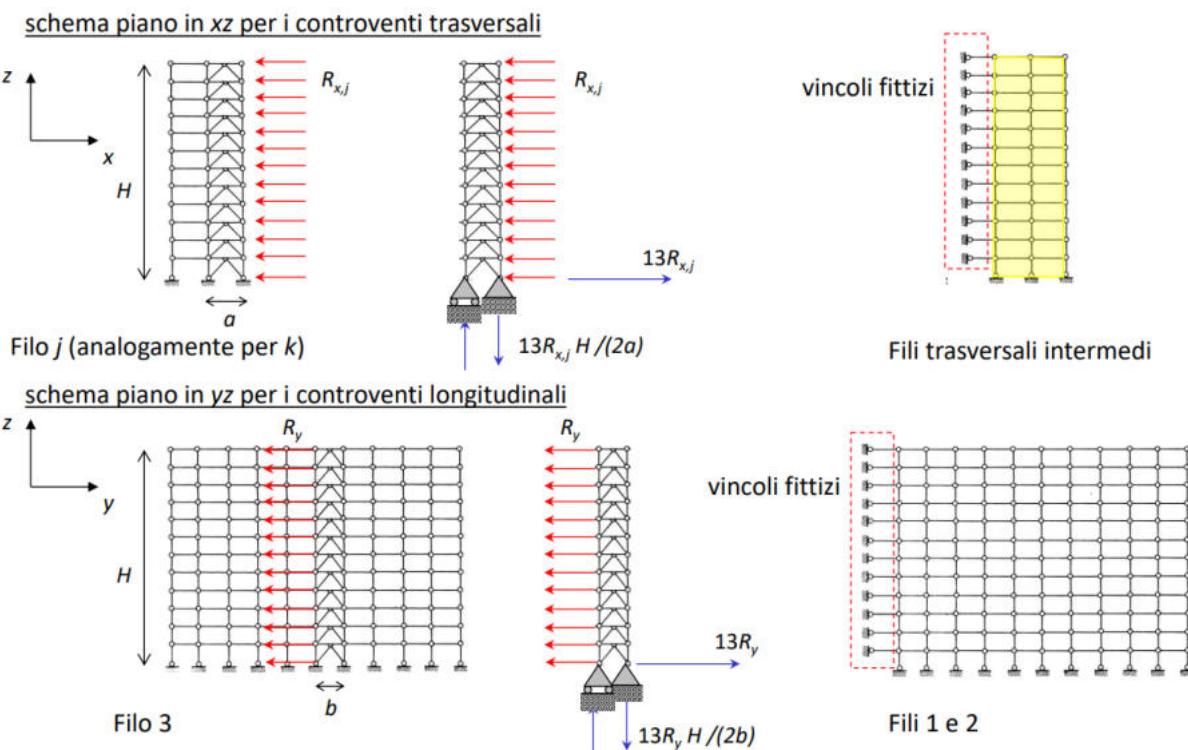
CONCEZIONE, RAPPRESENTAZIONE E ANALISI DELL'ORGANISMO STRUTTURALE

Dalla struttura spaziale agli schemi piani.

Esempio di un edificio multipiano



Si può creare uno schema statico di questo solaio perché i controventi di piano garantiscono che l'intero solaio sia un corpo rigido. I controventi sono i vincoli ideali.



PIANTA STRUTTURALE

La pianta strutturale è una modalità di rappresentazione utile alla concezione della struttura degli orizzontamenti e alla gerarchizzazione degli elementi strutturali che li sostengono e che li costituiscono.

La pianta strutturale, per essere leggibile e utile, deve:

- mettere in relazione gli elementi strutturali che portano l'orizzontamento con l'orizzontamento stesso (ad es., usualmente ma non sempre, seziona gli elementi verticali e guarda al solaio sovrastante che è portato da essi);
- ritenere esclusivamente quegli elementi del progetto architettonico che influiscono sulla concezione strutturale (es. spazi di distribuzione orizzontale, vani scala, fili facciata e sbalzi, aperture) e non altri elementi accessori (es. arredi)

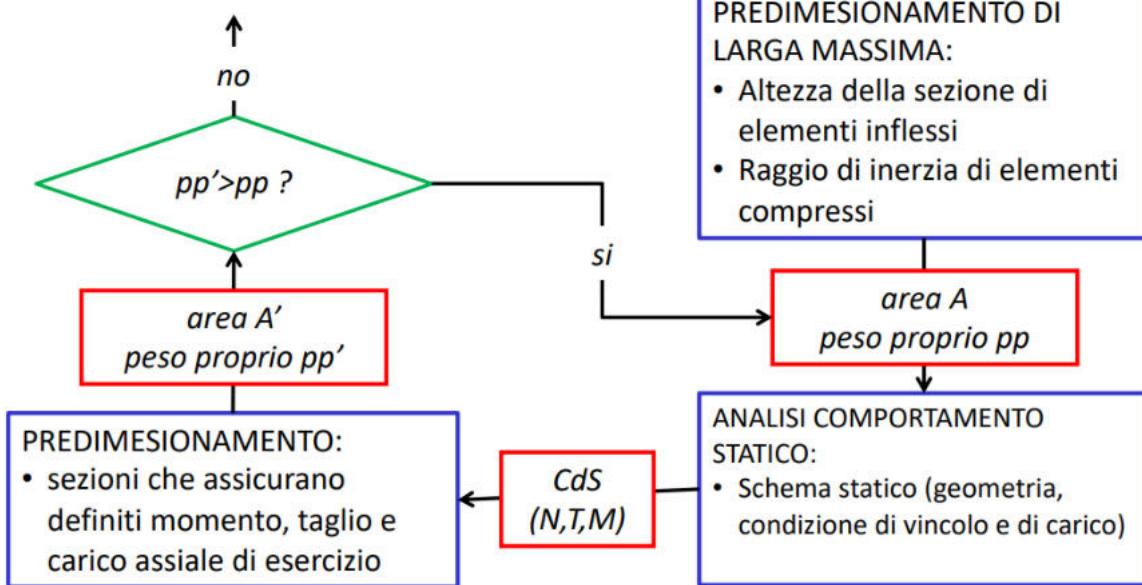
La pianta strutturale **non** è ancora il modello fisico-matematico (schema statico) della struttura, ma pone le basi per formulare schemi statici piani semplici degli elementi strutturali che costituiscono l'orizzontamento.

La pianta strutturale **non** è sostitutiva della concezione strutturale nello spazio o in uno o più piani verticali delle figure strutturali principali verticali, ma su questa si basa e dialoga per la concezione degli orizzontamenti.

ACCIAIO

Dalla concezione al predimensionamento delle strutture

Predimensionamento confermato

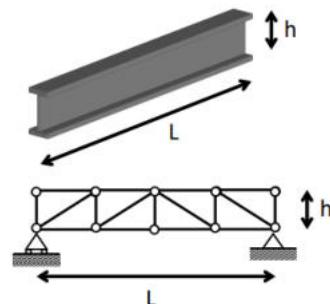


Criteri di predimensionamento di larga massima.

Limiti di deformabilità.

Rapporto luce-altezza per travi:

- **Travi soggette a flessione** $\rightarrow h \approx L/20$
- **Travi con muri o tramezzi** $\rightarrow h \approx L/10$



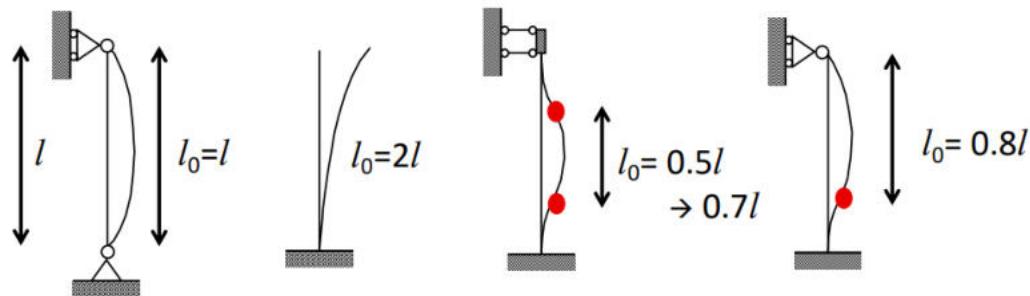
Limiti di deformabilità (per garantire comfort e sicurezza):

- **Arcarecci:** $v_{max} < L/200$
- **Solai (carichi variabili):** $v_{max} < L/400$
- **Travi con muri/tramezzi:** $v_{max} < L/500$
- **Spostamento orizzontale** (es. edifici alti sotto il vento): $x_{max} < H/500$

Limiti di snellezza.

Per evitare instabilità da carico di punta, un elemento strutturale non deve essere troppo sottile rispetto alla sua lunghezza.

- Il coefficiente di snellezza $\lambda = l/i$ dipende dalla lunghezza libera di inflessione l_0 e dal raggio di inerzia i .



$$\rightarrow \text{snellezza} \quad \lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} \longrightarrow \quad \text{Minimo raggio di inerzia della sezione (dai sagomari)}$$

Valori limite per la snellezza:

- $\lambda < 200$ per membrature principali (**150 se sottoposte ad azioni dinamiche**).
- $\lambda < 250$ per membrature secondarie (**200 se soggette ad azioni dinamiche**).

La lunghezza libera di inflessione l_0 dipende dallo schema di vincolo dell'elemento.

Criteri di predimensionamento di membrature strutturali in acciaio.

Si determinano:

- Peso proprio** e altri carichi.
- Schema statico** (tipo di vincoli e carichi).
- Reazioni vincolari e sollecitazioni** (momento flettente, taglio, sforzo assiale).

Con questi dati, si può procedere al **dimensionamento della sezione**, con l'utilizzo di tabelle di predimensionamento date.

