ISTITUTO TECNICO STATALE PER GEOMETRI
"G. MARTINO"
ROMA

COMPENDIO
DI
COSTRUZIONI

* * *

Prof. Arch. Domenico Natale

*** III ***

1993-94 rev 2003

INDICE SCHEDE

Unità di misura	1.0
Statica: le forze	1.2
Corpi rigidi vincolati	1.3
Geometria delle masse	1.4
Calcolo reazioni vincolari	2.1
Arco a 3 cerniere - trave Gerber	2.2
Caratteristiche di sollecitazione	2.3
Sollecitazioni semplici	2.4
Tensioni interne	2.5
Travi reticolari	2.6
Statica dei sistemi elastici	3.1
Sistemi iperstatici	3.2
Travi continue	3.3
Analisi dei carichi	4.1
Strutture in legno	5.1.1
Strutture in acciaio	5.1.2
Strutture in muratura	5.1.3
Cemento armato	5.2
Strutture compresse	5.3
Strutture inflesse	5.4
Trave a T	5.5
Sforzo di taglio	5.6
Plinti	6.1
Trave rovescia in c.a.	6.2
Pilastri in c.a.	6.3
Soletta in c.a.	6.4
Nervature solette	6.5
Solai misti in c.a. e laterizi	6.6
Scale in c.a.	6.7
Spinta delle terre	7.1
Muri di sostegno	7.2
Progetto muri di sostegno	7.3
Ponti	8.1
Ponti in legno	8.2
Ponti in acciaio	8.3
Ponti misti in acciaio e c.a.	8.3.3
Ponti in c.a.	8.4
Ponti in muratura	8.5
Idraulica	9.0

UNITA' DI MISURA 1.0

Nel *Sistema Internazionale (SI)* adottato in Italia dal 1982 l'unità di misura delle *forze è* il **newton** (N) definito come quella forza richiesta per imprimere ad una massa di 1 Kg l'accelerazione di 1 m al secondo per ogni secondo; la defnizìone è ottenuta dalla 2° legge della dinamica (o legge di Newton) $F = ma$.

1 N=l kg x 1 m/s^2

Nel *Sisteema Tecnico* (ST) precedentemente utilizzato invece l'unità di misura delle forze era il kilogrammo-forza (Kgf) che poteva generare confusione visto che lo stesso nome è impiegato per definire **forze** (nel sistema ST) e **masse** (nel sistema SI).

Il kilogrammo-forza è la forza (peso) con cui una massa di 1 kg è attratta verso la terra, dove l'accelerazione di gravità vale 9,81 m/s^2 per cui:

1 kgf = 1 kgm x 9.81 m/s^2 = 9,81 kg m/s^2

- **Conversione**

  1 kgf = 9,81N ≈ 10N (approssimazione ammessa nel campo delle costruzioni)

- **Unità multiple**

nel settore delle costruzioni: **tonnellata** t nel ST, **chilonewton** KN e **meganewton** MN nel SI. (*per carichi concentrati*)

lt = l.000 kg = 10.000N = 10KN

lKN = 1.000N = 0,lt = **100kg**

lMN = l.000.000N = l00t

(*per carichi ripartiti*)

lKN/m = 1.000N/m =100 kg/m = 10/N/cm = 1 kg/cm

- **Unità derivate**

utilizzate per misurare *pressioni* o *tensionì* definite come rappono tra forza e supeficie: **kg/cm^2** o **t/m^2** nel SI; **pascal** Pa e **megapascal** MPa nel SI

1t/m^2 = 0,1 kgf/cm^2

1Pa = 1 N/m^2

1MPa = 1 N/mm^2

1Kgf/cm^2 = **0,1N/mm^2** = 0,1MPa = 10N/cm^2 = 100.000N/m^2 = 100.000Pa

1N/mm^2 = 0,1kg/mm^2 = 10Kgf/cm^2 = **100N/cm^2** = 1.000.000N/m^2 = 1MPa

1N/cm^2 = 0,1kgf/cm^2 = **0,01N/mm^2**

(*per momenti*)

1KN·m = 100 kgf·m = **100.000N·cm =** 10.000 kgf·cm

- **Massa volumica**

  1kgf/m^3 = 0,01 KN/m^3 = 10N/m^3

Nota. Le unità di misura riterite a **lunghezze** (m, cm, mm) e **superfici** (m^2, cm^2, mm^2) si convertono da una dirnensione superiore ad una inferiorc *moltiplicando per* 100, 1000, o 10.000 o 1.000.000, vicevesa *dividendo* per convertire da una dimensione inferiore ad una superiore, essendo lm = 100cm (10^2) = 1000mm (10^3) e 1m^2 = 10.000cm^2 (10^4) = 1.000.000mm^2 (10^6).

UNITA' DI MISURA 1.1

• LUNGHEZZE •

chilometro	km	1.000 m	10^3	⇑
ettometro	hm	100 m	10^2	dividere - moltiplicare
decametro	dam	10 m	10^1	
METRO	m	1	1	
decimetro	dm	0,1 m	10^{-1}	
centimetro	cm	0,01 m	10^{-2}	
millimetro	nn	0,001 m	10^{-3}	⇓

• SUPERFICIE •

chilometro quadrato	km^2	1.000.000 m^2	10^6	⇑
ettometro quadrato	hm^2	10.000 m^2	10^4	dividere - moltiplicare
decametro quadrato	dam^2	100 m^2	10^2	
METRO QUADRATO	m^2	1	1	
decimetro quadrato	dm^2	0,01 m^2	10^{-2}	
centimetro quadrato	cm^2	0,000.1 m^2	10^{-4}	
millimetro quadrato	nn^2	0,000.001 m^2	10^{-6}	⇓

• VOLUME •

chilometro cubo	km^3	1.000.000.000 m^3	10^9	⇑
ettometro cubo	hm^3	1.000.000 m^3	10^6	dividere - moltiplicare
decametro cubo	dam^3	1.000 m^3	10^3	
METRO CUBO	m^3	1	1	
decimetro cubo	dm^3	0,001 m^3	10^{-3}	
centimetro cubo	cm^3	0,000.001 m^3	10^{-6}	
millimetro cubo	nn^3	0,000.000.001 m^3	10^{-9}	⇓

• PESO •

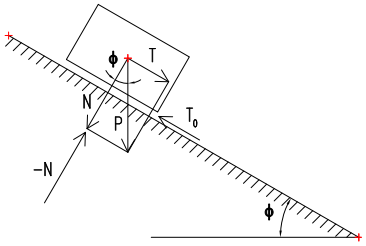
tonnellata	t	1.000 kg	10 q
quintale	q	100 kg	
miriagrammo	Mg	10 kg	
CHILOGRAMMO	kg	1	1.000 g
ettogrammo	hg		100 g
decagrammo	dag		10 g
GRAMMO	g		1
decigrammo	dg		0,1 g
centigrammo	cg		0,01 g
milligrammo	mg		0,001 g

SPINTA DELLE TERRE 7.1.1

Terre - insieme di granuli provenienti dalla disgregazione delle rocce.

Peso specifico (massa volumica) - peso dell'unità di volume (kg/m^3)

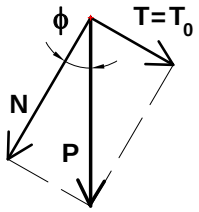
Angolo di attrito - se si accumula della terra iuncoerente su un piano orizzontale, questa tende ad assumere la forma di un cono; l'angolo φ che la superficie laterale di questo cono forma con il piano orizzontale è l'angolo di attrito.



Il **peso** P ammette 2 componenti T, N
Le **equilibranti** sono -N (reazione del terreno e T_0 (attrito terra-corpo)

La componente T del peso che può provocare lo **scorrimento**, viene contrastata ed equilibrata dalla *resistenza di attrito* T_0 tra le due superfici a contatto.

$$T_0 = N \text{ tang } \varphi$$



Essendo quindi α l'angolo che forma il piano inclinato abbiamo:

- se $\alpha < \varphi \Rightarrow$ tang $\alpha <$ tang φ $T<T_0$ (equilibrio stabile)
- se $\alpha = \varphi \Rightarrow$ tang $\alpha =$ tang φ $T=T_0$ (equilibrio limite)
- se $\alpha > \varphi \Rightarrow$ tang $\alpha >$ tang φ $T>T_0$ (equilibrio instabile)

Ponendo tang $\varphi = f$ (*coefficiente di attrito*) abbiamo $T_0 = N f$ *(formula generale della resistenza d'attrito);* e poiché $T_0 = \tau_0 A$ $N=\sigma A$ $\tau_0 A=\sigma A \cdot$tang φ abbiamo che la **resistenza d'attrito** per unità di superficie (di contatto) è:

$\tau_0 = \sigma$ tang φ per terre incoerenti

$\tau_0 = c + \sigma$ tang φ **equazione di Coulomb** per terre coerenti coesive

Coesione (c) - resistenza allo scorrimento di una terra per effetto dell'aderenza dei suoi granuli, che dipende dalla presenza di acqua, dalla costituzione molecolare e soprattutto dalle loro dimensioni.

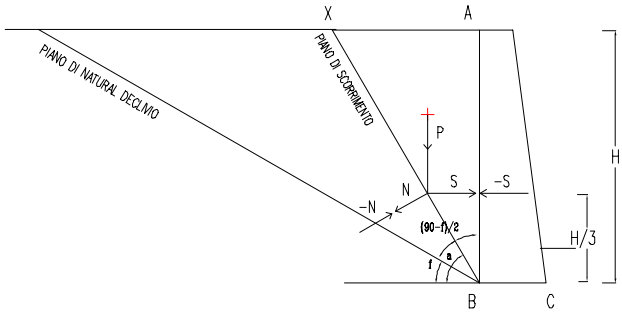
Spinta. Si ha spinta *attiva* quando è la terra che spinge sulla struttura; si ha spinta *passiva* quando la struttura di contenimento è a sua volta spingente contro la terra.

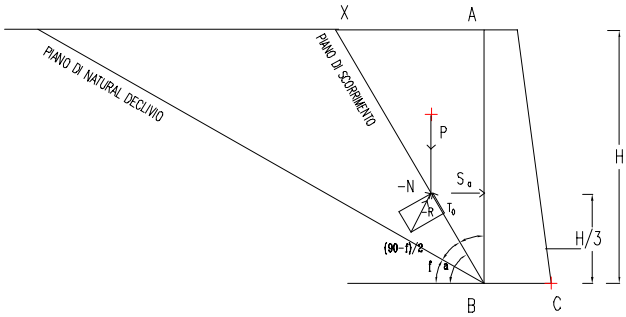
- **<u>Teoria di Coulomb</u>**

ipotesi alla base:
- superficie superiore orizzontale
- fronte interno del terrapieno verticale
- attrito terra-muro nullo
- terreno privo di coesione
- scorrimento verso valle del prisma di terra lungo una superficie piana

In realtà il distacco di un cuneo di terra avviene secondo una <u>superficie curva</u>, la cui tangente alla base del muro in B forma un angolo $\alpha = \pi/4 + \varphi/2$ verificato

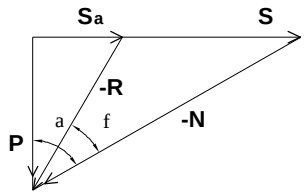
sperimentalmente. Ma la semplificazione di Coulomb porta a risultati non molto distanti da quelli più precisi.
L'angolo di attrito individua lo stato di equilibrio limite e quindi il *piano di natural declivio*; tutte le superfici che formano con l'orizzontale angoli $\alpha > \varphi$ costituiscono probabili piani di scorrimento.





La forza **peso** del prisma di terreno, calcolato per un metro di larghezza, pari a $P = (AX \times h)/2 \times g_t$, ammette 2 componenti N normale al piano di scorrimento, S (***spinta di quiete***) normale al paramento del muro; N è equilibrata dalla reazione del terreno, S, cui si oppone la reazione del muro, provoca un cedimento in avanti del terreno (traslazione), destando la resistenza di attrito lungo il piano di scorrimento:

A cedimento avvenuto il muro risulta soggetto a una nuova spinta (***spinta attiva***) inferiore a quella iniziale a causa della resistenza di attrito che si verifica lungo il piano di scorrimento, che da luogo alla reazione effettiva **-R**



· **Calcolo spinta attiva**

Tra tutti i possibili prismi di terra ne esiste uno che da la <u>massima spinta</u> ed è quello delimitato dal piano di scorrimento BX bisettore dell'angolo formato dal piano di natural declivio e dal paramento murario:

$$b = \frac{90 - j}{2}$$

$$S_a = P \cdot tg(\frac{90 - j}{2})$$

peso del prisma:

$$P = AX \cdot h \cdot \frac{g_t}{2} \quad \text{essendo} \quad AX = h \cdot tg(\frac{90 - j}{2}) \quad \text{sostituendo nella prima si ha:}$$

formula della spinta di Coulomb

$$\boxed{S_a = \frac{g_t}{2} h^2 tg^2(\frac{90 - j}{2})}$$

La spinta è **<u>normale</u>** al paramento del muro e applicata a 1/3 di h. Il *diagramma delle pressioni unitarie* è triangolare. La spinta attiva è $S_a = S_{max} \times h/2$ (area del triangolo delle pressioni) e la **spinta massima** quindi è $S_{max} = 2S_a/2$.

Terrapieno con sovraccarico.

Il sovraccarico è quello che grava direttamente sul prisma di massima spinta, cioè sul piano AX: Q = AX·h_1·γ_t essendo h_1 l'*altezza ideale* di un equivalente volume di terra con peso specifico γ_t. Il peso totale (peso del terrapieno + sovraccarico) vale:

$$P+Q = AX\cdot h\cdot\frac{\gamma_t}{2}+AX\cdot h_{1.}\gamma_t = AX\cdot h\cdot\frac{\gamma_t}{2}\left(1+\frac{2\cdot h_1}{h}\right)$$

in cui $AX = h\cdot tg\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)$ e sostituendo nella formula della spinta $S_a = P\cdot tg\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)$ si ottiene $S = \frac{\gamma_t}{2}\cdot h^2\cdot tg^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)\cdot\left(1+\frac{2\cdot h_1}{h}\right)$

Nel caso di sovraccarico di materiale diverso con γ e h_r si riporta ad un equivalente volume teorico di terra: $h_r : \gamma = h_1 : \gamma_t$ per cui $h_1 = h_r.\ \gamma/\gamma_t$: analogamente se il sovraccarico fosse ripartito *q* (kg/mq) l'altezza fittizia si ricava ponendo $q\cdot 1 = h_1 : \gamma_t$ per cui $h_1 = q/\gamma_t$.

Il *diagramma delle pressioni* è trapezio con **pressione minina** alla sommità del muro $S_1 = \frac{\gamma_t}{2}\cdot h_1^2\cdot tg^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)\cdot\left(1+\frac{2\cdot h_1}{h}\right)$ e **pressione massima** alla base $S_{max} = \frac{2S}{h} - S_{min}$

l'altezza del punto di applicazione della spinta è: $h_g = \frac{h}{3}\cdot\frac{h+3h_1}{h+2h_1}$

- **<u>Teoria di Poncelet</u>**

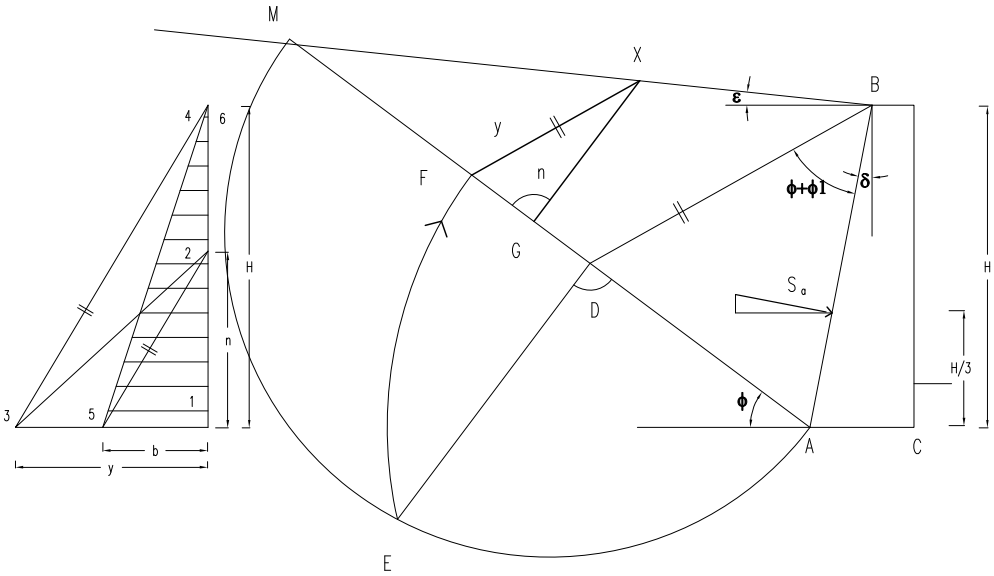
Si può considerare una estensione di quella di Coulomb ai terrapieni con superficie superiore e con fronte comunque inclinati; si considera inoltre l'angolo di attrito terra-muro φ_1= =(1/2–2/3)·φ

Relazione fondamentale di Poncelet:

AD:AF=AF:AM

<u>Costruzione grafica</u>

- Si traccia la retta di direzione BD ($\angle\varphi+\varphi_1$)
- si traccia da D la ⊥ ad AM fino ad incontrare in E la semicirconferenza di diamentro BM



- si ribalta E in F (centro in A), da cui si traccia la y // alla BD e quindi da X la n ⊥ a BM.

La **spinta** è data da $\boxed{S = \frac{\gamma_t}{2}\cdot y\cdot n}$ (kg/m) con *y* e *n* <u>letti nella scala delle distanze</u> (m) ed è applicata a H/3 perpendicolarmente al paramento del muro. Il *triangolo delle pressioni* 1-4-5 si costruisce a partire dal *triangolo di spinta* equivalente 1-2-3.

- **<u>Teoria di Rèsal</u>**

applicabilita:

– fronte del terrapieno comunque inclinato (α)
– superficie superiore comunque inclinata (ε)
– non vengono considerati terrapieni con sovraccarico

<u>calcolo tabellare</u> componenti di spinta:

componente orizzontale $Q = \frac{\gamma_t}{2} \cdot h^2 \cdot \frac{A}{1000}$

componente verticale $V = \frac{\gamma_t}{2} \cdot h^2 \cdot \frac{B}{1000}$

dalle Tabelle si ricavano i coefficienti A e B e l'angolo θ in funzione di $\varphi,\alpha,\varepsilon$

quindi la **spinta** è $S = \frac{Q}{\cos(\alpha+\theta)} = \frac{V}{\mathrm{sen}(\alpha+\theta)}$ ed è inclinata dell'angolo θ rispetto alla perpendicolare al muro ad altezza H/3.

- **MURI DI SOSTEGNO**

Definizioni:
- *muri di sostegno* propriamente detti (alti quanto il terrapieno)
- *muri di sottoscarpa* o di *ripa* (con propria altezza, limitata rispetto al terrapieno)
- *muri di paramento* (senza vera funzione statica)

Possono essere in muratura, di pietrame, di blocchi in laterizio o calcestruzzo.

Tipologie:
- *muri di sostegno a sezione rettangolare*, con paramenti verticali
- *muri di sostegno a sezione trapezia*, con paramento inclinato (interno, esterno o entrambi)
- *muri di sostegno a riseghe*
- *muri di sostegno con contrafforti* interni o esterni.

Secondo il comportamento statico possono essere:
- muri a gravità (o massicci) per h fino a ≅ 3,50 m
- muri in c.a. (o *a sbalzo*), come mensole incastrate alla base.

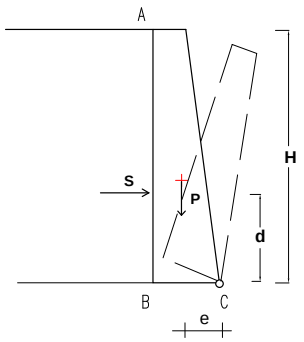
- **VERIFICHE DI STABILITA'**

- a ribaltamento
- a scorrimento
- a schiacciamento

1. Verifica a ribaltamento

deve risultare

$$M_R \geq 1{,}5 M_S \quad \text{ovvero} \quad \frac{M_R}{M_S} \geq 1{,}5 \quad \text{(coefficiente o grado di sicurezza)}$$



Momento spingente

$$M_S = S \cdot d$$

Momento resistente

$$M_R = P \cdot e$$

2. Verifica a scorrimento (traslazione sul piano di posa)

deve risultare

$$f \cdot N \geq 1{,}3T \quad \text{ovvero} \quad \frac{f \cdot N}{T} \geq 1{,}3 \quad \text{(coefficiente o grado di sicurezza)}$$

essendo $f = tg\varphi$ (coefficiente di attrito)*, N componenti verticali di tutte le forze normali al piano di scorrimento (p.p. muro, componente verticale di S) , T componenti orizzontali di tutte le forze tangenziali al piano di scorrimento (componente orizzontale di S).

---

* *coefficiente di attrito f*: **muratura su muratura** *f* = 0,75; **muratura su terreno sabbioso** f=0,60; **muratura su terreno compatto asciutto** *f* = 0,50; **muratura su argilla umida** *f* =0,30.

3. Verifica a schiacciamento (al carico limite)
deve risultare

$\frac{\sigma_{t\lim}}{\sigma_{\max}} \geq 2$ (coefficiente o grado di sicurezza)

e poiché in base alle norme deve anche essere $\frac{\sigma_{t\lim}}{\sigma_{amm}} \geq 3$ si ha $\sigma_{\max} \leq \frac{3}{2}\sigma_{amm}$

σ_{tlim} = tensione limite di rottura del terreno

σ_{max} = tensione massima sul terreno

σ_{amm} = tensione ammissibile del terreno

– <u>Ricerca del centro di pressione</u>

si applica il teor. di Varignon rispetto al punto B di ribaltamento del muro, per cui il momento di tutte le forze equivale al momento della risultante

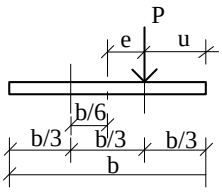
$P'\cdot d_1 + P''\cdot d_2 + V\cdot b_0 - Q\cdot d = R\cdot d_r$

$R\cdot d_r = \Sigma P\cdot u + T\cdot 0$

$P'\cdot d_1 + P''\cdot d_2 + V\cdot b_0 - Q\cdot d = \Sigma P\cdot u$

M_R — **mom.resistente**

M_S — **mom.spingente**



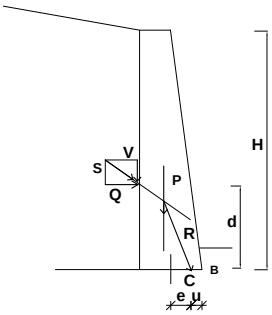
$M_R - M_S = \Sigma P\cdot u$ e quindi $u = \frac{M_R - M_s}{\Sigma P}$ da cui si ricava l'eccentricità $e = \frac{b_0}{2} - u$

Pertanto

- se il centro di pressione risulta **interno** al terzo medio $(e < \frac{b_0}{6})$ si applica la formula di pressoflessione $\sigma = -\frac{P}{A} \pm \frac{P\cdot e}{W}$ $\begin{cases} -P/A - P\cdot e/W & \text{tensione max} \\ -P/A + P\cdot e/W & \text{tensione min} \end{cases}$ (diagramma trapezio delle σ)

essendo $W=1/6100\cdot b_0^2$ la formula diventa $\sigma = \frac{P}{b_0\cdot 100}\left(-1 \pm \frac{6\cdot e}{b_0}\right)$ (striscia di 1 m. larga b_0)

- se il centro di pressione risulta **esterno** al terzo medio $(e > \frac{b_0}{6})$ si applica la formula per i solidi non resistenti a trazione $\sigma = \frac{2P}{3\cdot u\cdot 100}$ (sezione parzializzata di area 3·u·100 in cm)
- se il centro di pressione è **al limite** del terzo medio si possono applicare entrambe le formule.



PROGETTO DEI MURI DI SOSTEGNO 7.3.1.

- **MURI DI SOSTEGNO A GRAVITA'**

Dati:

- *altezza h* del muro
- *forma del muro* con o senza scarpa (s = 0 o s = 0,1÷ 0,2·h)
- *massa volumica γ_m del muro* (noto il materiale)
- *spinta S_a della terra*

Di norma si calcola lo spessore in sommità b, mentre lo spessore b_0 alla base è dato dallo spessore in sommità più l'eventuale scarpa s.

- **Metodo analitico**

- *muri di sostegno a sezione rettangolare*

Si imposta l'equazione di stabilità $M_R = 1{,}5 M_S$ (per una striscia di 1 metro di muro) in cui

$$M_R = P \cdot d = (\gamma_m \cdot h \cdot b) \cdot \frac{b}{2} = \frac{\gamma_m}{2} \cdot h \cdot b^2$$

$$M_S = S \cdot \frac{h}{3}$$

si ottiene questa equazione (ponendo 1,5 = 3/2):

$$\frac{\gamma_m}{2} \cdot h \cdot b^2 = \frac{3}{2} \cdot S \cdot \frac{h}{3} \qquad \gamma_m \cdot b^2 = S \qquad \text{da cui} \qquad b = \sqrt{\frac{S}{\gamma_m}}$$

- *muri di sostegno a sezione trapezia*

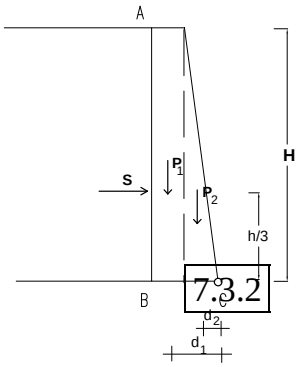
Si imposta ugualmente l'equazione di stabilità $M_R = 1{,}5 M_S$ e si scompone la sezione in un rettangolo più un triangolo per cui si ha:

$$M_R = P_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot d_2 = (\gamma_m \cdot h \cdot b) \cdot \left(\frac{b}{2} + s\right) + \left(\frac{\gamma_m \cdot sh}{2}\right) \cdot \left(\frac{2}{3} s\right) = \frac{\gamma_m}{2} hb^2 + \gamma_m shb + \gamma_m \frac{s^2 h}{3}$$

$$M_S = S \cdot \frac{h}{3}$$

moltiplicando per 6/h e ponendo 1,5=3/2, si ottiene l'equazione di 2° grado in b:

$$3\gamma_m b^2 + 6\gamma_m sb + 2\gamma_m s^2 - 3S = 0 \qquad (*)$$



7.3.2

- **Metodo tabellare**

Per muri con paramento interno verticale, vengono fissati il rapporto h_1/h la scarpa esterna s e l'angolo di attrito φ del terreno e si ricava dalle tabelle (relative ai valori di γ_t γ_m e grado di sicurezza) il valore del rapporto $\frac{b}{h}$ = k da cui si ottiene b = kh e b_0 = b +s..

- **Fondazione dei muri di sostegno**

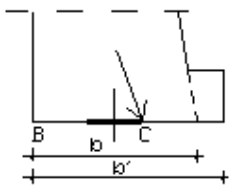
Quando il centro di pressione della risultante delle forze alla base del muro ha una forte eccentricità (esterno al terzo medio) e le pressioni unitarie sul terreno superano quelle ammissibili, occorre progettare una fondazione. Tale fondazione viene sviluppata al di sopra

---

(*) formula risolutiva equazioni di 2° grado complete: $x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$

della base di appoggio del muro, in modo da considerare la spinta della terra contro l'intero paramento murario, fondazione compresa, per tutta l'altezza *h* del muro.
La larghezza della fondazione viene determinata secondo il criterio di far cadere il centro di pressione almeno nel punto limite del terzo medio, in modo da avere tutta la base soggetta a compressione.

$$b' = 3 \cdot \frac{BC}{2}$$



La sporgenza rispetto al muro viene limitata a 25÷30 cm; se la larghezza calcolata richiedesse una sporgenza maggiore, la fondazione viene fatta **a gradoni**; si fissa l'altezza h'≥50 cm (con la relazione h'≥1/6÷1/8 h)

- **<u>MURI DI SOSTEGNO A SBALZO IN C.A.</u>**

Sono muri che si comportano come vere e proprie mensole verticali incastrate alla base (strutture inflesse). Si distinguono in:
- *muri semplici* costituiti da una parete verticale a mensola incastrata ad un solettone di base;
- *muri composti* costituiti da speroni verticali a mensola e pareti contro terra.

Calcolo muri a sbalzo semplice.
La **parete** si calcola come una comune mensola in c.a. sollecitata dalla spinta di terra S relativa al prisma di scorrimento BAX. I ferri di armatura principali sono disposti nella zona tesa in prossimità del paramento interno; l'armatura secondaria di ripartizione è disposta in senso orizzontale pari al 20% di quella principale. Analogamente si calcola la **piastra di basamento** come mensola incastrata nella sezione di accollo con la parete verticale. Infine si dovrà controllare la **stabilità** di tutta l'opera nel suo insieme costituito dal muro angolato in c.a. e dal sovrastante volume di terra.

Predimensionamento di massima.
- Muro

  Sommità $B_0 \cong 20$ cm. per $h \leq 3$m.

  $B_0 \cong 30$ cm. per $3\text{m.} \leq h \leq 6\text{m.}$

  Base $b = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right) h$
- Fondazione

  spessore mensola all'incastro $h_1 = b + (10 \div 20 \text{ cm})$

  lunghezza solettone $s = (0.40 \div 0.60)h$

  sola a valle $b = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) h \geq 40 \div 60$ cm

1. Progetto muro

dati: γ_t , γ_c , σ_t , σ_c , σ_a , φ

Sezione di base

- Calcolo spinta attiva terreno S_a
- Momento flettente nella sezione di base

  $M = S_a \cdot d$ (d=h/3 nel caso di terreno senza sovraccarico)
- Spessore teorico sezione

  $b = r \cdot \sqrt{\frac{M}{100}}$ (per una lunghezza di 100 cm)
- Area acciaio

  $A_a = t \cdot \sqrt{M \cdot 100}$ da ripartire in tondini ad interasse i≤ 20÷25 cm sulla parete interna

  armatura di ripartizione $A_r = 20\% \, A_a$

  (l'armatura **principale** è disposta verticalmente in corrispondenza del paramento interno teso con tondini ad interasse ≤ 20 - 25 cm, ed è bene mantenere costante il loro numero in altezza riducendo il diametro; sul paramento esterno viene disposta un'armatura fuori calcolo ϕ 8÷ 10 di cerchiatura; infine l'armatura **secondaria** di ripartizione è disposta nella misura del 20 ÷25% di quella principale)

- Verifica al taglio

  $\tau = \frac{T}{0,9 \cdot 100 \cdot b} \leq \tau_{c_0} > \tau_{c_0} < \tau_{c_1}$

Sezione ad altezza h_1 (almeno in 2 sezioni ad altezza 1÷2 m dalla sommità)

- ricalcolo spinta attiva terreno di altezza h_1 e momento M_s rispetto a tale sezione

  si calcola solo l'armatura essendo già noto lo spessore s

  $s = x + b$ $\quad x = \frac{h_1}{tg\alpha}$ $\quad \alpha = \text{arctg}\frac{h}{b}$ (spessore teorico $s_1 = s$ - copriferro 2 cm)

quindi: $r = \frac{s_1}{\sqrt{\frac{M_s}{100}}}$ $\Rightarrow$ dalle tabelle si ricavano σ_c ($\geq \sigma_{camm}$) e t

$A_a = t \cdot \sqrt{M \cdot 100}$

2. Progetto della mensola del basamento

- Carico ripartito dovuto al peso del volume di terra sovrastante: $g = h \cdot 1 \cdot \gamma_t$
- Momento flettente massimo all'incastro: $M = \frac{q \cdot l^2}{2}$
- Spessore teorico sezione

$$s_1 = r \cdot \sqrt{\frac{M}{100}} \quad \text{(spessore effettivo + 2 cm)}$$

- Area acciaio

$$A_a = t \cdot \sqrt{M \cdot 100} \quad \text{(ferri disposti nel lembo superiore teso)}$$

(l'armatura metallica viene disposta in corrispondenza della parete superiore tesa, oltre a ferri ϕ 8÷10 di collegamento; oltre all'armatura principale viene disposta un'armatura di ripartizione)

L'intersezione tra soletta a monte e parete verticale viene irrigidita raccordando le due parti secondo un piano inclinato.

3. Verifica di stabilità dell'opera nel suo insieme

Si considera l'opera completa costituita dal muro angolato in c.a. e dal volume di terra sovrastante e si calcola la spinta contro il paramento fittizio verticale innalzato dalla fine del basamento (ad es. con la formula di Coulomb).

– **Verifica a ribaltamento**

$$\frac{M_R}{M_S} \geq 1,5$$

– **Verifica a scorrimento**

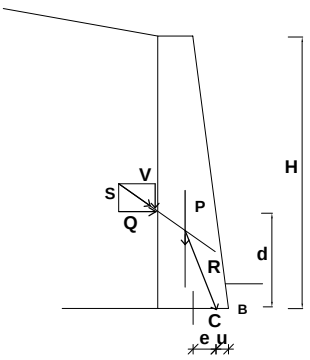
$$\frac{f \cdot N}{T} \geq 1,3$$

– **Verifica a schiacciamento**

$$\frac{\sigma_{t\lim}}{\sigma_{\max}} \geq 2 \quad \text{ovvero} \quad \sigma_{\max} \leq \frac{3}{2}\sigma_{amm}$$

$$u = \frac{M_R - M_s}{\Sigma P} \quad \Rightarrow \quad e = \frac{b_0}{2} - u$$

$$\sigma = -\frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{W} \quad \text{(striscia di 1 m. larga } b_0\text{)}$$



PONTI 8.1.1

In generale sono strutture atte ad assicurare la continuità di un percorso;

- Classificazione:
  - **ponti** propriamente detti, sopra corsi d'acqua
  - **viadotti** atti a superare vallate o depressioni del terreno
  - **soprelevate** come i viadotti ma nei centri urbani

  In funzione della loro quota si hanno i **cavalcavia** o soprapassaggi e **sottovia** o sottopassaggi. Secondo la luce si hanno: tombini (luce max 2,00-2,50 m), ponticelli (luce tra 2,50-10,00 m), ponti veri e propri (luce > 10 m)

  In funzione della **destinazione**:
  - ponti stradali, per il transito veicolare
  - ponti ferroviari, per il transito dei mezzi su rotaia
  - ponti misti, promiscui
  - ponti-canale, per il trasporto di liquidi
  - ponti pedonali o passerelle per il transito di persone

  In funzione della posizione del piano stradale possono essere **a via superiore**, **inferiore** od **intermedia.**
- Elementi strutturali
  - **Sottostruttura** (parti di sostegno delle campate, atte a trasferire i carichi al terreno)
    - Fondazioni
    - Spalle (sostegni d'estremità)
    - Pile (appoggi intermedi)
    - Pile-spalle (nei ponti ad arco)
  - **Sovrastruttura** (struttura portante del piano stradale)
    - Piano stradale o bacino
    - Impalcato (elemento destinato a sostenere il piano stradale: rinfianco, soletta, tavolato, lamiera o orditura travi secondarie
    - Travi principali o archi
- Tipologia ponti
  - a travata
  - ad arco
  - sospesi

  Secondo il materiale impiegato: in muratura, in legno, in acciaio, in c.a. normale e c.a.p.
- **Ponti ferroviari** (norme tecniche Circ. Min. LL.PP.)

  Cat. A (linee principali e linee su cui viaggiano locomotive più pesanti)

  Cat. B (linee secondarie e a scartamento ridotto)

  Sovraccarichi:

  cat. A: treno tipo A

  cat. B: treno tipo B

  In sostituz. di tali carichi concentrati si possono usare sovraccarichi ripartiti uniformi per ml di binario.

  Inoltre per i ponti in acciaio: variazioni termiche, azioni di frenamento, azioni dinamiche verticali (incremento %) azioni laterali della locomotiva (forza orizzontale). Forza centrifuga, azione del vento.

- **Ponti**

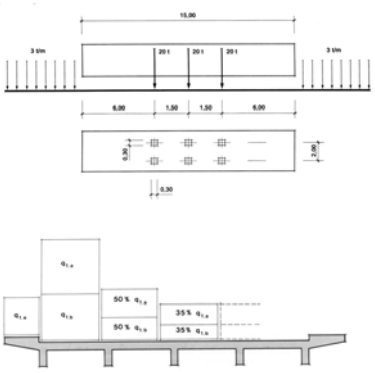
Verifiche di sicurezza con il metodo delle tensioni ammissibili o agli stati limite e verifiche agli stati limite a fatica.

Progetto ponti

Corredato da studi geologici ed idraulici

- **Azioni**
  - **Carichi permanenti** (g):
    p.p struttura
    p.p. portato (pavimentazione stradale, marciapiedi, parapetti ecc., spinta delle terre o idrauliche)
  - **Distorsioni** (ε):
    distorsioni; presollecitazioni, ritiro, variazioni termiche, viscosità, cedimenti vincolari)
  - **Carichi mobili** (q):
    q_{1a} - mezzo convenzionale di 60 t (588 KN)
    q_{1b} - carico ripartito di 3 t/m (29,5 KN/m) (lungo l'asse della corsia)
    q_{1c} - carico isolato di 10 t (98KN) (con impronta quadrata cm 30 x 30)
    q_{1d} - carico isolato di 1 t (9,8KN) (con impronta quadrata cm 70 x 70)
    q_{1e} - carico di folla uniformemente ripartito di 0,40 t/m^2 (3,9KN/m^2)
- **Categorie di ponti**
  I cat. - transito carichi mobili q_{1a} , q_{1b}; q_{1e} o q_{1c}
  II cat. - transito carichi mobili ridotti q_{1a} , q_{1b}; q_{1e} o q_{1c}
  III cat. - transito soli carichi q_{1d} , q_{1e}
- **Disposizione dei carichi mobili**
  - condizione più gravosa
  - numero di colonne di carico massimo consentito dalla larghezza; larghezza convenzionale colonna m. 3,50 (in ogni caso almeno 2 colonne, a meno che larghezza > 5,50 m)

  Per il **calcolo delle travi principali**:
  I cat. - colonna di carichi q_{1a} , q_{1b}, + colonna di carichi ridotti al 50% + colonne di carichi ridotti al 35%; carico q_{1e} sui marciapiedi
  II cat. - colonna di carichi ridotti al 75% + colonne di carichi ridotti al 50%; carico q_{1e} sui marciapiedi
  III cat. - carico q_{1e}



  Per il **calcolo delle strutture secondarie**:
  I e II cat. - 1 fila di 3 ruote di carico q_{1a}
  III cat. e marciapiedi protetti - carico q_{1d} ; marciapiedi non protetti - carico q_{1c}
- **Incremento dinamico carichi mobili** (q_2)
  $q_2 = (\theta - 1)\, q_1$ in cui $\theta = 1{,}4 - (l-10)/150$ - $\theta = 1{,}4$ per $l \leq 10$ m - $\theta = 1$ per $l \geq 70$ m
- **Azione longitudinale di frenamento** (q_3)
  1/10 della singola colonna di carico (ma ≥ 20% (I cat.) o 15% (II cat.) del tot. q_{1a}
- **Azione centrifuga** (q_4)
  Valutata convenzionalmente nei ponti in curva per ogni colonna di carico (→ norme)
- **Azione del vento** (q_5)
  Carico orizzontale statico ⊥ all'asse del ponte: 250 kg/m^2
- **Azioni sismiche** (q_6)
  Nelle zone sismiche si considerano forze sismiche secondo le norme specifiche

- **Resistenze parassite dei veicoli** (q_7)

  Ossia resistenze allo scorrimento negli appoggi (→ normeCNR); quando le travi sono > 14-15 m 1 dei suoi appoggi deve essere scorrevole.

- **Azioni sui parapetti** (q_8)

  Per h > 1 m, spinta orizzontale di 130 kg/m applicata al corrimano

  urto dei veicoli: forza orizzontale concentrata di 50t a 1 m dal piano viario con inclinazione di 30°

- **Altre azioni variabili** (q_9)

  Es. correnti sulle pile in acqua, pressione ghiacci, urto natanti ecc. da valutarsi di volta in volta.

Combinazioni di carico

Devono essere prese in considerazione nelle veridìfiche 5 combinazioni di carico (carichi permanenti, distorsioni ed altre azioni) (→ norme)

PONTI IN LEGNO 8.2.1

Strutture limitate ad opere provvisionali o passerelle pedonali. Essenze impiegate: forti come quercia e rovere, o resinose più economiche come pino e larice.

Tipi di struttura:

a orditura semplice o composta; per luci fino a 4-5 m: travi principali semplicemente appoggiate; per luci maggiori (fino a 8-10m): travi composte o in legno lamellare; per luci tra 7 e 14 m è preferibile ricorrere a **trave con saettoni, trave con cavalletto** o **trave con contraffisso**; spalle e pile in calcestruzzo, c.a. o muratura.

- Criteri di calcolo:

a) **orditura semplice:** assoni poggianti direttamente su travi maestre; interasse 80÷150 cm

b) **orditura composta:** assoni poggianti su traversi e questi su travi maestre

– **impalcato** costituito dagli assoni; dimensioni: b = 25÷30 cm coincidente con l'interasse *i* (oppure striscia unitaria di 100 cm), h = 5÷10 cm

– **traversi:** interasse 0,70÷1,00 m

– **travi principali o maestre:** interasse 0,80÷1,50 m; generalmente si considerano appoggiate e sottoposte a flessione:

A) $M = \frac{1}{8} q l^2$ $T_1 = \frac{ql}{2}$ B) $M_2 = \frac{qb}{8}(2l - b)$ $T_2 = \frac{qb}{2}$

carico rip. su tutta la trave: M_{max} in mezzeria, T su appoggio carico rip. sul tratto b: M_{max} e T

- Progetto assoni

– **Analisi dei carichi**

p.p tavolato di usura (3 cm) o conglomerato bituminoso (4 cm)		g1 kg/mq
p.p assoni (presunto) (≈6 cm)		g2 kg/mq
	tot.	G kg/mq
		---
peso a ml: G × *i*		gl kg/m
carico mobile q_{1d} con incremento dinamico: 1.000kg/0,7m×1,4		q_{1d} kg/m
carico mobile q_{1e} con incremento dinamico: 400kg/m^2× *i* ×1,4		q_{1e} kg/m

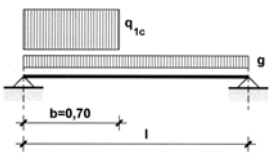
(pesi riferiti a ml di trave; coeff. incremento dinamico 0,4 per l≤10 m)

– **Calcolo massime sollecitazioni**

Si considera la condizione più gravosa. Schemi statici per T e M_f:

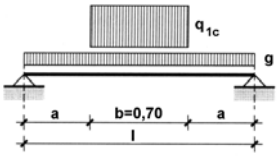
T

$$T = \frac{ql}{2} + qb \cdot \frac{b + 2a}{2l}$$



M_f

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{qb}{8} \cdot (2l - b)$$



– **Progetto**

$$W = \frac{M}{\sigma_{amm}} = \frac{bh^2}{6} \qquad h = \sqrt{\frac{W \cdot 6}{b}} \quad \text{oppure} \quad h = \sqrt{\frac{M \cdot 6}{b\sigma_{amm}}}$$

assumendo b=100 cm

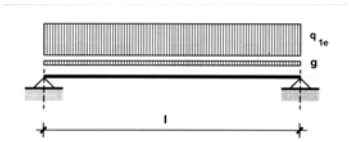
- <u>Progetto travi principali</u>

– **Analisi dei carichi**

p.p tavolato o congl. e assoni		g kg/m
p.p trave principale (presunto) b×h×1/*i*		g kg/m
carico mobile q_{1e} con incremento dinamico: 400kg/m^2× *i* ×1,4		q_{1e} kg/m
	tot.	Q kg/m

– **Calcolo massime sollecitazioni**

Si considera la condizione più gravosa. Schema statico per T e M_f:



– **Progetto**

$$W = \frac{M}{\sigma_{amm}} = \frac{bh^2}{6} \qquad \text{assumendo b/h = 0,7} \rightarrow \qquad h = \sqrt[3]{\frac{W \cdot 6}{0{,}7}} \qquad b = 0{,}7h$$

– **Verifica deformabilità**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI} \leq \frac{1}{400} l$$

– **Verifica a taglio**

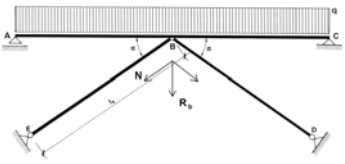
$$\tau = 1{,}5 \frac{T}{bh} \leq \tau_{amm}$$

- <u>Travi composte</u>

La trave non può considerarsi perfettamente omogenea, per cui si adotta un modulo di resistenza ridotto: $W = 0{,}8 \frac{bH^2}{6} = 0{,}8 \frac{\left(b \cdot \left(nh^2\right)\right)}{6}$ per *n* travi; le biette sono soggette al taglio $S = \frac{1}{4} \tau_{\max} bl$ su mezza trave, che deve essere assorbito da *n* biette di sezione b×h ($S = nbh\tau_{amm}$).

- <u>Trave con saettoni</u> (per luci sino a 7-8 m)

La trave ABC si calcola come trave continua su 3 appoggi e 2 campate (→equazione dei 3 momenti); la reazione all'appoggio intermedio R_b, cambiata di segno, viene scomposta nella direzione dei 2 saettoni e costituisce lo sforzo di compressione $N = \frac{R_b / 2}{\operatorname{sen} \alpha}$.

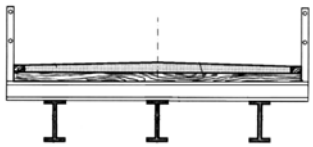


Il saettone è calcolato a compressione $A = N / \sigma_{amm}$ con lunghezza $l_s = l / \cos\alpha$; verifica a carico di punta se $\frac{l_0}{a} > 12$ essendo $l_0 = l_s$

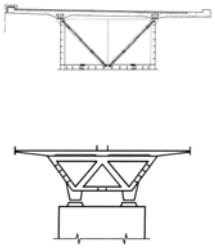
PONTI IN ACCIAIO 8.3.1

- Ponti a travata:
  - Trave semplicemente appoggiata
  - Trave continua
  - Trave Gerber (trave continua, spezzata a mezzo di cerniere in tanta travi elementari, ognuna delle quali costituisce una trave semplicemente appoggiata; n° di appoggi = n° di cerniere meno due).

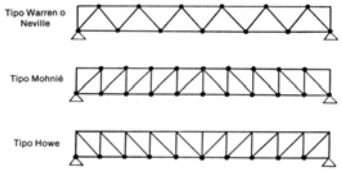
  Ponti < 80 m: strutture miste, acciaio-cemento armato, acciaio-legno;
  Ponti > 80 m: strutture tutte in acciaio con piastre ortotrope o con travi a cassone o con travi reticolari.



Trave a perete piena IPE sino a

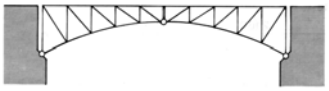


Trave a cassone

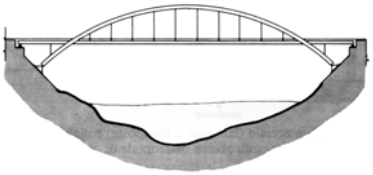


Travi reticolari sino a ≈ 500

- Ponti ad arco
  - Arco a 3 cerniere e a 3 cerniere a traliccio;
  - Arco a 2 cerniere o incastrati (iperstatici).

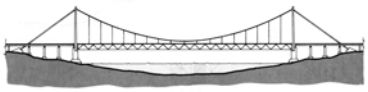


Ponte ad arco a via

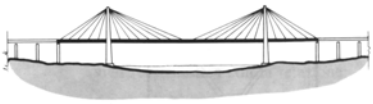


Ponte ad arco a via

- Ponti sospesi
  La funzione portante è affidata a funi ad andamento parabolico, che, ancorate al suolo alle estremità, vengono sostenute da due piloni.
- Ponti strallati
  Sono costituiti da una travata continua sostenuta da un numero limitato di funi ad andamento rettilineo.



Ponte



Ponte

- **CRITERI DI PROGETTO**

Struttura per ponti di II e III cat.:

– **Travi principali**

a parete piena con h prefissato in prima approssimazione:

$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{20}\right) l$ se la soletta non è collaborante; $h = \frac{1}{25} l$ se la soletta è collaborante, nel caso di struttura composta acciaio-calcestruzzo

– **Traversi**

sempre in acciaio a parete piena, fissati alle travi principali (luce = interasse travi principali)

– **Impalcato**

ottenuto con lamiera irrigidita con nervature o con soletta in c.a. collaborante o con tavoloni in legno (spess. 5 - 10 cm) nei ponti provvisori o pedonali.

L'**interasse delle travi principali**, se senza traversi, va da 1,00-3,00 m (e circa 3 volte gli sbalzi);

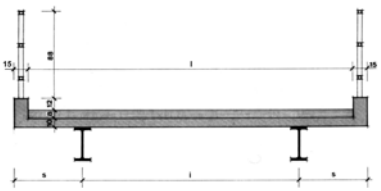
il **tavolato di usura** negli impalcati in legno è ≈ 4-6 cm di spessore oppure **lo strato di conglomerato bituminoso** è 4-8 cm di spessore;

la **luce di calcolo** per le travi principali (formula valida fino a 20 m di luce):

$L = 1{,}01 \cdot l + 0{,}40$ con l = luce netta tra gli appoggi.

- **Predimensionamento**

  manto di protezione in conglomerato bituminoso s = 8 cm
  soletta c.a. s = 10-15 cm
  travi principali, altezza presunta h = $^1/_{25}$l $\rightarrow$ IPE
  cordolo 15 × h 20 cm



- **Calcolo soletta**

– analisi dei carichi

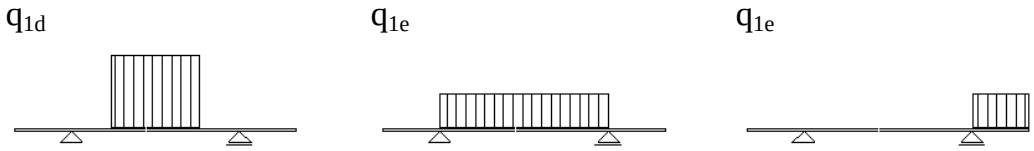
conglomerato bituminoso	$(1{,}00\times1{,}00\times0{,}08)m^3/m^2 \times 1800kg/\ m^3 = 144\ kg/\ m^2$
p.p. presunto soletta	$(1{,}00\times1{,}00\times0{,}15)m^3/m^2 \times 2500kg/\ m^3 = 375\ kg/\ m^2$

si considera una striscia di 1 m di soletta $\rightarrow$ peso a ml:

cordolo	$(0{,}15\times0{,}20\times1{,}00)m^3/m^2 \times 2500kg/\ m^3 = 144\ kg/\ m^2$
parapetto	30 kg/m

– calcolo dei momenti flettenti

trave appoggiata di luce i o mensole per gli sbalzi;
carichi mobili per ponti di III cat: q_{1d} o q_{1e} - per q_{1d} $\rightarrow$ ipotesi di Winkler (l_a=a+2m+s - l_b=la+l/2 nel senso trasversale e longitudinale)
determinazione condizione più gravosa:



M_{max} in genere più M_{max} positivo M_{max} negativo

– PROGETTO

calcestruzzo: classe $\Rightarrow$ $\overline{\sigma}_c$
acciaio: tipo $\Rightarrow$ $\overline{\sigma}_a$

$$h = r \cdot \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$ essendo b = 100 cm

$$A_a = t \cdot b \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

– Verifica a taglio

$$\tau_{max} = \frac{T}{0{,}9bh} \leq \tau_c$$

- **Calcolo travi principali**

– profilato → predimensionamento → tabelle IPE → Aa, Ix
– larghezza soletta collaborante: la maggiore tra le due dimensioni calcolate

$B = b_o + 2 \cdot l/10 \leq i$ (b_o = larghezza ala o del raccordo a 45°, l = luce trave,
$B = b_o + 2 \cdot (5s) \leq i$ s = spessore della soletta)

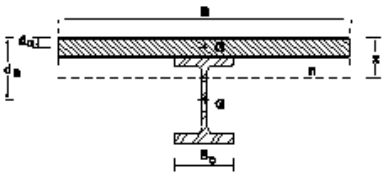
– area soletta collaborante omogeneizzata:

$A_a = \frac{b \cdot s}{n}$ *n* coefficiente di omogeneizzazione: $n = \frac{E_a}{E_c}$ (n=8 per cls classe 250)

– determinazione asse neutro:
(equilibrio dei momenti statici rispetto all'asse neutro)

$A_a \cdot d_a + A_c \cdot d_c = (A_a + A_c) \cdot x$

(trascurando i tondini della soletta).



– calcolo momento di inerzia baricentrico:
(applicando il teorema di trasposizione)

$$I_n = (I_a + A_a \cdot d_a^2) + \left[A_\phi (x - d\phi)^2\right] + \left(\frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} \cdot d_c^2\right)$$

– calcolo momento flettente:

analisi dei carichi → carichi a ml ($g + q_{1e}$) → $M_{max} = \frac{1}{8} q l^2$ (trave appoggiata)

– tensione massima di compressione cls:

$$\sigma = -\frac{1}{n} \cdot \frac{M \cdot x}{I_n} \leq o_c$$

– tensione massime di trazione sul bordo inferiore della trave:

$\sigma = \frac{M}{I_n}(H - x) \leq o_c$ (*H* altezza del profilato)

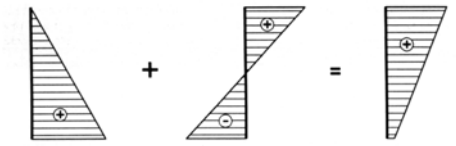
– verifica al taglio (anima del profilato):

$\tau = \frac{T}{a \cdot h} \leq \tau_a$ (*h* altezza dell'anima, *a* spessore dell'anima)

PONTI IN CEMENTO ARMATO 8.4.1

– Ponti in cemento armato normale
– Ponti in cemento armato precompresso (a cavi pre-tesi o post-tesi)

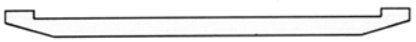
Diagramma delle tensioni



Indotte da precompressione eccentrica | Dovuto ai carichi | Risultati

Possono essere:
– ponti con impalcato a solettone (soletta piena o alleggerita; per luci fino a 3 – 6 m)
– ponti a travata (costituiti da travi principali, traversi di collegamento, soletta di impalcato continua); tipologie:
  - travi semplicemente appoggiate;
  - travi continue;
  - travi Gerber;
  - travi reticolari.

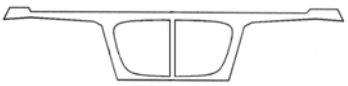
Per grandi luci (oltre 50 e fino a 200 m) si ricorre a travi a cassone.
– Ponti ad arco
– Ponti strallati (per luci da 100 a 400 m), costituiti da trave continua appoggiata alle pile e spalle e sostenuta da tiranti obliqui, vincolati alle estremità superiori delle pile.



a soletta piena

a soletta alleggerita

a travata



a cassone

ad arco

- **<u>Criteri di calcolo</u>** dei ponti a travata in c.a.

Elementi della struttura per ponti di II e III cat.:
– **travi principali** (interasse ≈ 1,50-2,00 m)
– **traversi**
– **soletta** (spessore min. 20 cm) potrebbe essere considerata come piastra, ma per semplicità si considera un comportamento a striscia, quindi come trave continua su più appoggi di luce ***i***
– **pavimentazione** (conglomerato bituminoso, spessore 18 cm)
- **luce di calcolo** $l_0 = 1{,}10\ l$

- **carichi mobili q**

per ponte di II cat. q_{1a} e q_{1b} ridotti al 75% sulla carreggiata (corsia di 3,50 m) e q_{1e} sui marciapiedi protetti, q_{1c} su quelli non protetti.

- **Calcolo tensioni e verifiche** → formule del c.a.
- **Calcolo soletta** (si considera una striscia trasversale di 1 m)

– analisi dei carichi: p.p. pavimentazione e soletta - carichi mobili (per luci < 1,50 m si ha il carico di una sola ruota (=10 t) con incremento dinamico → diffusione a livello medio della soletta ($b = b_o + 2m + s$) → carico unitario a ml

– momento flettente massimo: schema di trave semincastrata (o continua su più appoggi) con carico uniforme g e carico (q_{1a}) trasmesso dalla ruota sulla mezzeria

– taglio: situazione più gravosa con il carico q_{1a} in prossimità dell'appoggio

– progetto: $r = \dfrac{h}{\sqrt{M/100}}$ (essendo prefissata h) $A_a = t \cdot 100\sqrt{M/100}$

- **Calcolo mensole** (striscia di 1 m) → trave incastrata in c.a.
- **Calcolo travi principali** (trave di riva - schema di trave appoggiata)

– analisi dei carichi (per ml di trave):

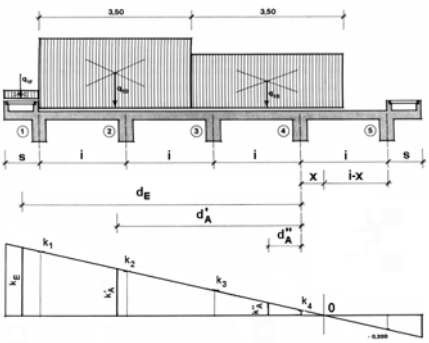
p.p. pavimentazione, p.p soletta, p.p presunto travi (es.≈ 50×35 per l=7 m), p.p traversi (es.≈ 25×35), p.p cordoli marciapiede, piano di calpestio e ringhiera (35-50 kg/m)

carichi mobili - colonne di carico (larghezza m. 3,50): 1ª col. di q_{1a} e q_{1b} ridotta al 75%, 2 ª (largh. ponte ≥ 5,50 m) q_{1a} e q_{1b} ridotti al 35% - q_{1e} sui marciapiedi (ponti II cat.).

– incremento dinamico carichi mobili q_2

– calcolo momento flettente → trave di riva per la condizione più gravosa

ripartizione dei carichi secondo l'ipotesi di Courbon più gravosa (solo carichi in corrispondenza zona positiva diagramma) → **coefficienti k** per le travi (dal prontuario): per i valori intermedi (relativi ai **baricentri dei carichi**) si ricavano graficamente dal diagramma o si calcolano analiticamente dalla proporzione dei triangoli simili.



Es. punto 0: $k_4 : x = k_5 : (i-x)$ → x

ordinata relativa al carico q_{1e}: $k_e : d_e = k_4 : x \rightarrow k_e$

il **momento totale** è dato dalla somma del momemto dovuto ai p.p diviso *n* travi, più il momento dovuto alle colonne di carico q_{1a} nella condizione più gravosa (in mezzeria) moltiplicato per il cofficiente k relativo ai baricentri:

p.p.→ $M_1 = 1/8 \cdot gl^2 \cdot 1/n$

$q_{1a} \rightarrow M_2 = P_{1a} \cdot l/4 + P_{1a} \cdot (l/2-1{,}50) \times k_{1a}$ per ogni colonna di carico - P_{1a} = carico di 2 ruote (2.000kg), incrementato e ridotto nella misura prevista (× 0,75 - 0,50 - 0,35)

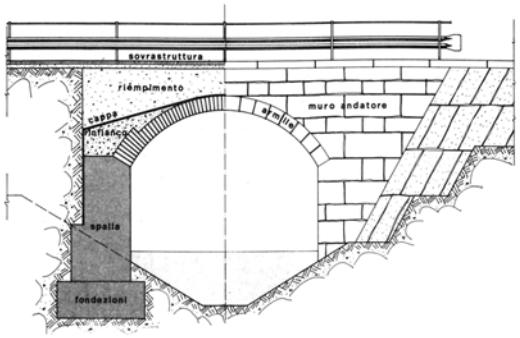
$q_{1e} \rightarrow M_2 = 1/8 \cdot q_{1e}\, l^2 \times k_{1a}$

– calcolo taglio nella condizione più gravosa (q_{1a} in prossimità dell'appoggio)
il taglio totale è somma dei tagli max per ogni carico (p.p, q_{1a}, q_{1e}) moltiplicato per il cofficiente k relativo, analogamente al calcolo dei momenti

– progetto sezione → calcolo **sezioni a T** in cemento armato; verifica a deformabilità.

PONTI IN MURATURA 8.5.1

- Ponti ad arco in muratura a tutto sesto, a sesto ribassato o ad arco policentrico.
- Parti costituenti:
  - arcata o volta, struttura portante del ponte (sottostruttura) in pietra da taglio, in mattoni, in calcestruzzo di cemento;
  - rinfianchi, hanno la funzione di contrastare la tendenza dell'arco a "sfiancare" verso l'esterno delle reni; è quindi costituito da materiali pesanti (muratura o calcestruzzo magro) con pendenza del 3-5%;



  - cappa, ha la funzione di impermeabilizzare volta e rinfianchi; è uno strato di malta cementizia (4-5 cm) o uno strato di calcestruzzo (≈ 8-10 cm), ricoperti con mastice di asfalto;
  - spalle, hanno la funzione di raccogliere la spinta della volta, nonché della terra (sottostruttura);
  - fondazioni, costituite da ture, cassoni pneumatici o galleggianti, palificate in c.a. o blocchi in cls o pietrame;

- **Volte** → f = l/2 (arco a tutto sesto) f< l/2 (arco ribassato, policentrico, ellittico)

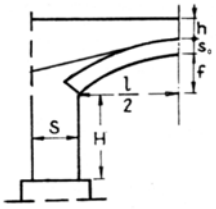
– Spessore (formule empiriche)

in chiave:

- Lesguiller: $s = 0{,}10+0.20\sqrt{l}$ (m) (per archi a tutto sesto o s. ribassato di luce ≤ 20 m)
- Sejourné: $s = k(1+\sqrt{l})$ (m) (archi a tutto sesto) (k = 0,12÷0,18; in media 0,15)

$$s = (0{,}15+0{,}15\sqrt{l})\cdot\frac{4}{3}\left(1-\frac{f}{l}+\frac{f^2}{l^2}\right) \text{ (m)}$$

(archi ribassati)



all'imposta:

- Sejourné: $s_1 = \alpha\cdot s_0$ (m)
  (archi circolari a tutto sesto o poco ribassati) ($\alpha = 2$)

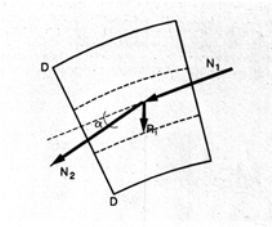
- **Spalle:** dimensionamento
  - form. Leville $b = (0{,}60+0{,}162l)\sqrt{\dfrac{(H+0{,}25l)\cdot 0{,}865l}{(H+s+h)(0{,}25l+s)}}$ (archi a tutto sesto)
  - form. Leville $b = (0{,}33+0{,}212l)\sqrt{\dfrac{H\cdot l}{(H+s+h)(f+s)}}$ (archi a sesto ribassato)

- **VERIFICHE DI STABILITÀ**

– **Arco** (sovraccarico distribuito uniformemente in volte simmetriche)

a) *curva delle pressioni medie*, passante per i punti medi della sezione, se le spalle sono abbastanza rigide, senza cedimenti;

b) *curva minima delle pressioni*, se le spalle cedono verso l'esterno; le massime pressioni si sviluppano nei punti di nocciolo (sup. in chiave, inf. alle reni).



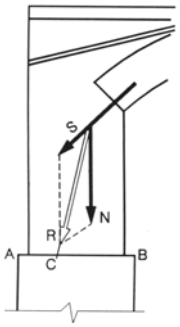
- **Condizioni di stabilità:**

– alla rotazione: la risultante deve cadere internamente al concio (**terzo medio**)

– allo scorrimento: l'angolo α (tra N_1 e N_2) < dell'angolo di attrito della muratura (≈25°-26°)

– allo schiacciamento: dovrà risultare $\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq \sigma_{amm}$

– **Spalle**



- **Condizioni di stabilità:**

– alla rotazione: il centro di pressione C della risultante R dei carichi deve essere interno alla base di appoggio (**terzo medio**)

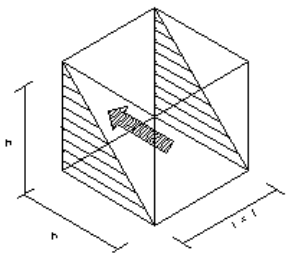
– allo scorrimento: l'angolo α (tra R e la verticale per C) < dell'angolo di attrito muratura (≈25°-26°)

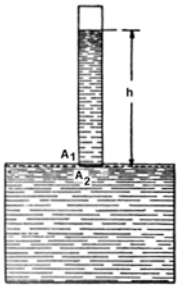
– allo schiacciamento: dovrà risultare $\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq \sigma_{amm}$

- <u>IDROSTATICA</u>
  - Peso specifico acqua: $\gamma = 1.000\ kg/m^3$;
  - Densità: $c = \frac{\gamma}{g} = \frac{1.000}{9{,}81}\frac{kg/m^3}{m/\sec^2} = 102\frac{kg \cdot \sec^2}{m^4}$
  - Pressione idrostatica: $P = A \cdot h \cdot \gamma$ su una superficie piana;
  - Pressione idrostatica unitaria: $p = \frac{P}{A} = h \cdot \gamma$ $\quad h = \frac{p}{\gamma}$ altezza piezometrica;
  - Pressione su superficie obliqua: $P = A \cdot h_0 \cdot \gamma$ $\quad h_0$ = affondamento del baricentro della superficie A;

  se la superficie sommersa è verticale: $P = (l \cdot h)\frac{h}{2} \cdot \gamma = l\frac{h^2}{2}\gamma$

  ponendo $l = 1$ $\quad P = \frac{h^2}{2}\gamma$
  - Pressione assoluta: $P^* = h \cdot \gamma + P_a$ $\quad P_a$ = pressione atmosferica;





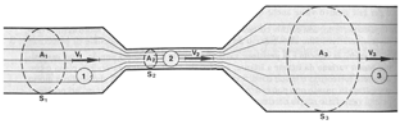
- **Principio di Pascal**
  alla base del tubo: $P_1 = A_1 \cdot h \cdot \gamma$
  sotto la superficie del recipiente: $P_2 = A_2 \cdot h \cdot \gamma$
  con poca acqua si possono perciò avere grandi pressioni

  pressione unitaria $P = h \cdot \gamma$
  pressione totale $S =$

- **Muri di sostegno:**
  - Spinta dell'acqua su pareti verticali: $S = \frac{h^2}{\gamma}$ applicata a $h_g = \frac{h}{3}$;

- IDRODINAMICA
  - *traiettoria* – linee descritte dalle singole particelle;
  - *filetto liquido* – successione di molecole che compiono lo stesso percorso nel moto uniforme;
  - un fascio di filetti liquidi costituisce una *vena*;
  - più vene che danno luogo ad una massa d'acqua in movimento costituiscono una *corrente*;
- **Portata:** quantità di liquido che passa attraverso una sezione nell'unità di tempo

$$Q = V_m \cdot A \qquad \left(\frac{m}{\sec} \cdot m^2\right) = \left(m^3 / \sec\right)$$



- **Velocità media:**

$$V_m = \frac{Q}{A} \qquad (m / \sec)$$

- **Equazioni di continuità:**

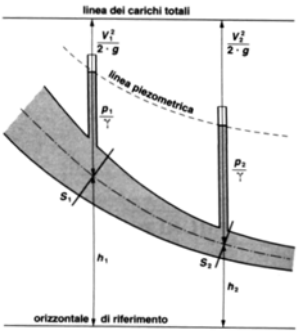
$Q_1 = Q_2 = Q_3$
$Q_1 = V_1 A_1$
$Q_2 = V_2 A_2$ $\rightarrow V_1A_1 = V_2A_2$

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{V_2}{V_1}$$

Area inversamente proporzionale alla

- **Teorema di Bernoulli:**

la *potenza* ***W*** di una corrente è espressa dalla somma di 3 tipi di energia: di <u>*posizione*</u> $E_{pos} = m \cdot g \cdot h$, <u>*cinetica*</u> $E_{cin} = {}^1/_2 m \cdot V^2$, <u>*piezometrica* o di pressione</u> $E_{pres} = p \cdot A \cdot V$,
quindi $W = E_{pos} + E_{cin} + E_{pres}$



– <u>Equazione di Bernoulli</u>:

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma}$$

(liquidi perfetti con moto permanente)

cioè la somma delle 3 altezze geometrica, piezometrica e cinetica è costante

- **Teorema di Torricelli:**

in un serbatoio con livello costante, un liquido perfetto esce da un foro ad una velocità di efflusso V per effetto di una altezza di carico h:

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

- **Perdite di carico**

in una tubazione un liquido in movimento con moto permanente, passando da una sezione S_1 ad una sezione S_2, perde una parte delle energie per vincere le resistenze di attrito lungo il tronco; la perdita di carico *y* è <u>direttamente proporzionale</u> alla lunghezza *l* del tronco.
L'espressione di Bernoulli applicata ai liquidi reali diviene:

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Y_1 = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Y_2 = \ldots$$

dove Y_1, Y_2 rappresentano le perdite di carico

$$Y = \frac{b \cdot C \cdot V^2}{A} \cdot L = \frac{bV^2}{R} \cdot L$$

C = perimetro sezione di area A b = coefficiente di scabrosità

- **Condotte forzate**

perdite di carico: $Y = \beta \frac{Q^2}{D^5} \cdot L$

formula di Darcy
β coefficiente di scabrosità tubazione = 0,002 per sup.

– **Progetto**

$$D = \sqrt[5]{\frac{\beta \cdot l \cdot Q^2}{H}}$$

dati noti:
carico totale H (dislivello fra 2 sezioni)
portata Q (1 l/sec = 0.001 m^3/sec)
lunghezza l della condotta
tipo e natura pareti condotta (coefficiente di scabrosità β)

– **Verifica**

$$Q = \sqrt{\frac{H \cdot D^4}{0{,}12398 + \frac{\beta \cdot l}{D}}}$$

dati noti:
carico totale H (dislivello fra 2 sezioni)
diametro D tubazione
lunghezza l della condotta
tipo e natura pareti condotta (coefficiente di scabrosità β)

- **Canali -** corsi d'acqua artificiali a superficie libera

– portata $Q = A \cdot V$

– raggio medio $R = \frac{A}{C}$

– velocità $V = \sqrt{\frac{R \cdot i}{b}}$

A = area sezione (trapezia)
C = perimetro sezione (trapezio: b+2√h)
I = pendenza letto canale $\approx i = \frac{h_1 - h_2}{L}$
b = coefficiente di scabrosità

oppure:

– velocità $V = c \cdot \sqrt{R \cdot i}$

formula di Chézy

c coefficiente di scabrosità tabellato $\approx \sqrt{\frac{1}{b}}$