

osserva che se la sezione è prossima alle imposte (fig. 11-23 a) la zona

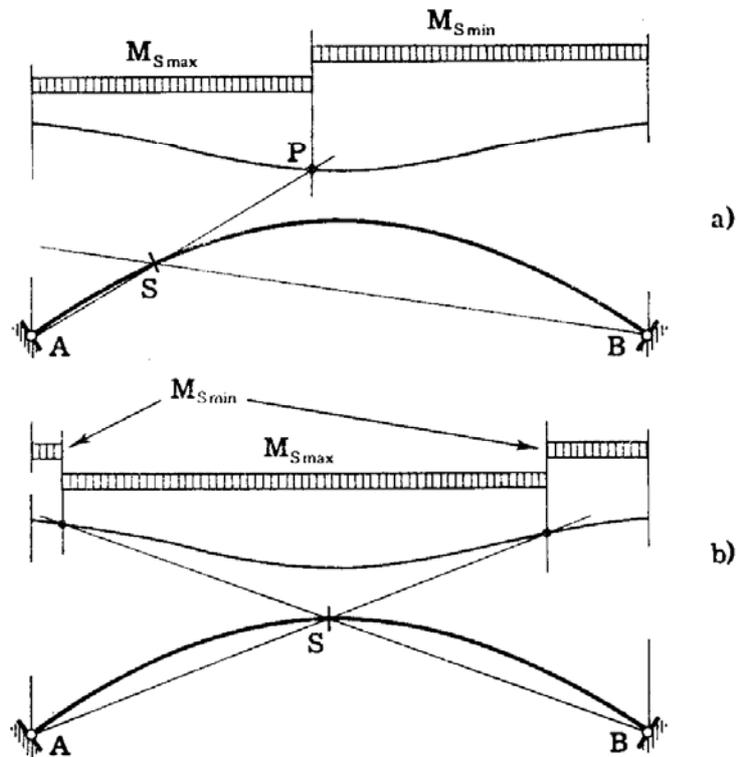


FIG. 11-23

corrispondente ad $M_{S \min}$ è unica, se la sezione è prossima alla chiave la stessa zona è doppia (fig. 11-23 b).

c) *Linee d'influenza delle caratteristiche.*

Dalle (11-2), (11-5) e (11-8) si traggono le costruzioni delle linee d'influenza del momento flettente, del taglio e dello sforzo normale, riportate nella fig. 11-24. Si mostrerà nel § 3 d che se l'asse dell'arco è una funicolare di un certo carico, esso coincide, sotto quel carico, e trascurando l'effetto dello sforzo assiale, con il poligono delle successive risultanti. Se perciò l'asse dell'arco è parabolico, e se le linee d'influenza sono tracciate trascurando l'effetto dello sforzo normale, un carico uniforme su tutta la luce non induce momenti flettenti, nè tagli; in tal caso l'area complessiva delle linee d'influenza m_s e t_s , per S generica, è nulla, e l'area positiva coincide in valore con quella negativa. In realtà l'asse si disegna quasi sempre come funicolare del peso proprio, e quindi quanto sopra cade in difetto; resta però il valore indicativo delle considerazioni.

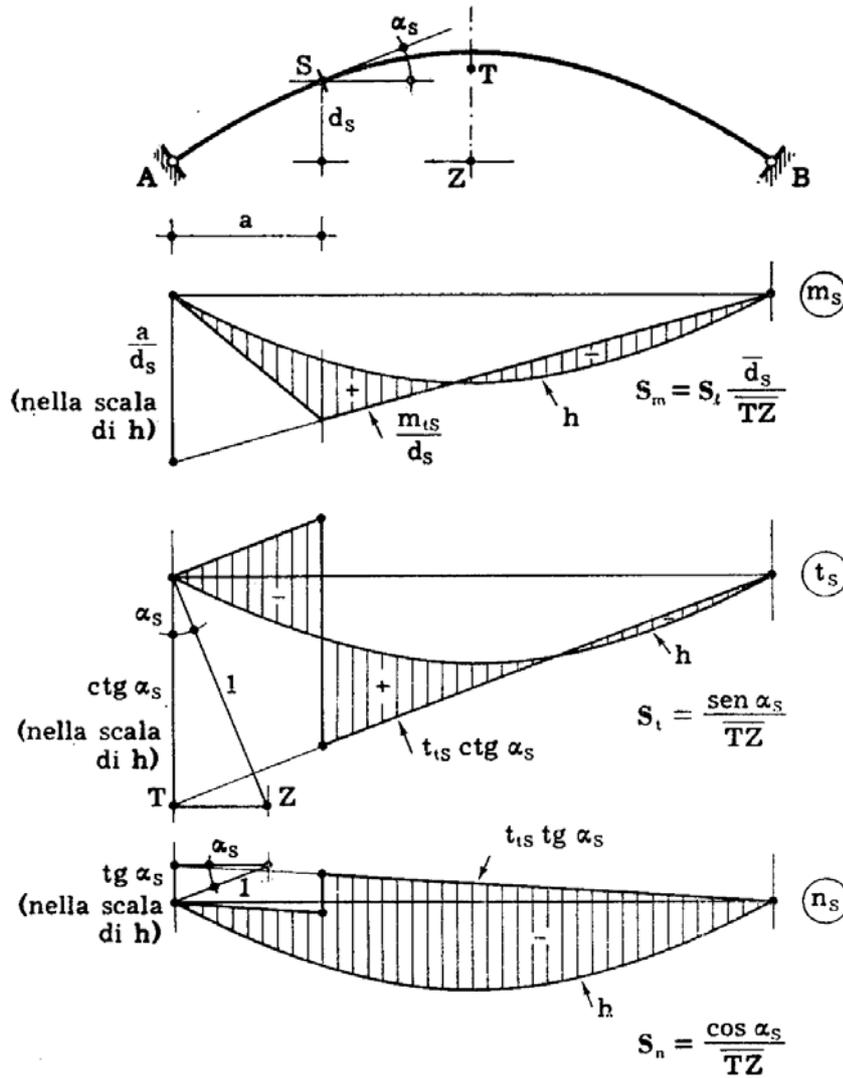


FIG. 11-24

d) *Le sollecitazioni da peso proprio.*

L'asse dell'arco coincide con un poligono funicolare del peso proprio. Si prescinda in un primo momento dall'effetto dello sforzo normale. L'energia di deformazione da solo momento flettente è

$$L_F = \int_s \frac{M^2 ds}{2 EI}$$

sempre positiva; il minimo è zero, e si attinge quando la spinta assume il valore H_g per cui il poligono delle successive risultanti coincide con l'asse; in tal caso è ovunque $M = 0$. Questa possibilità esiste perchè l'asse è un poligono funicolare, e si realizza, per il teorema della minima energia di deformazione (*teorema di Menabrea*).

Trascurando perciò l'accorciamento dell'asse, il poligono delle suc-

cessive risultanti coincide con l'asse dell'arco. In realtà (prescindendo dal taglio) l'energia di deformazione è somma dei due termini

$$L = L_F + L_N = \int_s \frac{M^2 ds}{2 EI} + \int_s \frac{N^2 ds}{2 EA}$$

e non può mai essere nulla, perchè N è comunque diversa da zero; il valore di H è quello (fig. 11-25) per cui L attinge il minimo, ed è minore

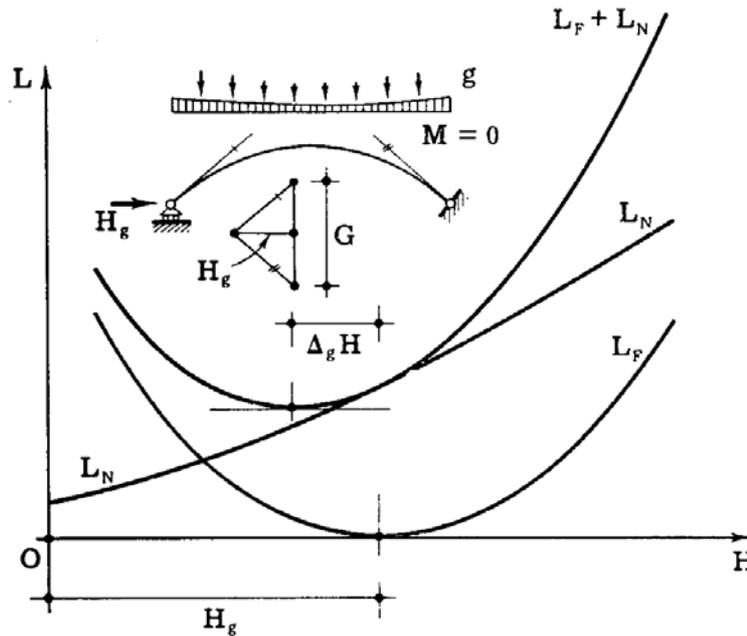


FIG. 11-25

di H_g , perchè, per $H > H_g$, sia L_F che L_N sono crescenti. La variazione $\Delta_g H$ è perciò negativa (*caduta di spinta da sforzo normale*); essa (nella fig. 11-25 è riportata una $\Delta_g H$ molto più elevata del vero, per chiarezza di disegno) può calcolarsi con buona approssimazione con il metodo che segue, dovuto al Mörsch. Si svincoli l'arco ad una imposta A, sostituendo la cerniera con un carrello, e si faccia agire la H_g (fig. 11-26 a); la lunghezza ds del generico concio varia di

$$dds = \frac{N ds}{EA} = - \frac{H_g ds}{EA \cos \alpha},$$

la cui proiezione sulla corda AB è

$$dds \cos \alpha = - \frac{H_g ds}{EA}.$$

L'imposta A si avvicina perciò alla B della quantità

$$\frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A}$$

Per la congruenza occorre imprimere (fig. 11-26 b) una $\Delta_g H$ diretta

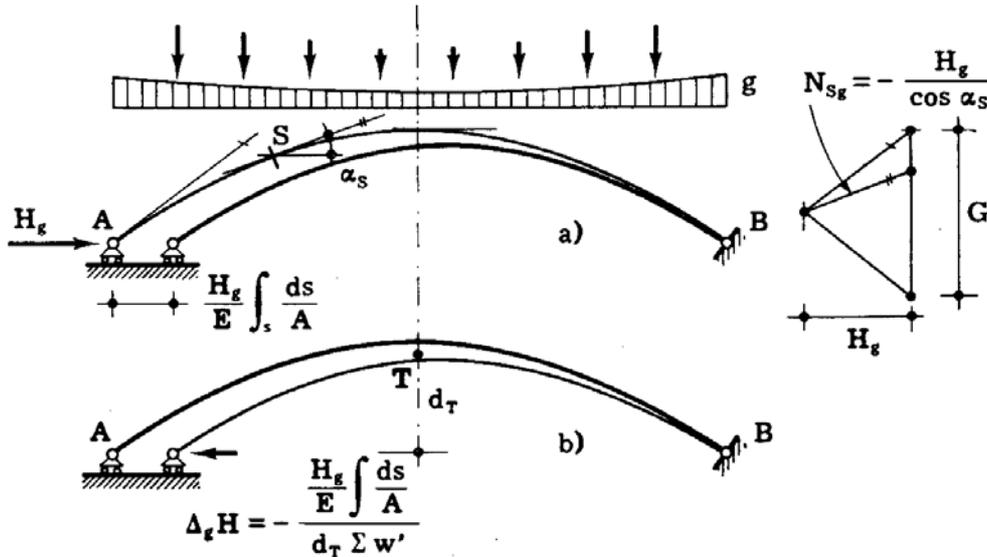


FIG. 11-26

verso l'esterno (e quindi di segno contrario ad H_g , da cui il nome di *caduta di spinta*) pari a

$$\Delta_g H = - \frac{\frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A}}{d_T \int w'} \quad (22)$$

Il procedimento di Mörsch è approssimato perchè considera lo sforzo normale in assenza della $\Delta_g H$; l'errore che si commette è però molto piccolo. Il procedimento è limitato agli archi il cui asse è disegnato come una funicolare del peso proprio; si tenga però presente che questo è il caso di gran lunga più frequente. Si badi pure che il procedimento usuale, basato sul calcolo della H totale, per esempio con i lavori virtuali, è numericamente involuto e soggetto a forti possibilità di errori. Infatti un errore del 2 ÷ 3 % nel calcolo della H totale si riflette in un errore del 100 % sulla $\Delta_g H$, che è appunto dell'ordine del 2 ÷ 3 % della H_g .

La $\Delta_g H$ induce i momenti (positivi)

$$M_g = - d_s \Delta_g H = \frac{d_s}{d_T \int w'} \frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A}, \quad (23)$$

il cui diagramma è l'asse dell'arco riferito alla corda AB, nella base $\Delta_g H$ (fig. 11-27 a); il poligono delle successive risultanti è spostato verso l'alto rispetto all'asse dell'arco (fig. 11-27 b).

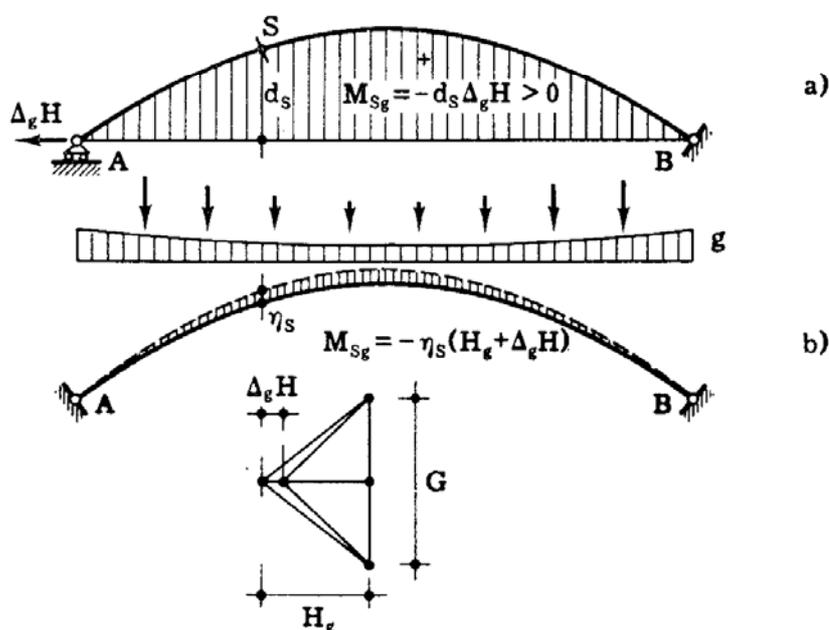


FIG. 11-27

A parità di H_g/A , i momenti M_g crescono (per la presenza dei w' al denominatore) linearmente sia all'aumentare dell'inerzia della sezione dell'arco, che al diminuire della monta; essi perciò sono tanto più preoccupanti quanto più l'arco è ribassato e robusto, e ciò si verifica spesso operando con conglomerato armato. E' per questo motivo che a volte gli archi di questo tipo si costruiscono in due tempi; in una prima fase essi si realizzano con sezione ridotta, di basso momento d'inerzia, approfittando del fatto che non agiscono ancora i carichi accidentali. Il peso proprio totale si ottiene, su questo arco ridotto, aggiungendo della zavorra, che si elimina poi man mano che si porta la struttura alla sua sezione definitiva. L'arco ridotto è molto snello, e quindi i momenti da peso proprio sono scarsissimi. La vera insidia di questa prima fase è l'instabilità dell'equilibrio, cui va rivolta particolare attenzione (vol. V, §§ 9-7 e 9-8).

Altro elegantissimo sistema per ovviare ai momenti da peso proprio è quello della distorsione impressa; esso fu adottato per la prima volta dal *Freyssinet* nel ponte di Villeneuve sur Lot, su due archi di luce 96,85 m e freccia 13,05 m (5 dicembre 1915). Basta, a ciò fare, prevedere dei martinetti in chiave, il più delle volte perduti; il distacco dalla centina si ottiene imprimendo alle due sezioni impegnate dal martinetto uno spostamento di traslazione relativa pari all'accorciamento da peso proprio di tutto l'arco.

Si eliminano in tal modo completamente i momenti da peso proprio, e nello stesso tempo si attua la tecnica di disarmo più razionale e sicura. Occorre però studiare con accuratezza le date di disarmo e le eventuali riprese della distorsione in relazione alla natura del conglomerato, per evitare che ad opera del rifluimento (*viscosità*) si perdano gli effetti statici della distorsione.

Molto utile può essere pure l'adozione dei cementi espansivi, che danno al conglomerato la qualità di espandersi invece di ritirarsi durante la presa e successivamente; il loro uso è però limitato dalla difficoltà di realizzare conglomerati con un ben definito grado di espansibilità.

e) *Le sollecitazioni da variazioni termiche uniformi, ritiro e cedimenti delle imposte.*

Se l'arco è soggetto ad una variazione termica uniforme Δt , sostituendo in A un carrello alla cerniera la distanza tra i due estremi A e B varia di $\alpha l \Delta t$. Sorge perciò una spinta addizionale

$$\Delta_t H = \frac{\alpha l \Delta t}{d_T \Sigma w'} \quad (24)$$

cui si associano i momenti

$$M_t = - \frac{d_s}{d_T \Sigma w'} \alpha l \Delta t . \quad (25)$$

Un aumento di temperatura induce momenti negativi; una diminuzione di temperatura induce invece momenti positivi, dello stesso segno cioè di quelli dovuti al peso proprio.

Il ritiro è assimilabile ad una diminuzione di temperatura.

Un cedimento orizzontale Δl delle imposte, positivo se corrisponde ad un avvicinamento (esso è perciò quasi sempre negativo), equivale ad una spinta addizionale

$$\Delta_c H = \frac{\Delta l}{d_T \Sigma w'} \quad (26)$$

e quindi induce i momenti

$$M_c = - \frac{d_s}{d_T \Sigma w'} \Delta l . \quad (27)$$

Un cedimento negativo produce perciò una caduta di spinta; i momenti che ne derivano sono positivi, dello stesso segno cioè dei momenti da peso proprio.

Cedimenti cospicui possono aversi all'atto del disarmo, quando la spinta agisce per la prima volta sulle fondazioni; essi sono dovuti a fenomeni di assestamento, e sono irreversibili. Esistono poi, generalmente in presenza di terreni argillosi, cedimenti lenti dovuti all'espulsione dell'acqua dai canali capillari. Caratteristica peculiare di questi cedimenti è la reversibilità (essi possono quindi considerarsi di carattere elastico) ed il manifestarsi in un lasso di tempo molto lungo; se ne trae che se una forza agisce sulla fondazione per breve tempo non si hanno cedimenti, mentre questi si palesano in tutto il loro valore per forze di lunga durata, anche se non proprio permanenti.

Valgono, per l'entità dei momenti da ritiro, da variazione termica e da cedimenti, le stesse considerazioni fatte in ordine ai momenti da peso proprio. Circa la loro riduzione, sui momenti da ritiro e da cedimenti al disarmo si può agire come su quelli da peso proprio.

Sui momenti termici invece, per loro natura, nulla può essere fatto. Se però la fondazione è, come accennato, in terreno *ad elasticità lenta*, si può tener conto di questa elasticità per lo meno agli effetti del ritiro e delle variazioni termiche stagionali, che sono poi di gran lunga le più importanti se la struttura ha una certa massa e quindi una certa inerzia termica; la cedibilità delle fondazioni attutisce infatti di molto le sollecitazioni derivanti da distorsioni. Molti autori, attese le difficoltà di valutazione delle caratteristiche elastiche del terreno, consigliano di tener conto del benefico effetto di quest'ultime considerando ancora i vincoli fissi, e dimezzando il modulo elastico della struttura nel calcolo delle sollecitazioni di origine termica; è opportuno però far rilevare l'empirismo forse eccessivo di tale precetto.

L'elasticità lenta del terreno è d'altro canto dannosa perchè provoca cedimenti per effetto della spinta da peso proprio; essa deve perciò essere accettata come un male inevitabile, deve essere ridotta nei limiti del possibile, e implica la necessità di tener conto dei momenti M_c . A tali cedimenti non può infatti ovviarsi del tutto nei modi già descritti, poichè non può ritardarsi oltre certi limiti il completamento della struttura. Viceversa di essa non deve tenersi conto nel calcolo degli effetti dei carichi accidentali, rapidi per loro natura, della stabilità e delle vibrazioni.

f) *Le sollecitazioni da carico accidentale.*

Se l'asse dell'arco è parabolico, una stesa di carico a uniformemente distribuito su tutta la luce non induce che i momenti (positivi) dovuti alla caduta di spinta connessa con l'accorciamento assiale dovuto al carico a . Ciò importa che l'area positiva della linea d'influenza del momento supera di poco quella negativa o è ad essa uguale secondo che la linea stessa è calcolata tenendo conto dell'effetto dello sforzo assiale o meno.

Se l'asse dell'arco, come quasi sempre accade, è funicolare del peso proprio, e quindi non parabolico, le due aree risultano sempre differenti, anche se comunque tale differenza non è mai una notevole percentuale di ognuna delle due aree. Si può perciò dire che l'aspetto dei due diagrammi $M_{a\max}$ $M_{a\min}$ da carico accidentale è simmetrico; esso si presenta come nella fig. 11-28. Nella stessa figura sono riportati pure i momenti M_g da peso proprio, M_r da ritiro, M_c da cedimento, e quelli termici M_t dei due segni, onde poter leggere direttamente i valori M_{\max} ed M_{\min} . Si osservi che, per chiarezza di disegno, le ordinate della fig. 11-28 sono riportate

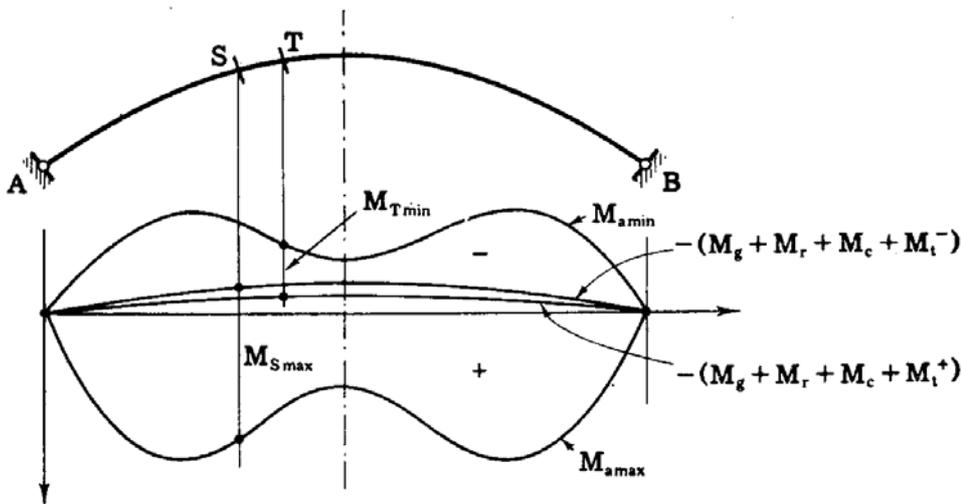


FIG. 11-28

in una scala minore di quelle della fig. 11-17; in realtà, con la stessa legge di distribuzione dei pesi elastici, i massimi e minimi da carico accidentale in un arco a due cerniere sono inferiori a quelli che si verificano in un arco a tre cerniere.

Continuano ad essere valide, così come per un arco comunque vincolato, le osservazioni del § 11-2 e, circa la progettazione e la verifica.

4. L'arco a spinta eliminata (bow-string).

Lo schema a due cerniere è soprattutto adottato in una sua variante, l'arco a spinta eliminata, dove la spinta è affidata, invece che alle fon-

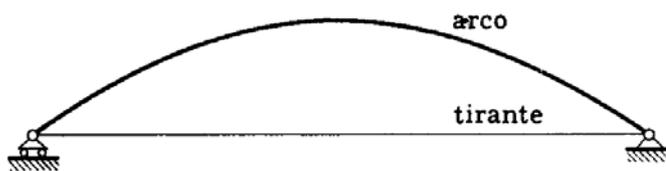


FIG. 11-29

dazioni, a un tirante che collega le imposte (fig. 11-29). Questo tipo di

arco si realizza spesso quando esiste un franco molto ristretto tra il piano stradale e il piano limite inferiore entro cui possano svilupparsi le sottostrutture; per esempio in autostrade o ferrovie che debbano superare un canale navigabile (fig. 11-30). In tal caso, se la luce è notevole, e se il canale non può essere impegnato da ritti intermedi, la soluzione a travata risulta troppo onerosa, e quella ad arco inferiore è costretta ad un ribassamento eccessivo, con tutti gli inconvenienti già noti che ne derivano.

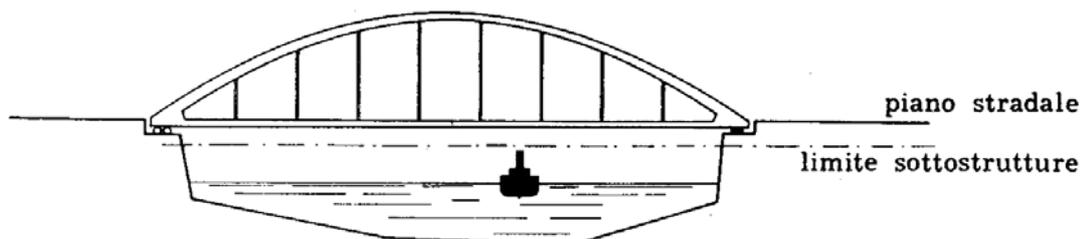


FIG. 11-30

Si preferisce allora realizzare gli archi al disopra della strada, e si approfitta dell'impalcato stradale a livello delle imposte per dare ad esso la funzione di reggispinta. Dal punto di vista economico i vantaggi sono notevoli, perchè si può scegliere il ribassamento che si vuole; le fondazioni, poi, devono sopportare solo carichi verticali, e la struttura non risente delle variazioni termiche. Occorre però evitare, nelle opere in conglomerato, che l'impalcato si lesioni; a ciò sono particolarmente sensibili le solette, perciò nelle grandi strutture si consegna la spinta alle sole due travi di bordo, mentre l'impalcato è sorretto, tramite travi trasversali, direttamente dai tiranti che scendono dall'arco. A volte, ma raramente, i due tiranti reggispinta sono metallici, isolati, e in vista; ciò importa però una eccessiva deformabilità assiale dei tiranti stessi. Universalmente usata è, nelle grandi strutture, la pratica di realizzare l'intera opera tenendo in questa fase i ferri delle travi di bordo isolati dal conglomerato; così le travi nella loro interezza assorbono la sola spinta da carico accidentale, e sono molto meno soggette a lesionarsi.

All'atto del disarmo ciascuno dei due tiranti reggispinta si allunga (con approssimazione, perchè si trascura ΔH) (fig. 11-31 a) di

$$\frac{H_g \ell}{E_f A_{ft}}$$

dove l'area A_{ft} e la spinta H_g sono relativi ad ognuno di essi; quindi su ciascun arco si ha una caduta di spinta pari a

$$\Delta H = - \frac{\frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A} + \varepsilon_r \ell + \frac{H_g \ell}{E_f A_{ft}}}{d_T \Sigma w'} , \quad (28)$$

dove ϵ_r è il ritiro specifico. Quest'ultimo è il valore dell'accorciamento riferito ad una lunghezza unitaria, a fenomeno esaurito, e può essere assunto, in relazione alla percentuale di armatura, variabile da 0,0001 a

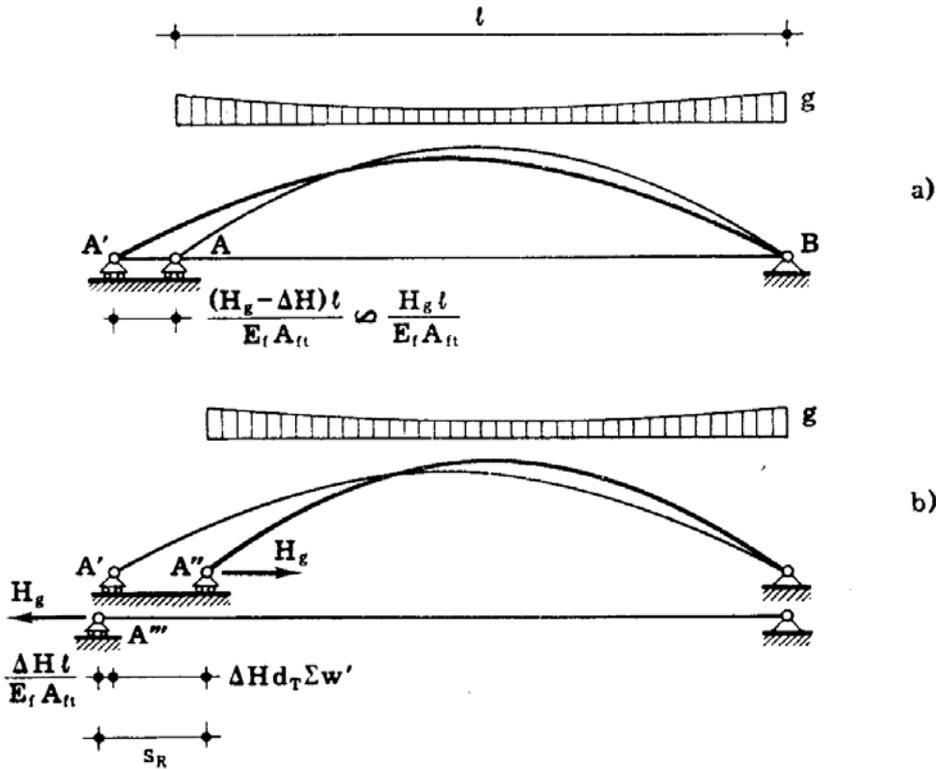


FIG. 11-31

0,0002; comunque esso è fissato quasi sempre nei regolamenti o nei capitoli (*).

Poichè il termine

$$\frac{H_g l}{E_f A_{ft}}$$

è dell'ordine del doppio o del triplo di

$$\frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A}$$

o di $\epsilon_r l$, (questi ultimi due sono dello stesso ordine di grandezza) si comprende la pericolosità della caduta per allungamento del tirante. Il metodo

(*) Nel porre la (10-28) si è supposto che il ritiro si espliciti quasi per intero prima di solidarizzare i tiranti all'impalcato.

migliore per eliminare questa caduta, e con essa quelle da accorciamento assiale e da ritiro, è l'uso di un martinetto che, facendo contrasto fra l'estremo dell'arco e l'estremo del tirante, imprime la $-\Delta H$ all'arco (fig. 11-31 b).

La misura più facile per controllare tale operazione è quella dello spostamento relativo che in essa si ha tra gli estremi dell'arco e del tirante prima a contatto; esso è fornito da

$$s_R = \Delta H \left(\frac{l}{E_r A_{rt}} + d_r \Sigma w' \right).$$

Si osservi che, a correzione avvenuta, l'imposta dell'arco si porta in A'' (fig. 11-31 b) che è più a destra dell'ascissa originaria A della quantità

$$AA'' = \frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A} + \epsilon_r l,$$

pari come detto a circa $\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}$ dell'allungamento originario AA' (fig. 11-31 a).

L'ulteriore allungamento $A'A'''$ del tirante è nel rapporto $\frac{\Delta H}{H}$ con il primitivo allungamento AA' , e perciò è molto piccolo.

Si noti che lo spostamento AA' dovuto ad H_g nella fig. 11-31 a deriva da deformazioni assiali nel tirante, mentre lo spostamento AA'' dovuto a ΔH nella fig. 11-31 b è provocato da deformazioni flessionali nell'arco.

Nella pratica la correzione della caduta di spinta mediante martinetti viene eseguita in un tempo solo; i martinetti vengono azionati quando la struttura è ancora sulla centina, e l'operazione si ferma quando le due forze esercitate dal martinetto tra catena ed arco sono pari ad H_g . In questo momento l'imposta dell'arco è spostata verso l'interno della nota quantità

$$\frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A};$$

se si vuole ovviare anche alla caduta da ritiro, l'operazione deve essere proseguita fino ad ottenere uno spostamento.

$$AA'' = \frac{H_g}{E} \int_s \frac{ds}{A} + \epsilon_r l (*) .$$

(*) Su un arco di 100 m., i due termini sono ciascuno dell'ordine di $2 \div 3$ cm.

L'estremo della catena, alla fine dell'operazione, si trova spostato verso l'esterno di

$$AA''' \approx \frac{H_g \ell}{E_r A_{rt}}$$

Così operando si attua il sistema più razionale di disarmo, perchè, attinto il valore della spinta, l'arco si solleva tutto assieme dalla centina; inoltre si evitano i momenti (sia pure temporanei) da peso proprio della situazione della fig. 11-31 a.

L'insidia celata nel procedimento è quella del rifluimento viscoso nel conglomerato, che tende sempre ad attenuare gli effetti statici delle distorsioni, tanto maggiormente quanto più giovane è il materiale sottoposto alla distorsione stessa; perciò è necessario che il disarmo non sia effettuato troppo prematuramente, e comunque è sempre consigliabile una o più riprese della distorsione in date successive.

Per quanto riguarda i carichi accidentali si tiene conto della deformabilità della catena nella costruzione della linea d'influenza della H (fig. 11-21). Si abbia presente che in questo caso all'area A_{rt} va aggiunta quella A_{ct} del conglomerato solidarizzato con la A_{rt} ; la A_{ct} coincide con l'area di una trave di bordo, o con quella di metà impalcato, per ogni arco. Si fa quindi riferimento ad un'area fittizia equivalente

$$A_e = A_{ct} + A_{rt} \frac{E_r}{E_c}$$

dove E_c , modulo elastico del conglomerato a trazione, si assume in genere molto più basso di quello a compressione. A tale proposito si fa esplicitamente notare che dalla sperimentazione sembra del tutto gratuita tale riduzione, perchè fin quasi nei pressi della rottura il diagramma $\sigma\varepsilon$ è con buona approssimazione lineare, e con lo stesso modulo sia a trazione che a compressione. Ritornando perciò alla costruzione della linea h (§ 11-3 a) si ha

$$h = \frac{v}{w_{1A}} = \frac{H \bar{\eta} \Sigma w' S_i}{H \bar{d}_T \Sigma w' S_i + \frac{H \ell}{E_c A_e}}$$

da cui

$$h = \frac{\bar{\eta}}{\bar{d}_T + \frac{\ell}{E_c A_e \Sigma w' S_i}} = \frac{\bar{\eta}}{\bar{d}_T + \bar{e}_T}$$

Tutto perciò resta immutato, salvo porre, al posto di \bar{d}_T , la somma $\bar{d}_T + \bar{e}_T$, dove \bar{e}_T è il segmento rappresentativo della lunghezza $\frac{l}{E_c A_e \Sigma w'}$; ciò nella scala della linea h come nella costruzione della linea intersezione e delle linee d'influenza delle caratteristiche. Si fa notare che è necessario proporzionare l'area del conglomerato A_{ct} in modo che la trazione H_a indotta dal carico accidentale esteso a tutta la luce dia una tensione

$$\sigma_t = \frac{H_a}{A_{ct} + A_{ft} \frac{E_f}{E_c}}$$

contenuta nei limiti della fessurazione.

Da osservare infine, in tema di ponti a spinta eliminata, l'effetto estetico sempre poco felice dell'arco superiore. Buona correzione di questo inconveniente si ha eliminando i traversi di controvento tra i due

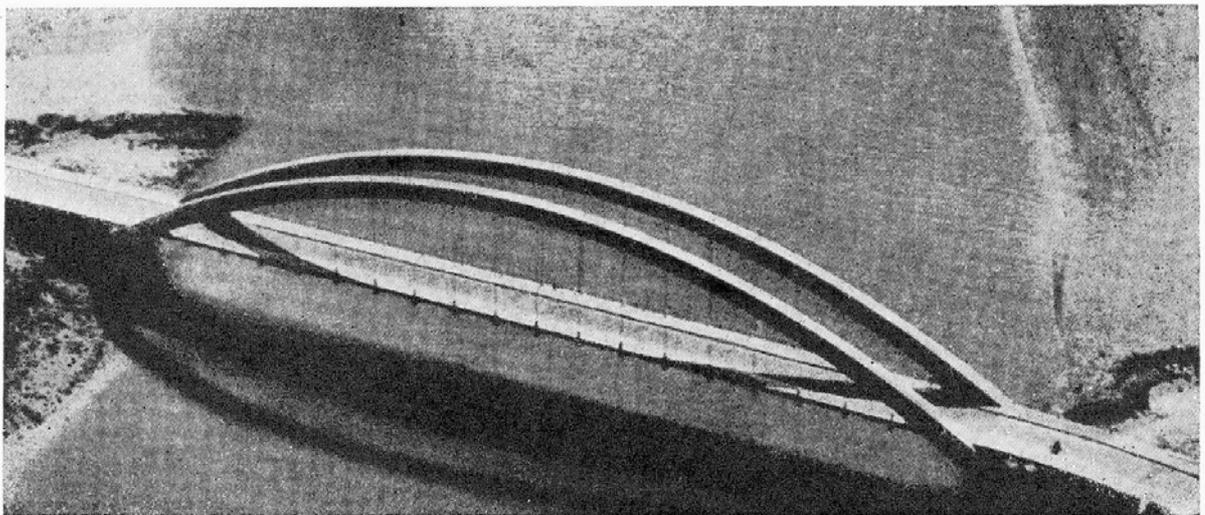


FIG. 11-32

archi (fig. 11-32); ciò impone che la sezione dell'arco abbia elevata rigidità nei riguardi degli spostamenti ortogonali al piano dell'asse dell'arco stesso.

5. La struttura Nielsen.

Lo svedese *O. F. Nielsen*, nel terzo decennio del secolo, realizzò i primi ponti che da lui prendono nome; essi sono ad impalcato sospeso, con tiranti di sospensione inclinati sulla verticale. In genere l'arco è a

due cerniere, con spinta eliminata. La diffusione divenne presto notevole, attesi i pregi indiscussi dello schema; esempio classico il ponte di Ca-

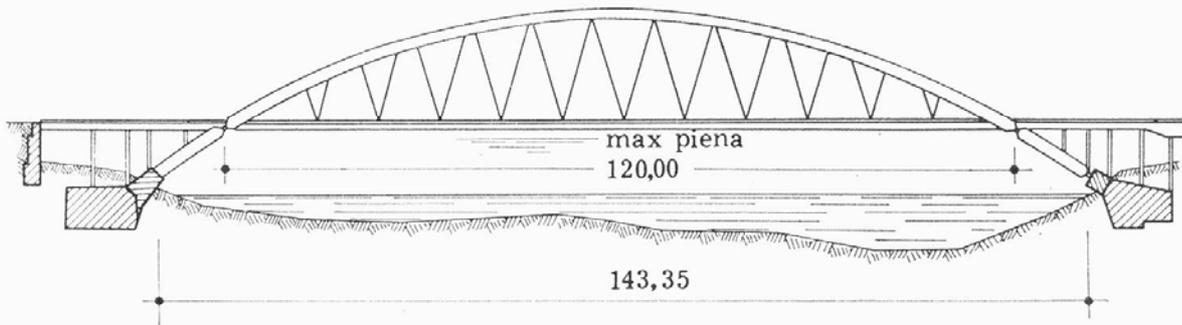


FIG. 11-33

stelmoron sur Lot (fig. 11-33), (1933), ad archi spingenti vincolati in un estremo a cerniera ed in un altro con pendolo inclinato, di 143,35 m di luce

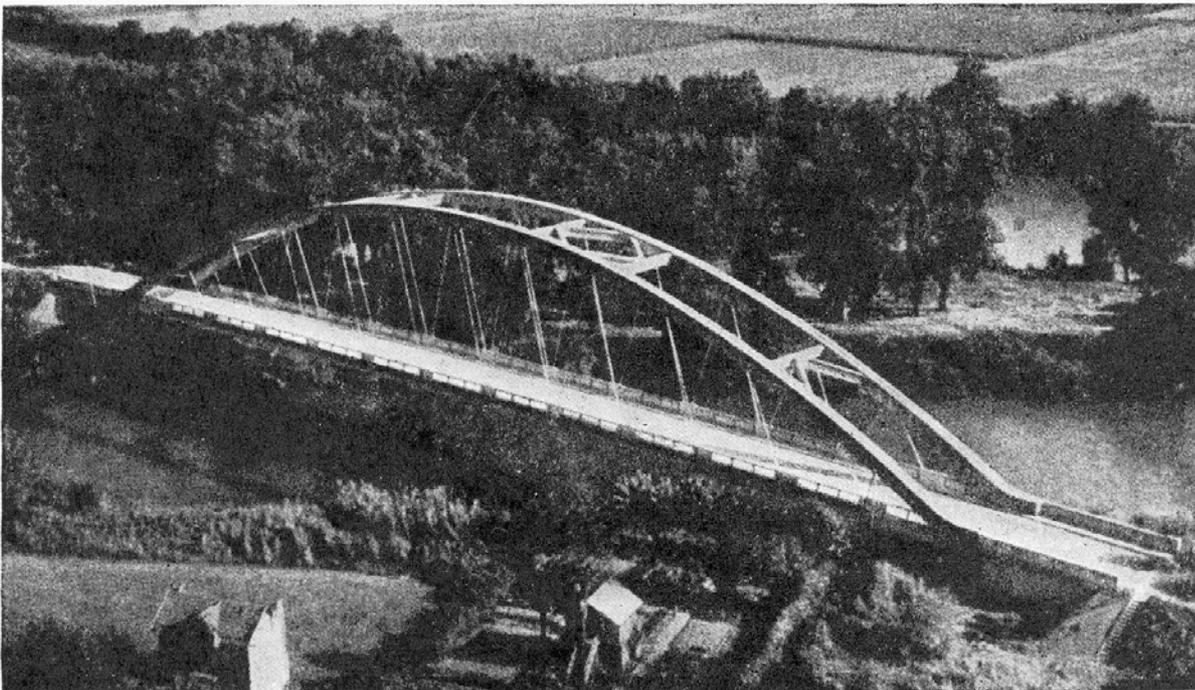


FIG. 11-34

tra le imposte, e quello di La Coudette (1943), pur esso in Francia, a spinta eliminata, di 111 m di luce (fig. 11-34). Nello schema originario, i tiranti sono equinclinati (fig. 11-35); poichè i campi di soletta dell'impalcato devono essere uguali, gli assi dei tiranti si incontrano su una retta orizzontale. Possono essere assunte come incognite le componenti orizzontali T degli sforzi trasmessi dall'impalcato alla sospensione in virtù

della obliquità di questa, oltre naturalmente alla spinta H ; è così (fig. 11-36) (*)

$$M_s = M_s^o - H d_s - d_s \sum_0^s T_i \dots \quad (29)$$

Dalla (11-29) si osserva che, dipendentemente dal segno delle T_i , M_s può ridursi notevolmente; in realtà, il momento massimo da carico accidentale in una generica sezione di una Nielsen si riduce da 1/5 a 1/10 di

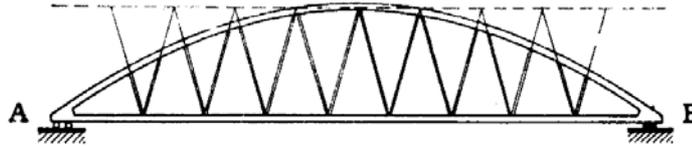


FIG. 11-35

quello che si avrebbe in una identica struttura a sospensione verticale. Non di altrettanto vengono diminuiti i momenti da peso proprio che risultano ancora notevoli nelle sezioni di attacco dei tiranti vicine alle imposte. A ciò si può ovviare come segue: si costruiscono in un primo tempo i due archi con sezione ridotta, in presenza dei soli ferri dell'impalcato, e dei tiranti di sospensione, si zavorra la struttura con pesi equivalenti al futuro peso proprio, si eseguono l'impalcato e la massicciata con eliminazione graduale della corrispondente zavorra, e solo alla fine si

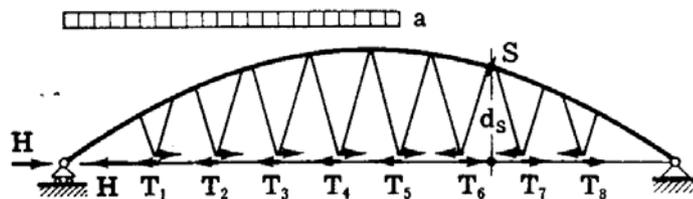


FIG. 11-36

portano le sezioni dell'arco alla forma definitiva. Quanto sopra si giustifica perchè anche nella Nielsen i momenti da peso proprio dipendono dalla inerzia della sezione retta; anzi, da questa dipendono anche alcuni momenti da carico accidentale, come si farà vedere.

Altri vantaggi della Nielsen sono la notevole diminuzione degli spostamenti, e l'aumento dei moltiplicatori critici; la riduzione delle sollecitazioni permette poi di snellire molto l'arco, con beneficio estetico da non sottovalutare.

L'aspetto della Nielsen richiama molto quello delle travature reticolari; si riporta lo schema a questa natura, sdrammatizzandone la problematica, con il far confluire a due a due i tiranti della sospensione sull'asse dell'arco. Vien fuori così (Krall) una travatura reticolare a correnti con-

(*) La T_i è positiva se sulla sospensione è diretta verso destra.

tinui (fig. 11-37); di questa variante di struttura Nielsen si hanno numerosi egregi esempi in Italia, dal ponte dell'Appia sul Garigliano presso Formia a quello di Albaredo sull'Adige, di Badia Polesine e di Vaprio d'Adda, tutte a firma del Krall.

Nella variante a travatura reticolare si comprende meglio il funzionamento di una Nielsen, e soprattutto il suo comportamento di arco ad impalcato collaborante cui il Nielsen accenna con il consiglio di suddividere i momenti, che il calcolo assegna all'arco, tra arco e impalcato in ragione dei rispettivi momenti di inerzia. A tale proposito si osserva che, se l'arco è a spinta eliminata, conviene far agire il peso proprio in presenza dei soli ferri dell'impalcato anche per ridurre le lesioni nell'impalcato stesso. Inoltre, perchè i momenti da carico accidentale assorbiti dall'impalcato non siano resi aleatori dalle spesso inevitabili lesioni sotto trazione, è prudente fare affidamento, anche nel calcolo della rigidità del-

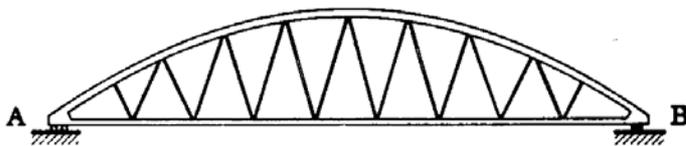


FIG. 11-37

l'impalcato agli effetti del carico accidentale, sulla sola eventuale rigidità dei ferri (ciò si ha se questi sono dei profilati). La differenza tra lo schema di calcolo da peso proprio e quello da carico accidentale, ove la struttura sia costruita in due fasi, risiede perciò soltanto nella diversa rigidità del corrente superiore.

Inoltre sullo schema reticolare può apprezzarsi un ulteriore punto a favore della Nielsen: un eventuale errore esecutivo nelle quote dell'asse, molto temibile agli effetti dei momenti da peso proprio in un arco ordinario comunque vincolato (*), induce in una struttura reticolare solo piccole variazioni dei suddetti momenti.

La struttura completa affronta i carichi accidentali, si è già detto, come una travatura reticolare a briglie continue; gli sforzi normali sono quelli ricavabili da un cremoniano, i momenti sono quelli che possono calcolarsi con uno dei soliti metodi, e che impropriamente si chiamano secondari. A tale scopo, si calcolano (fig. 11-38) e si riportano in tabella

(*) I momenti provocati da un errore δ di quota sono infatti dell'ordine del prodotto $H_g \delta$. L'errore è spesso provocato da cedimento della centina all'atto del getto.

gli sforzi normali (ottenuti nell'ipotesi di nodi cerniera) in tutte le aste, provocati da una forza unitaria verticale in uno qualsiasi K dei nodi

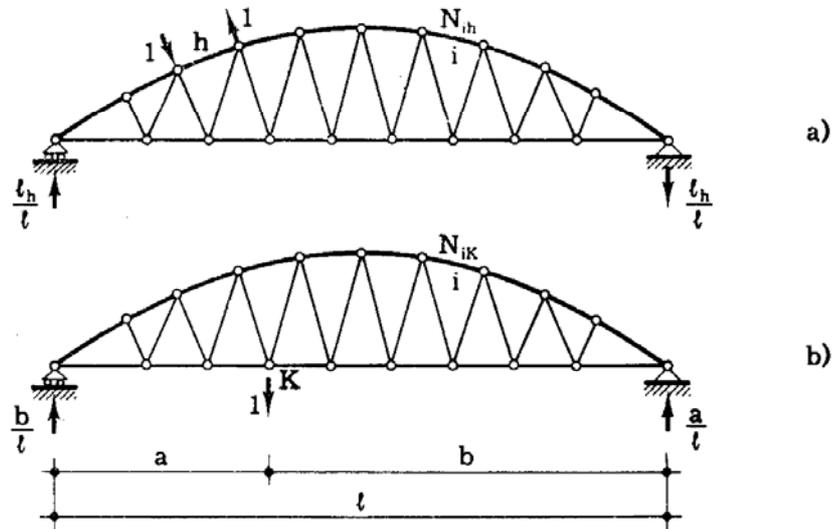


FIG. 11-38

inferiori (N_{iK}), e da una coppia di forze unitarie applicate agli estremi di una qualsiasi h delle aste di corrente (superiore o inferiore) normal-

		aste (tutte)									
		a	b	...	h	i	...	m	n	...	t
nodi inferiori	A	N_{iA}									
	B	N_{iB}									
									
	K	N_{iK}									
aste dei correnti									
	N	N_{iN}									
	a	N_{ia}									
	b	N_{ib}									
									
	h	N_{ih}									
									
	m	N_{im}									

mente alla congiungente dell'asta h e tali da formare una coppia antioraria (N_{ih}).

Si abbia presente che in tale calcolo è sufficiente riferirsi in modo ovvio ai due schemi della fig. 11-39, peraltro simmetrici; ci si giova inoltre della simmetria della struttura.

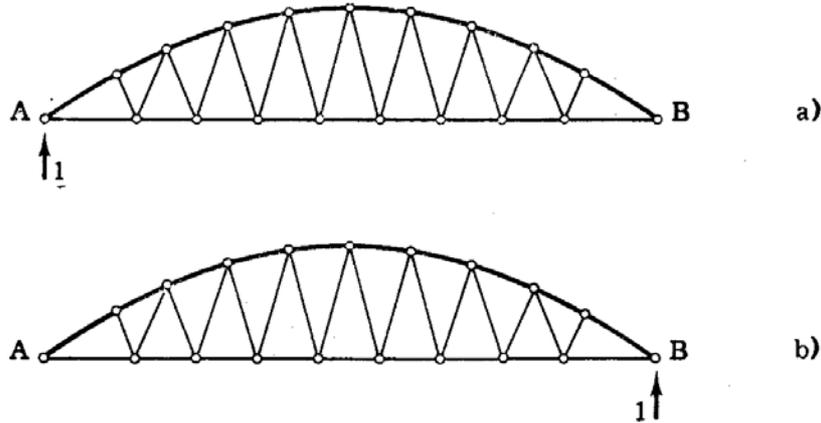


FIG. 11-39

Data una forza unitaria verticale in un nodo K del corrente inferiore, si calcolano le rotazioni relative ψ_{hK} di ogni asta h (nell'ipotesi di nodi cerniera) attraverso le espressioni dei lavori virtuali

$$\ell_h \psi_{hK} = \sum_i \frac{N_{iK} N_{ih} \ell_i}{E_i A_i} \quad (30)$$

Le ψ_{hK} generano agli estremi dell'asta h le coppie di incastro perfetto

$$\overline{\mathcal{M}}_{hK} = - \frac{6 E_h I_h}{\ell_h} \psi_{hK} \quad (31)$$

Calcolate tutte le $\overline{\mathcal{M}}_{hK}$, si distribuiscono alla Cross ottenendo i momenti M_{iK} , connessi con la forza verticale unitaria agente in K (fig. 11-40).

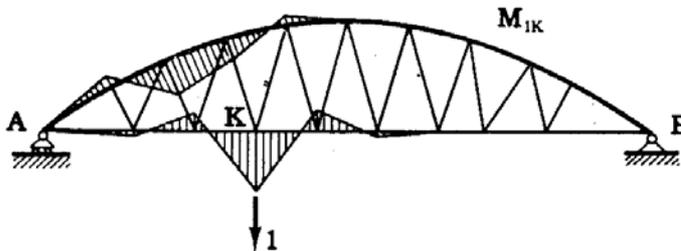


FIG. 11-40

Di diagrammi come quelli della fig. 11-40 ne vanno costruiti tanti

quanti sono i nodi inferiori, perchè l'impalcato scarica su di essi; i momenti (11-31), come i definitivi, interessano solo le aste dei correnti, perchè quelle di parete si suppongono prive di rigidità; le sommatorie come le (11-30) vanno estese invece a tutte le aste, anzi sono quelle di parete che danno il contributo di gran lunga maggiore alle ϕ .

Il procedimento suddetto è approssimato; esso infatti presuppone che non si commetta errore degno di nota nel supporre che le rotazioni ϕ siano le stesse nello schema a nodi cerniera e nella struttura reale. Se infatti le ϕ calcolate con la (11-30) fossero vere, imprimendo prima le ϕ alle aste con i nodi impediti di ruotare, e diffondendo poi i relativi momenti alla Cross, si perverrebbe alla soluzione esatta. L'errore commesso adottando la (11-30) dipende dal trascurare, negli sforzi normali, il contributo che ad essi forniscono nello schema reale della fig. 11-42 b i momenti alle estremità delle aste. L'entità dell'errore aumenta con la rigidità della sezione dei correnti, poichè con essa aumentano i momenti (11-31), e con la sottigliezza delle aste di parete, perchè con essa aumentano le ϕ (11-30). Poichè in genere aumentando la luce aumenta la rigidità delle sezioni dei correnti, ma i campi di impalcato e con essi la sezione dei tiranti della sospensione aumentano molto meno, l'errore è più forte nelle strutture di grande luce.

L'errore può ridursi iterando il procedimento; si calcolano cioè le ϕ correttive con la (11-30), attraverso gli sforzi normali indotti dai momenti di prima approssimazione, da esse si passa alle coppie di incastro perfetto (11-31) e, diffondendole alla Cross, si ottengono i momenti correttivi M'_{IK} . Partendo da questi, si ripete il calcolo, ottenendo ulteriori momenti correttivi M''_{IK} , e così via. Da un accurato studio dell'Aiello [29] si trae che si è molto prossimi al valore esatto adottando come momenti le medie dei valori di prima e seconda approssimazione.

Si osservi che, ottenute le ϕ dalle (11-30), si può pervenire ai momenti M_{IK} , anzichè operando alla Cross, con la scrittura delle equazioni dei nodi. Sono pure importanti le osservazioni dell'Aiello sulla possibilità di ottenere in linea esatta gli M_{IK} attraverso il principio dei valori virtuali.

E' appena necessario mettere in luce che adottare come schema fittizio di forze per il calcolo delle ϕ una struttura isostatica (fig. 11-38 a) è lecito anche se si calcolano le ϕ della struttura reale, come è ben noto dal capitolo dei lavori virtuali; pure in tal caso il termine lavoro dei momenti nella (11-30) è in rigore nullo.

E' bene fare osservare che, mentre nell'arco a sospensione verticale i momenti da carico accidentale non sono influenzati dalla rigidità della sezione, nell'arco a sospensione obliqua i momenti suddetti dipendono direttamente da essa; conviene quindi per doppio motivo, statico oltre che estetico, realizzare archi sottili, compatibilmente però con la stabilità dell'equilibrio e con l'eventuale «variazione» del sistema. Di questa si parlerà tra breve.

In possesso dei diagrammi M_{IK} , come quello della fig. 11-40, è facile disegnare le linee d'influenza del momento in una qualsiasi sezione dell'arco (fig. 11-41) o dell'impalcato; esse sono sempre riferite al corrente inferiore (ove viaggiano i carichi), e sono costituite da una spezzata avente

i vertici in corrispondenza dei nodi del corrente stesso. Ovviamente le sezioni S che interessano sono quelle di confluenza dei tiranti.

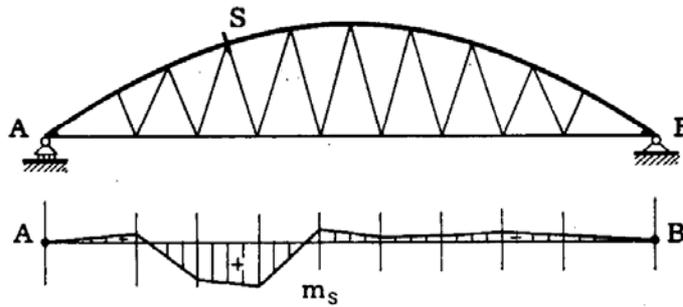


FIG. 11-41

Gli effetti del peso proprio (fig. 11-42) si calcolano sulla struttura definitiva se questa è costruita e disarmata in una sola fase (procedimento

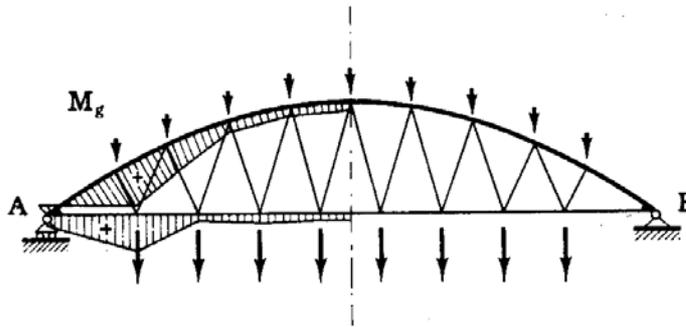


FIG. 11-42

canonico di esecuzione). Spesso però, come già accennato, l'arco si realizza in una prima fase con una parte soltanto della sezione finale, e l'impalcato coi soli ferri, oltre ovviamente ai tiranti di sospensione; si gravano poi i nodi superiori e inferiori con zavorre pari ai pesi propri definitivi che nei nodi andranno a scaricarsi; il peso proprio totale agisce così su una struttura *ridotta*, ed i momenti che ne derivano sono molto piccoli. In tal caso gli effetti del peso proprio vanno calcolati sulla struttura ridotta. In ambedue i casi occorre con un cremoniano (o metodi analoghi) ottenere gli sforzi normali N_{ig} , calcolare le ϕ_{hg} ancora con la formula (11-30), poi le coppie di incastro perfetto, ed infine ottenere i momenti, per esempio alla Cross.

Gli effetti del carico accidentale si calcolano sulla struttura finale e attraverso le linee d'influenza. Le linee d'influenza degli sforzi normali si tracciano assimilando la struttura ad una trave reticolare a nodi cerniera (figg. 11-43 e 11-44); se l'arco è snello esse possono essere usate

così come sono; se invece l'inerzia delle sezioni fa prevedere errori non accettabili, le linee si correggono con un procedimento molto semplice.

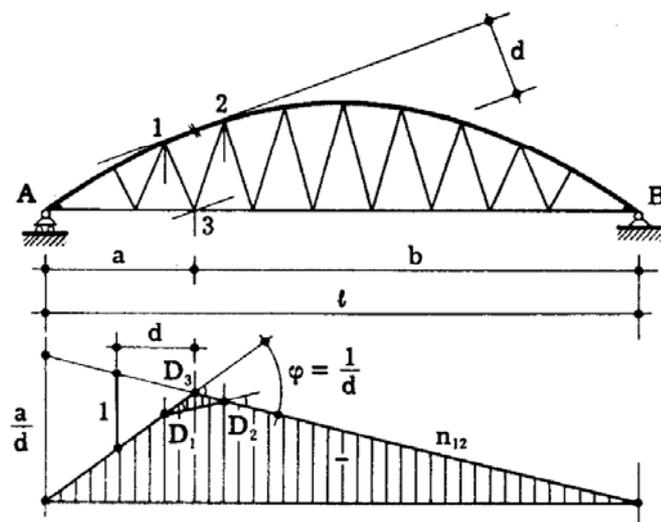


FIG. 11-43

Basta infatti, secondo il ben noto procedimento della linea principale,

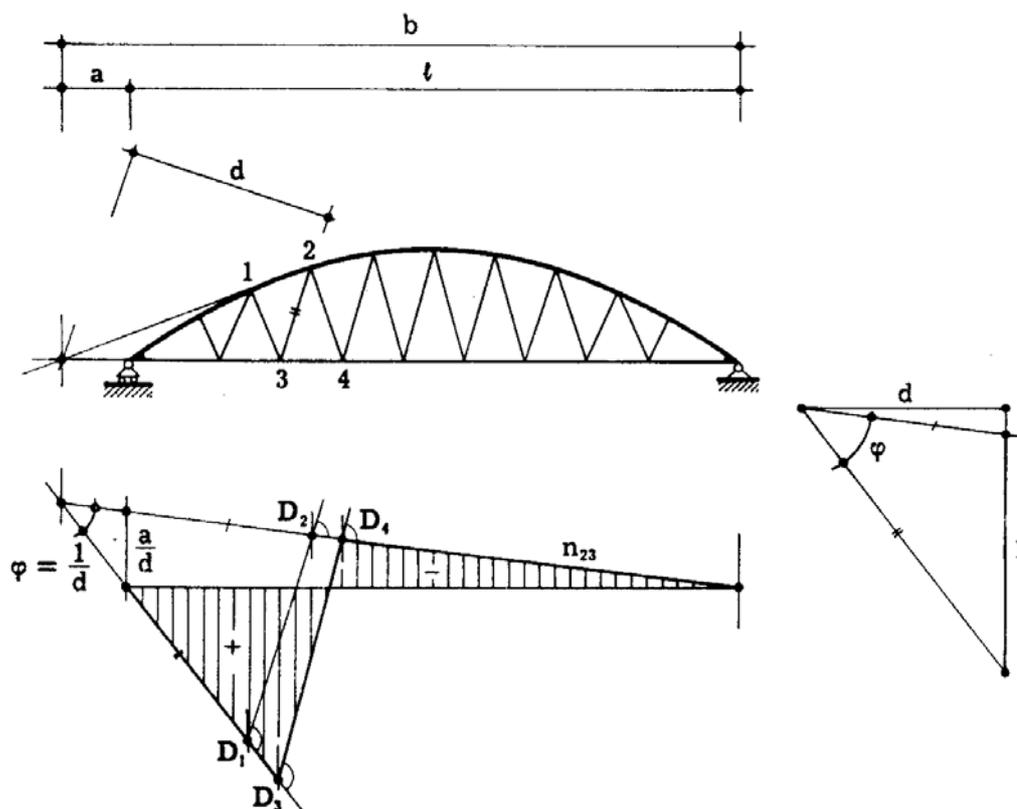


FIG. 11-44

aggiungere alle ordinate della linea ottenuta sulla struttura isostatica le ordinate correttive, date dagli spostamenti dei nodi inferiori indotte dalle

distorsioni D_1 di rotazione relativa. Tali ordinate correttive sono immediatamente determinabili, perchè il diagramma M_{1K} (fig. 11-40) è anche, cambiato di segno, la linea d'influenza dello spostamento di K per effetto di una distorsione unitaria positiva di rotazione relativa viaggiante.

Le linee d'influenza del momento sono già state consegnate (fig. 11-41); è possibile perciò conoscere in ogni sezione M_{max} ed M_{min} con gli sforzi normali che li accompagnano, ed N_{max} .

Le aste di parete sono sottilissime (tondini metallici) e quindi non atte a sopportare compressioni; dalla linea della fig. 11-44 si trae che il carico accidentale può indurre nella generica asta 2-3 lo sforzo di compressione

$$N_{a\ min} = a A^- .$$

L'asta 2-3 è soggetta, per effetto del peso proprio, ad una trazione N_g ; se è

$$N_g > |N_{a\ min}|$$

tutto va bene. Se invece risulta

$$N_g < |N_{a\ min}|$$

l'asta 2-3 cede. La struttura naturalmente non entra in crisi, perchè i correnti sono continui, ma si generano dei momenti dei quali occorre tener conto. Un calcolo di prima approssimazione è quello che trae i momenti nelle aste 1-2 e 3-4 considerando i due tratti A 13 e B 24 come rigidi, e il tutto caricato da due forze

$$|N_{a\ min}| - N_g$$

agenti in 2 e 3 (fig. 11-45), uguali e contrarie, e dirette verso l'interno del riquadro; infatti si può prima considerare presente in 2-3 un'asta rigida che assorbe la compressione $|N_{a\ min}| - N_g$, e poi rimuovere l'asta, e ciò implica che si debbano far agire sulla struttura le forze che prima questa esercitava sull'asta.

Per il calcolo esatto dei momenti generati dal cedimento di un'asta si rimanda ai testi specializzati.

Una struttura con un'asta in meno, come quella della fig. 11-45, si dice *variata*; la possibilità di trovarsi di fronte a una struttura variata (e ciò capita, se capita, per cedimento di qualche asta centrale) caratterizza la Nielsen. Spesso però avviene che ovunque gli N_g siano tali da non dare corpo a questo che, se non un pericolo, è sempre da considerare come un comportamento anomalo. Raramente, può accadere che vengano

fuori strutture variate per cedimento contemporaneo di più aste di parete, che in tal caso sono vicine e inclinate nello stesso verso.

E' proprio la variazione della struttura a non permettere di sfruttare completamente la circostanza, già messa in luce, della diminuzione dei momenti (non solo da peso proprio, ma anche da carico accidentale) con la diminuzione dell'inerzia dei correnti.

Gli effetti del ritiro possono calcolarsi sempre attraverso la (11-30), traendo prima le ϕ e poi i momenti di incastro perfetto da diffondere alla Cross. Le variazioni termiche, attesa l'uguaglianza dei coefficienti termici nel ferro (sospensioni) e nel conglomerato (archi e impalcato) danno tensioni trascurabili.

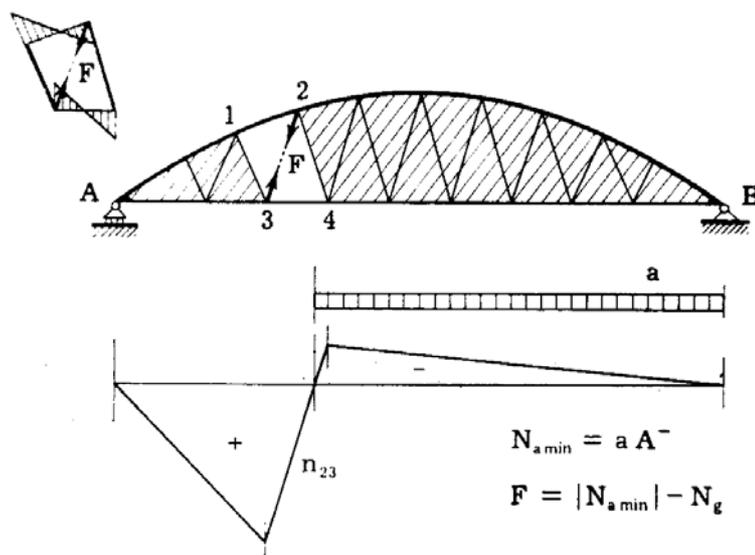


FIG. 11-45

Si tenga conto che i carichi sono stati riportati nei nodi; per avvicinarsi al comportamento reale occorre aggiungere, alle sollecitazioni calcolate come sopra, i momenti dovuti ai carichi agenti sui correnti considerando — con approssimazione — questi ultimi come travi continue vincolate su appoggi fissi nei nodi.

Si abbia infine presente che nelle strutture realizzate in due fasi vanno eseguiti due calcoli all'instabilità, uno relativo al solo peso proprio in presenza della struttura ridotta, ed uno inerente al carico totale in presenza della struttura effettiva; per il primo può tollerarsi un coefficiente di sicurezza più basso. Il procedimento di calcolo, valevole per una generica travatura reticolare, è esposto nel quinto volume.

Nella fig. 11-46 è rappresentata una Nielsen di piccola luce (*Aiello*); la sezione di ciascun arco è di cm 80×50 (maggiore dimensione orizzontale), armata con 6 $\emptyset 20$ superiori e 6 $\emptyset 20$ inferiori; nell'impalcato sono

annegati, continui, due profilati I NP 280 per ciascun arco; ogni asta di sospensione è costituita da un tondino di acciaio $\varnothing 50$. I pesi propri ridotti ai nodi sono consegnati nella stessa figura. La struttura è realizzata in

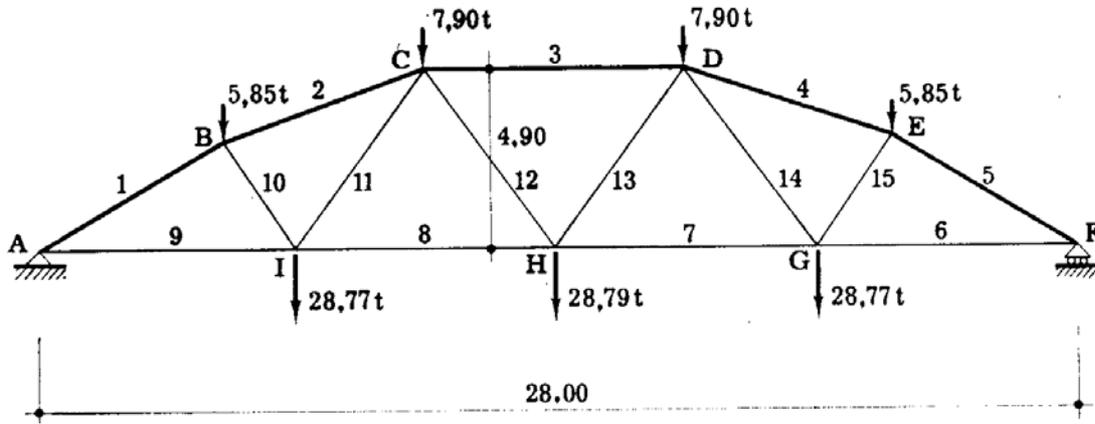


FIG. 11-46

una sola fase; la rigidità del corrente inferiore è prudenzialmente calcolata in relazione ai soli profilati. I momenti da peso proprio sono quelli della fig. 11-47; il diagramma a tratto grosso è calcolato in rigore con i lavori

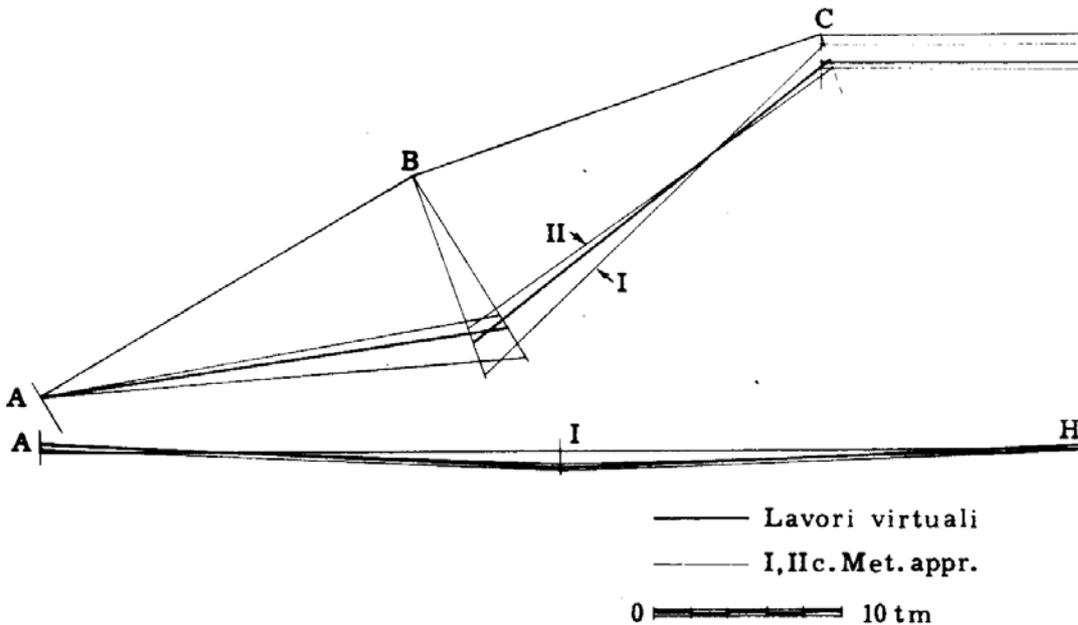


FIG. 11-47

virtuali, i diagrammi a tratto sottile sono quelli di prima e seconda approssimazione calcolati con il metodo approssimato. Nella fig. 11-48 sono riportati i momenti provocati da un carico verticale di 1 t nel nodo I.

Nella fig. 11-49 è rappresentata invece una Nielsen di grande luce;

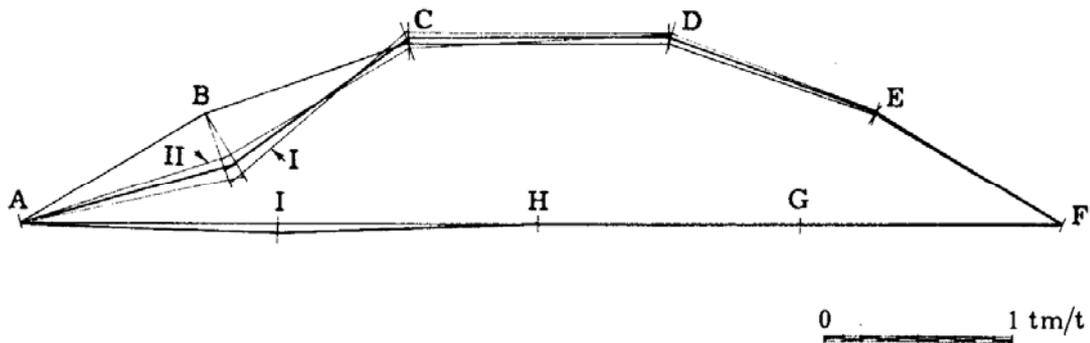


FIG. 11-48

la sezione di ciascuno arco è cm 140×60 , armata con 6 ϕ 30 superiori e

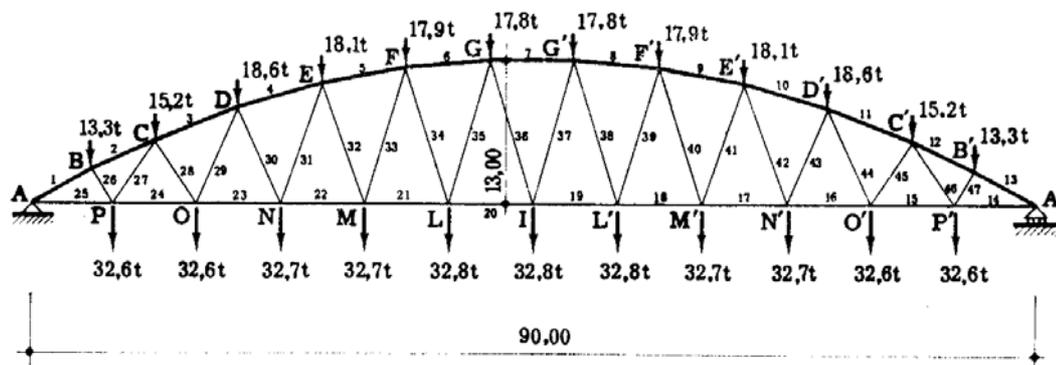


FIG. 11-49

6 ϕ 30 inferiori; nell'impalcato sono annegati due profilati I NP 600 per

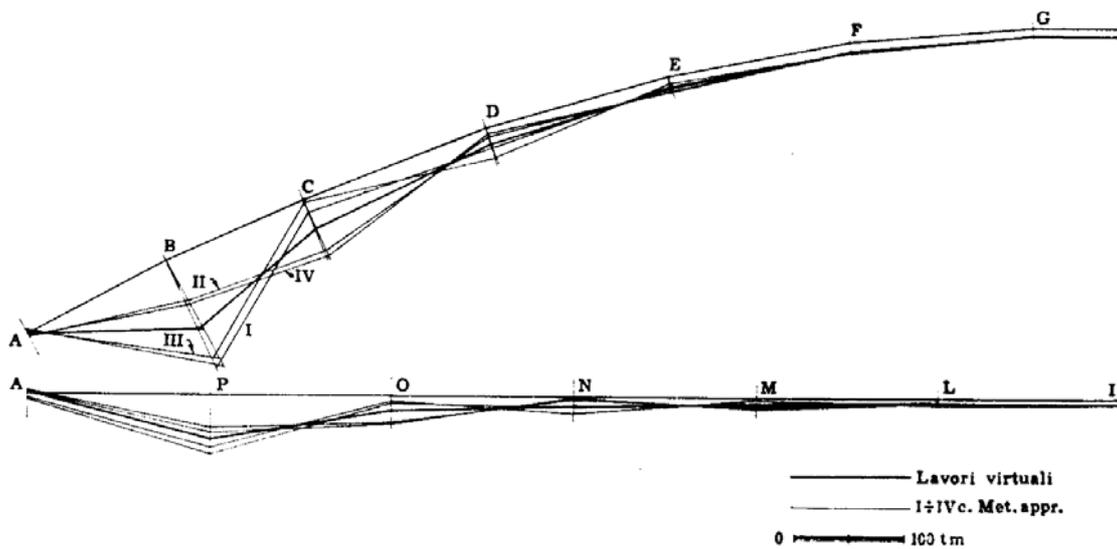


FIG. 11-50

ciascun arco; ogni asta di sospensione è costituita da un tondino di ac-