

CAPITOLO VIII

LA CONFERMA SPERIMENTALE DEI RISULTATI DEL CALCOLO A ROTTURA

1. La sperimentazione a rottura.

La messe sperimentale relativa al calcolo a rottura è ormai almeno tanto cospicua quanto l'edificio teorico; purtroppo si nota un grosso squilibrio tra il numero di prove eseguite su strutture metalliche e quello delle prove relative ad opere in conglomerato armato. Ciò dipende dall'essere il calcolo a rottura sorto con intendimenti di semplificazione rispetto al calcolo elastico in strutture molte volte iperstatiche, anche se poi ben più ampia si è fatta la sua portata; dall'essersi il calcolo a rottura sviluppato in paesi a forte produzione di acciaio; e, principalmente, dai primitivi pregiudizi circa l'aderenza al vero del calcolo a rottura nelle strutture in c.a. Non si può in questa sede riferire sui risultati sperimentali altrui, per motivi di economia dell'opera; sembra però utile qualche cenno sulle esperienze eseguite nell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Napoli, sia per il particolare valore che può avere una relazione di prova estesa da chi la prova stessa ha seguito *de visu*, sia perchè quasi tutte le esperienze napoletane sono relative a strutture in conglomerato armato.

2. Esperienze su una serie di travetti continui.

Tali esperienze furono eseguite nel 1956 dal *Renzulli* su travetti in conglomerato armato continui su tre appoggi, caricati da una forza concentrata in corrispondenza della mezzeria della campata più lunga, per vari rapporti fra le due luci; il numero di travetti portati a rottura, cento, sembra sufficiente per trarre conclusioni di una qualche importanza.

I materiali usati sono stati: cemento pozzolanico 500; pietrisco calcareo con dimensione massima di cm 2; sabbia silicea con diametro massimo di mm 3.

Per il ferro sono stati usati tre diversi diametri: ϕ 6,5, ϕ 8 e ϕ 10

per la prima serie, e ϕ 7, ϕ 8,5 e ϕ 10 per la seconda, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella I.

TABELLA I

	ϕ (mm)	Carico di snervamento (kg)	Carico di rottura (kg)	Allungamento % a rottura
Prima serie	6,5	1.100	1.460	32
	8 a	1.450	2.310	33
	8 b	2.000	2.700	32
	10	2.200	3.450	31
Seconda serie	7	1.300	1.845	25
	8,5	1.900	2.750	26
	10	2.600	3.300	34

I provini venivano gettati in quattro alla volta, in forme metalliche, e vibrati per la durata di 5 minuti; contemporaneamente venivano get-

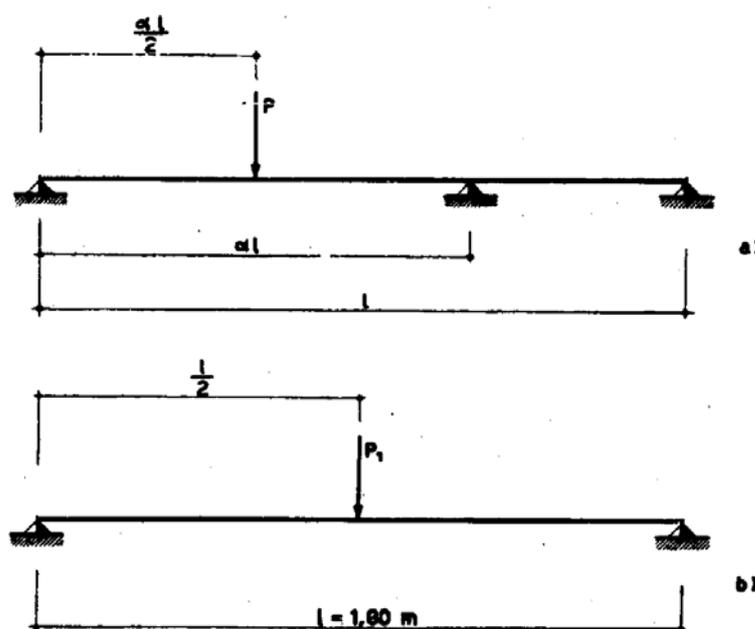


FIG. 8-1

tati quattro cubetti 16×16 da sottoporre a prova di schiacciamento, allo scopo di controllare costantemente la riuscita degli impasti.

Gli impasti erano fatti con mc 0,4 e 0,8 di sabbia e pietrisco rispetti-

vamente, Kg 300 di cemento e 120 litri di acqua per metro cubo. I carichi unitari di resistenza a 28 giorni si aggiravano su $320 \div 350 \text{ Kg/cm}^2$.

Lo schema di prova è stato quello della figura 8-1 a.

L'ancoraggio in corrispondenza dell'appoggio di destra è stato realizzato con un robusto profilato vincolato mediante due tiranti in ferro alla piattabanda superiore del banco.

Le due sezioni longitudinali e trasversali del travetto sono disegnate nella figura 8-2: l'armatura è simmetrica ed è costituita da quattro tondini uguali che corrono dritti per tutta la lunghezza.

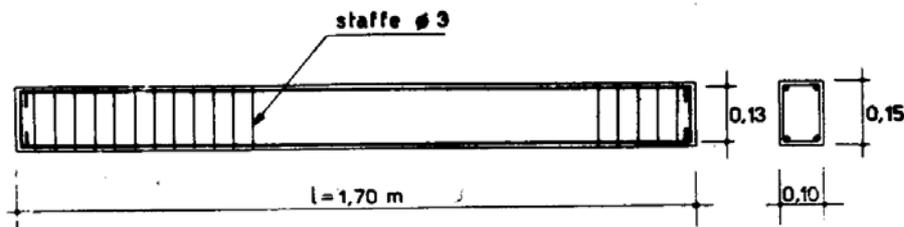


FIG. 8-2

Allo scopo di controllare sperimentalmente i valori teorici del momento limite sono state eseguite prove di rottura sullo schema isostatico di trave appoggiata della figura 8-1 b.

Con i simboli segnati, indicando con M_0 il valore del momento limite si ha ovviamente:

$$M_0 = \frac{P_0 l}{4} .$$

Per il travetto della figura 8-1 a la rottura si verifica quando il valore del momento raggiunge M_0 in corrispondenza della forza e dell'appoggio centrale.

In queste condizioni il valore dell'ordinata della superficie semplice dei momenti sotto la forza P vale:

$$M_0 + \frac{1}{2} M_0 = \frac{3}{2} M_0 .$$

Pertanto:

$$\frac{P \alpha l}{4} = \frac{3}{2} M_0$$

da cui:

$$P = 6 \frac{M_0}{\alpha l} = \frac{1}{\alpha} \frac{6 M_0}{l}$$

Risultando, a parità di armatura, $6 M_0/l$ costante, è possibile così ricavare il valore teorico del carico di rottura al variare di α .

In tutte le prove è stato riscontrato che le prime lesioni si formavano sotto la forza, e quindi sull'appoggio centrale. In base ai valori delle tensioni di rottura riportati nella tabella I, e assumendo come braccio della coppia interna la distanza fra le due armature, si hanno per M_0 i seguenti valori, teorici e sperimentali, che si riportano espressi in tm, nella tab. II a; la tensione limite dell'acciaio è assunta pari a quella di rottura.

TABELLA II a

		$\varnothing 6,5$	$\varnothing 8a$	$\varnothing 8b$	$\varnothing 10$
		Prima serie	teorico	0,38	0,60
	sperimentale	0,40	0,57	0,65	0,86
		$\varnothing 7$	$\varnothing 8,5$	$\varnothing 10$	
		Seconda serie	teorico	0,48	0,715
	sperimentale	0,50	0,710	0,84	

I valori sperimentali di M_0 sono ricavati in funzione dei carichi di rottura letti secondo lo schema della fig. 8-1 b su travetti appoggiati (vedi tab. II b) in numero di quattro per ogni tipo di armatura. Nella

TABELLA II b

	$\varnothing 6,5$	$\varnothing 8a$	$\varnothing 8b$	$\varnothing 10$			$\varnothing 7$	$\varnothing 8,5$	$\varnothing 10$	
	$P_1(t)$	0,90	1,40	1,60			2,15	Prima serie	$P_1(t)$	
	0,95	1,45	1,65	2,05			1,30	1,85	2,10	
	1,00	—	—	2,10			1,18	1,72	2,12	
	1,00	—	—	2,10			1,32	1,83	2,10	

fig. 8-3 si vede un provino dopo una prova di carico. I valori sperimentali e teorici di P sono riportati nelle tabelle III e IV espressi in tonnellate.

Nelle figg. 8-4 e 8-5 sono disegnate le iperboli $P(\alpha, \ell)$, insieme con i valori medi dei risultati sperimentali.

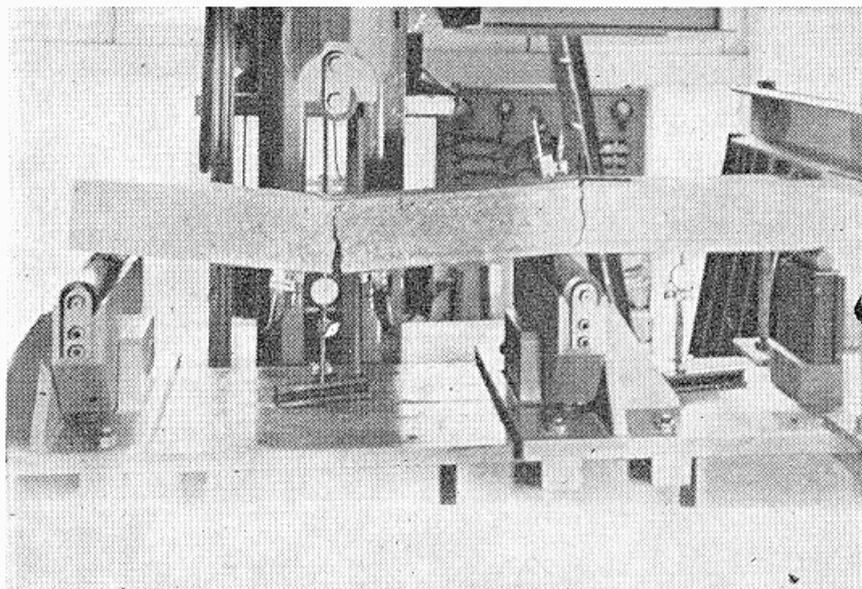


FIG. 8-3

Si osservi che i risultati di cui sopra si sono ottenuti accettando come

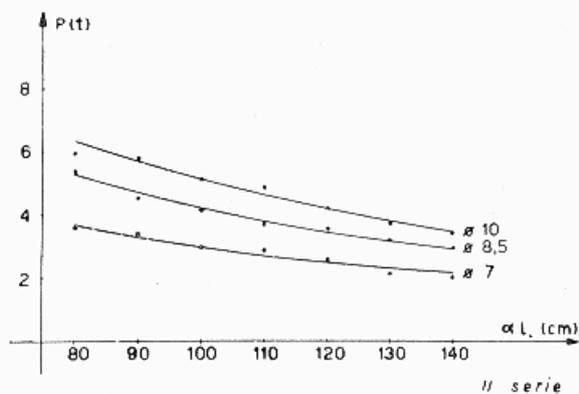
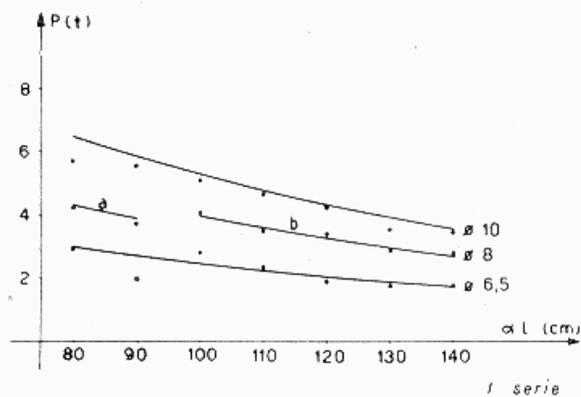


FIG. 8-4 e 5

tensione limite quella di rottura. E' da notare pure che la percentuale di armatura, valutata su due ferri soltanto, varia da 0,4 a 2 %; si è comun-

TABELLA III

Serie I

	\varnothing 6,5		\varnothing 8a		\varnothing 8b		\varnothing 10		
	Sperimentali	Teorici	Sperimentali	Teorici	Sperimentali	Teorici	Sperimentali	Teorici	
$\alpha l = 0,8$ m	2,65 } 3,25 }	2,95	4,00 } 4,45 }	4,22			5,70 } 5,55 }	5,62	6,44
$\alpha l = 0,9$ m	2,05 } 1,80 }	1,92	3,70 } 3,50 }	3,60			4,45 } 5,50 }	5,47	5,73
$\alpha l = 1,0$ m	2,55 } 3,05 }	2,80			4,40 } 4,05 }	4,02	4,80 } 4,90 }	4,85	5,15
$\alpha l = 1,1$ m	2,50 } 2,10 }	2,30			3,45 } 3,45 }	3,45	4,45 } 4,45 }	4,45	4,68
$\alpha l = 1,2$ m	2,05 } 1,85 }	1,95			3,50 } 3,30 }	3,40	4,14 } 4,20 }	4,17	4,30
$\alpha l = 1,3$ m	1,80 } 1,90 }	1,85			2,90 } 2,90 }	2,90	3,60 } 3,40 }	3,50	3,96
$\alpha l = 1,4$ m	1,75 } 1,75 }	1,75			2,80 } 3,05 }	2,92	3,50 } 3,55 }	3,52	3,68

TABELLA IV

Serie II

	$\varnothing 7$		$\varnothing 8,5$		$\varnothing 10$	
	Sperimentali	Teorici	Sperimentali	Teorici	Sperimentali	Teorici
$\alpha l = 0,8 \text{ m}$	3,70 } 3,70 }	3,75	5,40 } 5,40 }	5,33	6,00 } 5,90 }	6,30
$\alpha l = 0,9 \text{ m}$	3,40 } 3,50 }	3,33	4,50 } 4,60 }	4,75	5,50 } 6,00 }	5,60
$\alpha l = 1,0 \text{ m}$	3,05 } 3,05 }	3,00	4,35 } 4,05 }	4,26	5,20 } 4,90 }	5,04
$\alpha l = 1,1 \text{ m}$	2,85 } 3,00 }	2,73	3,80 } 3,70 }	3,88	4,80 } 4,90 }	4,58
$\alpha l = 1,2 \text{ m}$	2,55 } 2,70 }	2,50	3,70 } 3,60 }	3,55	4,30 } 4,10 }	4,20
$\alpha l = 1,3 \text{ m}$	2,12 } 2,05 }	2,31	3,60 } 3,60 }	3,28	3,70 } 3,80 }	3,87
$\alpha l = 1,4 \text{ m}$	2,00 } 1,90 }	2,14	3,10 } 3,15 }	3,04	3,60 } 3,45 }	3,63

que sempre, perciò, fuori dal campo delle deboli armature. In questo pur molto ampio intervallo di percentuali non sembra quest'ultima abbia giocato un ruolo di rilievo.

3. Esperienze su un modello di ponte Maillart.

Altro studio notevole è quello eseguito nel 1957 dal *Sorgente*, su un modello di ponte a volta sottile irrigidita (Maillart), ad impalcato curvilineo. (fig. 8-6).

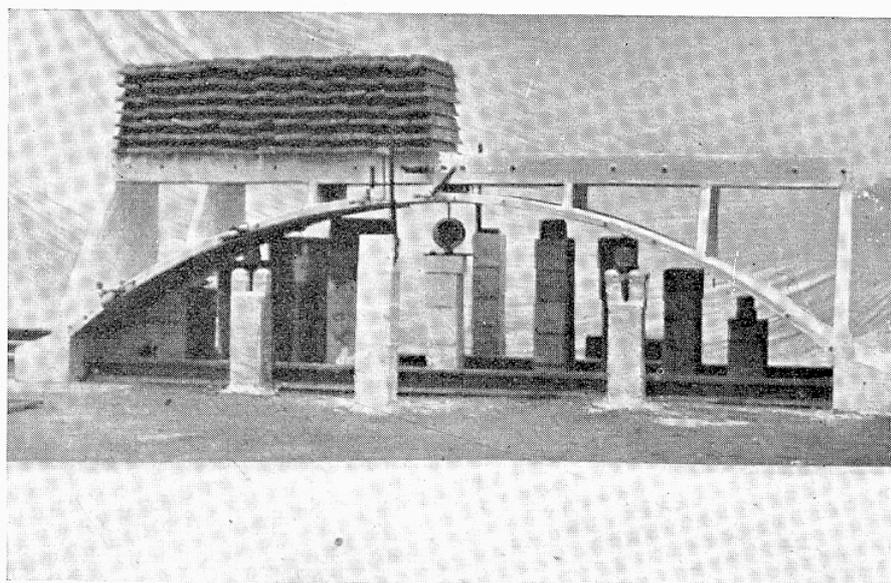


FIG. 8-6

Si rimane sostanzialmente nel campo delle strutture inflesse, comunque il contributo offerto dalla volta all'assorbimento del momento flettente è risultato non trascurabile; il calcolo teorico del coefficiente di sicurezza è stato condotto tenendo conto anche di questo contributo, e si è chiamato in gioco pure lo sforzo normale; inoltre si è adottata per tensione limite dell'acciaio quella di rottura, si è adoperato acciaio ad alto limite elastico, e le percentuali di armatura sono basse; con tutto ciò il coefficiente di sicurezza a rottura sperimentale è risultato ancora, sia pure di poco, superiore a quello teorico. Ciò dipende dall'aver trascurato il contributo delle cerniere plastiche che si formano alle estremità dei montanti. Il procedimento che si segue per il calcolo del coefficiente di sicurezza a rottura è analogo a quello che si usa per la verifica a rottura dell'arco incastrato; perciò si suppone che in quattro sezioni della volta (di cui in genere due in corrispondenza delle imposte) si formino cerniere plastiche; per avere il collasso occorre ancora che nella trave si formino

due cerniere plastiche in corrispondenza delle due cerniere intermedie della volta. Definita la condizione di carico accidentale e la posizione presumibile delle cerniere, si traccia la deformata di incipiente collasso con la condizione che il lavoro del carico accidentale sia positivo. I momenti limiti nella trave sono noti poichè dipendono dalle sole caratteristiche geometriche ed elastiche della sezione; i momenti limiti nella volta essendo funzioni degli sforzi normali si calcolano per successive approssimazioni; e cioè assunti degli sforzi normali arbitrari (per esempio quelli generati nella struttura resa isostatica dal peso proprio più il carico accidentale moltiplicato per un valore presunto del coefficiente di sicurezza) si calcolano, attraverso i domini di snervamento delle sezioni in cui si suppongono avvenute le plasticizzazioni, dei valori M_{ONI} di prima approssimazione; poi si calcola un primo valore di γ :

$$\gamma_1 = \frac{\sum_1^4 M_{ONI} \theta_1 + \sum_1^2 M_{OI} \theta_1}{L_a}$$

quindi si calcolano gli sforzi normali generati dai carichi $\gamma_1 F_1$ e dalle coppie limiti M_{ONI} e M_{OI} , e partendo da questi si ricavano dei nuovi valori delle coppie limiti M_{ONI} nella volta (restando invariati quelli M_{OI} nella trave), con i quali si trae un nuovo valore γ_2 , e così via finchè:

$$\gamma_1 = \gamma_{1+1} \cdot \circ$$

La determinazione degli sforzi normali indotti da una generica distribuzione di carichi γF_1 e di coppie limiti M_{ONI} e M_{OI} in equilibrio tra di loro è un po' meno agevole di quanto risulta per l'arco incastrato; infatti nell'arco incastrato sono note le forze agenti e gli sforzi normali sono staticamente determinati. Nella struttura in esame invece per conoscere gli sforzi normali indotti nella volta occorre conoscere tutti gli sforzi trasmessi alla volta dalle stilate di collegamento, e di questi solo due sono staticamente determinati; agli altri competeranno, nello spirito del « *limit design* » valori arbitrari purchè in equilibrio con le forze γF_1 e le coppie limiti.

Si prende in esame dapprima la struttura resa staticamente determinata assegnando valori nulli a tutti gli sforzi delle stilate di collegamento meno due; per es. come appare nella figura 8-7; si tracciano quindi i diagrammi del momento flettente nella trave e nella volta e dello sforzo normale nella volta. In queste condizioni accade in genere che i valori dei momenti superano di molto quelli dei momenti limiti.

Si considera quindi la struttura soggetta all'azione di un sistema di

due forze uguali e contrarie X_1 e $-X_1$ agenti in corrispondenza del generico tra i montanti soppressi e di valore arbitrario per es. unitario

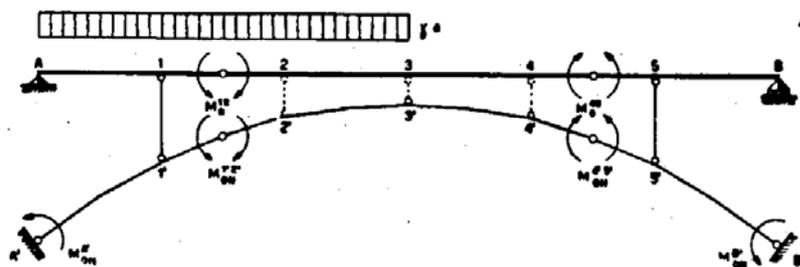


FIG. 8-7

(fig. 8-8). In queste condizioni la struttura è in equilibrio e si possono

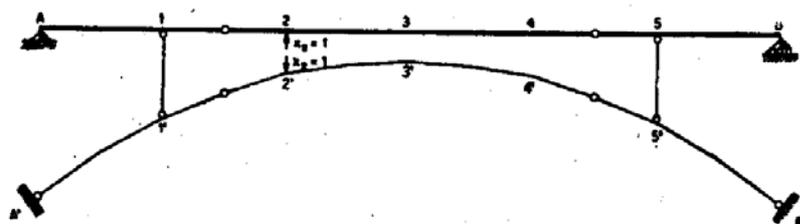


FIG. 8-8

calcolare i momenti indotti nella trave e nella volta; operando in questa maniera per tutte le stilate staticamente indeterminate si conoscono gli effetti provocati da valori unitari di tali sforzi incogniti. Basterà quindi con qualche tentativo assegnare ad essi dei valori opportuni perchè siano ridotte quanto possibile le escursioni al di là dei limiti di plasticizzazione. In queste condizioni si conoscono tutte le forze agenti sulla voltina e quindi gli sforzi provocati dai carichi γF_1 e dalle coppie limiti, in funzione dei quali si traggono dai domini di snervamento i successivi valori delle coppie limiti e quindi un altro valore di γ . Iterando il procedimento si giunge alla determinazione di un coefficiente cinematicamente sufficiente.

Bisogna ora ricercare, nell'ipotesi che in qualche sezione i momenti flettenti superino i momenti limiti, un coefficiente staticamente ammissibile ψ e vedere in quale intervallo è contenuto il coefficiente di sicurezza: per fare questo nelle sezioni in cui si superano i momenti limiti si rilevano i valori M_γ e N_γ se trattasi di carico proporzionale, ovvero $M_g + M_\gamma$ e $N_g + N_\gamma$ se trattasi di carico non proporzionale, e si determina sul dominio di snervamento il punto P_γ di coordinate M_γ N_γ (ovvero $M_g + M_\gamma$, $N_g + N_\gamma$). Quindi si calcolano i valori dei rapporti OP_γ/OP

(fig. 8-9 a) se trattasi di carico proporzionale, ovvero $P_g P_\gamma / P_g P$ (fig. 8-9 b) se trattasi di carico non proporzionale; in cui P_g è il punto di coordinate N_g, M_g (generalmente $M_g = 0$).

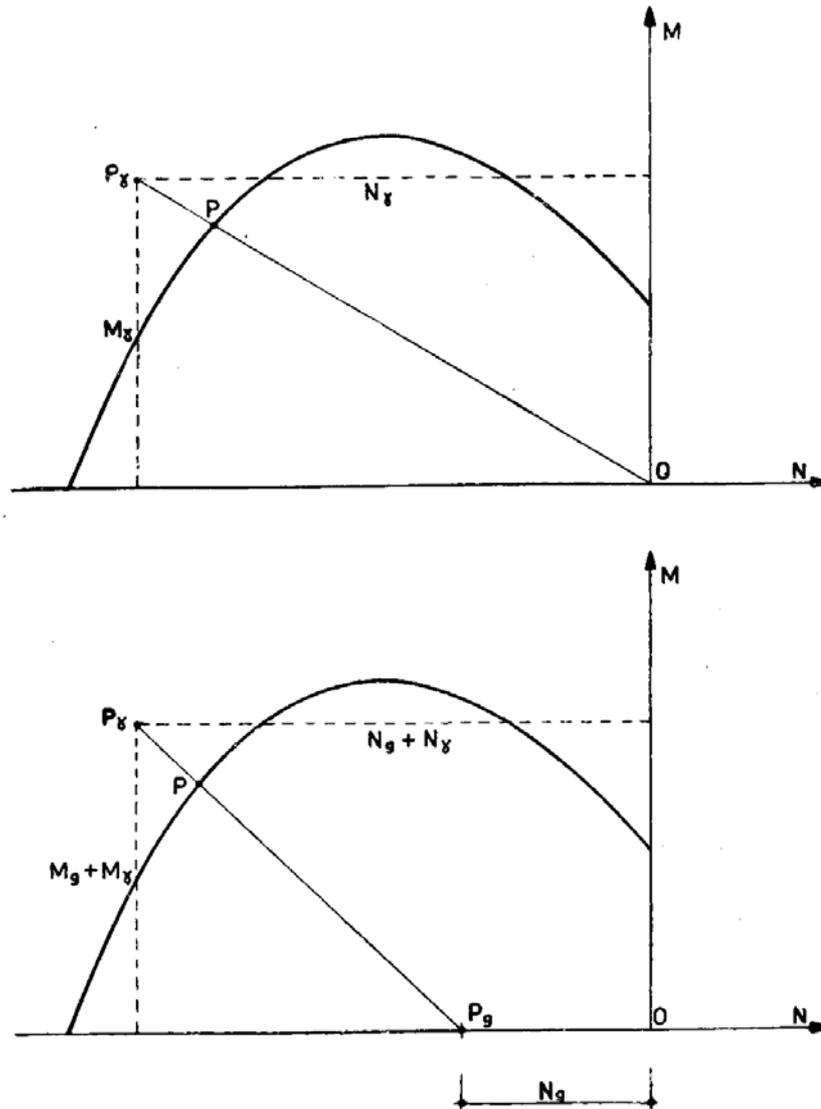


FIG. 8-9

Il più grande dei rapporti $\rho = OP_\gamma / OP$ (ovvero $P_g P_\gamma / P_g P$) definisce con γ / ρ un coefficiente ψ staticamente ammissibile, per cui in base al teorema fondamentale del calcolo a rottura si può affermare che:

$$\frac{\gamma}{\rho} \leq s \leq \gamma.$$

La luce era di m 4, divisa in sei luci parziali eguali, la freccia di m 0,75. La sezione dell'impalcato era alta cm 15 e larga cm 50; la voltina aveva lo spessore costante di cm 4,5 e larghezza variabile da cm 50 in chiave a cm 105 all'imposta. La trave era armata per tutta la lunghezza con 5 ϕ 4 superiori e inferiori, la volta era armata con 7 ϕ 4 superiori

e inferiori all'imposta e con $5 \phi 4$ in chiave. Si sono assegnati i valori $\sigma_{oc} = 250 \text{ Kg/cm}^2$ e $\sigma_{of} = 6800 \text{ Kg/cm}^2$ in base a prove di resistenza sul conglomerato e sul ferro costituenti la struttura.

Il momento limite della trave è costante e vale:

$$M_o = \sigma_{of} A_f (h - 2h') = 6800 \times 0,6283 \times 11,5 = 490 \text{ Kgm} .$$

Per la volta si sono calcolati i domini di snervamento nelle sezioni A', 1', 1'2', 2', 3' (fig. 8-10 a b c d).

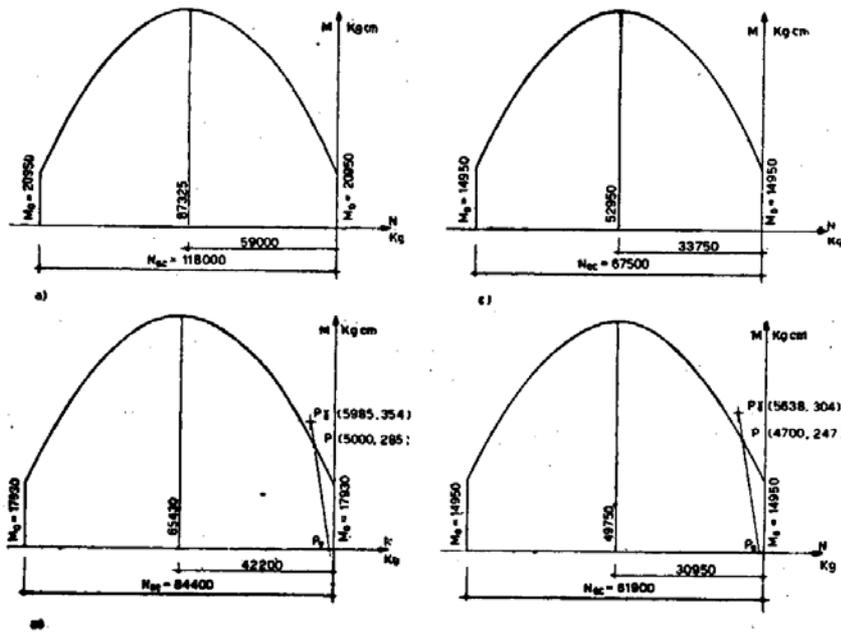


FIG. 8-10

Per il tracciamento della volta come funicolare dei carichi si sono scelte come forze trasmesse dalle stilate alla volta le reazioni dell'impalcato come costituito da campate semplicemente appoggiate; esse sono:

$$G_1 = 147,35 \text{ Kg} ; G_2 = 130,22 \text{ Kg} ; G_3 = 127,75 \text{ Kg} .$$

I pesi dei tronchi di volta compresi tra le stilate sono:

$$P_1 = 81 \text{ Kg} ; P_2 = 52,6 \text{ Kg} ; P_3 = 40,70 \text{ Kg} .$$

Le ordinate dell'asse dell'arco sono fornite dalla tabella V.

TABELLA V

x(m)	0,333	0,666	1	1,333	1,666	2
y(m)	0,2385	0,434	0,565	0,672	0,722	0,750

Gli sforzi normali N_g provocati dal peso proprio sono forniti dalla tabella VI.

TABELLA VI

sezione	A'	1'	1'2'	2'	3'
N_g (Kg)	895	785	775	738	730

a) *Calcolo nell'ipotesi di volta non resistente a flessione.* — Si considera la condizione di carico uniforme esteso fino alla mezzeria della trave, che non si discosta di molto dalla più sfavorevole. Si esegue il calcolo nell'ipotesi di comportamento a cortina e volta parabolica e si riferisce il coefficiente di sicurezza ad un carico di esercizio di 1000 Kg/m. Si prevede in un primo tentativo che le due cerniere plastiche siano disposte simmetricamente e situate a $L/4$ e $3L/4$. Assegnata alla struttura la

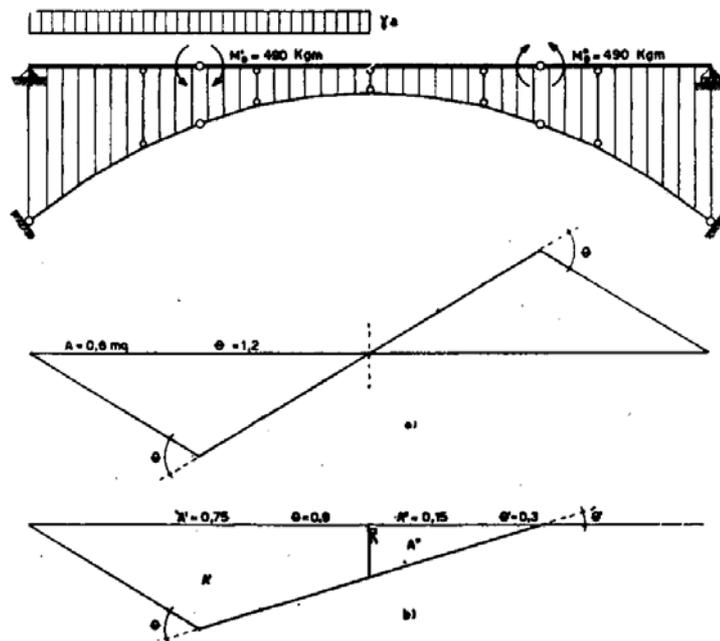


FIG. 8-11

deformata consentita dal grado di libertà il principio dei lavori virtuali consente di scrivere (fig. 8-11):

$$\gamma = \frac{490 \times 2,4}{1000 \times 0,6} = 1,96 .$$

Per tracciare il diagramma dei momenti lungo la trave occorre conoscere la reazione (uniformemente distribuita) del collegamento a cortina: si considera perciò la sola trave soggetta all'azione di γa , del peso proprio g_t e delle coppie limiti, e assegnando una deformata arbitraria si applica il teorema dei lavori virtuali ottenendo:

$$\gamma a A' + g_t (A' + A'') - p (A' + A'') - M_o (\theta + \theta') = 0$$

da cui:

$$p = \gamma a \frac{A'}{A' + A''} + g_t - M_o \frac{\theta + \theta'}{A' + A''}$$

Sostituendo i valori noti si ha $p = 1166 \text{ Kg/m}$ e $\gamma a - p = p - g_t = 980 \text{ Kg/m}$. La trave risulta caricata emisimmetricamente e si riconosce facilmente che il massimo momento si ha ad un quarto della luce, cioè nella cerniera plastica, per cui il diagramma del momento non supera in alcun punto il diagramma dei momenti limiti; quindi il coefficiente di sicurezza è proprio 1,96.

b) *Calcolo nell'ipotesi di volta resistente a flessione.* — Sulla scorta del calcolo precedente si suppone che le cerniere plastiche si formino nella trave ad $L/4$ e $3L/4$, e nella volta in corrispondenza di quelle della trave e alle imposte. I valori di partenza degli sforzi normali nella volta sono quelli provocati nell'arco a tre cerniere dal peso proprio più il carico accidentale moltiplicato per il valore presunto 3,5 del coefficiente di sicurezza. Essi risultano:

$$\text{sezione } A' \quad N = 895 + 3,5 \times 1760 = 7055 \text{ Kg}$$

$$\text{sezione } B' \quad N = 895 + 3,5 \times 1375 = 5710 \text{ Kg}$$

$$\text{sezione } 1'2' \text{ e } 4'5' \quad N = 775 + 3,5 \times 1420 = 5745 \text{ Kg} .$$

Ad essi corrispondono i momenti limiti:

$$M_{ON}^A = 358 \text{ Kgm}$$

$$M_{ON} = 330 \text{ Kgm}$$

$$M_{ON}^{1'2'} = M_{ON}^{4'5'} = 265 \text{ Kgm} .$$

Dall'equazione dei lavori virtuali si ricava un primo valore di γ :

$$\gamma = \frac{490 \times 2,4 + 265 \times 2,4 + 0,6 (358 + 330)}{1000 \times 0,6} = 3,715 .$$

Occorre ora calcolare gli sforzi normali indotti nelle quattro sezioni considerate dai carichi $3,715 a$, dal peso proprio e dalle coppie limiti. Per quanto detto precedentemente si considera dapprima la struttura senza le stilate sovrabbondanti, per la quale bastano le equazioni della statica. Con riferimento allo schema della trave riportato in figura 8-12 con

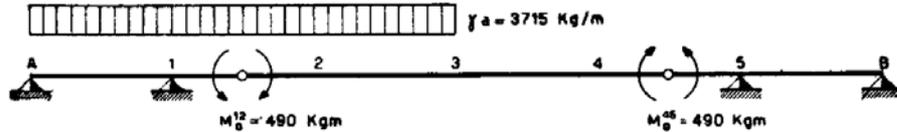


FIG. 8-12

semplici considerazioni di equilibrio si ottengono i valori delle reazioni:

$$R_A = 520 \text{ Kg} \quad R_1 = 5490 \text{ Kg} \quad R_5 = 2865 \text{ Kg} \quad R_B = 1445 \text{ Kg} .$$

Si passa poi a considerare la volta caricata in corrispondenza delle sezioni 1' e 5' dalle forze R_1 e R_5 innanzi calcolate (fig. 8-13). I valori delle

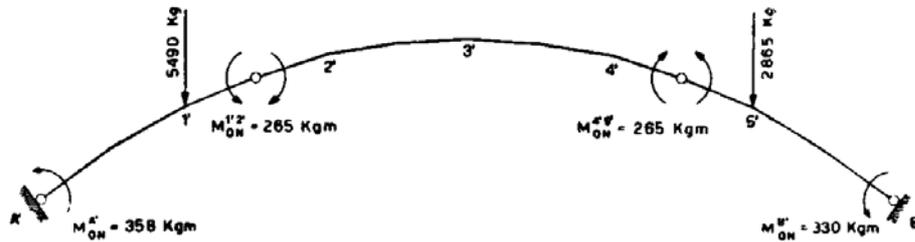


FIG. 8-13

reazioni sono:

$$R_{A'} = 5225 \text{ Kg} \quad R_{B'} = 3130 \text{ Kg}$$

$$H = \frac{5225 - 5490 \times 0,333 - 358 - 265}{0,565} = 4910 \text{ Kg} .$$

In possesso di queste reazioni possiamo calcolare i momenti flettenti nella trave e nella volta. Occorre ora trovare i valori più opportuni delle interazioni indeterminate: per fare questo si determina innanzitutto il regime statico provocato da ciascuna interazione supposta di valore unitario.

Nella figura 8-14 A, B, sono riportati i diagrammi dei momenti rispettivamente nella trave e nella volta per effetto di una forza $X_2 = 1 \text{ t}$ (i

diagrammi dovuti all'effetto di una forza $X_4 = 1 \text{ t}$ sono i simmetrici dei precedenti rispetto alla verticale). Per questa condizione di carico risulta:

$$M_1 = - M_2 = 277,77 \text{ Kgm} \quad M_3 = 166,66 \text{ Kgm}$$

$$M_4 = - M_5 = 55,55 \text{ Kgm} .$$

Nella figura 8-14 C, D sono riportati i diagrammi dei momenti rispettivamente nella trave e nella volta per effetto di una forza $X_3 = 1 \text{ t}$;

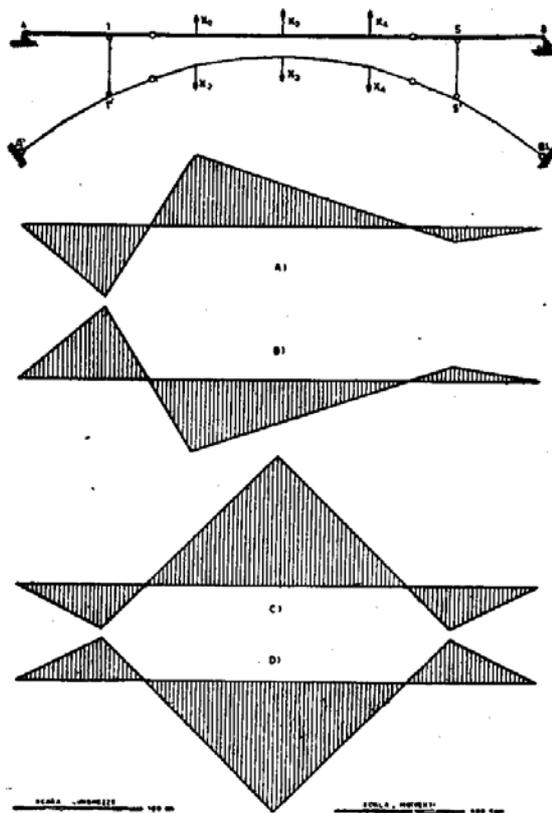


FIG. 8-14

per questa condizione di carico risulta:

$$M_1 = M_5 = 166,66 \text{ Kgm} \quad M_2 = M_4 = 166,66 \text{ Kgm} \quad M_3 = 500 \text{ Kgm} .$$

Operando per tentativi si sono determinati i valori di X_2 , X_3 , X_4 con i quali si riesce a contenere per quanto possibile i diagrammi dei momenti sia della volta che della trave entro i diagrammi dei momenti limiti; essi risultano:

$$X_2 = 1629 \text{ Kg} \quad X_3 = 1000 \text{ Kg} \quad X_4 = 778 \text{ Kg} .$$

Le forze agenti sulla volta sono quindi tutte note e si possono determinare i valori degli sforzi normali dovuti a $g + \gamma a$ ed alle coppie limiti:

$$N_{A'} = 7395 \text{ Kg} \quad N_{B'} = 6320 \text{ Kg} \quad N_{1'2'} = N_{4'5'} = 5975 \text{ Kg} .$$

A questi sforzi normali corrispondono i momenti limiti:

$$M_{ON}^{A'} = 366 \text{ Kgm}$$

$$M_{ON}^{B'} = 344 \text{ Kgm} ,$$

$$M_{ON}^{1'2'} = M_{ON}^{4'5'} = 270 \text{ Kgm} .$$

Si trae così un secondo valore di γ :

$$\gamma = \frac{490 \times 2,4 + 270 \times 2,4 + 0,6 (366 + 344)}{1000 \times 0,6} = 3,75 .$$

Col nuovo valore di γ si ripete il procedimento innanzi seguito; per questo secondo tentativo si riportano in figura 8-15 i diagrammi dei mo-

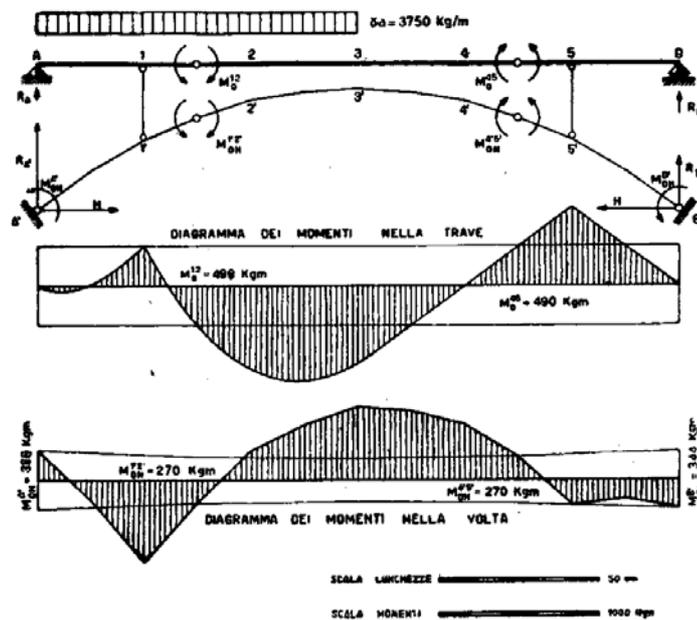


FIG. 8-15

menti nella trave e nella volta per la struttura resa staticamente determinata. In queste condizioni risulta nella trave:

$$R_A = 512 \text{ Kg} \quad R_1 = 5569 \text{ Kg} \quad R_3 = 2877 \text{ Kg} \quad R_B = 1449 \text{ Kg}$$

e nella volta:

$$R_{A'} = 5290 \text{ Kg} \quad R_{B'} = 3147 \text{ Kg} \quad H = 4950 \text{ Kg} .$$

I valori delle interazioni indeterminate che minimizzano i momenti sono:

$$X_2 = 1590 \text{ Kg} \quad X_3 = 1000 \text{ Kg} \quad X_4 = 795 \text{ Kg} .$$

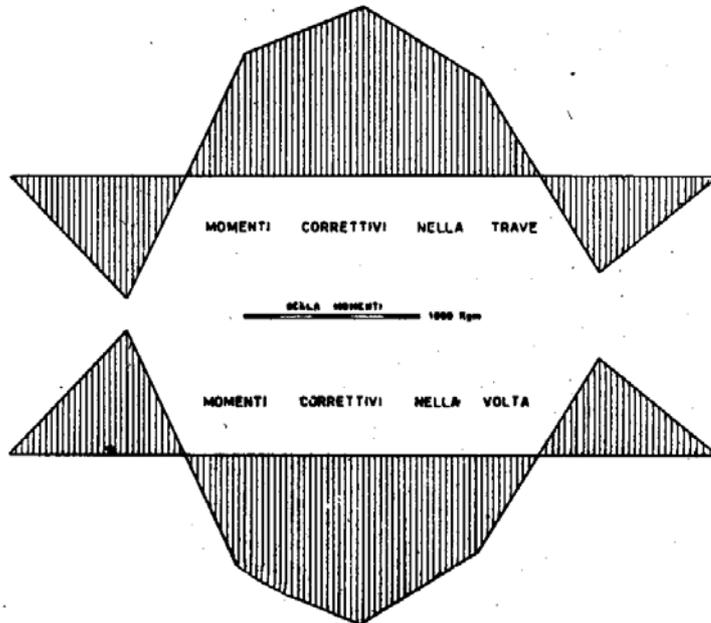


FIG. 8-16

Con questi valori delle X_i gli sforzi normali nelle sezioni in corrispondenza delle cerniere plastiche risultano uguali a quelli precedenti e quindi i momenti limiti non sono variati: il valore di γ è perciò proprio 3,75.

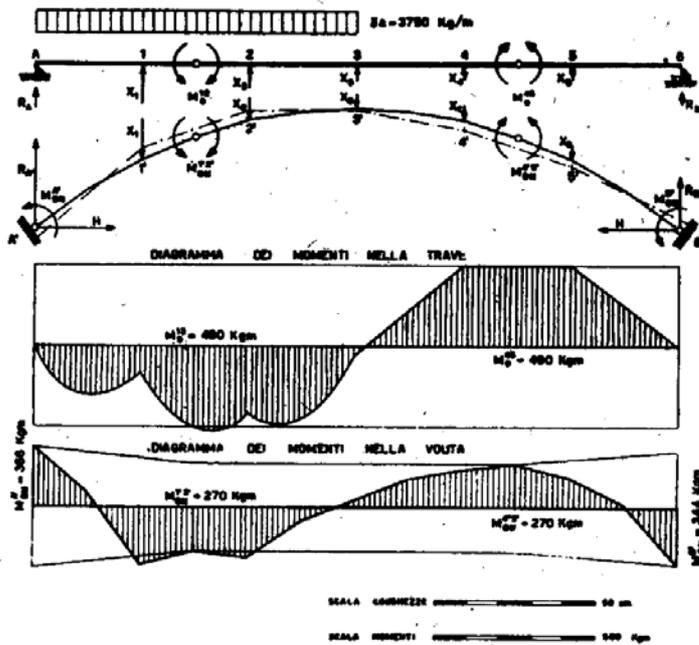


FIG. 8-17

Nella fig. 8-16 sono riportati i diagrammi correttivi dei momenti dovuti ai valori su riportati delle interazioni, e nella fig. 8-17 i diagrammi

totali dei momenti lungo la trave e la volta con la curva delle pressioni della volta.

Si rileva che il momento flettente supera il momento limite in mi-

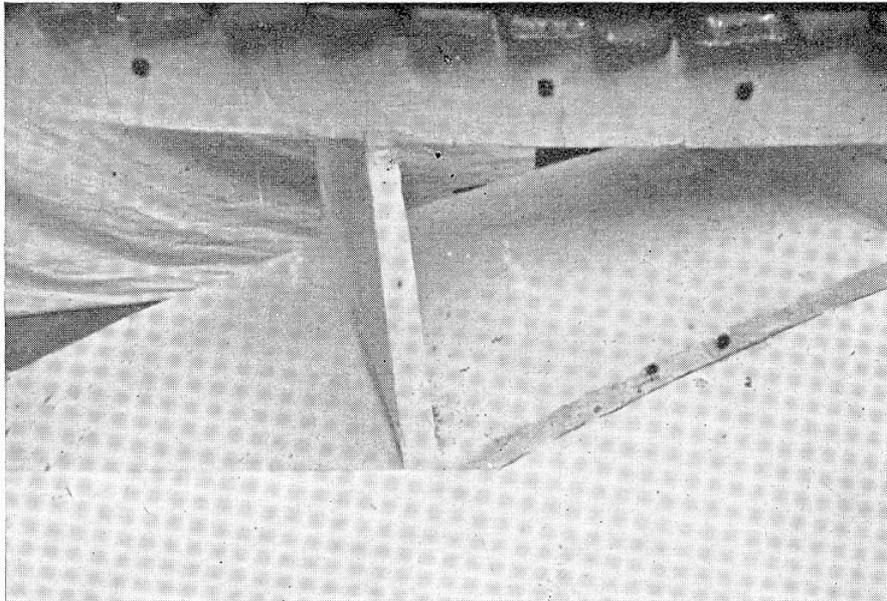


FIG. 8-18

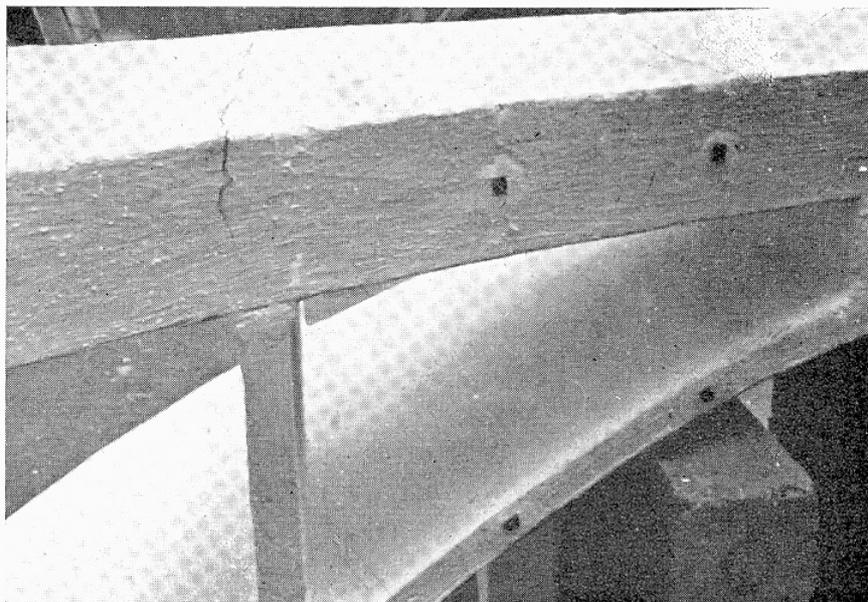


FIG. 8-19

sura maggiore nelle sezioni 1' e 2'; riportando sui domini di snervamento delle sezioni 1' e 2' i punti di coordinate $N_g + N_y$, M_y si traggono i valori:

$$\rho_{1'} = 1,24 \quad \rho_{2'} = 1,223 .$$

L'intervallo in cui resta definito il coefficiente di sicurezza è dunque:

$$3,025 \leq s \leq 3,75 .$$

La prova di carico è stata effettuata disponendo su mezza luce file successive di pani di piombo e di blocchi di conglomerato. Ad ogni stesa di

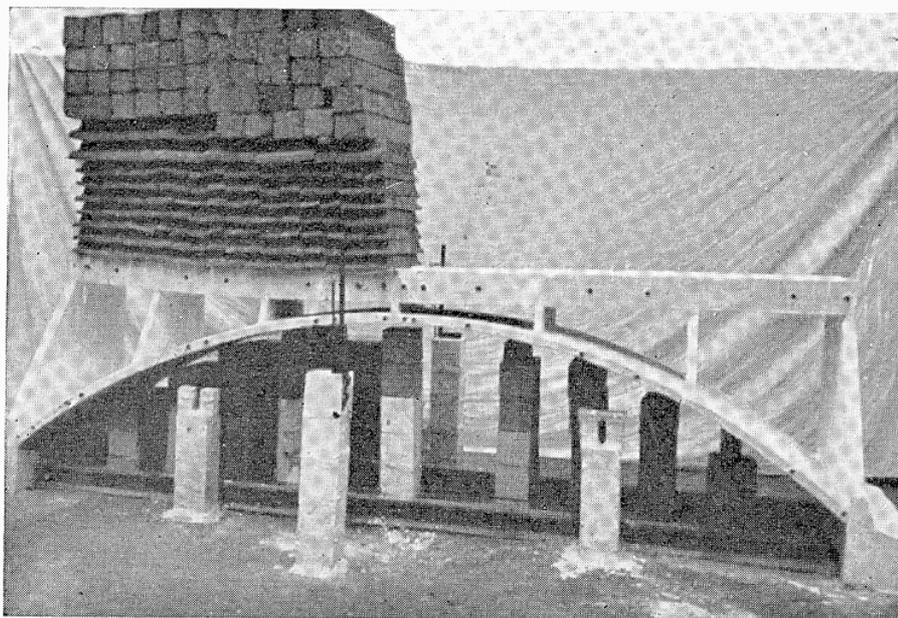


FIG. 8-20

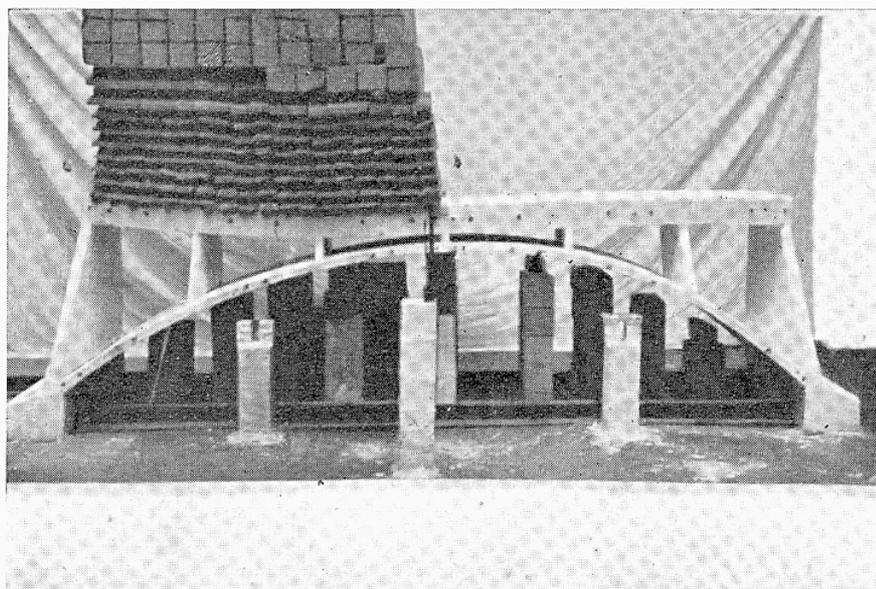


FIG. 8-21

carico si sono determinate a mezzo di estensimetri meccanici Huggemberger le deformazioni elastiche in diversi punti della trave e della volta e a

mezzo di flessimetri gli abbassamenti in tre punti della volta e cioè in chiave e in corrispondenza delle cerniere plastiche. Nella fig. 8-6 si può vedere l'assetto generale del modello con gli strumenti predisposti per le misure. Il carico della fig. 8-6 ha il valore di 2440 Kg/ml e sotto di esso si sono verificate le prime lesioni nella trave, proprio nelle sezioni in cui sono state previste le plasticizzazioni (figg. 8-18 e 8-19).

La fig. 8-21 è la fotografia scattata dopo che per avvenuta rottura dei ferri tesi la struttura ha perduto ogni possibilità di resistenza ed ha assunto una deformata caratterizzata da grandi spostamenti; il crollo completo non è avvenuto avendo predisposto degli appoggi sotto la voltina. Occorre rilevare che il carico della fig. 8-21 è superiore di soli 70 Kg a quello della fig. 8-20, che vale 3805 Kg/ml per il quale ultimo non si era verificato il collasso completo. Al momento del collasso completo il carico aveva quindi il valore di 3840 Kg/ml, cioè con un coefficiente di sicurezza a rottura pari a 3,84.

Il particolare della cerniera plastica (a rottura avvenuta) è nella figura 8-22 per la parte di sinistra.

In genere dato un intervallo $\gamma\phi$ determinato come sopra, il coefficiente di sicurezza è molto più vicino al γ che al ϕ ; comunque il coefficiente

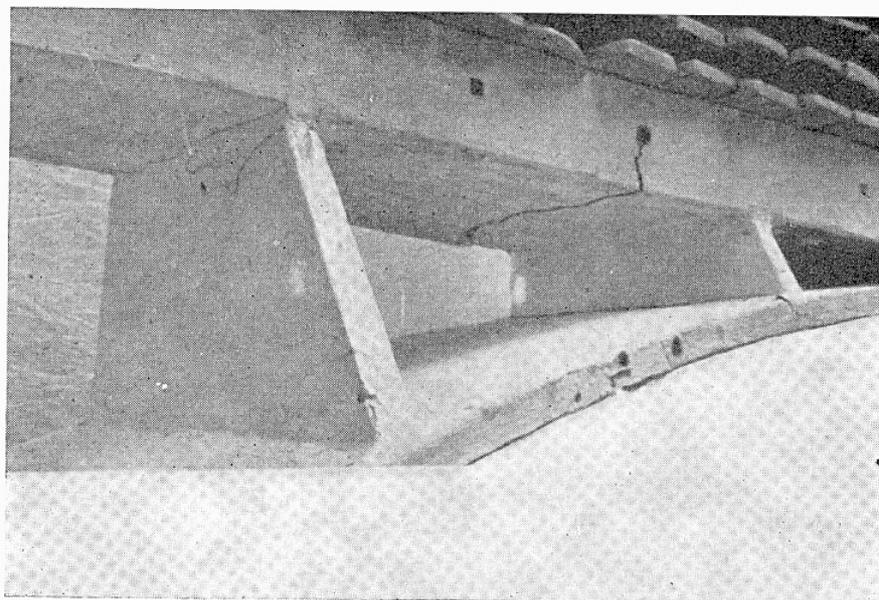


FIG. 8-22

sperimentale, pari a 3,84, è superiore al coefficiente teorico, che è di poco inferiore a 3,75. Il risultato sembra molto incoraggiante, per i motivi già esposti.

4. Esperienze su un modello di arco incastrato.

Un'altra esperienza interessante, condotta nel 1959 dal *Renzulli*, e relativa ad un arco (fig. 8-23). Si tratta di un arco in conglomerato ar-

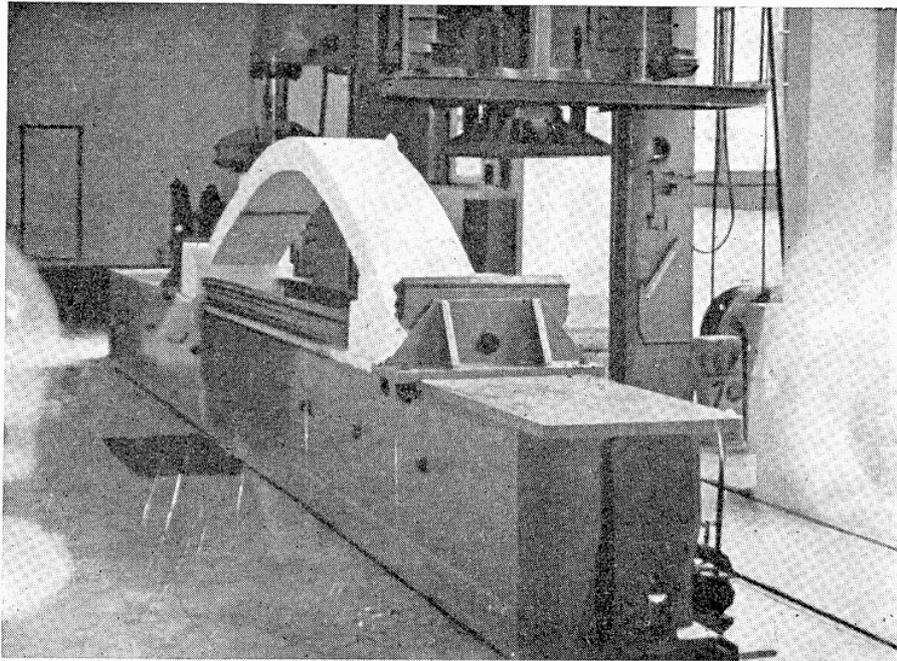


FIG. 8-23

mato di 3,92 m di luce e 0,52 m di freccia, incastrato agli estremi in due plinti ancorati al banco di prova e collegati mediante due spezzoni di rotaia normale.

Le sezioni longitudinale e trasversale erano quelle della fig. 8-24. L'ar-

SEZIONE CON ARMATURA

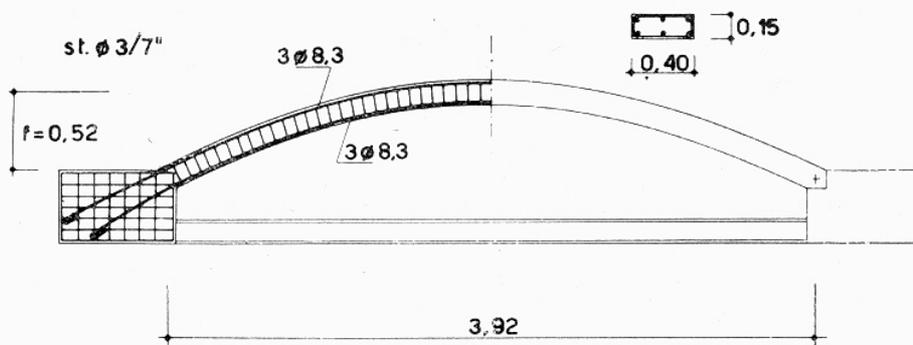


FIG. 8-24

matura era realizzata mediante sei tondini longitudinali del diametro di circa 8 mm (8,3 misurato), disposti simmetricamente lungo l'introdosso e

l'estradosso; per il taglio erano disposte staffe semplici ϕ 3 ogni 7 cm.

Come forma della sezione retta si è preferita quella rettangolare allungata nella direzione orizzontale per ridurre al minimo gli spostamenti nel piano ortogonale a quello dell'asse della struttura. Alla data della prova furono portati a rottura per schiacciamento 4 cubetti prelevati dall'impasto, che dettero con piccolissimi scarti un valore di 260 Kg/cm² per la sollecitazione di rottura.

Su due provini 16.16.30 cm³ fu rilevato inoltre sperimentalmente il diagramma $\sigma - \varepsilon$ che è riportato nella fig. 8-25.

Il ferro era del tipo Aq 52. Sperimentalmente furono rilevate le seguenti caratteristiche:

tensione di snervamento	3.800 Kg/cm ²
tensione di rottura	5.360 Kg/cm ²
allungamento a rottura su barra lunga	27 %

Il diagramma $\sigma - \varepsilon$ è riportato nella fig. 8-25.

Per la lettura degli spostamenti furono usati 12 flessimetri posti in

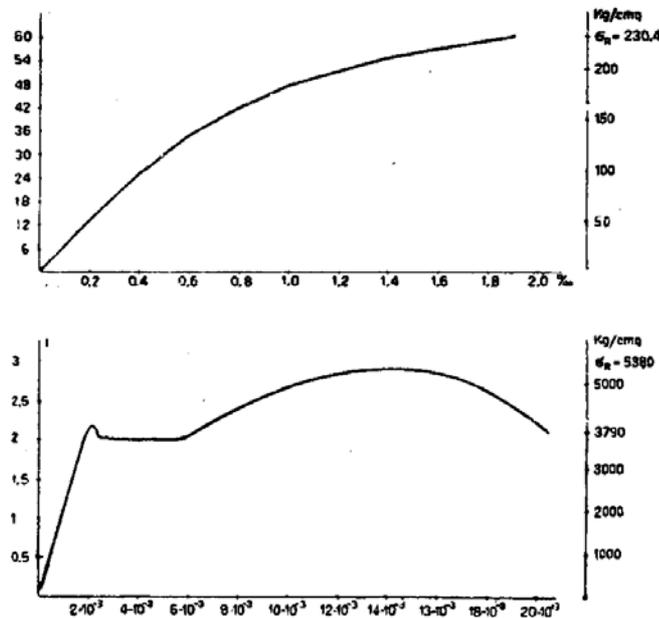


FIG. 8-25

corrispondenza di 6 ascisse; si eseguì la media delle letture di due flessimetri posti ai due estremi di ciascuna sezione.

Il carico era costituito da una forza verticale concentrata alla ascissa $x = 0,887$ m. In corrispondenza della zona caricata all'estradosso si realizzò una superficie orizzontale estesa a tutto lo spessore dell'arco per una lun-

ghezza di 10 cm, opportunamente armata e protetta superiormente da una piastra di acciaio.

Il carico di rottura risultò pari a 8,350 t. In corrispondenza di questo valore si notò una caduta di resistenza della struttura accompagnata da un improvviso notevolissimo aumento delle deformazioni. Il carico non risalì più al valore di 8,350 t, nonostante che l'arco si deformasse ulteriormente seguendo l'abbassamento del pistone.

La tabella VII riporta la media delle letture ai due flessimetri. Le letture furono eseguite di tonnellata in tonnellata da 3 a 6 t. Gli spostamenti sono in mm. L'origine delle ascisse è l'imposta più vicina alla forza.

TABELLA VII

Apparecchi .	1	2	3	4	5	6
Ascissa x (m)	0,572	0,887	1,716	2,288	2,860	3,432
Carico (t) 0 .	0	0	0	0	0	0
» 3 .	0,390	0,700	0,230	— 0,295	— 0,375	— 0,365
» 4 .	0,751	1,252	0,398	— 0,598	— 0,852	— 0,652
» 5 .	1,140	1,925	0,580	— 0,835	— 1,350	— 1,070
» 6 .	1,355	2,640	0,615	— 1,300	— 2,280	— 1,520

A rottura si misurarono gli abbassamenti delle sezioni su indicate e di altre intermedie con l'aiuto di un tacheometro (tab. VIII).

TABELLA VIII

Sezione . . .	0	1	2	2'	3	3'
Ascissa x (m)	0,286	0,572	0,887	1,430	1,716	2,002
v _i (mm) . . .	8,340	23,039	38,062	10,333	— 9,830	— 28,776
u _i (mm) . . .	6,485	12,661	25,324	16,058	12,352	8,339
	4	4'	5'	5	6	6'
	2,288	2,574	3,146	2,860	3,434	3,718
	— 50,801	— 66,645	— 44,903	— 55,645	— 30,857	— 12,635
	11,118	8,646	6,177	8,646	4,940	2,163

Le prime lesioni si riscontrarono in prossimità della sezione di incastro $x = 0$ e di quella di carico, per il valore di 5 t della forza esterna.