

Impresa SCHIAVONE - Lorenzo = FASANO =

VERIFICHE DI STABILITA' DEL SOLAIO

BISAP H/16,5(+3,5).

ANALISI DEI CARICHI

p.p. solaio in opera	Kg/mq.	230.
Sovracc. permanente	"	100.
<hr/>		
Totale carico perman.	Kg/mq.	330.
Sovracc. accidentale	"	250.
<hr/>		
Carico complessivo P	Kg/mq.	580.
<hr/>		

CARATTERISTICHE delle SEZIONE

Altezza totale	H = cm.	20
Altezza utile	h = cm.	18
Largh. sezione	b = cm.	80

Carico riferito all'interasse solaio : $p = P = \text{Kg/ml.}$

CONDIZIONI DI VINCOLO:

MOMENTI FLETTENTI MASSIMI /:

Trattandosi di struttura in semincastro a tutto vantaggio della stabilita' si adottano i seguenti momenti flettenti massimi.

$$M_1 = M_2 = M_{1-2} = \frac{1}{12} p l^2$$

LUCE : mt. 5,35 = $\frac{1}{12}$ 1383 Kgm.

DoH. Ing. LUIGI CIANCABILLA
N. 142 Ord. Ing. Prov. di Pescara

N.B. I MOMENTI DIETRO RIPORTATI SONO RIFERITI ALL'INTERASSE DI cm. 80.

DESCRIZIONE	Sim- bol f	Unita' di misura	$M_1 - M_2$	M_{1-2}
Momento flettente	M	Kg/cm.	- 110.600	+ 110.600
Altezza totale del solaio	H	cm.		20
Altezza utile del solaio	h	cm.		18
Larghezza soletta	b	cm.		80
Diametro dei ferri tesi	\varnothing	mm.	20/12+20/12	20/8+20/12
Sezione dei ferri tesi	F	cmq.	3,05	3,26
Asse neutro				
$\frac{m \cdot F}{b} \left[- 1 + \sqrt{1 + \frac{b \cdot h}{5 F}} \right]$	x	cm.	3,33	3,43
Distanza fra i centri di compressione e di tensione:				
$h - \frac{x}{3}$	z	cm.	16,89	16,86
Compressione $\frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot s}$	σ_c	Kg/cmq.	49,16	47,81
Tensione armatura $\frac{M}{F \cdot z}$	σ_f	Kg/cmq.	2.147	2.012

Dott. Ing. LUIGI CIANCABILLA
N. 142 Ord. Ing. Prov. di Pescara



Handwritten mark

Impresa S C H I A V O N E - L o r e n z o - F A S A N O -



CALCOLO DI VERIFICA A ROTTURA

SOLAIO CELERSAP PRECOMPRESSO H/ 25(+3).^m

ANALISI DEI CARICHI

P. p. solaio in opera	=	Kg/mq.	285. ^m
Sovraccarico permanente	=	»	100. ^m
Totale carico permanente	=	Kg/mq.	385. ^m
Sovraccarico accidentale	=	»	150. ^m
Carico complessivo p	=	Kg/mq.	535. ^m

Il calcolo si esegue in base alle formule e ai dati tabellari riportati qui di seguito e nel catalogo allegato, per b = 100 cm.

Per il calcolo del momento di rottura delle sezioni soggette a momento negativo si adotta

$$\sigma_{fs} = \text{Kg/cm}^2$$

MOMENTI FLETTENTI MASSIMI

Trattandosi di struttura in libero appoggio a tutto vantaggio della stabilità si adotta il seguente momento flettente massimo.^m

$$M_{1-2} = + \frac{1}{8} pl^2$$

Dott. Ing. LUIGI CIANCABILLA
N. 142 Ord. Ing. Prov. di Pescara

m LUCE : mt. 5,40 = + 1950 Kgm.

CARATTERISTICHE TECNICHE DEL SOLAIO CELERSAP PRECOMPRESSO

TRAVETTI - I travetti vengono costruiti in serie su licenza rilasciata dal Ministero LL. PP. (protocollo n. 1992 - 25 giugno 1964). I materiali impiegati e la precompressione nei travetti vengono costantemente controllati nel Laboratorio Tecnologico dello stabilimento e periodicamente in Laboratori Ufficiali.

Vengono prodotti con casseforme mobili vibranti. Questo sistema consente di ottenere superfici di contatto dall'accentuata rugosità atte ad assicurare una buona aderenza con il getto complementare.

Caratteristiche dei materiali.

CALCESTRUZZO -

rottura per compressione (cubico)	σ_{cr} =	600 Kg/cm ²
» » » (cilindrico)	σ_{cl} =	480 »
modulo di elasticità	E_{cp} =	4.10 ⁵ »

ACCIAIO -

rottura per trazione	σ_{fr} =	186 Kg/mm ²
modulo di elasticità	E_f =	1,9.10 ⁴

SOLAIO - I travetti prefabbricati vengono abbinati a blocchi di laterizio aventi la parte superiore rinforzata, atta a sostituire in tutto o in parte la soletta di compressione in conglomerato in armonia con quanto prescritto all'art. 14 delle norme C.N.R. sui solai misti. La resistenza a compressione è sempre maggiore di 350 Kg/cm² giusta la prescrizione dell'art. 5 delle predette norme.

Il getto di completamento dev'essere effettuato con calcestruzzo di classe non inferiore a 250 Kg/cm²

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI UNITARIE MASSIME E DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Estratti da «Norme tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso» pubblicate sul «Giornale del Genio Civile» n. 11-12/1964 e rese operanti con circolare del Ministero dei LL.PP. n. 1932 del 23 gennaio 1965.

- « 1.31 — Per le travi a fili aderenti sono ammesse tensioni di trazione pari a $0,025 \sigma_{cr}$ senza aggiunta di armature sussidiarie».
- « 3.31 — Per le sezioni soggette a momento positivo il calcolo di verifica dovrà eseguirsi trascurando la resistenza a trazione del conglomerato gettato in opera, tenendo conto del diverso valore dei costituenti la sezione resistente globale».
- « 3.33 — Per le sezioni soggette a momenti negativi è ammessa anche la verifica a rottura, purchè si considerino reagenti a compressione soltanto le zone massicce facenti corpo con le nervature e si attribuisca al conglomerato una resistenza a compressione pari alla differenza fra la effettiva resistenza prismatica a 28 gg. e la sollecitazione teorica di precompressione a deformazioni lente esaurite aumentata del 15%. Dovrà tuttavia essere verificato che in presenza del momento di servizio la tensione nelle armature metalliche ordinarie non superi il limite fissato dalle norme del conglomerato cementizio armato normale. Il coefficiente di sicurezza a rottura sarà quello prescritto per il conglomerato cementizio armato normale».
- « 3.5 — (Per le sezioni soggette a momento positivo) è richiesto un coefficiente di sicurezza (a rottura) pari a 2,0.

Il calcolo delle sollecitazioni unitarie massime dovute al momento flettente di servizio viene eseguito con le comuni formule del c. a., considerando l'area dei travetti precompressi alla stregua di armature metalliche, omogeneizzando la sezione tenendo conto del rapporto tra i moduli elastici del conglomerato precompresso e quello delle aree non precomprese E_{cp} : $E_c = 1,5$.

Calcolato il momento di inerzia della sezione parzializzata J e la distanza x dell'asse neutro dal lembo superiore si ottengono i valori per le tensioni al lembo superiore e al lembo inferiore:

$$\sigma_s = \frac{M_s}{W_s} \qquad \sigma_i = \frac{M_s}{W_i} - \sigma_{pi} \leq 0,025 \sigma_{cr} = 15 \text{ Kg/cm}_2$$

Il momento di rottura è:

$$M_r = A_f \sigma_{fs} \left(h - 0,5 \frac{A_f \sigma_{fs}}{b \sigma_c} \right)$$

essendo, per le sezioni soggette a momento positivo:

- A_f = area armatura metallica contenuta nel travetto h = altezza utile dell'armatura ($H - y_f$)
 b = 100 cm.
 σ_{fs} = tensione di rottura dell'acciaio (186) Kg/mm² σ_c = carico di rottura prudenziale
 laterizio - cemento (200/Kg/cm²)

e per le sezioni soggette a momento negativo:

- A_f = area armatura metallica aggiuntiva (monconi) b = cm. 24 con travetti 9/12
 per una striscia larga 100 cm. cm. 27 con travetti 13/14
 σ_{fs} = tensione di snevamento dell'armatura (v. pag. precedente) σ_c = $\sigma_{cl} - 1,15 \sigma_{pi}$
 h = altezza utile dell'armatura aggiuntiva

La tensione nelle armature metalliche aggiuntive è;

$$\sigma_f = M_s / 0,93 h A_f$$

SCHEMA STRUTTURALE

= LUCE : mt. 5,40 =

S I M B O L O G I A		N ₁₋₂	
Momento flettente	Kgcm.	+ 195.000	
Tipo di travetto	-	5	
Ø per ogni nervatura	cm.	"	
A _f per la striscia di mt. 1	cm.	"	
Tensione al lembo sup. σ_s	Kg/cm. ²	22,86	
Tensione al lembo inf. σ_i	Kg/cm. ²	- 27,26	
Tensione nell'armatura aggiuntiva σ_f	Kg/cm. ²	"	
Momento di rottura M_r	Kgcm.	549.200	
Coefficiente di sicurezza a rottura M_r / M_s	-	2,82	

Schema STRUTTURALE

Dott. Ing. LUIGI CIANCABILLA
N. 142 Ord. Ing. Prov. di Pescara

S I M B O L O G I A			
Momento flettente	Kgcm.		
Tipo di travetto	-		
Ø per ogni nervatura	cm.		
A _f per la striscia di mt. 1	cm.		
Tensione al lembo sup. σ_s	Kg/cm. ²		
Tensione al lembo inf. σ_i	Kg/cm. ²		
Tensione nell'armatur aggiuntiva σ_f	Kg/cm. ²		
Momento di rottura M_r	Kgcm.		
Coefficiente di sicurezza a rottura M_r / M_s	-		