

# **PARTE III**

**PROGETTO DI ELEMENTI STRUTTURALI IN  
C. A.**

# INDICE

## III.1 SOLAIO

III.1.1 ANALISI DEI CARICHI

III.1.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

III.1.3 PROGETTO DEL SOLAIO A FLESSIONE SEMPLICE

III.1.4 DIMENSIONAMENTO A FLESSIONE SEMPLICE allo STATO  
LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.)

III.1.5 CONFRONTO CON IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

III.1.6 DIMENSIONAMENTO A FLESSIONE SEMPLICE  
allo STATO LIMITE ULTIMO (S.L.U.)

## III.2 TRAVE

III.2.1 ANALISI DEI CARICHI

III.2.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

III.2.3 PREDIMENSIONAMENTO DELLA RIGIDEZZA

III.2.4 CONFRONTO TRA STATI LIMITE (S.L.E.-S.L.U.)  
IN UNA TRAVE PREVALENTEMENTE INFLESSA

III.2.5 DIMENSIONAMENTO A TAGLIO (S.L.U.)

III.2.6 DIMENSIONAMENTO A TORSIONE (S.L.U.)

## III.3 PILASTRO

III.3.1 ANALISI DEI CARICHI

III.3.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

III.3.3 PROGETTO PILASTRI A COMPRESSIONE SEMPLICE O CENTRATA  
Con il METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI (M.T.A.)

III.1.4 DIMENSIONAMENTO A COMPRESSIONE SEMPLICE O CENTRATA  
allo STATO LIMITE DI ESERCIZIO E ULTIMO (S.L.E. -S.L.U.)

III.3.5 DIMENSIONAMENTO A PRESSOFLESSIONE (S.L.E.-S.L.U.)

### **III.4 PLINTO**

III.4.1 DIMENSIONAMENTO A SFORZO NORMALE CENTRATO

III.4.2 DIMENSIONAMENTO A SFORZO NORMALE ECCENTRICO

### **III.5 TRAVE DI FONDAZIONE**

## **ALLEGATI**

#### **A. ARCHITETTONICI con elementi di Bioarchitettura**

#### **B. CARPENTERIE del conglomerato e dell'armature in acciaio:**

L'edificio progettato è simile a quello di cui si allega l'architettonico, sarà compito degli studenti elaborare le carpenterie sul presente architettonico. Come indicato nella Premessa ambedue gli allegati sono scaricabili dal sito internet della Prima Facoltà di Architettura ,Dipartimento d'Ingegneria Strutturale e Geotecnica:disg. uniroma1.it / mele oppure sylos labini

## INTRODUZIONE

Il progetto di una struttura richiede ,come noto ,dapprima la scelta degli elementi strutturali che la compongono,distribuiti e vincolati opportunamente, secondo quanto delineato nella Parte I<sup>a</sup>,in modo da assolvere al criterio di sicurezza “*intrinseco*”.

Il dimensionamento degli elementi di un edificio in c.a. è svolto con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo la vigente normativa italiana G.U.29/96 e/o gli Eurocodici EC1 (azioni) ed EC2 (c.a ) In modo da contemperare i moderni criteri di sicurezza “*di calcolo*” di “*di progetto*” ( da cui il pedice “d” iniziale di design, nei vari simboli).

Si svolge anche il confronto con il tradizionale metodo delle tensioni ammissibili usato per quasi un secolo in Italia, in modo da evidenziare i vantaggi ed i limiti dei vari metodi, specie nel confronto con le opere in muratura.

La radice culturale comune fra Ingegneri Edili ed Architetti, che la dispensa vuole mantenere desta ,come nel nome Dipartimentale pur confluendo attualmente le Facoltà romane in Atenei diversi ma con dichiarate valenze umanistiche, si può simboleggiare con le valutazioni che sopra sono state chiamate della sicurezza “*intrinseca*” incentrata sulla scelta della Geometria inerziale delle Masse e delle Rigidezze specie vincolari, che precede la sicurezza di “*calcolo*”.

Le scelte architettoniche e tecnologiche iniziali devono recepire tali fondamenti ed i collegamenti essenziali da insegnare nelle discipline propedeutiche al Laboratorio 2° di Costruzioni dell'Architettura,che pertanto serve a tale scopo precipuo multidisciplinare, ancora non realisticamente raggiungibile con l'organizzazione didattica attuale.

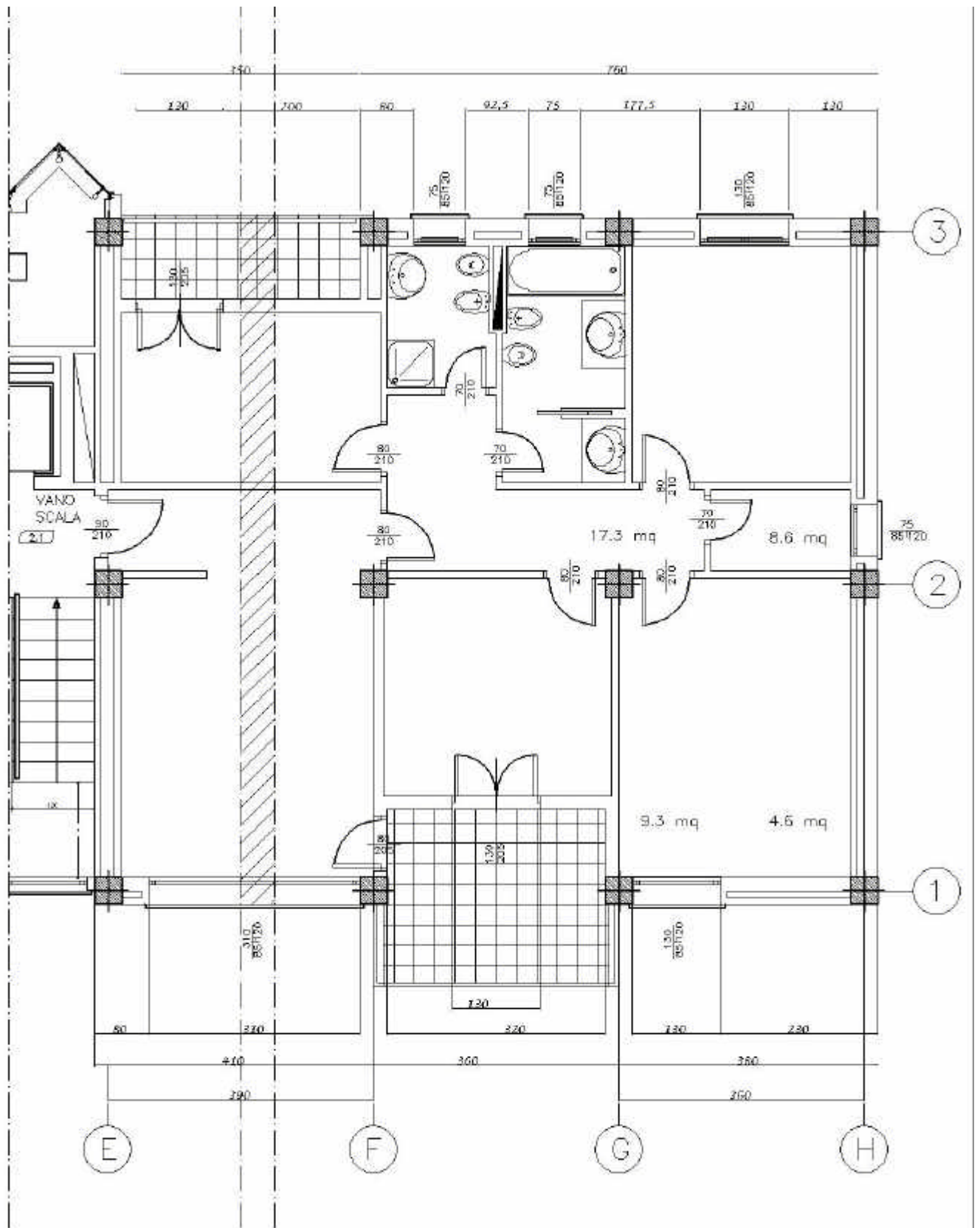
Tutto il bagaglio di calcolo qui delineato o l'impiego degli altri Eurocodici: EC3 (acciaio) EC4 (miste) EC5 (legno) EC6 (murature) EC7 (geotecnica) EC8 (sismica) è un approfondimento necessario ma non sufficiente se viene slegato dalle origini. culturali.

Tutta la dispensa è inutile utopia se non suscita la memoria delle predette radici, che hanno permesso di realizzare Costruzioni meravigliose , quando non esistevano i computers o gli eurocodici e si contemperavano fortemente i contenuti umanistici con quelli scientifici, aspetto che va urgentemente recuperato nella Didattica.

L' equilibrio poi fra i forti interessi per la nuova cubatura ed il recupero dell'esistente, anche con un modesto premio di cubatura, ad esempio abbinato ad aree dimesse o di completamento o previo la demolizione per riqualificare, necessita di chiari regolamenti edilizi per favorire un valido sviluppo per l'uomo e per l'ambiente urbanizzato, essendo peraltro difficile variare fabbricati esistenti specie in zona sismica.

L'efficacia del c. a. ad es. in fondazione o per le infrastrutture deve temperarsi inoltre con lo sviluppo delle costruzioni in muratura od in legno, anche nel campo del consolidamento, specie dell'esistente di limitati piani.

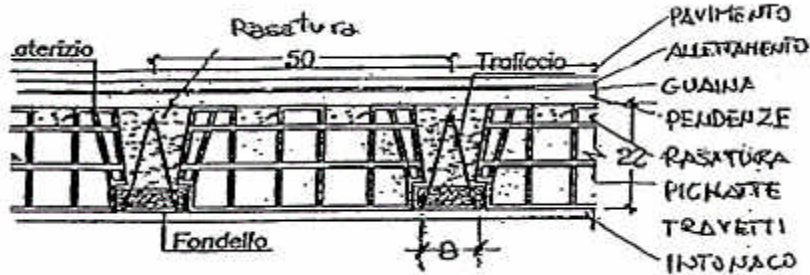
### III.1 SOLAIO



### III.1.1 ANALISI DEI CARICHI

#### ESEMPI DI TIPOLOGIE DI SOLAI:

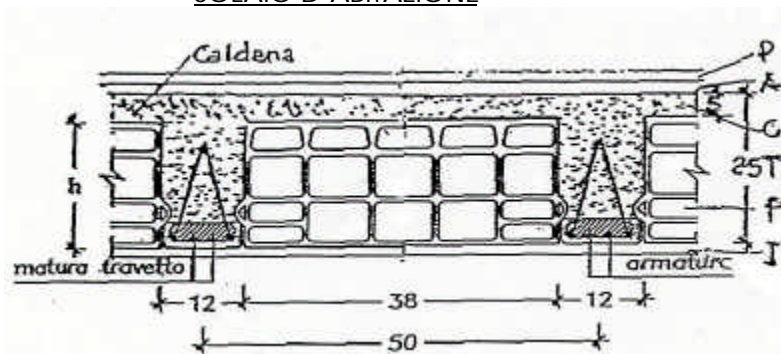
SOLAIO DI COPERTURA A TERRAZZO



Neve Roma  $qq_{sk} = 1.15 \text{ kN/m}^2$   
 Sovraccarico acc.  $qq = 2.0 \text{ kN/m}^2$ ;  $q = 1.0 \text{ kN/m}$ ;  
 $Q = 2.0 \text{ kN/m}^2$

KN/m <sup>3</sup>	Quantità (m)	KN/m <sup>2</sup>
20	0.012	0.24
12	0.050	0.95
12	0.008	0.10
5	0.10=2%	0.50
20	0.040	0.80
8	0.42x0.20/0.50	1.35
25	0.08x0.20/0.50	0.80
20	0.020	0.40
		$pp = 5.05$
		$pp+qq = 7.05$

SOLAIO D'ABITAZIONE

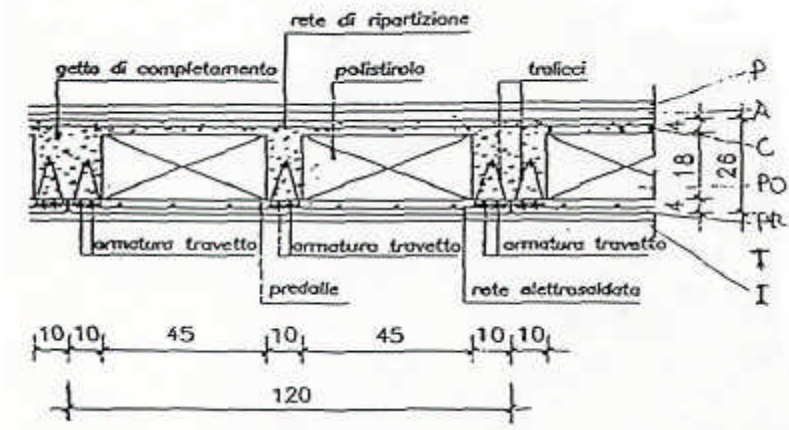


Sovraccarico acc.  $qq_{sk} = 2.0 \text{ kN/m}^2$ ;  $Q = 2.0 \text{ kN}$   
 Tramezzi  $q = 1.0 \text{ kN/m}$ ;  $qq = 1.0 \text{ kN/m}^2$  min equivalente

KN/m <sup>2</sup>	Quantità (m)	KN/m <sup>2</sup>
20	0.015	0.30
19	0.030	0.57
25	0.050	1.25
25	0.12x0.20/0.50	1.20
8	0.38x0.20/0.20	1.22
20	0.020	0.40
		$pp = 4.95$
		$pp+qq = 7.95$

SOLAIO PER MAGAZZINO E AUTORIMESSA

KN/m <sup>3</sup>	Quantità (m)	KN/m <sup>2</sup>
20	0.015	0.30
19	0.030	0.57
25	0.050	1.00
1.5	0.45x0.18/0.60	0.20
25	0.040	1.00
25	0.10x0.18/0.60	0.75
20	0.020	0.30
		$pp = 4.15$
		$pp+qq = 9.75$





## SCELTA DELLE UNITA' DI MISURA

Nel presente dimensionamento viene usata come unità di misura della resistenza, anziché il Mpa (megapascal), come negli usuali programmi di calcolo:

$$1MPa = 1 \frac{MN}{m^2} = 1 \frac{N}{mm^2} = 10 \frac{Kg_p}{cm^2} = 100 \frac{t}{m^2}$$

viene usato il KiloNewton/cm<sup>2</sup>:

$$1 \frac{KN}{cm^2} = 100 \frac{Kg_p}{cm^2} = 10MPa = 10 \frac{MN}{m^2} = 1000 \frac{t}{m^2}$$

sia per fare direttamente riferimento alla sigla con cui in Italia è denominato l'acciaio, sia per avere le dimensioni di progetto direttamente in centimetri.

Si ricorda inoltre l'equivalenza fra le unità di misura, la grandezza scalare della pressione, o per quella vettoriale della tensione, che si utilizzavano in passato:

$$1 \frac{Kg_p}{cm^2} = 10 \frac{t}{m^2} = 1 atm = 10 m H_2O = 760 mm Hg$$

$$1 \frac{Kg}{cm^2} = 0.1 \frac{MN}{m^2} = 0.1 \frac{N}{mm^2} = 0.01 \frac{KN}{cm^2} = 0.1 MPa$$

## SCELTA DEI MATERIALI

### NORMATIVA '92

- RESISTENZE DI CALCOLO DEL CONGLOMERATO  
METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

$$s_{Camm} = s + \frac{R_{CK} - 4}{4} (N/mm^2)$$

$$t_{C0} = 0.4 + \frac{R_{CK} - 15}{15} (N/mm^2)$$

$$t_{Cmax} = 0.4 + \frac{R_{CK} - 15}{15} (N/mm^2)$$

RESISTENZA CUBICA $R_{ck} (N/mm^2)$	TENSIONI AMMISSIBILI $\sigma_{Camm} (N/mm^2)$	TENSIONI AMMISSIBILI NORMALI $0.7 \sigma_{Camm} (N/mm^2)$	TENSIONI TANGENZIALI AMMISSIBILI $\tau_{c0}$	TENSIONI TANGENZIALI MAX $\tau_{cmax}$
20	7.25	5.07	0.47	1.54
25	8.50	5.95	0.53	1.69
30	9.75	6.82	0.60	1.83
35	11.00	7.70	0.67	1.97
40	12.25	8.75	0.73	2.11
45	13.50	9.45	0.80	2.26

- RESISTENZE DI CALCOLO DELL'ACCIAIO  $\sigma_a = 0.5 f_{yk}$

### NORMATIVA '96

- RESISTENZE DI CALCOLO DEL CONGLOMERATO  
STATO LIMITE DI ESERCIZIO E ULTIMO

$$f_{cd\ es} = \frac{(0.4+0.6)f_{ck}}{g_c} = \frac{(0.4+0.6)0.83R_{ck}}{1.0} \left\{ \begin{array}{l} \text{AMBIENTE } \left\{ \begin{array}{l} \text{POCO AGGRESSIVO } A^P \\ \text{AGGRESSIVO } A^R \end{array} \right. \\ \text{CARICHI RARI } Q \\ \text{CARICHI QUASI PERMANENTI } Q^R \end{array} \right. \quad f_{cd\ ult} = \frac{f_{ck}}{g_c} = \frac{0.83R_{ck}}{1.6}$$

RESISTENZA CILINDRICA $f_{ck} (N/mm^2)$	S.L.E.: A+Q $f_{cd} = 0.4 f_{ck} / \gamma_c$	S.L.E.: A+R $f_{cd} = 0.5 f_{ck} / \gamma_c$	S.L.E.: P+Q $f_{cd} = 0.45 f_{ck} / \gamma_c$	S.L.E.: P+R $f_{cd} = 0.60 f_{ck} / \gamma_c$	S.L.U.: P+R $f_{cdk} (N/mm^2)$	
(20)	16.60	6,64	8,83	7,47	9,96	10,37
(25)	20.75	8,30	11,04	9,93	12,45	12,97
(30)	24.90	9,96	12,45	11,20	14,94	15,56
(35)	29.05	11,62	14,52	13,07	17,43	18,16
(40)	33,20	13,28	17,01	14,94	19,92	20,75
(45)	37,35	14,94	18,67	16,81	22,41	23,34

$f_{cd} = f_{ck} / 2,5$	$f_{ck} / 2,5$	$f_{ck} / 2,0$	$f_{ck} / 2,2$	$f_{ck} / 1,6$	$f_{ck} / 1,6$
-------------------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

- RESISTENZE DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

CARICHI QUASI PERMANENTI	$f_{Sd} = 0.5 f_{yk}$	$f_{yk} / \gamma_s$
CARICHI RARI	$f_{Sd} = 0.7 f_{yk}$	$\gamma_s = 1.0 + 1.5$

Feb44K?  $f_{yk} = 44 \text{ KN} / \text{cm}^2$

CONTROLLATO IN STABILIMENTO

Feb44 ?  $f_{yk} = 44 / 1.15 = 38.26 \text{ KN} / \text{cm}^2$

NON CONTROLLATO

## AZIONI DI CALCOLO

(estratto dalla Gazzetta Ufficiale n°29 del 5 Febbraio 1996)

Le verifiche devono essere condotte nei riguardi degli stati limite d'esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come prescritto nelle normative vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = g_g G_k + g_p P_k + g_q \left[ Q_{lk} + \sum_{i=2}^{i=n} (\gamma_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

$G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{lk}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  i valore caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g$  1,4 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p$  0,9 (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q$  1,5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\psi$  coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Qualora le deformazioni esercitino una azione significativa sullo stato limite ultimo considerato se ne deve tenere conto applicando loro un coefficiente di 1,2.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

Per gli stati limite d'esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con

$$g_g = g_p = g_q = 1,$$

e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti

$$y_0 = y_1 = y_2 \cdot$$

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

combinazione rare

$$F_d = G_k + P_k + Q_{Ik} + \sum_{i=2}^{i=n} (y_{0i} Q_{ik} )$$

combinazioni frequenti

$$F_d = G_k + P_k + y_{1i} Q_{Ik} + \sum_{i=2}^{i=n} (y_{2i} Q_{ik} )$$

combinazioni quasi permanenti

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=2}^{i=n} (y_{2i} Q_{ik} )$$

$\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei,

$\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

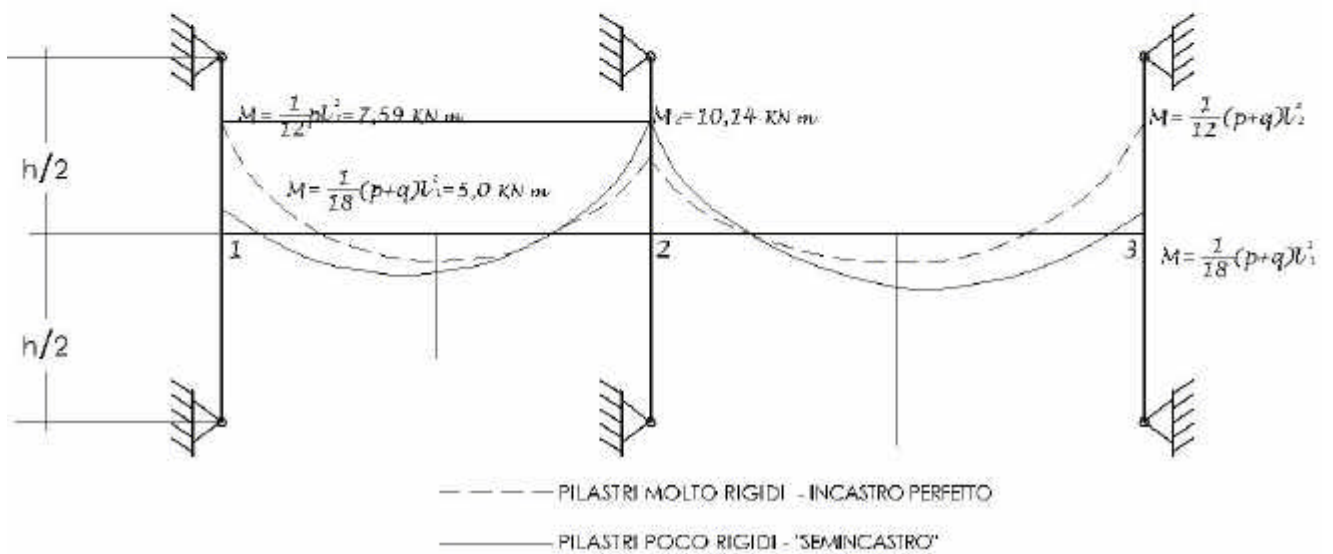
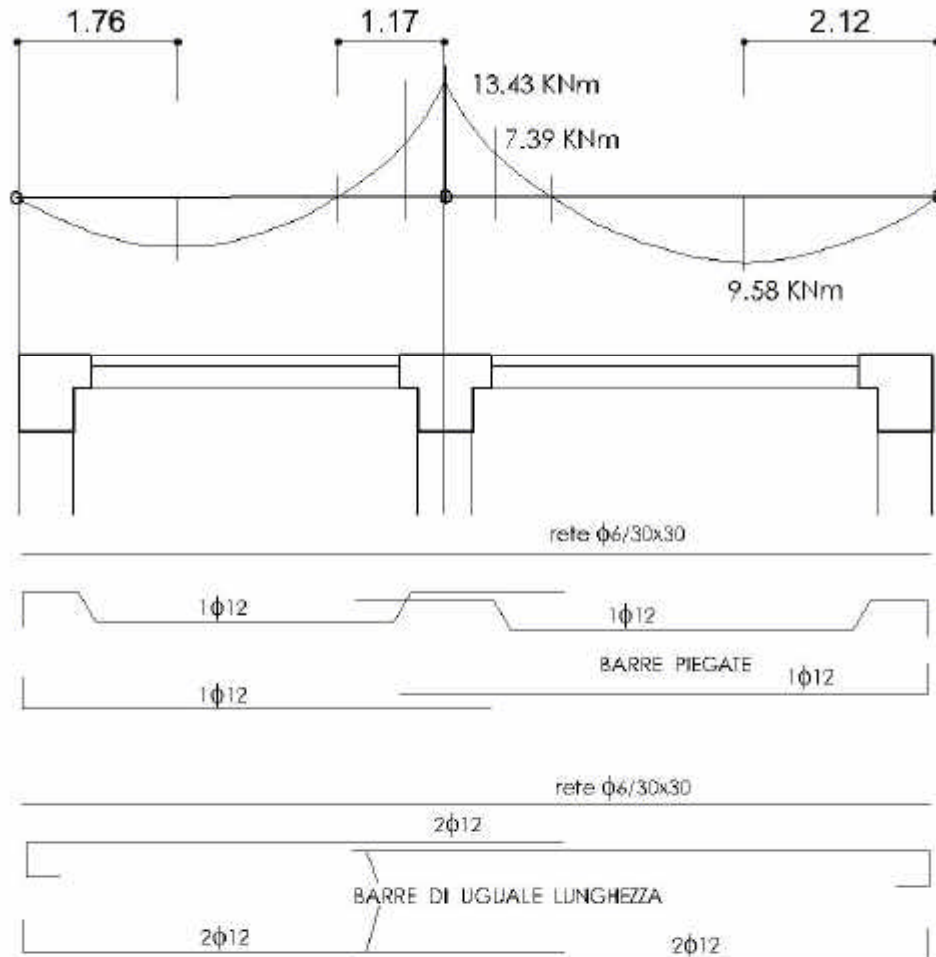
In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti

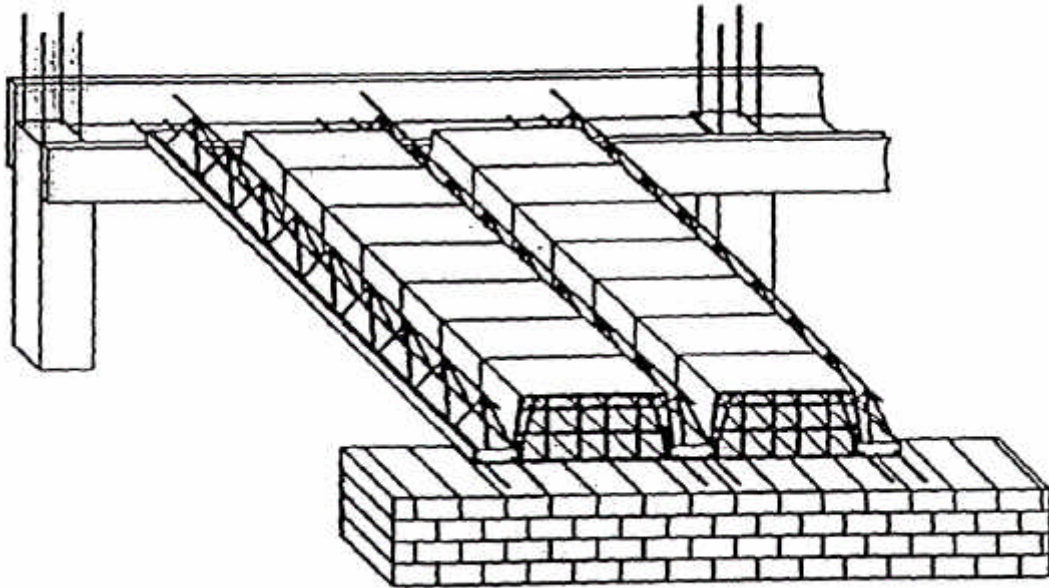
$\psi_0 = \psi_1 = \psi_2$  i valori seguenti:

AZI ONE	$\psi_0$	$\psi_2$	$\psi_0$
CARICHI VARIABILI NEI FABBRICATI PER:			
abitazioni	0.7	0.5	0.2
uffici, negozi, scuole, ecc.	0.7	0.6	0.3
autorimesse	0.7	0.7	0.6
vento, neve	0.7	0.2	0

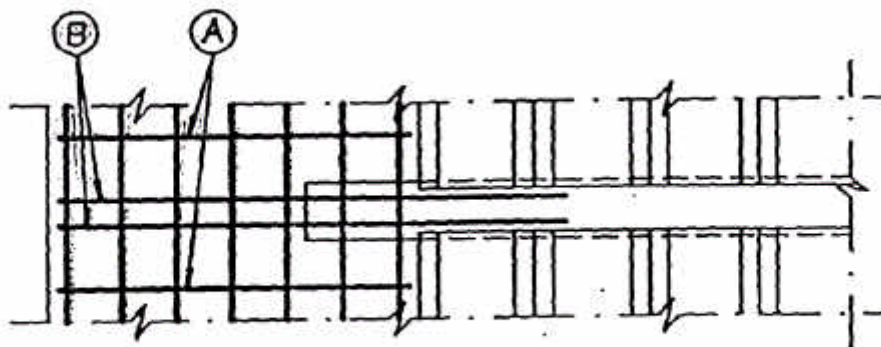
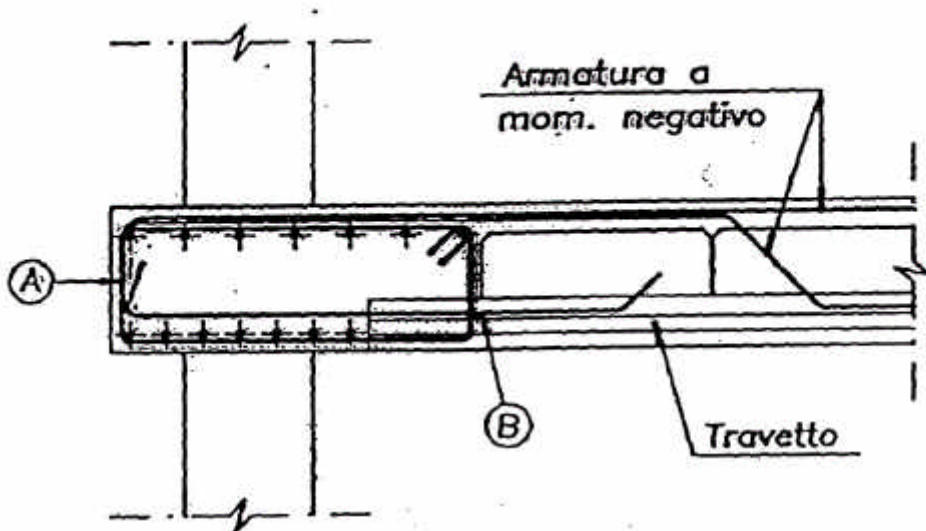
### III.1.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

SCHEMA A TRAVE CONTINUA APPOGGIATA ALL'ESTREMITA' (tipo muratura)





Nodo solaio con travetti prefabbricati ed elementi portanti.

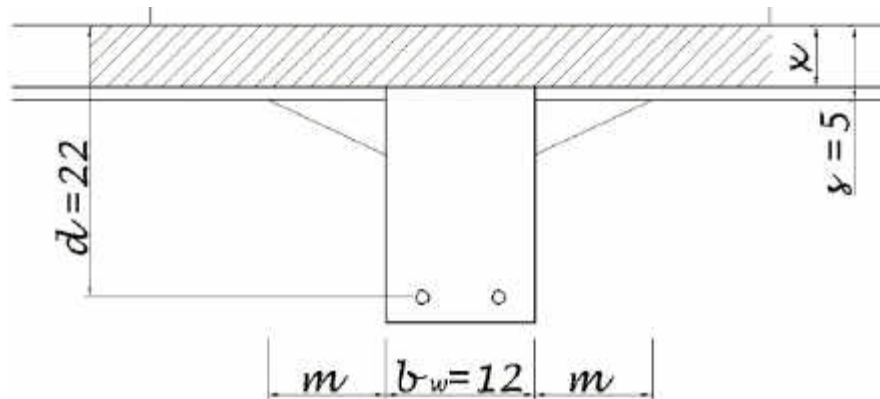


Nodo solaio con travetti prefabbricati in c.a.p. e travi a spessore.  
a) staffe; b) armature di ancoraggio.

tratto da "TECNICHE DI PROGETTAZIONE PER STRUTTURE IN C.A."  
Ed. Masson, A. Cinuzzi, S. Gaudiano

### III.1.3 PROGETTO DEL SOLAIO A FLESSIONE SEMPLICE

#### GEOMETRIA DELLE MASSE



MOMENTO MASSIMO IN MEZZERIA, CARICHI QUASI PERMANENTI:

$$M_{sd} = g_q M = M = 1.0 \cdot 9.58 \text{ KN} \cdot \text{m} \cong 1,0 \text{ tm}$$

LARGHEZZA COLLABORANTE AMBO I LATI

$$b_{ef} = b_w + 0,12l = 12 + 66 = 88 \text{ cm} > b = 50 \text{ cm}$$

nella normativa del '92

$$b_{ef} < \frac{l}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

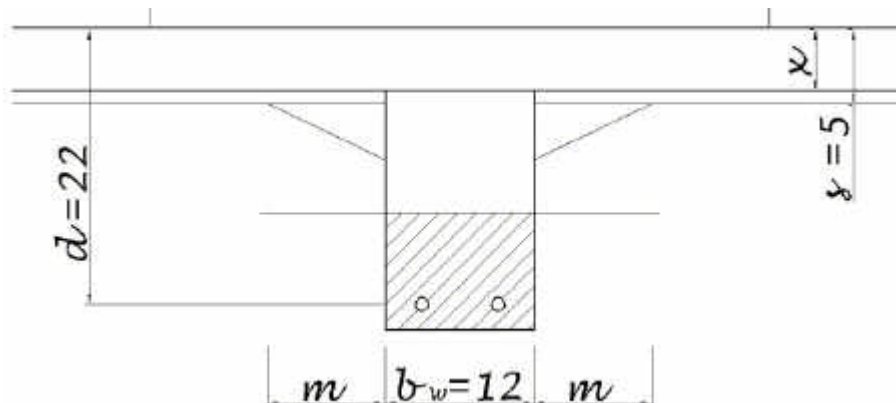
oppure

$$b_{ef} < 10s + 6m + b_w = 50 + 12 = 62 \text{ cm}$$

essendo l'eventuale smusso assente nel presente solaio ( $m=0$ )

MOMENTO MASSIMO APPOGGI,  $\gamma_q = 1,0$

$$M_{sd} = g_q M = \frac{(p+q) l_1^3 + l_2^3}{8 l_1 + l_2} = \frac{0,5(5,0+3,0)}{8} \frac{4,5^3 + 5,5^3}{4,5+5,5} = 13,4 \text{ KN} \cdot \text{m} = 1340 \text{ KNcm}$$



## CALCOLO IN FASE ELASTICA

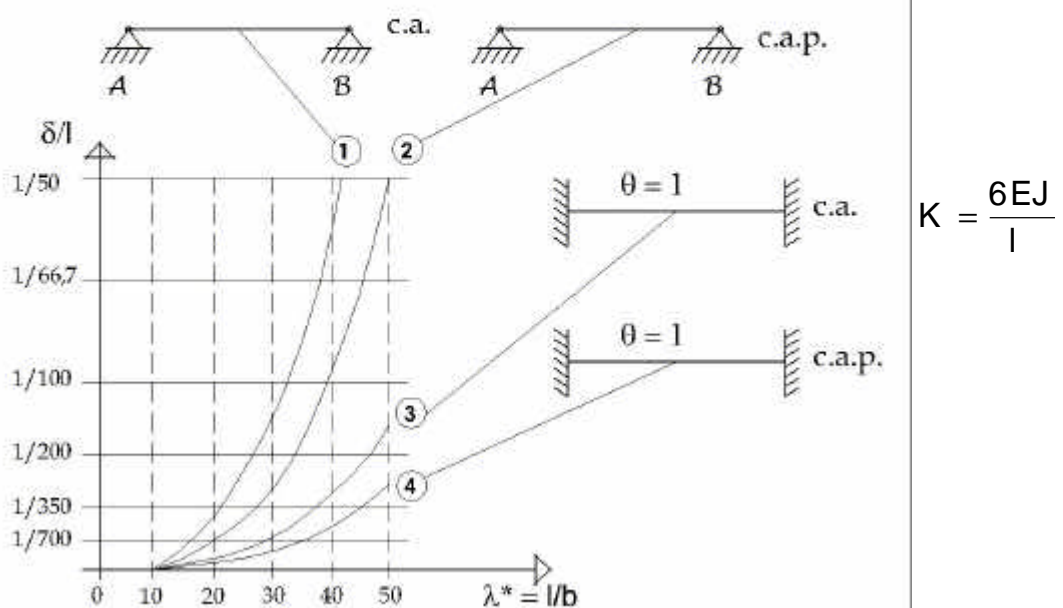
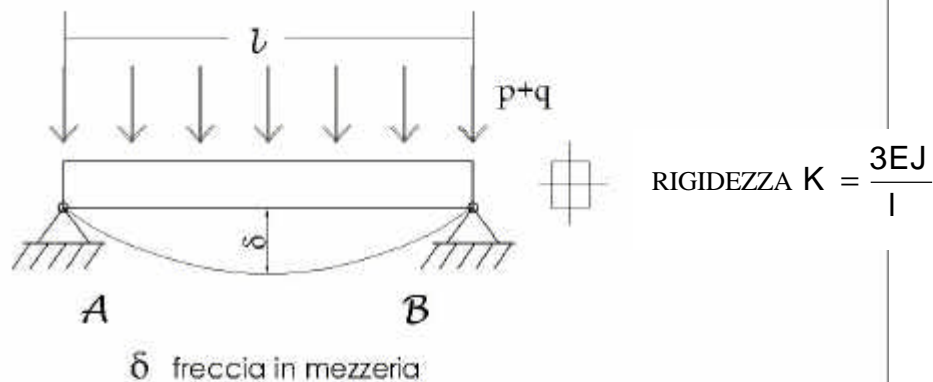
- Predimensionamento della rigidezza sezione rettangolare
- Limitazione della freccia in mezzeria per evitare lesioni ai tramezzi
- Solaio ipotizzato isostatico con peso tramezzi; in ambiente aggressivo

$$\text{DATI} \begin{cases} d \leq \frac{l}{500} = \frac{5}{384} \frac{(p+q)l^4}{E_{\infty}J}; & l = 5.5 \text{ m} \\ J = 6.5 \frac{(p+q)l^3}{E_{\infty}} = \frac{1}{12} b d^3; & b = 50 \text{ cm} \\ (p+q) = 0.5(5.0+3.0) = 4.0 \text{ KN/m} = 40 \text{ kg/cm} \\ E_{\infty} = 1000 \text{ KN/cm}^2 = 10^5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

PER FENOMENI VISCOSI ESAURITI

$$\text{INC} \begin{cases} d = l^3 \sqrt[3]{\frac{78(p+q)}{b E_{c\infty}}} = 550^3 \sqrt[3]{\frac{78 \cdot 0.04}{50 \cdot 10^3}} \end{cases}$$

## CONDIZIONAMENTO DELLA FRECCIA DEL SOLAIO CON LA FRECCIA





CONFRONTO DELLA FORMULAZIONE FRA LO S.L.E.  
E IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

Ipotesi di flessione semplice retta, sezione rettangolare, armatura  $A'_s = 0$

PROGETTO LIBERO

DATI	$\sigma_c, \sigma_s; n = \frac{E_s}{E_{C0}} \cong 8; n = \frac{E_s}{E_{C\infty}} = 15$	
	b	d
<p><b>INCOGNITE</b></p> <p>Si noti il differente significato dei simboli nei due diversi metodi:</p> <p style="text-align: center;">M.T.A. ('92)</p> <p><math>a = \sqrt{C_c / s_c}</math> non adimens.</p> <p><math>n = E_s / E_c</math> è adimension.</p> <p><math>s_c = f_{cd0}; s_s = f_{sd}</math></p> <p style="text-align: center;">S.L.E. ('96)</p> <p><math>a = \frac{E_s}{E_c} \left. \right\}</math> adimensionale</p> <p><math>C_c = a^2 s_c \left. \right\}</math></p>	$x = \frac{x}{d} = \frac{e_c}{e_c + e_s} = \frac{n s_c}{n s_c + s_s} \cong 0,35$ $d = a \sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{C_c \cdot M}{b s_c}} \sqrt{\frac{6}{x(3-x)} \frac{M}{s_c b}}$ <p>6 W della sezione tutta reagente diventa <math>C_c \cdot 7</math> della sezione parzializzata</p> $\zeta = z/d = \frac{(d-x/3) \cdot 3-x}{d \cdot 3} \cong 0,9$ <p>quasi indipendente da n e quindi dai fenomeni viscosi</p> $A_s = \frac{M}{z s_s} \cong \frac{M}{z d s_s}$	$b = \alpha^2 \frac{M}{d^2}$  $A_s = \frac{M}{z s_s}$

PROGETTO CONDIZIONATO

DATI	$s_s; n = \frac{E_s}{E_c}; b; d_s = d_c \cong 18 \sqrt{Ml / C_k b E_{\infty}}$
INCOGNITE	$s_c = \frac{2}{x z} \frac{M}{b d^2} = \frac{6}{x(3-x)} \frac{M}{b d^2} = \frac{M}{W_{id}} = C_c \frac{M}{b d^2} = a^2 s_c \frac{M}{b d^2}$ $A_s = \frac{1}{2} \frac{s_c}{s_s} b x = \frac{1}{2} \frac{s_c}{s_s} x d b = \frac{M}{z d s_s}$

VERIFICA

DATI	$b ; d ; A_s$
INCOGNITE	$x = \frac{nA}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} - 1 \right); \quad z = d - \frac{x}{3}$ $s_c = \frac{2}{bx} M/z = \frac{Mx}{J_{id}} = \frac{Mx}{b x^3/3 + nA_s(d-x)^2}$ $\sigma_s = M/A_s z = n \frac{M(d-x)}{J_{id}} = \frac{nM(d-x)}{b x^3/3 + nA_s(d-x)^2}$

### III.1.4 DIMENSIONAMENTO A FLESSIONE SEMPLICE allo STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.)

Ipotesi: CARICHI QUASI PERMANENTI; AMBIENTE AGGRESSIVO

$$\text{DATI} \left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = \frac{0,4 R_{ck}}{g_c} = \frac{0,4 \cdot 0,83 R_{ck}}{1,6} = 0,83 \text{ KN} / \text{cm}^2 = 83 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ f_{sd} = \frac{0,5 f_{yk}}{g_s} = \frac{0,5 \cdot 44,00}{1} = 22 \text{ KN} / \text{cm}^2 = 2200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ d = 22 \text{ cm}; b = 50 \text{ cm}; A'_s = 0; \mathbf{x} = \frac{x}{d} = 2\mathbf{r} \frac{f_{sd}}{f_{cd}} \end{array} \right.$$

PROGETTO CONDIZIONATO: INCOGNITE  $A_s; f_{cd}$

MEZZERIA: Tutto analogo al successivo metodo delle tensioni ammissibili

$$\text{INC.} \left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{M_{sd}}{z d \cdot f_{yd}} = 2,2 \text{ cm}^2 < 2f12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ \mathbf{r} = 2,26 / 50 \cdot 22 = 0,2\% \rightarrow C_c = 11,76 \\ f_{cd} = 0,49 \text{ KN} / \text{cm}^2 < 0,83 \text{ KN} / \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

APPOGGI: Idem togliendo una fila di laterizi per la fascia piena

$$\text{INC.} \left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{739}{0,9 \cdot 22 \cdot 22} = 1,69 \text{ cm}^2 < 2f12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ \mathbf{r} = 2,26 / 100 / 12 \cdot 22 = 0,85\% \rightarrow C_c = 6,68 \\ f_{cd} = 6,68 \frac{739}{12 \cdot 22^2} = 0,85 \text{ KN} / \text{cm}^2 = 0,85 \text{ Kg} / \text{cm}^2 > f_{cd} = 83 \text{ kg} / \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

PROGETTO LIBERO: INCOGNITE  $d A_s$

$$\mathbf{x} = \frac{10 \cdot 0,83}{10 \cdot 0,83 + 22} = 0,273$$

$$d = \sqrt{\frac{6 \cdot 958,3}{0,273(3 - 0,273)50 \cdot 0,83}} = 13,6 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{958,3}{0,9 \cdot 13,6 \cdot 22} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Programmi di calcolo non condizionanti le rigidezze, con la limitazione delle frecce, portano a sottodimensionamenti.

$\rho$ (%)	$\xi$	$C_c$	$C_s$	$\zeta$
0.10	0.132	15.87	1045.9	0.956
0.12	0.143	14.65	875.2	0.952
0.14	0.154	13.70	752.9	0.949
0.16	0.164	12.93	661.1	0.946
0.18	0.173	12.30	589.5	0.943
0.20	0.181	11.76	532.1	0.940
0.22	0.189	11.30	485.1	0.937
0.24	0.197	10.90	445.9	0.935
0.26	0.204	10.54	412.6	0.932
0.28	0.210	10.23	384.1	0.930
0.30	0.217	9.94	359.3	0.928
0.32	0.223	9.69	337.6	0.926
0.34	0.229	9.46	318.4	0.924
0.36	0.235	9.25	301.4	0.922
0.38	0.240	9.05	286.1	0.920
0.40	0.246	8.87	272.3	0.918
0.42	0.251	8.70	259.8	0.916
0.44	0.256	8.54	248.5	0.915
0.46	0.261	8.40	238.1	0.913
0.48	0.266	8.26	228.6	0.912
0.50	0.270	8.14	219.8	0.910
0.52	0.275	8.02	211.7	0.909
0.54	0.279	7.90	204.2	0.907
0.56	0.283	7.80	197.2	0.906
0.58	0.288	7.69	190.7	0.904
0.60	0.292	7.60	184.6	0.903
0.62	0.296	7.51	178.9	0.902
0.64	0.300	7.42	173.6	0.900
0.66	0.303	7.34	168.6	0.899
0.68	0.307	7.26	163.9	0.898
0.70	0.311	7.18	159.4	0.897
0.72	0.314	7.11	155.1	0.895
0.74	0.318	7.04	151.1	0.894
0.76	0.321	6.97	147.4	0.893
0.78	0.325	6.91	143.8	0.892

$\rho$ (%)	$\xi$	$C_c$	$C_s$	$\zeta$
0.80	0.328	6.85	140.3	0.891
0.82	0.331	6.78	137.1	0.890
0.84	0.334	6.73	134.0	0.889
0.86	0.338	6.68	131.0	0.887
0.88	0.341	6.62	128.2	0.886
0.90	0.344	6.57	125.5	0.885
0.92	0.347	6.52	122.9	0.884
0.94	0.350	6.47	120.4	0.883
0.96	0.352	6.43	118.0	0.882
0.98	0.355	6.38	115.8	0.881
1.00	0.358	6.34	113.6	0.881
1.02	0.361	6.30	111.5	0.880
1.04	0.364	6.26	109.4	0.879
1.06	0.366	6.22	107.5	0.878
1.08	0.369	6.18	105.6	0.877
1.10	0.372	6.14	103.8	0.876
1.12	0.374	6.10	102.0	0.875
1.14	0.377	6.07	100.3	0.874
1.16	0.379	6.03	98.7	0.874
1.18	0.382	6.00	97.1	0.873
1.20	0.384	5.97	95.6	0.872
1.22	0.387	5.94	94.1	0.871
1.24	0.389	5.90	92.7	0.870
1.26	0.392	5.87	91.3	0.869
1.28	0.394	5.84	89.9	0.869
1.30	0.396	5.82	88.6	0.868
1.32	0.399	5.79	87.4	0.867
1.34	0.401	5.76	86.1	0.866
1.36	0.403	5.73	84.9	0.866
1.38	0.405	5.71	83.8	0.865
1.40	0.407	5.68	82.7	0.864
1.50	0.418	5.56	77.5	0.861
1.60	0.428	5.45	72.9	0.857
1.80	0.446	5.26	65.3	0.851
2.00	0.463	5.11	59.1	0.846

Coefficienti  $C_s$  e  $C_c$  per il calcolo delle tensioni (sezioni rettangolari senza armatura al lembo compresso).

TABELLE DI VERIFICA  $\frac{E_s}{E_c} = 10$

$$s_c = C_c \frac{M_{sd}}{bd^2}; \quad M_{rd} = \frac{bd^2}{C_c} s_c$$

$$s_s = C_s \frac{M_{sd}}{bd^2}; \quad M_{rd} = \frac{bd^2}{C_s} s_s$$

$$C_c = \frac{2}{xz} = \frac{6}{x(3-x)}$$