

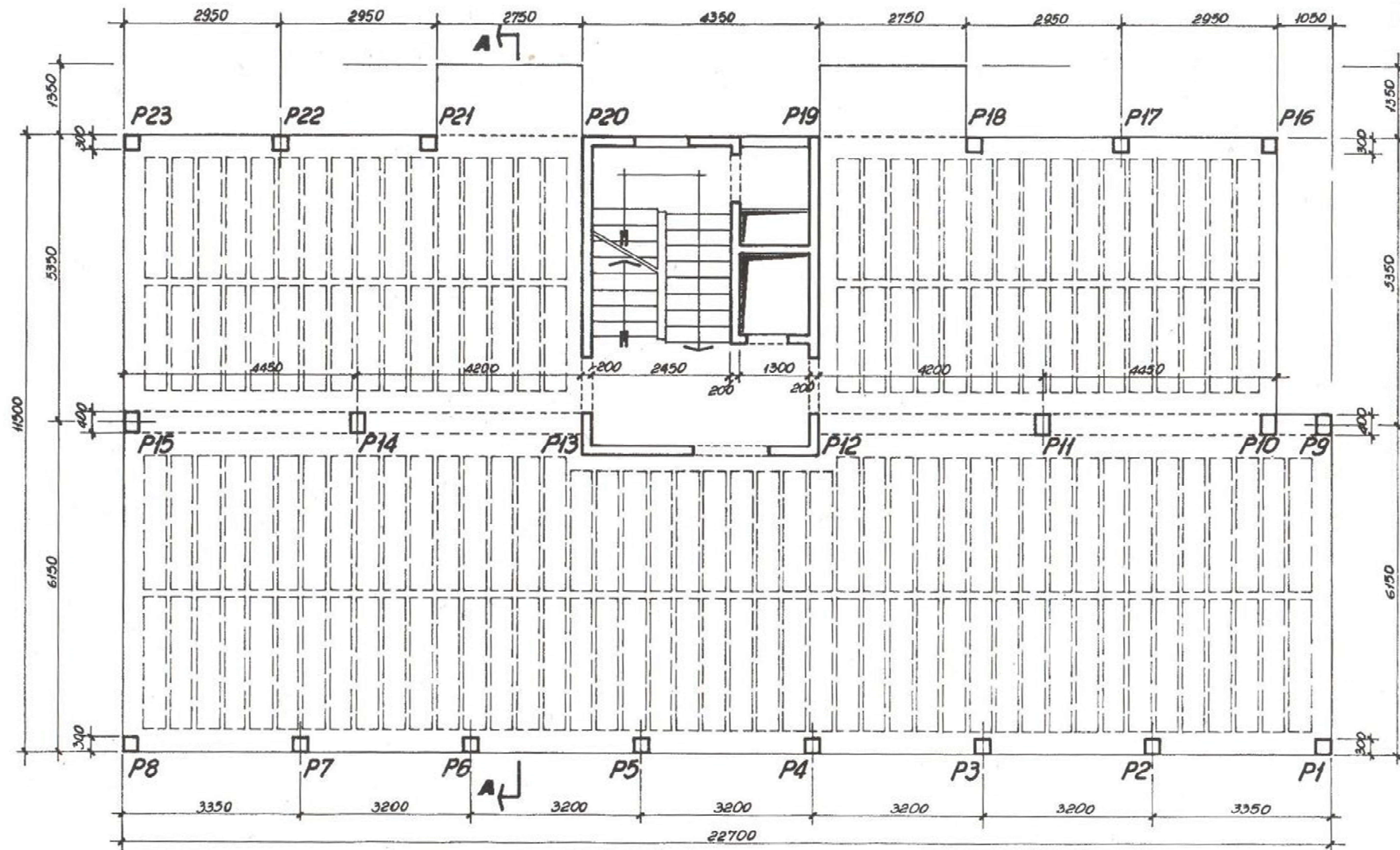
**Università di Trieste**  
**Dipartimento di Ingegneria e Architettura**

**Corso di**  
**Tecnica delle Costruzioni**

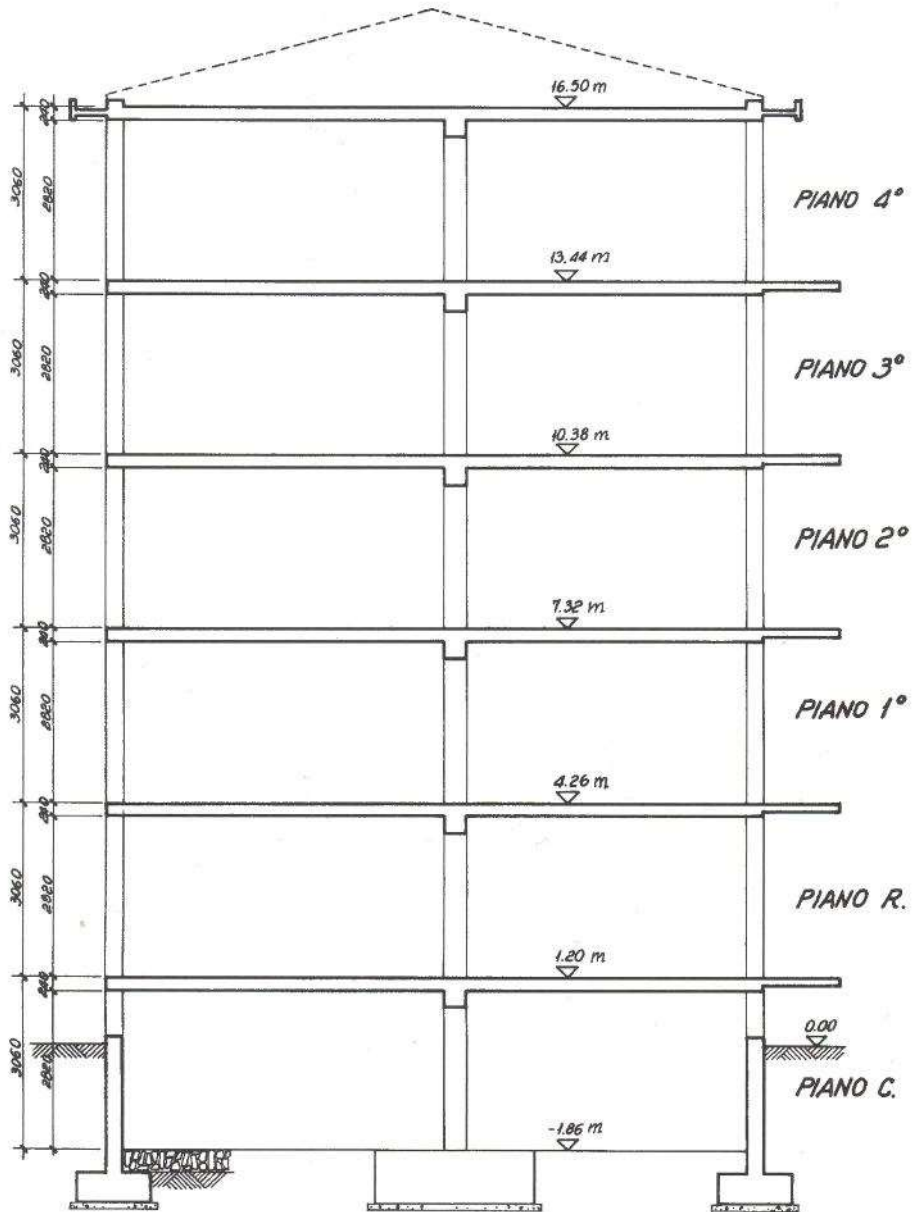
**Esempio di verifica pilastri**

# ESEMPIO DIMENSIONAMENTO PILASTRO

tav. 1 PIANTA PIANO TIPO



# ESEMPIO DIMENSIONA MENTO PILASTRO



tav. 2 SEZIONE A-A

# AZIONI SULLE COSTRUZIONI

## 2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

- a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
  - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
  - presollecitazione (P).
- b) variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
  - azioni del vento;
  - azioni della neve;
  - azioni della temperatura.
- Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.
- c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
  - esplosioni;
  - urti ed impatti;
- d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

**Tab. 3.1.I - Pesì dell'unità di volume dei principali materiali**

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

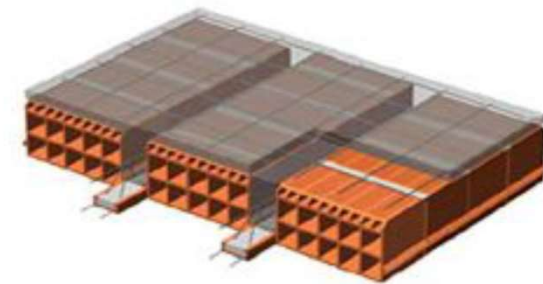
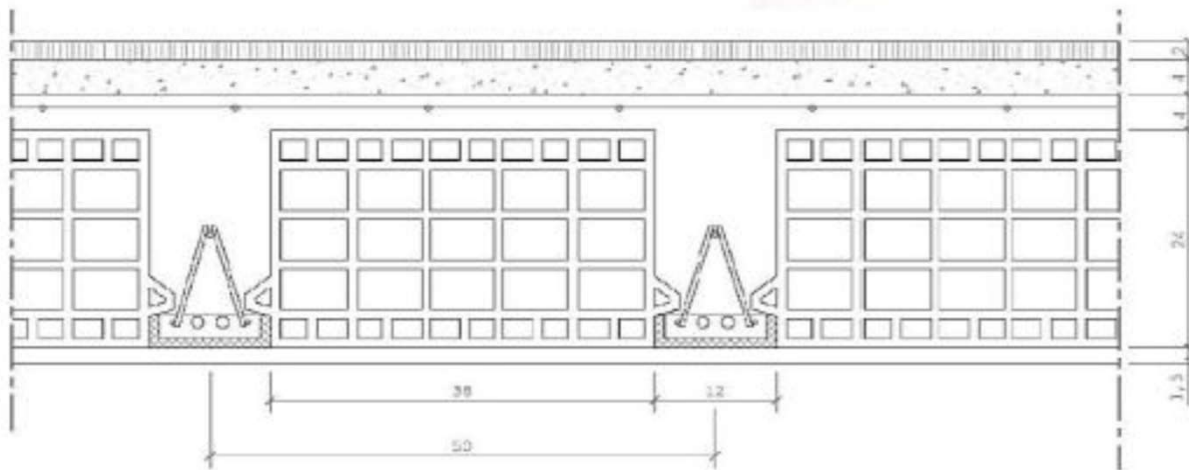
Per materiali strutturali non compresi nella Tab. 3.1.I si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative o documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

# ANALISI DEI CARICHI DI UN SOLAIO IN LATERO-CEMENTO

## Carichi permanenti strutturali (G1)

SOLAIO TIPO BAUSTA (TRAVETTO)			
Altezza del solaio (cm)	Interasse (cm)	quantità di CLS da gettare in opera (mc/mq)	Peso del solaio finito (Kg/mq)
12+4	50	0,062	225
12+5	50	0,072	250
12+6	50	0,082	275
16+4	50	0,070	260
16+5	50	0,080	285
16+6	50	0,090	310
20+4	50	0,080	300
20+5	50	0,090	325
20+6	50	0,100	350
24+4	50	0,085	330
24+5	50	0,095	355
24+6	50	0,105	380
28+4	50	0,094	370
28+5	50	0,104	395
28+6	50	0,114	420

# ANALISI DEI CARICHI DI UN SOLAIO IN LATERO-CEMENTO

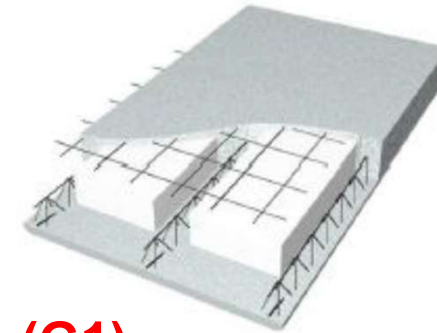


## Carico permanente strutturale (G1)

	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie	
		kN/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>
Solaio in latero- cemento, tipo Omnia Bausta	24+4	3,30	330
Massetto di sottofondo in cls alleggerito ( $\rho = 14 \text{ kN/m}^3$ )	4	0,56	56
Pavimento in ceramica	2	0,40	40
Intonaco all'intradosso ( $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$ )	1,5	0,30	30
<b>Totale</b>	36,5	4,56	456

## Carichi permanenti non strutturali (G2)

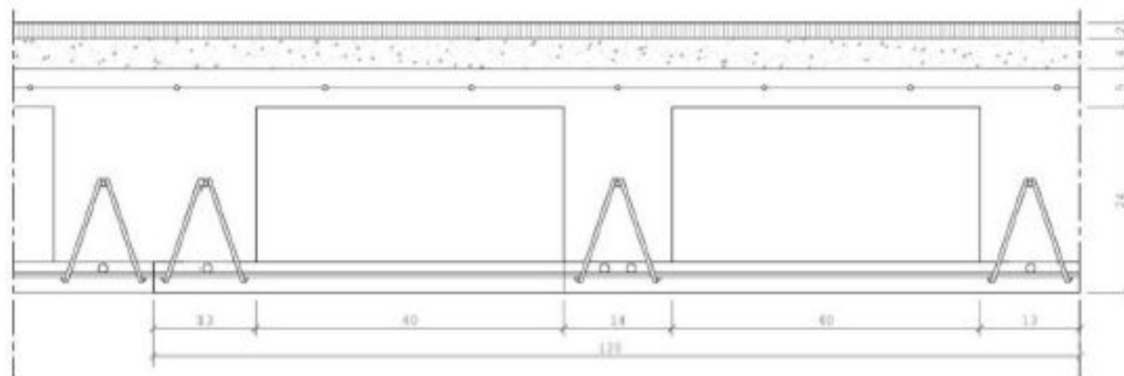
# ANALISI DEI CARICHI DI UN SOLAIO A LASTRE PREDALLES



**Carico permanente strutturale (G1)**

	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie	
		kN/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Lastre predalles con alleggerimento in polistirene espanso (mod. 120)</b>	24+5	3,90	390
<b>Massetto di sottofondo in cls alleggerito (<math>\rho = 14 \text{ kN/m}^3</math>)</b>	4	0,56	56
<b>Pavimento in ceramica</b>	2	0,40	40
<b>Totale</b>	35	<b>4,86</b>	486

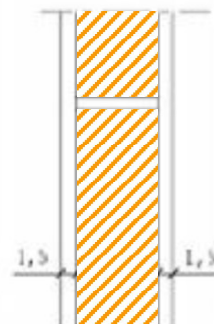
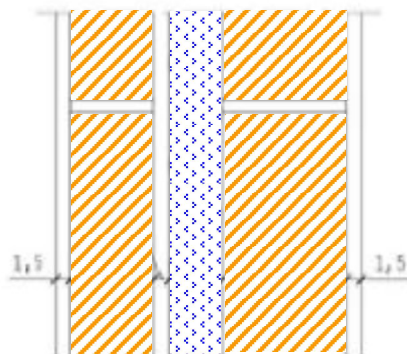
**Carichi permanenti non strutturali (G2)**





# ANALISI DEI CARICHI DI UNA PARETE

## Carichi permanenti non strutturali (G2)



	Spessore	Carico su unità di sup	Carico su unità di lungh
	[cm]	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
Intonaco ( $\rho= 20 \text{ kN/m}^3$ )	1,5	0,30	0,84
Forati ( $\rho= 6,5 \text{ kN/m}^3$ )	8	0,52	1,45
Intonaco ( $\rho= 20 \text{ kN/m}^3$ )	1,5	0,30	0,84
Isolante ( $\rho= 0,7 \text{ kN/m}^3$ )	5	0,035	0,10
Forati ( $\rho= 5,2 \text{ kN/m}^3$ )	12	0,62	1,73
Intonaco ( $\rho= 20 \text{ kN/m}^3$ )	1,5	0,30	0,84
<b>Totale</b>	29,5	<b>2,08</b>	<b>5,80</b>

x altezza di interpiano netta

	Spessore	Carico su unità di sup	Carico su unità di lungh
	[cm]	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
Intonaco ( $\rho= 20 \text{ kN/m}^3$ )	1,5	0,30	0,84
Forati ( $\rho= 8 \text{ kN/m}^3$ )	8	0,64	1,79
Intonaco ( $\rho= 20 \text{ kN/m}^3$ )	1,5	0,30	0,84
<b>Totale</b>	11	<b>1,24</b>	<b>3,47</b>

x altezza di interpiano netta

# ANALISI DEI CARICHI DI UNA PARETE

## 3.1.3. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito  $g_2$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_2$  potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza  $G_2$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
- **per elementi divisori con  $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ;**
- per elementi divisori con  $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m} : g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .

**Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.**

# CARICHI VARIABILI

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

# CARICHI VARIABILI

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

# CARICHI VARIABILI

## 3.4. AZIONI DELLA NEVE

### 3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

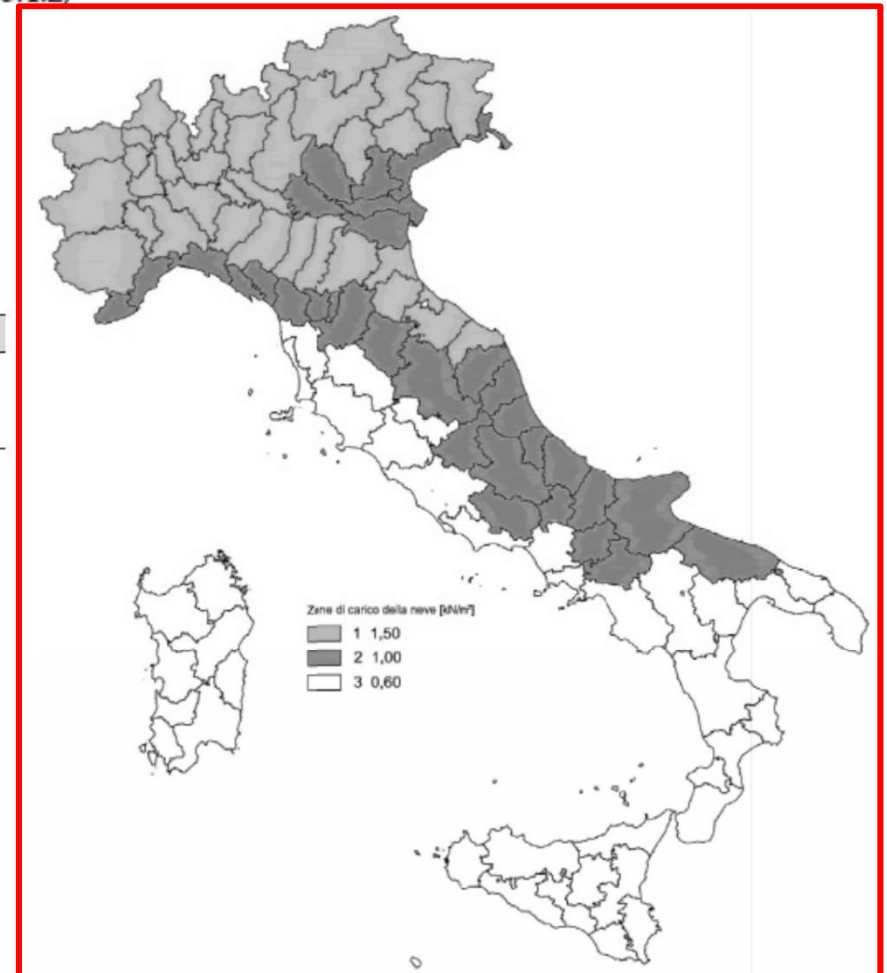
$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



# ANALISI DEI CARICHI - SOLAI

**Per la copertura si ipotizza una struttura di tavelle e muricci, direttamente posata sull'ultimo solaio piano, per la formazione delle falde inclinate, ed un manto superiore di comuni tegole maritate.**

## SOLAIO DI COPERTURA

tegole	1.1*	0.60	0.65	kN/m <sup>2</sup>
cappa in calcestruzzo 4 cm	1.1*	0.96	1.05	kN/m <sup>2</sup>
tavelloni da 6 cm	1.1*	0.35	0.40	kN/m <sup>2</sup>
muricci ripartiti (valore medio)	1.5**	0.65	1.00	kN/m <sup>2</sup>
peso proprio solaio laterocemento			3.30	kN/m <sup>2</sup>
intonaco intradosso			0.30	kN/m <sup>2</sup>
totale permanenti			<b>6.70</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

\* Per calcolare il carico su proiezione orizzontale \*\* per valutare l'incidenza dei muricci come car. distribuito

## SOLAIO DI PIANO

peso proprio solaio laterocemento 24+4 cm		3.30	kN/m <sup>2</sup>
massetto di sottofondo in cls alleggerito ( $\rho=14$ kN/m <sup>3</sup> )		0,56	kN/m <sup>2</sup>
Pavimento in ceramica		0.40	kN/m <sup>2</sup>
Intonaco intradosso ( $\rho=14$ kN/m <sup>3</sup> )		0.30	kN/m <sup>2</sup>
quota distribuita tramezzi		1.60	kN/m <sup>2</sup>
totale permanenti		<b>6,16</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

# ANALISI DEI CARICHI - SOLAI

## Carico neve

Zona II, altitudine  $a_s < 200$  m, inclinazione falda  $\alpha < 30^\circ$  con  $\mu_d = 0.8$

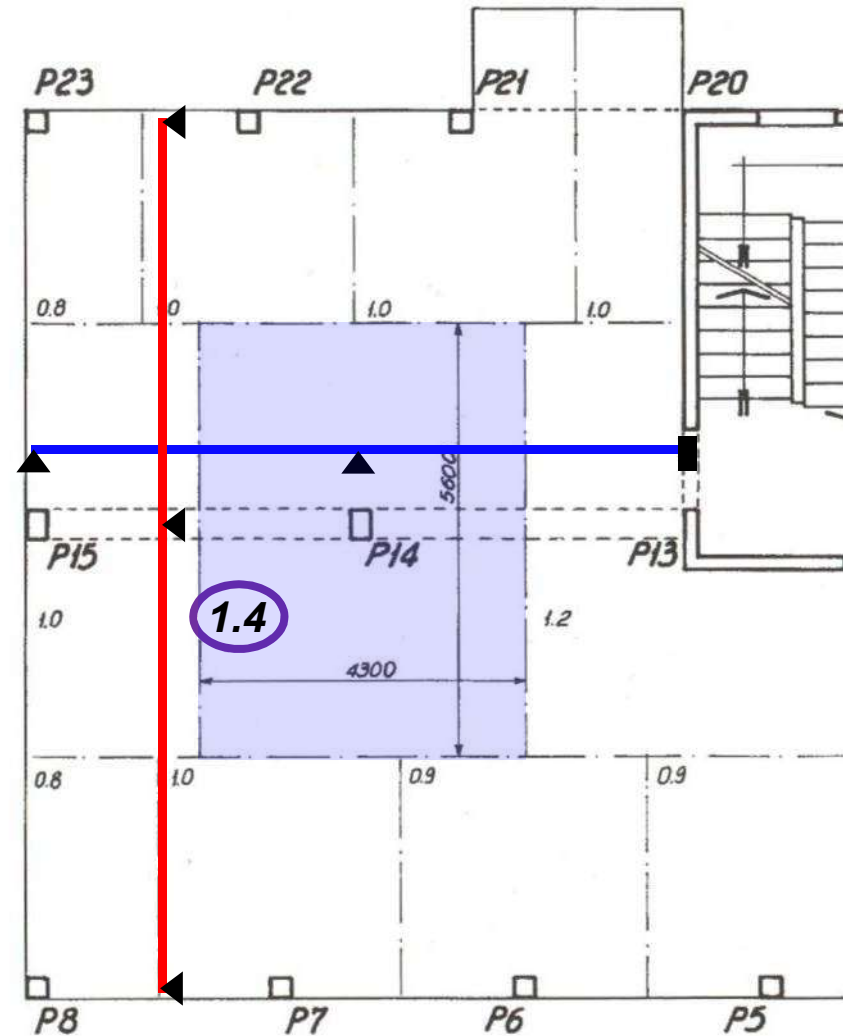
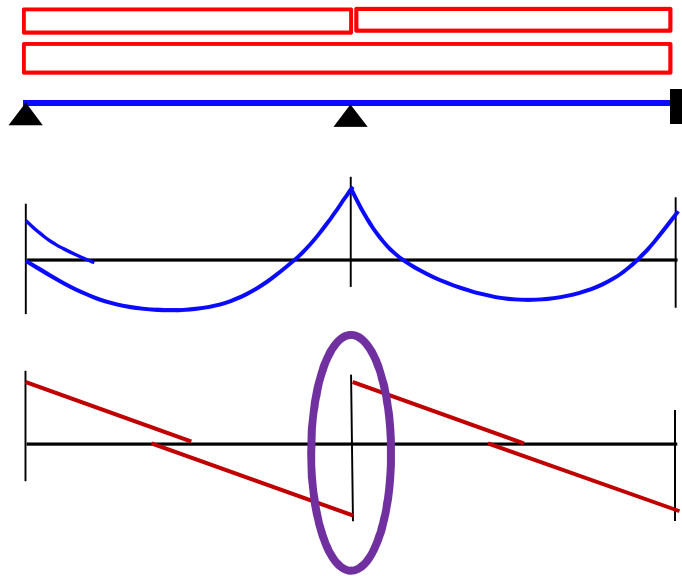
Carico neve al suolo  $q_{sk} = 1.00$  kN/m<sup>2</sup>

$$q_s = 1.00 \cdot 0.8 = 0.80 \text{ kN / m}^2$$

Coefficiente di forma della  
copertura

# AZIONI SUI PILASTRI

Per un calcolo di predimensionamento dei pilastri, con riserva di successive verifiche al seguito di più rigorose analisi dei telai, si può seguire un procedimento approssimato che si basa sulla scomposizione della pianta dell'impalcato in *aree di influenza*.

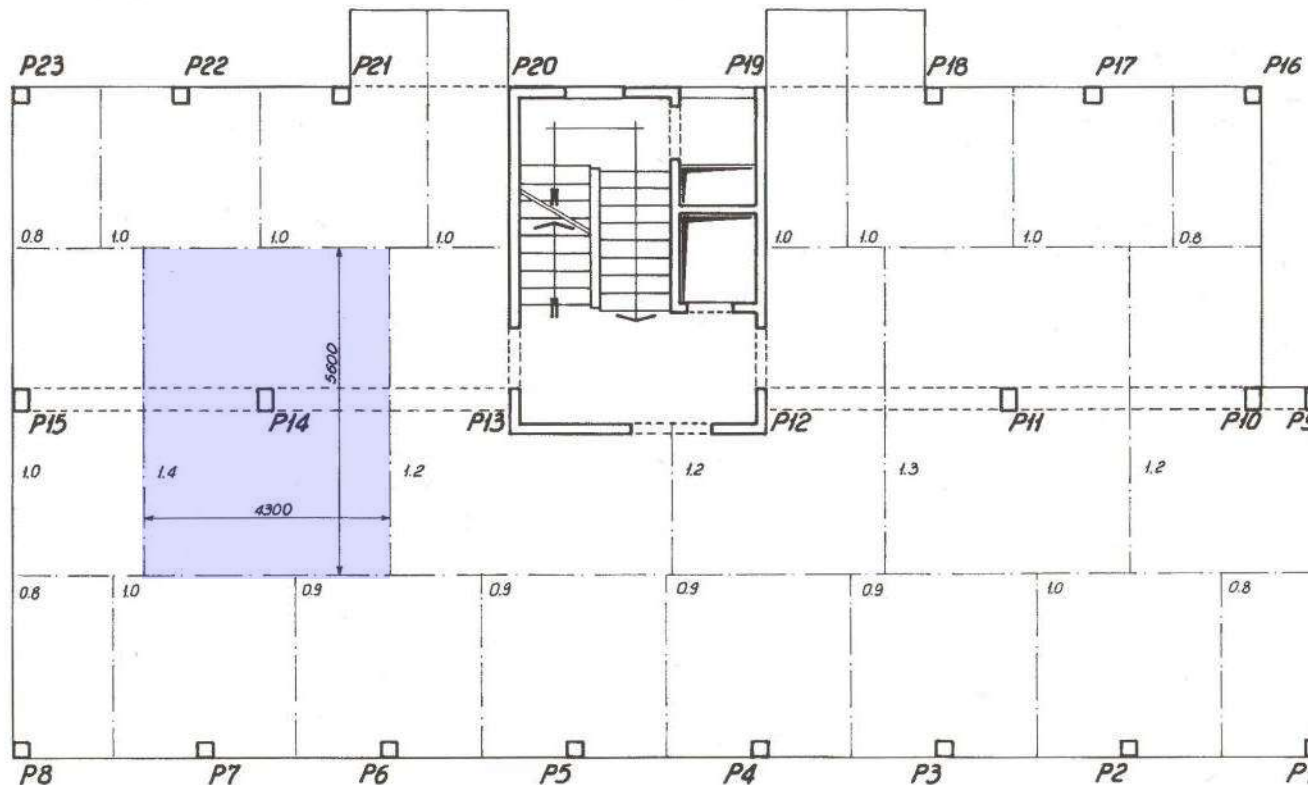




# AZIONI SUI PILASTRI

Per un calcolo di predimensionamento dei pilastri, con riserva di successive verifiche al seguito di più rigorose analisi dei telai, si può seguire un procedimento approssimato che si basa sulla scomposizione della pianta dell'impalcato in *aree di influenza*.

tav.3 AREE D'INFLUENZA PILASTRI



# AZIONI SUI PILASTRI

*Pilastro P14*

(area d'influenza  $1,4 \times 4,30 \times 5,60 \cong 33,7 \text{ mq}$ )

- impalcato copertura  $33,7 \text{ m}^2 \times 6,70 \text{ kN/m}^2 = 225,79 \text{ kN}$

- trave  $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5 \text{ "}$   
sezione trave

- pilastro  $0,40 \times 0,30 \times 2,52 \times 25 = 7,6 \text{ "}$   
sezione pilastro

totale permanenti copertura  $\overset{\text{ocls}}{=} 248,89 \text{ kN}$

(" altezza al sotto trave = 2.52 m)

- impalcato piano tipo  $33,7 \text{ m}^2 \times 6,16 \text{ kN/m}^2 = 207,59 \text{ kN}$

- trave  $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5 \text{ "}$

- pilastro<sup>o</sup>  $0,40 \times 0,40 \times 2,52 \times 25 = 10,1 \text{ "}$

totale permanenti piano tipo  $= 233,19 \text{ kN}$

(° dimensioni medie)

Copertura

- permanenti  $\overset{\text{carico neve}}{=} 248,89 \text{ kN}$

- variabili  $33,7 \times 0,80 = 26,96 \text{ "}$

totale copertura  $= 275,85 \text{ kN}$

# AZIONI SUI PILASTRI

piani inferiori		
- permanenti		= 233,19 kN
- variabili	33,7 m <sup>2</sup> x 2,00 kN/m <sup>2</sup>	= 67,4 "
totale 4° piano		= 300,59 kN

Dopo queste analisi preliminari, i calcoli di progetto delle sezioni e di verifica agli stati limite di esercizio e di resistenza possono venire sintetizzati ordinatamente come indicato nelle seguenti tabelle. Le caratteristiche dei materiali assunte a base delle verifiche sono riportate qui di seguito.

**Per semplicità nei calcoli si considera un unico coefficiente di sicurezza parziale forfaitizzato per le azioni**

$$\gamma_F \cong 1.30 \cdot 0.35 + 1.50 \cdot 0.65 = 1.43$$

**N.B. SOLO PER VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

# MATERIALI

*Calcestruzzo* (inerte  $d_a \leq 20$  mm)

- classe C25/30 ordinario ( $R_{cm} \cong 40$  N/mm<sup>2</sup>)
- resistenza caratteristica  $f_{ck} = 25,0$  N/mm<sup>2</sup>
- resistenza di calcolo  $f_{cd} = 0,85 \times 25,0 / 1,5 = 14,2$  N/mm<sup>2</sup>
- per compressione centrata  $f'_{cd} = 0,80 \times 14,2 = 11,3$  N/mm<sup>2</sup>
- ammissibile in esercizio  $\bar{\sigma}_c = 0,45 \times 25,0 = 11,2$  N/mm<sup>2</sup>
- per compressione centrata  $\bar{\sigma}'_c = 0,70 \times 11,2 = 7,8$  N/mm<sup>2</sup>

*Acciaio* (barre nervate ad aderenza migliorata)

- tipo B450C ad alta duttilità
  - resistenza caratteristica  $f_{tk} = 540$  N/mm<sup>2</sup>
  - tensione di snervamento  $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>
  - resistenza di calcolo  $f_{yd} = 450 / 1,15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>
-

# DIMENSIONAMENTO SEZIONI

## PILASTRO P 14 - DIMENSIONAMENTO SEZIONI

	$F_k$	$N_k$	$N_{Ed}$	$A_{co}$	$a \times b$	$A_c$	$A_{so}$	$n\phi$	$A_s$
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
4°	275,85	275,85	394,47	349,09	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
3°	300,59	576,44	824,31	729,48	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
2°	300,59	877,03	1254,15	1109,87	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
1°	300,59	1177,62	1684,00	1490,26	40×40	1600,	4,80	4φ14	6,16
PR	300,59	1478,21	2113,84	1870,66	50×40	2000,	6,00	4φ14+ 2φ12	8,42
SI	300,59	1778,80	2543,68	2251,04	60×40	2400,	7,20	6φ14	9,24

# DIMENSIONAMENTO SEZIONI

## Dove i simboli rappresentano:

- Il carico  $F_k$  proveniente dall'impalcato superiore sul pilastro considerato.
- Lo sforzo assiale  $N_k$  ottenuto sommando progressivamente i carichi.
- Il valore di calcolo dell'azione assiale  $N_{Ed}$  ottenuta amplificando per  $\gamma_F=1,43$  lo sforzo precedente.
- L'area teorica minima  $A_{co}=N_{Ed}/f_{cd}$  di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione di calcolo.
- Le dimensioni  $a \times b$  effettive scelte per il tratto di pilastro.
- L'area effettiva  $A_c$  di calcestruzzo.
- La sezione teorica minima d'armatura  $A_{so}=0,10 \times N_{Ed}/f_{yd}$  pari almeno allo 0,3% della sezione effettiva  $A_c$  del calcestruzzo.
- L'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero  $n$  dei ferri ed il loro diametro  $\phi$ .
- L'area  $A_s$  della sezione effettiva dell'armatura metallica.

# VERIFICHE SEZIONI

## PILASTRO P 14 VERIFICHE SEZIONI

	<b>VERIFICA SLE</b>		<b>VERIFICA SLU</b>			
	$A_{ie}$	$\sigma_c$	$A_{ir}$	$N_{Rd}$	$N_{Ed}$	$\gamma_r$
	(cm <sup>2</sup> )	(MPa)	(cm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)	
4°	1268,	2,17	1356,	1532,	395,	5,55
3°	1268,	4,55	1356,	1532,	824,	2,66
2°	1268,	6,92	1356,	1532,	1254,	1,75
1°	1692,	6,96	1813,	2049,	1684,	1,74
PR	2008,	7,36	2291,	2589,	2114,	1,75
SI	2539,	7,00	2720,	3074,	2544,	1,73
		( $\leq 7,8$ )				

# VERIFICHE SEZIONI

Dove i simboli rappresentano:

- L'area ideale  $A_{ie}=A_c+\alpha_e A_s$  ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione  $\alpha_e=15$  per il calcolo elastico di esercizio.

- La tensione  $\sigma_c=N_k/A_{ie}$  nel calcestruzzo per la verifica della compressione in esercizio, tensione da confrontarsi con il valore 7,8 indicato in calce alla colonna.

- L'area ideale  $A_{ir}=A_c+A_s f_{yd}/f_{cd}$  ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente  $f_{yd}/f_{cd}$  per il calcolo a rottura della sezione.

- Il valore resistente  $N_{Rd}=f_{cd}A_{ir}$  dello sforzo assiale da confrontarsi con quello agente  $N_{Ed}$ .

- Il rapporto  $\gamma_r=N_{Rd}/N_{Ed}$  tra resistenza ed azione nella sezione per un uniforme confronto della situazione, dovendo risultare  $\gamma_r \geq 1$ .



# VERIFICHE SEZIONI

Per il passo massimo delle staffe e il diametro minimo delle staffe si deve avere:

$$s \leq 12 \phi$$

$$\phi_s \geq \frac{\phi}{4}$$

Per le riprese dei ferri ai vari piani è necessario considerare una lunghezza minima di ancoraggio pari a:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

Con

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 1,95 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{v. Tab 1.07})$$

$$f_{ctd} = 1,95/1,5 = 1,30 \text{ N/mm}^2$$

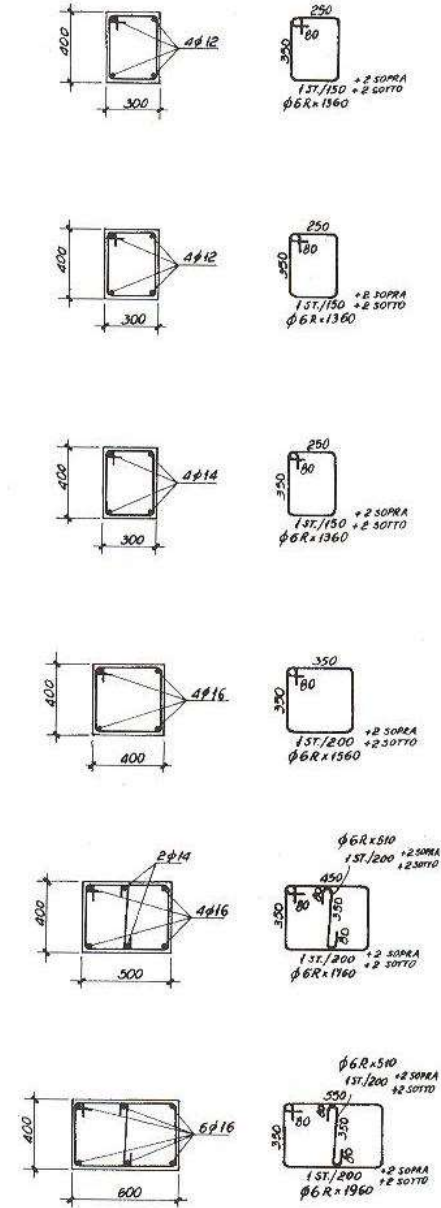
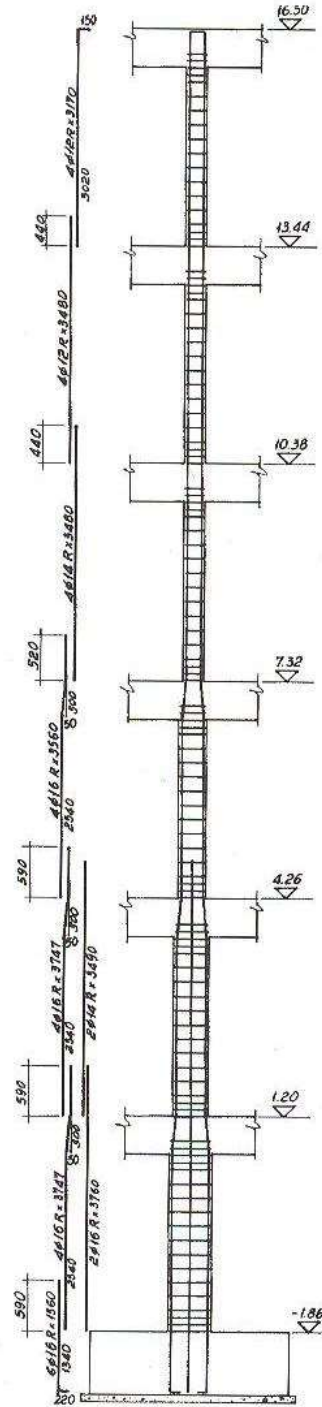
$$f_{bd} = 2,25 \times 1,30 = 2,92 \text{ N/mm}^2$$

si ottiene

$$l_b = \frac{\phi 391}{4 \cdot 2,92} \cong 33\phi \quad \text{comunque} \quad l_b \geq 40\phi$$

# DISPOSIZIONE ARMATURE NEL PILASTRO

tav. 4 PILASTRO P14



CALCESTRUZZO CLASSE C25/30 ( $d_u \leq 20$ )  
ACCIAIO TIPO B450C