

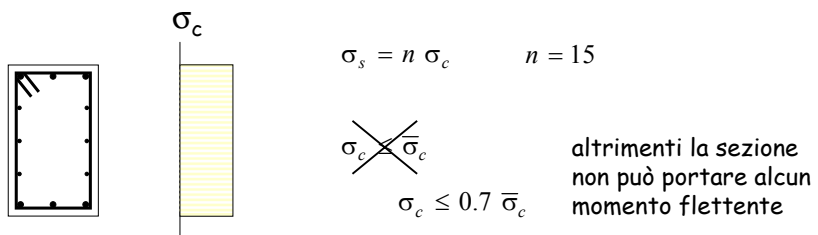
# Sezioni in c. a. dalle tensioni ammissibili agli stati limite

## Sforzo normale

Teramo, 20-21 febbraio 2004

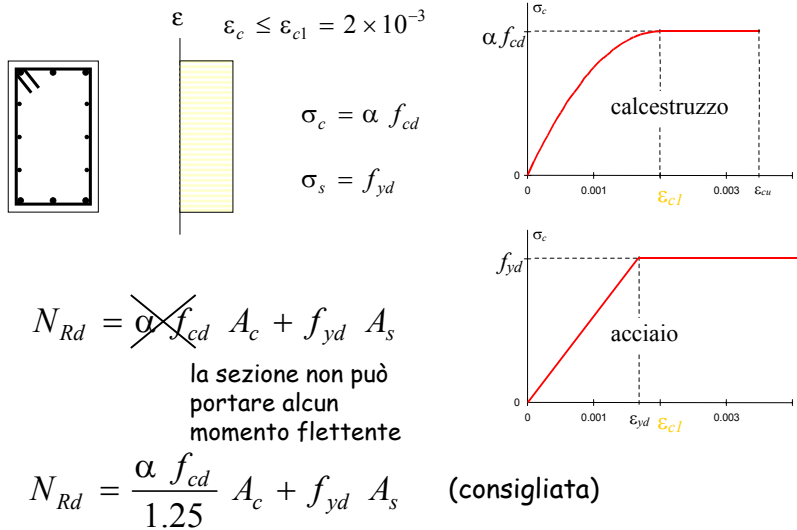
Aurelio Ghersi

### Verifica - tensioni ammissibili



$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c (A_c + n A_s)$$

## Verifica - stato limite ultimo



## Verifica - confronto

**TA**  $N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c + n 0.7 \bar{\sigma}_c A_s$   
 $\frac{8.8}{5.9} \cong 1.5$   $\frac{374}{89} \cong 4.2$   
**SLU**  $N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s$

Stesso rapporto dei carichi  
 Rapporto molto maggiore

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25$  MPa      Acciaio Fe B 44 k

## Verifica - confronto

$$TA \quad N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c + n 0.7 \bar{\sigma}_c A_s$$

5.9                      89

Allo stato limite ultimo,  
l'acciaio compresso conta molto di più

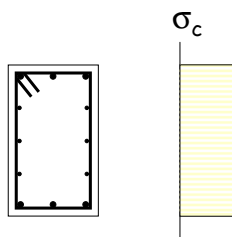
$$SLU \quad N_{Rd} = \frac{\alpha f_{cd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s$$

8.8                      374

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

## Progetto - tensioni ammissibili



La norma impone  $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.008$

$$n = 15$$

$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c (1 + n \rho)$$

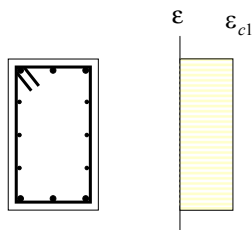
Si determina la sezione  
di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$$

e poi l'armatura

$$A_s \geq 0.008 A_c$$

## Progetto - stato limite ultimo



La norma impone che l'armatura porti almeno il 15% dello sforzo normale

$$N_{Rd} = \frac{0.85 N_{Sd}}{1.25} A_c + f_{yd} A_s \geq 0.15 N_{Sd}$$

Si determina la sezione di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

e l'armatura

$$A_s \geq \frac{0.15 N_{Sd}}{f_{yd}}$$

## Progetto - confronto

Si ipotizza che  $N_{Sd}$  (SLU) = 1.45 N (TA)

TA

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c} \quad A_s \geq 0.008 A_c = \frac{0.008 N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$$

1/6.66 1/833

La sezione è quasi invariata (7% in meno allo SLU)

$$\frac{1}{6.66} \cong \frac{1.45}{10.4}$$

$$\frac{1}{833} \cong 2 \times \frac{1.45}{2493}$$

L'armatura è molto diversa (circa la metà allo SLU)

SLU

$$A_c \geq \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

1/10.4

$$A_s \geq \frac{0.15 N_{Sd}}{f_{yd}}$$

1/2493

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25$  MPa

Acciaio Fe B 44 k

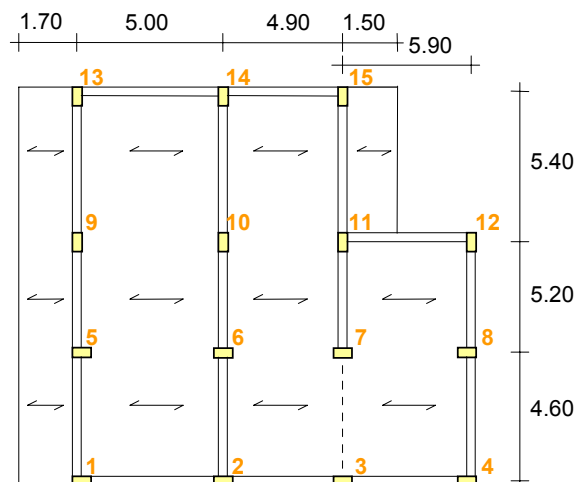
## Progetto - commento

Operando allo stato limite ultimo è possibile ridurre l'armatura nelle sezioni soggette a solo sforzo normale

o - in alternativa - è possibile ridurre la sezione lasciando invariata la percentuale di armatura

Questa affermazione non vale in zona sismica, perché le sezioni sono soggette anche a forte momento flettente e devono essere molto resistenti per garantire un comportamento duttile della struttura

## Esempio - edificio a 6 impalcati



## Materiali utilizzati

<b>Calcestruzzo</b>	$R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
	$E_c = 5700\sqrt{R_{ck}} = 28500 \text{ MPa}$
	$f_{ctk} = 0.7 \times 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 1.62 \text{ MPa}$
	$\alpha f_{cd} = 11.0 \text{ MPa}$
<b>Acciaio</b>	<b>Fe B 44 k</b>
	$E_s = 206000 \text{ MPa}$
	$f_{yd} = 373.9 \text{ MPa}$
	$\varepsilon_{yd} = \frac{373.9}{206000} = 1.82 \times 10^{-3}$

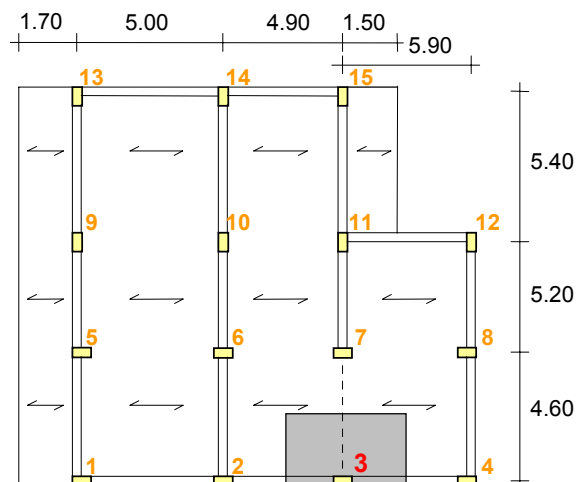
## Carichi unitari

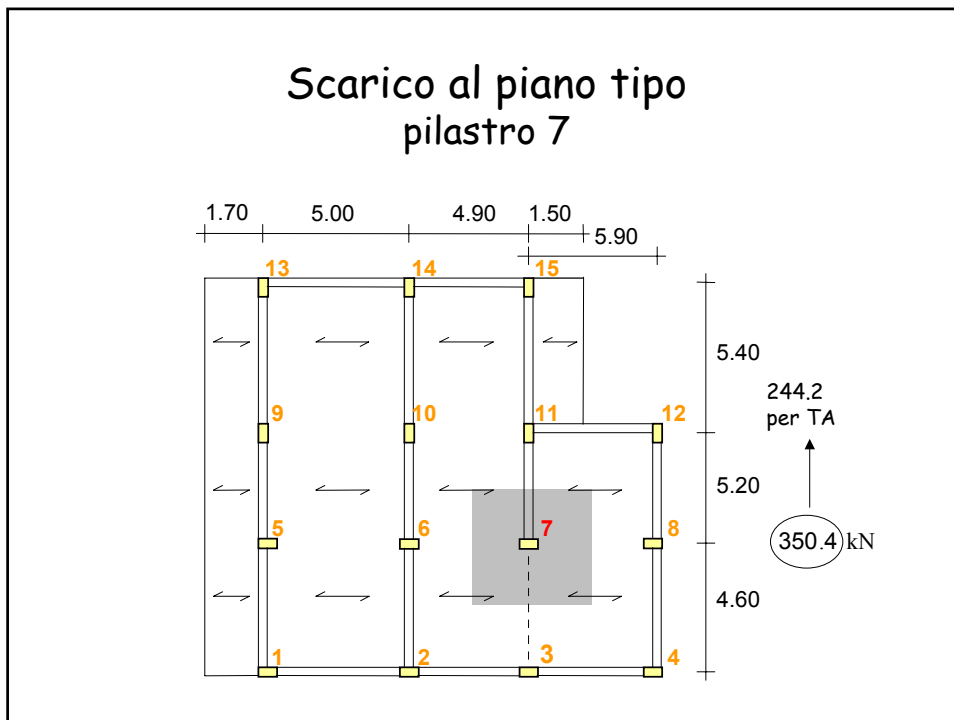
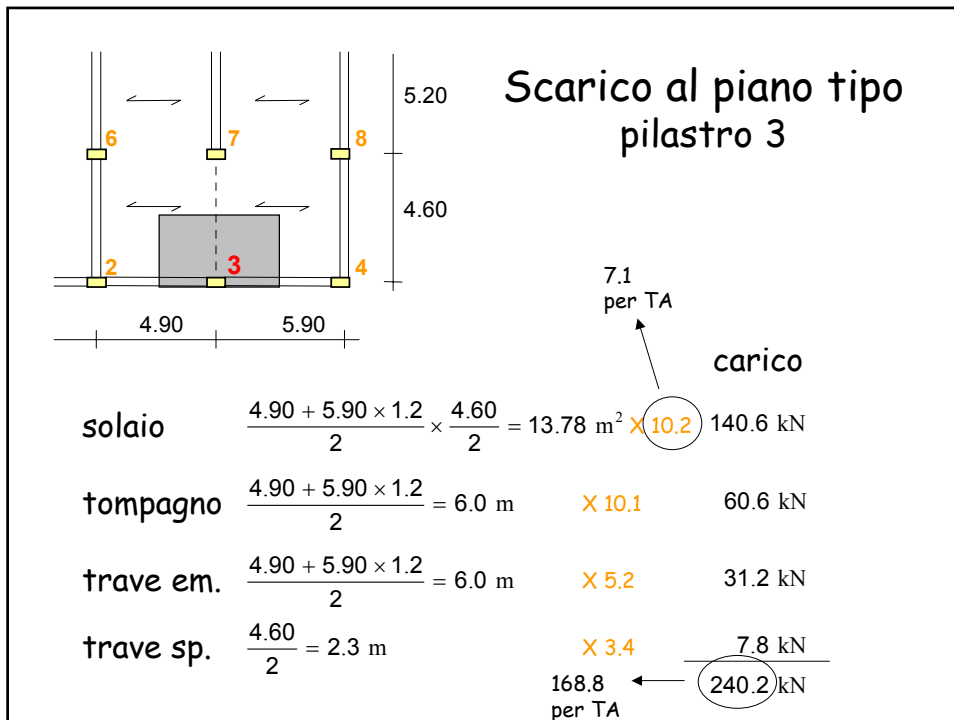
	per TA	per SLU
<b>Solaio</b>	$g_k = 5.3 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 5.3 = 7.5 \text{ kN/m}^2$
	$q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$	$q_d = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ kN/m}^2$
<b>Balconi</b>	$g_k = 3.9 \text{ kN/m}^2$	$g_d = 1.4 \times 3.9 = 5.5 \text{ kN/m}^2$
	$q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$	$q_d = 1.5 \times 4.0 = 6.0 \text{ kN/m}^2$
<b>Tompagno</b>	$g_k = 7.2 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 7.2 = 10.1 \text{ kN/m}$
<b>Travi 30x60</b>	$g_k = 3.7 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 3.7 = 5.2 \text{ kN/m}$
	<b>70x24</b> $g_k = 2.4 \text{ kN/m}$	$g_d = 1.4 \times 2.4 = 3.4 \text{ kN/m}$

## Riepilogo carichi (per pilastri)

	per TA	per SLU
Solaio ( $g + 0.9 q$ )	7.1 kN/m <sup>2</sup>	10.2 kN/m <sup>2</sup>
Balconi ( $g + 0.9 q$ )	7.5 kN/m <sup>2</sup>	10.9 kN/m <sup>2</sup>
Tompagno	7.2 kN/m	10.1 kN/m
Travi 30x60	3.7 kN/m	5.2 kN/m
70x24	2.4 kN/m	3.4 kN/m

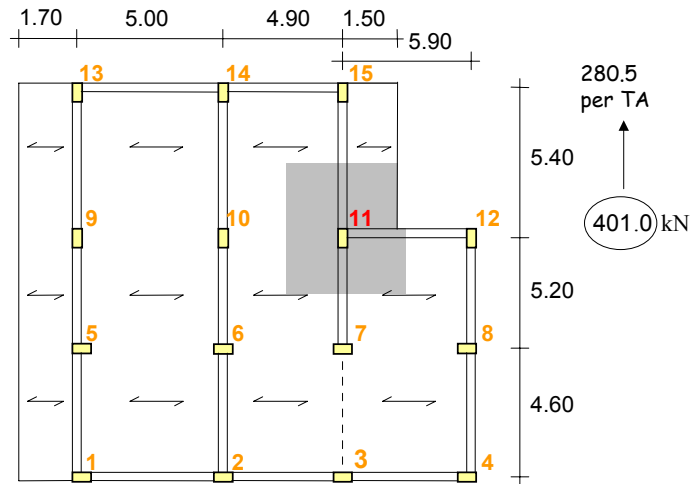
## Scarico al piano tipo pilastro 3



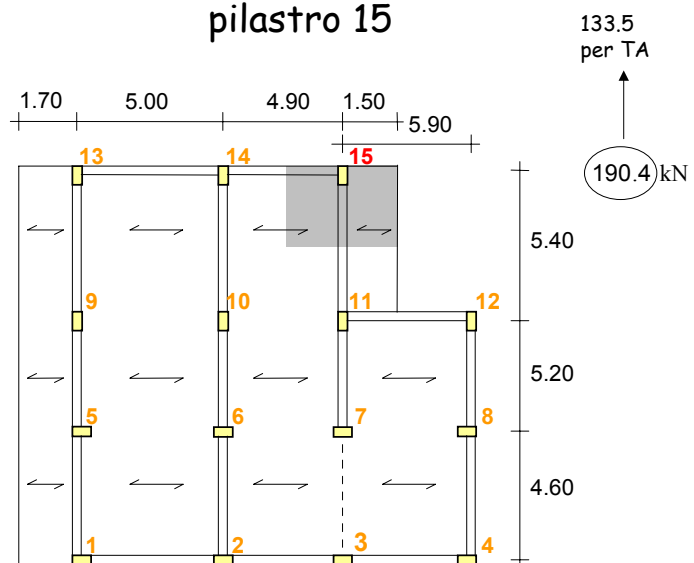




### Scarico al piano tipo pilastro 11



### Scarico al piano tipo pilastro 15



### Dimensionamento - pilastro 3

Scarico  
al piano      240.2 kN  
  
Peso proprio  
medio          14.4 kN  

---

254.6 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	sezione
6	254.6	245	30×30
5	509.2	491	30×30
4	763.8	736	30×30
3	1018.4	982	40×30
2	1273.0	1227	50×30
1	1527.6	1473	50×30

Con TA, alla base                      1073.4      1611      60×30

### Dimensionamento - pilastro 7

Scarico  
al piano      350.4 kN  
  
Peso proprio  
medio          21.0 kN  

---

371.4 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	sezione
6	371.4	358	30×30
5	742.8	716	30×30
4	1114.2	1074	40×30
3	1485.6	1432	50×30
2	1857.0	1790	60×30
1	2228.4	2149	60×40

Con TA, alla base                      1553.4      2331      60×40

## Dimensionamento - pilastro 11

Scarico  
al piano      401.0 kN

Peso proprio  
medio          24.1 kN

---

425.1 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	sezione
6	425.1	410	30×30
5	850.2	820	30×30
4	1275.3	1230	30×50
3	1700.4	1639	30×60
2	2125.2	2049	30×70
1	2550.6	2459	40×70

Con TA, alla base                      1783.8      2677      40×70

## Dimensionamento - pilastro 15

Scarico  
al piano      190.4 kN

Peso proprio  
medio          11.4 kN

---

201.8 kN

$$A_c = \frac{0.85 N_{Sd}}{\alpha f_{cd} / 1.25}$$

piano	N (kN)	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	sezione
6	201.8	195	30×30
5	403.6	389	30×30
4	605.4	584	30×30
3	807.2	778	30×30
2	1009.0	973	30×40
1	1210.8	1167	30×40

Con TA, alla base                      849.0      1274      30×50

FINE

Esempio numerico tratto da:  
A. Gherzi, L. Blandini  
"Progetto di elementi strutturali  
in cemento armato"

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

A. Gherzi

ultimo aggiornamento

13/02/2004