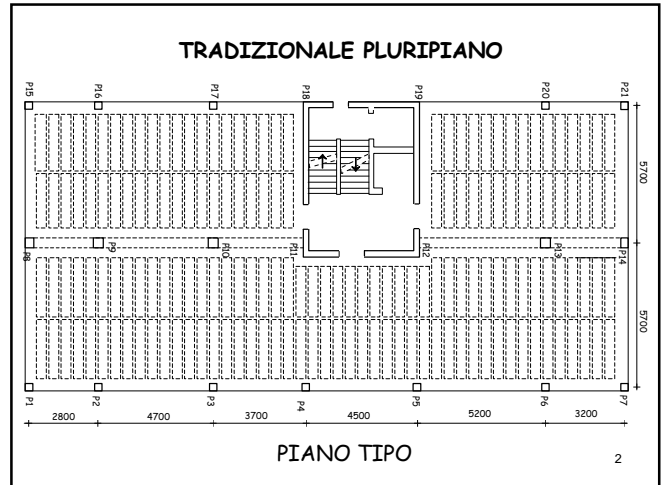


Corso UNI-CTE  
Progettazione delle strutture di  
calcestruzzo con gli Eurocodici

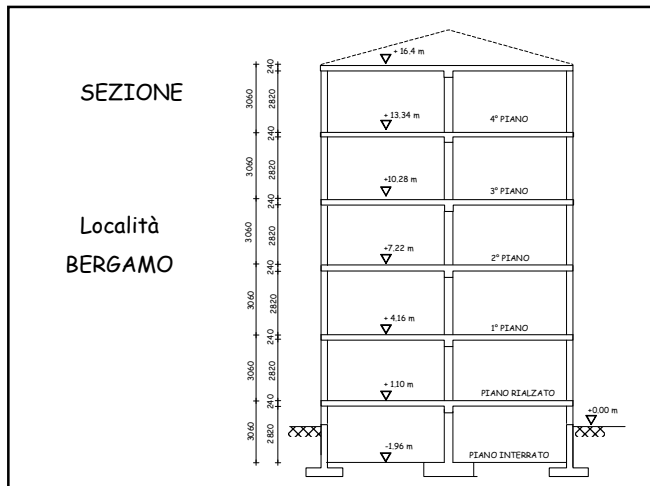
Esempio applicativo  
CALCOLO DI EDIFICIO MULTIPIANO

dr. ing. Liberato Ferrara  
POLITECNICO DI MILANO

1



2



RIFERIMENTI NORMATIVI

EN 1992-1-1: STRUTTURE DI CALCESTRUZZO

EN 1998-1: STRUTTURE IN ZONA SISMICA

EN 1990: FORMATO S.L. + COMBINAZIONI

EN 1991-1-1: PESI PROPRI+ SOVRACCARICHI

EN 1991-1-3: NEVE

EN 1991-1-4: VENTO

+ ANNESSI NAZIONALI

(+ NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni)

4

ANALISI DEI CARICHI: solaio piano tipo

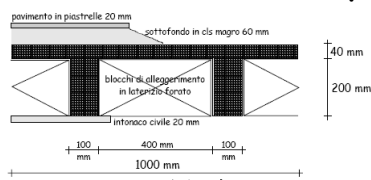


Figura (4.3)-3: solaio

Strato	spessore	Peso unitario	Peso
Soletta collaborante in c.a.	0.04 m	25 kN/m <sup>3</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>
Nervature in c.a.	0.2 m i = 0.5 m	25 kN/m <sup>3</sup>	= 0.2 m · 25 kN/m <sup>3</sup> · 0.1/0.5 = 1.00 kN/m <sup>2</sup>
Laterizi di alleggerimento	0.2 m i = 0.5 m	11 kN/m <sup>3</sup>	= 0.2 m · 11 kN/m <sup>3</sup> · 0.4/0.5 = 1.76 kN/m <sup>2</sup>
			<b>3.76 kN/m<sup>2</sup></b>

+ incidenza cordoli:  $0.24 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.00 \text{ kN/m}^2 - 3.76 \text{ kN/m}^2 = 2.24 \text{ kN/m}^2$   
 $2.24 \text{ kN/m}^2 \times 2.4 \text{ m}/11.7 \text{ m} = 0.46 \text{ kN/m}^2$

TOTALE PESO PROPRIO STRUTTURALE SOLAIO:  $G_2 = 4.22 \text{ kN/m}^2$

5

ANALISI DEI CARICHI: solaio piano tipo

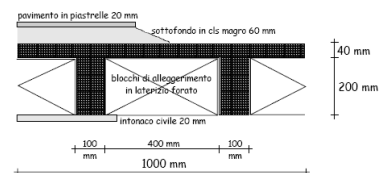


Figura (4.3)-3: solaio

Pavimento in piastrelle	0.02 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.40 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo in cls magro	0.06 m	20 kN/m <sup>3</sup>	1.20 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco civile	0.02 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.40 kN/m <sup>2</sup>

TOTALE PESO PROPRIO NON STRUTTURALE SOLAIO

$G_2 = 2.00 \text{ kN/m}^2$

6

## ANALISI DEI CARICHI: solaio copertura

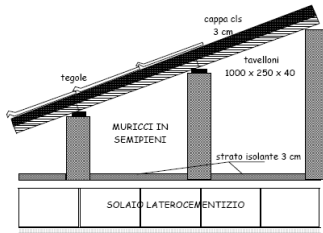


Figura (4.3)-4: solaio di copertura e copertura

Strato	spessore	Peso unitario	Peso
Solaio laterocementizio	0.24 m		4.22 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco	0.02 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.40 kN/m <sup>2</sup>
Isolante	0.03 m	1 kN/m <sup>3</sup>	0.03 kN/m <sup>2</sup>
Muricci ripartiti			1.23 kN/m <sup>2</sup>
tavelloni	1/cos20°	0.40 kN/m <sup>2</sup>	0.43 kN/m <sup>2</sup>
Cappa calcestruzzo	0.03 m/cos 20°	25 kN/m <sup>3</sup>	0.80 kN/m <sup>2</sup>
Tegole marsigliesi	1/cos20°	0.50 kN/m <sup>2</sup>	0.53 kN/m <sup>2</sup>
Totale carichi permanenti impalcato piano tipo			7.64 kN/m <sup>2</sup>

7

## ANALISI DEI CARICHI: chiusure verticali

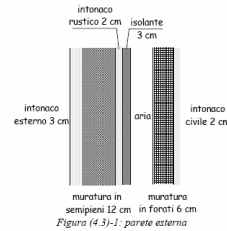


Figura (4.3)-1: parete esterna

strato	spessore	peso unitario	peso
Intonaco esterno	0.03 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.6 kN/m <sup>2</sup>
Muratura esterna	0.12 m	16 kN/m <sup>3</sup>	1.92 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco rustico	0.02 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.4 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante	0.03 m	1 kN/m <sup>3</sup>	0.03 kN/m <sup>2</sup>
Muratura esterna	0.06 m	11 kN/m <sup>3</sup>	0.66 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco interno	0.02 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.4 kN/m <sup>2</sup>
			4.01 kN/m <sup>2</sup>

$$4.01 \text{ kN/m}^2 \times 2.82 \text{ m} = 11.31 \text{ kN/m}$$

-Incidenza aperture (20% forfettario)

$$2.26 \text{ kN/m}$$

$$9.05 \text{ kN/m}$$

8

## ANALISI DEI CARICHI: partizioni interne

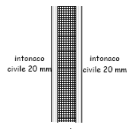


Figura (4.3)-2: parete interna

Strato	Spessore	Peso unitario	Peso
Intonaco civile	0.02 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.4 kN/m <sup>2</sup>
Muratura in forati	0.08 m	11 kN/m <sup>3</sup>	0.88 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco civile	0.02 m	20 kN/m <sup>3</sup>	0.4 kN/m <sup>2</sup>
			1.68 kN/m <sup>2</sup>

$$1.68 \text{ kN/m}^2 \times 2.82 \text{ m} \approx 4.74 \text{ kN/m}$$

9

## ANALISI DEI CARICHI: partizioni interne

$$Q_k \leq 1,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$1,0 \text{ kN/m} \leq Q_k \leq 2,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

$$2,0 \text{ kN/m} \leq Q_k \leq 3,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Estensione in NTC

$$\text{Criterio } q_k = Q_k / 2,5$$

$$3,0 \text{ kN/m} \leq Q_k \leq 4,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

ULTERIORE ESTENSIONE

$$4,0 \text{ kN/m} \leq Q_k \leq 5,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico variabile con

$$\gamma_Q = 0 \div 1,5 \quad E \quad \psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 1$$

10

## ANALISI DEI CARICHI sovraccarichi variabili

Edificio civile abitazione

$$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Per scale comuni, ballatoi, balconi

$$q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$$

E dunque ... sovraccarichi variabili

$$q_{1k} = 2.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{sovraccarico di esercizio}$$

$$q_{2k} = 2.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{peso partizioni interne}$$

11

## ANALISI DEI CARICHI: carico di neve EN1991-1-3 + Annesso Nazionale (come NTC)

ZONA 1 ALPINA  $a_s < 200 \text{ m slm}$   
carico di neve al suolo  $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

CARICO DI NEVE in COPERTURA

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk} = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$C_e = \text{COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE} = 1,0$$

$$C_t = \text{COEFFICIENTE TERMICO} = 1,0$$

$$\mu_i = \text{COEFFICIENTE DI FORMA} = 0,8$$

12

**ANALISI DEI CARICHI: carico di neve  
EN1991-1-3 + Annesso Nazionale  
(come NTC)**

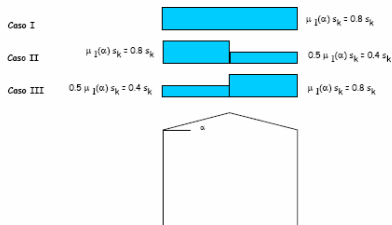


Figura (4.3)-5: combinazioni di carico per l'azione della neve (da Figura 5.2-EC1-1-3)

13

**ANALISI DEI CARICHI: azione del vento  
EN1991-1-4 + Annesso Nazionale  
(≅ NTC)**

ZONA 1 - CATEGORIA IV (aree urbane)

PRESSIONE BASE ( $v_b = 25$  m/sec)

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 390 \text{ N/m}^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

PRESSIONE DI PICCO

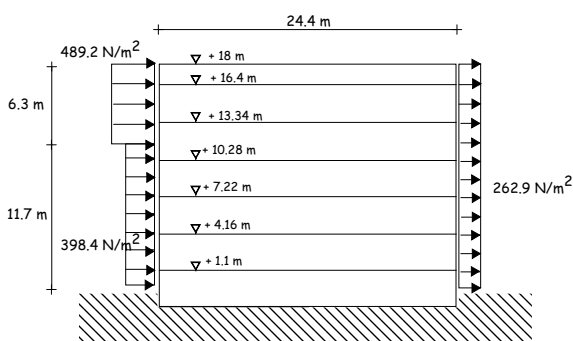
$$q_p = C_e(z) q_b = 498 \div 611$$

PRESSIONE SULLE PARETI

$$W = c_p q_p$$

14

**PRESSIONE DEL VENTO SULL'EDIFICIO**



5

**AZIONE SISMICA**

Regolarità in altezza: SI

massa e rigidezza rimangono costanti senza variazioni etc.

Regolarità in pianta: ?

Pianta rettangolare con  $h/b < 4$

Pianta compatta senza sporgenze e rientranze

Solai infinitamente rigidi nel proprio piano

Distribuzione NON simmetrica di rigidezze e masse

AZIONE STATICA LINEARE se  $T < 2.5$  sec

16

**AZIONE SISMICA**

Spettri elastici di risposta

periodo fondamentale di vibrazione

es. formula approssimata secondo OPCM 3431

$$T_1 = C H^{3/4}$$

$$C = 0.05 - H = 18 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.44 \text{ sec} (< 2.5 \text{ sec})$$

$$T_C < T_1 < T_D$$

	$S_s$	$S_T$	$S$	$\eta$	$C_c$	$F_A$	$T_a$	$T_c$	$T_D$
BERGAMO	1	1	1	1	1	2.747692	0.059377	0.197922	1.245633
A	1	1	1	1	1	2.747692	0.059377	0.197922	1.245633
B	1.28366	1	1.28366	1	1.405586	2.747692	0.083459	0.278196	1.245633
C	1.43464	1	1.43464	1	1.453712	2.747692	0.086316	0.287721	1.245633
D	1.77745	1	1.77745	1	0.972139	2.747692	0.057722	0.192407	1.245633
E	1.48366	1	1.48366	1	1.520766	2.747692	0.090298	0.300993	1.245633

$\alpha_g = 0.0559$

**AZIONE SISMICA**

Spettro elastico  $S_e(T_1) = 2.23 \alpha_g = 0.125g$

Fattore di struttura  $q$  (OPCM 3431-EC8)

$$q = q_0 K_D K_R$$

$$K_D = 0.7 \text{ (CBD)} - 1.0 \text{ (CDA)}$$

$$K_R = 0.8 \text{ (non regolari in altezza)} - 1.0 \text{ (regolari in altezza)}$$

$$q_0 = 4.0 \alpha_g / \alpha_1 = 4.0 \times 1.2 = 4.8$$

Struttura a telai e pareti con pareti accoppiate

$$q = 4.8 \times 0.7 = 3.36$$

(in classe di duttilità bassa)

Spettro di progetto per SLU  $S_d(T_1) = S_e(T_1)/q = 0.037g$

### AZIONE SISMICA

forza orizzontale da applicare alla struttura

$$F_h = S_d(T_1) \lambda m$$

$$\lambda = 0.85 \text{ se } T_1 < 2T_C$$

$m$  = massa vibrante complessiva

La massa vibrante è quella associata a

$$G_{1k} + G_{k2} + \varphi_1 \psi_{21} Q_{1k} + \varphi_2 \psi_{22} Q_{2k}$$

$Q_{1k}$  sovraccarico di esercizio:  $\varphi_1 = 0.8$

$$\psi_{21} = 0.3$$

$Q_{2k}$  partizioni interne:  $\varphi_2 = 1.0$

$$\psi_{22} = 1.0$$

In copertura  $Q_k$  neve  $\varphi = 1.0$

$$\psi = 0.2$$

19

### AZIONE SISMICA

- peso proprio solaio e opere portate 8.12 kN/m<sup>2</sup>
- incidenza trave fuori spessore 0.25 kN/m<sup>2</sup>
- incidenza pilastri interni 0.50 kN/m
- frazione accidentali (0.8x0.3x2.00) 0.48 kN/m<sup>2</sup>
- totale 9.35 kN/m<sup>2</sup>**
- **zone a soletta piena 6.94 kN/m<sup>2</sup>**  
(-2.41 kN/m<sup>2</sup>)
- **tamponamenti esterni (compreso incidenza pilastri) 10.05 kN/m**
- peso pareti vano scale (compreso intonaco) [2x0.02x20 + 0.2x25]x2x(4.5+6.25)x2.82  $\cong$  352 kN

20

### AZIONE SISMICA

a (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	p	P (kN)
24.4	11.7	285.5	9.35 kN/m <sup>2</sup>	2669.4
4.7	5.9	27.7	-2.41 kN/m <sup>2</sup>	-66.8
24.4			10.05 kN/m	245.2
11.2			10.05 kN/m	112.6
8.4			10.05 kN/m	84.4
	11.7		10.05 kN/m	117.6
	11.7		10.05 kN/m	117.6
vano scale				352
totale				3632

$m$  = massa vibrante

in copertura 46420 kg

per ciascun piano di impalcato corrente 363200 kg

totale 1862420 kg

Forza orizzontale equivalente al sisma

$$F_h = 0.037mg = 689.1 \text{ kN}$$

21

### AZIONE SISMICA

Ripartizione forza orizzontale ai vari piani

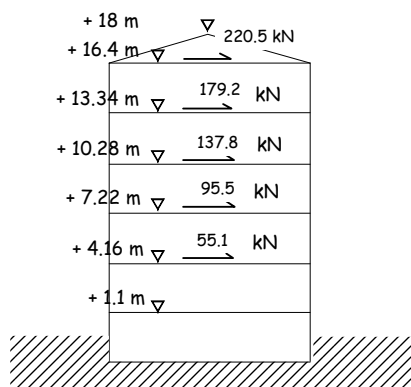
$$F_{hi} = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

Deriva dal considerare una analisi modale arrestata al primo modo di vibrare dell'edificio (spostamenti tutti equiversi e circa linearmente proporzionali all'altezza)

- 5° piano 0.32
- 4° piano 0.26
- 3° piano 0.20
- 2° piano 0.14
- 1° piano 0.08

22

### AZIONE SISMICA



23

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

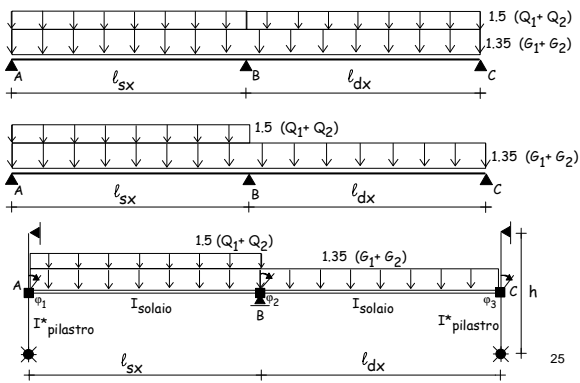
Calcestruzzo classe C25/30

- resistenza caratteristica  $f_{ck} = 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- resistenza di progetto  $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

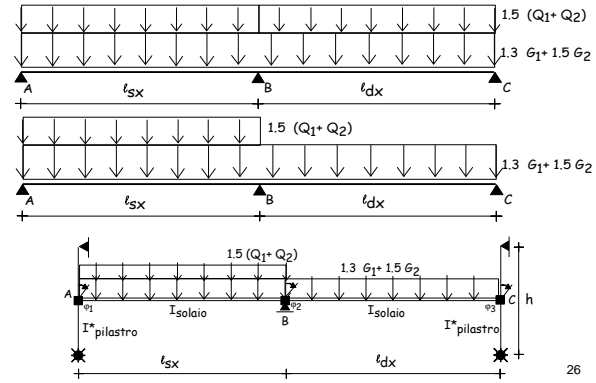
Acciaio B450

- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 450 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- tensione di snervamento di progetto  $f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{450}{1.15} \cong 391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

### CALCOLO SOLAI - SLU (Eurocodici)



### CALCOLO SOLAI - SLU (NTC)



### SOLAI - DIAGRAMMI INVILUPPO

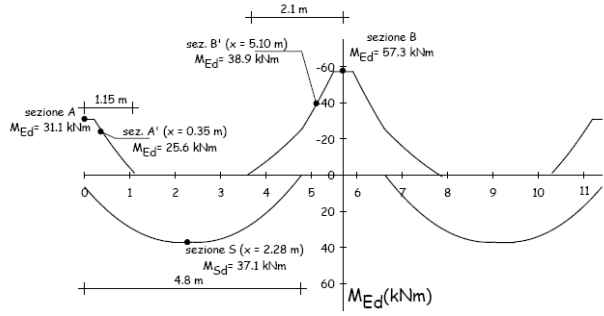
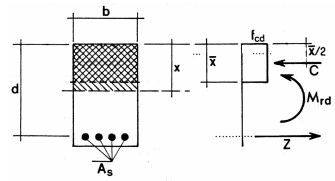


Figura (4.4)-7: solai - diagramma involuppo del momento flettente di calcolo traslato

### SOLAI - PROGETTO ARMATURA



Eq. rotazione  
 $f_{cd} b \beta_1 x (d - \beta_2 x) = M_{Ed}$   
 $\Rightarrow x$

Eq. Traslazione  
 $f_{cd} b \beta_1 x - A_{s,req} f_{yd} = 0$   
 $\Rightarrow A_{s,req}$   
 $\beta_1 = 0.8 - \beta_2 = 0.4$

In NTC  
 per spessori  $\leq 50$  mm  
 usare  $0.8 f_{cd}$

$A_s \geq 0.26 f_{ctm} / f_{yk} b_t d$   
 (armatura minima)<sup>28</sup>

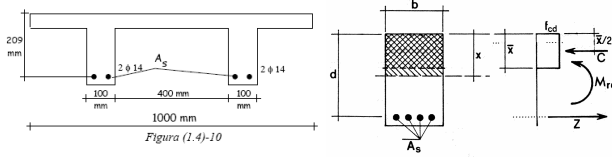
### SOLAI - PROGETTO ARMATURA

sezione	M <sub>Ed</sub> (kNm)	b (mm)	x (mm)	A <sub>s,req</sub> (mm <sup>2</sup> )	b <sub>t</sub> (mm)	A <sub>s,min</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
A (sez. piena - mom. negativo)	31.1	1000	13	391	1000	314	452 2+2 φ12
A' (sez. TT - mom. negativo)	25.6	200	61	355	800	251	452 2+2 φ12
S (sez. TT - mom. positivo)	37.1	1000	16	468	200	63	616 2+2 φ14
B' (sez. TT - mom. negativo)	38.9	200	102	591	800	251	616 2+2 φ14
B (sez. piena - mom. negativo)	57.3	1000	25	737	1000	314	924 3+3 φ14

Prospetto (4.4)-1: dimensionamento armature solai allo s.l.u.

Sez. S: se uso  $0.8 f_{cd}$   
 $A_{s,req} = 472 \text{ mm}^2 !$

### SOLAI VERIFICHE S.L.U. MOMENTO FLETTENTE



Eq. Traslazione  
 $f_{cd} b \beta_1 x - A_{s,prov} f_{yd} = 0 \Rightarrow x$

Eq. rotazione  
 $f_{cd} b \beta_1 x (d - \beta_2 x) = A_{s,prov} f_{yd} (d - \beta_2 x) = M_{Rd} \geq M_{Ed}$

## SOLAI VERIFICHE S.L.U. MOMENTO FLETTENTE

sezione	$A_s$ (mm <sup>2</sup> ) n° $\phi$	b (mm)	x (mm) $\xi = x/d$	z (mm)	$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)
A (piena - mom. negativo)	452 3+3 $\phi$ 12	1000	16 0.076	202.6	31.1	35.8
A' (T - mom negativo)	452 2+2 $\phi$ 12	200	78 0.373	177.8	25.6	31.4
S (T - mom. positivo)	616 2+2 $\phi$ 14	1000	21 0.10	200.6	37.1	48.3
B' (T - mom negativo)	616 2+2 $\phi$ 14	200	106 0.505	167.6	38.9	40.1
B (piena -mom. negativo)	924 3+3 $\phi$ 14	1000	32 0.152	197.2	57.3	70.9

Prospetto (4.4)-2: verifiche solaio allo s.l.u.

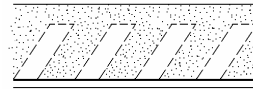
Sez. S: se uso 0.8  $f_{cd}$

$M_{Rd} = 47.8$  kNm !

31

## SOLAI - VERIFICA SLU TAGLIO

SENZA STAFFE

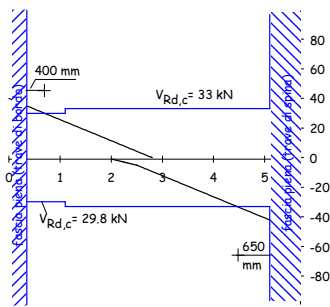


FORMULA EMPIRICA

$$V_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \right] b_w d > V_{Ed}$$

32

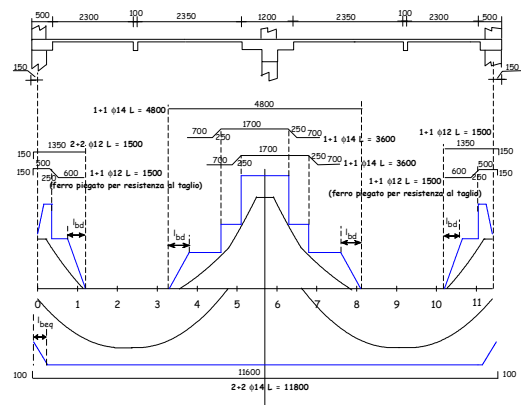
## SOLAI - VERIFICA SLU TAGLIO



Ove non sufficiente: ferri piegati e  
verifica come per travi armate

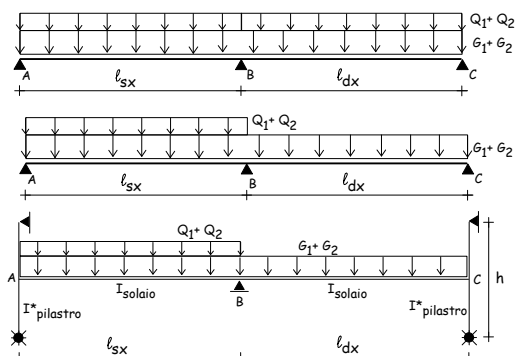
33

## SOLAI - TRACCIATO ARMATURE



34

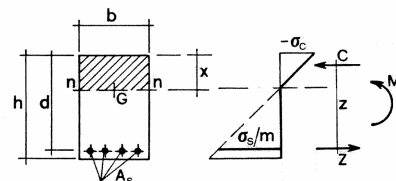
## SOLAI - VERIFICHE SLE



NUOVE COMBINAZIONI CON  $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$

35

## SOLAI - CALCOLO ELASTICO SEZIONE



$\sigma_c < 0,6 f_{ck}$  COMPRESS. CLS

(combinazione rara - microfessure)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  COMPRESS. CLS

(combinazione quasi permanente - viscosità lineare)

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$  TRAZIONE. ACCIAIO

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s(\phi)$  FESSURAZIONE

36

### Limitazione delle tensioni nell'armatura in funzione della apertura di fessura ammissibile

$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi_{max}$ (mm) $w_k = 0.4$ mm	$\phi_{max}$ (mm) $w_k = 0.3$ mm	$\phi_{max}$ (mm) $w_k = 0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Prospetto (4.4)-4 [da Prospetto 7.2-EC2]

37

### Calcolo diretto ampiezza di fessura

$$w_k = s_{max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{Espressione 7.8-EC2})$$

$$s_{max} = 3.4c + 0.425 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (\text{spaziatura delle fessure - Espressione 7.11-EC2})$$

con  $k_1 = 0.8$  per barre ad aderenza migliorata

$k_2 = 0.5$  per sollecitazione di flessione

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{ceff}} = \frac{A_s}{b_t h_{eff}}$$

$$h_{eff} = \min [2.5(h-d), (h-x)/3, h/2]$$

$b_t$  larghezza della sezione nella zona tesa.

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct}}{\rho_{eff}} \left( 1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{eff} \right)}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{Espressione 7.9-EC2})$$

dove si assume  $k_t = 0.4$  per carichi di lunga durata.

38

### Calcolo ampiezza di fessura sezione mezzeria

$$A_s = 616 \text{ mm}^2 - b_t = 200 \text{ mm}$$

$$x = 55 \text{ mm} - \sigma_s = 269 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{eff} = (h-x)/3 = 62 \text{ mm}$$

$$\rho_{eff} = 0.05$$

$$s_{max} = 110 \text{ mm}$$

$$\text{e per } f_{ct} = 2.6 \text{ N/mm}^2 - E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.0012$$

$$W_k = 110 \text{ mm} \times 0.0012 = 0.133 \text{ mm OK}$$

39

### SOLAI - VERIFICHE DEFORMAZIONI

Snellezza limite  $l/d$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1.5 \sqrt{f_{ct}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ct}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right) \right] \frac{310}{\sigma_s} \quad (\text{Espressione 7.16a-EC2})$$

essendo:

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{616}{1000 \cdot 209} \approx 0.003 \quad (\text{con riferimento all'armatura in sezione di mezzeria})$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ct}} \cdot 10^{-3} = 0.005$$

$\sigma_s$  = è la tensione nell'armatura sotto le azioni quasi permanenti

si assume  $\sigma_s/310 = 500/(f_{yk} A_{s,req}/A_{s,prov}) = 500/(450 \cdot 468/616) = 1.462$

(Espressione 7.17-EC2)

con  $A_{s,req} = 468 \text{ mm}^2$  armatura richiesta allo s.l.u.

$A_{s,prov} = 616 \text{ mm}^2$  armatura effettivamente disposta

$K = 1.3$  per solai unidirezionali continui

si ottiene  $l/d = 46.9$ .

La Espressione 7.16a-EC2 è valida per  $\rho \leq \rho_0$  come appunto sopra calcolato.

Tale valore limite, trattandosi di una sezione a T con la soletta avente larghezza maggiore di tre volte lo spessore delle nervature ( $1000 > 3 \cdot 209$ ) va moltiplicato, conformemente alle prescrizioni dell'EC2, per  $0.8$  (§7.4.2(2)-EC2). Si ha pertanto

$$(l/d)_{lim} = 0.8 \cdot 46.9 = 37.6$$

Nel caso dei solai in esame è  $l/d = 5.7/0.209 = 27.3 < 37.6$  ed il calcolo esplicito delle deformazioni non è necessario.

40

### SOLAI - VERIFICHE DEFORMAZIONI

#### calcolo frecce mediante integrazione curvature

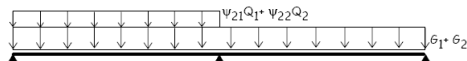


Figura (4.4)-18: combinazione quasi permanente - massima freccia in campata sinistra

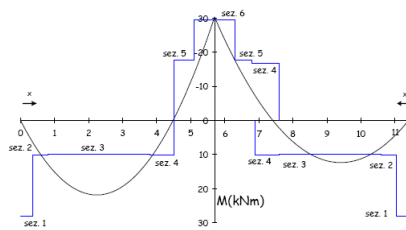
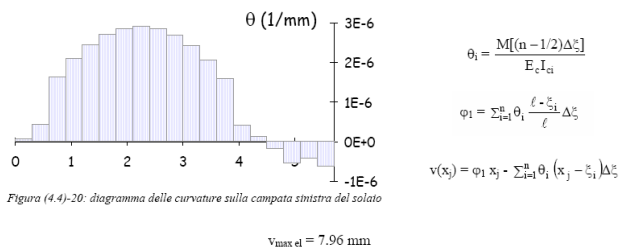


Figura (4.4)-19: solai - momento flettente sotto combinazione quasi permanente (max freccia in campata sinistra) e momento di prima fessurazione

41

### SOLAI - VERIFICHE DEFORMAZIONI

#### calcolo frecce mediante integrazione curvature



$$v_{max,el} = 7.96 \text{ mm}$$

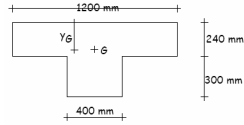
Effetti viscosi - valutazione di  $\varphi_{vis}$

$$v_{max,cr} = v_{max,el} (1 + \varphi_{vis}) = 7.96 \text{ mm} \cdot 2.56 = 20.4 \text{ mm} < \frac{\ell}{250} = \frac{5700}{250} = 22.8 \text{ mm}$$

42

## CALCOLO TRAVI

STESSO PROCEDIMENTO



VERIFICHE MOMENTO

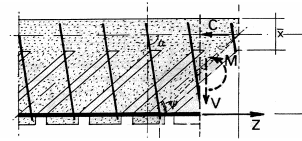
SLU  $M_{Rd} > M_{Ed}$

SLE  $\sigma_c < 0,6 f_{ck}$  COMPRESS. CLS  
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk}$  TRAZIONE. ACCIAIO  
 $\sigma_s < \bar{\sigma}_s(\phi)$  FESSURAZIONE

43

## TRAVI - VERIFICA SLU TAGLIO

CON STAFFE



STAFFATURA MINIMA  
 (in NTC 1.5  $b \text{ mm}^2/\text{m}$  - 3 staffe/m)  $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} \geq 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$

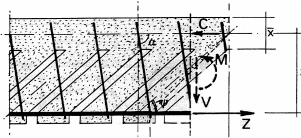
Spaziatura longitudinale  $\leq 0.75 d$  (0.8 d in NTC)

Spaziatura trasversale  $\leq 0.75 d$

44

## TRAVI - VERIFICA SLU TAGLIO

CON STAFFE



$$\text{ctg } \vartheta = \sqrt{\frac{1 - \omega_{sw}}{\omega_{sw}}}$$

$$\omega_{sw} = \rho_{sw} \frac{f_{yd}}{v f_{cd}}$$

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$$

TRALICCIO INCLINAZIONE VARIABILE

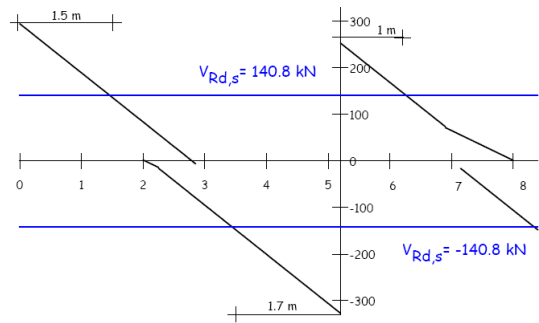
$$V_{Rd} = 0,9 d a_{sw} f_{yd} \text{ctg } \theta > V_{Ed}$$

$$V_{Rd \max} = 0,9 d b_w v f_{cd} \frac{1}{\text{ctg } \theta + \text{tg } \theta} > V_{Ed}$$

45

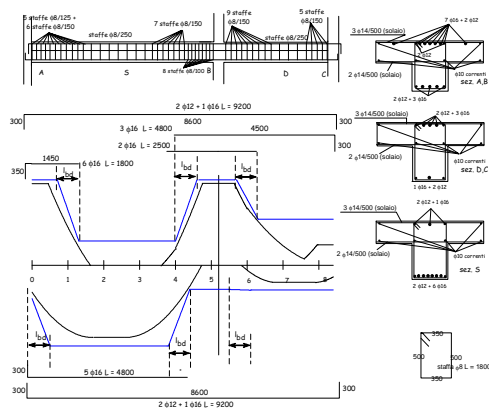
## TRAVI - VERIFICA SLU TAGLIO

CON STAFFATURA MINIMA



46

## TRAVE fuori spessore TRACCIATO ARMATURE



47

## TRAVE in spessore TRACCIATO ARMATURE

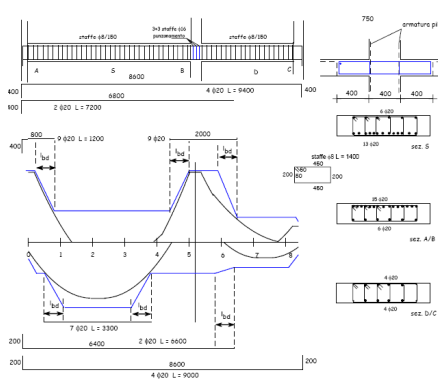
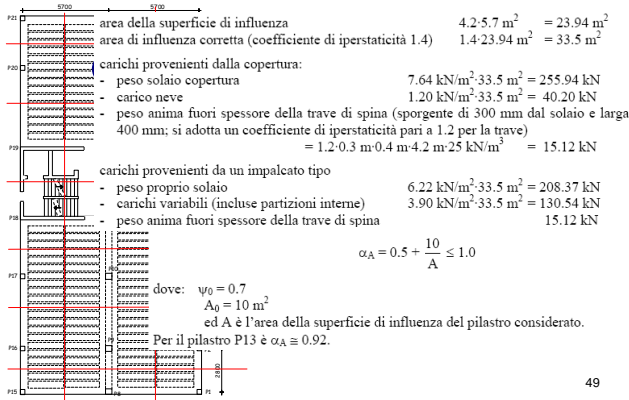


Figura (4.5)-20: tracciato delle armature per la trave -soluzione in spessore di solito

48

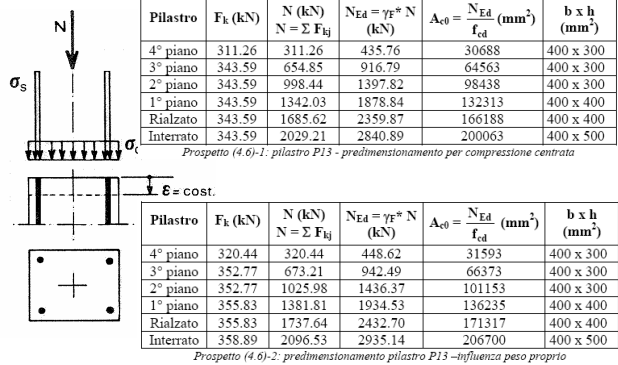


## CALCOLO PILASTRI: aree influenza



49

## CALCOLO PILASTRI: predimensionamento per compressione centrata



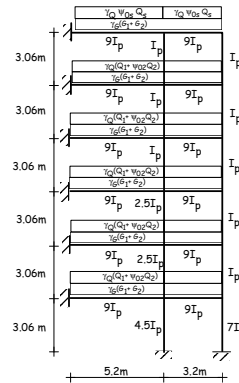
## CALCOLO PILASTRI: predimensionamento per compressione centrata

Pilastro	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (mm <sup>2</sup> ) $\rho_s = 0.3\%$	$A_s$ min (mm <sup>2</sup> ) $= 0.10 N_{Ed}/f_{yd}$	4 $\phi$ 12 (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n^\circ \times \phi$
4° piano	120000	360	115	452	452	4 $\phi$ 12
3° piano	120000	360	241	452	452	4 $\phi$ 12
2° piano	120000	360	367	452	452	4 $\phi$ 12
1° piano	160000	480	495	452	616	4 $\phi$ 14
Rialzato	160000	480	622	452	924	6 $\phi$ 14
Interrato	200000	600	751	452	1232	8 $\phi$ 14

Prospetto (4.6)-3. pilastro P13 - predimensionamento armature longitudinali

51

## ANALISI SOLLECITAZIONI



SCHEMA STATICO PARZIALE a nodi fissi  
 previo controllo trascurabilità effetti 2° ordine

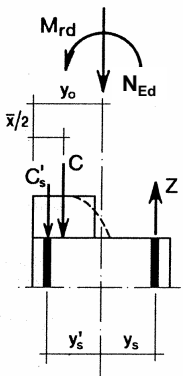
$$F_{V,Ed} \leq 0.31 \frac{n_s}{1+n_s} \frac{\Sigma E_{cd} I_c}{L^2}$$

Combinazioni di carico:

- Neve dominante + variabili  $\psi_0$
- Variabili dominanti + neve  $\psi_0$
- ovunque - max N centrale
- solo sx - max M centrale
- solo dx - max M,N bordo

52

## SEZIONE PRESSOINFLESSA



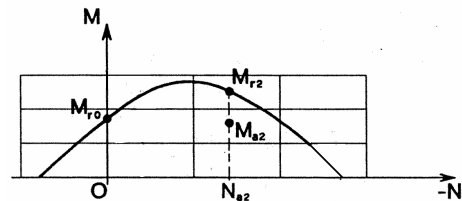
pilastro centrale			pilastro di bordo		
sez.	$M_{Ed}$ kNm	$N_{Ed}$ kN	sez.	$M_{Ed}$ kNm	$N_{Ed}$ kN
4 <sub>destra</sub>	-9.2	354.8	4 <sub>destra</sub>	-6.9	81.6
4 <sub>sinistra</sub>	-9.9	363.3	4 <sub>sinistra</sub>	-7.0	90.1
3 <sub>destra</sub>	-10.6	816.8	3 <sub>destra</sub>	-7.0	201.5
3 <sub>sinistra</sub>	-10.6	825.3	3 <sub>sinistra</sub>	-7.0	210.0
2 <sub>destra</sub>	-10.1	1278.7	2 <sub>destra</sub>	-7.2	321.4
2 <sub>sinistra</sub>	-9.7	1287.2	2 <sub>sinistra</sub>	-7.3	329.9
1 <sub>destra</sub>	-22.1	1739.7	1 <sub>destra</sub>	-7.7	441.3
1 <sub>sinistra</sub>	-21.0	1752.0	1 <sub>sinistra</sub>	-7.9	449.8
R <sub>destra</sub>	-20.4	2204.1	R <sub>destra</sub>	-7.2	561.2
R <sub>sinistra</sub>	-20.7	2216.3	R <sub>sinistra</sub>	-6.2	569.7
I <sub>destra</sub>	-25.3	2661.3	I <sub>destra</sub>	-3.5	681.1
I <sub>sinistra</sub>	-12.6	2676.6	I <sub>sinistra</sub>	-1.7	689.6

## VERIFICA ANALITICA

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) > M_{Ed}$$

53

## VERIFICA SLU M-N



$$b \bar{x} f_{cd} + A'_s f_{yd} - A_s f_{yd} = N_{Ed}$$

$$\bar{x} = (N_{Ed} + A_s f_{yd} - A'_s f_{yd}) / (b f_{cd})$$

$$M_{Rd} = b \bar{x} f_{cd} (y_c - \bar{x}/2) + A'_s f_{yd} y'_s - A_s f_{yd} y_s$$

o varianti se armature superiore/inferiore in fase elastica

54

## VERIFICA SLU M-N

verifiche agli s.l.u.

P	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed</sub> (kNm)	N <sub>Ed</sub> e <sub>0</sub> (kNm)	x (mm)	ε <sub>s</sub> (ε <sub>yk</sub> = 0.196‰)	ε <sub>s</sub> (ε <sub>yk</sub> = 0.196‰)	M <sub>Rd</sub> (kNm)	γ
4° N max	86.7	8.7	1.7	39	-7E-05	-0.019703	33.3	3.83
	95.2	9.3	1.9	40	1.85E-05	-0.019129	34.3	3.69
4° M max	80	8.8	1.6	38	-0.00014	-0.020165	32.5	3.70
	88.5	10	1.8	39	-5.1E-05	-0.01958	33.5	3.35
3°	222.8	11.1	4.5	58	0.001077	-0.012252	48.4	4.36
	231.3	11.0	4.6	59	0.001131	-0.011898	49.3	4.48
2°	365.5	10.9	7.3	82	0.001794	-0.007592	62.3	5.72
	374.0	11.0	7.5	84	0.001825	-0.007386	63.1	5.73
1°	508.2	11.1	10.2	93	0.001988	-0.006327	74.8	6.74
	516.7	11.2	10.3	94	0.002018	-0.006133	74.9	6.69
R	650.9	10.0	13.0	124	0.002371	-0.003841	76.9	5.91
	659.4	8.6	13.2	126	0.002387	-0.003732	77.1	5.84

Prospetto (4.6)-28

$$e_0 = \min(20 \text{ mm} - h/30)$$

55

## VERIFICA SLE M-N

Equilibrio alla rotazione  
(attorno al punto di applicazione di N<sub>Ed</sub>: e = M<sub>Ed</sub>/N<sub>Ed</sub>)

$$x^3 + 3(e - \frac{h}{2})x^2 + \frac{6\alpha_e}{b} [A_s (e - 0.5h + d) + A'_s (e - 0.5h + d')]x - \frac{6\alpha_e}{b} [A_s d (e - 0.5h + d) + A'_s d' (e - 0.5h + d')] = 0$$

Equilibrio alla traslazione

$$\sigma_c = \frac{N}{\left[ \frac{bx^2}{2} + \alpha_e A'_s (x - d') - \alpha_e A_s (d - x) \right]}$$

$$\sigma_s = \alpha_e \sigma_c \frac{d - x}{x} \quad (\text{positivo se di trazione})$$

$$\sigma'_s = \alpha_e \sigma_c \frac{x - d'}{x} \quad (\text{positivo se di compressione})$$

56

## VERIFICA SLE M-N

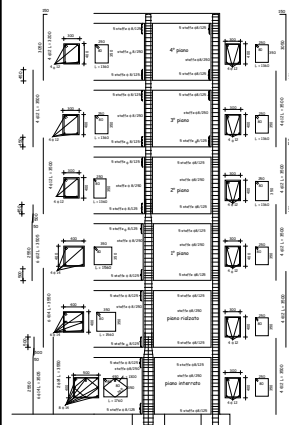
Pilastro	e = M/N (mm)	< h/6?	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	< 15 N/mm <sup>2</sup> ?	A <sub>s</sub> = A' <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ' <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
4° piano (max N)	97	NO	1.6	SI	226	-10.1	19.3
	93	NO	1.7	SI	226	-7.1	20.3
4° piano (max M)	110	NO	1.7	SI	226	-15.0	19.7
	105	NO	1.9	SI	226	-15.1	22
3° piano	48	SI	2.5	SI	226	6.2	32.1
	45	SI	2.5	SI	226	7.4	32.9
2° piano	29	SI	3.3	SI	226	18.6	44.1
	28	SI	3.3	SI	226	19.4	45.3
1° piano	21	SI	4.1	SI	226	30.5	56.7
	21	SI	4.2	SI	226	31.5	57.7
Rialzato	15	SI	4.8	SI	226	44.0	67.6
	12	SI	4.7	SI	226	46.7	66.9

Prospetto (4.6)-27

Se la sezione non è parzializzata (e < h/6)  
si effettua un calcolo alla De Saint Venant con  
caratteristiche della sezione omogeneizzata al  
calcestruzzo - α<sub>E</sub> = 15 (metodo n)

57

## TRACCIATO ARMATURE



Armatura longitudinale

$$\phi_{\text{long}} \geq 12 \text{ mm (NAD)}$$

$$A_s/A_c \geq 0.003 \text{ (NAD)}$$

$$A_s \geq 0.10 N_{Ed}/f_{yd} \text{ (EC2)}$$

Armatura trasversale

$$\phi_{\text{tr}} \geq 0.25 \phi_{\text{long}}$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \phi_{\text{long}} \\ \text{lato minore sezione} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

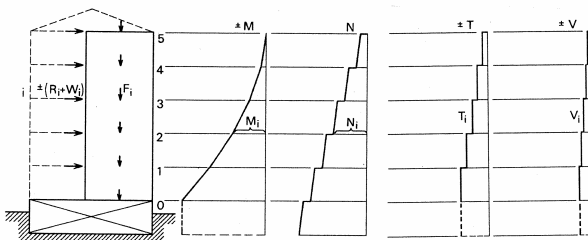
$$\times 0.6 \text{ in testa e al piede}$$

$$\phi 8/250$$

$$\phi 8/125 \text{ in testa e al piede}$$

58

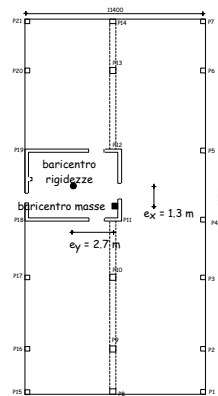
## CALCOLO NUCLEO DI CONTROVENTO



VENTO + 0,005 PESI

permanenti  $\gamma_G = 1.0$   
variabili verticali  $\gamma_Q = 0$   
variabili orizzontali  $\gamma_Q = 1.5$

## CALCOLO NUCLEO DI CONTROVENTO



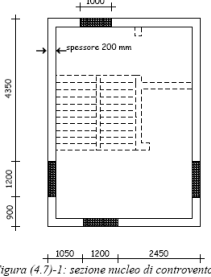
Effetti torsionali  
eccentricità  
fra baricentro delle masse  
e  
baricentro delle rigidzze

60

## CALCOLO NUCLEO DI CONTROVENTO

Piano	F <sub>v</sub>	F <sub>h</sub>	T	N <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	T <sub>Ed</sub>
4°	973.8	43.1	107.6	973.8	43.05	131.7	107.6
3°	1004.1	61.8	154.5	1977.9	104.85	452.6	262.1
2°	1004.1	57.8	144.4	2982	162.6	950.1	406.5
1°	1004.1	57.6	144	3986.1	220.2	1623.9	550.5
Rialzato	1004.1	57.6	144	4990.2	277.8	2474.0	694.5

Prospetto (4.7)-5: sollecitazioni nel nucleo per azione orizzontale (vento +0.3% pesi) in direzione x - SLU



Area lorda = 4.3 m<sup>2</sup>  
 -Aperture = 0.92 m<sup>2</sup>  
 Area netta = 3.38 m<sup>2</sup> (=0.79 A<sub>lorda</sub>)  
 I<sub>x,netto</sub> = 0.79 I<sub>x,lordo</sub> = 20.3 m<sup>4</sup>  
 I<sub>y,netto</sub> = 0.79 I<sub>y,lordo</sub> = 12.4 m<sup>4</sup>  
 Rigidezza torsionale 2A<sub>t</sub> = 56.25 m<sup>2</sup>

Figura (4.7)-1: sezione nucleo di controvento

61

## VERIFICHE NUCLEO -SLE

$$\text{azione assiale } \sigma_0 = \frac{N}{A} = \frac{4990.2 \text{ kN}}{3.38 \text{ m}^2} = 1.52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{momento flettente } \Delta\sigma = \pm \frac{M}{W_y} = \pm \frac{916.5 \text{ kNm}}{12.4 \text{ m}^3} \cdot 4.5 \text{ m} = \pm 0.10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{tensione di compressione massima } \sigma_{\text{max}} = 1.62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{tensione di compressione minima } \sigma_{\text{min}} = 1.42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{azione tagliante } \tau_v = \frac{V}{0.79 b z} = \frac{V}{0.79 b (0.8 h)} = \frac{100.7 \text{ kN}}{0.79 \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 0.8 \cdot 4.5 \text{ m}} = 0.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{momento torcente } \tau_t = \frac{T}{0.79 2A_t t} = \frac{251.8 \text{ kNm}}{0.79 \cdot 56.25 \text{ m}^2 \cdot 0.2 \text{ m}} = 0.03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

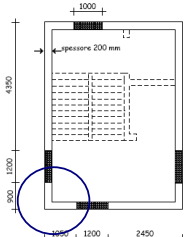
$$\text{tensione tangenziale massima } \tau_{\text{max}} = \tau_v + \tau_t = 0.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{tensioni principali } \sigma_1 = \left( -\frac{\sigma_{\text{min}}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{\text{min}}^2}{4} + \tau_{\text{max}}^2} \right) = 0.01 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > -f_{ct}$$

$$\sigma_{II} = \left( \frac{\sigma_{\text{max}}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{\text{max}}^2}{4} + \tau_{\text{max}}^2} \right) = 1.63 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{c,adm}$$

62

## VERIFICHE NUCLEO -SLU N+M+T



$$N_{Ed} \text{ spigolo} = N_{Ed} (1.75 \cdot 0.2) / 3.38 = 516.7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2474 \text{ kNm}$$

$$z = 0.8 \cdot 4.5 \text{ m} = 3.6 \text{ m}$$

$$T_{Ed} = 694.5 \text{ kNm}$$

Su ciascuno spigolo

$$F_{Ed,M} = \pm 0.5 \cdot 2474 \text{ kNm} / 3.6 \text{ m} = \pm 343.6 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,T} = -0.25 \cdot 694.5 \text{ kNm} / (56.25 \text{ m}^2 / 21.5 \text{ m}) = -66.4 \text{ kN}$$

Figura (4.7)-1: sezione nucleo di controvento

**Compressione minima**  $N_{Ed} = 106.7 \text{ kN} < N_{Rdc}$

**Compressione massima**  $N_{Ed} = 793.9 \text{ kN} < N_{Rdc}$

$$N_{Rdc} = f_{cd} A = 14.2 \text{ N/mm}^2 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 1750 \text{ mm} = 4970 \text{ kN}$$

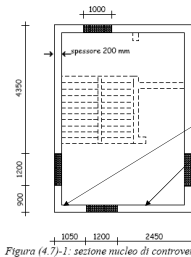
Sufficiente armatura minima ( $\phi 12/300$ )

63

## VERIFICHE NUCLEO -SLU V+T

Piano	V <sub>Ed</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kNm)	V <sub>Ed</sub> * = V <sub>Ed</sub> /2 + T <sub>Ed</sub> /2A <sub>t</sub> a <sub>x</sub> (kN)
4	43.05	107.6	22.63
3	104.85	262.1	54.05
2	162.6	406.5	83.34
1	220.2	550.5	112.56
Rialzato	277.8	694.5	141.77

Prospetto (4.7)-5: sollecitazioni tangenziali nelle pareti del nucleo per azione orizzontale in direzione x (lunghezza linea media pareti nucleo parallele asse x: a<sub>x</sub> = 4.5 m)



Ripartizione dell'azione V\*<sub>Ed</sub> di calcolo fra i due montanti della parete proporzionale alla relativa rigidezza

$$\frac{3EI}{h^3} + \chi \frac{GA}{h}$$

Indi verifica a taglio secondo le formule consuete

Figura (4.7)-1: sezione nucleo di controvento

64

## CALCOLO ARCHITRAVI

SCHEMA A TIRANTI E PUNTONI

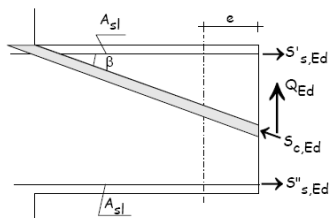


Figura (4.7)-5: schema di calcolo architrave con armature longitudinali

e: stima in funzione dei rapporti di rigidezza delle pareti collegate

$$Q_{Ed} = \frac{V_i h_i}{z}$$

h<sub>i</sub> altezza piano  
 z braccio coppia interna parete

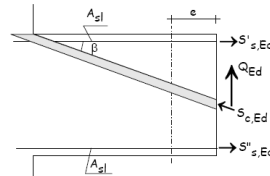
$$S_{c,Ed} = \frac{Q_{Ed}}{\sin \beta} = Q_{Ed} \sqrt{1 + \lambda^2}$$

$$S'_{s,Ed} = Q_{Ed} \left( \frac{\lambda}{2} - \frac{e}{z} \right)$$

$$S''_{s,Ed} = Q_{Ed} \left( \frac{\lambda}{2} + \frac{e}{z} \right)$$

$$\lambda = \text{ctg} \beta$$

## CALCOLO ARCHITRAVI



$$S'_s \leq A_{sl} f_{yd}$$

$$S''_s \leq A_{sl} f_{yd}$$

$$S_c \leq 0.55 \frac{b h f_{cd}}{1 + \lambda^2} \text{ (arco staffato)}$$

Figura (4.7)-5: schema di calcolo architrave con armature longitudinali

piano	Q <sub>Ed</sub>	A <sub>s,min</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s1</sub> (n° φ)	Q <sub>Rd,s</sub> (kN)	Q <sub>Rd,c</sub> (kN)
4	38.9	153	2φ8 + 2φ8 (200 mm <sup>2</sup> )	50.8	451.8
3	81.2	320	2φ8 + 2φ12 (326 mm <sup>2</sup> )	82.8	451.8
2	123.5	487	2φ8 + 2φ16 (502 mm <sup>2</sup> )	127.5	451.8
1	165.8	653	2φ12 + 3φ16 (829 mm <sup>2</sup> )	210.5	451.8
R	208.2	820	2φ12 + 3φ16 (829 mm <sup>2</sup> )	210.5	451.8

Prospetto (4.7)-5: verifiche architravi - schema con armature longitudinali

66

65

## TRACCIATO ARMATURE

**Armatura verticale**  
 $A_s/A_c \geq 0.002$  (per ciascuna faccia)  
 spaziatura  $\leq$  3 volte spessore  
 400 mm  
 $\phi 12/300$

**Armatura orizzontale**  
 $A_{sh} \geq 0.25 A_{sv}$   
 $A_{sh}/A_c \geq 0.001$  (per ciascuna faccia)  
 $\phi 8/300$

67

## CALCOLO NUCLEO DI CONTROVENTO

### condizione di carico sismica

$$E_k + G_k + \sum \psi_{2i} Q_{ik}$$

Piano	$F_v$	$F_h$	T	N	V	M	T
4°	985	220,5	595,4	985	220,5	621,8	595,4
3°	1070	179,2	483,8	2055	399,7	1749,0	1079,2
2°	1070	137,8	372,1	3125	537,5	3264,7	1451,3
1°	1070	95,5	257,9	4195	633,0	5049,8	1709,1
Rialzato	1070	55,1	148,8	5265	688,1	6990,2	1857,9

*sollecitazioni nel nucleo per sisma in direzione x*

Piano	$F_v$	$F_h$	T	N	V	M	T
4°	985	220,5	286,7	985	220,5	621,8	286,7
3°	1070	179,2	233,0	2055	399,7	1749,0	519,6
2°	1070	137,8	179,1	3125	537,5	3264,7	698,8
1°	1070	95,5	124,2	4195	633,0	5049,8	822,9
Rialzato	1070	55,1	71,6	5265	688,1	6990,2	894,5

*sollecitazioni nel nucleo per sisma in direzione y*

68

## SOLLECITAZIONI NEL NUCLEO

### condizione di carico sismica

*sisma secondo x*

$N_{Ed}^{spigolo} = N_{Ed}(1.75 \cdot 0.2)/3.36 = 548.4 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 6990.2 \text{ kNm}$   
 $z = 0.8 \cdot 4.5 \text{ m} = 3.6 \text{ m}$   
 forza su ciascuno spigolo:  $F_{EdM} = \pm 0.5 \cdot 6990.2 \text{ kNm}/3.6 \text{ m} = \pm 970.9 \text{ kN}$

$T_{Ed} = 1857.9 \text{ kNm}$   
 forza su ciascuno spigolo:  $F_{EdT} = -0.25 \cdot 1857.9 \text{ kNm}/(51.3 \text{ m}^2/20.4 \text{ m}) = -184.7 \text{ kN}$

*sisma secondo y*

$N_{Ed}^{spigolo} = N_{Ed}(1.75 \cdot 0.2)/3.36 = 548.4 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 6990.2 \text{ kNm}$   
 $z = 0.8 \cdot 5.7 \text{ m} = 4.56 \text{ m}$   
 forza su ciascuno spigolo:  $F_{EdM} = \pm 0.5 \cdot 6990.2 \text{ kNm}/4.56 \text{ m} = \pm 766.5 \text{ kN}$

$T_{Ed} = 894.5 \text{ kNm}$   
 forza su ciascuno spigolo:  $F_{EdT} = -0.25 \cdot 1857.9 \text{ kNm}/(51.3 \text{ m}^2/20.4 \text{ m}) = -88.9 \text{ kN}$

69

## SOLLECITAZIONI NEL NUCLEO

### condizione di carico sismica

*sisma secondo x + 0.3 sisma secondo y*

**compressione massima: 1537.9 kN <  $N_{Rdc}$**

**trazione massima: -863.8 kN armature!**

*sisma secondo y + 0.3 sisma secondo x*

**compressione massima: 1461.9 kN <  $N_{Rdc}$**

**trazione massima: -653.7 kN armature!**

$N_{Rdc} = f_{cd} A = 14.2 \text{ N/mm}^2 \cdot 200 \text{ m} \cdot 1750 \text{ mm} = 4970 \text{ kN}$

$N_{Ed}/N_{Rdc} = 0.31 < 0.4 OK$

$A_{s,req} = 863.8 \text{ kN}/391 \text{ N/mm}^2 = 2210 \text{ mm}^2$

70

## SOLLECITAZIONI NEL NUCLEO

### condizione di carico sismica

Per resistere a sforzi di trazione

$A_{s,req} = 863.8 \text{ kN}/391 \text{ N/mm}^2 = 2210 \text{ mm}^2$

in zona critica alla base della parete  
 (1.5 spessore o 0.2 lunghezza in pianta)

$\rho_s > 1\%$

$A_{s,min} = 0.01 \cdot 1750 \cdot 200 = 3500 \text{ mm}^2$   
 uso 20 $\phi 16$  ( $\phi 16/200$ )

ai piani superiori posso "rarefare" l'armatura  
 al di fuori della zona critica valgono le prescrizioni non sismiche

71

## SOLLECITAZIONI NEL NUCLEO

### condizione di carico sismica

Piano	V (kN)	T (kN)	pareti // x $V^x = V/2 + T/2 \cdot a_r/a_c$ (kN)	pareti // y $T/2 \cdot A_r/a_c$ (kN)
4	220,5	595,4	162,5	66,2
3	399,7	483,8	294,5	119,9
2	537,5	372,1	396,1	161,3
1	633,0	257,9	466,4	189,9
Rialzato	688,1	148,8	507,0	206,4

*sollecitazioni tangenziali - sisma secondo x*

Piano	V (kN)	T (kN)	pareti // y $V^y = V/2 + T/2 \cdot a_r/a_c$ (kN)	pareti // x $T/2 \cdot A_r/a_c$ (kN)
4	220,5	286,7	142,1	25,1
3	399,7	233,0	257,6	45,6
2	537,5	179,1	346,4	61,3
1	633,0	124,2	407,9	72,2
Rialzato	688,1	71,6	443,4	78,5

*sollecitazioni tangenziali - sisma secondo y*

72

## SOLLECITAZIONI NEL NUCLEO condizione di carico sismica

parete parallela asse x

sisma secondo x + 0.3 sisma secondo y:  $V_{Ed} = 507 + 0.3 \cdot 78.5 = 530.5 \text{ kN}$

sisma secondo y + 0.3 sisma secondo x:  $V_{Ed} = 78.5 + 0.3 \cdot 507 = 230.6 \text{ kN}$

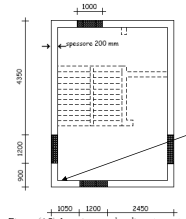


Figura (4.7)-1: sezione nucleo di controvento

Ripartizione dell'azione  $V_{Ed}^*$  di calcolo fra i due montanti della parete proporzionale alla relativa rigidezza  $\cong 30\% V_{Ed} = 371.4 \text{ kN}$

Min  $\phi 8$   
Spaziatura  $< 10\phi_{long}$

con  $\phi 8/150$   
 $V_{Rds} = A_{ss}/s \cdot 0.8h \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = 547.4 \text{ kN OK}$

ai piani superiori posso rilassare come per condizioni non sismiche

73

## condizione di carico sismica disposizioni costruttive pilastri

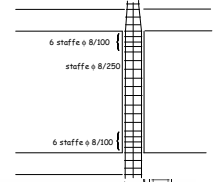
Pilastro	$A_c \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{s, \min} \text{ (mm}^2\text{)}$ $\rho_s = 0.3\%$	$A_{s, \min} \text{ (mm}^2\text{)}$ $= 0.10 N_{Sd}/f_{yd}$	$4 \phi 12 \text{ (mm}^2\text{)}$	sismico $\rho_s = 1\%$	$A_s \text{ (mm}^2\text{)}$	$n^\circ \times \phi$
4° piano	120000	360	113	452	1200	1232	8 $\phi 14$
3° piano	120000	360	239	452	1200	1232	8 $\phi 14$
2° piano	120000	360	365	452	1200	1232	8 $\phi 14$
1° piano	160000	480	493	452	1600	1608	8 $\phi 16$
Rialzato	160000	480	620	452	1600	1608	8 $\phi 16$
Interrato	200000	600	748	452	2000	2010	10 $\phi 16$

Armatura trasversale:  $\phi_{tr} \geq 8 \text{ mm}$

$10 \phi_{long}$  (solo CDA)  
 $s \leq \text{lato minore sezione}/4$   
150 mm

in zona critica in testa e al piede:  
 $\max(\text{lato maggiore sezione}; h/6; 450 \text{ mm})$

Distanza max fra barre non legate 150 mm



## condizione di carico sismica disposizioni costruttive travi

Armature longitudinali:  
Rapporto di armatura tesa:  $\rho < \rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\varphi \epsilon_{syd} f_{yk}}$

$\rho' > 0.5\rho$  agli estremi

Almeno  $\frac{1}{2}$  dell'armatura superiore agli estremi lungo tutta la trave

Almeno 2+2 $\phi 14$  (EC8)  
2+2 $\phi 12$  (Ordinanza)

$\rho > \rho_{\min} = 0.5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$

$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho' + \frac{3.5}{f_{yk}}$  (Ordinanza 3431)

Armature trasversali:

Diametro min 6 mm

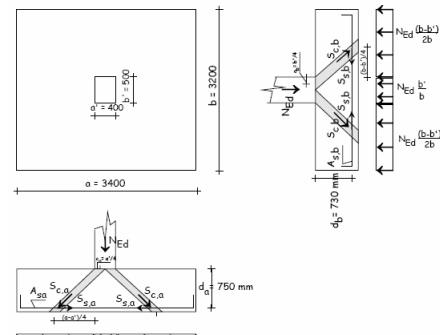
Spaziatura minima:  $h/4$ ; 150 mm;  $6\phi_{long}$  (solo CDA) - Ordinanza 3431

$h/4$ ; 175 mm;  $6\phi_{long}$  (EC8-CDA)

$h/4$ ; 225 mm;  $8\phi_{long}$  (EC8-CDM)

75

## PLINTO DI FONDAZIONE (non sismico)



Schema a tiranti e puntoni

76

## RESISTENZA ARMATURA

$$N_{Rds} = 2A_s f_{yd} / ctg\theta_a + N_{0a} \quad (N_{0a} = N_{Ed} a' / a)$$

$$ctg\theta = l_a / d_a \quad l_a = (a - a') / 4 + c_a$$

## PORTANZA CALCESTRUZZO

$$N_{Rdc} = 2 \cdot 0.4 d_a b' f_{cd} / (1 + ctg^2\theta_a) + 2 \cdot 0.4 d_b a' f_{cd} / (1 + ctg^2\theta_b) + N_0$$

$$(N_0 = N_{Ed} (a'b') / (ab))$$

77

## PORTANZA TERRENO (EN1997-1)

$$\xi = tg\varphi / \gamma_\varphi \quad \gamma_\varphi = 1.25$$

$$N_g = N_g(\xi) \quad s = 1 - 0.4b/a$$

$$N_{Rd} = [abs N_g \gamma_{terreno} b/2] / \gamma_R$$

## VERIFICA

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

$$(\gamma_G = 1.0 - \gamma_Q = 1.3)$$

$$\gamma_R = 1.4$$

78

# TRACCIATO ARMATURE

