

Capitolo 4

IL PROGETTO DELLE ARMATURE**4.1 Armature a flessione dei traversi**

Per la progettazione delle armature a sezione assegnata si fa normalmente riferimento alle equazioni di equilibrio interno (alla traslazione e alla rotazione intorno all'armatura tesa) della flessione, con asse neutro compreso in zona 3 e nella parte inferiore della zona 2:

$$\psi \cdot \xi + \omega' - \varpi = 0$$

$$\psi \cdot \xi \cdot (1 - \delta' - \lambda \xi) + \omega' \cdot (1 - 2\delta') = \mu_u = \frac{M_u}{bh^2 f'_{cd}}$$

dove oltre ai simboli già precedentemente incontrati si aggiungono le percentuali meccaniche di armatura, in compressione e in trazione, ω' e ω , e il copriferro adimensionalizzato δ' . In particolare la seconda delle due equazioni può essere scritta nella forma:

$$\mu_c + \mu_s = \mu_u$$

dove si è introdotto μ_c , momento equilibrato dal solo calcestruzzo. Sulla base di questa considerazione la progettazione avviene a seconda che il momento del calcestruzzo sia maggiore o minore di quello ultimo: nel primo caso infatti teoricamente non è richiesta armatura a compressione; nel secondo invece tale armatura si rende necessaria. Le due possibili procedure sono quindi le seguenti:

- $\mu_c < \mu_u$

In tal caso si ricava direttamente dall'equazione di equilibrio alla rotazione il valore della percentuale meccanica di armatura compressa, invertendo semplicemente la relazione:

$$\omega' = \frac{A'_s \cdot f_{yd}}{bh \cdot f'_{cd}} = \frac{\mu_u - \mu_c}{1 - 2\delta'}$$

e quindi ricavando l'armatura in trazione dall'equilibrio alla traslazione

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{bh \cdot f'_{cd}} = \psi \xi + \omega'$$

- $\mu_c > \mu_u$

In questo caso invece poiché la sezione è stata progettata più che cautelativamente, l'asse neutro sarà meno profondo della posizione di progetto, per cui andrà ricalcolato servendosi dell'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'armatura tesa e prescindendo dall'armatura in compressione:

$$\psi \cdot \xi \cdot (1 - \delta' - \lambda \xi) = \mu_u = \frac{M_u}{bh^2 f'_{cd}}$$

da cui risolvendo l'equazione di 2° grado in funzione dell'asse neutro, se ne ricalcola un valore, che sostituito nell'equilibrio alla traslazione fornisce l'armatura tesa:

$$\psi \cdot \xi = \omega$$

Sulla base di quanto detto è stato implementato un foglio di calcolo, che esaminando per ogni sezione i momenti sollecitanti, l'asse neutro adimensionalizzato e la sezione della trave analizza i procedimenti trattati e fornisce i valori delle armature.

La tabella seguente riassume i risultati della progettazione:

Traverso 4-5-6

Sezione	M max [tm]	M min [tm]	As sup. [cmq]	As inf. [cmq]	Ferri superiori	Ferri inferiori	As sup. [cmq]	As inf. [cmq]	Mres.+ [tm]	Mres.- [tm]
4	12.55	21.18	12.53	7.10	5φ20	3φ20	15.70	9.42	16.92	27.82
4,5	6.22	-	-	3.40	2φ20	3φ20	6.28	9.42	16.80	11.29
5	9.68	24.32	14.29	5.39	5φ20	3φ20	15.70	9.42	16.92	27.82
5,6	7.83	-	-	4.32	2φ20	3φ20	6.28	9.42	16.80	11.29
6	10.7	21.25	12.57	5.62	5φ20	3φ20	15.70	9.42	16.92	27.82

Traverso 7-8-9

Sezione	M max [tm]	M min [tm]	As sup. [cmq]	As inf. [cmq]	Ferri superiori	Ferri inferiori	As sup. [cmq]	As inf. [cmq]	Mres.+ [tm]	Mres.- [tm]
7	8.43	17.95	10.50	4.67	5φ20	2φ20	15.70	6.28	11.29	27.42
7,8	6.06	-	-	3.31	2φ20	2φ20	6.28	6.28	11.28	11.28
8	6.24	20.45	12.12	3.41	5φ20	2φ20	15.70	6.28	11.29	27.42
8,9	7.56	-	-	4.16	2φ20	2φ20	6.28	6.28	11.28	11.28
9	6.09	18.24	10.68	3.33	5φ20	2φ20	15.70	6.28	11.29	27.42

Traverso 10-11-12

Sezione	M max [tm]	M min [tm]	As sup. [cmq]	As inf. [cmq]	Ferri superiori	Ferri inferiori	As sup. [cmq]	As inf. [cmq]	Mres.+ [tm]	Mres.- [tm]
10	3.15	8.64	4.78	1.70	2φ20	2φ20	6.28	6.28	11.28	11.28
10,11	4.81	-	-	2.61	2φ20	2φ20	6.28	6.28	11.28	11.28
11	-	12.49	7.07	-	3φ20	2φ20	9.42	6.28	11.29	16.80
11,12	6.14	-	-	3.35	2φ20	2φ20	6.28	6.28	11.28	11.28
12	1.88	9.13	5.07	1.00	2φ20	2φ20	6.28	6.28	11.28	11.28

dove il significato delle voci in tabella è il seguente:

- Mmax ed Mmin sono i momenti che risultano massimi in modulo dall'involuppo dei diagrammi [si assume positivo il momento che tende le fibre inferiori]
- As superiore, As inferiore [3^a e 4^a colonna della tabella] sono le aree di armatura necessaria secondo calcolo; As superiore, As inferiore [7^a e 8^a colonna della tabella] sono le aree di armatura effettivamente presenti

- M_{res+} , M_{res-} sono i momenti resistenti, positivi e negativi della sezione.

La disposizione dei ferri è comunque illustrata nell'allegata distinta delle armature.

4.2 Armature a taglio dei traversi

Per la progettazione delle armature a taglio è possibile notare una sostanziale differenza rispetto al metodo delle tensioni ammissibili, strettamente connessa al discorso di gerarchie delle resistenze di cui si è già detto al §1.3.

Infatti in una struttura ad alta duttilità risulta indispensabile preferire una crisi per flessione, piuttosto che per taglio. Ciò viene operativamente reso possibile dimensionando le armature a taglio non rispetto alle sollecitazioni taglianti provenienti dall'analisi, ma piuttosto supponendo che le aste siano soggette ai proprio momenti resistenti, presi di volta in volta con segno concorde e opportunamente amplificati per un coefficiente pari ad 1.20. Questo fornisce una distribuzione dei tagli molto più gravosa di tutte le possibili provenienti dall'analisi, garantendo in sostanza che il meccanismo di crisi per taglio segue sempre quello di crisi per flessione. Si ricorda inoltre che, almeno per le travi, si trascura il contributo resistente del calcestruzzo (generalmente indicato con V_{cd}), dovuto a meccanismi ausiliari quali l'effetto spinotto e l'ingranamento degli inerti, che invece viene normalmente sottratto alla sollecitazione tagliante V_d complessiva. In formule si procede come segue:

$$|V_{i,j}| = 1.20 \frac{M_{res,i} + M_{res,j}}{L_{i,j}} \pm \frac{qL_{i,j}}{2}$$

dove i e j sono gli estremi dell'asta, ed $L_{i,j}$ la sua lunghezza.

Seguendo questo criterio sono stati calcolati i tagli per tutte le travi:

Trave 4-5

L 4.5 m
 q 3.67 t/m
 ql/2 8.2575 t

Sezione	M res + [tm]	M res - [tm]	M res + amplif [tm]	M res - amplif [tm]	V4 [t]	V5 [t]
4	16.92	27.82	20.30	33.38	-3.67	20.19
5	16.92	27.82	20.30	33.38	20.19	-3.67

Trave 5-6

L 5 m
 q 3.67 t/m
 ql/2 9.175 t

Sezione	M res + [tm]	M res - [tm]	M res + amplif [tm]	M res - amplif [tm]	V5 [t]	V6 [t]
5	16.92	27.82	20.30	33.38	-1.56	19.91
6	16.92	27.82	20.30	33.38	19.91	-1.56

Trave 7-8

L 4.5 m
 q 3.67 t/m
 ql/2 8.2575 t

Sezione	M res + [tm]	M res - [tm]	M res + amplif [tm]	M res - amplif [tm]	V7 [t]	V8 [t]
7	11.29	27.42	13.55	32.90	-2.07	18.58
8	11.29	27.42	13.55	32.90	18.58	-2.07

Trave 8-9

L 5 m
 q 3.67 t/m
 ql/2 9.175 t

Sezione	M res + [tm]	M res - [tm]	M res + amplif [tm]	M res - amplif [tm]	V8 [t]	V9 [t]
8	11.29	27.42	13.55	32.90	-0.12	18.47
9	11.29	27.42	13.55	32.90	18.47	-0.12

Trave 10-11

L 4.5 m
 q 2.90 t/m
 ql/2 6.525 t

Sezione	M res + [tm]	M res - [tm]	M res + amplif [tm]	M res - amplif [tm]	V9 [t]	V10 [t]
10	11.28	11.28	13.54	13.54	-0.96	14.01
11	11.29	16.80	13.55	20.16	12.54	-0.96

Trave 11-12

L 5 m
 q 2.90 t/m
 ql/2 7.25 t

Sezione	M res + [tm]	M res - [tm]	M res + amplif [tm]	M res - amplif [tm]	V11 [t]	V12 [t]
11	11.29	16.80	13.55	20.16	1.83	12.67
12	11.28	11.28	13.54	13.54	13.99	1.83

Si riporta di seguito il significato delle voci in tabella:

- Mres+, Mres- sono i momenti resistenti delle sezioni (positivi se tendono le fibre inferiori)
- Mres amplificato tiene conto del fattore amplificativo pari a 1.20
- V_N è il taglio nella sezione considerata

Si noti che sono considerate due combinazioni di carico agenti sulle travi; in rosso è evidenziato il taglio massimo a cui è sottoposta la sezione (si rimanda comunque alla tavola sugli involucri dei tagli).

Riassunte nei prospetti precedenti i tagli massimi a cui sono soggette le sezioni dei traversi, il progetto delle armature viene realizzato anzitutto definendo due valori limite del taglio, V_{rd1} e V_{rd2} . Si ritiene infatti non necessaria una specifica armatura a taglio se $V_d < V_{rd1}$; si calcola un'apposita armatura se $V_{rd1} < V_d < V_{rd2}$; si ritiene non adeguata la sezione se $V_d > V_{rd2}$.

Valgono le relazioni:

$$V_{Rd1} = 0.25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot \delta$$

$$V_{Rd1} = 0.30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot (1 + \cot g\alpha) \cdot \delta$$

dove

- b_w e d sono rispettivamente le dimensioni della larghezza dell'anima e dell'altezza utile della sezione
- $r=1.6-d$ [m] è un coefficiente che tiene conto dell'effetto ingranamento
- $\rho_l = \frac{A_s}{b_w d}$ è la percentuale meccanica di armatura in zona tesa
- δ è un coefficiente che vale 1 in caso di flessione semplice, 0 in caso di tensoflessione, $\delta = 1 + \frac{N \cdot r_n}{M_u} < 2$ in caso di pressoflessione (essendo r_n il raggio di nocciolo)
- α è l'angolo con cui sono inclinate le armature a taglio ($\alpha=90^\circ$ per le staffe)

Inoltre detto ω_{st} l'area della singola staffa, n_b il numero di bracci delle staffe, il passo s delle staffe è dato dalla relazione:

$$s = \frac{n_b \cdot \omega_{st} \cdot f_{sd} \cdot 0.9d}{V_d}$$

Si riportano pertanto i risultati indicando in definitiva il passo delle staffe $\phi 8$ che saranno utilizzate e confrontandolo col minimo di normativa.

Trave 4-5

Vd	20.19 t
b _w	300 mm
d	570 mm
f _{ctd}	1.007 N/mm ²
f _{cd}	12.97 N/mm ²
r	1.03
A _s	1570 mm ²
ρ _l	0.009181
δ	1
1+cotgα	1

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vsd [t]
6.47	66.54	20.19

Trave 5-6

Vd	19.91 t
b _w	300 mm
d	570 mm
f _{ctd}	1.007 N/mm ²
f _{cd}	12.97 N/mm ²
r	1.03
A _s	1570 mm ²
ρ _l	0.009181
δ	1
1+cotgα	1

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vsd [t]
6.47	66.54	19.91

Staffe

nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	8.40	cm
Ast minima	3.86	cmq/m
passo minimo	25.9	cm
passo effettivo	8	cm
Ast effettiva	12.5	cmq/m

Staffe

Nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
Fsd	330.4	N/mm ²
Passo	8.51	cm
Ast minima	3.86	cmq/m
Passo minimo	25.9	cm
Passo effettivo	8	cm
Ast effettiva	12.5	cmq/m

Trave 7-8

Vd	18.58	t
bw	300	mm
d	570	mm
f _{ctd}	1.007	N/mm ²
f _{cd}	12.97	N/mm ²
r	1.03	
As	1570	mm ²
ρ_l	0.009181	
δ	1	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vsd [t]
6.47	66.54	18.58

Trave 8-9

Vd	18.47	t
Bw	300	mm
d	570	mm
f _{ctd}	1.007	N/mm ²
f _{cd}	12.97	N/mm ²
r	1.03	
As	1570	mm ²
ρ_l	0.009181	
δ	1	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vsd [t]
6.47	66.54	18.47

Staffe

nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	9.12	cm
Ast minima	3.86	cmq/m
passo minimo	25.9	cm
passo effettivo	9	cm
Ast effettiva	11.11	cmq/m

Staffe

nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	9.18	cm
Ast minima	3.86	cmq/m
passo minimo	25.9	cm
passo effettivo	9	cm
Ast effettiva	11.11	cmq/m

Trave 10-11

Vd	14.01	t
bw	300	mm
d	570	mm
f _{ctd}	1.007	N/mm ²
f _{cd}	12.97	N/mm ²
r	1.03	

Trave 11-12

Vd	13.99	t
bw	300	mm
d	570	mm
f _{ctd}	1.007	N/mm ²
f _{cd}	12.97	N/mm ²
r	1.03	

As	628	mmq
ρ_l	0.003673	
δ	1	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vsd [t]
5.25	66.54	14.01

As	628	mmq
ρ_l	0.003673	
δ	1	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vsd [t]
5.25	66.54	13.99

Staffe

nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm
passo	12.10	cm
Ast minima	3.86	cmq/m
passo minimo	25.9	cm
passo effettivo	12	cm
Ast effettiva	8.33	cmq/m

Staffe

nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm
passo	12.12	cm
Ast minima	3.86	cmq/m
passo minimo	25.9	cm
passo effettivo	12	cm
Ast effettiva	8.33	cmq/m

4.1 Armature a flessione dei pilastri

Per la progettazione delle armature (simmetriche) dei pilastri si applicano le relazioni già viste a proposito della flessione, ma introducendo evidentemente lo sforzo normale adimensionalizzato ν_u .

L'equazione da cui discende il progetto è:

$$\psi \cdot \xi = \nu_u$$

da cui si ricalcola la posizione dell'asse neutro e quindi

$$\psi \cdot \xi \cdot (1 - \delta' - \lambda \xi) + \omega' \cdot (1 - 2\delta') = \mu_u = \frac{M_{uG} + N_u \cdot [(h/2) - d']}{bh^2 f'_{cd}}$$

da cui esplicitando in funzione di ω' si ottiene la percentuale meccanica di armatura richiesta.

Prima di passare alla fase di progetto vera e propria si illustra di seguito il metodo attraverso il quale si giunge alle sollecitazioni di progetto, così come suggerito dalla normativa.

Viene contemplata anzitutto la presenza di un coefficiente moltiplicativo α dei momenti provenienti dall'analisi dei due schemi sismici; l'espressione di α è la seguente:

$$\alpha = 1.20 \cdot \frac{\sum M_{res, travi}}{\sum M_{s, pilastri}}$$

dove le sommatorie contengono al numeratore i momenti resistenti delle travi convergenti nel nodo in esame, e al denominatore i momenti (provenienti dall'analisi) sollecitanti i pilastri al di sopra e al di sotto del nodo. Tale amplificazione viene introdotta con lo spirito di difendere i pilastri dalla plasticizzazione, e rientra evidentemente nel discorso sulla duttilità della struttura. Bisogna inoltre ricordare che l'amplificazione dei momenti va ripetuta per entrambi gli schemi di carico; di seguito sono riportati i coefficienti:

Forze sismiche positive (NB i segni sono nella convenzione del Cross)

Nodo 4		Nodo 5		Nodo 6	
M 4,1	-6.57 tm	M 5,2	-15.70 tm	M 6,3	-10.20 tm
M 4,7	-5.99 tm	M 5,8	-15.61 tm	M 6,9	-11.05 tm
M res 4,5	16.92 tm	M res 5,4	27.82 tm	M res 6,5	27.82 tm
		M res 5,6	16.92 tm		
α	1.347	α	1.429	α	1.309
Nodo 7		Nodo 8		Nodo 9	
M 7,4	-7.38 tm	M 8,5	-18.20 tm	M 9,6	-12.06 tm
M 7,10	-1.05 tm	M 8,11	-5.83 tm	M 9,12	-6.18 tm
M res 7,8	11.29 tm	M res 8,7	27.42 tm	M res 9,8	27.42 tm
		M res 8,9	11.29 tm		
α	1.339	α	1.611	α	1.503

NB Per l'ultimo impalcato non sono previste amplificazioni

Forze sismiche negative (NB i segni sono nella convenzione del Cross)

Nodo 4		Nodo 5		Nodo 6	
M 4,1	10.16 tm	M 5,2	16.72 tm	M 6,3	5.48 tm
M 4,7	11.02 tm	M 5,8	17.04 tm	M 6,9	4.58 tm
M res 4,5	27.82 tm	M res 5,4	16.92 tm	M res 6,5	16.92 tm
		M res 5,6	27.82 tm		tm
α	1.314	α	1.325	α	1.682
Nodo 7		Nodo 8		Nodo 9	
M 7,4	12.02 tm	M 8,5	19.45 tm	M 9,6	6.17 tm
M 7,10	5.93 tm	M 8,11	7.25 tm	M 9,12	-0.85 tm
M res 7,8	27.42 tm	M res 8,7	11.29 tm	M res 9,8	11.29 tm
		M res 8,9	27.42 tm		
α	1.528	α	1.450	α	1.968

NB Per l'ultimo impalcato non sono previste amplificazioni

Si ricorda inoltre che al momento ottenuto dall'amplificazione va associato lo sforzo normale più sfavorevole proveniente dall'analisi. Di seguito è riportato il prospetto che conduce alla scelta definitiva delle sollecitazioni di calcolo:

Ritto 1-4

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-12.98	1	-12.98	5.09
Momenti in testa	-6.57	1.347	-8.85	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	14.81	1	14.82	37.17
Momenti in testa	10.16	1.314	13.35	

Caratteristiche della sollecitazione	M	14.82 tm
	N	5.09 t

Ritto 4-7

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-5.99	1.347	-8.07	5.01
Momenti in testa	-7.38	1.339	-9.88	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	11.02	1.314	14.48	22.00
Momenti in testa	12.02	1.528	18.37	

Caratteristiche della sollecitazione	M	18.37 tm
	N	5.01 t

Ritto 7-10

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-1.04	1.339	-1.39	3.12
Momenti in testa	-3.14	1	-3.14	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	5.93	1.528	9.06	8.38
Momenti in testa	8.63	1	8.63	

Caratteristiche della sollecitazione	M	9.06 tm
	N	3.12 t

Ritto 2-5

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-27.25	1	-27.25	55.11
Momenti in testa	-15.70	1.429	-22.44	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	27.83	1	14.82	49.60
Momenti in testa	16.73	1.325	22.17	

Caratteristiche della sollecitazione	M	27.25 tm
	N	49.60 t

Ritto 5-8

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-15.61	1.429	-22.31	35.10
Momenti in testa	-18.20	1.611	-29.32	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	17.04	1.325	22.58	32.17
Momenti in testa	19.45	1.450	28.20	

Caratteristiche della sollecitazione	M	29.32 tm
	N	32.17 t

Ritto 8-11

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-5.83	1.611	-9.39	15.64
Momenti in testa	-10.53	1	-10.53	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	7.25	1.450	10.51	14.76
Momenti in testa	12.27	1	12.27	

Caratteristiche della sollecitazione	M	12.27 tm
	N	14.76 t

Ritto 3-6

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-14.80	1	-14.80	37.18

Momenti in testa -10.20 1.309 -13.35

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	12.48	1	14.82	10.61
Momenti in testa	5.48	1.682	9.22	

Caratteristiche della sollecitazione

M	14.82 tm
N	10.61 t

Ritto 6-9

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-11.05	1.309	-14.46	22.33
Momenti in testa	-12.06	1.503	-18.13	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	4.58	1.682	7.70	8.25
Momenti in testa	6.17	1.968	12.14	

Caratteristiche della sollecitazione

M	18.13 tm
N	8.25 t

Ritto 9-12

Forze sismiche positive

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-6.18	1.503	-9.29	8.75
Momenti in testa	-9.13	1	-9.13	

Forze sismiche negative

	M [tm]	α	αM [tm]	N [t]
Momenti al piede	-0.85	1.968	-1.67	4.36
Momenti in testa	1.88	1	1.88	

Caratteristiche della sollecitazione

M	9.29 tm
N	4.36 t

A questo punto è possibile progettare le armature con i criteri e le equazioni di cui si è detto ad inizio paragrafo (si veda il prospetto seguente):

Ritto 1-4

b	40 cm
H	50 cm
d'	3 cm
f _{cd}	110 kg/cm ²

Ritto 2-5

b	80 cm
h	50 cm
d'	3 cm
f _{cd}	110 kg/cm ²

Ritto 3-6

b	40 cm
h	50 cm
d'	3 cm
f _{cd}	110 kg/cm ²

Riccardo Sabatino 463/1 – Progetto di un telaio in c.a. – A.A. 2003/04

fsd	3304 kg/cmq	fsd	3304 kg/cmq	fsd	3304 kg/cmq
M	14.82 tm	M	27.25 tm	M	14.82 tm
N	5.09 t	N	49.60 t	N	10.61 t
e	291.16 cm	e	54.94 cm	e	139.68 cm
vu	0.023	vu	0.113	vu	0.048
ξ	0.029	ξ	0.141	ξ	0.060
μ_u	0.145	μ_u	0.173	μ_u	0.156
μ_c	0.021	μ_c	0.100	μ_c	0.044

$\omega=\omega'$	0.140	
As=A's	9.339	cmq
ferri	4 ϕ 20	
As effettiva	12.56	cmq

$\omega=\omega'$	0.084	
As=A's	11.18	cmq
ferri	4 ϕ 20	
As effettiva	12.56	cmq

$\omega=\omega'$	0.127	
As=A's	8.46	cmq
ferri	4 ϕ 20	
As effettiva	12.56	cmq

Ritto 4-7

b	40 cm
H	50 cm
d'	3 cm
f'cd	110 kg/cmq
fsd	3304 kg/cmq

M	18.37 tm
N	5.01 t
e	366.67 cm
vu	0.023

ξ	0.028
μ_u	0.177
μ_c	0.021

$\omega=\omega'$	0.177	
As=A's	11.79	cmq
ferri	5 ϕ 20	
As effettiva	15.70	cmq

Ritto 5-8

b	80 cm
h	50 cm
d'	3 cm
f'cd	110 kg/cmq
fsd	3304 kg/cmq

M	29.32 tm
N	32.17 t
e	91.14 cm
vu	0.073

ξ	0.091
μ_u	0.165
μ_c	0.066

$\omega=\omega'$	0.113	
As=A's	15.04	cmq
ferri	6 ϕ 20	
As effettiva	19.08	cmq

Ritto 6-9

b	40 cm
h	50 cm
d'	3 cm
f'cd	110 kg/cmq
fsd	3304 kg/cmq

M	18.13 tm
N	8.25 t
e	219.76 cm
vu	0.038

ξ	0.047
μ_u	0.181
μ_c	0.035

$\omega=\omega'$	0.167	
As=A's	11.11	cmq
ferri	5 ϕ 20	
As effettiva	15.70	cmq

Ritto 7-10

b	40 cm
H	50 cm
d'	3 cm
f'cd	110 kg/cmq
fsd	3304 kg/cmq

M	9.06 tm
N	3.12 t
e	290.38 cm
vu	0.014

ξ	0.018
-------	-------

Ritto 8-11

b	80 cm
h	50 cm
d'	3 cm
f'cd	110 kg/cmq
fsd	3304 kg/cmq

M	12.27 tm
N	14.76 t
e	83.13 cm
vu	0.034

ξ	0.042
-------	-------

Ritto 9-12

b	40 cm
h	50 cm
d'	3 cm
f'cd	110 kg/cmq
fsd	3304 kg/cmq

M	9.29 tm
N	4.36 t
e	213.07 cm
vu	0.020

ξ	0.025
-------	-------

μ_u 0.089
 μ_c 0.013

$\omega=\omega'$	0.086	
As=A's	5.703	cmq
ferri	3 ϕ 20	
As effettiva	9.42	cmq

μ_u 0.071
 μ_c 0.031

$\omega=\omega'$	0.045	
As=A's	5.99	cmq
ferri	3 ϕ 20	
As effettiva	9.42	cmq

μ_u 0.093
 μ_c 0.018

$\omega=\omega'$	0.085	
As=A's	5.66	cmq
ferri	3 ϕ 20	
As effettiva	9.42	cmq

4.2 Armature a taglio dei pilastri

Per le strutture ad alta duttilità, al fine di escludere meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio da utilizzare per il dimensionamento delle armature non sono quelli provenienti dall'analisi, ma quelli derivanti dall'applicazione dei momenti resistenti alla testa e al piede del pilastro stesso (presi con segno concorde).

Il taglio di progetto delle armature viene pertanto ottenuto dall'applicazione della formula:

$$V_d = 1.20 \frac{M_{res,inf} + M_{res,sup}}{h}$$

Valgono per il progetto le stesse considerazioni già viste riguardo alle travi; l'unica differenza consiste nel non trascurare il contributo del calcestruzzo legato a meccanismi ausiliari, contributo V_{cd} che è valutabile sperimentalmente attraverso la relazione:

$$V_{cd} = 0.60 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot \delta$$

Si ricorda tuttavia che le armature devono assorbire almeno il 50% del taglio sollecitante la sezione; risulta in definitiva che

$$V_{sd} = \max\{0.50 \cdot V_d; V_d - V_{cd}\}$$

Di seguito è riassunto il prospetto con il calcolo delle staffe; si noti come tutti i passi provenienti dal calcolo siano stati confrontati con quello minimo imposto dalla normativa.

Ritto 1-4

h	3.5 m
M res sup	19.82 tm
M res inf	19.82 tm
N	5.09 t
Vd	13.59 t
bw	400 mm
h	500 mm
d	470 mm
r	1.13
As	1256 mmq
Mo	0.42 tm
ρ_l	0.0067
δ	1.02
1+cotga	1

Ritto 2-5

h	3.5 m
M res sup	30.03 tm
M res inf	30.03 tm
N	49.60 t
Vd	20.59 t
bw	800 mm
h	500 mm
d	470 mm
r	1.13
As	1256 mmq
Mo	4.13 tm
ρ_l	0.0033
δ	1.14
1+cotga	1

Ritto 3-6

h	3.5 m
M res sup	21.67 tm
M res inf	21.67 tm
N	10.61 t
Vd	14.86 t
bw	400 mm
h	500 mm
d	470 mm
r	1.13
As	1256 mmq
Mo	0.88 tm
ρ_l	0.0067
δ	1.04
1+cotga	1

Riccardo Sabatino 463/1 – Progetto di un telaio in c.a. – A.A. 2003/04

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]	Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]	Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]
7.29	73.15	11.60	14.20	146.30	25.84	7.43	73.15	11.82
	0.5Vd			0.5Vd			0.5Vd	
Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]	Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]	Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]
1.99	6.80	6.80	-5.25	10.30	10.30	3.04	7.43	7.43

Staffe		
nb	2	
Ast [φ8]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	20.57	cm
Ast minima	4.705	cmq/m
passo minimo	21.25	cm
passo effettivo	20	cm
A st effettiva	5.000	cmq/m

Staffe		
nb	2	
Ast [φ8]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	13.57	cm
Ast minima	8.705	cmq/m
passo minimo	11.49	cm
passo effettivo	10	cm
A st effettiva	10.000	cmq/m

Staffe		
nb	2	
Ast [φ8]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	18.81	cm
Ast minima	4.705	cmq/m
passo minimo	21.25	cm
passo effettivo	20	cm
A st effettiva	5.000	cmq/m

Ritto 4-7

h	3.5	m
M res sup	24.33	tm
M res inf	24.33	tm
N	5.01	t
Vd	16.68	t
bw	400	mm
h	500	mm
d	470	mm
r	1.13	
As	1570	mmq
Mo	0.42	tm
ρl	0.0084	
δ	1.02	
1+cotga	1	

Ritto 5-8

h	3.5	m
M res sup	36.03	tm
M res inf	36.03	tm
N	32.17	t
Vd	24.71	t
bw	800	mm
h	500	mm
d	470	mm
r	1.13	
As	1908	mmq
Mo	2.68	tm
ρl	0.0051	
δ	1.07	
1+cotga	1	

Ritto 6-9

h	3.5	m
M res sup	25.38	tm
M res inf	25.38	tm
N	8.25	t
Vd	17.40	t
bw	400	mm
h	500	mm
d	470	mm
r	1.13	
As	1570	mmq
Mo	0.69	tm
ρl	0.0084	
δ	1.03	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]	Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]	Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]
7.71	73.15	11.55	14.41	146.30	24.41	7.79	73.15	11.67
	0.5Vd			0.5Vd			0.5Vd	
Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]	Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]	Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]
5.13	8.34	8.34	0.30	12.35	12.35	5.74	8.70	8.70

Staffe		
nb	2	
Ast [φ8]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	16.75	cm
Ast minima	4.705	cmq/m
passo minimo	21.25	cm
passo effettivo	20	cm

Staffe		
nb	2	
Ast [φ8]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	11.31	cm
Ast minima	8.705	cmq/m
passo minimo	11.49	cm
passo effettivo	10	cm

Staffe		
nb	2	
Ast [φ8]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	16.06	cm
Ast minima	4.705	cmq/m
passo minimo	21.25	cm
passo effettivo	20	cm

A st effettiva	5.000	cmq/m	A st effettiva	10.000	cmq/m	A st effettiva	5.000	cmq/m
----------------	-------	-------	----------------	--------	-------	----------------	-------	-------

Ritto 7-10

h	3.5	m
M res sup	14.92	tm
M res inf	14.92	tm
N	3.12	t
Vd	10.23	t
bw	400	mm
h	500	mm
d	470	mm
r	1.13	
As	942	mmq
Mo	0.26	tm
ρ_l	0.0050	
δ	1.02	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]
6.80	73.15	11.56
	0.5Vd	
Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]
-1.33	5.12	5.12

Ritto 8-11

h	3.5	m
M res sup	18.89	tm
M res inf	18.89	tm
N	14.76	t
Vd	12.95	t
bw	800	mm
h	500	mm
d	470	mm
r	1.13	
As	942	mmq
Mo	1.23	tm
ρ_l	0.0025	
δ	1.07	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]
12.82	146.30	24.20
	0.5Vd	
Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]
-11.24	6.48	6.48

Ritto 9-12

h	3.5	m
M res sup	15.37	tm
M res inf	15.37	tm
N	4.36	t
Vd	10.54	t
bw	400	mm
h	500	mm
d	470	mm
r	1.13	
As	942	mmq
Mo	0.36	tm
ρ_l	0.0050	
δ	1.02	
1+cotga	1	

Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]
6.85	73.15	11.63
	0.5Vd	
Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]
-1.09	5.27	5.27

Staffe		
nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	27.32	cm
Ast minima	4.705	cmq/m
passo minimo	21.25	cm
passo effettivo	20	cm
A st effettiva	5.000	cmq/m

Staffe		
nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	21.58	cm
Ast minima	8.705	cmq/m
passo minimo	11.49	cm
passo effettivo	10	cm
A st effettiva	10.000	cmq/m

Staffe		
nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm ²
passo	26.52	cm
Ast minima	4.705	cmq/m
passo minimo	21.25	cm
passo effettivo	20	cm
A st effettiva	5.000	cmq/m

Si rimanda comunque all'allegata distinta delle armature.