

1) $N = 130t$ $R_{BK} = 250 \rightarrow \sigma_{c,lim} = 59,5 \text{ kg/cm}^2$ $B = 30 \text{ H?}$

DIMENSIONAMENTO $A_{c,MIN} = \frac{130'000}{59,5 \times 1,12} = 1951 \text{ cm}^2$ $H_{MIN} = \frac{1951}{30} = 65 \text{ cm}$

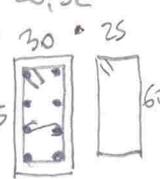
$\rightarrow B \times H = 30 \times 65$ $A_{f,MIN} = \text{MAX} \left[\begin{array}{l} 0,008 \cdot \frac{130'000}{59,5} = 17,48 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 18 = 20,32 \\ 0,003 \cdot 30 \times 65 = 5,85 \text{ "} \end{array} \right.$

VERIFICA $\sigma_c = \frac{130'000}{30 \times 65 + 15 \times 20,32} = 57,65 < 59,5 \text{ kg/cm}^2$ $N_{MAX} = 59,5 \times (30 \times 65) \times 1,9 = 220t$

$A_{f,MAX} = 6\% \cdot 30 \times 65 = 117 \text{ cm}^2$

STAFFE $\left[\begin{array}{l} \phi_{MIN} = 6 \\ \frac{18}{4} = h,5 \rightarrow \phi 6 \\ \text{PASSO} \left[\begin{array}{l} \text{MAX} = 25 \text{ cm} \\ 1,8 \times 1,8 = 27 \text{ "} \end{array} \right. \end{array} \right.$

$\frac{1}{15} \left(\frac{130'000}{59,5} - 30 \times 65 \right) = 15,66 \text{ cm}^2$ $2184 - 1950$ $8\phi 6 / 25 \text{ "}$



2) VOGLIAMO REALIZZARLO CON 30x50

$A_{c,SN} = \frac{130'000}{59,5} = 2185 \text{ cm}^2$ $A_{c,EFF} = 30 \times 50 = 1500 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CLS INSUFF}$

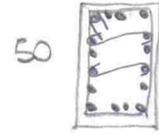
$A_{f,MIN} = \text{MAX} \left[\begin{array}{l} 0,008 A_{c,SN} = 0,008 \times 2185 = 17,48 \text{ cm}^2 \\ 0,003 A_{c,EFF} = 0,003 \times 1500 = h,50 \text{ "} \\ \frac{1}{15} [A_{c,SN} - A_{c,EFF}] = \frac{1}{15} [2185 - 1500] = h,567 \text{ cm} \rightarrow 16\phi 20 = 50,24 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$A_{f,MAX} = 0,06 \times 1500 = 0,06 A_{c,EFF} = 90 \text{ cm}^2 > 50,24 \text{ cm}^2$

VERIFICA $\sigma_c = \frac{130'000}{30 \times 50 + 15 \times 50,24} = 57,69 \text{ kg/cm}^2 < 59,5$

STAFFE $\left[\begin{array}{l} \phi_{MIN} = 6 \\ \frac{20}{4} = 5 \text{ "} \\ \text{PASSO} \left[\begin{array}{l} \text{MAX} = 25 \text{ cm} \\ 1,5 \times 2,0 = 30 \end{array} \right. \end{array} \right.$

50 30 $8\phi 6 / 25$



3) VOGLIAMO UNA SEZIONE 30x80 $A_{c,SN} = 2185 \text{ cm}^2$ $A_{c,EFF} = 2400 > A_{c,SN} = 2185 \text{ cm}^2$

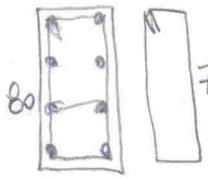
$A_{f,MIN} = \text{MAX} \left[\begin{array}{l} 0,008 \cdot 2185 = 17,48 \text{ cm}^2 \text{ (come sopra)} \\ 0,003 \times 30 \times 70 = 6,30 \text{ "} \end{array} \right.$

$\frac{1}{15} \left(\begin{array}{l} A_{c,SN} \\ 2185 \end{array} - \begin{array}{l} A_{c,EFF} \\ 2400 \end{array} \right)$ $c'è \text{ più CLS DOZ NECESSARIO}$

ϕ $\left[\begin{array}{l} \text{MAX} \\ \text{MIN} \phi 6 \\ \frac{18}{4} = h,5 \end{array} \right.$ $\text{PASSO} \left[\begin{array}{l} \text{MIN} \\ 25 \text{ cm} \\ 1,8 \times 1,5 = 27 \text{ cm} \end{array} \right.$

ANCORA $8\phi 18 = 20,32 \text{ cm}^2$

80 30 75 $8\phi 18 / 15 \text{ "}$



VERIFICA: $\sigma_c = \frac{130'000}{30 \times 70 + 15 \times 20,32} = 48,06 < 59,5 \text{ kg/cm}^2$

$N_{MAX} = 59,5 [30 \times 80] 1,90 = 271t$

Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

3.1.4. TENSIONI TANGENZIALI AMMISSIBILI NEL CONGLOMERATO.

Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di $\bar{\tau}_{c0}$ ottenuti con l'espressione:

$$\bar{\tau}_{c0} = 0,4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} \quad \left[\bar{\tau}_{c0} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} \quad (\text{kgf/cm}^2) \right]$$

Nella zona ove le tensioni tangenziali superano $\bar{\tau}_{c0}$ gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento.

La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\bar{\tau}_{c1} = 1,4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} \quad \left[\bar{\tau}_{c1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} \quad (\text{kgf/cm}^2) \right]$$

Gli stessi valori sono ammessi nelle sezioni di attacco delle ali all'anima di travi a T o a cassone.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione $\bar{\tau}_{c1}$ può essere aumentato del 10%.

3.1.5. TENSIONI AMMISSIBILI NEGLI ACCIAI IN BARRE TONDE LISCE.

La tensione ammissibile non deve superare i valori indicati nel successivo prospetto 6.

Prospetto 6

Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce

Tipo di acciaio		Fe B 22 K	Fe B 32 K
$\bar{\sigma}_s$	N/mm ²	115	155
	[kgf/cm ²]	[1.200]	[1.600]

3.1.6. TENSIONI AMMISSIBILI NEGLI ACCIAI IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA.

Per le barre ad adherenza migliorata si devono adottare le tensioni ammissibili indicate nel prospetto 7.

Prospetto 7

Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad adherenza migliorata

Tipo di acciaio		Fe B 38 K	Fe B 44 K
$\bar{\sigma}_s$	N/mm ²	215	255
	[kgf/cm ²]	[2.200]	[2.600]

5.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale.

5.3.1. ARMATURA LONGITUDINALE.

Nelle strutture infesse in elevazione la percentuale di armatura longitudinale, nella zona tesa, riferita all'area totale della sezione di conglomerato, non deve scendere sotto lo 0,15 per barre ad adherenza migliorata e sotto lo 0,25 per barre lisce. Tale armatura deve essere convenientemente diffusa.

In presenza di torsione si dovrà disporre almeno una barra longitudinale per spigolo e comunque l'interasse fra le barre medesime non dovrà superare 35 cm.

Alle estremità delle travi deve essere disposta una armatura inferiore, convenientemente ancorata, in grado di assorbire, con le tensioni ammissibili di cui ai punti 3.1.5. e 3.1.6., uno sforzo di trazione uguale al taglio.

5.3.2. STAFFE.

Nelle travi si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $0,10 \beta^* \text{ cm}^2/\text{m}$, essendo β^* la larghezza corrispondente a $\tau = \tau_{c0}$ con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

$$\tau_{c0} = \frac{T}{99h\beta^*} \rightarrow \beta^* = \frac{T}{99h\tau_{c0}} \rightarrow 0,1\beta^* = \frac{T}{99h\tau_{c0}} = A_{STNIA} [\text{cm}^2/\text{m}]$$

In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio, per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione da ciascuna parte del carico concentrato, il passo delle staffe non dovrà superare il valore $12 \phi_l$, essendo ϕ_l il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

In presenza di torsione dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a $0,15 b \text{ cm}^2$ per staffe ad adherenza migliorata e $0,25 b \text{ cm}^2$ per staffe lisce, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri. Inoltre il passo delle staffe non dovrà superare 1/8 della lunghezza della linea media della sezione anulare resistente e comunque 20 cm.

Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali.

5.3.4. PILASTRI.

Nei pilastri soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,8% della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale, e compresa fra lo 0,3% e il 6% della sezione effettiva. Quest'ultima limitazione sale al 10% della sezione effettiva nei tratti di giunzione per ricoprimento. In ogni caso il numero minimo di barre longitudinali è quattro per i pilastri a sezione rettangolare o quadrata e sei per quelli a sezione circolare.

Il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm.

Deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno.

Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Per pilastri prefabbricati in stabilimento i diametri minimi delle barre longitudinali e delle staffe sono rispettivamente ridotti a 10 ed a 5 mm.

Per strutture in c.a. intese come setti e pareti, di importanza corrente, sottoposte prevalentemente a sforzo assiale, quando la compressione media risulti non superiore al limite seguente:

$$\sigma_{(media)} \leq 0,42 [1 - 0,03(25 - s)] \bar{\sigma}_c$$

essendo $\bar{\sigma}_c$ definita al punto 3.1.3. ed s lo spessore della parete espresso in cm, si potranno adottare per le armature, da disporre presso entrambe le facce, le seguenti limitazioni dimensionali in deroga alle precedenti:

a) diametro minimo delle barre longitudinali = 8 mm

interasse massimo ≤ 30 cm;

b) diametro minimo delle barre trasversali = 5 mm

interasse massimo $\leq \begin{cases} 20 \phi \text{ longitudinale} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

c) elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: 6 per ogni m² di parete.

5.3.5. ARMATURE DI RIPARTIZIONE DELLE SOLETTE.

Nelle solette non calcolate come piastre, oltre all'armatura principale deve essere adottata un'armatura secondaria di ripartizione disposta ortogonalmente.

In ogni caso l'armatura di ripartizione non deve essere inferiore al 20% di quella principale necessaria.

$$A_f \geq \frac{9,15 A_c}{100}$$

$$A_f \geq \frac{T}{\sigma_f A_{eff}}$$

PASSO: MIN $\begin{cases} 33 \text{ cm} [35 \text{ cm}] \\ 0,8 h \end{cases}$ a) 12 CONDISP, APPOGGI
b) b
c) 12 ϕ MIN LONG