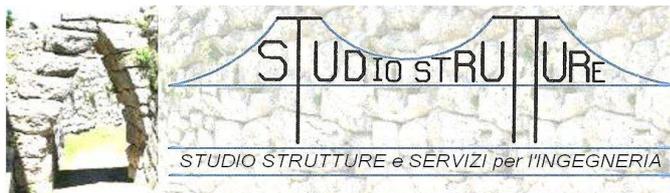


STUDIO TECNICO  
Dott. Ing. Gino DI RUZZA  
Via Trecce, 2  
03039 SORA (FR)  
ginodiruzza@tin.it



PROGETTAZIONI, CALCOLI ED INDAGINI STRUTTURALI

## **LA PROGETTAZIONE SIMULATA DEGLI EDIFICI**

### ***BASATA SULLA NORMATIVA, MANUALISTICA E PROGETTI TIPICI DELL'EPOCA***

Per poter valutare in maniera realistica la vulnerabilità delle strutture esistenti, è necessario effettuare una progettazione simulata delle stesse secondo la pratica di calcolo e costruttiva del periodo.

Il calcolo delle sollecitazioni delle strutture intelaiate al massimo erano calcolate con telai piani a nodi spostabili.

Le ipotesi del calcolo a telai piani generalmente erano le seguenti:

- a) gli elementi resistenti in un nodo erano gli elementi complanari al telaio
- b) i pilastri erano considerati infinitamente rigidi assialmente
- c) i pilastri del piano terra erano incastrati alla base, pertanto non subivano cedimenti di congruenza del terreno.
- d) La pressione del terreno era calcolata con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

L'ipotesi a) comporta che si trascurano le rigidità torsionali degli elementi concorrenti in un nodo posti fuori del piano del telaio.

*In PRO\_SAP questa ipotesi si può imporre riducendo all'1% (ossia di 100 volte) la rigidità torsionale delle travi.*

*L'ipotesi b) si può imporre aumentando del 9999% (ossia di 100 volte) la rigidità assiale dei pilastri.*

*Le ipotesi c) e d) possono essere imposte fissando un alto valore della costante di sottofondo del terreno di base.*

## **Riepilogo delle specifiche da inserire in PRO\_SAP per il progetto simulato.**

- riduzione della rigidezza della torsionale delle travi all' 1%
- incremento della rigidezza assiale al 9999%
- costante di sottofondo del terreno elevata (20-50 daN/cm)
- Analisi statica equivalente nelle due direzioni (*struttura con telai nelle due direzioni*)
- Analisi Sismica Statica lineare equivalente con intensità sismica dell'epoca proporzionale alle masse: occorre imporre che il fattore  $\gamma$  per le forze sismiche di piano uguale sia pari ad 1 in tutti i piani
- Nelle sezioni impostare le armature minime come rilevato nelle indagini sulla struttura e nel criterio di progetto delle travi impostare “ *da sezione*”.
- Il progetto a taglio delle travi generalmente era eseguito con il valore medio in un tratto, pertanto occorre settare l'opzione “*scorrimento tratto medio*”
- Impostare la normativa DM 96 con verifica alle tensioni ammissibili, correggendola imponendo i criteri di progetto in funzione dei limiti imposti dalla normativa dell'epoca, delle caratteristiche dei materiali e del diametro delle armature rilevati nelle indagini sulla struttura esistente
- Progettazione dei pilastri con presso flessione retta
- Progettazione dei pilastri e delle travi "a filo".

## ***Gli edifici costruiti nel primo dopoguerra sono stati progettati in base al Regio Decreto n. 2229 del 1939.***

Si riporta una sintesi delle prescrizioni contenute nel R.D.

### **Tensioni massime nel calcestruzzo armato**

Dall'articolo 18 del R.D. 2229/39

#### **Per sezioni semplicemente compresse**

non maggiore di:

$\sigma_c = 35 \text{ Kg/cm}^2$  per calcestruzzo con  $K_{c28} \geq 120 \text{ Kg/cm}^2$  (*cementi normali*);

$\sigma_c = 45 \text{ Kg/cm}^2$  per calcestruzzo con  $K_{c28} \geq 160 \text{ Kg/cm}^2$  (*cemento di alta resistenza e alluminoso*);

$\sigma_c = \frac{K_{c28}}{3}$  quando la resistenza sia determinata preventivamente e controllata durante il lavoro, ma non superiore a  $60 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### **Per sezioni inflesse**

non maggiore di:

$\sigma_c = 40 \text{ Kg/cm}^2$  per calcestruzzo con  $K_{c28} \geq 120 \text{ Kg/cm}^2$  (*cementi normali*);

$\sigma_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$  per calcestruzzo con  $K_{c28} \geq 160 \text{ Kg/cm}^2$  (*cem. d'alta. resistenza. e alluminoso*).

$\sigma_c = \frac{K_{c28}}{2}$  quando la resistenza sia determinata preventivamente e controllata durante il lavoro, ma non superiore a  $75 \text{ Kg/cm}^2$ .

Per conglomerati di  $K_{c28} \geq 225 \text{ Kg/cm}^2$ , e quando i calcoli siano eseguiti con particolare cura:

$$\sigma_c = 75 + \frac{K_{c28} - 225}{9}$$

#### **Tensioni di sicurezza al taglio.**

Per conglomerati di cemento normale:

$$\tau = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

Per conglomerati di cemento ad alta. resistenza e alluminoso:

$$\tau = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

Per carichi superiori la resistenza al taglio va affidata interamente alle armature.

In ogni caso la tensione tangenziale massima non può superare i valori:

$$\tau = 14 \text{ Kg/cm}^2$$

in conglomerati di cemento normale;

$$\tau = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

In conglomerati di cemento ad alta resistenza e alluminoso.

## TENSIONI MASSIME NELLE ARMATURE METALLICHE

Dall'articolo 19 del R.D. 2229/39

### **Acciaio dolce** (*ferro omogeneo*)

(resistenza a rottura 42-50 Kg/mm<sup>2</sup>; snervamento superiore a 23 Kg/mm<sup>2</sup>; allungamento a rottura superiore al 20 %); carico massimo a trazione:

$$\sigma_{f \max} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

purché

$$K_{c28} \geq 160 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Acciaio semiduro:**

(resistenza a rottura 50-60 Kg/mm<sup>2</sup>; snervamento superiore a 27 Kg/mm<sup>2</sup>; allungamento a rottura superiore al 16%); carico massimo a trazione:

$$\sigma_{f \max} = 1800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ su sezioni rettangolari}$$

$\sigma_{f \max} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$  su sezioni a T o speciali perché sia impiegato calcestruzzo ad alta resistenza con  $K_{c28} \geq 160 \text{ Kg/cm}^2$ ;

$$\sigma_{f \max} = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ su sezioni rettangolari}$$

$\sigma_{f \max} = 1800 \text{ Kg/cm}^2$  su sezioni a T o speciali perché sia impiegato calcestruzzo ad alta resistenza con  $K_{c28} \geq 225 \text{ Kg/cm}^2$ .

### **Acciaio duro:**

(resistenza a rottura 60-70 Kg/mm<sup>2</sup>; snervamento superiore a 31 Kg/mm<sup>2</sup>; allungamento a rottura superiore al 14%); carico massimo a trazione:

$$\sigma_{f \max} = 1800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ su sezioni rettangolari}$$

$\sigma_{f \max} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$  su sezioni a T o speciali perché sia impiegato calcestruzzo ad alta resistenza con  $K_{c28} \geq 160 \text{ Kg/cm}^2$ ;

$$\sigma_{f \max} = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ su sezioni rettangolari}$$

$\sigma_{f \max} = 1800 \text{ Kg/cm}^2$  su sezioni a T o speciali perché sia impiegato calcestruzzo ad alta resistenza con  $K_{c28} \geq 225 \text{ Kg/cm}^2$ .

Il carico di sicurezza dell'acciaio deve risultare in ogni caso inferiore a metà del carico di snervamento

## COEFFICIENTE DI OMOGENIZZAZIONE

Dall'articolo 22 del R.D. 2229/39

si suppone un coefficiente di omogeneizzazione tra acciaio e calcestruzzo pari a:

$$n = \frac{E_a}{E_{cls}} = 10 \quad (\text{per cementi normali})$$

$$n = \frac{E_a}{E_{cls}} = 8 \quad (\text{per cementi ad alta resistenza})$$

$$n = \frac{E_a}{E_{cls}} = 6 \quad (\text{per cementi alluminoso})$$

## PILASTRI

Dall'articolo 30 del R.D. 2229/39

I pilastri sono dimensionati con lo sforzo normale centrato ovvero a compressione semplice calcolato in base all'area di influenza.

Non sono presenti indicazioni sull'eventuale infittimento delle staffe nelle zone di estremità e sulla presenza di staffe all'interno dei nodi, come confermato anche da saggi effettuati su edifici esistenti.

### **Pilastri sollecitati da compressione assiale, senza carico di punta:**

Rapporto fra la lunghezza libera di inflessione e la minore dimensione trasversale

$$(l/a) \leq 15.$$

L'armatura longitudinale  $F_f$  si terrà:

non inferiore a 0,8% della sezione  $F_c$  strettamente necessaria del pilastro, per

$$F_c < 2000 \text{ cm}^2;$$

non inferiore a 0,5 % di  $F_c$ , per

$$F_c > 8000 \text{ cm}^2.$$

Per valori intermedi di  $F_c$  fra 2000 e 8000 cm<sup>2</sup> la percentuale minima di ferro va interpolata linearmente fra i due limiti indicati.

Le staffe comuni periferiche, del diametro da 5 a 8 mm., vanno disposte a distanza breve, non mai superiore alla metà della minore dimensione della sezione del pilastro, nè a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale.

**NOTA:** quando la lunghezza libera di flessione di una membratura supera 15 volte la dimensione minima della sua sezione trasversale, occorre verificarne la stabilità al carico di punta.

### Progetto della sezione:

Determinato il peso assiale  $P$  in Kg agente sul pilastro ed indicando con  $m$  il rapporto fra i moduli di elasticità, con  $\sigma_c$  in Kg/cm<sup>2</sup> la tensione ammissibile, con  $\alpha = F_f / F_c$  il coefficiente di armatura ( $\alpha$  variabile fra 0,008 e 0,005), si determina la sezione di calcestruzzo  $F_c$  in cm<sup>2</sup>:

$$F_c = - \frac{P}{(1 + m\alpha)\sigma_c}$$

Assumendo per  $\alpha$  il valore interpolato fra i limiti 0,008÷0,005 e per  $\sigma_c$  i valori limiti corrispondenti ai vari calcestruzzi.

La formula precedente serve per progettare la sezione di conglomerato (senza sottrarne l'area occupata dall'armatura metallica).

Nel caso limite  $\alpha=0,008$  con  $m=10$  si ha:

$$\left\{ \begin{array}{l} F_c = \frac{P}{37,8} \quad \text{con } \sigma_c = 35 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_c = \frac{P}{48,6} \quad \text{con } \sigma_c = 45 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_c = \frac{P}{64,8} \quad \text{con } \sigma_c = 60 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

con  $F_c$  in cm<sup>2</sup>,  $P$  in Kg.

Determinata  $F_c$ , l'area del ferro  $F_f$  è definita dal valore ammesso per  $\alpha$  e cioè:

$$F_f = \alpha * F_c$$

## Verifica di stabilità

Si applica la formula:

$$P = \sigma_c (F_c + m F_t)$$

Il coefficiente  $m$  per la valutazione della sezione ideale reagente generalmente era uguale a 10.

## TRAVI

Dall'articolo 30 del R.D. 2229/39

Le travi erano calcolate secondo lo schema di trave continua su più appoggi.

Al di là dell'affidabilità dello schema di calcolo, ragioni di preoccupazione sul comportamento sismico di tali elementi derivano dalla disposizione delle armature longitudinali e trasversali.

Le armature longitudinali erano spesso ancorate nei nodi, anche se tale configurazione era perlopiù evitata nel caso di travi a due campate. In alcuni casi si è rilevato che l'armatura delle travi era realizzata separatamente per ogni singola campata.

L'utilizzo di barre lisce implicava sempre la realizzazione di unci di estremità. In corrispondenza dei nodi il quantitativo di armatura disposto al lembo inferiore era in genere molto basso, riducendosi ai due classici reggistaffa di diametro 10-14 mm.

La sollecitazione di taglio era sopportata, secondo quanto previsto dalla normativa, da armature disposte in forma di ferri piegati (*sagomati*) e staffe.

Il passo delle staffe era molto variabile in funzione del compito ad esse affidato (assorbimento della sollecitazione tagliante o meno) mentre il diametro era tipicamente di 6 mm, raramente di 8 mm. Le armature adoperate sia nei pilastri che nelle travi erano sempre di tipo liscio.

## Progetto e calcolo della sezione rettangolare a semplice armatura

Valgono le formule

$$x = s * h$$

$$h = r * \sqrt{\frac{M}{b}} \quad F_f = t * \sqrt{M * b} = t * b * \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$z = \left( h - \frac{x}{3} \right) = h * \left( 1 - \frac{s}{3} \right)$$

$h, b, x, z$  in cm;

$M$  in Kgcm;

$F_f$  in  $\text{cm}^2$

### *Verifica di stabilità*

Distanza dall'asse neutro dal bordo compresso della sezione rettangolare

$$x = \frac{m * F_f}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{mF_f}} \right]$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx \left( h - \frac{x}{3} \right)}$$

Tensione di trazione del ferro:

$$\sigma_f = \frac{M}{F_f \left( h - \frac{x}{3} \right)}$$

tutto espresso in Kg, cm e  $\text{Kg}/\text{cm}^2$ .

## SOLETTE

Dall'articolo 30 del R.D. 2229/39

Il valore minimo dello spessore di una soletta concesso dal regolamento è di 1/30 della luce, mai minore di 8 cm.

Per la luce teorica  $l$  di calcolo, in via di approssimazione, si otteneva dalla luce netta  $l_1$  aumentata del 5%, nell'ipotesi che fosse nota solo quest'ultima.

Generalmente il calcolo dei momenti veniva eseguito applicando la formula  $M = \pm \frac{1}{12}pl^2$  nell'ipotesi di un parziale incastro. Per diverse condizioni di vincolo accorrerà variare il valore del momento.

Nel computo del peso del ferro è stato considerato il volume dell'armatura longitudinale per m<sup>2</sup> di soletta, aggiungendo il 25% per l'armatura di ripartizione richiesta dal regolamento (art.27 *per le solette a pianta rettangolare qualora non si esegua una precisa determinazione delle armature, oltre all'armatura principale portante, disposta parallelamente al lato minore, si deve adottare un'armatura secondaria di ripartizione, disposta secondo il lato maggiore, di sezione uguale almeno a 25% di quella dell'armatura principale. Quando il rapporto tra i lati del rettangolo è compreso fra 3/5 ed 1, la soletta deve essere di regola calcolata come piastra. Nelle solette dei solai con laterizi l'armatura di ripartizione deve essere costituita almeno da tre tondini del diametri di 6 mm per metro lineare*).

Lo spessore minimo di copertura del ferro era di 0,8 cm (dall'art 37 del regolamento).

## SOLAI CON LATERIZI FORATI E SOLETTA AD ARMATURA SEMPLICE

Nel determinare l'altezza  $h$  si terrà conto della limitazione del regolamento (art.25 *nei solai con laterizi lo spessore della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm. In tutti i solai con laterizi la larghezza della nervaturine non deve essere minore di 7 cm ed il loro interasse non deve superare i 40 cm nei tipi a nervaturine parallele e 80 cm in quelle a nervaturine incrociate. Di regola devono essere previste nervature trasversali di ripartizione nei tipi a nervaturine parallele di campata maggiore di 5 m.*) che fissa per i solai con forati e soletta in un minimo di 4 cm lo spessore della soletta di calcestruzzo.

La tensione massima del ferro era pari a 1400 Kg/cm<sup>2</sup>, assumendo  $m = 10$ .