

III. 5.2 PREDIMENSIONAMENTO DELLA RIGIDEZZA

Si svolge di seguito un confronto fra i principali criteri di predimensionamento della trave di fondazione dell'edificio in esame, assumendo:

$$R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 ; f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$$

e considerando l'ambiente del terreno aggressivo, per eventuali perdite nel tempo delle fognature, o per infiltrazioni di soluzioni saline antigelo.

Si ricorda per inciso anche l'importanza di controtubare le condotte del gas in zona sismica specie a livello dei montanti a piano stradale, isolandole completamente dalle linee elettriche, criteri troppo disattesi in Italia, anche se è previsto il distacco automatico nelle centrali, non sempre però ricadenti nella zona sottoposta allo scuotimento.

La larghezza b della suola della fondazione si ricava come per i plinti, dalla sola pressione di contatto ammissibile, come visto con il terreno di figura G1, sempre in funzione dei cedimenti ammissibili, per cui:

$$\sigma_{amm} = 2,0 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ kPa}$$

minore di quella prima assunta per i plinti.

Per l'edificio in esame si è scelto di adottare la suola solo per le travi longitudinali a 3+3 campate rispetto alle scale, mentre le fondazioni trasversali a 2 campate sono previste senza suola, data la buona portanza assunta dal terreno, e funzionanti come collegamento antisismico fra la base dei pilastri.

Il solaio del cantinato si prevede che scarichi sulle travi trasversale sul terreno tramite idoneo magrone, per cui non s'incrementano le sollecitazioni delle travi longitudinali.

In base all'analisi delle sollecitazioni III.3.2 i pilastri scaricano sulla trave di spina, per azioni rare sismiche, in particolare sussultorie pari 0,35g, combinate con il 50% dei carichi accidentali (o minore in base alla combinazione di fig.6b) e fattore d'importanza $\gamma_I = 1$, degli sforzi normali pari a:

$$\text{SLU } N_{dA2} \approx N_{dD2} = 630 + 0,35 \times 630 = 850 \text{ kN} ; N_{dB2} = N_{dC2} = 1,35 \times 1063 = 1435 \text{ kN}$$

La risultante dei carichi con il sisma viene:

$$\text{SLU } R_{dE} = 2 \times 850 + 2 \times 1435 = 4570 \text{ kN}$$

In assenza di sisma: $R_d = 1,4 (2 \times 630 + 2 \times 1063) = 4740 \text{ kN} \approx R_{dE}$

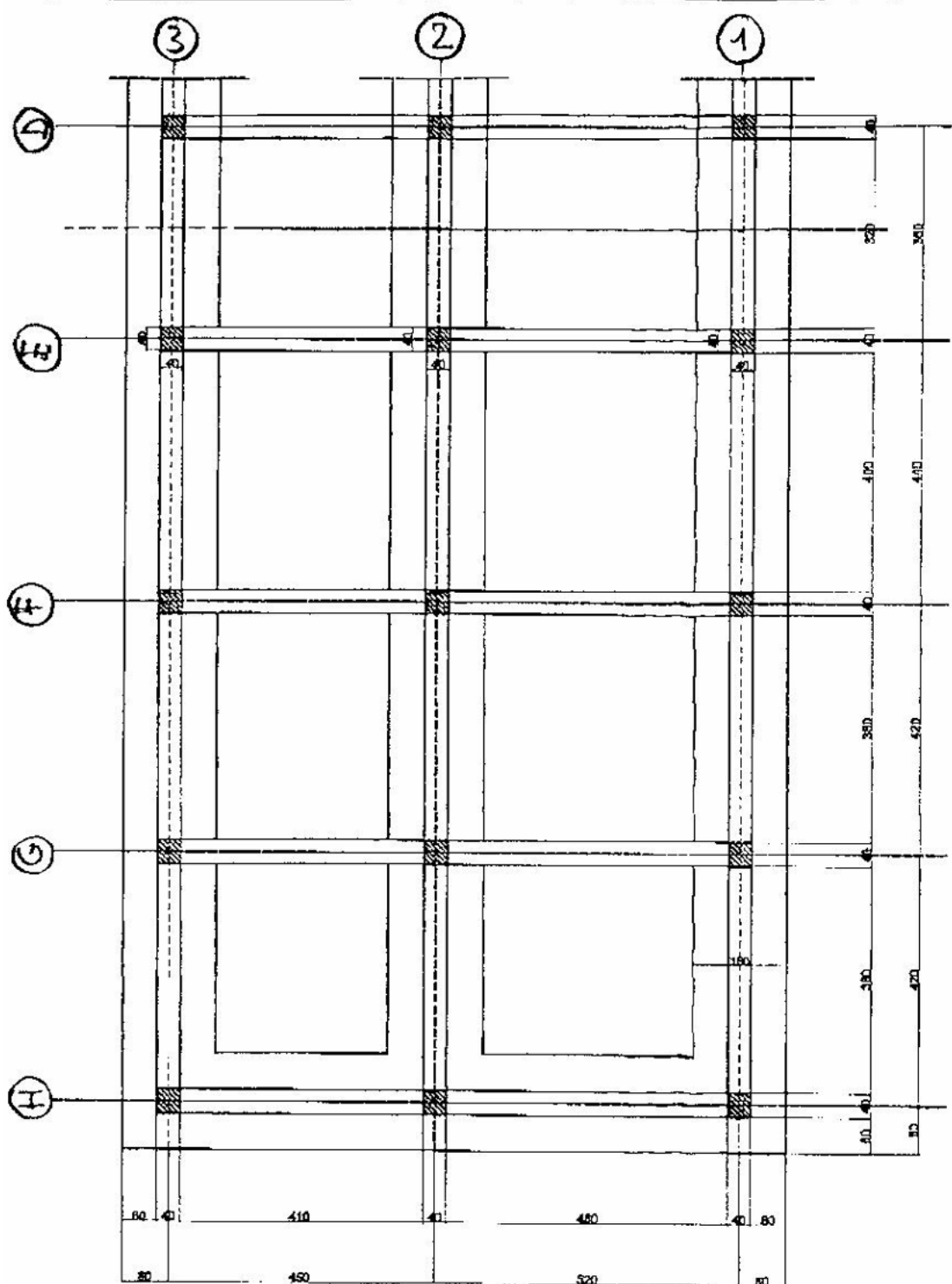


Fig. G 16 Pianta della fondazione dell'edificio in esempio

Se si suppone di far collaborare la trave longitudinale di spina anche con le mensole delle soles alle travi di fondazione trasversali, porta muro della

facciata e sotto le scale. Data l'eccezionalità dell' evento sismico, con tale ripartizione della pressione di contatto ci si riconduce in pratica al dimensionamento statico della suola più caricata.

La larghezza b , per $l = 0,8 + 2 \times 4,2 + 4,4 + 0,8 = 14,4\text{m}$ viene pertanto :

$$b = 4570/200 \times 14,4 = 1,6\text{m} \quad (\approx 1240/200 \times 3,8)$$

Si noti che in presenza di sisma si può anche ammettere una $\sigma_{amm} > 200\text{kPa}$ sotto la suola più caricata, ma data l'importanza gerarchica della resistenza d' incastro dei pilastri allo spiccato della fondazione, si preferisce rimanere con il terreno in campo "elastico", secondo i criteri delineati in fig.10 in I.4, e quindi si lascia $b=160\text{cm}$ su magrone da 10cm , Tale valore di b corrisponde anche alla verifica della pressione ammissibile per la campata sotto il pilastro più caricato in assenza di sisma, ma con tutti gli accidentali.

La presenza degli sbalzi di estremità $s=0,8\text{m}$, dovuti alle predette mensole delle travi trasversali, consente di bilanciare i momenti di continuità, per cui il momento all'incastro dello sbalzo risulta:

$$M_{da2} = \sigma_t b s^2 / 2 = 20 \cdot 1,6 \cdot 0,8^2 / 2 = 10\text{t} \cdot \text{m} = 100\text{kN} \cdot \text{m}$$

La presenza delle mensole consente poi di centrare la risultante dei carichi nel baricentro della fondazione qualora i pilastri fossero dissimetrici, anziché simmetrici come nel presente caso, ovvero di annullare l'eccentricità della risultante R ($\sum M = 0$), come messo in evidenza per la fondazione del muro di sostegno al paragrafo successivo.

Si richiama che tale calcolo si basa solo sull'equazioni di equilibrio della Statica, ovvero ipotizza la fondazione come un corpo rigido, non esaminando pertanto tutta la problematica dei cedimenti prima descritta.

Il centraggio della risultante previene peraltro le rotazioni rigide, ovvero gli extrapiombi dell' edificio nel tempo, purché il terreno non sia troppo eterogeneo e lentiforme (v. fig. G.3); si ottengono benefici anche dal punto di vista dinamico in quanto le oscillazioni tendono ad alternarsi simmetricamente (v. fig.G11)rispettando i fondamentali criteri di regolarità strutturale.

L'altezza della trave condizionata dalla limitazione della freccia, come già svolto in elevazione, considerando che una curvatura tipo "imbarcamento" della fondazione, fa ruotare le estremità delle campate (v. III.1.3), risulta:

$$d_c \div 125 \cdot \sqrt{\frac{M}{bE_{\infty}}} \approx 1,0 \sqrt{\frac{M(Nmm)}{b(mm)}}$$

essendo $E_{\infty} = 5700 \sqrt{R_{ck}} / (1 + \psi_t)$ N/mm² con $\psi_t = 1 \div 2$ al crescere dei fenomeni viscosi del conglomerato a lungo termine, analogamente alla consolidazione del terreno completamente "drenato".

La sollecitazione flettente nella mezzera della 1^a campata, considerando la trave rigida, ed approssimando la pressione di contatto a uniforme, viene:

$$T_{x_T=0} = 850 - 200 \cdot 1,6 \cdot 0,8 - 320x_T = 0 \quad \text{da cui } x_T = 1,8\text{m}$$

$$M_{d_{AB2}} = 850x_{1,8} - 200 \cdot 1,6 \cdot 0,8(0,4 + 1,8) - 320 \cdot 1,8^2 / 2 = -449\text{kN} \cdot \text{m} = 45\text{tm}$$

per cui assumendo b_w=40cm per l'anima (web...con i piedi per terra e la testa in cielo, poco più di internet!) della T rovescia, come per le rotaie che sostengono i treni, risulta d=112cm, ovvero h=120cm, avendo scelto un copriferro maggiore di 5cm dato l'ambiente supposto aggressivo nel terreno.

La severità del modello rigido può essere adottata solo per calcolare M_{AB}, ovvero nel campo delle sollecitazioni di De Saint Venant (x_T=b), se si estendesse infatti a tutte le campate, si arriverebbe agli assurdi che il diagramma dei momenti crescerebbe linearmente da una campata all'altra per la presenza del contributo reattivo del terreno sotto la sola mensola, a causa del crescere lineare del suo braccio. Inoltre i momenti sotto i pilastri sarebbero nulli senza la mensola (come tante travi rovesce affiancate e semplicemente appoggiate) o crescerebbero con la predetta pendenza lineare sempre maggiore all'estendersi della lunghezza s della mensola.

Le sollecitazioni vanno invece calcolate tenendo conto dell'iperstaticità, che già considerando la continuità della trave, trascurando il calcolo a telaio, con buona approssimazione, vengono (v. fig. 10):

$$M_{d_{B2}} = -320 \cdot 4,2^2 / 10 = -565\text{kNm} > M_{d_{AB2}}$$

La redistribuzione degli sforzi nei pilastri, trascurando la σ_t continuità con l'elevazione, risulta pertanto:

$$V_A = (565 - 100)/4,2 = 111 \text{ kN} \quad \text{per cui} \quad N_A = 850 - 111 = 740 \text{ kN}$$

L'esempio evidenzia bene i vantaggi della Statica nel centrare la risultante sull'asse principale d'inerzia dell'edificio per prevenire le rotazioni, e parallelamente gli svantaggi dell'assurdità del calcolo delle sollecitazioni che comporta il modello rigido, ovvero se non si tiene conto della linea elastica della trave, secondo i vantaggi della Scienza delle Costruzioni, come delineato nella I^a Parte. Per questo ultimo aspetto si noti anche che

l'approssimazione appena fatta per valutare il momento iperstatico non è equilibrata con lo sforzo reattivo dei pilastri, in quanto si è tenuto conto di una pressione di contatto $\sigma_t \cdot b$ uniforme.

Se si considera tale pressione invece variabile linearmente da pilastro a pilastro, si rende il calcolo iperstatico corretto anche sotto il profilo dell'equilibrio con lo sforzo nei pilastri. Tale aspetto è tradizionalmente automatizzato nei programmi di calcolo usuali con il modello di Winkler descritto al precedente paragrafo. Si noti però che ciò, se è corretto dal punto di vista strutturale, lo meno dal punto di vista geotecnico,

il coefficiente di sottofondo k di Winkler non si correla infatti bene con il modulo elastico E caratterizzante meglio proprio gli effetti dei cedimenti differenziali, come delineato nel paragrafo successivo.

Se poi si passa all'interazione dinamica terreno struttura l'uso di k è ancor più problematico, tanto che l'Eurocodice 7 si limita a trattare solo i casi non sismici, rinviando il problema all'Eurocodice 8.

L'EC8 risolve la questione imponendo che il dimensionamento consenta di evitare la rottura fragile per taglio ultimo delle travi di fondazione, ricavandolo dai momenti resistenti ultimi in base alle armature di progetto poste all'estremità di ciascuna campata, come di seguito riportato.

In tal modo si aggira l'ostacolo della non conoscenza della distribuzione delle pressioni di contatto, essendo ritornati in prossimità del collasso verticale, alla situazione isostatica, svincolandosi dalla congruenza con i cedimenti.

Ciò dovrebbe tranquillizzare gli strutturisti, che basandosi sui modelli elastici od alle tensioni ammissibili verticali, finiscono per adottare a volte pali o micropali inutili, dimenticando oltretutto che il terreno resiste poco proprio a taglio orizzontale, specie in quanto sede delle scosse, per cui a nulla serve armare

fortemente i pali. In presenza di forti azioni inerziali orizzontali, conviene cambiare la tipologia strutturale resistente assumendola ad esempio a pozzo

.
Sul fronte plastico (fig.5) la Statica e la Scienza delle Costruzioni si ridanno pertanto la mano ad aiutare i progettisti, a volte ancora chiusi invece nei rispettivi modelli rigidi ed elastici, la cui preziosa utilità è sana solo se presa per la quota vantaggiosa, per le combinazioni delle azioni usuali, come si è cercato di evidenziare in tutto il testo, segnalando gli arricchimenti reciproci.