

## **III.4 PLINTI DI FONDAZIONE**

### **III.4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA SICUREZZA**

L'Eurocodice 7 suddivide i problemi Geotecnica in "semplici" affrontandoli con calcoli basati per similitudine alle conoscenze locali dei terreni e per strutture di limitato impegno e rischio, "intermedi" valutabili in base a prove di laboratorio ed in sito e su prototipi di strutture, e "complessi" in cui si deve far ricorso anche al metodo sperimentale osservazionale, secondo le tabelle 1 a,b, sui parametri geotecnici, a commento di figura 4. Nella figura 4 a,b, della I Parte, si è delineata la modellazione del terreno sotto carico come mezzo bi-trifase poroso in condizione "drenate" e "non drenate" alla luce del principio delle tensioni efficaci.

Tali modelli condizionano tutte le verifiche geotecniche che pertanto in generale risultano il doppio di quelle dei mezzi monofase.

Il meccanismo di rottura del terreno per portanza delle fondazioni in presenza di acqua e con terreni coerenti molto poco permeabili è passibile anzitutto di rottura in condizioni non drenate, che in generale condizionano il fattore di sicurezza più delle drenate (l'inverso si verifica per le verifiche di stabilità delle scarpate di scavo e per le relative opere di sostegno vedi III.5).

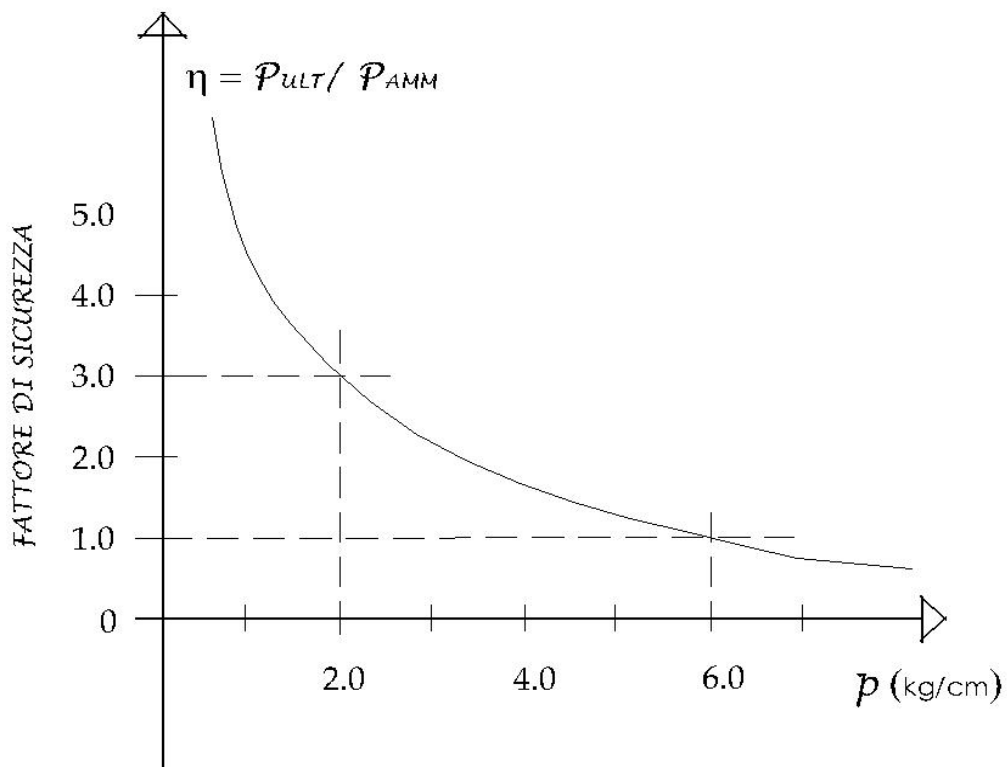
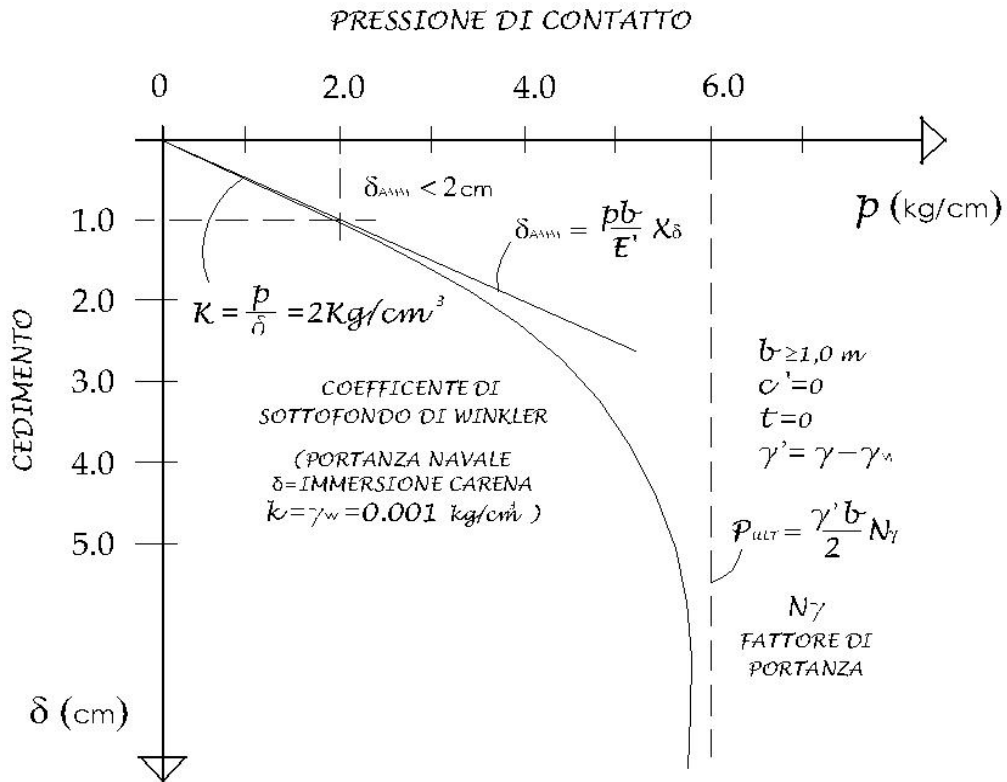
La pressione di contatto  $\sigma_t$  fondazione-terreno è infatti inizialmente sopportata principalmente dalla sovrappressione interstiziale, per cui man mano che si evolve il drenaggio il terreno cede e si consolida (figura 4a) secondo il classico modello edometrico ( $u_{dos}$ =acqua) di Terzaghi.

In generale le verifiche di portanza sono svolte sia in condizioni "non drenate" od "a breve termine" ovvero all'atto della costruzione, sia "drenate" o "a lungo termine" a cedimenti esauriti, in particolare se il terreno non è saturo la presenza dell'aria accresce i cedimenti.

Per cominciare con i casi "semplici", la figura G1 (numerazione delle figure G per la Geotecnica) mostra il tipico risultato di una prova di carico su piastra simile localmente al comportamento di un plinto, e non peraltro dell'intera fondazione che coinvolge invece un volume significativo di terreno molto maggiore, da indagare diagnosticamente sino alla profondità di almeno il doppio della minore dimensione della fondazione stessa.

La curva di figura G1 evidenzia come sia il tratto di comportamento lineare, sia quello asintotico ultimo possano rappresentare rispettivamente la cedevolezza per deformabilità

,tramite il modulo di Young "non drenato"  $E_u$  e "drenato"  $E'$ , sia la portanza ,condizionata dalla resistenza "non drenata"  $c_u$ ,  $\phi_u = 0$  e "drenata"  $c',\phi'$ .



**Fig. G1** Pressione di contatto - cedimento di prova di carico su piastra, e riduzione del fattore di sicurezza all'incrementarsi dei cedimenti

Si evidenzia pertanto subito che la scelta di una fondazione a plinti è fortemente condizionata dalla limitazione dei cedimenti assoluti  $w < 1 \text{ pollice} = 2,5 \text{ cm}$  e cedimenti differenziali che non devono superare  $\Delta\delta = \Delta w = \ell / 500$ , ovvero 2 cm ogni 10 m di lunghezza presa in pianta all'interno dell'intera impronta dell'edificio (vedi III.5, deformazione al 2‰).

Il dimensionamento dei plinti può pertanto basarsi solo sulla pressione di contatto, soltanto se i cedimenti differenziali sono contenuti nei limiti predetti come mostrato in figura G2 per i plinti e G7 per fondazione a trave nastriforme.

In analogia con il metodo delle tensioni ammissibili, anche la pressione di contatto ammissibile è valutata con un fattore di sicurezza deterministico  $\eta$  rispetto alla pressione di contatto ultima o di portanza per rifluimento in condizioni più svantaggiose "non drenate", per cui detto  $N_c$  il fattore di portanza ultimo coesivo:

$$\sigma_{tamm} = \sigma_{tult} / \eta = N_c C_u / \eta ; \quad N_c = 5,7; \quad \eta > 3$$

$\sigma_{tamm} \approx 2C_u = \sigma_{ultUU}$  di rottura della prova triassiale "non drenata". e per  $\eta$  in accordo con la precedente normativa geotecnica italiana dell'88.

Per le condizioni a lungo termine "drenate", essendo con terreni incoerenti i fattori di portanza  $N_q = 10 \div 35$  per  $\varphi = 25^\circ \div 35^\circ$  ed analogamente  $N_\gamma = 7 \div 40$ , risulta:

$$\sigma_{tamm} = \sigma_{tult} / \eta = (\gamma_{z>t} \cdot t \cdot N_q + \gamma_{z<t} \frac{b}{2} N_\gamma) / \eta$$

Con la nuova normativa geotecnica europea E.C. 7, in sintonia con il calcolo agli stati limite, si maggiora invece la risultante dei carichi sul piano di posa della fondazione secondo i fattori parziali di sicurezza (ad esempio  $\gamma_g = 1,4$  invece di  $\eta$ ) in particolare penalizzando le resistenza "non drenate" del fattore parziale di sicurezza  $\gamma_t = 1,2 \div 1,5$  in base alla dispersione dei risultati delle prove geotecniche di laboratorio ed in sito (v. III.5.1) Quest'ultimo fattore parziale di sicurezza, equivale anche a adottare angoli di attrito  $\varphi$  più bassi, come sopra indicato nei riguardi dei fattori di portanza N.

Ci si limita sempre alle verifiche allo stato limite ultimo della portanza del terreno essendo questo constatato sia in condizioni "non drenate" che "drenate" molto poco compressibile ( $\Delta\delta = \Delta w = \ell / 500$ ) ovvero molto resistente a fornire una valida portanza per cui si possano adottare i plinti.

Il ruolo del drenaggio influenza inoltre la distribuzione delle pressioni di contatto sotto la fondazione, come mostrato in basso nella figura G2c: in presenza di argilla la distribuzione

è a "radice di dente" in condizioni "non drenate" evolvendosi sino ad una parabolica con invece il valore massimo al centro "anziché ai bordi" in condizioni "drenate". Ciò con impegno flessionale (vedi III.4.2) del plinto più elevato pertanto all'atto della costruzione per l'armatura delle mensole e a fine costruzione per l'armatura alla base del plinto.

La figura G2a riguarda poi il caso degli ammassi rocciosi rigidi, mentre quella G2b il caso dei terreni sabbiosi che presentano un più facile rifluimento locale dai margini perimetrali del plinto, che tende ad annullare ai bordi le pressioni di contatto.

La distribuzione delle pressioni di contatto è tutt'altro che uniforme e "lineare" con il tipo di terreno e si evolve con le condizioni di drenaggio. In presenza poi di eccentricità dei carichi indotte dalle sollecitazioni della sommità dei plinti si modifica ulteriormente la distribuzione reale delle distribuzioni di contatto. Nella figura G2 sono riportate in alto le classiche distribuzioni delle pressioni di contatto per pressoflessione nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, in relazione al nocciolo di inerzia e dalla presenza o meno di trazioni. I corrispondenti diagrammi uniformi uniformi riportati al di sotto rappresentano l'ipotesi "non lineare" di completa plasticizzazione (v. III 5.1) del terreno e quindi di pressioni di contatto uniforme equivalente in termini di risultante N dei carichi, fenomeno tanto più esteso quanto più risultano presenti trazioni nel tratto teorico doppio per eccentricità sotto la base del plinto.

Allargare la pianta dei plinti a ridursi della pressione di contatto ammissibile, perde rapidamente di significato progettuale se il terreno è cedevole (vedi III.5), mentre è un utile criterio per mantenere entro il nocciolo di inerzia la risultante dei carichi, vedi soprattutto, in III.6, il caso delle fondazioni dei muri di sostegno .

Analogamente dimensionare i vari plinti per zonizzarli sotto i carichi è un criterio valido se il terreno non è cedevole ovvero la prova su piastra di figura G1 è significativamente estensibile al comportamento dell'intero terreno sotto la fondazione.

Nel caso che la fondazione ricada in zona sismica, in sintonia con SLU le sollecitazioni di progetto alla sommità del plinto vanno assunte pari a quelle ultime e pertanto per

contenere le eccentricità e gli spostamenti è necessario collegare i plinti con cordoli resistenti a trazione o travi resistenti anche alle altre sollecitazioni, in particolare sussultorie. Fondamentale è poi il centraggio delle rigidezze e delle masse fondali rispetto alla struttura in elevazione, in modo che l'asse centrale della risultante dei carichi in pratica coincide con l'asse principale d'inerzia verticale dell'opera, ovvero che la risultante ricada nel baricentro dei vari plinti di fondazione, secondo i canoni classici della Statica richiamati nella 1ª Parte (vedi figura 1) e simboleggiato tramite le figure poste all'inizio di ogni Parte

La figura G3 mostra una casistica di esempi in cui si instaurano cedimenti differenziali non ammissibili per distribuzione regolare dei carichi o per eterogeneità del terreno, specie alluvionale.

Casi in cui decade la verifica della sola portanza e sono necessarie scelte fondali più delicate, prima peraltro di passare a fondazioni a plinti su pali.

Tale scelta sempre di tipo "puntuale" può far dimenticare la valutazione della rigidezza dell'intera fondazione (cordoli e travi di collegamento), e l'interazione con le strutture in elevazione, che invece sono preziose per la durata della vita dell'opera specialmente in zona sismica.

L'Eurocodice 7 riguardante la Geotecnica evidenzia le varie situazioni geologiche di progetto ed i vari stati limite di calcolo estendendo i criteri semiprobabilistici visti per il c.a.

,  
in maniera concettualmente analoga ai terreni ed agli ammassi rocciosi.