Fondazioni

Riferimenti normativi e introduzione

NTC 2008 CAP. 6 per azione geotecnica statica, cap 7.11 per azioni sismiche (mutua dall'eurocodice 7)

Le scelte devono tener conto di: prestazioni attese per le opere, caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. Le analisi progettuali sono basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che vanno definite in base alle scelte riguardo l'opera e l'intervento e alle modalità esecutive→ faccio il calcolo su **modelli geotecnici** (un esempio è il calcolo dei cedimenti con il modello elastico che esemplifica il terreno; però per definire tali modelli devo conoscere bene il terreno: per esempio nel modello struttura-terreno posso rappresentare quest'ultimo come una molla ma di cui devo sapere tutto!).

I modelli sono diversi a seconda dell'esigenza; non ne esiste uno unico perché sarebbe troppo complesso. Inoltre sono modelli semplici che permettono solitamente il calcolo a mano; il difficile sta nell'individuare i parametri che definiscono il modello e scegliere quello appropriato in base al comportamento del terreno; tali parametri devono derivare quindi da **indagini** (fatte anche insieme al geologo) scelte dal progettista (è lui che deve indicare quali fare a seconda dei parametri che gli servono).

Nella norma **6.2.1** si parla della **caratterizzazione e modellazione geologica del sito:** il lavoro che fa il geologo deve essere al servizio del progettista per inquadrare il problema geotecnico e definire le indagini che andranno fatte (se non ci sono cose geologicamente rilevanti non è necessario il geologo a meno che le dimensioni dell'edificio sono elevate come per uno stadio→ il geologo è necessario perché in tali metri il modello geologico cambia molto in quanto il sito è esteso e l'ingegnere non è in grado di capirne la storia). Alcune normative regionali obbligano comunque alla redazione della relazione geologica anche per piccole costruzioni.

Nella norma **6.2.2** viene detto che le **indagini** devono essere **programmate in base al tipo di opera** (per esempio se voglio fare pali di 20 m dovrò indagare per tutta questa profondità altrimenti potrei fermarmi prima per fondazioni superficiali). Fondamentale è il concetto di **volume significativo**: volume di terreno che interagisce con l'opera (un esempio è la galleria che causa l'abbassamento della falda causano effetti anche su edifici a centinaia di metri→ terreno è parte della struttura perché ha ripercussioni su di essa). Esempi di volume significativo si trovano nel Manuale dell'Ingegnere, no nelle norme!

Il valore caratteristico del calcestruzzo è sempre lo stesso, dove con valore caratteristico si intende quello superato dal 95% dei campioni. Questo è vero perché il calcestruzzo è un prodotto creato sempre allo stesso modo e mi permette di fare prove su moltissimi campioni; addirittura per acciaio ho controllo ancora maggiore (valore caratteristico più vicino al medio)! Ciò non è vero per esempio per l'angolo di resistenza al taglio dei terreni in quanto esso non è un prodotto industriale. Le argille sono un terreno abbastanza omogeneo perché il processo di formazione è sempre lo stesso però in generale se prendo campioni in punti diversi possono essere molto diversi a causa dell'età, dell'ambiente in cui si sono formate … Ciò è ancora peggio per ghiaie e sabbie! Inoltre non possiamo prelevare tanti campioni perché è un processo costoso! Quindi il **valore caratteristico geotecnico** (si indica con k a pedice) *è una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.* (spesso il geologo suggerisce nella relazione un tipo di fondazione ma non ha le competenze! Farlo cancellare perché la scelta deve essere nostra e non devono essere scritti in documenti diversi cose diverse).

SLE: devo sapere gli spostamenti dovuti all'applicazione del carico. Per quanto riguarda la resistenza la norma ci dice i margini di sicurezza da garantire; esiste infatti la figura del collaudatore che verifica che per garantire un certo stato si sia operato bene e che il progetto sia corretto. Per quanto riguarda invece lo SLE la normativa non ci dice un cedimento minimo perché una quantità può essere piccola o elevata a seconda dell'opera

MASTER COPY
Tel. 050 8312126
Cell. 388 9837745

costruita sopra la fondazione (per esempio è ceduto un impianto sportivo di 60 cm ma non è successo nulla perché la sua luce era di 80 m). Quindi si calcano i cedimenti, si valuta se sono troppo elevati e, in caso, si riprogettano le fondazioni. Le trovo al 6.4.12: si devono calcolare spostamenti e distorsioni per verificare la compatibilità con i requisiti dell'opera (non sempre sovrastimare i cedimenti vuol dire stare tranquilli), inoltre da qui varia il prezzo di milioni di euro perché in tale fase decido se fare fondazioni superficiali o profonde (che sono molto costose). Un esempio: il coefficiente di sicurezza a Pisa per le fondazioni è 3 quindi posso applicare un carico pari a 3 volte quello di esercizio ottenendo cedimenti mostruosi di 50 cm che causano lesioni e entra facilmente l'acqua in casa (inoltre Pisa ha terreno argilloso con cedimenti che avvengono nel tempo a causa della consolidazione; torre è ceduta 4 m e si è inclinata perché il terreno non è omogeneo e da una parte cede di più!) → allo SLU ottengo cedimenti elevati ma allo SLE non dice alcun valore (qualche indicazione si può trovare nell'eurocodice (per es. 5 cm è il cedimento limite per un telaio).

6.4 Opere di fondazione: devono essere scelte e progettate contestualmente e congruentemente con le strutture in elevazione in quanto c'è interazione tra il terreno, la fondazione e la sovrastruttura. Infatti i carichi della sovrastruttura hanno effetti sul terreno e tali effetti hanno conseguenze sulla struttura. Inoltre devono essere valutati gli effetti della nuova costruzione sui manufatti attigui e sull'ambiente; per tali motivi a volte bisogna progettare un'opera più onerosa per evitare di danneggiare gli edifici vicini (ossia trasferisco i carichi in profondità per limitare cedimenti e altri effetti, lo stato di confinamento in profondità infatti è maggiore e il terreno è più rigido).

SLU: sembrano fondamentali ma in realtà è molto importante non creare danni in esercizio e sugli edifici a fianco. Li controlliamo attraverso margini di sicurezza dati dalle NTC. Sono quindi più facili da controllare perché sono facilmente determinabili e perché più grande è il margine di sicurezza e meglio è; invece allo SLE valuto la rigidezza e non posso prendere il valore più basso per stare più tranquillo bensì quello più appropriato!

6.4.3.5 Fondazioni su pali e loro aspetti costruttivi mi dice che si deve tener conto di aspetti che possono influire sull'integrità e il comportamento dei pali (il mio modello di palo è perfetto ma nella realtà non lo può essere poiché tutto possiede difetti). Per esempio parla della distanza relativa tra pali (cambia l'interazione tra gli stessi durante l'installazione), la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento per pali trivellati (si toglie terreno e anche l'acqua crea problemi perché allaga il buco), addensamento del terreno con pali battuti, azione del moto della falda e sostanze presenti nell'acqua... esistono quindi un sacco di normative sui pali da sapere e che il collaudatore deve controllare; non solo NTC ma anche UNI, CEN, eurocodici...

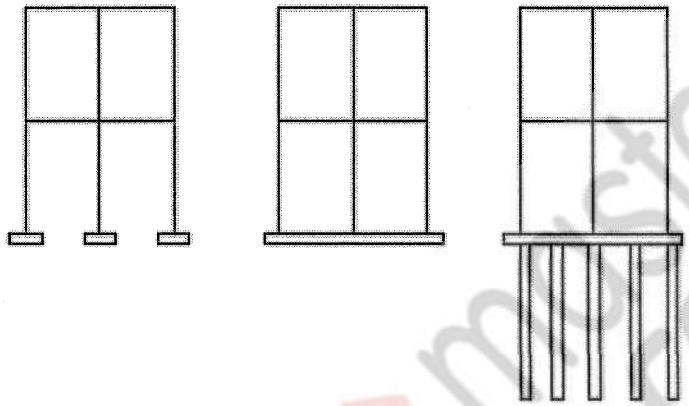
6.4.3.7.2 Verifiche in corso d'opera sui pali sui pali devono essere eseguite prove di tipo **statico** (non dinamico perché poco affidabili; sono quelle in cui faccio cadere una massa sul palo e guardo la sua risposta) per controllare la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto (collaudatore deve intervenire in fase di costruzione altrimenti dopo non si può più fare nulla!). Tali prove devono essere spinte a un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto usata allo SLE (uso carico crescente e controllo che si comporti come da previsione), inoltre indica il numero di pali da controllare in base al numero presente. Tali prove sono eseguite da aziende ma il progettista deve conoscerle per capire se son state ben eseguite! Il numero di prove può essere ridotto se faccio anche le prove dinamiche (meno affidabili e meno costose) con cui registro tanti dati da elaborare (con le statiche invece basta che osservo il cedimento); se uso tale approccio devo però tarare le prove dinamiche con le statiche di progetto e fare controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali (mi riduce il costo). Attenzione: devo aspettare che la ΔU si dissipa quindi non faccio le prove subito il giorno dopo poiché otterrei un diverso carico limite!

6.10 Consolidamento geotecnico delle opere esistenti devo individuare le cause di eventuali problemi e il progetto geotecnico deve essere sviluppato unitariamente a quello strutturale.

6.10.2 Indagini per il consolidamento devo farle sull'edificio per capire come è fatto e come si comporta in quanto se è vecchio non ho un progetto da poter guardare.

Cap 9 collaudo statico le prove di carico devono identificare la corrispondenza tra il comportamento teorico e strutturale (per un solaio guardo la freccia teorica e quella rilevata). Tali prove sono obbligatorie per i pali: guardo se il cedimento è minore di quello di progetto e se ciò succede va tutto bene, altrimenti devo vedere cosa succede. Sono eseguite da un collaudatore che se ne assume la responsabilità, l'attuazione è invece responsabilità del direttore dei lavori. In particolare per i pali esistono in norma procedure diverse e bisogna sceglierne una, a seconda dell'entità dell'opera si potrebbe anche pensare di fare prove a rottura!

Tipi di fondazione e Elementi per una corretta progettazione di una campagna di indagine geognostica



Si studiano spesso strutture a telaio con base incastrata, l'incastro deve essere in tale corso sostituito con qualcosa di realistico perché non sempre l'incastro rappresenta un modello realistico della fondazione che è l'elemento di collegamento tra struttura e terreno. I carichi strutturali vanno scaricati al terreno e la realtà è quindi per esempio una cosa di tale tipo: dove ogni elemento strutturale ha la sua propria fondazione (ogni elemento trasferisce carico che arriva da suo pilastro) oppure, visto che tali elementi isolati la normativa obbliga a collegarli , o anche a causa dell'entità dei carichi si realizza un elemento unico (piastra di fondazione bidimensionale a cui son collegati i pilastri ossia è una specie di solaio più robusto oppure un graticcio di travi e i pilastri saranno agli incroci di tale graticcio). Di solito all'aumentare dei carichi si va da: **plinto isolato** passando a **graticcio di travi** (ottenuto collegando i plinti e aumentando la superfice a contatto col terreno diminuendo tensione unitaria che scarico al terreno) poi **piastra** e infine **fondazione profonda** (di cui la più tipica è quella su pali che si usa se nemmeno la piastra garantisce prestazioni richieste). Questa ultima si usa di solito perché i cedimenti son troppo elevati (altrimenti non si farebbero perché troppo costose; addirittura possono rappresentare il 20-30 % dei costi); queste risolvono tale problema perché son elementi più rigidi del terreno e perché all'aumentare della tensione di confinamento il terreno diventa più rigido quindi se trasferisco il carico più in basso lo trasferisco a un terreno più rigido riducendo solitamente i cedimenti! Per scegliere il tipo di fondazione da usare però devo conoscere il terreno (perché della struttura conoscono sia materiali che geometria che carichi perché l'ho progettata). Devo allora condurre delle INDAGINI ma prima di vederle nello specifico vediamo cosa devo conoscere:

- Devo valutare la *sicurezza della struttura*: aspetto che di solito coincide con valutazione dello SLU che solitamente è un problema di equilibrio. Cioè per effetto del carico che struttura vuole trasferire al terreno il sistema struttura + fondazione si romperà? È un problema di equilibrio perché mi chiedo se il terreno con il tipo di fondazione che intendo realizzare riesce a sopportare gli sforzi che gli arrivano dalla struttura. È vero anche che per civile abitazione non sempre lo SLU non sempre coincide con problema di equilibrio a cui spesso si fa riferimento perché son semplici
- Devo valutare se per effetto dei carichi che arrivano al terreno la *fondazione si deforma troppo*: non si intende la deformazione della struttura perché la so valutare ma di quella del terreno! Tipicamente si parla di cedimenti perché i carichi son verticali. Ciò di solito coincide con SLE per la fondazione:

valuto cedimenti per esempio con metodo edometrico che estenderemo a fondazioni finite superficiali e profonde (perché nel metodo si parla di carico infinitamente esteso)

- Devo valutare gli *effetti sui dintorni*: cioè si controllano carichi e per esempio esecuzione della fondazione come quella su pali che possono dare fastidio poiché causa vibrazioni, può cambiare il regime della falda ecc. Anche questo di solito si considera uno SLE: si suppone che in aderenza all'edificio ne esiste un altro esistente allora si è costretti magari a fare pali perché quella superficiale causerebbe cedimenti inaccettabili all'edificio adiacente. Magari se fosse isolato basterebbe invece il tipo superficiale.

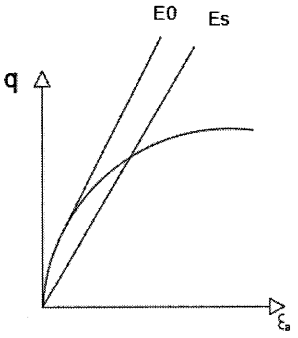
Questi aspetti verranno valutati con **modelli geotecnici** che trascurano la struttura. Infatti ogni volta la ipotizzeremo infinitamente rigida o flessibile o altro a seconda dei modelli.

Si deve poi considerare:

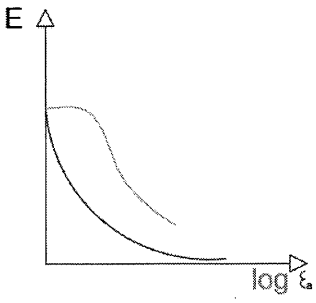
- *L'interazione terreno- struttura*: la fondazione è infatti il collegamento tra i due e sarà soggetta a reazioni vincolari incognite e la cui distribuzione determinerà certe sollecitazioni nella struttura e la distribuzione degli spostamenti. Tale problema necessita **modellazione di terreno e struttura in contemporanea.** La struttura si modella come al solito (linea elastica ecc.) però l'elemento fondamentale da modellare al terreno (per esempio con modello di Winkler o altri).

Modelli di terreno: Il comportamento del terreno non è elastico lineare ma spesso useremo modelli di tale tipo poiché un modello che riproduca esattamente l'andamento tenso-deformativo del terreno non esiste e se anche esistesse sarebbe troppo complicato! I modelli allora devono essere semplici: vanno ridotti elementi da tenere in conto e ogni volta se ne usa un tipo diverso a seconda delle esigenze (per cedimenti si usa spesso modello elastico lineare e i parametri da usare si valutano in base a ciò che conosciamo del terreno; in altri casi sarà rigido-plastico ecc.). Quindi principalmente useremo 3 modelli di terreno:

- Elastico lineare: qui i parametri da trovare sono modulo di Young **E** e modulo di Poisson ν. Questo ultimo tipicamente è **0,5** in condizioni non drenate perché in tal caso la rigidezza volumetrica del materiale elastico lineare è infinita (flessibilità nulla) e siccome noi consideriamo che terreno è fatto da acqua e particelle incompressibili e in condizioni non drenate sono insieme, l'elemento può cambiare forma ma non volume. In condizioni drenate (acqua può muoversi) è invece compreso tra **0,2 e 0,3** ma fortunatamente non è così influente nei problemi di deformazione geotecnica. E invece è un problema perché nel modello elastico lineare è una costante ma questo non è vero per il terreno. L'andamento tipico di una ***prova triassiale*** è di tale tipo:

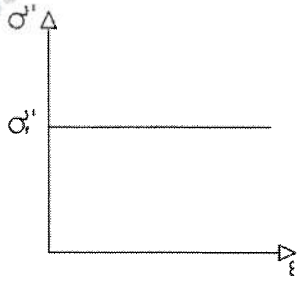


dove $q=\sigma_a - \sigma_r$ (differenza tra tensione assiale e radiale) il deviatore e sulle ascisse ho deformazione assiale. Nella prova standard si applica una pressione di cella (fisso tensione radiale che non tocco) e applico deformazione tramite la verticale quindi le deformazioni sono legati solo alla tensione assiale. È un comportamento lineare che, volendo interpretarlo con legge elastica, potrei dire che $\sigma_a = E \cdot \varepsilon_a$ (prodotto tra rigidezza e deformazione assiale) perché le radiali son costanti. Quindi potrei trovare E come rapporto tra tensione e deformazione assiale (quindi dipende dal livello di deformazione del momento in cui lo sto calcolando e come vedo dal grafico man mano che si deforma diminuisce). Posso diagrammare E in funzione della deformazione: valore alto a deformazione nulla e poi ho una continua diminuzione fino a valori molto più bassi, se lo metto in scala semilogaritmica (diagramma rosso) vedo inoltre che per valori iniziali la



rigidezza rimane costante. Tale considerazione ci autorizza a volte a usare il modello elastico in quanto vicino alla fondazione avrò deformazioni più elevate ma meno elevate nel resto e pertanto, facendo l'integrale delle deformazioni per trovare i cedimenti, la gran parte del dominio si trova davvero in condizioni rigide (poco deformate) e commetto un piccolo errore per difetto che è accettabile. Altro problema: il diagramma rosso non posso ricavarlo dalla prova triassiale perché quella standard non consente di fare queste misure. Per spiegare meglio: le misure son fatte dall'esterno della macchina (sensori esterni) e le deformazioni per cui ho tratto rettilineo son piccolissime (1 mm di spostamento della testa) quindi devo fare misure con grande precisione cosa che dall'esterno non è possibile in quanto son coinvolte anche le deformazioni della macchina; si arriva così a sottostima del valore di E (l'errore è maggiore di grandezza considerata). Allora posso: o usare macchine più complesse oppure faccio prova dinamica di ***colonna risonante***. Ho provino cilindrico collegato a motore elettrico, il momento torcente ha andamento sinusoidale di cui posso scegliere ampiezza (significa impostare la deformazione γ da imporre al terreno perché base superiore ruota e fibre si torcono causando una deformazione non più epsilon ma gamma) e frequenza (modulandola trovo frequenza di risonanza del sistema). Quando son in risonanza le onde elastiche di torsione che applico al terreno son in fase col momento torcente ossia onde di deformazione in fase con frequenza di oscillazione della testa→ dalla frequenza e conoscendo geometria del provino, conosco la velocità delle onde. Siccome essa dipende dalla rigidezza io posso ricavarla→ ottengo G! inoltre conosco la deformazione perché sulla testa ho un accelerometro: strumento molto preciso che dall'accelerazione col moto armonico ricava lo spostamento. Si è così potuto trovare rigidezza anche per deformazioni dell'ordine di 10^{-4} (per 10 cm vuol dire leggere i micron). Questa prova è fondamentale anche per comportamento sotto azione sismica (questa ci permette di visualizzarlo in condizioni dinamiche).

- Rigido plastico: considera il legame tra tensioni e deformazione molto semplice. Ho diagramma con generica tensione e generica deformazione; fino a che non raggiungo la tensione di rottura che mi fa perdere l'equilibrio (avendo elemento di terreno questa tensione crea due elementi che non si scambiano più di σ_f' come tensione) il materiale non si deforma e si comporta come corpo rigido. Quando invece in una qualunque giacitura raggiungo tale valore allora le deformazioni sono indefinite (spostamenti relativi di qua e di là dalla giacitura sono indefiniti e si innesca quindi un cinematismo di rottura). Si usa nelle ipotesi per opere di sostegno e noi lo usiamo per risolvere problema della sicurezza allo SLU (carico massimo da applicare su fondazione e carico massimo orizzontale su pali) quindi dovremo definire tale tensione di rottura. In un caso tale tensione sarà la tao. Nel caso di fondazione superficiale tale carico limite è infatti rappresentato dalla τ. $\sigma'_f = \tau = c' - \tan\varphi'$. In termini di tensioni efficaci risulta: $\tau = c_u$ e in termini di tensioni totali $\tau = S_u$ (comportamento alla Tresca del materiale). Quindi tramite le indagini ricavo tali parametri che sono proprietà del terreno (anche quando usare cu o su dipende da tipo di terreno). Inoltre posso avere $\sigma'_f = \sigma_p$ o $\sigma'_f = \sigma_a$ e questa, come si studia a scavi, è la tensione orizzontale attiva o passiva e viene messa in funzione dell'angolo di resistenza al taglio (parametro da trovare con indagini). Le sabbie possono non avere inviluppo di rottura rettileo quindi oltre a definire tali parametri dobbiamo andare a prendere il terreno che potrebbe non avere inviluppo rettilineo ma modellarlo come tale perché le soluzioni son basate su questo criterio di resistenza rettilineo.



- Edometrico: trae nome e parametri dalla prova edometrica che per le fondazioni ha ipotesi aggiuntive.