

ANALYSIS OF AXISYMMETRIC BORE-TYPE FOUNDATION IN RESPECT OF PLASTIC DEFORMATION

G. Bukotas Master of Science & R. Kačianauskas

To cite this article: G. Bukotas Master of Science & R. Kačianauskas (1997) ANALYSIS OF AXISYMMETRIC BORE-TYPE FOUNDATION IN RESPECT OF PLASTIC DEFORMATION, Statyba, 3:10, 24-31, DOI: [10.1080/13921525.1997.10531680](https://doi.org/10.1080/13921525.1997.10531680)

To link to this article: <https://doi.org/10.1080/13921525.1997.10531680>



Published online: 26 Jul 2012.



Submit your article to this journal [↗](#)



Article views: 70

ĄŠIAI SIMETRINIO GRĘŽININIO PAMATO ANALIZĖ ĮVERTINANT PLASTINES DEFORMACIJAS

G. Bukotas, R. Kačianauskas

1. Įvadas

Projektuojant ir statant pastatus vienas aktualiausių klausimų yra efektyvių pamatų įrengimas. Norint tinkamai suprojektuoti pamatus, reikalinga tiksliai žinoti apkrovos veikiamo pamato ir jį supančio pagrindo elgseną. Šią elgseną galima nagrinėti įvairiais metodais. Šiuo metu tiksliam ir pigiam pamato elgsenos modeliavimui pasaulyje plačiai naudojami įvairūs skaitiniai metodai [1-11]. Tai tapo įmanoma labai patobulėjus skaičiavimo technikai ir sukūrus modernias skaičiavimo technologijas.

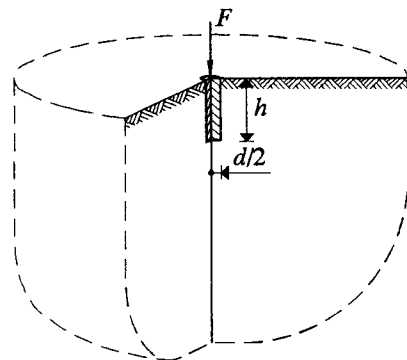
Lietuvoje iki šiol pamatai projektuojami remiantis inžineriniais (empiriniais ar pusiau empiriniais) metodais [12]. Tai gana brangūs ir daug laiko reikalaujantys metodai, kurie yra pagrįsti eksperimentinių tyrimų rezultatais.

Šiame straipsnyje aprašytas giliojo gręžininio pamato, veikiamo ašiai simetrinės vertikalios apkrovos, elgsena nagrinėjant skaitiniu baigtinių elementų metodu. Nagrinėti fiziškai tiesinis (tamprus) ir netiesinis (tampriai plastinis) pagrindo modeliai. Fiziškai netiesinio formulavimo atveju naudotos Drucker-Prager takumo sąlygos [13].

2. Objekto aprašymas

Lietuvos teritorijos gruntų slūgsojimo sąlygų, savybių bei stiprumo tyrimo rezultatų analizė kartu su pamatų įrengimo ekonomiško rodiklių tyrimais [12] rodo, kad giliuosius gręžininis pamatus tikslinga įrengti betonuojant grunte išgręžtuose gręžiniuose. Schema gręžininį pamatą galima pavaizduoti kaip cilindrinį kūną, esantį begalinėje puserdvėje (1 pav.). Kūno forma nusakoma jo skersmeniu d bei aukščiu (pamato įgilinimu) h . Esant ašiai simetriškai apkrovai ji išreiškiama koncentruota jėga F . Šie gręžininiai pamatai pasižymi dideliu santykinu gyliu

$h/d \geq 2$. Jie geriausiai tinka karkasinių pastatų kolonomams, tačiau juos galima įrengti ir po pastatų laikančiosiomis sienomis. Pamatai dalį apkrovos gruntui perduoda šoniniu paviršiumi, nes jie artimai liečiasi su gręžinio sieną sudarančiu nesuardytos sandaros gruntu. Veikiant sąlyčio paviršiuje atsiradusiai trinties jėgai gruntas slegiamas pamato pado lygyje. Nuo to padidėja pagrindo po pamatu stiprumas, nes išspausti gruntą iš po pamato darosi daug sunkiau. Dėl visų šių priežasčių gręžininiai pamatai yra standesni lyginant su sekliaisiais pamatais.



1 pav. Bendroji gręžininio pamato schema

Fig 1. General scheme of a bore-type foundation

Giliųjų pamatų pagrindo ribinį stiprumą pasiekti sunku, dėl to šiems pamatams galima duoti labai dideles apkrovas. Todėl giliųjų pamatų projektavimo skaičiavimuose skaičiuojamasis stiprumas siejamas su pamato nuosėdžiais. Dėl minėtų priežasčių gręžininis pamatų analizei svarbiausia yra pamato nuosėdžių (poslinkių) skaičiavimas, kurį įmanoma atlikti tik detaliam išnagrinėjus pagrindo įtempimų ir deformacijų būvį.

3. Grunto modeliai

Gruntų modeliai kieto deformuojamojo kūno mechanikos požiūriu aprašomi priklausomybėmis [14], išreiškiančiomis ryšį tarp pagrindė veikiančių įtempimų ir deformacijų. Bendruoju atveju priklausomybės gali būti užrašomos tokia matricine išraiška [1-2]:

$$\sigma = [C(\epsilon)] \epsilon, \quad (1)$$

kur σ žymi įtempimų, ϵ - deformacijų vektorius, $[C(\epsilon)]$ - medžiagos savybes aprašančią tamprumo matricą. Matricai $[C(\epsilon)]$ sudaryti naudojamos įvairiais įtempimų - deformacijų modeliais.

Pats paprasčiausias yra tiesiškai tamprus modelis, kai medžiagos savybių matrica $[C]$ yra pastovi ir nepriklausoma nuo deformavimosi istorijos:

$$\sigma = [C] \epsilon. \quad (2)$$

Esant izotropinei medžiagai matrica $[C]$ apibrėžiama dviem konstantomis [4] - tamprumo moduliu E ir geomechanikos praktikoje naudojamu tūriniu tamprumo moduliu B , kuris gali būti išreiškiamas Puasono koeficientu ν :

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)}. \quad (3)$$

Sudėtingesnis yra netiesiškai tamprus modelis. Jis įvertina tai, kad E ir B nėra konstantos, ir matrica $[C]$ kinta pagal įtempimų ir deformacijų būvį. Šis modelis realizuojamas dviem būdais [4] - naudojantis liestinėmis arba kirstinėmis tamprumo modulių reikšmėmis. Šios kintamos modulio reikšmės priklauso nuo įtempimų būvio ir skaičiuojamos naudojant tikslinančiąsias iteracijas.

Minėtuosiuose modeliuose tamprų medžiagų savybes apibūdina du parametrai, ir laikoma, kad tūrio pokyčius sukelia tik rutulinio įtempimų tenzorius dedamosios, o šlyties deformacijas lemia tik tangentiniai įtempimai. Geotechnikos praktika rodo [4, 11], kad šie minėti medžiaginiai modeliai grunto elgseną aprašo netiksliai. Dviem parametrais galima aprašyti gruntą tik tuo atveju, kai tangentiniai įtempimai labai maži. Esant didesniems tangentiniams įtempimams tūrio pokyčius lemia tangentinių ir normalinių įtempimų kombinacija. Grynosios šlyties bandymai rodo, kad esant puriems smėliams

bandinio tūris sumažėja, o esant tankiems smėliams jis padidėja.

Tūrio pokyčio kitimą $\Delta\epsilon_v$ dėl šlyties įtempimų pokyčių galima aprašyti priklausomybe ([4]):

$$\Delta\epsilon_v = -\alpha_r \Delta\gamma, \quad (4)$$

kur $\Delta\gamma$ žymi šlyties deformacijų prieaugį. Plėtimosi koeficientas α_r priklauso nuo įtempimų būvio ir smėlio tankumo ir gali būti skaičiuojamas remiantis grynosios šlyties arba triašio gniuždymo bandymų rezultatais [10]. Taip spūdziai - tamprus grunto modelis aprašomas trimis parametrais:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_v \\ \Delta\gamma_v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{B} & -\frac{\alpha_r}{G} \\ 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_m \\ \Delta\tau \end{Bmatrix}, \quad (5)$$

kur $\Delta\tau$ - šlyties įtempimų prieaugis.

Formuluojant tamprus modelius buvo laikoma, kad konstrukcija deformuojasi tampriai, t. y. konstrukcijos apkrovimo ir nusikrovimo kreivės yra tapačios ir nelieka liekamųjų deformacijų. Geotechnikos praktikoje pastebimos didelės liekamosios deformacijos. Šių liekamųjų deformacijų, kartu ir skirtingų apkrovimo ir nusikrovimo kreivių įvertinimui sukurti įvairūs tampriai plastiniai modeliai.

Vienas iš jų - von Mises [2] - apibrėžia, kad deformavimas vyksta tampriai tol, kol įtempimai neviršija tekėjimo įtempimų reikšmių. Pasiekus tekėjimo įtempimus, medžiaga pradeda tekėti:

$$\sqrt{3} \bar{\sigma} - Y(\kappa) = 0, \quad (6)$$

kur $\bar{\sigma} = J_2^{1/2} = \left[\frac{1}{2}(s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right]^{1/2}$,

$Y(\kappa)$ - medžiagos takumo įtempimas. Ši tekėjimo sąlyga geriausiai tinka aprašyti metalų savybėms.

Drucker-Prager tekėjimo sąlyga [2, 13] yra išvesta iš von Mises sąlygos ir gerai tinka aprašyti grunto savybėms. Šioje sąlygoje papildomai įvestas hidrostatinio slėgio parametras:

$$3\alpha \sigma_m + \bar{\sigma} - k = 0, \quad (7)$$

kai:

$$\sigma_m = \frac{J_1}{3} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{3},$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad (8)$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$$

ir c pažymi grunto sankabumą, o ϕ - vidinį trinties kampą.

Šiuo metu taip pat naudojamas CAM CLAY [3, 4, 11] tampriai plastinis modelis, įvertinantis grunto poringumo laipsnį.

4. Analizės uždavinys ir jo sprendimo algoritmas

Šiame darbe pagrindo būvio analizės uždavinys formuluojamas ir sprendžiamas baigtinių elementų metodu. Kaip įprasta netiesiniuose uždaviniuose, pirmenybė teikiama poslinkių formuluotei. Nagrinėjamo objekto diskretinis modelis yra tarpusavyje sujungtų baigtinių elementų sistema. Tokios sistemos būvis aprašomas netiesine valdančiąja lygtimi [1, 2]:

$$[K(U)] U = F, \quad (9)$$

kur U žymi nežinomąjį viso baigtinių elementų ansamblio mazginių poslinkių vektorių, F - ansamblio mazginių jėgų vektorių, $[K(U)]$ - ansamblio koeficientų matricą (netiesinę standumo matricą).

Sistemos standumo matrica $[K(U)]$ ir apkrovų vektorius F gaunami standartiškai, sudedant atitinkamai atskirų elementų standumo matricas $[k_e]$ ir mazginių jėgų vektorius f_e . Uždavinio matematinis modelis aprašomas atskiro elemento e valdančiąja lygtimi:

$$[k_e(u_e)] u_e = f_e, \quad (10)$$

kur u_e žymi nežinomą atskiro elemento mazginių poslinkių vektorių.

Standumo matrica gaunama pritaikius virtualiųjų darbų principą. Ji išvedama lyginant vidinių ir išorinių jėgų darbus. Vidinių jėgų atliktas darbas priklauso nuo įtempimus ir deformacijas apibūdinančio dėsnio (1).

Sprendžiant netiesinį uždavinį standumo matrica $[k_e(u_e)]$ priklauso nuo patirtų poslinkių, ir uždavinį tenka spręsti palaipsniui pridodant išorinę apkrovą [1]. Palaipsnio apkrovimo istorijai aprašyti netiesiniuose skaičiavimuose naudojamas sąlyginis laiko parametras t . Virtualių darbų lygybė išreiškama ne per absoliučius poslinkius, bet per jų prieaugius Δu_e laiko intervalu nuo t iki $t + \Delta t$. Todėl laiko žingsniu $t + \Delta t$ valdančioji elemento lygtis (10) išreiškama:

$$[k_e] \Delta u_e = {}^{t+\Delta t} f_e - {}^t p_e, \quad (11)$$

kur ${}^t p_e$ žymi mazginių jėgų vektorių, atitinkantį sistemos įtempimų būvį laiku t . Apskaičiuotos mazginių poslinkių prieaugių Δu_e reikšmės laiku $t + \Delta t$ gaunamos apytikslės, nes naudojamosi standumo matrica $[k_e]$, kuri aprašo sistemos būvį laiku t . Poslinkių ${}^{t+\Delta t} u_e$ vektoriaus reikšmėms patikslinti kiekvienos apkrovimo pakopos Δt metu uždavinys sprendžiamas iteracijomis. Naudojant Newton-Raphson iteracinį skaičiavimo algoritmą valdančiosios baigtinio elemento lygtys poslinkių prieaugiams iteracijoje $i = 1, 2, 3, \dots$ užrašomos taip:

$$[{}^t k_e^{(i-1)}] \Delta u_e^{(i)} = {}^{t+\Delta t} f_e - {}^{t+\Delta t} p_e^{(i-1)}. \quad (12)$$

Poslinkiai tikslinami lygtimi:

$${}^{t+\Delta t} u_e^{(i)} = {}^{t+\Delta t} u_e^{(i-1)} + \Delta u_e^{(i)}, \quad (13)$$

esant pradinėms sąlygoms:

$${}^{t+\Delta t} u_e^{(0)} = {}^t u_e \quad \text{ir} \quad {}^{t+\Delta t} p_e^{(0)} = {}^t p_e. \quad (14)$$

5. Skaitinis pavyzdys ir jo analizės rezultatai

Sprendžiant geotechnikos uždavinius pamatas kartu su jį supančiu pagrindu nagrinėjami kaip vientasis nevienalytis deformuojamas kūnas [2, 4, 9].

Uždavinys formuluojamas naudojant keletą supaprastinančių prielaidų. Formuluojami du atskiri analizės uždaviniai. Viename iš jų pamato betono ir grunto savybės parenkamos tiesinės, ir nagrinėjamas fiziškai tiesinis nevienalytės terpės atvejis.

Nuo išorinės apkrovos poveikio plastinės deformacijos išsivysto tik grunte. Todėl antruoju atveju įvertinamos fiziškai netiesinės grunto savybės. Nagrinėjami von Mises ir asocijuotas Drucker-Prager tekėjimo dėsniai aprašant grunto modelius. Betono savybės parenkamos tiesinės.

Pamato, veikiamo išorinės apkrovos, nuosėdžiai yra maži. Todėl skaičiavimuose naudojamas geometriškai tiesinis uždavinio formulavimas.

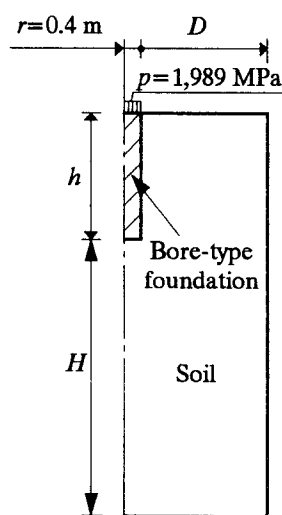
Pagrindinė apkrova, kurią kolona perduoda gręžiniam pamatui, yra vertikali jėga. Dėl to laikoma, kad pamato ir pagrindo įtempimų ir deformacijų būvis yra simetriškas ašies atžvilgiu.

Netiesinio uždavinio sprendinys priklauso nuo apkrovimo istorijos. Pagrindo savojo svorio sukelti pradiniai įtempimai stipriai lemia išorinės apkrovos

sukeliamus būvius. Kadangi tikroji apkrovimo istorija nėra žinoma, mes pasirenkame tokį apkrovimo istorijos atvejį, kai pamatas apkraunamas dviem etapais. Pirmo apkrovimo etapo metu modeliuojamas būvis, atsirandantis dėl pagrindo ir pamato savojo svorio poveikio. Kitu apkrovimo etapu pamatas palaipsniui apkraunamas vertikalia apkrova.

Pamatai supa begalinė pagrindo puserdvė, tačiau sprendžiant uždavinį baigtinių elementų metodu reikalinga nagrinėti baigtinių matmenų pagrindo zoną. Todėl sudarant pamato skaitinį modelį nagrinėjama baigtinė pamatai supančio pagrindo dalis, apribojant atstumus horizontalia kryptimi D ir vertikalia - H (2 pav.). Siekiant išvengti vietinių įtempimų ir deformacijų koncentracijų išorinė vertikali jėga pridedama kaip paviršinė tolygiai paskirstyta apkrova $p = 1,989$ MPa.

Pasirinkto skaičiuojamojo pamato pavyzdžio geometriniai matmenys ir betono bei grunto savybės imamos tokios, kad atitiktų dažniausiai pasitaikančias Lietuvos sąlygas. Sprendžiant pavyzdį pasirenkamas apvalus betoninis gilusis gręžininis pamatas, kur gylis $h = 3$ m ir diametras $d = 0,8$ m.



2 pav. Skaičiuojamojo ašiai simetrinio giliojo gręžininio pamato geometrija bei apkrova

Fig 2. The geometry and applied load of the numerical model of axisymmetric bore-type foundation

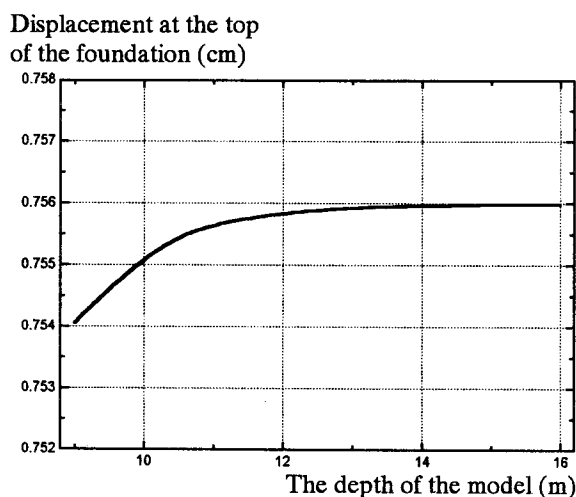
Betono tamprumo modulis lygus 3000 MPa, o Puasono koeficientas - 0,25. Pamato pagrindas yra smulkusis smėlis, kurio poringumo koeficientas lygus 0,63, tamprumo modulis - 30 MPa ir Puasono koeficientas - 0,3 [15]. Pagrindo sankabumas parenkamas

lygus 2,4 kPa, vidinės trinties kampas - 32,8°. Betono tūrio svoris lygus 24 kN/m³, pagrindo - 20 kN/m³.

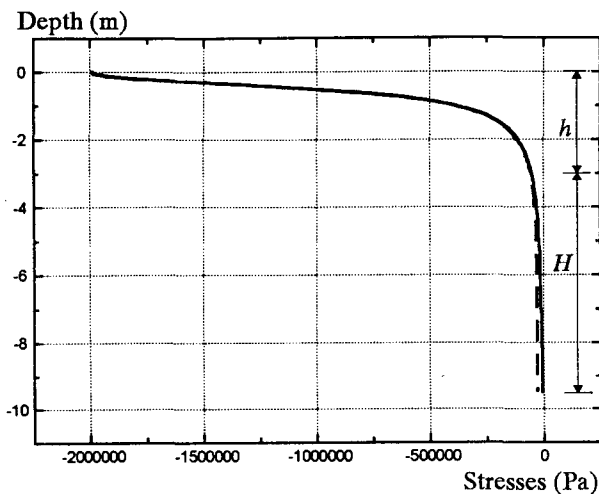
Skaičiavimams naudotas ANSYS programų paketas [5-8]. Pamato ir pagrindo diskretizacijai naudojami izoparametriniai antros eilės elementai su dviem Gauso integravimo taškais.

Atskira problema yra įtakos zonos matmenų D ir H parinkimas. I. V. Noskovas [9] savo gręžininio pamato skaičiavimuose baigtinių elementų metodu įtakos zoną horizontalia kryptimi D parinko 1,3 karto didesnę nei pamato diametras d , ir vertikalia kryptimi H - 1,3 karto mažesnę nei pamato ilgis h . O. C. Zienkiewiczius [2] įvairių geotechnikos uždavinių skaičiavimams pagrindo įtakos zoną parinko 1,5 - 3,3 karto didesnę nei konstrukcijos dydis horizontalia kryptimi, ir vertikalia kryptimi - 1,04 - 3,83 karto didesnę nei konstrukcijos dydis vertikalia kryptimi. Mūsų skaičiavimams pagrindo įtakos zona horizontalia kryptimi parenkama naudojantis minėtų autorių tyrimų rezultatais. Atstumas H parenkamas 3,75 karto didesnis už pamato diametrą d .

Pagrindo įtakos zonos vertikalia kryptimi įtakos pamato viršaus nuosėdžio reikšmėms nustatyti atlikta keletas skaičiavimų: kai pagrindo įtakos zona H buvo 2 - 4,333 karto didesnė už pamato ilgį. Skaičiuota naudojant fiziškai tiesinį formulavimą ir gręžiniam pamatui pridedant išorinei vertikaliai jėgai $F = 1$ MN tapačią tolygiai paskirstytą apkrovą $p = 1,989$ MPa. Skaičiavimo rezultatai pavaizduoti 3 paveiksle.



3 pav. Gręžininio pamato viršaus nuosėdžių priklausomybė nuo skaičiuojamojo modelio gylis
Fig 3. Dependence of displacement at the top of bore-type foundation on the depth H of soil



4 pav. Apvalaus plano, tolygiai paskirstytos apkrovos sukeliamų vertikalųjų įtempimų reikšmių ties paskirstytos apkrovos viduriu priklausomybė nuo gylio:

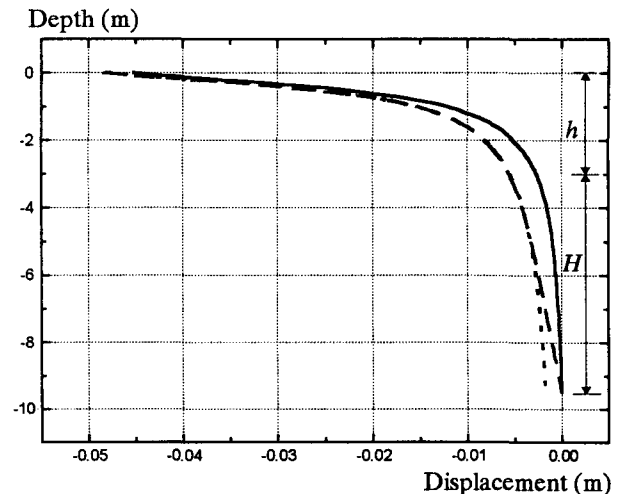
- apskaičiuota analize ir baigtinių elementų metodu atveju, kai kraštiniai grunto poslinkiai vertikalia kryptimi neleidžiami
- - - apskaičiuota baigtinių elementų metodu atveju, kai kraštiniai grunto poslinkiai vertikalia kryptimi leidžiami

Fig 4. Distribution of vertical stress in soil under the centre of the circular in plane uniform distributed surface loading:

- obtained by analytical calculation and finite element method in case when vertical displacements at the edge of soil are not allowed
- - - obtained by finite element method in case when vertical displacements at the edge of soil are allowed

Tolesniems skaičiavimams buvo parinkta pagrindo įtakos zona H vertikalia kryptimi 2,167 karto didesnė už pamato ilgį h .

Pasirinktas diskretinis modelis buvo įvertintas kokybiškai. Šiam įvertinimui pasirinktas puserdvės uždavinys [16]. Baigtinių elementų metodu gauti skaičiavimo rezultatai lyginami su analize apskaičiuotais. Puserdvė apkraunama analogiška pamatui apvalaus plano, tolygiai paskirstyta apkrova. Naudojama tapati pamato uždaviniui diskretinė schema laikant, kad visą nagrinėjamą tūrį sudaro izotropinė medžiaga. 4 paveiksle pavaizduotas vertikalųjų įtempimų apkrovimo aikštelės viduryje reikšmių kitimas atsižvelgiant į gylį. Matyti, kad analize gauti sprendiniai pamato sąlyčio su pagrindu gylyje gana gerai



5 pav. Apvalaus plano, tolygiai paskirstytos apkrovos sukeliamų vertikalųjų poslinkių reikšmių ties paskirstytos apkrovos viduriu priklausomybė nuo gylio:

- apskaičiuota baigtinių elementų metodu atveju, kai kraštiniai grunto poslinkiai vertikalia kryptimi neleidžiami
- - - apskaičiuota baigtinių elementų metodu atveju, kai kraštiniai grunto poslinkiai vertikalia kryptimi leidžiami
- - - - apskaičiuota analize

Fig 5. Distribution of vertical displacement in soil under the centre of the circular in plane uniform distributed surface loading:

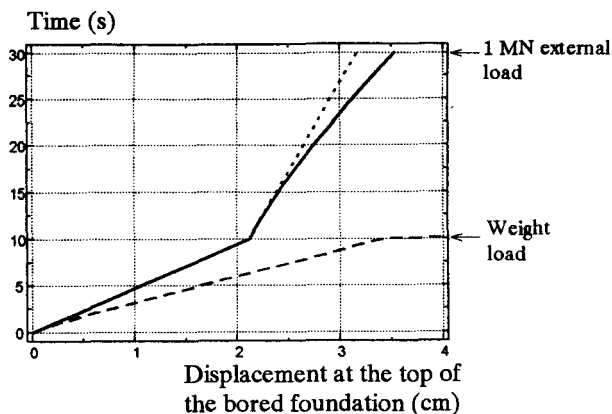
- obtained by finite element method in case when vertical displacements at the edge of soil are not allowed
- - - obtained by finite element method in case when that vertical displacements at the edge of soil are allowed
- - - - obtained by analytical calculation

sutampa su baigtinių elementų metodu apskaičiuotomis reikšmėmis.

5 paveiksle pavaizduotas vertikalųjų poslinkių apkrovimo aikštelės viduryje reikšmių kitimas atsižvelgiant į gylį. Matyti, kad iki $2h$ gylio analize gautos poslinkių reikšmės sutampa su baigtinių elementų metodu apskaičiuotomis reikšmėmis kraštinių grunto poslinkių vertikalia kryptimi leidimo atveju.

Netiesinis uždavinys spęstas Newton-Raphson metodu.

Pirmo apkrovimo etapo metu modelis apkraunamas savuoju svoriu. Antrojo apkrovimo etapo metu pridėdama $F = 1$ MN išorinei vertikaliai jėgai tapati tolygiai paskirstyta apkrova $p = 1,989$ MPa. Apkrovos pridėjimo istorija apibūdinama sąlyginu laiku t .



6 pav. Giliojo gręžininio pamato viršaus poslinkių laiko istorija:

- - - - - tiesinis sprendinys
- netiesinis sprendinys, Drucker-Prager takumo sąlyga
- - - - - netiesinis sprendinys, von Mises takumo sąlyga

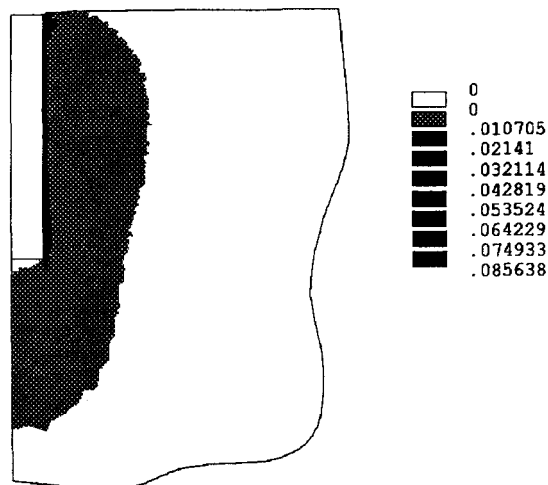
Fig 6. The history of displacement at the top of the bore-type foundation:

- - - - - linear analysis
- Drucker-Prager yield condition
- - - - - von Mises yield condition

6 paveiksle pavaizduota pamato viršaus poslinkių priklausomybė nuo apkrovimo istorijos. Šiame paveiksle matyti, kad esant 500 kN apkrovai netiesinio modelio, skaičiuoto pagal Drucker-Prager takumo sąlygą, pamato poslinkiai skiriasi 3,7% lyginant su tampriu sprendiniu. Esant 1 MN apkrovai poslinkiai skiriasi jau 11%. Von Mises takumo dėsnis visiškai netinka ir tai iliustruoja kreivė. Jau pirmame pamatą veikiančios išorinės apkrovos apkrovimo žingsnyje vystėsi labai didelės plastinės deformacijos ir mazgų poslinkiai buvo labai dideli.

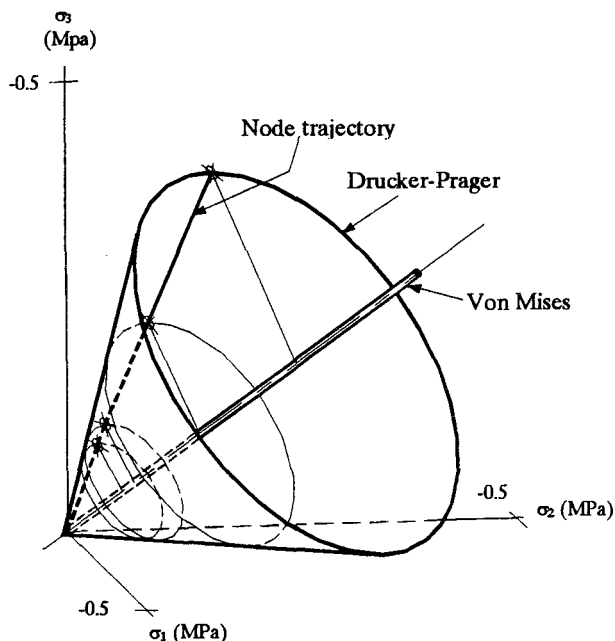
Plastinių deformacijų zonas geriausiai vaizduoja suminių ekvivalentinių plastinių deformacijų pasiskirstymo modelio skerspjūvyje vaizdas. Nagrinėjant fiziškai netiesinio uždavinio, skaičiuoto pagal Drucker-Prager takumo sąlygą, sprendimo rezultatus (7 pav.) matyti, kad plastinės deformacijos daugiausia vystėsi betarpiškai supančiose pamatą zonose. Didžiausios plastinės deformacijos susidarė prie šoninio pamato paviršiaus.

8 paveiksle pavaizduota vieno mazgo po pamato padu svarbiausiųjų įtempimų kitimo istorija ir von Mises bei Drucker-Prager kūgio formos takumo



7 pav. Suminių ekvivalentinių plastinių deformacijų pasiskirstymo giliojo gręžininio pamato modelio skerspjūvyje vaizdas

Fig 7. The distribution of accumulated equivalent plastic strain in the cross section of the bore-type foundation



8 pav. Mazgo po gręžininio pamato padu svarbiausiųjų įtempimų reikšmių trajektorija ir Drucker-Prager bei von Mises takumo sąlygos svarbiausiųjų įtempimų koordinatinių sistemoje

Fig 8. The history of the principal stresses of the node under the foundation, Drucker-Prager and von Mises yield surfaces in principal stress space

paviršiai svarbiausiųjų įtempimų koordinačių ašių atžvilgiu. Matyti, kad jau pirmo išorinės apkrovos pridėjimo žingsnio metu mazgo įtempimų būvis svarbiausiųjų įtempimų koordinačių ašių atžvilgiu yra ant Drucker-Prager takumo sąlygos paviršiaus. Tai reiškia, kad vyksta plastinės deformacijos.

6. Išvados

Mūsų atlikti skaičiavimai leidžia susidaryti tiesiogiai pamatą supančiame grunte atsirandanti įtempimų ir deformacijų vaizdą bei rasti konkrečius įtempimų ir deformacijų būvio rodiklius. Iš gautų skaičiavimo rezultatų matyti, kad esant didelėms išorinėms apkrovoms susidaro didelės apimties plastinių deformacijų zonos, kurios stipriai lemia pamato poslinkių reikšmes. Esant didelėms apkrovoms tikslesnių sprendinių gavimui reikalinga naudoti dar sudėtingesnius plastiškumo modelius ir detaliau išanalizuoti apkrovimo istorijos įtaką.

Literatūra

1. K. J. Bathe. Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1982. 735 p.
2. O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor. The Finite Element Method. Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Nonlinearities. Vol. 2. London: McGraw-Hill, 1991. 807 p.
3. A. N. Schofield, C. P. Wroth. Critical State Soil Mechanics. London: McGraw-Hill, 1968. 310 p.
4. W. D. L. Finn (ed.), Geomechanics // H. Kardestuncer (ed.), D. H. Norrie (ed.). Finite Element Handbook. New York: McGraw-Hill, 1987, p. 3.157-3.216.
5. ANSYS User's Manual. Vol. 1. Procedures. Revision 5.2. Houston: ANSYS, Inc., August 31, 1995. 350 p.
6. ANSYS User's Manual. Vol. 2. Commands. Revision 5.2. Houston: ANSYS, Inc., August 31, 1995. 255 p.
7. ANSYS User's Manual. Vol. 3. Elements. Revision 5.2. Houston: ANSYS, Inc., August 31, 1995. 265 p.
8. ANSYS User's Manual. Vol. 4. Theory. P. Kohnke (ed.). Revision 5.2. Houston: ANSYS, Inc., August 31, 1995. 450 p.
9. Г.И.Швецов, И.В.Носков, А.Д.Слободян, Г.С.Госькова. Основания и фундаменты: Справочник / Под ред. Г.И.Швецова. Москва: Высшая школа, 1991. 383 с.
10. P. M. Byrne, T. L. Eldridge. A Three Parameter Dilatant Elastic Stress - Strain Model for Sand // International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. Switzerland, September 1982, p. 73-79.
11. J. A. R. Ortigao. Soil Mechanics in the Light of Critical State Theories. An introduction. Rotterdam: A. A. Balkema, 1995. 300 p.
12. Й. Шимкус. Проектирование и устройтво бурбө-тонных фундаментов, испытание грунтов статическим зондированием. Вильнюс: ВИСИ, 1988. 64 с.
13. D. C. Drucker, W. Prager. Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design // Quartely of Applied Mathematics, Vol. 10, No. 2, 1952, p. 157-165.
14. C. Desai, H. J. Siriwardane. Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials. New Jersey: Prentice Hall, 1984. 468 p.
15. СНИП 2.02.01 – 83. Основания зданий и сооружений. Москва: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1984. 125 p.
16. M. E. Harr. Foundation of Theoretical Soil Mechanics. New York: McGraw-Hill, 1966. 381 p.

Įteikta 1997 02 20

ANALYSIS OF AXISYMMETRIC BORE-TYPE FOUNDATION IN RESPECT OF PLASTIC DEFORMATION

G. Bukotas, R. Kačianauskas

Summary

In order to design efficient foundations, it is necessary to know exact behaviour of them and surrounding soil under the load. At present various numerical methods [1-11] are used to determine such response. The behaviour of axi-symmetric bored foundation is described in this paper. The finite element method is utilized in analysis of the foundation. Linear and non-linear properties of material are taken into account.

The investigation of properties of soil, predominating in Lithuania, and economical constructing of foundation gives preference to bored foundation [12]. Schematically this type of foundation can be depicted as a cylindrical body resting on soil (Fig 1). Geometrically the foundation can be described through the diameter d and the height h . F denotes the vector of the axisymmetric load. Such bored foundation has ratio $h/d \geq 2$ and transmit part of the external load through their side surface to soil. It is very difficult to achieve a shear failure of soil mass for such a type of foundation, but the foundation may suffer significant deflections. It is, therefore, important to know the stress-strain state of soil for design purpose.

Various stress-strain models have been proposed for representing the behaviour of soil [14]. These range from very simple linear-elastic to complex elastic-plastic models. In general, the stress vector σ is related to the strain vector ϵ through the elasticity matrix $[C]$ (1) [1, 2]. The linear-elastic stress-strain model is the simplest. In this case matrix $[C]$ is constant and history independent (2) [4]. More complex is the non-linear-elastic model. Two incremental linear-elastic approaches can be used to handle this problem [4]. In the first case a tangent and in the other - secant modulus are used. The described models imply that volume changes are induced by changes in mean normal effective stress alone, while shear strains are induced by shear stress alone. Investigation shows that volumetric strains are induced by changes in shear stress as well as by changes in the mean normal stress [4, 11]. This can be accounted for the dilatant-elastic stress-strain model. The incremental shear-induced volume change $\Delta\epsilon_v$ can be expressed in terms of a tangent dilation parameter α_t [10] according to (4), in which $\Delta\gamma$ is the increment of maximum shear strain [4]. The dilatant-elastic materials lead to a three-parameter stress-strain model in which the increments of volumetric and shear strain are related to the corresponding stress increments according to (5).

The most complex is the elastic-plastic stress-strain model. A basic assumption of elastic models is that the unloading path is identical to the loading path. This is generally not true for soils where the recoverable strain upon unloading is generally small. The recoverable strain is considered to be elastic, while the non-recoverable strain is considered to be plastic. There have been proposed various yield conditions to model those plastic properties of soils. Von Mises yield condition can be written (6) in terms of the second invariant of stress deviator J_2 and yield stress $Y(\kappa)$ from uniaxial tests [2]. For soils, concrete and other 'frictional' materials the Drucker and Prager law (7) is frequently used [2, 13]. In this law hydrostatic press σ_m is incorporated, while c and ϕ are the cohesion and angle of friction, respectively [8].

The problem is formulated and analysed by the finite element method. The region of a model is subdivided into discrete elements. The global system of equations to be solved is described by the equation (9), where $[K(U)]$ denotes the global non-linear stiffness matrix, U is the unknown deflection vector and F is the vector of nodal forces [1, 2]. The matrix $[K(U)]$ and the vector F can be made up by adding up the element stiffness matrices $[k_e(u_e)]$ and the element nodal deflection vectors f_e , respectively. Therefore the problem can be mathematically described through the governing equation of the separate element (10), where u_e denotes the unknown element nodal deflection. The stiffness matrix can be determined from the principle of virtual work. This involves equating the work done by the internal stresses with that done by the nodal forces.

In a non-linear analysis the matrix $[k_e(u_e)]$ depends on the vector u_e and solution of a problem must be obtained throughout the complete history of incremental load application [1]. Time is a convenient variable t that denotes different intensities of load applications. Equality of virtual work is expressed through displacement increments Δu_e in the time step Δt . In this case the relation of a governing equation is (11) where p_e denotes nodal point forces corresponding to the element stresses at time t . A solution of (11) may be subject to very significant errors, it is, therefore, necessary to iterate until the solution is obtained to sufficient accuracy. The incremental equations, used in the Newton-Raphson iteration, are (12) and (13), for $i = 1, 2, 3, \dots$ with the initial conditions shown in (14).

The foundation and soil are considered a non-homogeneous deformable solid [2, 4, 9]. Two separate problems were formulated. The first problem deals with linear-elastic material properties. The other accounts for elastic-plastic properties of soil. Von Mises and Drucker-Prager yield conditions are applied. The formulation is geometrically linear and axisymmetric. The sketch of the model is depicted in Fig 2. The material properties of soil and concrete are chosen such, that predominate in Lithuania [15]. The ANSYS [5-8] computer code is used for the calculation.

Another problem is to choose geometric dimensions of a soil model because it is possible to analyse the finite size model by finite element method. The width of a model $D = 3.75 d$ is chosen from the investigations of other authors [2, 9]. Some analyses were carried out in order to determine the influence of the soil depth under the foundation $H = 2 - 4.333 h$ on the deflection at the top of the foundation. In this case the linear-elastic model was applied. The results are depicted in Fig 3. The depth $H = 2.167 h$ was chosen for further analysis. The generated discrete model was estimated for the quality. The model was under the circular in plane with the radius $r = 0.4 m$ uniform distributed surface loading $p = 1.989 MPa$ [16]. The calculated stress and strain distribution in soil under the centre of loading are compared, as shown in Fig 4 and 5, respectively.

In case of non-linear analysis the load is applied in two stages. In the first stage the model is loaded by weight. The full external load $p = 1.989 MPa$ is incrementally applied in the second stage. The history of load application is described through the time variable t . The history of the deflection at the top of the foundation is depicted in Fig 6. It seems that the deflection of linear model under the full 1 MN load and that of model, implemented with Drucker-Prager yield condition, differs by 11%. The distribution of accumulated equivalent plastic strain in the cross-section (Fig 7) of the model, utilizing the Drucker-Prager yield condition, shows that the biggest plastic deformation developed in the immediate contact with the foundation. The history of the principal stresses of the node under the foundation and Drucker-Prager and von Mises yield surfaces in principal stress space are depicted in Fig 8.

Our analysis of axisymmetric bored foundation allows to know stress-strain state near the foundation. We can see that the external force of great magnitude cause significant plastic deformation, which, in turn, leads to significant deflection of the foundations.

Gintaras BUKOTAS. Master of Science, Doctoral Student. Department of Engineering Informatics. Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), 11 Saulėtekio Ave, 2040 Vilnius, Lithuania. Research interests: computational mechanics, finite element method, geomechanics.

Rimantas KAČIANAUSKAS. Doctor Habil, Professor. Head of the Department of Strength of Materials. Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), 11 Saulėtekio Ave, 2040 Vilnius, Lithuania.

Doctoral thesis on structural mechanics (1982). Doctor's Habil degree at VGTU (computer methods in structural mechanics), 1996. Scientific visits to the University of Stuttgart and Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.

Research interests: computational mechanics, finite element method, computer modelling of structures and processes.