

NOSIVOST NEKOHERENTNOG SLOJA NA KOHERENTNOM TLU MALE ČVRSTOĆE

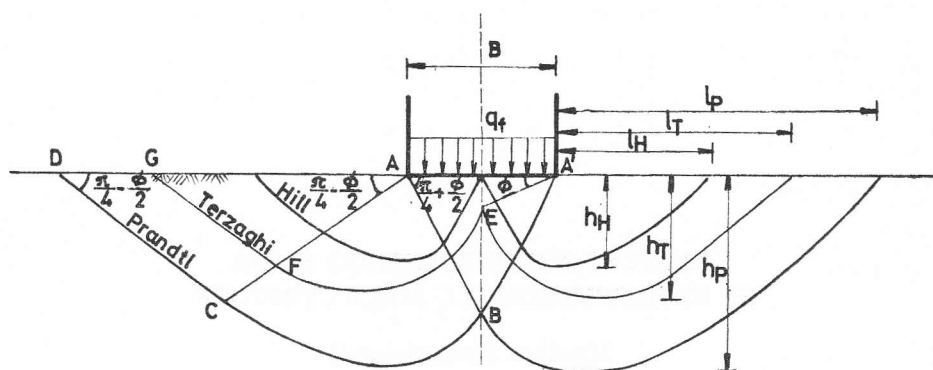
Miroljub Samardaković

U radu se upoređuju teorijski i stvarni mehanizam loma i površine smicanja za stanje ravne deformacije tla ispod plitkog temelja. Za dvoslojni sistem sa nekohorentnim slojem na koherentnom tlu male čvrstoće i veće debljine prikazuju se rešenja za određivanje nosivosti kakva predlažu Tcheng, Vesić, Wilun i Starzewski, Myslivec i Kysela i Kezdi. Ova rešenja analizirana su na primeru trakastog temelja i predložena su najpogodnija za inženjersku praksu.

U V O D

Nosivost ili granično opterećenje tla pod temeljima predstavlja se krajnjim intenzitetom rastućeg opterećenja temeljem, kome se u datim uslovima tlo može suprostaviti a da ne dođe do loma tla. Ako se raspodela tog opterećenja šematizira kao jednako podeljena i kontinualna, onda se njegova veličina (q_f) kao napon loma tla u vidu homogenog i izotropnog poluprostora ispod temelja, računski određuje na osnovu parametara čvrstoće (Φ, c) i težine jedinice zapremine (γ) tla, koristeći teorijska rešenja korigovana na osnovu rezultata pre svega modelskih ispitivanja.

Teorijska rešenja koja se sa usvojenim pretpostavkama prikazuju u konvencionalnoj literaturi izvedena su za stanje ravne deformacije, što odgovara ponašanju tla ispod tzv. trakastog temelja kod koga odnos između dužine (L) i širine (B) stope strogo gledano treba da bude veći od 10 a praktično veći od 5. Klasično rešenje dao je Prandtl (1920), koji je za kruto-plastičan materijal odredio i mehanizam loma sa površinama smicanja datim na Sl. 1 i u Tabeli 1 (Zienkiewicz i dr., 1978). Njima su prikazane i površine smicanja mehanizma Terzaghi-a (1943) i Hill-a (1950).



Sl. 1 Površine smicanja prema teorijskim rešenjima za nosivost tla

Tabela 1. Veljčine zona loma prema teorijskim rešenjima

$\varnothing^\circ$	h/B			l/B		
	Hill	Terzaghi	Prandtl	Hill	Terzaghi	Prandtl
0.	0.354	0.500	0.707	0.500	0.707	1.000
5.	0.396	0.574	0.793	0.626	0.906	1.252
10.	0.447	0.660	0.893	0.786	1.161	1.572
15.	0.507	0.762	1.014	0.993	1.491	1.985
20.	0.581	0.886	1.162	1.265	1.929	2.530
25.	0.673	1.040	1.347	1.633	2.522	3.265
30.	0.793	1.238	1.585	2.145	3.351	4.290
35.	0.952	1.502	1.904	2.885	4.552	5.770
40.	1.174	1.868	2.348	4.006	6.375	8.012
45.	1.500	2.405	3.001	5.807	9.308	11.614

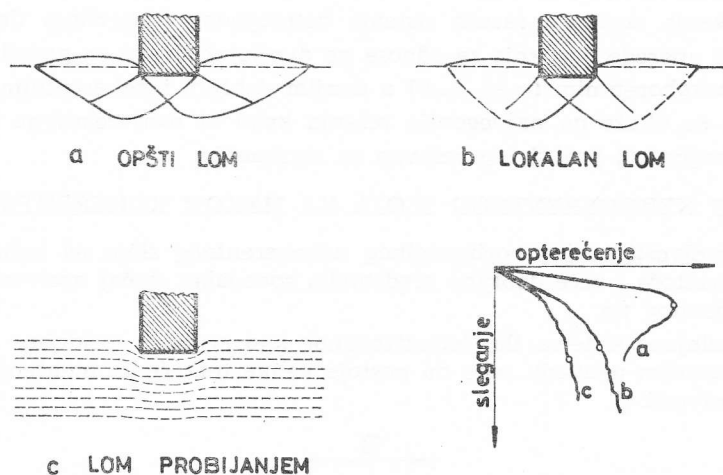
Za inženjersku primenu Terzaghi (1943) je izveo rešenje za nosivost tla ispod plitkog temelja, koristeći metod granične ravnoteže. Sokolovski (1965) i Brinch Hansen (1961) dali su rešenja koristeći metod linija klizanja a Shield (1954), Chen i Davidson (1973) izvode rešenja metodom granične analize. Na ove autore nadovezuju se svojim teorijskim i eksperimentalnim priložima mnogi drugi, proveravajući postojeće i uvodeći nove uslove loma-plastičnog tečenja tla, preko teorije plastičnosti predlažući nove konstitutivne zakone za osnovne grupe i stanja tla. Svaki novi uslov loma uz primenu pomenutih metoda daće novo rešenje za problem stabilnosti tla (ispod temelja, iza potpornog zida, u kosini). Pregled opštih teorijskih postupaka dao je Salencon (1974) a detaljnu analizu i upoređenje teorijskih rešenja i postupaka za određivanje nosivosti uradio je Chen (1975).

Za inženjersku praksu potrebno je da rešenja pored pomenutih (γ, ϕ, c) obuhvate i sledeće uticaje: oblik i dimenzije stope, dubinu fundiranja, nagib i ekscentričnost rezultante opterećenja, nagib stope i površine terena, otpor smicanju tla pored temelja, oblik loma tla odnosno stišljivost tla, način i brzinu

opterećivanja, hrapavost i zakrivljenost kontaktne površine, susedne temelje, nivo podzemne vode, dinamičko opterećenje, heterogenost i anizotropnost tla i druge.

Ovakva rešenja izvedena su iz teorijskih i ona u glavnom uvode razne bezdimenzionalne koeficijente kojima se navedeni uticaji obuhvataju tako da teorijska rešenja bivaju korigovana u skladu sa prirodnim i modelskim ponašanjem tla. Najširu primenu u praksi ima prošireno rešenje Brinch Hansen-a (1970). Takvo rešenje preporučeno je i našim Pravilnikom... (1974) koga detaljno objašnjava Šuklje (1979). U ovim radovima pomenuti koeficijenti određeni su istraživanjima većeg broja autora. Detaljnu analizu uticajnih faktora na nosivost tla daju Vesić (1973, 1975) i Myslivec i Kysela (1978). U nas pregled rešenja i uticajnih faktora izlažu Stojadinović (1975), Nonveiller (1979), kao i drugi autori koji upoređuju rešenja i istražuju pojedine uticaje (npr. Milović 1965, Tournier i Milović, 1977).

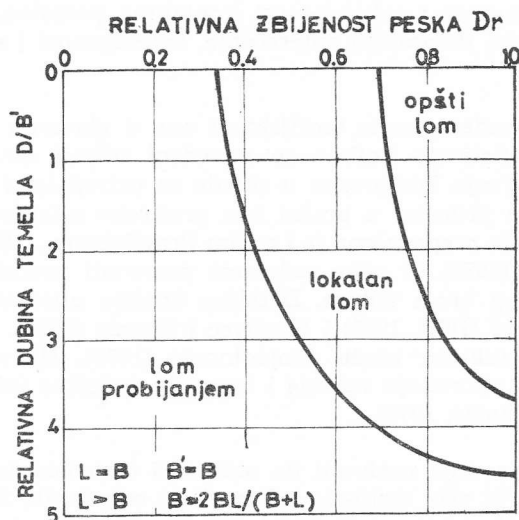
Složen problem rešavanja nosivosti tla otežava i činjenica da se površine smicanja u tlu manje ili više razlikuju od teorijski određenih. Sa opadanjem zbijenosti i čvrstoće tla njegov lom ispod temelja javlja se u obliku (a) opšteg, (b) lokalnog ili (c) loma probijanjem, sa vertikalnim smicanjem, kako je šeta-tizovano na Sl. 2, prema Vesiću (1973).



Sl. 2 Površine smicanja u tlu

U istom radu prikazana je, kao na Sl. 3, uticaj dubine fundiranja (D) na oblik loma u zavisnosti od zbijenosti peska.

Za slučaj kad je model temelja bio na sloju vrlo zbijenog peska debljine $(1,5 \div 2)B$ a ovaj na mekoj glini, u sloju peska ostvaren je lom probijanjem. Upoređivanjem stvarnih i teorijskih površina smicanja u tlu ispod temelja, više autora pokazuje da se ove površine za slučaj opšteg loma u glavnom podudaraju.



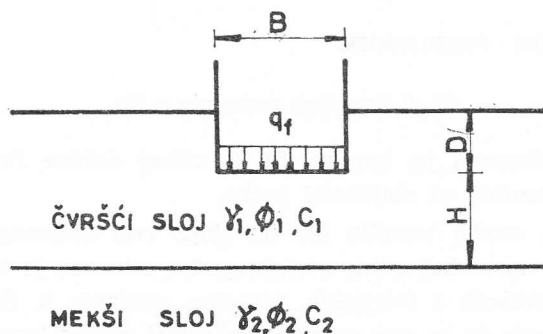
Sl. 3 Uticaj dubine fundiranja na oblik loma u pesku

Ovaj rad predstavlja pokušaj da se iz niza teorijsko-eksperimentalnih metoda za određivanje nosivosti raznih sistema heterogenog (slojevitog) tla izdvoje, sagledaju i uporede one koje se odnose na dvoslojni sistem sa gornjim slojem tanjim i nekoherentnim ($\Phi \neq 0$, $c=0$) a donjim debljim i koherentnim ($\Phi = 0$, $c \neq 0$) i da se ukaže na najpogonija rešenja kako bi ovaj relativno čest zadatak u inženjerskoj praksi bio rešavan sa sigurnošću.

NOSIVOST NEKOHERENTNOG SLOJA NA MEKOM KOHERENTNOM TLU

Problem nosivosti tanjeg horizontalnog nekoherentnog sloja na koherentnom tlu male čvrstoće i veće debljine predstavlja specijalan slučaj nosivosti heterogenog, slojevitog tla.

Uticaj dvoslojnog sistema tla, šematizovanog kao na Sl. 4, pridržuje se svima onim pomenutim u uvodu tako da postoje velike teškoće za nalaženje strogog rešenja nosivosti.



Sl. 4 Tipičan profil dvoslojnog tla

Podaci o ponašanju ovakve konstrukcije tla koja se stvara i zamenom slabo nosivog tla, dosta su skromni iako su uštede vremena i sredstava eliminisanjem dubokog fundiranja velike. Na osnovu relativno malog broja objavljenih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja prikazaćemo i uporediti rešenja koja predlažu Tcheng (1957) (prema Nonveiller-u, 1979), Vesić (1975), Wilun i Starzewski (1975), Myslivec i Kysela (1978) a prema poslednjim i predlog koji daje Kezdi (1964).

Ova rešenja važe za dva sloja tla i ne odnose se na tanji »sloj« betona ili stene iznad mekše podloge kao kod kolovoznih konstrukcija, gde su polazne osnove dali Westergaard i Burmister, određujući debljinu gornjeg sloja iz uslova njegove čvrstoće ili deformacije. Takođe, ova rešenja ne važe za takozvani jastuk od peskovitog šljunka koji se u širini istoj ili malo većoj od širine stope izvodi ispod temelja, osim parcijalno i kao osnova jer je to specijalan slučaj problema koji analiziramo.

a) Rešenje Tcheng

Tcheng teorijski i na modelima studira temelj oblika trake na površini ($D=0$) nekoherentnog sloja ($c_1 = 0$) ispod koga je koherentan materijal male čvrstoće ($\Phi_2=0$) i velike debljine. Opiti pokazuju da za $H \leq 1,5B$ u gornjem sloju dolazi do loma probijanjem sa vrtikalnim smicanjem a za $H > 3,5B$ lom nastaje samo u gornjem sloju pa nosivost treba računati kao za homogeno nekoherentno tlo. Ovakvi odnosi H/B približno su u saglasnosti sa relativnim dubinama h/B teorijskih površina smicanja datih u tabeli 1 za veće uglove čvrstoće na smicanje (Φ), kakvi su u gornjem sloju. Ipak odnos h/B zavisi od Φ_1 a Tcheng ga fiksira na $> 3,5$ za opšti lom. Nosivost (q_f) izražava se:

za $H/B \leq 1,5$

$$q_f = 5,14 c_2 (1 + a)$$

$$a = \frac{\left[2(H/B) \sin \Phi_1 \cos \Phi_1 / (1 + \sin \Phi_1) \right] \exp \left[(\pi/2 - \Phi_1) \operatorname{tg} \Phi_1 \right] - 0,1}{1 - \left[2(H/B) \sin \Phi_1 \cos \Phi_1 / (1 + \sin \Phi_1) \right] \exp \left[(\pi/2 - \Phi_1) \operatorname{tg} \Phi_1 \right]} \quad *) \quad (1)$$

za $1,5 < H/B < 3,5$

$$q_f = 9c_2(1,75 - 0,5 H/B) + 0,69 \gamma_1 B N_\gamma (\sqrt{H/B} - 1,23) \quad (2)$$

za $H/B \geq 3,5$

$$q_f = 0,5 \gamma_1 B N_\gamma (1 - b) \quad (3)$$

$$b = 13500 \exp(-3,35 H/B)$$

$$*) \quad \exp m = e^m$$

Faktor nosivosti (N_Y) odredićemo prema Terzaghi-u za slučaj opšteg loma, pošto se nekoherentan sloj obično poboljšava zbijanjem.

b) Rešenje Vesić

Vesić daje opštiju analizu za pravougaonu stopu temelja na gornjem, čvršćem sloju položenom na donji, mekši sloj kao na Sl. 4. Rešenje važi za lom probijanjem kroz gornji sloj (u skladu sa njegovim rezultatima ispitivanja navedenim u Uvodu) a parametri čvrstoće (Φ, c) u oba sloja mogu biti različiti od nule. Nosivost izražava kao

$$q_f = \left[q_{f2} + (1/k) c_1 \cot \Phi_1 \right] \exp \left[2(1+B/L) k \tan \Phi_1 (H/B) \right] + \\ - (1/k) c_1 \cot \Phi_1 \quad (4)$$

$$k = (1 - \sin^2 \Phi_1) / (1 + \sin^2 \Phi_1)$$

Nosivost donjeg sloja (q_{f2}) ovde se može odrediti prema proširenom rešenju Hansen-a ili odgovarajućem (Vesić predlaže manje izmene faktora nosivosti i koeficijenata uticaja) za isti temelj sa dubinom fundiranja ($D+H$).

Za konstrukciju koju posmatramo, kad je gornji sloj nekoherentan ($c_1 = 0$) a njegov ugao čvrstoće na smicanje $25^\circ \leq \Phi_1 \leq 50^\circ$, jednačina (4) se redukuje u

$$q_f \cong q_{f2} \exp \left[0,67(1+B/L) H/B \right] \quad (5)$$

Ako ova veličina q_f dostigne veličinu nosivosti q_{f1} koju bi tlo imalo da je homogeno i od tla iz gornjeg sloja (sa dubinom fundiranja D) to znači da je debljina gornjeg sloja (H) tolika da se uticaj gornjeg sloja ne oseća. Ta kritična debljina se dobija iz (5) za $q_{f1} = q_{f1}$, pa je

$$(H/B)_{crit} = 3 \ln(q_{f1}/q_{f2}) / 2(1+B/L) \quad (6)$$

Uz ostale identične uslove oдавde se za traku dobija dva puta veća kritična debljina od one za kvadratnu stopu. Ova debljina rapidno se povećava sa povećanjem ugla Φ_1 , onako kako se povećava i teorijska dubina h/B u tabeli 1 i nešto je veća od ove, čemu je verovatno uzrok sleganje donjeg sloja i kombinacija lokalnog i opšteg loma u gornjem sloju.

Ako je gornji sloj zasićena glina, kritična relativna debljina zavisi i od veličine stope.

Za model sa stopom širine 5 cm izmerena je $(H/B)_{crit} = 3,5$ a iz (6) sračunata 3,2. Prema rešenju Tcheng-a za stope širine 0,6 i 6 m ova debljina trebala bi da bude 6,8 i 10,3, što nije realno pa je i sam autor ograničio ovaj odnos na 3,5.

c) Rešenje Wilun i Starzewski

Wilun i Starzewski predlažu postupak za određivanje nosivosti ispod pravougaone stope za opšti slučaj sa gornjim čvršćim i donjim mekšim slojem (Sl. 4). Oni ne proučavaju gornji sloj i njegov mehanizam loma, već ga tretiraju kao međusloj koji granično opterećenje temeljem (q_1) sa stope BxL prenosi na površinu donjeg sloja. Tu će napon biti manji (prema zakonima o rasprostiranja pritiska u dubini) i treba da bude jednak naponu loma (q_{f2}) ispod stope BxL temelja koji bi bio na toj površini. Treba, dakle, odrediti nosivost donjeg sloja (q_{f2}) za dati temelj (kao da je na dubini $D+H$) a zatim preko nekog koeficijenta raspodele (Steindrenner, Newmark ili približna metoda) napona u dubini sračunati q_f tako da ono na dubini H proizvede q_{f2} . Tako se nosivost dvoslojnog sistema dobija na osnovu nosivosti donjeg, mekšeg sloja što nije kompletan inženjerski pristup s obzirom na mogući lom probijanjem gornjeg sloja.

Nosivost se računa na osnovu proširenog obrasca Terzaghi-a za pravougaonu stopu (Schultze, 1952), uzevši u obzir i rasterećenje tla iskopom temeljne jame:

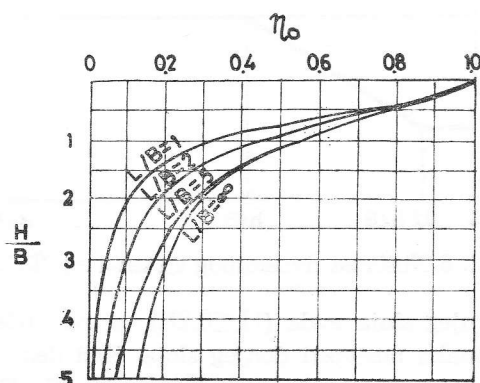
$$q_f = \left[(1 + 0,3B/L) C_2 N_c + (\gamma_1 D + (\gamma_1 D + \gamma_1 H) N_q - \gamma_1 H + 0,5(1 - 0,2B/L) \gamma_2 B N_\gamma \right] / \eta_0 + \gamma_1 D \quad (7)$$

Faktori nosivosti N_c , N_q i N_γ određuju se prema Terzaghi-u za tlo donjeg sloja. Za izraz u uglastoj zagradi (nosivost donjeg sloja) može se primeniti i rešenje Hansen-a.

Za $\Phi_2 < 5^\circ$ jednačina postaje jednostavnija:

$$q_f = \left[5,7(1 + 0,3B/L) C_2 + \gamma_1 D \right] / \eta_0 + \gamma_1 D \quad (8)$$

Koeficijent raspodele napona (η_0) u dubini određuju prema Newmark-u (1940) sa dijagram na Sl. 5, zavisno od odnosa H/B i L/B . Vertikalni napon (σ_{oH}) na dubini H ispod centra O pravougaonog jednako podeljenog opterećenja q na površini $\sigma_{oH} = q\eta_0$.



Sl. 5 Dijagram za određivanje koeficijenta η_0

d) Rešenje Myslivec i Kysela

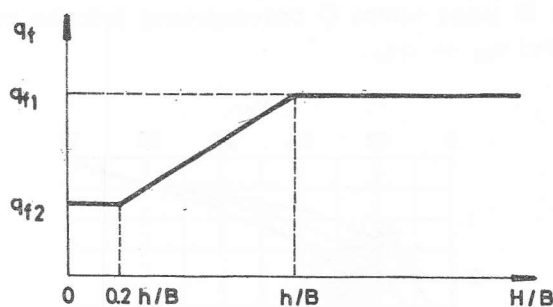
Myslivec i Kysela razmatraju opšti sistem od dva sloja tla sa različitim Φ . Proučimo slučaj kad je gornji sloj čvršći a donji mekši $\alpha\Phi_1 > \Phi_2$, kao na Sl. 4

Za homogeno tlo od materijala gornjeg sloja, čija je nosivost za identične ostale uslove q_{f1} , autori su izmerili dubine (h) najniže tačke kliznih površina za razne vrednosti Φ i prikazali ih u Tabeli 2, uzevši u obzir i ugao nagiba (β) rezultate centralnog opterećenja od vertikale.

Tabela 2. Izmerene relativne dubine (h/B)
zona smicanja

β	Φ				
	0°	10°	20°	30°	40°
0°	0.70	0.80	0.95	1.10	1.25
10°	—	—	0.60	0.80	1.00
20°	—	—	—	0.40	0.70
30°	—	—	—	—	0,35

Za stopu koja leži na površini donjeg sloja (dubina fundiranja D+H) nosivost bi bila q_{f2} i ona kao i q_{f1} može da se odredi proširenim rešenjem Hansen-a. Rezultati opita pokazuju da je uticaj prisustva donjeg sloja na nosivost sistema (q_f) približno linearan i to je prikazano na Sl. 6 sa koje se vidi i način određivanja nosivosti zavisno od debljine gornjeg sloja.



Sl. 6 Nosivost dvoslojnog sistema sa $\Phi_1 > \Phi_2$

Dok je debljina gornjeg sloja mala ($H \leq 0.2h$) on ne utiče na nosivost sistema i nosivost je jednaka nosivosti donjeg sloja. Kad debljina H raste od 0,2h do h, gornji sloj povećava nosivost sistema linearno. Za $H > h$ donji sloj ne utiče na nosivost sistema koja je jednaka nosivosti homogenog tla od ma-

terijala gornjeg sloja. Dubinu h određujemo uz pomoć Tabele 2. Dakle, nosivost sistema se određuje:

$$\text{za } H \leq 0,2h$$

$$q_f = q_{f2}$$

$$\text{za } 0,2h < H \leq h$$

$$g_f = g_{f2} + (g_{f1} - g_{f2}) (H/B - 0,2) / 0,8 \quad (9)$$

$$\text{za } H > h$$

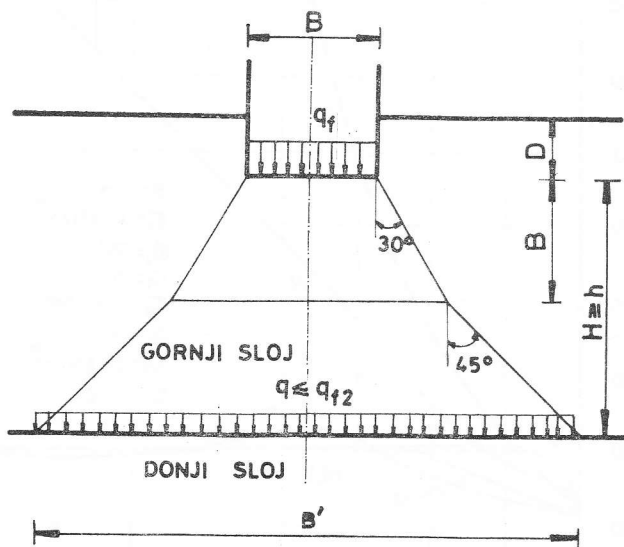
$$g_f = g_{f1}$$

e) Rešenje Kezdi

Kezdi predlaže rešenje slično onom koje daju Wilun i Starzevski s tim što uzima u obzir i lom gornjeg, čvršćeg sloja.

Predlog važi ako je čvrstoća na smicanje (na primer pri jednoaksijalnoj kompresiji) gornjeg sloja veća bar za 50% od čvrstoće donjeg sloja i ako je debljina gornjeg sloja (H) veća od dubine h (određene na primer iz Tabele 2) tako da površina smicanja gornjeg sloja ne zalazi u donji.

Vertikalni naponi računaju se kao opterećenje od temelja jednako podeljeno na površini BL ili B'L', uprošćenom metodom prema Sl. 7.



Sl. 7 Raspedela napona u gornjem sloju

Pošto se uzima u obzir mogućnost loma svakog sloja, postupak je sledeći: Nekim od poznatih rešenja odredi se nosivost (g_{f1}) na koti fundiranja kao da je tlo homogeno od materijala iz gornjeg sloja. Od ovakvog opterećenja uprošćenom metodom prema Sl. 7 sračuna se napon (q) na donjem sloju. Zatim

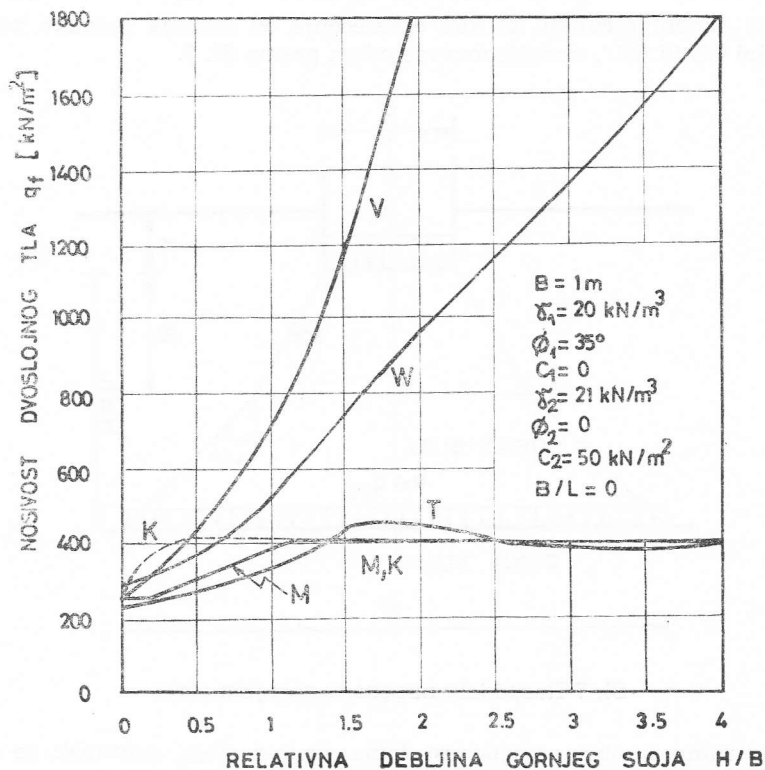
se odredi nosivost donjeg sloja (q_{f2}) kao za temelj površine B'L' i ako je $q \leq q_{f2}$ opterećenje sistema temeljem može biti q_{f1} . Ako je $q > q_{f2}$ opterećenje temeljem (q_f) treba smanjiti tako da bude $q = q_{f2}$. Ako čvrstoća na smicanje gornjeg sloja nije veća za 50% od čvrstoće donjeg sloja, Kezdi predlaže da se za srednje vrednosti Φ i C nosivost odredi kao da je tlo homogeno.

Nosivosti dvostrukih sistema određene preporukom Kezdi-a dosta se razlikuju od izmerenih na modelima.

ANALIZA

Analizu iznetih predloga izvršićemo na primeru temelja sa stopom oblika trake na površini horizontalnog nekoherentnog sloja, oprerećenog centričnim vertikalnim opterećenjem, ispod koga je meka glina.

Pokazatelji tla ovog tipičnog dvoslojnog sistema (kao na Sl. 4) dati su na Sl. 8 na kojoj je prikazana nosivost sistema u zavisnosti od relativne debljine gornjeg sloja, izračunata prema navedenim rešenjima.



Sl. 8 Nosivost za traku prema rešenjima Tcheng (T), Vesić (V), Wilun i Starevski (W), Myslivec i Kysela (M), Kezdi (K).

Kako se vidi, kad se dubina gornjeg sloja povećava do kritične debljine, kod rešenja T, M i K nosivost raste do neke konstantne vrednosti tj. do veličine nosivosti koju bi imalo tlo u kome se ne oseća uticaj donjeg, mekšeg sloja (q_{H1}). Ovakav rezultat rešenja T, M i K saglasana je sa njihovim pretpostavkama. Za rešenja V i W nosivost progresivno ili linearno raste sa porastom debljine gornjeg sloja i posle njene kritične vrednosti, što se ne slaže sa teorijskim ni empirijskim rezultatima, tako da ova rešenja nisu od praktičnog značaja za posmatrani slučaj. Rešenje K primenjeno je i za gornji sloj tanji od kritične debljine (isprekidana linija na Sl. 8) i vidi se da bi nosivost dostigla konstantnu vrednost već pri $H/B=0,5$. Tada bi pritisak za donji sloj bio jednak njegovoj nosivosti ali bi u gornjem sloju došlo do loma probijanjem pa bi raspodela napona prema Sl. 7 bila onemogućena. Zato rešenje K važi samo za debljinu gornjeg sloja veću od kritične (kako je autor naglasio) i tada daje jednaku nosivost kao M.

Rešenje T nudi za H/B od 1,4 do 2,8 nosivost veću od krajnje što može da objasni kombinacijom lokalnog loma u donjem sloju (sa značajnom zonom loma) i opšteg u gornjem sloju, pri čemu je ukupan otpor tla nešto veći nego pri većem H (kada je uticaj donjeg sloja isključen) ali tada je verovatno sleganje temelja veliko.

Ako prihvatimo rešenja T i M (M sadrži i K), na sl. 8 vidi se da je kritična debljina gornjeg sloja H/B 1,2 do 1,5 što, s obzirom na njegove pokazatelje (γ, ϕ, c) koji se mogu smatrati srednjim za obično korišćene materijale, može da posluži kao orijentaciona veličina.

Ako uporedimo Tabelu 2 i Tabelu 1, vidimo da se stvarne dubine zone smicanja (kritične debljine) dobro slažu sa teorijskim dubinama i to za ϕ od 0° — 15° sa mehanizmom Prandtl-a, od 15° — 35° sa mehanizmom Terzaghi-a a za najveće vrednosti ϕ sa mehanizmom Hill-a, što je posledica velikog trenja između stope i tla i pretpostavke Hill-a da zrno ispod težišta stope ostaje u osovini temelja. Ovakve kritične debljine odgovaraju veličinama sa Sl. 8. Uticaj dubine fundiranja, koja je u primeru $D = 0$, nije od većeg značaja za kritičnu debljinu, prema Meyerhof-u (Valsangkar i Meyerhof, 1979) koji nosivost proučava u nizu istraživanja i daje rešenje za oba koherentna i oba nekoherentna sloja.

ZAKLJUČAK

Upoređujući teorijske i eksperimentalne rezultate i iz pokazanog primera može se zaključiti da je za određivanje potrebne debljine nekoherentnog sloja na mekom koherentnom tlu i nosivosti takvog sistema ispod plitkih temelja građevinskih objekata od iznetih predloga najuputnije primenjivati rešenja Tcheng-a i Myslivec-a i Kysela-e. Debljina gornjeg sloja pri kojoj uticaj donjeg sloja nije više od značaja, može se odrediti iz Tabele 2 a za vertikalno opterećenje ispod trake orijentaciona debljina je $(1,2 \div 1,5) B$.

Kad se debljina gornjeg sloja smanjuje ispod kritične, nosivost sistema približno linearno opada od nosivosti homogenog tla kao da je od materijala gornjeg sloja do nosivosti donjeg sloja. Za tipičan sistem kao u primeru, zame-nom »mekog« tla prirodnim šljunkom u debljini jednakoj širini stope nosivost se povećava za oko 50%.

B I B L I O G R A F I J A

- Chen, W. F., 1975. Limit Analysis and Soil Plasticity. Elsevier, Amsterdam.
- Chen, W. F., Davidson, H.L., 1973. Bearing capacity determination by limit analysis. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 99, SM6, str. 433—449.
- Hansen, J.B., 1961. A general formula for bearing capacity. Bull. Dan. Geot. Inst., 11, str. 38—46.
- Hansen, J.B., 1970. A revised and extended formula for bearing capacity. Bull. Dan. Geot. Inst., 28, str. 5—11.
- Hill, R., 1950. The Mathematical Theory of Plasticity. Clarendon Press, Oxford.
- Kezdi, A., 1964. Bodenmechanik. VEB und Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften, Berlin — Budapest, 2. Teil.
- Milović, D. M., 1965. Comparison between the calculated and experimental values of the ultimate bearing capacity. Proc. VI ICSMFE, Montreal, Vol. 2, str. 142—144.
- Myslivec, A., Kysela, Z., 1978. The Bearing Capacity of Building Foundations. Elsevier, Amsterdam.
- Newmark, N.M., 1940. Stress distribution in soil. Proc. Purdue Conf. Soil Mech. and Its Application, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, str. 295—303.
- Nonveiller, E., 1979. Mehanika tla i temeljenje građevina. Školska knjiga, Zagreb.
- Prandtl, L., 1920. Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten Kgl. Gesellschaft Wiss. Göttingen, Math. Phys. Klasse, Berlin, str. 74—85.
- Pravilnik o tehničkim normativima za projektovanje i izvođenje radova kod temeljenja građevinskih objekata. Službeni list SFRJ, br. 34-642/1974.
- Salencon, J., 1974. Theorie de la plasticite pour les applications a la mecanique des sols. Eyrolles, Paris.
- Schultze, E., 1952. Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen. Bautechnik, No. 12.
- Shield, R.T., 1954. Stress and velocity fields in soil mechanics. J. Math. Phys., 33, 2, str. 144—156.
- Sokolovskij, V. V., 1965. Statics of Granular Media. Pergamon Press, New York.
- Stojadinović, R., 1975. Mehanika tla, IV deo. Građevinski fakultet, Beograd.
- Šuklje, L., 1979. Objašnjenje Pravilnika o tehničkim normativima za projektovanje i izvođenje radova kod temeljenja građevinskih objekata. Izgradnja, Beograd.
- Tcheng, Y., 1957. Foundations superficielles en milieu stratifie. Proc. IV ICSMFE, London, Vol. 1, str. 449—452.
- Terzaghi, K., 1943. Teorijska mehanika tla (prevod sa engleskog). Naučna knjiga, Beograd, 1972.
- Tournier, J. P., Milović, D. M., 1977. Etude experimentale de la capacite portante d'une couche compressible d'epaisseur limite. Geotechnique, 27,2, str. 111—123.
- Valsangkar, A. J., Meyerhof, G. G., 1979. Experimental study of punching coefficients and shape factor for two-layered soils. Canadian Geotechnical Journal, 16,4, str. 802—805.
- Vesić, A. S., 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 99, SM1, str. 45—73.

- Vesić, A. S., 1975. Bearing capacity of shallow foundations. Chap. 3 in Foundation Engineering Handbook (editors Winterkorn, H. F., Fang, H.-Y.), Van Nostrand Reinhold Comp., New York, str. 121—147.
- Wilun, Z., Starzewski, K., 1975. Soil Mechanics in Foundation Engineering, Vol.2 (2-nd ed.). Surrey University Press, London.
- Zienkiewicz, O. C., Norris, V. A., Winnicki, L. A., Naylor, D. J., Lewis, R. W., 1978. A unified approach to the soil mechanics problems of offshore foundations. Chap. 12 in Numerical Methods in Offshore Engineering (editors Zienkiewicz, O. C., Lewis, R. W., Stagg, K. G.), John Wiley, Chichester, str. 361—411.

ABSTRACT

THE ULTIMATE BEARING CAPACITY OF A COHESIONLESS LAYER OVERLYING A COHERENT LOOSE STRATUM

In the paper theoretical and real failure mechanisms and shearing surfaces for the case of plane deformation in soils below a shallow foundation have been compared. For two-layered soils consisted of a cohesionless layer overlying a coherent loose stratum the ultimate bearing capacity by Tcheng, Vesić, Vilun and Starzewski, Myslivec and Kysela and Kezdi has been investigated. In an example of a strip footing this methods have been analysed and more favourable with engineering practice proposed.