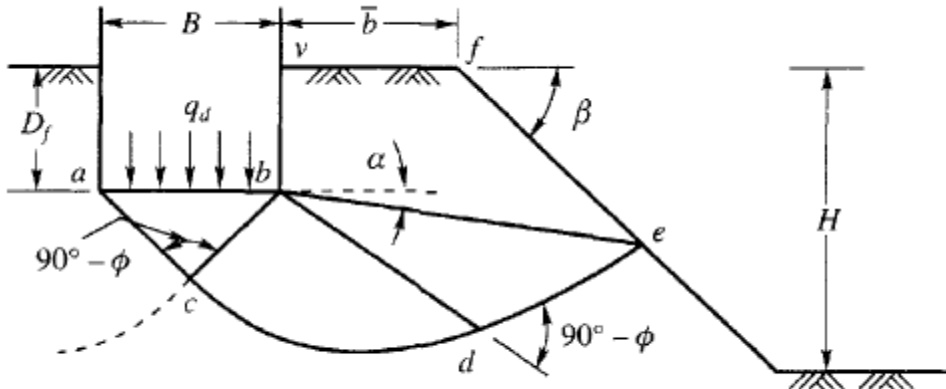


NOSIVOST TRAKASTIH TEMELJA NA KOSINI U TLU

Meyerhof (1957) predložio je izraze za definisanje nosivosti temelja u tlu, koja uključuje i nagibe kosina ukoliko se temeljenje izvodi u blizini kosine. Potrebno je naglasiti da su prijedlozi nastali na osnovu teoretskih analiza, u pomanjkanju publikovanih radova za ovu svru, a ne iz praktičnih primjera (fizičkih modela).



Slika 1: Položaj temelja u odnosu na kosinu

Maksimalna nosivost na osnovi temelja data je izrazom (1).

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (1)$$

Maksimalna nosivost na bazi temelja u čisto kohezivnom tlu data je izrazom (2).

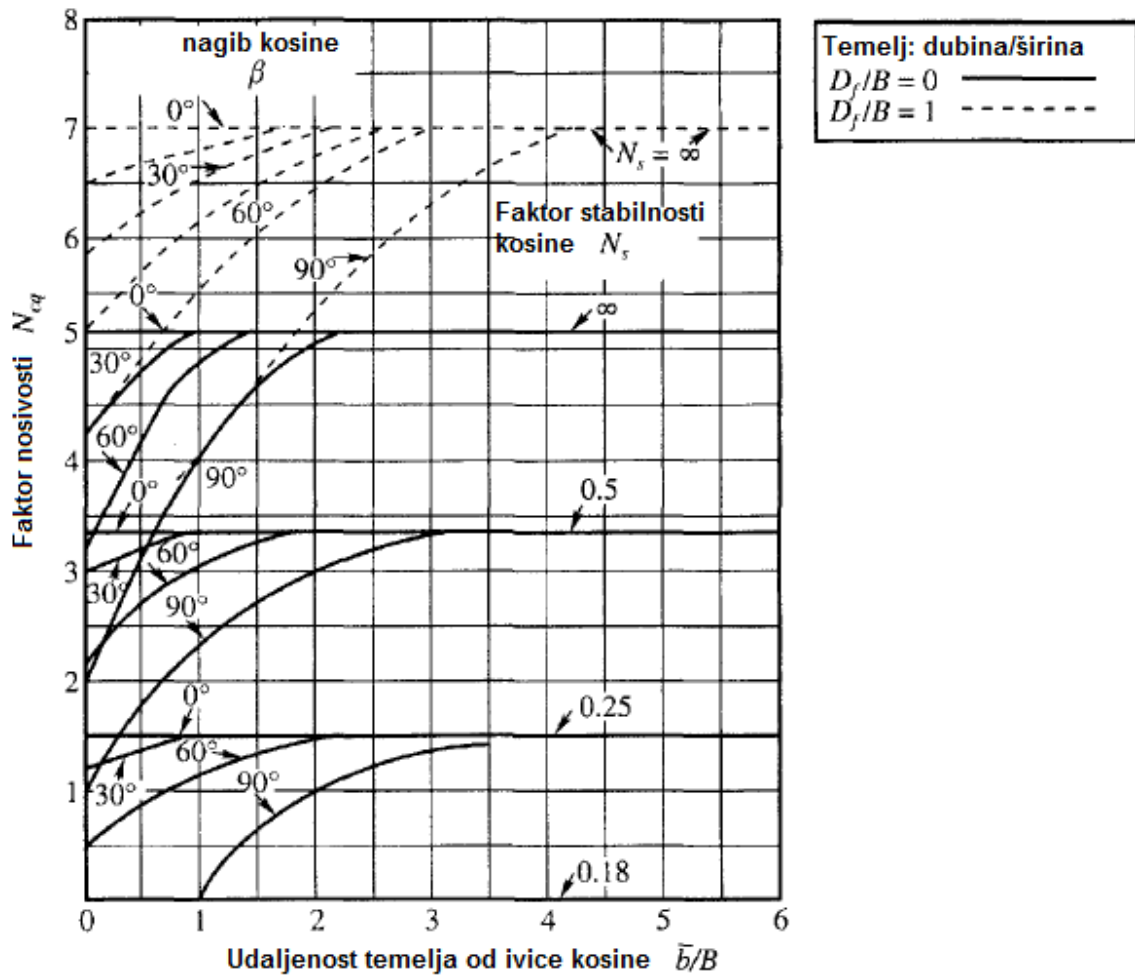
$$q_u = cN_{cq} + \gamma D_f \quad (2)$$

Za opterećenu horizontalnu osnovu na vrhu kosine, rešenje stabilnosti kosine dato je na osnovu bezdimenzionalnog parametra nazvanog: „ Stabilizacioni broj N_s “ koji je dat izrazom (3).

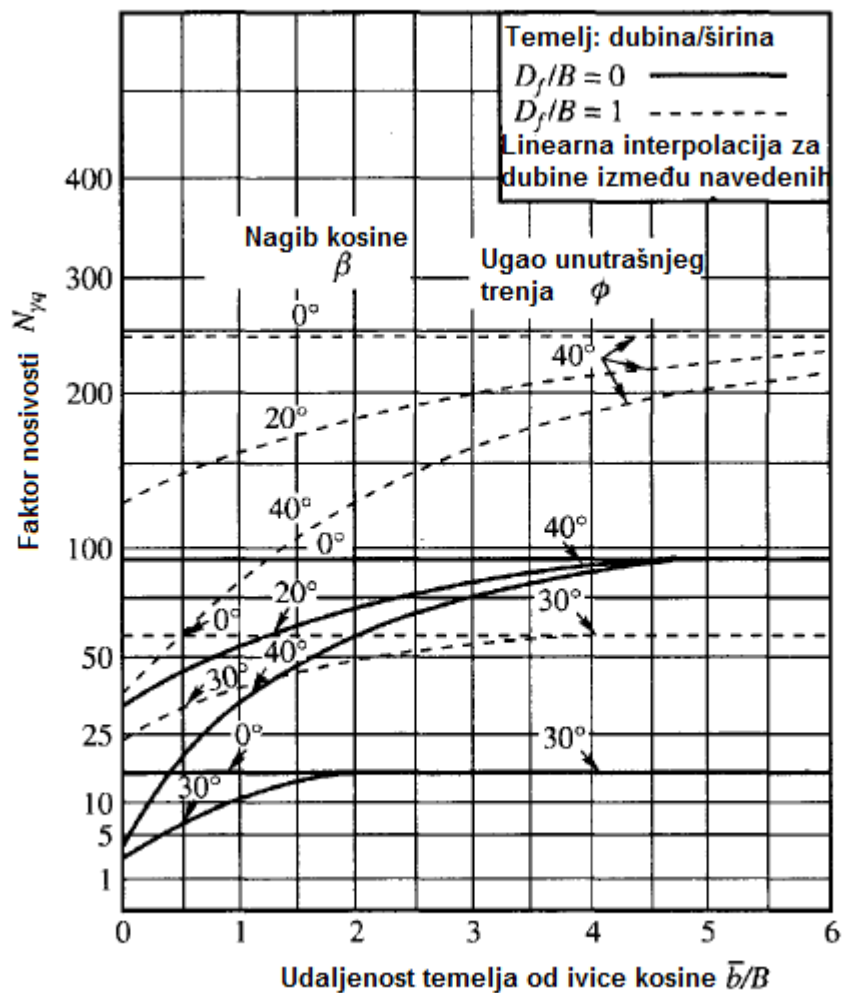
$$N_s = \frac{c}{\gamma H} \quad (3)$$

Faktori nosivosti za definisanje nosivosti temelja u čisto kohezivnom tlu mogu se očitati sa dijagrama na slici (2).

Faktori nosivosti za definisanje nosivosti temelja u nekohezivnom tlu mogu se očitati sa dijagrama na slici (3).



Slika 2: Faktori nosivosti za trakasti temelj na kosini u čisto kohezivnom tlu



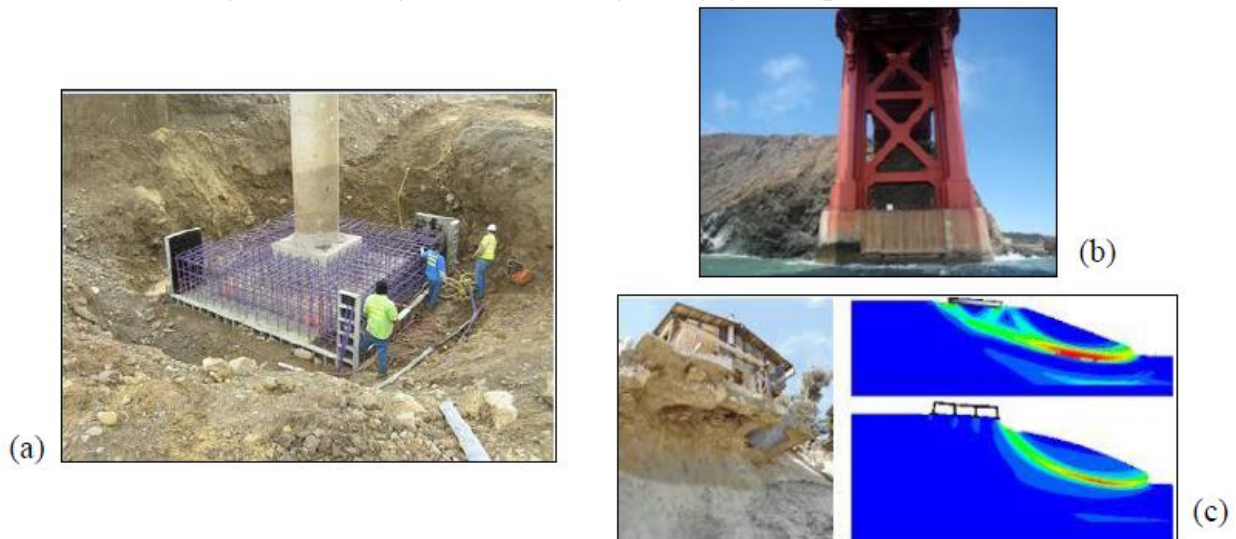
Slika 3: Faktori nosivosti za trakasti temelj na kosini u nekohezivnom tlu

NAPOMENA:

- U izrazu za dopuštene napone sabirak " p_0 " predstavlja napon zavisan od dubine temeljenja ($p_0 = \gamma \cdot D_f$). Sa odairom dubine temeljenja OPREZNO pogotovu ako je teren u nagibu. Dubina seuzima MAKSIMALNO ona koja odgovara nmanjoj dubini ukopavanja.
- U kohezivnom tlu voditi računa o nivou podzemnih voda I njihovom uticaju na parameter čvrstoće tla.

NOSIVOST TRAKASTIH TEMELJA NA KOSINI U STIJENI

- Problem stabilnosti prirodnih i umjetnih stijenskih pokosa predstavlja jedan od glavnih problema u geotehničkoj praksi.
- Koncept stabilnosti padine nije u potpunosti određen, jer niti za jednu padinu u stijenskoj masi ili tlu ne može se u potpunosti garantovati stabilnost tokom njezinog korištenja u dužem vremenskom periodu.
- Osim u geotehničkoj praksi, stabilnost stijenskih pokosa je od ključne važnosti i u rudarstvu pri izvođenju otvorenih iskopa mineralnih sirovina.
- Bitna razlika kod stabilnosti pokosa u geotehnici ili rudarstvu je u činjenici da se u geotehnici zahtijeva veći stepen pouzdanosti i da se potencijalni slomovi stijenske mase rijetko mogu tolerisati. Kod otvorenih iskopa, pomaci stijenske mase su dozvoljeni u slučaju da ne ometaju daljnji iskop rude.



U slučaju temelja samca na stijeni (a), primarni zadatak je odrediti dopuštenu nosivost stijenske mase i predviđenu veličinu slijeganja; dok je kod temelja upornjaka mosta na vrhu stijenskog pokosa (b) u kvalitetnoj stijeni bitno i da su blokovi stijene ispod temelja, formirani pomoću diskontinuiteta, stabilni. Slika (c) prikazuje posljedice sloma stijenske mase uzrokovanog zbog prekoračenja sva tri uslova.

Ova tri uslova se mogu iskazati na način da temelj kao konstrukcija mora zadovoljiti dva granična stanja:

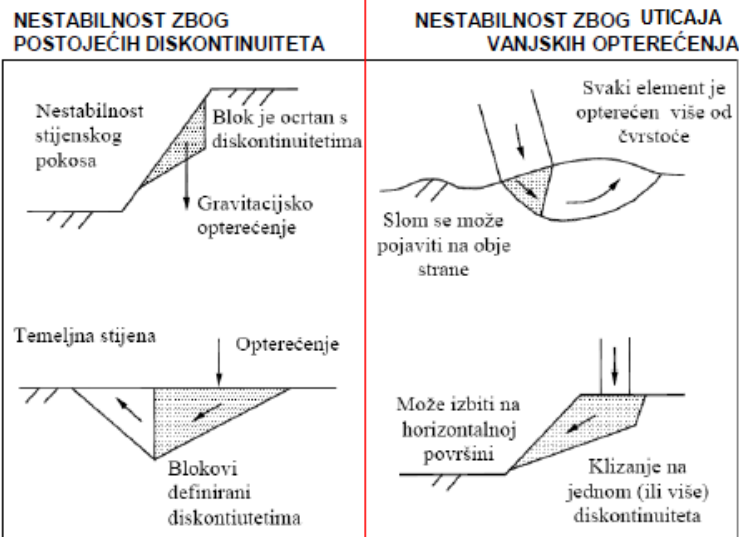
1. Granično stanje nosivosti - opterećenje od gornje konstrukcije mora biti manje od nosivosti odnosno dopuštenog opterećenja temeljne konstrukcije. U ovu kategoriju ulazi i treći uslov, tj. stabilnost stijenskih blokova ispod temelja.

2. Granično stanje upotrebljivosti - slijeganja konstrukcije uzrokovana deformacijom temeljne stijene moraju biti manja od dopuštenih slijeganja za konstrukciju.

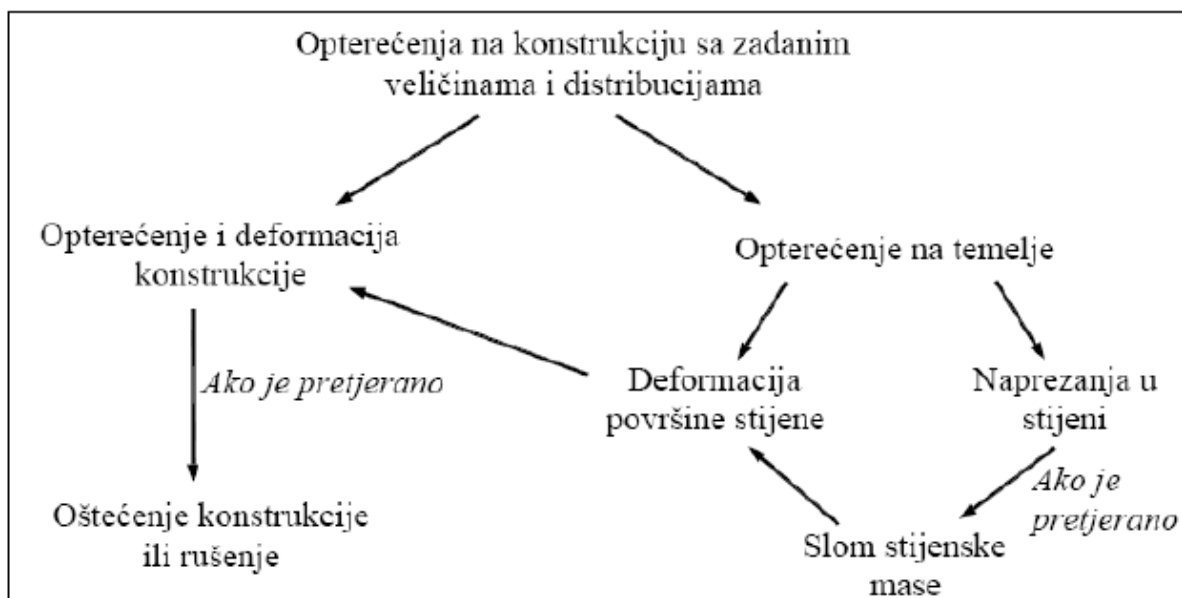
Pri projektovanju temelja na stijeni treba uzeti u obzir sljedeće:

- Krutost i čvrstoću stijenske mase i dopušteno slijeganje gornje konstrukcije.
- Prisutnost slabih slojeva, otapanja, rasjeda i slično ispod temelja.
- Prisutnost naslaga i diskontinuiteta (ispuna, kontinuitet, širina, razmak).
- Stanje rastrošenosti i razlomljenosti stijene.
- Promjena prirodnog stanja naprezanja uzrokovano izgradnjom.
- Nivo i pritisak podzemne vode.

Nestabilnost temelja može biti inicirana aktiviranjem *već postojećih diskontinuiteta* ili stvaranjem ploha diskontinuiteta *pod uticajem vanjskih opterećenja*. Budući da se opterećenje od konstrukcije prenosi na stijenu, vrlo je važno analizirati interakciju stijena – konstrukcija.



Nestabilnost uzrokovana gravitacijom u odnosu na nestabilnost uzrokovanu vanjskim silama



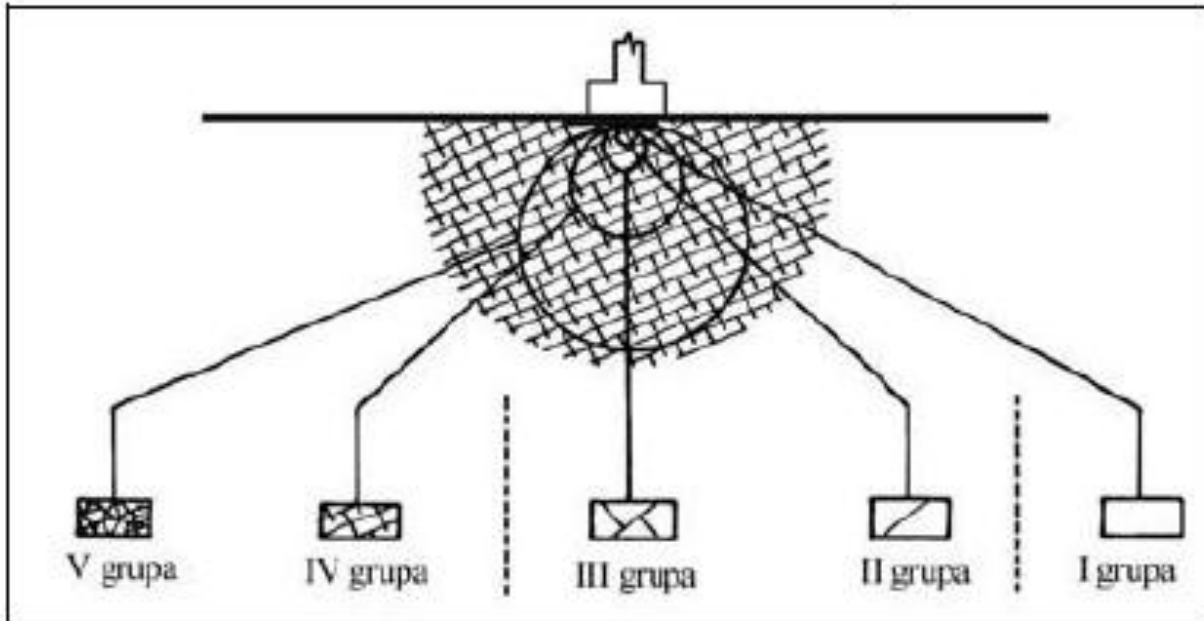
Pojednostavljeni prikaz dijagrama toka kod analize interakcije stijena - konstrukcija

Model ponašanja stijenske mase u proračunu plitkog temelja ovisi o efektu mjerila (odnos dimenzija temelja prema položaju i razmaku diskontinuiteta). Prema tome, temeljenje možemo razmatrati kao temeljenje na kontinuiranoj ili diskontinuiranoj sredini.

Modeli ponašanja mogu se razvrstati u 5 grupa:

1. grupa – stijensku masu promatramo kao intaktnu stijenu koja je homogena, izotropna, kontinuirana i linearno elastična

2. i 3. grupa – stijensku masu promatramo kao nehomogenu, anizotropnu, diskontinuiranu i nelinearno elastičnu
 4. i 5. grupa – zbog velikog broja diskontinuiteta, stijensku masu možemo razmatrati kao uslovno homogenu i izotropnu.



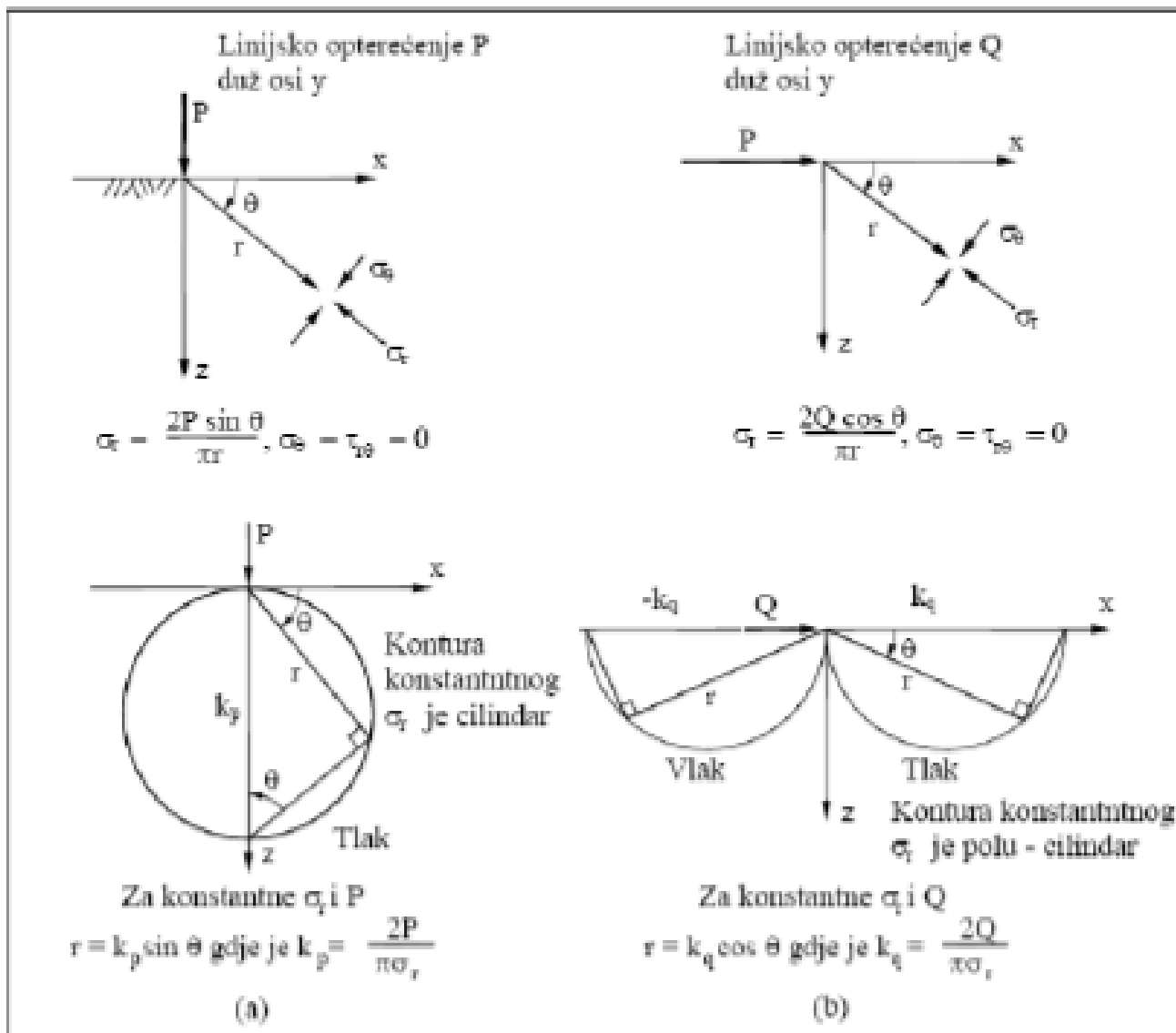
Boussinesq (1883) i Cerruti (1882) su izveli jednačine raspodjele napreznja ispod CHILE poluprostora za ravninski slučaj vertikalnog i horizontalnog linijskog opterećenja.

CHILE poluprostor:

➤ *kontinuirani, homogeni, izotropni, linearnoelastičan*

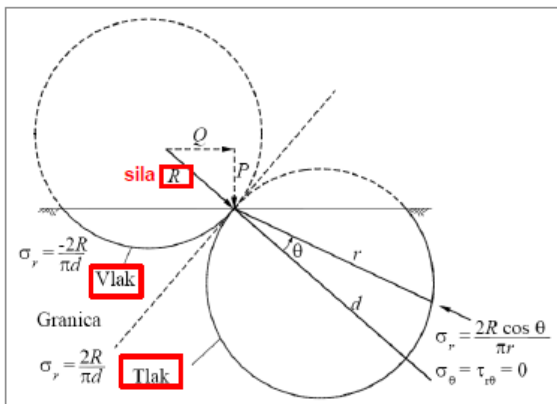
Radijalno napreznje na udaljenosti r od linijskog opterećenja R i pod nagibom θ u odnosu na ravninu djelovanja iznosi:

$$\sigma_r = \frac{2R \cos \varphi}{\pi \cdot r}$$



Analiza donje granice nosivosti temeljnog tla s pripadajućom Mohrovom kružnicom

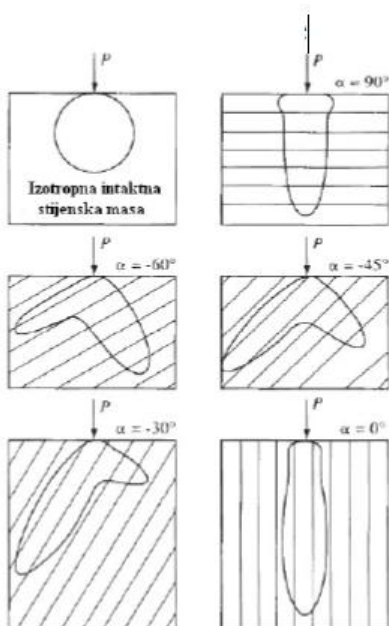
Silu koja djeluje u proizvoljnom nagibu u odnosu na površinu poluprostora možemo razdijeliti na horizontalnu i vertikalnu komponentu i pomoću Boussinesquove i Cerrutijeve jednadžbe doći do raspodjele naprezanja.



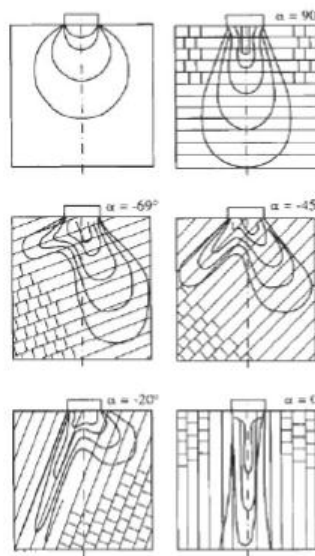
Ukoliko je stijenska masa presječena sa sistemom diskontinuiteta, tada postoji mogućnost da neće moći podnijeti ni tlačno ni posmično naprezanje bez obzira na veličinu datog opterećenja

Konture radijalnog naprezanja u poluprostoru od linijskog opterećenja pod nagibom

U slučaju slojevitosti stijenske mase i pojave diskontinuiteta, oblik konture radijalnog naprezanja se mijenja, a radijalna naprezanja se prenose u veće dubine.



Konture radijalnog naprezanja s ravninama diskontinuiteta u različitim smjerovima



Konture radijalnog naprezanja za izotropnu stijenu i različitim nagibima u odnosu na vertikalnu ravninu – modelsko ispitivanje

1. PRISTUP ODREĐIVANJU NOSIVOSTI TEMELJA Za ilustraciju pristupa određivanja nosivosti temeljnog tla, razmatrati će se ravninski slučaj linijski opterećenog temelja. Postoje dva različita pristupa rješavanju ovakvog problema:

1.1. izračun nosivosti iz ravnoteže sila na pretpostavljeni raspored diskretnih blokova, i

1.2. izračun dosizanja nosivosti iz pretpostavljene distribucije naprezanja ispod opterećene zone. Oba gore spomenuta pristupa se primjenjuju u **teoriji plastičnosti**

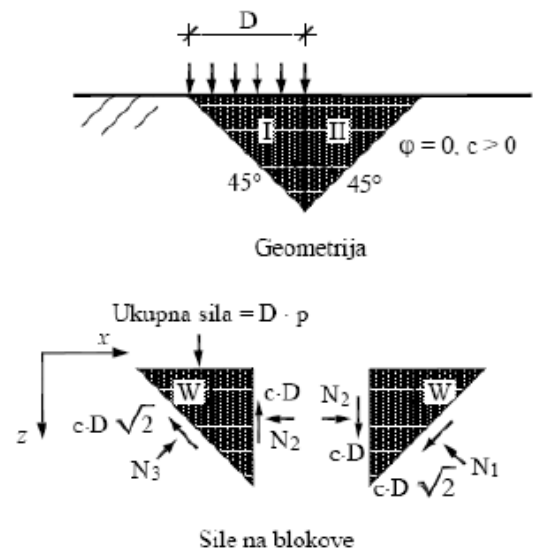
Dva osnovna teorema plastične analize iz teorije plastičnosti su:

a) **Teorem gornje granice.** Pri procjeni sile plastičnog sloma izjednačavanjem promjene disipacije unutrašnje energije sa promjenom rada vanjskih sila, pri bilo kojem pretpostavljenom mehanizmu diskretnih blokova - data procjena će rezultirati višoj ili tačnoj vrijednosti sile sloma.

b) **Teorem donje granice.** Ukoliko možemo odrediti distribuciju naprezanja u konstrukciji, pri čemu je ta distribucija u unutrašnjoj ravnoteži kao i u ravnoteži s vanjskim silama, pri čemu su ta naprezanja manja od kritičnog naprezanja pri kojem počinje popuštanje, tada će stijenska masa sigurno nositi date vanjske sile

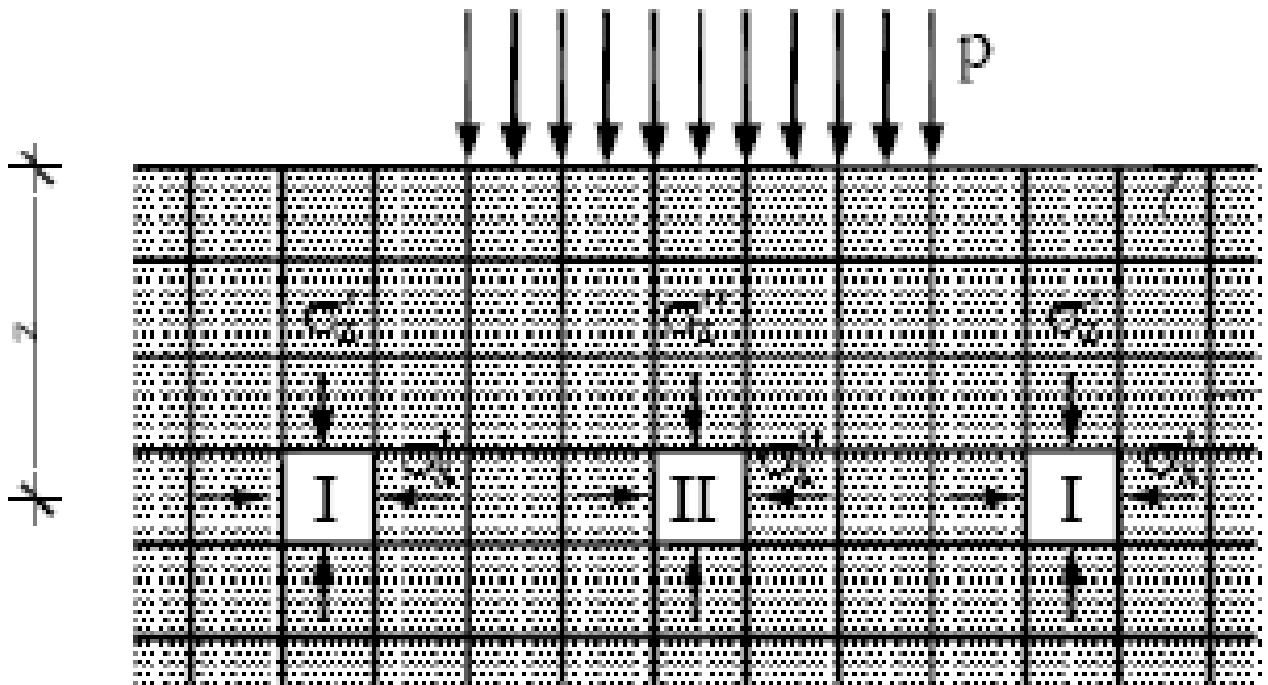
Rješenje analize **gornje granice** slijedi iz pretpostavljenog rasporeda diskretnih blokova i određivanja pripadajućih sila (metoda *1.1.*). Korištenje analize gornje granice koristi se kod proračuna temelja kod kojega je nestabilnost uslovljena pomacima krutih stijenskih blokova uzduž već postojećih diskontinuiteta.

Pristup koji se u analizi koristi je primjena koncepta virtualnog rada, po kojemu se pomoću izračuna ravnoteže djelujućeg rada uspostavlja ravnoteža djelujućih sila.



Rješenje analize **donje granice** slijedi iz analize otpornosti stijene na pretpostavljeni raspored naprezanja (metoda *1.2.*). Korištenje analize donje granice koristi se kod proračuna temelja kod kojega je nestabilnost uslovljena popuštanjem

jako opterećene slabe stijene. Osnova metode jest određivanje mogućnosti nastanka lokalnog plastičnog sloma. Temeljna stijena se podijeli na mrežu računskih kvadratnih elemenata i razmatraju se napreznja koja djeluju na bokove elemenata u odnosu na pogodni kriterij popuštanja kao i lokaliteti nastanka plastičnog sloma.



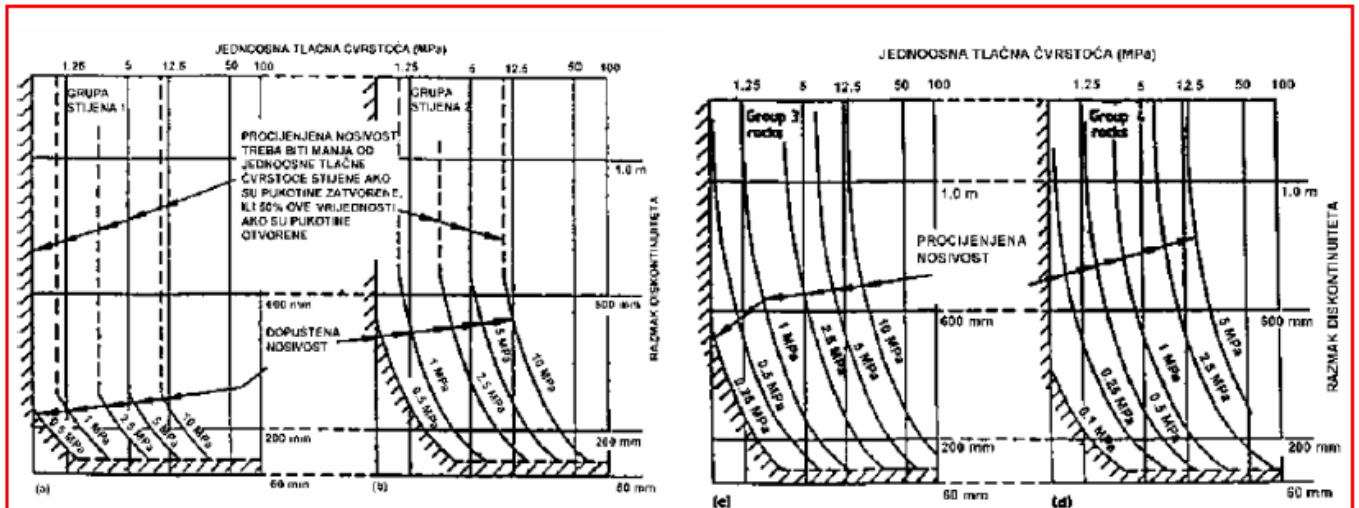
2. METODE ODREĐIVANJE NOSIVOSTI TEMELJA U PRAKSI Ovisno o modelu ponašanja stijenske mase, postoje različiti načini određivanja nosivosti stijenske mase za temelje na stijeni (*probno opterećenje, korištenje iskustvenih tablica, numeričke metode, i zatvorena analitička rješenja*).

2.1. PROBNO OPTEREĆENJE je najpouzdanija metoda određivanja nosivosti temelja na stijenskoj masi; ako se očekuju relativno velika slijeganja, velik je broj elemenata koji utiču na nosivost te posebno ako se radi o problemu koji promatramo kao anizotropan. Međutim, zbog relativne skupoće isplativa su samo kod značajnih građevina kao što su veliki mostovi, lučne brane, nuklearne elektrane i sl.

2.2. KORIŠTENJE “ISKUSTVENIH” PUBLIKOVANIH TABLICA za određene tipove stijenske mase karakteristično je kod jednostavnih konstrukcija na relativno dobrim stijenskim masama. Pretpostavljene vrijednosti nosivosti određene su s relativno velikom rezervom, ali problem je što za istu stijensku masu postoje znatne razlike u vrijednostima prema različitim propisima. U propisima su vrijednosti nosivosti stijenske mase najčešće dovedene u korelaciju s jednoosnom tlačnom čvrstoćom monolitne stijene, RQD indeksom ili nekom od klasifikacija stijenske mase (RMR, Q).

Eurocod 7: Geotechnical design, Part 1: General rules, Annex E, ENV 1997-1:1995 Određivanje nosivosti je zasnovano na podjeli stijena prema tablici uz pretpostavku da konstrukcija može podnijeti slijeganje koje je manje od 0,5 % širine temelja.

Grupa	Vrsta stijene
1	Čvrsti vapnenac i dolomit Karbonatni pješčenjak malog poroziteta
2	Eruptivni oolitni i laporoviti vapnenac Dobro cementirani pješčenjak Stvrdnuti karbonatni mulj Metamorfne stijene, uključujući škriljavce i slejtove (ravni klivaž/ uslojavanje)
3	Izrazito laporoviti vapnenac Slabo cementirani pješčenjak Slejt i škriljavac (strmi klivaž/folijacija)
4	Necementirani očvrsnuli mulj i šejl

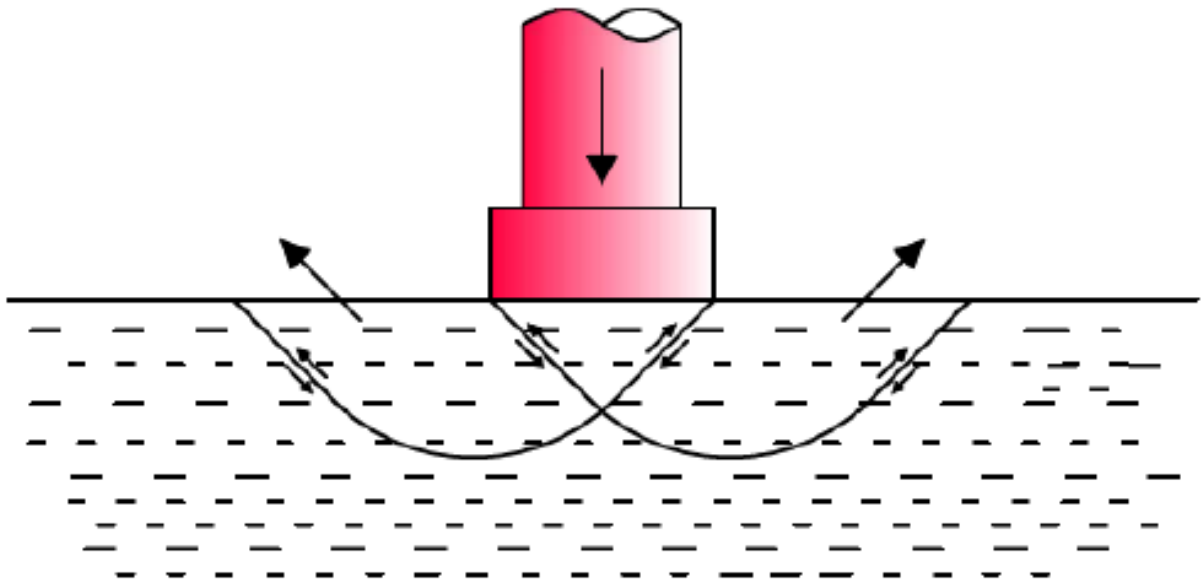


Pretpostavljena nosivost kvadratnog temelja na stijeni

Pretpostavljena nosivost temelja određuje se prema gornjim dijagramima za različite skupine stijene. Vrsta stijene za svaku skupinu prikazana je u prethodnoj tablici.

2.3. NUMERIČKE METODE koriste se kod složenih situacija u diskontinuiranoj stijenskoj masi. Takve metode zahtijevaju upotrebu odgovarajućih parametara čvrstoće i deformabilnosti stijenske mase koje je potrebno izmjeriti. Prednost takve metode jest u tome što se proračunom mogu obuhvatiti uticaji širine temelja, dubine temeljenja, te slojevitost odnosno općenito uticaj diskontinuiteta. Uz određena pojednostavljenja moguće je umjesto numeričkih metoda koristiti i zatvorena analitička rješenja. Međutim, takva pojednostavljenja daju značajna odstupanja od stvarnog stanja pa su primjerena samo za manje značajne građevine.

2.4. ZATVORENA ANALITIČKA RJEŠENJA primjenjuju se u kontinuiranoj sredini a) Kod izrazito razlomljene stijenske mase, koja se može promatrati kao kvazihomogena, javlja se mehanizam loma vrlo sličan onom u tlu, pa se za proračun granične nosivosti mogu primjenjivati teorije razvijene za tlo.



Nosivost stijene za takav, opšti posmični slom stijenske mase može se procijeniti pomoću Buisman-Terzaghijevog izraza za nosivost. Izraz se koristi za duge kontinuirane temelje s omjerom dužine i širine većim od 10.

$$q = cN_c + 0.5 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

q - nosivost tla

γ - efektivna težina stijene

B - širina temelja

D - dubina baze temelja

c - kohezija stijenske mase

N_c, N_γ, N_q - faktori nosivosti

$$N_c = 2\sqrt{N_\phi} (N_\phi + 1)$$

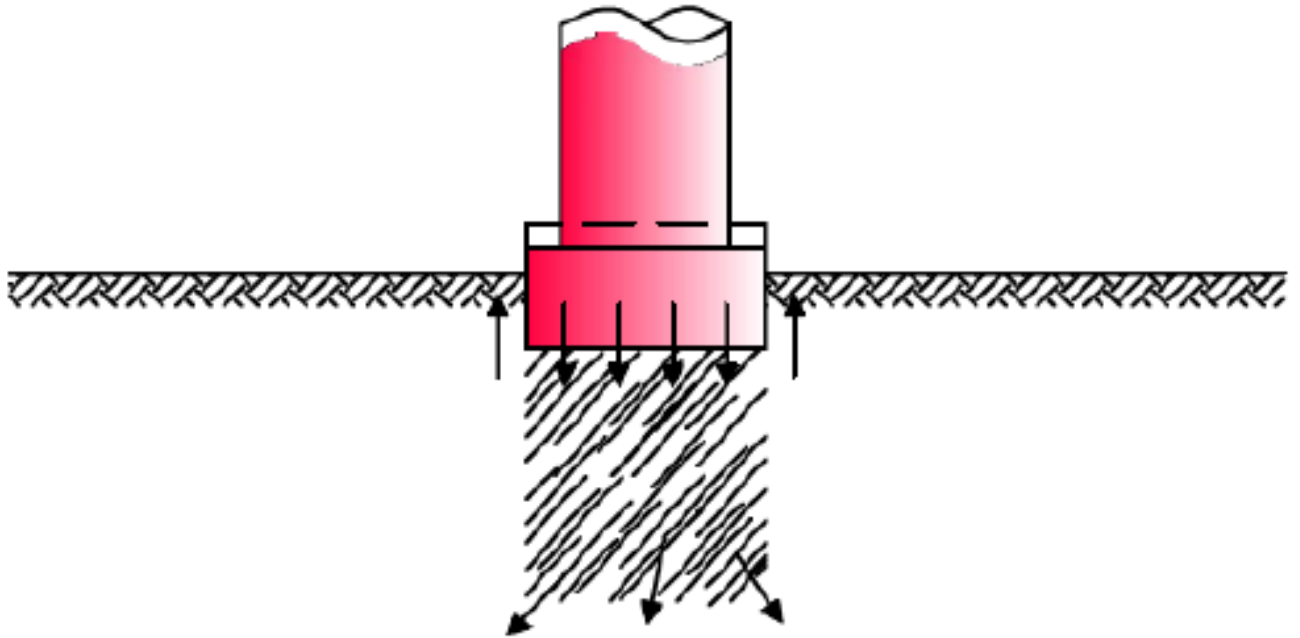
$$N_\gamma = \sqrt{N_\phi} (N_\phi^2 - 1)$$

$$N_q = N_\phi^2$$

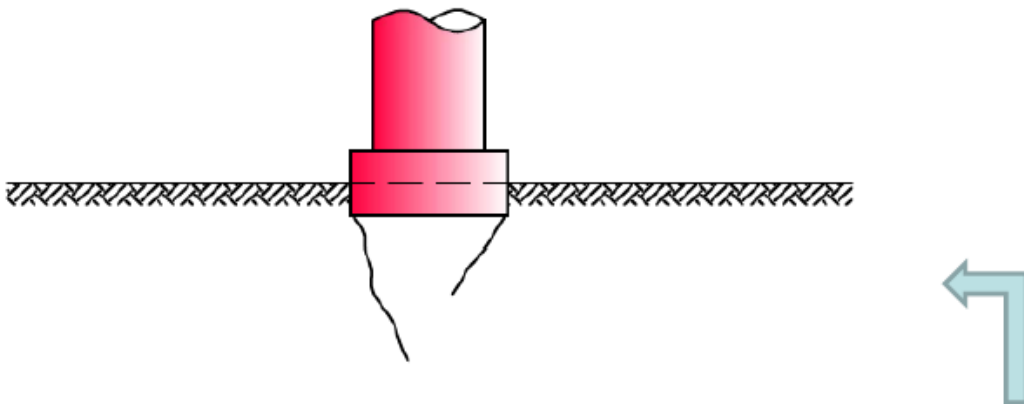
$$N_\phi = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

ϕ - ugao unutrašnjeg trenja stijenske mase

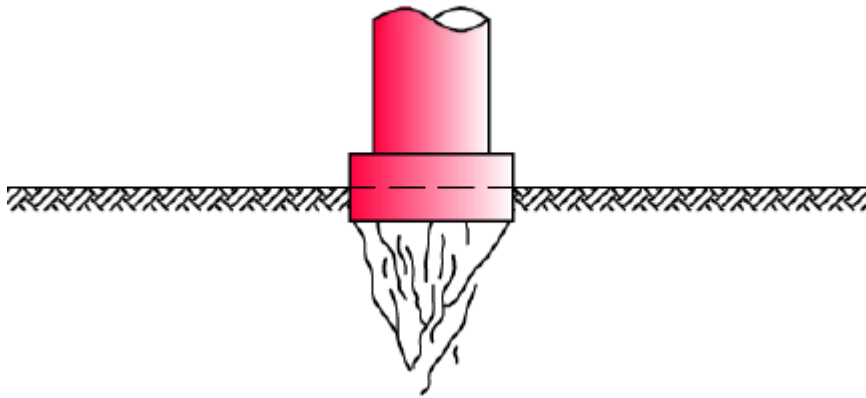
b) Kod slabo cementiranih sedimentnih stijena ili izrazito poroznih stijena, mehanizam sloma se može opisati kao kolaps strukture pora. Ispod opterećene površine u takvim je stijenama lom vidljiv kao “utiskivanje” u stijenu.



c) Kod čvrstih, malo poroznih i krutih stijena, koje imaju malu vlačnu čvrstoću, mehanizam sloma se može opisati širenjem vlačnih pukotina.

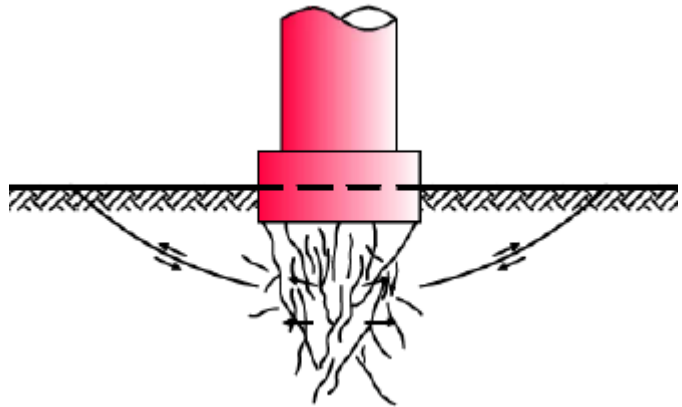


U početku nanošenja opterećenja na temelj odnos naprezanja i deformacije može se izraziti linearno elastičnim modelom. Kada naprezanje u stijenskoj masi ispod temelja u nekom smjeru dosegne vlačnu čvrstoću počinje razvoj vlačnih pukotina.

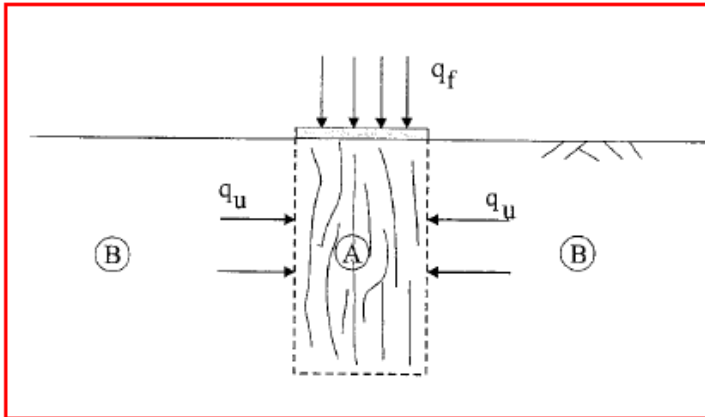


Daljnijim povećanjem opterećenja pukotine se umnožavaju zbog čega se javlja zdrobljena zona ispod temelja

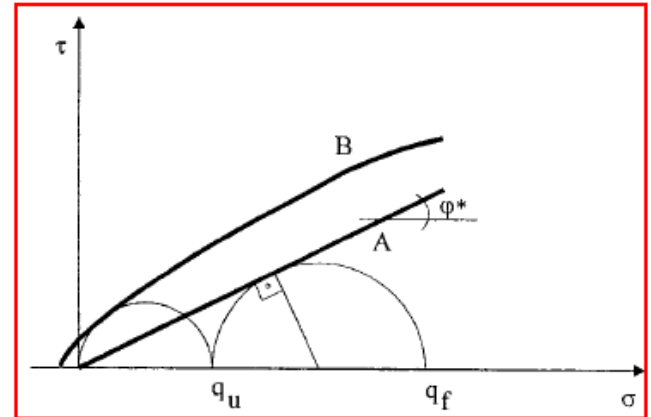
Zbog učinka dilatacije, zdrobljeni se klin ispod temelja širi bočno, uzrokujući pojavu radijalnih pukotina. Daljnijim širenjem te pukotine mogu izbiti na površinu u okolini temelja, pa se time formira izbačeni klin.



Goodman (1989.)



Model proračuna granične nosivosti plitkog temelja na stijenskoj masi



Proračun granične nosivosti plitkog temelja na homogenoj izotropnoj čvrstoj stijeni prema modelu sa slike do.

Za slučaj c) Goodman je odredio graničnu nosivost za plitki temelj prema Mohr-Coulombovom i Hoek-Brownovom kriteriju čvrstoće. Ako promatramo zdrobljeno područje ispod temelja (područje A na slici), kao stup pridržan okolnom stijenom (područje B), tada najveći horizontalni otpor koji može pružiti područje B odgovara jednoosnoj tlačnoj čvrstoći stijenske mase (q_u). Čvrstoća zdrobljene stijenske mase ispod temelja prikazana je donjom krivuljom A, a čvrstoća okolne stijene prikazana je gornjom krivuljom B.

Goodman prema Mohr-Coulombovom zakonu čvrstoće

Granična nosivost plitkog temelja na stijenskoj masi:

$$q_f = q_u \cdot \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi^*}{2} \right) \right]$$

$$q_{dop} = \frac{q_f}{F_s}$$

q_f – granična nosivost stijenske mase

q_{dop} – dopušteno opterećenje temelja

q_u – jednoosna tlačna čvrstoća stijenske mase

φ^* – ugao unutrašnjeg trenja za zdrobljenu stijenu

F_s – faktor sigurnosti

Goodman prema Hoek-Brownom zakonu čvrstoće

Granična nosivost plitkog temelja na stijenskoj masi:

$$q_f = \left[m_b \cdot \sigma_c \cdot \left(s \cdot \sigma_c^{\frac{1}{a}} \right)^a + s \cdot \sigma_c^{\frac{1}{a}} \right]^a + \left(s \cdot \sigma_c^{\frac{1}{a}} \right)^a$$

q_f – granična nosivost stijenske mase

σ_c – jednoosna tlačna čvrstoća stijenske mase

m_b, s, a – parametri stijenske mase

Xiao-Li, Jian-Hua(2005)

Granična nosivost plitkog temelja , za stijensku masu čija se čvrstoća može opisati Hoek-Brownovim kriterijem:

$$q_u = s^{0.5} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma + q_0 \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B_0 \cdot N_q$$

N_σ, N_q, N_γ – faktori nosivosti

q_0 – površinsko opterećenje temelja

B_0 – širina temelja

γ – jedinična težina stijenske mase

Za temelj na površini površinsko opterećenje je q_0 i ako se analizira materijal bez težine $\gamma=0$, izraz postaje:

$$q_u = s^{0.5} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma$$

Za pet vrsta stijena, malo poremećenu stijensku masu ($D_{HB}=0,1$), te neke karakteristične vrijednosti GSI indeksa, proračunati su faktori nosivosti N_σ .

(GSI- Geološki Indeks Čvrstoće)

Geološki indeks čvrstoće	GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$	Parametar intaktne stijene- ovisi o stijeni koja gradi stijensku masu te o njezinim mehaničkim svojstvima
5	2,107	2,849	4,289	4,938	7,940		
10	3,785	5,215	7,949	9,159	14,597		
15	5,467	7,544	11,418	13,096	20,415		
20	6,793	9,316	13,917	15,873	24,223		
25	7,637	10,382	15,299	17,363	26,036		
30	8,044	10,832	15,762	17,813	26,341		
35	8,123	10,834	15,585	17,549	25,661		
40	7,985	10,549	15,014	16,852	24,409		
45	7,717	10,099	14,228	15,923	22,876		
50	7,381	9,569	13,347	14,895	21,234		
55	7,018	9,013	12,448	13,853	19,602		
60	6,653	8,463	11,572	12,843	18,039		
65	6,301	7,938	10,745	11,891	16,576		
70	5,968	7,448	9,978	11,010	15,227		
75	5,660	6,996	9,274	10,203	13,995		
80	5,376	6,582	8,633	9,468	12,877		

Faktori nosivosti N_σ za 5 vrsta stijena

Ako iz razmatranja isključimo analizu uticaja slijeganja, kada je određena granična nosivost, sljedeći korak je utvrđivanje dopuštenog opterećenja. Ta vrijednost mora biti manja od granične nosivosti da bi se osigurao prihvatljiv nivo rizika od loma temelja. Serrano i Olalla predložili su globalni faktor sigurnosti koji je određen na osnovi vjerovatnoće pojave loma temelja, a za stijenske mase kod kojih je primjenjiv Hoek-Brownov kriterij čvrstoće. Predloženi faktor sigurnosti treba obuhvatiti:

- Statističko variranje parametara stijenske mase s kojima je izvršen proračun granične nosivosti.
- Stepem s kojim model loma stijenske mase upotrijebljen u proračunu odgovara stvarnom stanju.

Globalni faktor sigurnosti izražen je kao umnožak:

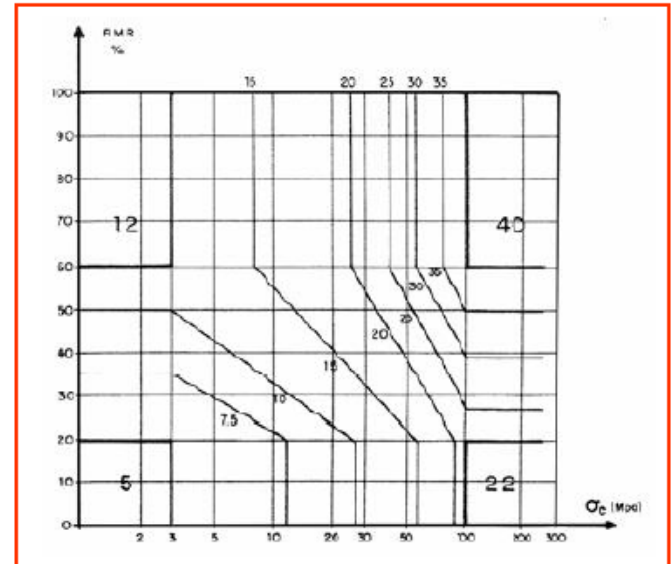
$$F = F_p \cdot F_m$$

F_m – parcijalni faktor kojim se razmatra mogućnost pojave krugog loma, ovisi o jednoosnoj tlačnoj čvrstoći stijenske mase (σ_c), vrsti stijene (m_0) te veličini temelja.

$$\sigma_c > 100 \text{ MPa} \rightarrow F_m = 5 - 8$$

$$\sigma_c < 12.5 \text{ MPa} \rightarrow F_m = 1$$

F_p – parcijalni faktor koji uzima u obzir statističko variranje parametara stijenske mase (jednoosna tlačna čvrstoća, parametar stijene m_0 , RMR).



Dijagram za određivanje parcijalnog faktora F_p

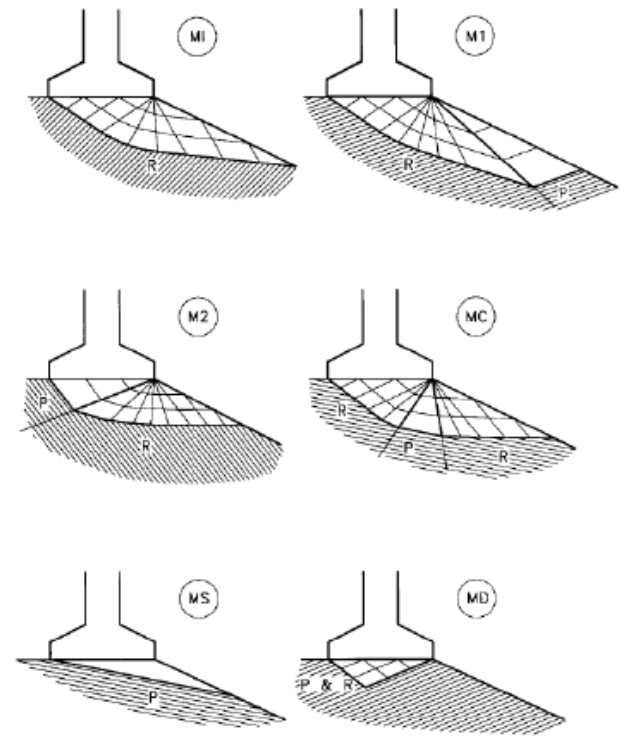
Dopušteno opterećenje stijenske mase dobiva se dijeljenjem granične nosivosti s globalnim faktorom sigurnosti.

Za temelj na stijenskom pokosu s diskontinuitetima u jednom smjeru, Serano i Olalla odredili su 6 mogućih mehanizama sloma stijenske mase.

Mehanizme sloma dobili su kombinacijama dva tipa sloma:

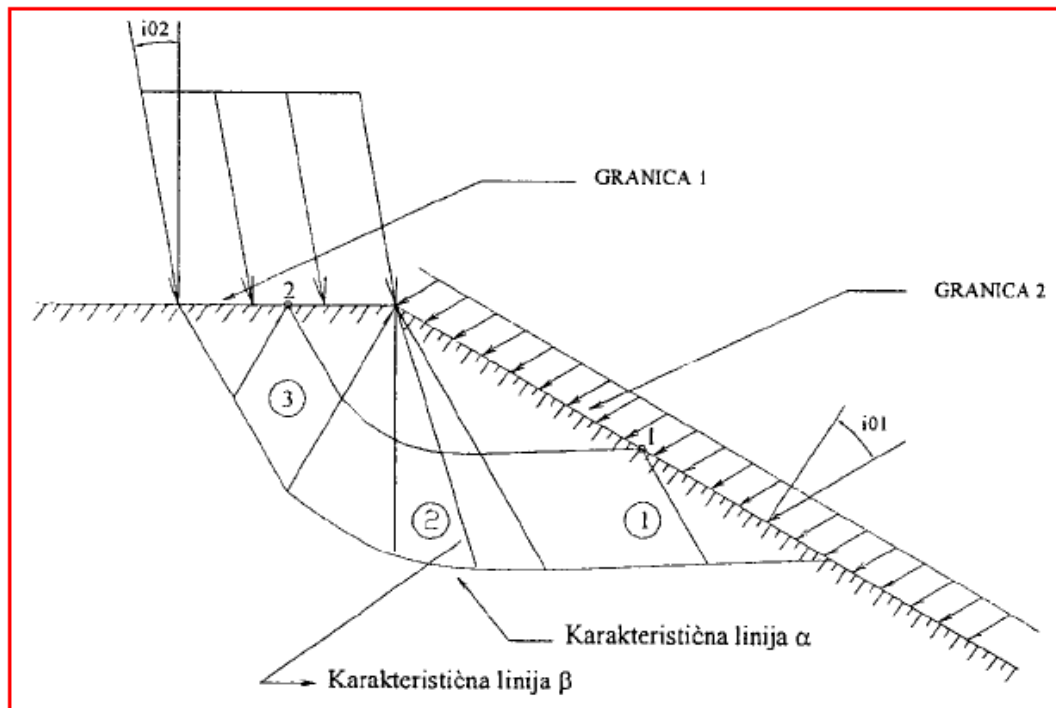
P – slom po plohama diskontinuiteta, i

R – slom kroz stijensku masu



Mehanizmi sloma po Serrano i Olalla

Serrano et al. (2000)



Proračun granične nosivosti plitkog temelja na kvazihomogenoj stijenskoj masi, Serrano et al. (2000)

Serrano i ostali za određivanje granične nosivosti plitkog temelja također koriste Hoek-Brownov kriterij čvrstoće, ali uz pretpostavku posmičnog loma po plohi na kvazihomogenoj stijeni. Možemo reći da Serrano pretpostavlja kliznu plohu, dok Goodman čeka da se klizna ploha formira uslijed prevelikog opterećenja. Za stijensku masu bez težine, horizontalnu površinu stijenske mase oko temelja i vertikalno opterećenje temelja, vrijedi sljedeći izraz za graničnu nosivost plitkog temelja:

$$q_f = \beta_n \cdot (N_\beta - \zeta_n)$$

q_f – granična nosivost stijenske mase

β_n, ζ_n – faktori koji ovise o kvaliteti stijenske mase

N_β – faktor nosivosti (može se očitati iz tablice ili iz dijagrama)

$$\beta_n = A_n \cdot \sigma_c \quad A_n = (A_n^k)^{\frac{1}{k}} \quad A_n^k = m_b(1-a) \frac{1}{2^a} \quad k = (1-a) \cdot \frac{1}{a} \quad \zeta_n = \frac{s}{m_b \cdot A_n}$$

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_n} + \zeta_n$$

$$\sigma_1 = \gamma \cdot h$$

σ_1 – vertikalno geostatičko naprezanje na osnovi(bazi) temelja

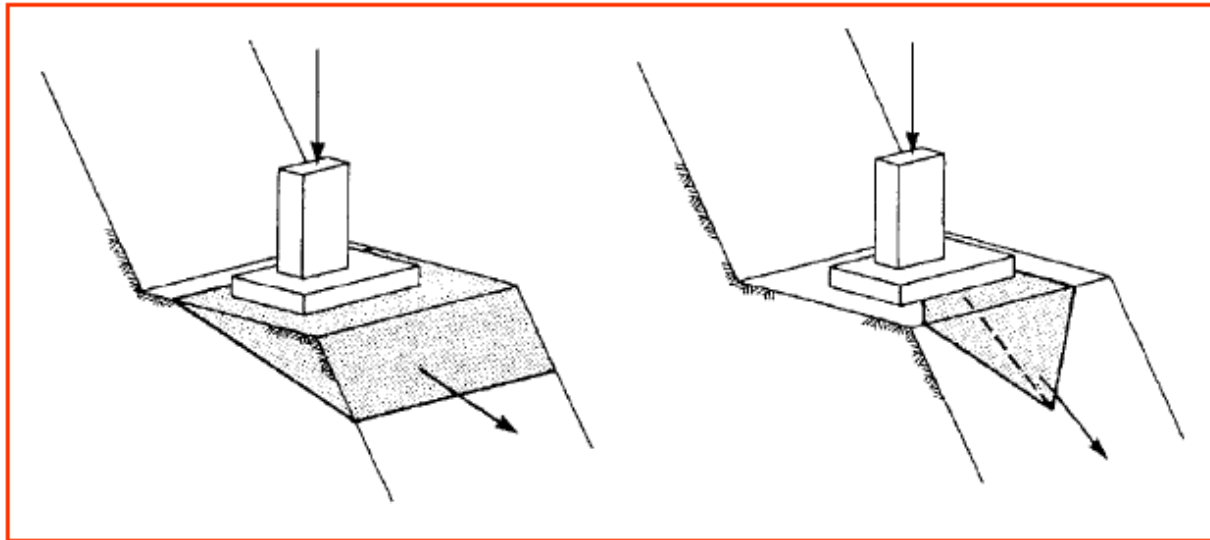


σ_{01}^*	a → 0,50	0,55	0,60	0,65
0	2,66	2,12	1,52	0,94
10^{-6}	2,89	2,16	1,61	1,09
10^{-5}	3,01	2,24	1,72	1,23
10^{-4}	3,30	2,44	1,97	1,54
5×10^{-4}	3,65	2,76	2,32	1,95
10^{-3}	3,86	2,99	2,56	2,22
5×10^{-3}	4,56	3,82	3,45	3,26
10^{-2}	5,00	4,37	4,07	3,97
2×10^{-2}	5,54	5,04	4,89	4,94
4×10^{-2}	6,26	6,01	6,00	6,28
0,1	7,54	7,70	8,09	8,88
0,2	8,90	9,47	10,36	11,81
0,4	10,77	11,90	13,51	15,96
0,7	12,81	14,55	16,98	20,62
1	14,45	16,67	19,79	24,43

Faktor nosivosti N_β

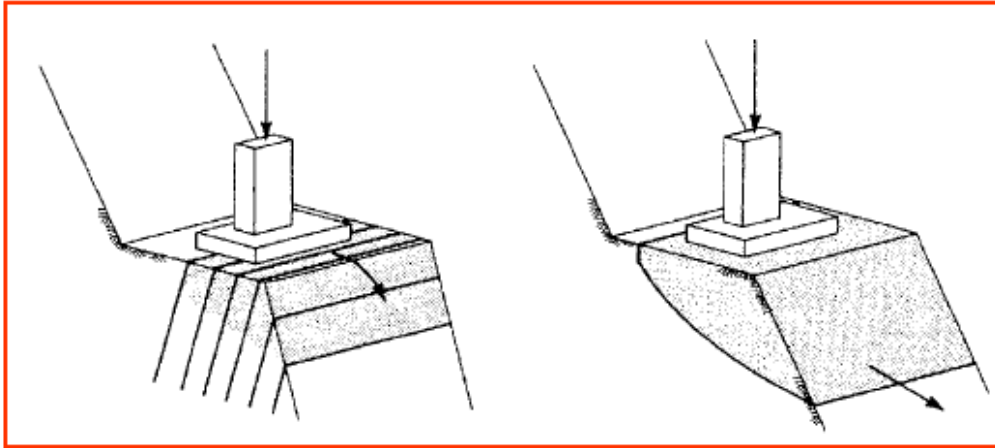
Na sledećim slikama prikazan je uticaj nagiba međuslojnih diskontinuiteta na formiranje oblika loma, prema Duncanu. Ovisno o nagibu pukotina lom nastaje

uzduž diskontinuiteta, kroz stijensku masu, ili kombinovano. Za nagib slojeva veći od oko 60° u odnosu na horizontalu, svojstva posmične čvrstoće diskontinuiteta imaju manji uticaj na veličinu granične nosivosti. Sa smanjenjem nagiba uticaj posmične čvrstoće diskontinuiteta raste.



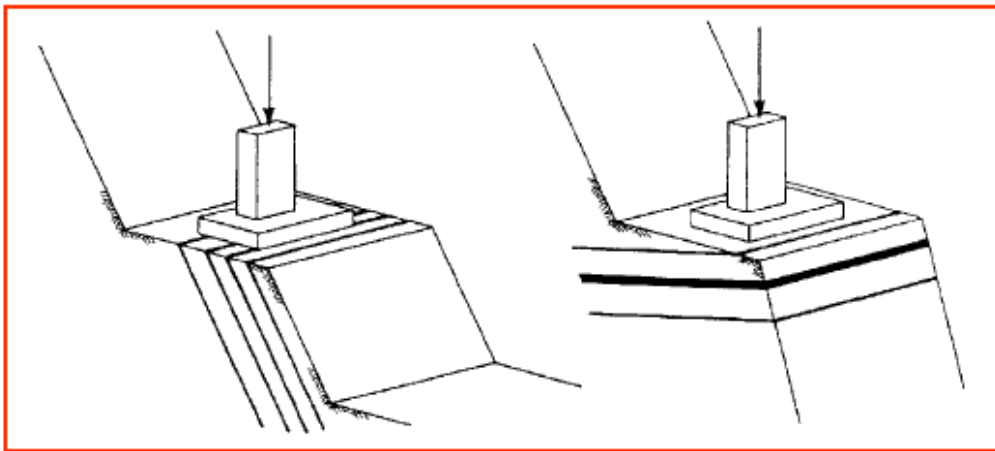
a) ravninsko klizanje po jednoj pukotini

b) klizanje klina formiranog od dvije pukotine



c) prevrtanje

d) opšti lom u izrazito razlomljenoj stijenskoj masi



e) stabilni uslovi s obzirom na položaj pukotinskog sistema

f) stabilni uslovi, ali debela ispuna može rezultirati značajnim slijeganjem