

**Sveučilište u Zagrebu
Građevinski fakultet**

Preddiplomski studij

GEOTEHNIČKO INŽENJERSTVO

9. predavanje

Temeljenje na stijeni

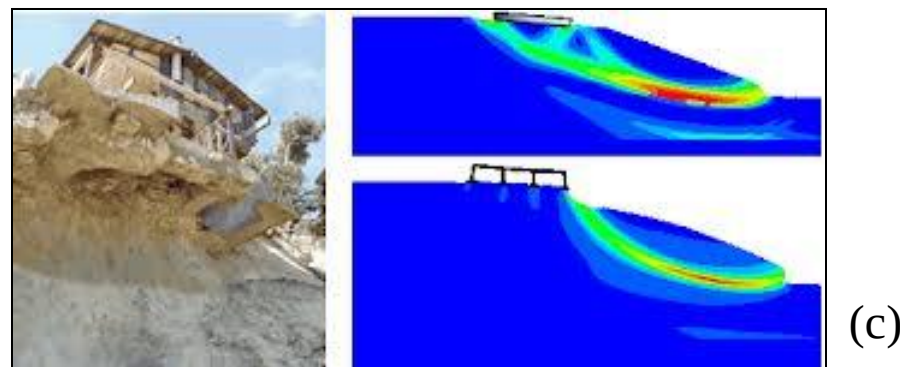


- Temeljenje na stijeni
 - Uvod
 - Raspodjela naprezanja ispod djelujućih sila
 - Nosivost temelja
 - Nosivost temelja na stijenskom pokosu
 - Duboko temeljenje

Proračun temeljenja na stijeni obuhvaća 3 različita aspekta djelovanja temelja:

- **Nosivost stijenske mase**, koja osigurava da se neće dogoditi slom stijenske mase ili njeno puzanje ispod temelja
- **Slijeganje temelja** koje proizlazi iz elastičnih i neelastičnih deformacija stijenske mase i stiskanja mekših slojeva koji se nalaze u stijenskoj masi
- **Stabilnost temelja** uslijed posmičnog sloma blokova stijenske mase formiranog po presjecajućim diskontinuitetima u opterećenom području ispod temelja

Ponašanje temelja mora se provjeriti u odnosu na sva tri uvjeta koja su neovisna jedno o drugom.



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 uzrokovane zbog prekoračenja sva tri uvjeta.

Ova tri uvjeta 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 uvjet, tj. stabilnost stijenskih blokova ispod temelja.
2. **Granično stanje uporabivosti** - slijeganja konstrukcije uzrokovana deformacijom temeljne stijene moraju biti manja od dopuštenih slijeganja za konstrukciju.

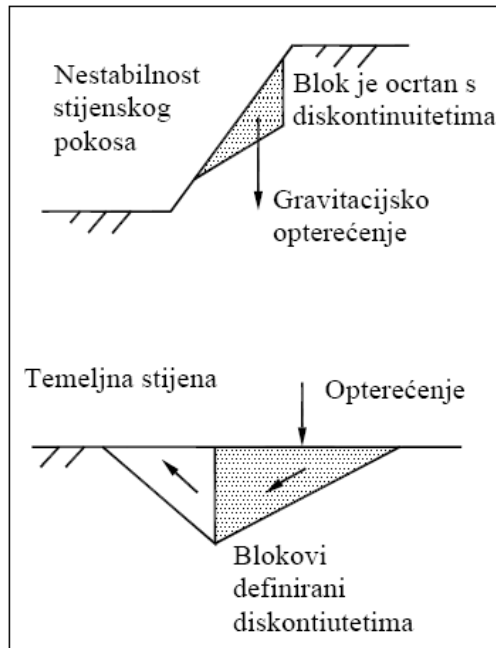
Pri projektiranju temelja na stijeni treba uzeti u obzir sljedeće značajke:

- 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.
- Razinu i tlakove podzemne vode.

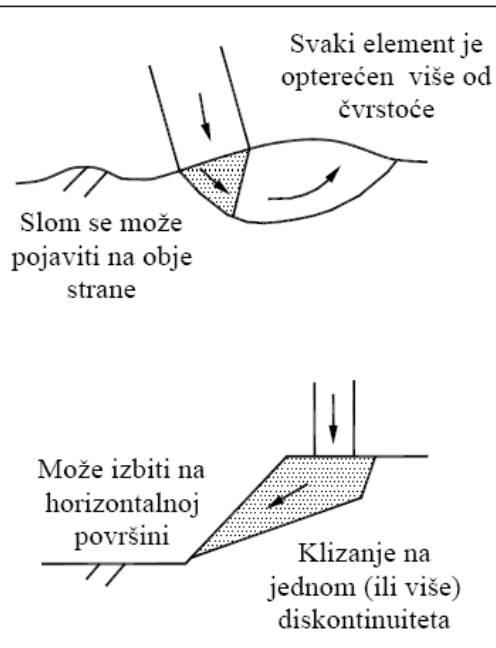
Nestabilnost temelja može biti inicirana aktiviranjem *već postojećih diskontinuiteta* ili stvaranjem ploha diskontinuiteta *pod utjecajem vanjskih opterećenja*.

Budući da se opterećenje od konstrukcije prenosi na stijenu, vrlo je važno analizirati interakciju stijena – konstrukcija.

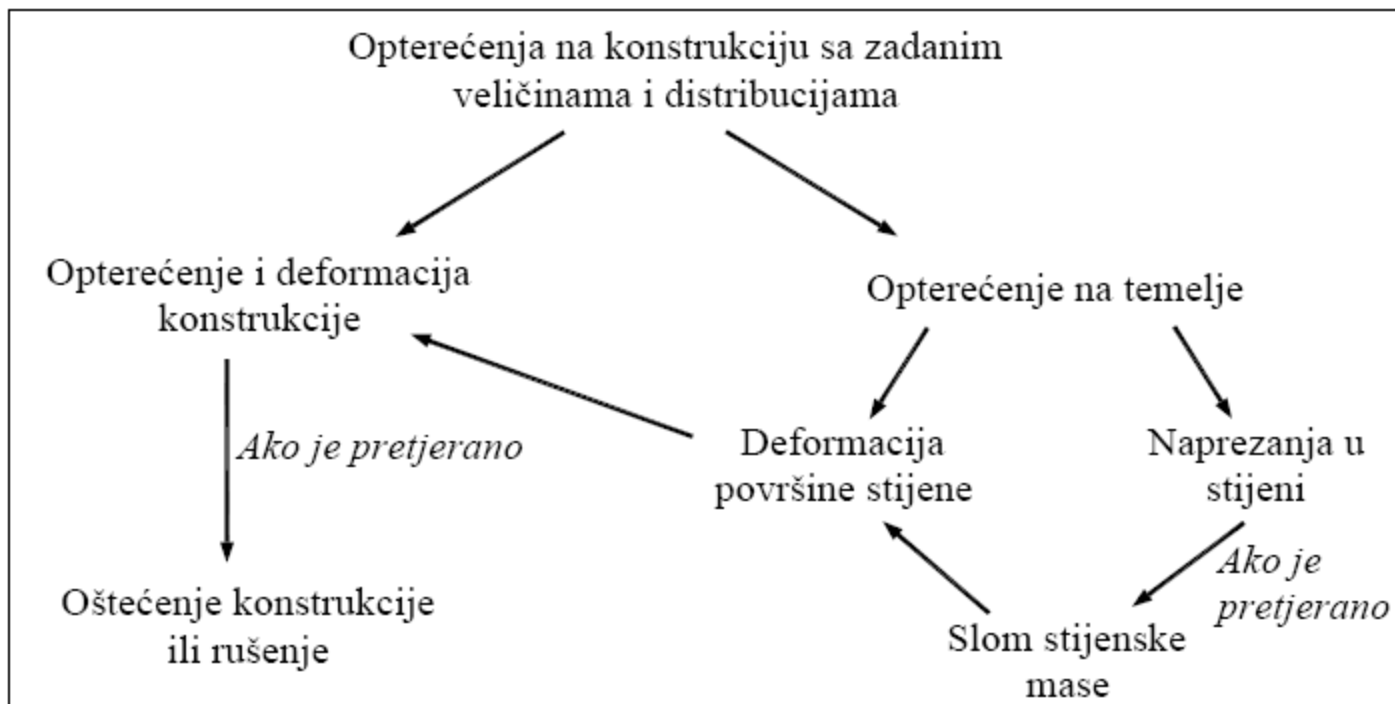
NESTABILNOST ZBOG POSTOJEĆIH DISKONTINUITETA



NESTABILNOST ZBOG UTJECAJA VANJSKIH OPTEREĆENJA



Nestabilnost uzrokovana gravitacijom u odnosu na nestabilnost uzrokovanu vanjskim silama

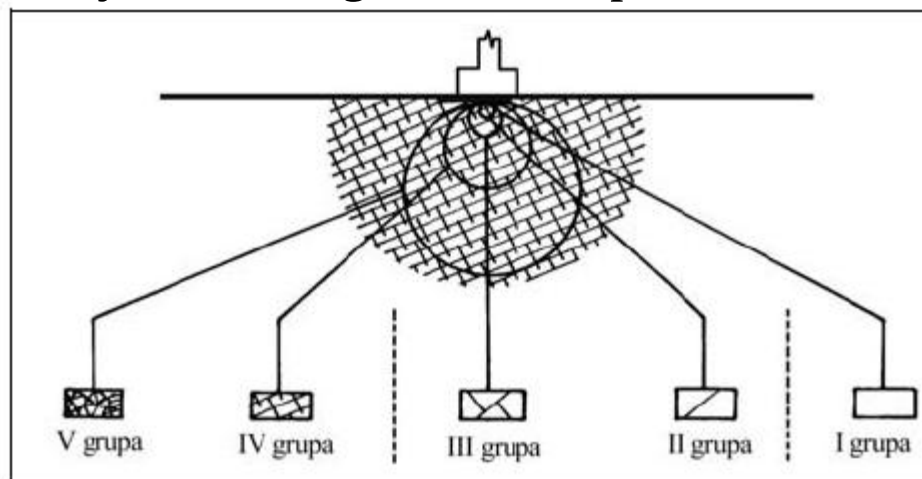


*Pojednostavljeni prikaz dijagrama toka kod
analize interakcije stijena - konstrukcija*

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 uvjetno homogenu i izotropnu



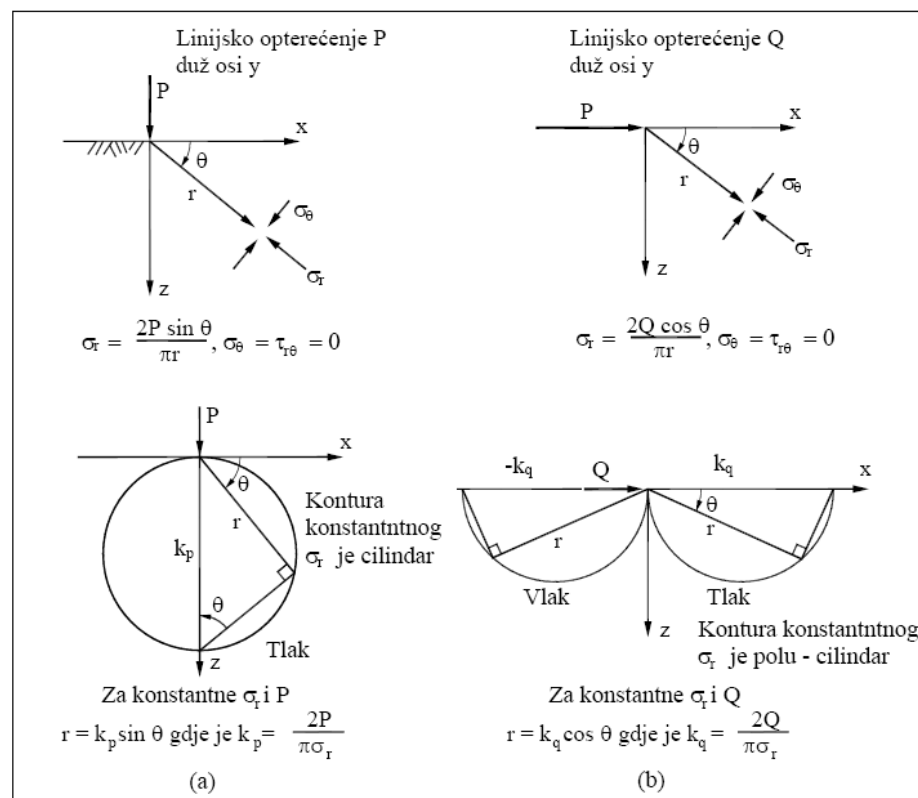
Boussinesq (1883) i **Cerruti** (1882) su izveli jednadžbe raspodjele naprezanja ispod CHILE poluprostora za ravninski slučaj vertikalnog i horizontalnog linijskog opterećenja.

CHILE poluprostor:

➤ *kontinuirani, homogeni, izotropni, linearnoelastičan*

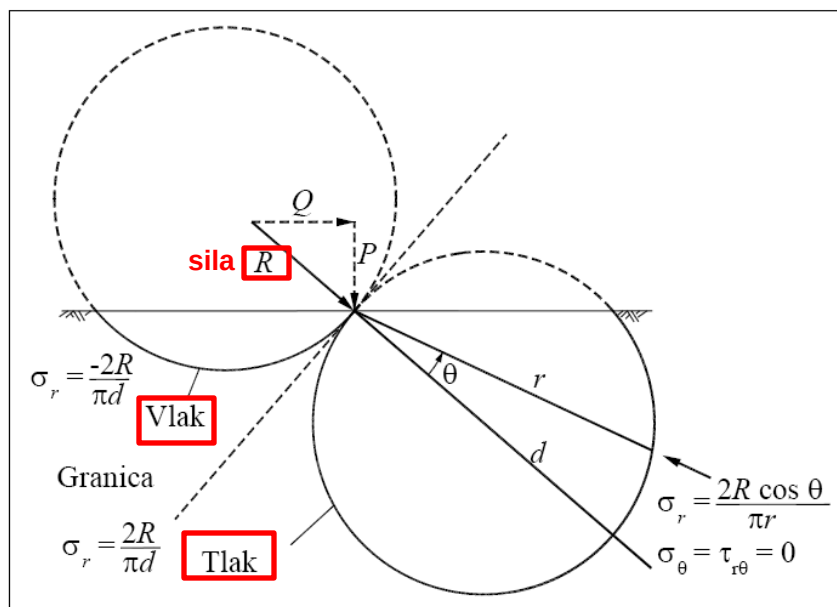
Radijalno naprezanje na udaljenosti r od linijskog opterećenja R i pod nagibom θ u odnosu na ravninu djelovanja iznosi:

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



Analiza donje granice nosivosti temeljnog tla s pripadajućom Mohrovom kružnicom

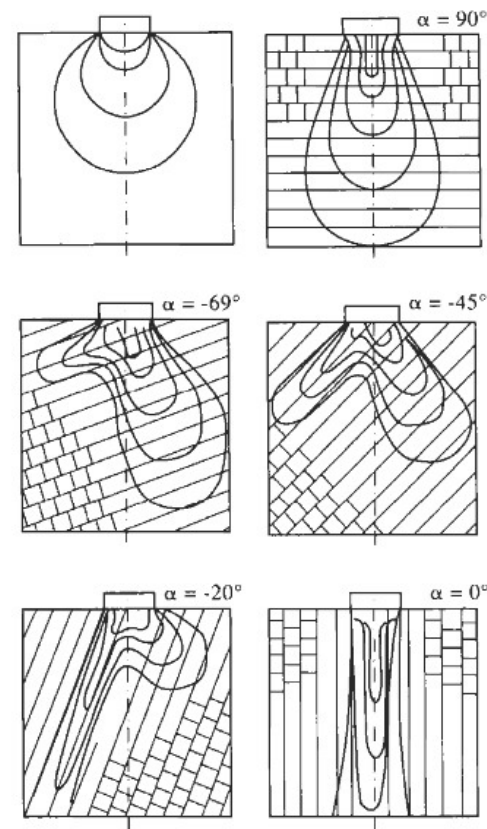
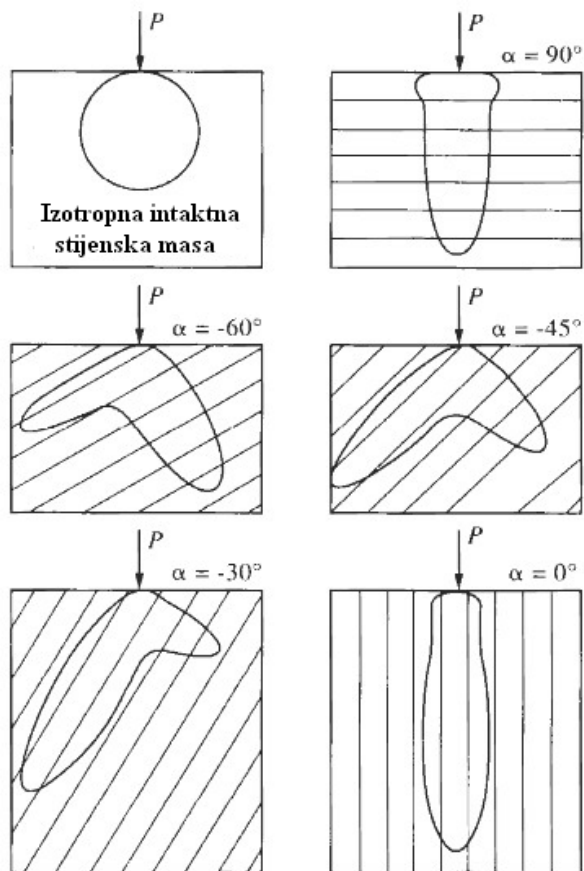
Silu koja djeluje u proizvoljnom nagibu u odnosu na površinu poluprostora možemo razdijeliti na horizontalnu i vertikalnu komponentu i pomoću Boussinesquove i Cerrutijeve jednadžbe doći do raspodjele naprezanja.



Ukoliko je stijenska masa presječena sa sustavom diskontinuiteta, tada postoji mogućnost da neće moći podnijeti ni tlačno ni posmično naprezanje bez obzira na veličinu danog 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:

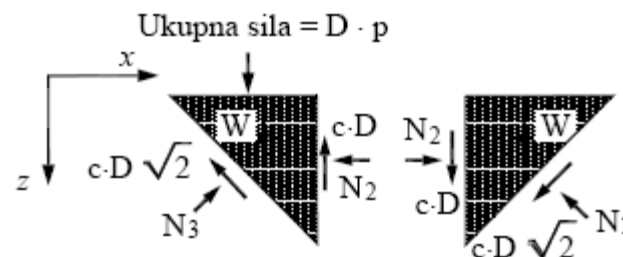
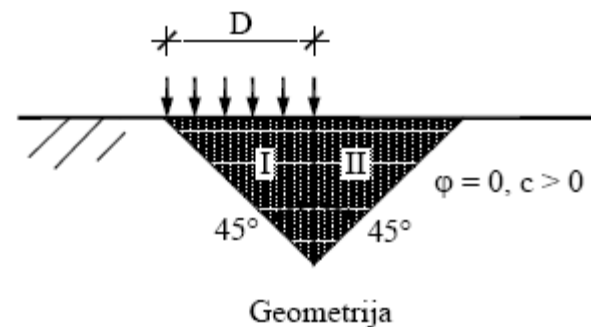
a) Teorem gornje granice. Pri procjeni sile plastičnog sloma izjednačavanjem promjene disipacije unutrašnje energije sa promjenom rada vanjskih sila, pri bilo kojem pretpostavljenom mehanizmu diskretnih blokova - dana procjena će rezultirati višoj ili točnoj vrijednosti sile sloma.

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 dane 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 uvjetovana pomacima krutih stijenskih blokova uzduž **već postojećih diskontinuiteta**.

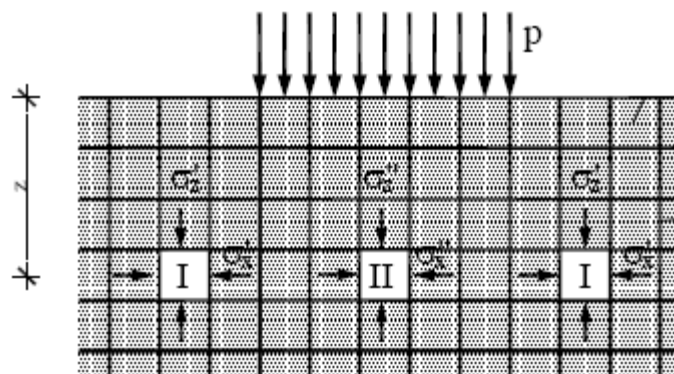
Pristup koji se u analizi koristi je primjena koncepta virtualnog rada, po kojemu se pomoću izračuna ravnoteže djelujućeg rada uspostavlja ravnoteža djelujućih sila.



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 uvjetovana **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 naprezanja koja djeluju na bokove elemenata u odnosu na prikladni 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 utječu 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” PUBLICIRANIH

TABLICA za određene tipove stijenske mase karakteristično je kod jednostavnih konstrukcija na relativno dobrim stijenskim masama.

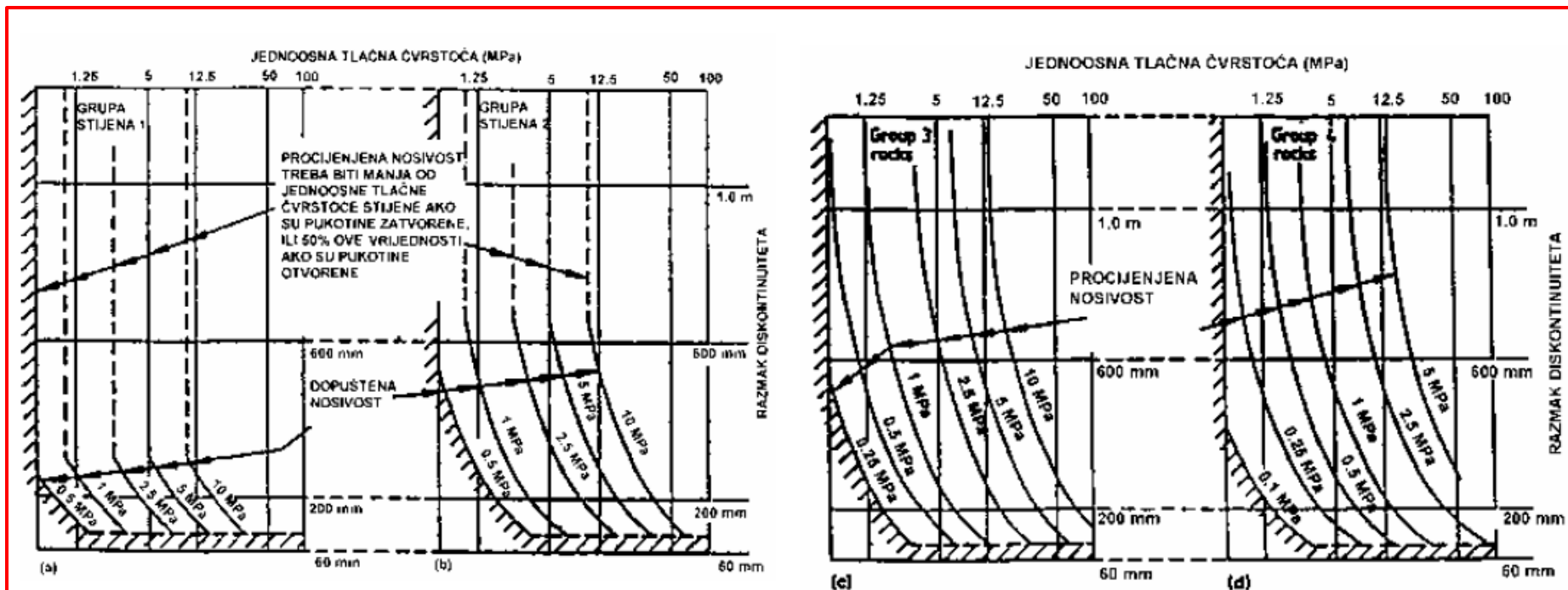
Pretpostavljene vrijednosti nosivosti određene su s relativno velikom rezervom, ali problem je što za istu stijensku masu postoje znatne razlike u vrijednostima prema različitim propisima.

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

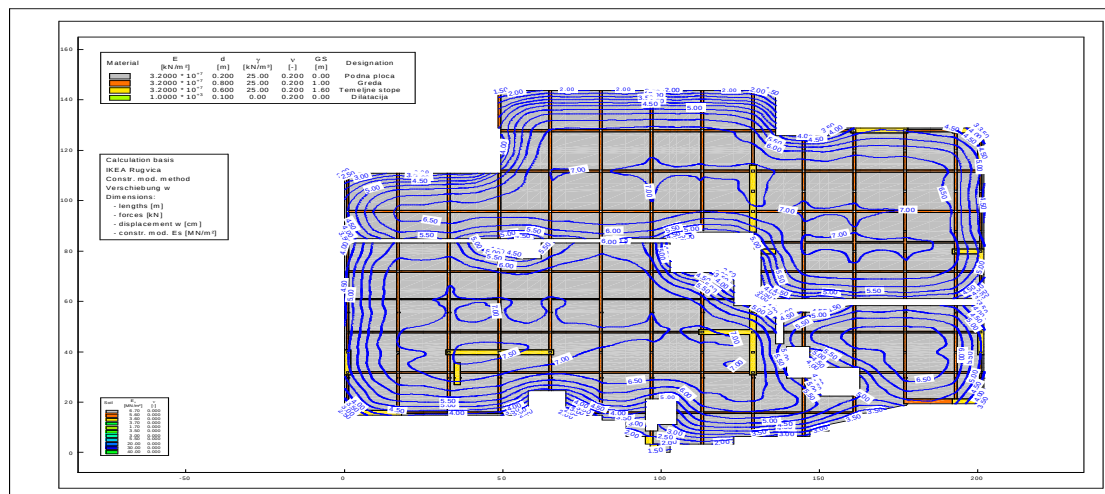
Pretpostavljena nosivost temelja određuje se prema gornjim dijagramima za različite skupine stijene. Vrsta stijene za svaku skupinu prikazana je u prethodnoj tablici.

2.3. NUMERIČKE METODE koriste se kod složenih situacija u diskontinuiranoj stijenskoj masi.

Takve metode zahtijevaju uporabu odgovarajućih parametara čvrstoće i deformabilnosti stijenske mase koje je potrebno izmjeriti.

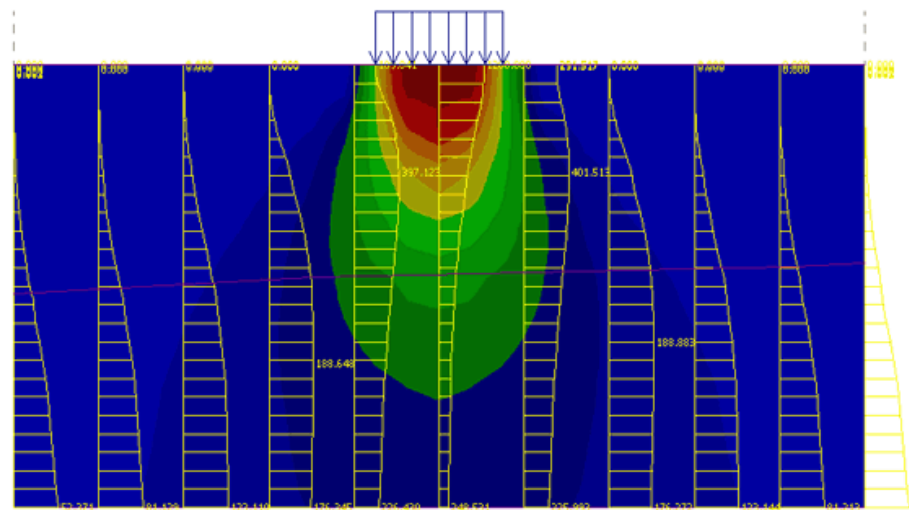
Prednost takve metode jest u tome što se proračunom mogu obuhvatiti utjecaji širine temelja, dubine temeljenja, te slojevitost odnosno općenito utjecaj diskontinuiteta.

Uz određena pojednostavljenja moguće je umjesto numeričkih metoda koristiti i zatvorena analitička rješenja. Međutim, takva pojednostavljenja daju značajna odstupanja od stvarnog stanja pa su prikladna samo za manje značajne građevine.



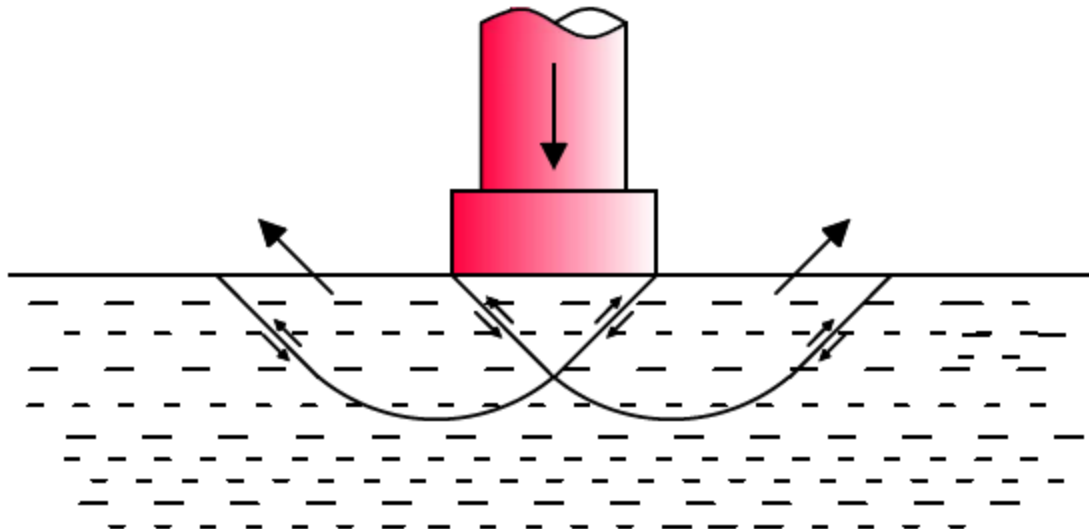
*Prikaz rezultata
numeričkog modeliranja,
slijeganje temeljne ploče*

*Prikaz rezultata
numeričkog modeliranja,
raspodjela naprezanja
ispod temelja*



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, opći posmični slom stijenske mase može se procijeniti pomoću **Buisman-Terzaghijevog** izraza za nosivost.

Izraz se koristi za duge kontinuirane temelje s omjerom duljine 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*

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

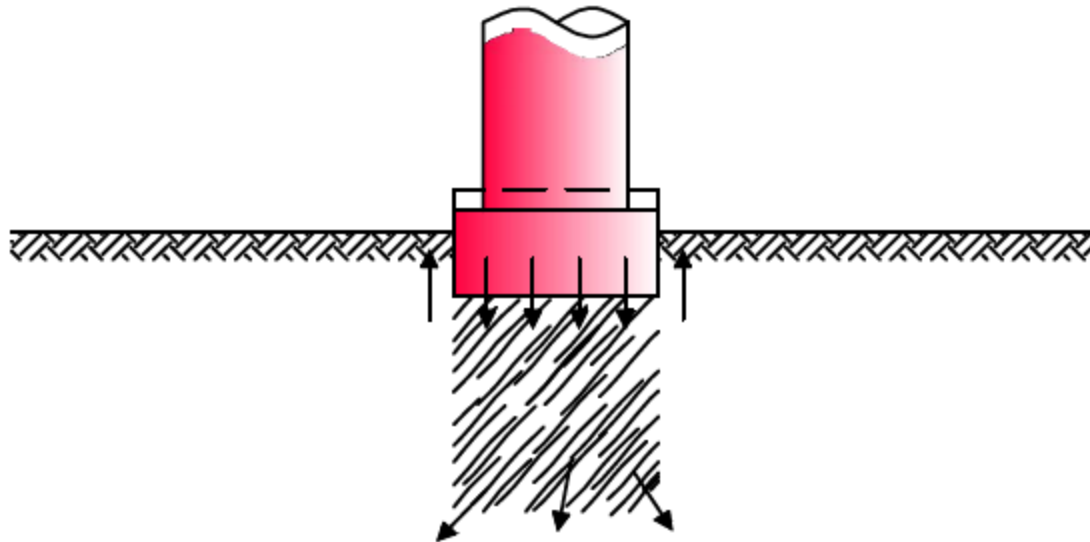
$$N_\gamma = \sqrt{N_\phi} (N_\phi^2 - 1)$$

$$N_q = N_\phi^2$$

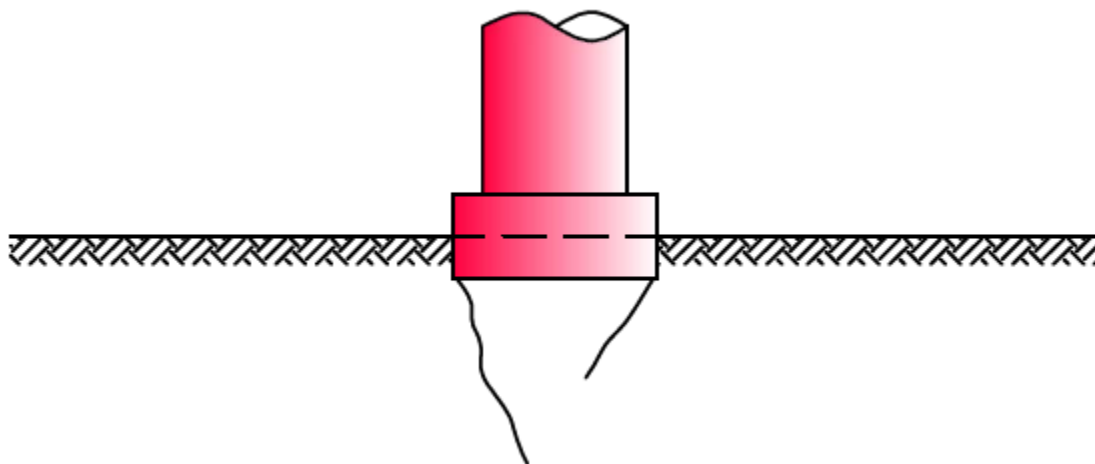
$$N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

ϕ - kut unutarnjeg 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.

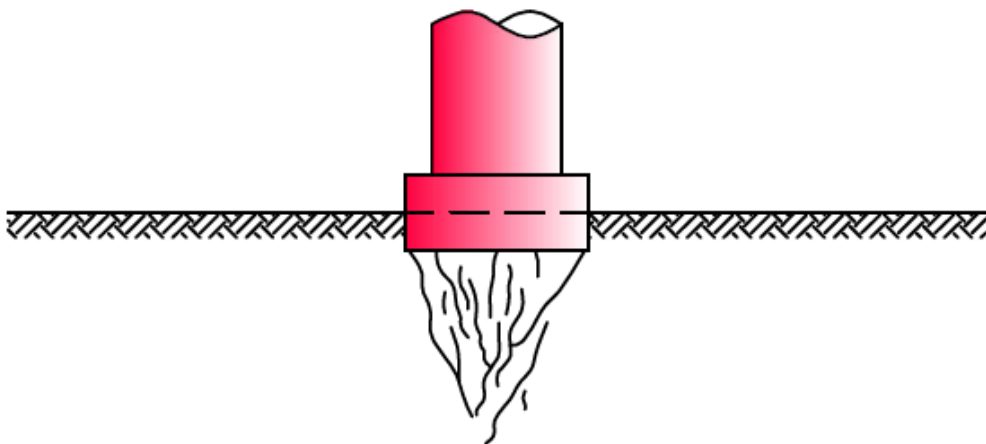


- c) Kod čvrstih, malo poroznih i krutih stijena, koje imaju malu vlačnu čvrstoću, mehanizam sloma se može opisati širenjem vlačnih pukotina.



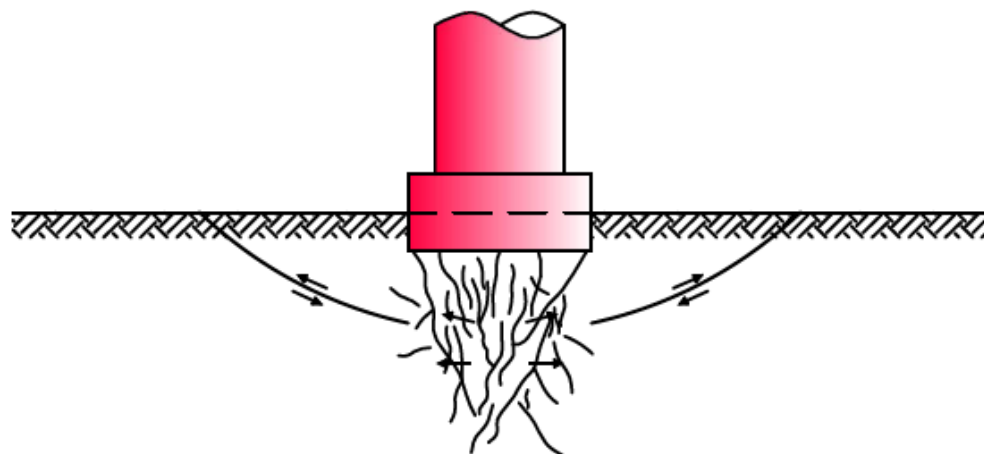
U početku nanošenja opterećenja na temelj odnos naprezanja i deformacije može se izraziti linearno elastičnim modelom.

Kada naprezanje u stijenskoj masi ispod temelja u nekom smjeru dosegne vlačnu čvrstoću počinje razvoj vlačnih pukotina.

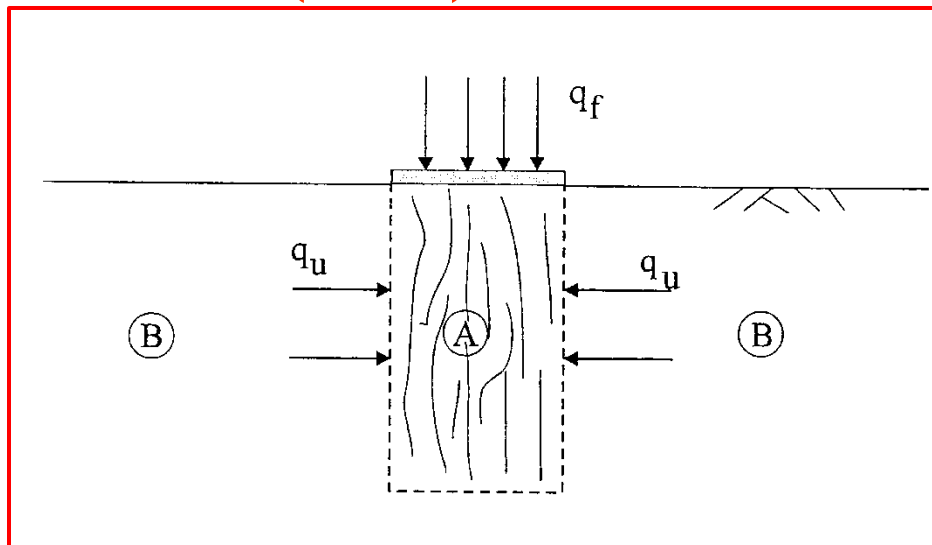


Daljnjim povećanjem opterećenja pukotine se umnožavaju zbog čega se javlja zdrobljena zona ispod temelja.

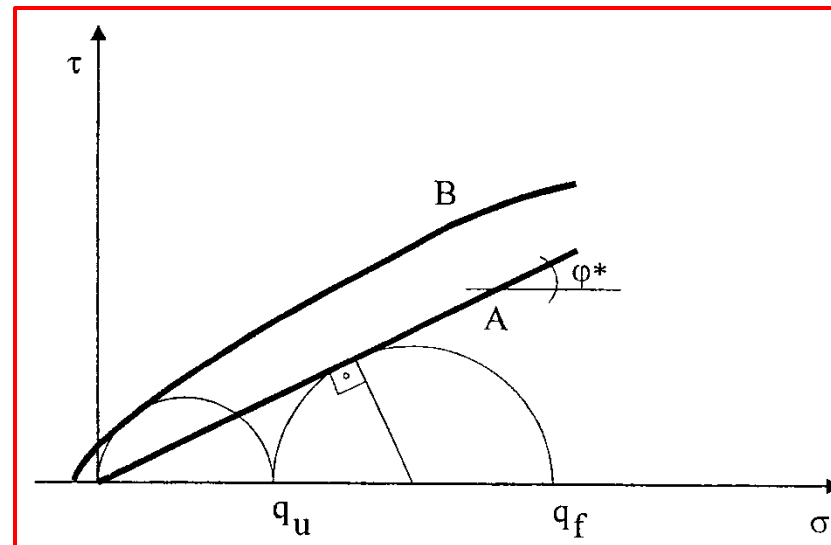
Zbog učinka dilatacije, zdrobljeni se klin ispod temelja širi bočno, uzrokujući pojavu radijalnih pukotina. Daljnjim širenjem te pukotine mogu izbiti na površinu u okolini temelja, i se time formira izbačeni klin.



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^* – kut 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} .

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

D_{HB} - faktor
poremećenosti
stijenske mase

Ako iz razmatranja isključimo analizu utjecaja slijeganja, kada je određena **granična nosivost**, sljedeći korak je utvrđivanje **dopuštenog opterećenja**. Ta vrijednost mora biti manja od granične nosivosti da bi se osigurala prihvatljiva razina rizika od loma temelja.

Serrano i Olalla predložili su **globalni faktor sigurnosti** koji je određen na osnovi vjerojatnosti 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.
- Stupanj s kojim model loma stijenske mase upotrijebljen u proračunu odgovara stvarnom stanju.

Globalni faktor sigurnosti izražen je kao umnožak:

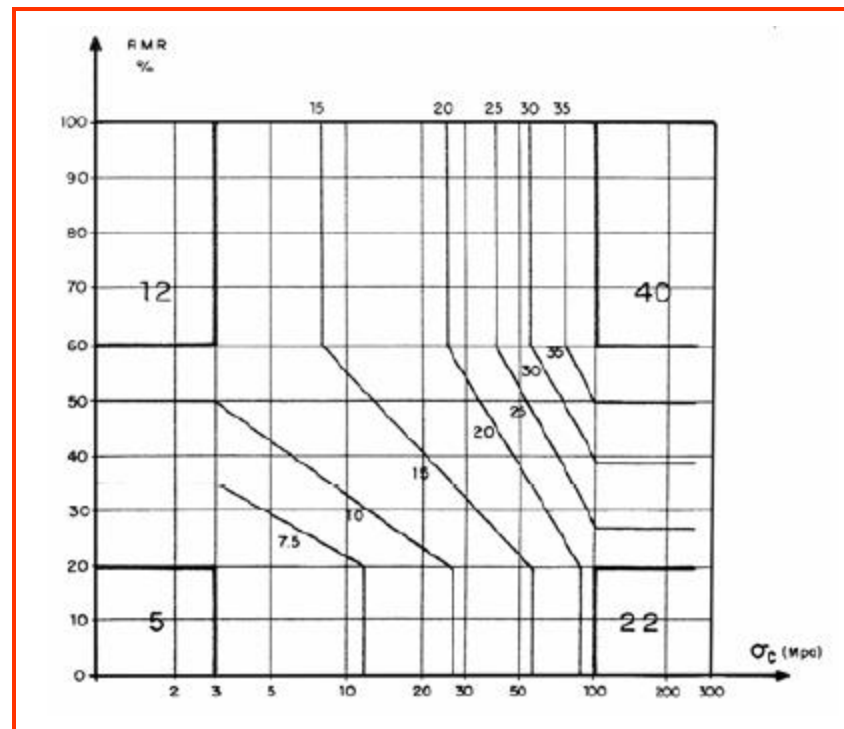
$$F = F_p \cdot F_m$$

F_m – parcijalni faktor kojim se razmatra mogućnost pojave krtoğ 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

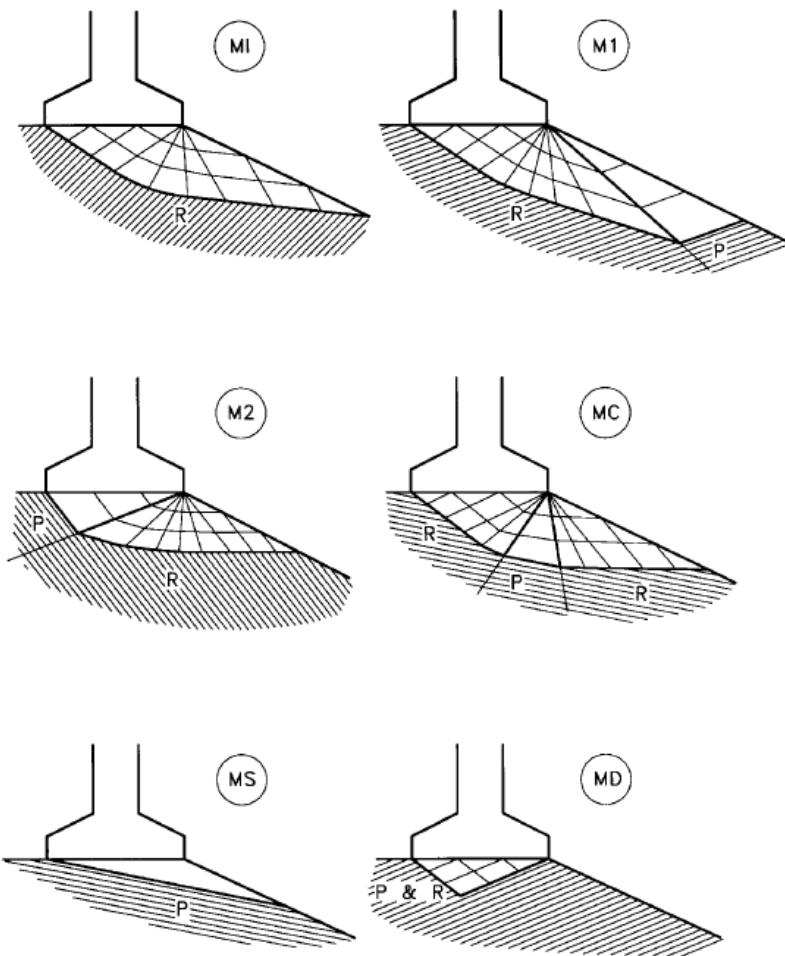
Dopušteno opterećenje stijenske mase dobiva se dijeljenjem granične nosivosti s globalnim faktorom sigurnosti.

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

Mehanizme sloma dobili su kombinacijama dva tipa sloma:

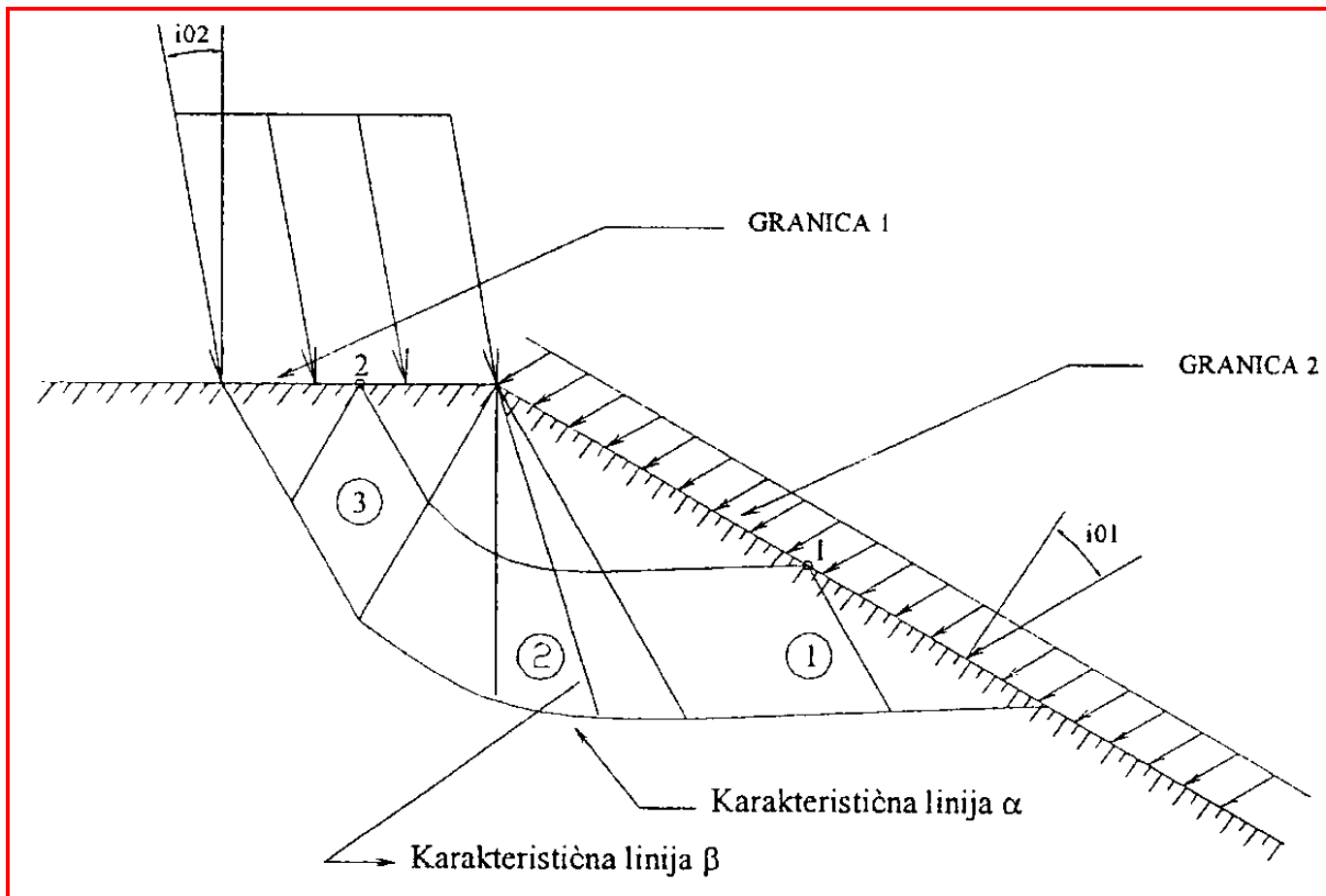
**P – slom po plohami
diskontinuiteta, i**

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)

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

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

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

σ_1 - vertikalno geostatsko
naprezanje na razini temelja

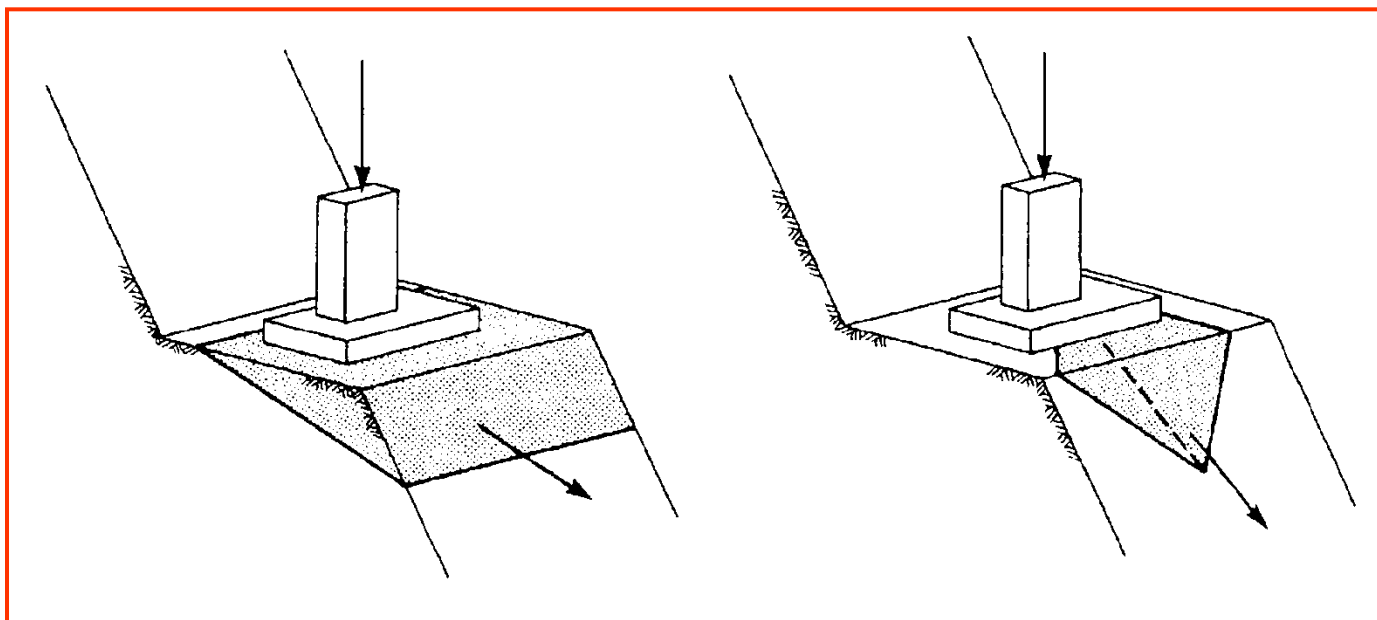


σ_{01}^*	a→ 0,50	0,55	0,60	0,65
0	2,66	2,12	1,52	0,94
10^{-6}	2,89	2,16	1,61	1,09
10^{-5}	3,01	2,24	1,72	1,23
10^{-4}	3,30	2,44	1,97	1,54
5×10^{-4}	3,65	2,76	2,32	1,95
10^{-3}	3,86	2,99	2,56	2,22
5×10^{-3}	4,56	3,82	3,45	3,26
10^{-2}	5,00	4,37	4,07	3,97
2×10^{-2}	5,54	5,04	4,89	4,94
4×10^{-2}	6,26	6,01	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

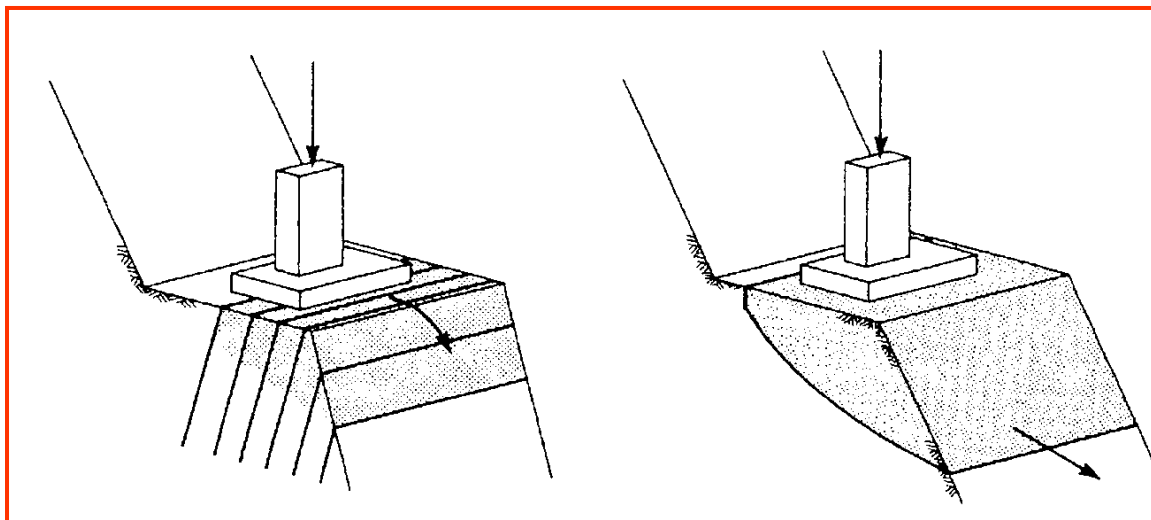
Na idućim slikama prikazan je utjecaj nagiba međuslojnih diskontinuiteta na formiranje oblika loma, prema Duncanu. Ovisno o nagibu pukotina lom nastaje uzduž diskontinuiteta, kroz stijensku masu, ili kombinirano.

Za nagib slojeva veći od oko 60° u odnosu na horizontalu, svojstva posmične čvrstoće diskontinuiteta imaju manji utjecaj na veličinu granične nosivosti. Sa smanjenjem nagiba utjecaj posmične čvrstoće diskontinuiteta raste.



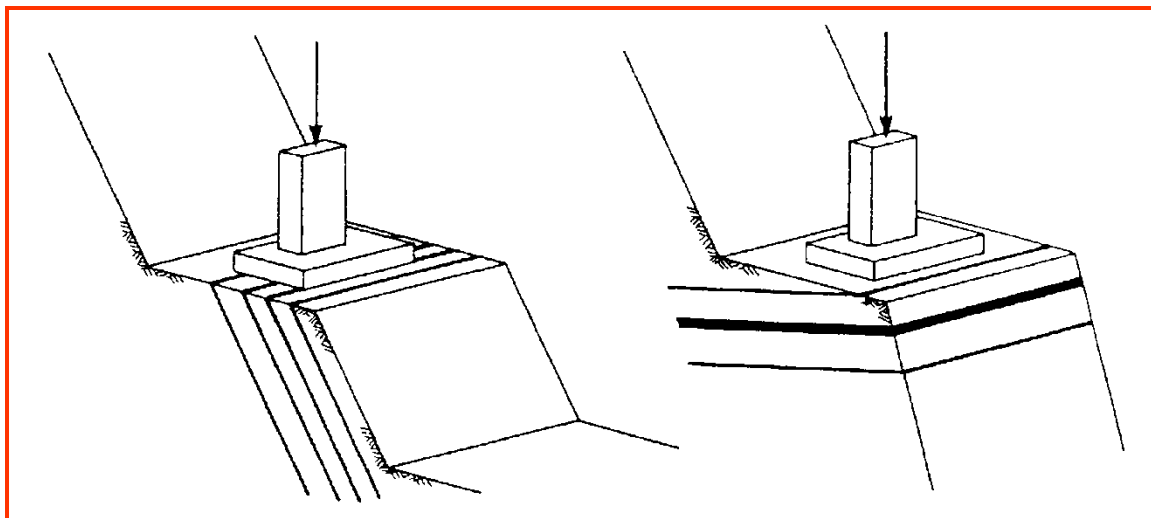
a) ravninsko klizanje po jednoj pukotini

b) klizanje klina formiranog od dvije pukotine



c) prevrtanje

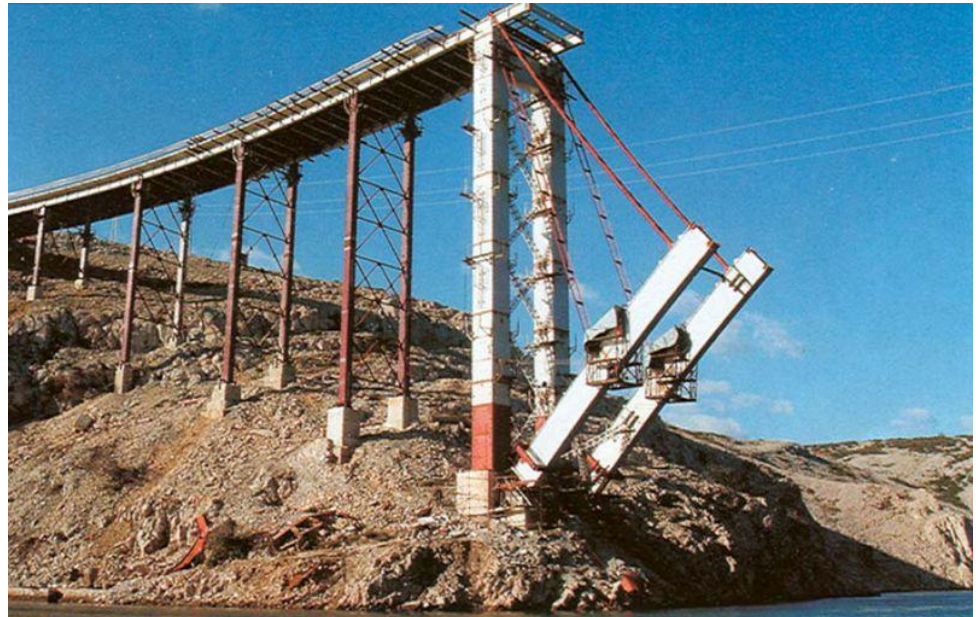
d) opći lom u izrazito razlomljenoj stijenskoj masi



e) stabilni uvjeti s obzirom na položaj pukotinskog sustava

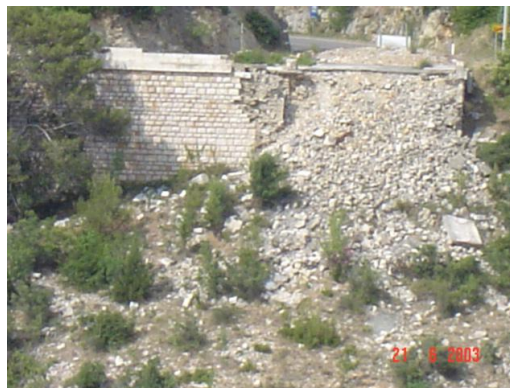
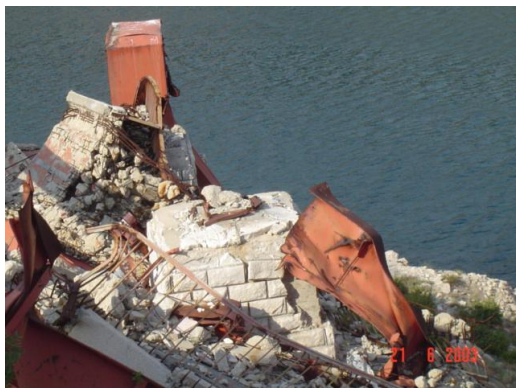
f) stabilni uvjeti, ali debela ispuna može rezultirati značajnim slijeganjem

Zanimljiv je primjer temelja stupova starog/novog Masleničkog mosta. Temeljenje se izvodilo 1960. na vapnencu, a uslijed nepoznavanja principa izloženih u ovom predavanju, temelji su bili predimenzionirani i s velikim faktorom sigurnosti. Nakon rušenja mosta u Domovinskom ratu i odluke o ponovnoj gradnji nakon rata, postojeći temelji i okolna stijenska masa su ispitani i dokazana je njihova uporabivost za temelje novih stupova.



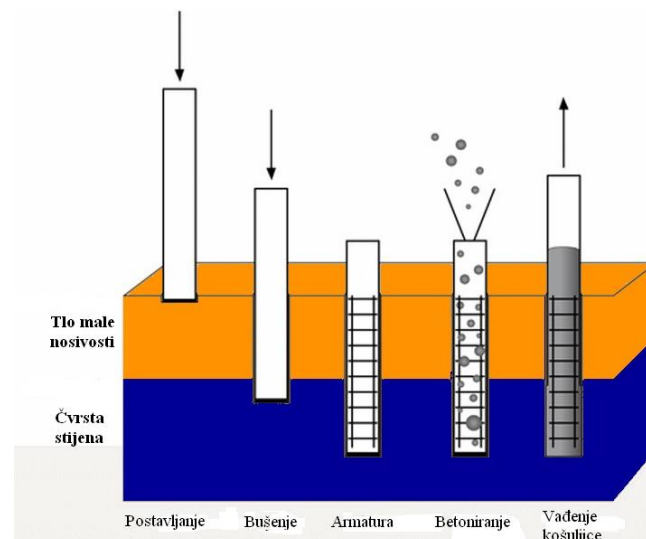
Na stijenskoj masi u okolini temelja provedena su inženjersko-geološka ispitivanja, laboratorijska ispitivanja uzoraka, te nerazorna geofizička ispitivanja (SASW). Usporedbom stijenske mase neposredno uz oštećeni temelj i referentne stijenske mase dokazano je da nije došlo do oštećenja temeljne stijene. Također je geofizičkim metodama utvrđena kvalitetna veza između dna temelja i stijenske mase.

Dobivene nosivosti, odnosno dopuštena opterećenja na temelje veća su za više od 3 puta od projektom predviđenih opterećenja na temelje novog mosta.



U slučaju da temeljno tlo nema dovoljnu nosivost, ili je podložno velikim slijeganjima, opterećenja od konstrukcije potrebno je prenijeti u dubinu do stijenske mase. Opterećenje se na stijenu prenosi armiranobetonskim pilotima.

Piloti se koriste ne samo kod temeljenja na tlu, nego i kod temeljenja na vrlo rastrošenoj stijenskoj masi, stijenskoj masi s malom krutošću i čvrstoćom, kao i kod velikih opterećenja na stijensku masu, u slučaju da se na većoj dubini nalazi kvalitetnija stijenska masa.

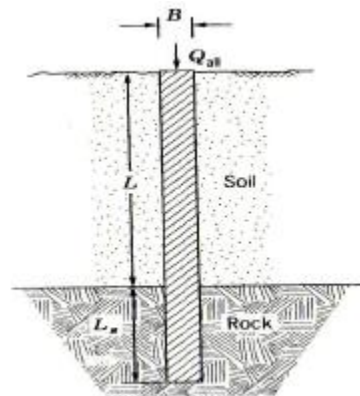


Kod temeljenja na stijeni koriste se dvije vrste pilota:

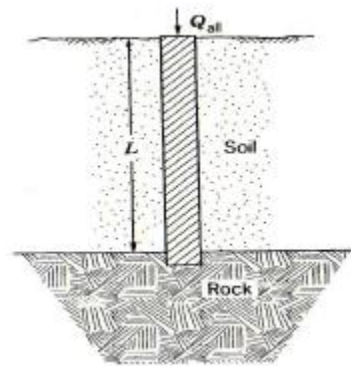
- **bušeni** piloti
- **zabijani** piloti

Kod **bušenih pilota**, kroz tlo se izvodi bušotina koja se nastavlja u stijeni. U gotovoj bušotini izvodi se armiranobetonski pilot. Dubina dijela pilota u stijeni ovisi o opterećenju, dimenzijama pilota i karakteristikama stijenske mase, ali mora preći minimalnu granicu od 60 cm.

Zabijani piloti se češće izvode kod pilota u tlu gdje najčešće završavaju u krutim šljuncima, ali mogu se izvoditi i kod podloge od mekših stijena.



Bušeni pilot



Zabijeni pilot

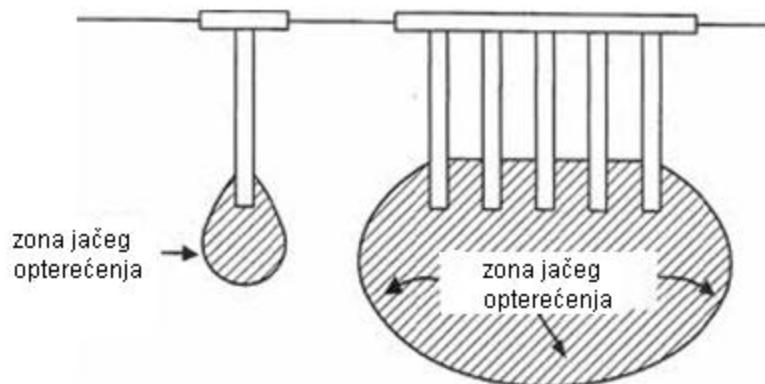
Za kratke pilote koji završavaju na vrhu sloja stijene je prihvatljivo zanemariti trenje po plaštu kroz tlo i pretpostaviti da se svo opterećenje prenosi na stijensku masu.

Kod bušenih pilota uložених (*socketed*) u bušotinu u stijenskoj masi, trenje između dijela bušotine u stijeni i pilota može biti značajno, i treba se uzeti u razmatranje.

U prošlosti je kapacitet armiranobetonskih pilota u stijenskoj masi bio ograničen čvrstoćom betona. Uporabom novih betona visokih čvrstoća, kapacitet pilota u stijeni sada može biti kontroliran čvrstoćom i krutošću stijenske mase.

Piloti mogu djelovati i u grupi, spojeni naglavnom konstrukcijom. Naglavna konstrukcija prenosi i raspodjeljuje opterećenja od konstrukcije na pilote.

Učinak djelovanja svakog zasebnog pilota u grupi je manji nego kod individualnog pilota, a opterećena zona stijenske mase je veća ispod grupe pilota.



Izraz za nosivost stijenske mase ispod vrha temelja dali su Serrano i Olalla prema Hoek-Brownovom kriteriju čvrstoće:

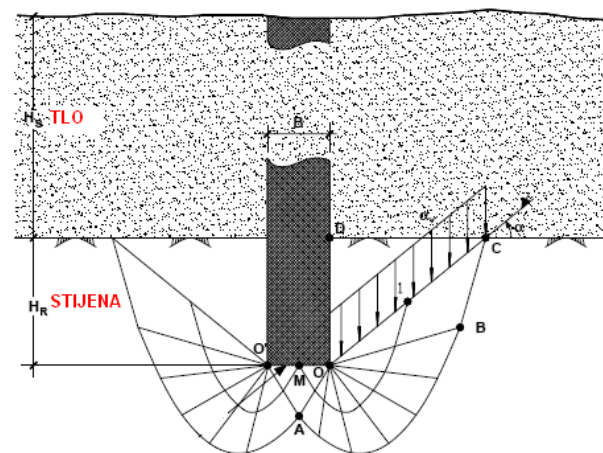
$$\sigma_{hp} = \beta (N_{\beta} - \zeta) s_{\beta}$$

gdje su:

$$\beta = \frac{m \cdot \sigma_c}{8}, \quad \zeta = \frac{8s}{m^2}$$

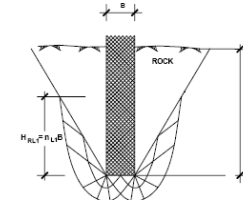
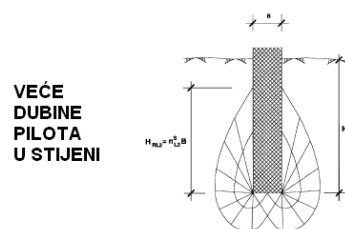
N_{β} – funkcija omjera duljine pilota u stijeni i pritiska nadsloja

s_{β} – faktor oblika

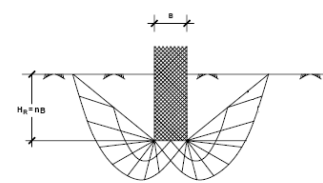
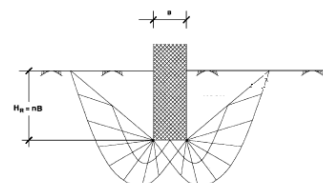


MALI PRITISAK NADSLOJA

VELIKI PRITISAK NADSLOJA



MANJE DUBINE PILOTA U STIJENI



Linije sloma za različite načine izvedbe temelja