

Primljen / Received: 15.7.2025.

Ispravljen / Corrected: 26.11.2025.

Prihvaćen / Accepted: 9.3.2026.

Dostupno online / Available online: 10.5.2026.

Mehanizam naprezanja klizišta stabiliziranog pilotima pri potresnome djelovanju

Autori:

¹Doc.dr.sc. **Feng Sun**, dipl.ing.grad.597736357@qq.com

Autor za korespondenciju

²**Chao Jia**, dipl.ing.grad.519320912@qq.com¹Prof.dr.sc. **Le Zhou**, dipl.ing.grad.zhoule_0306@126.com¹Prof.dr.sc. **Jia Yang**, dipl.ing.grad.sydxjy@163.com¹Doc.dr.sc. **Yang Qiao**, dipl.ing.grad.771333054@qq.com¹Sveučilište u Shenyangu, Fakultet arhitekture i građevinarstva, Kina²Ured za planiranje i izgradnju zone gospodarskog razvoja u Tielingu, Kina

Izvorni znanstveni rad

Feng Sun, Chao Jia, Le Zhou, Jia Yang, Yang Qiao

Mehanizam naprezanja klizišta stabiliziranog pilotima pri potresnome djelovanju

Na temelju geomehaničke analize tipičnog primjera stabilizacije pokosa i laboratorijskih modelskih ispitivanja u radu se istražuje utjecaj potresnog djelovanja na dinamički odziv pilota za stabilizaciju klizišta u šljunkovitome tlu pri različitim dubinama ugradnje i različitim čvrstoćama tla. Cilj je utvrditi zakonitosti promjene tlaka tla iza pilota, u području njegova ukopanog dijela, ovisno o dubini ugradnje i vremenskome zapisu potresa. Pri većoj dubini ugradnje ili većoj čvrstoći tla, potporni učinak pilota ne mora biti u cijelosti iskorišten, a izvedba može biti složenija i ekonomski nepovoljnija. S druge strane, pri manjoj dubini ugradnje ili manjoj čvrstoći tla, učinkovitost stabilizacije pri potresnome djelovanju nedostatna je, pa ni stabilnost pokosa ne zadovoljava. Na temelju metode smanjenja čvrstoće i metode prijenosnoga koeficijenta neuravnoteženog potiska provedena je analiza dubine ugradnje pilota za stabilizaciju klizišta. Dodatno se razjašnjava utjecaj osjetljivih čimbenika kao što su dubina ugradnje, vlažnost tla te svojstva sustava pilot-tlo na raspodjelu vanjskih opterećenja. Rezultati daju teorijsku osnovu i smjernice za tumačenje mehanizma djelovanja stabilizacijskog sustava te za određivanje potrebne dubine ugradnje pilota.

Ključne riječi:

potresno djelovanje, piloti za stabilizaciju klizišta, čvrstoća tla, bočni tlak tla na pilot, optimalna dubina ugradnje pilota

Original research paper

Feng Sun, Chao Jia, Le Zhou, Jia Yang, Yang Qiao

Stress mechanism of anti-slide pile landslide in earthquake

Based on the geomechanical analysis of typical examples of slope reinforcement and indoor model test analysis, this study analyses the influence of earthquakes on the dynamic response of anti-slide piles supporting gravel soil slopes under different embedment depths and soil strengths. The aim is to reveal the variation law of the earth pressure gauge value behind the pile in the embedded section of anti-slide piles with different embedment depths and seismic time histories. When the embedment depth is relatively deep or the soil strength is relatively large, it may not fully exert the retaining effect of the anti-slide pile, and the construction is difficult and may not be economical. When the embedment depth is relatively shallow or the soil strength is relatively small, the seismic resistance effect of the anti-slide pile is poor, and the supported slope is not very stable. Based on the strength reduction unbalanced transfer coefficient method, relevant research on the embedment depth of anti-slide piles is carried out. An empirical discriminant formula is established for determining the optimal embedment depth of anti-slide piles in soils of different strengths under a certain landslide thrust condition. It further reveals the specific impacts of many sensitive factors, such as the embedment depth, soil water content, and pile-soil properties, on the distribution mode of external loads, and provides a theoretical basis and relevant scientific guiding suggestions for explaining the force mechanism of its support system and research on the specific embedment depth.

Key words:

seismic action, piles for landslide stabilization, soil strength, lateral soil pressure on the pile, optimal pile depth

1. Uvod

Piloti za stabilizaciju klizišta uobičajeno se primjenjuju kao mjera sanacije i kontrole klizišta. Zbog razlika u čvrstoći šljunkovitih tala te složenosti i promjenjivosti potresnog opterećenja analiza promjene unutarnjih sila u pilotima i učinka međudjelovanja pilota i tla pri potresnome djelovanju vrlo je složena. Prema dostupnoj literaturi [1-4], zbog složenosti problema i nelinearnog ponašanja stijena i tla potrebna su ispitivanja fizičkih modela i numeričke provjere, uključujući simulacije na potresnome stolu. U ovom se radu, na temelju geomehaničke analize tipičnog primjera stabilizacije pokosa, razmatraju međudjelovanje pilota za stabilizaciju klizišta i klizišne mase te mehanizam naprezanja pri potresnome djelovanju. Primjenom numeričkih simulacija i laboratorijskih modelskih ispitivanja analizira se utjecaj potresa na dinamički odziv pokosa u šljunkovitome tlu stabiliziranih pilotima pri različitim dubinama ugradnje i različitim čvrstoćama tla. Provedene analize omogućuju utvrđivanje promjene tlaka tla iza pilota, u ukopanom dijelu pilota, ovisno o dubini ugradnje i vremenskome zapisu potresa. Na temelju ispitivanja fizičkih modela, podataka dobivenih numeričkim simulacijama i dinamičke analize metodom smanjenja čvrstoće uspostavlja se proračunski model međudjelovanja pilota i tla te empirijski kriterij za određivanje dubine ugradnje h u ovisnosti o projektnoj vrijednosti kohezije tla "c" i kutu unutarnjeg trenja "φ". Na temelju metode smanjenja čvrstoće i metode prijenosnoga koeficijenta neuravnoteženog potiska provedena je analiza dubine ugradnje pilota za stabilizaciju klizišta. Na odabranome primjeru klizišta u šljunkovitome tlu istražen je utjecaj čvrstoće tla na ukopani dio pilota te je određena optimalna dubina ugradnje pilota u tlima različite čvrstoće pri zadanome potisku klizišta. Osim toga utvrđena je empirijska jednadžba za određivanje optimalne dubine ugradnje pilota u šljunkovito tlo.

U suvremenim uvjetima digitalizacije razvoj računalnih metoda vrlo je brz, a prednosti numeričkih simulacija sve su izraženije. U geotehničkome inženjerstvu nelinearna analiza metodom konačnih elemenata omogućuje cjelovito sagledavanje međudjelovanja pilota i tla između pilota te njihovih nelinearnih svojstava te može uzeti u obzir različitu prostornu raspodjelu materijala u sustavu pilot-tlo [5]. Zato je ta metoda pogodna za analizu različitih čimbenika koji utječu na međudjelovanje pilota i tla. Primjena metode konačnih elemenata za simulaciju naprezanja i deformacija pilota za stabilizaciju klizišta, kao pomoćnog alata u njihovu projektiranju i izvedbi, ima dobru mogućnost praktične primjene. Zbog složenog sastava geotehničkih materijala, nelinearnosti konstitutivnih odnosa te složenosti

promjenjivih opterećenja i rubnih uvjeta takve analize nije moguće pouzdano provesti analitičkim metodama. Prednosti numeričkih metoda višestruko su potvrđene u praksi. U međunarodnoj praksi metode numeričke simulacije uobičajeno se primjenjuju kao podloga za analizu inženjerskih primjera te su postale važna i učinkovita metoda u proračunima stabilnosti pokosa [6]. Analitičke metode i dalje imaju znatna ograničenja. Uobičajene metode poput metode p-y opruga i klasičnih metoda granične ravnoteže imaju određene nedostatke. Na primjeru reprezentativnoga klizišta u šljunkovitome tlu u području Nanwena u Yunnanu provedena je usporedna analiza kojom su istaknute prednosti numeričkog pristupa. U radu su za vrednovanje modela stabilizacije pokosa pilotima primijenjeni srednja apsolutna pogreška (eng. *mean absolute error* - MAE), korijen srednje kvadratne pogreške (eng. *root mean square error* - RMSE) i koeficijent determinacije (R^2). MAE jest srednja vrijednost apsolutnih odstupanja između predviđenih i stvarnih vrijednosti te pokazuje točnost predviđanja. Što je vrijednost bliža nuli, to je veće podudaranje između predviđenih i stvarnih vrijednosti. RMSE pokazuje raspršenost predviđenih vrijednosti u odnosu na stvarne vrijednosti. Što je njegova vrijednost bliža nuli, to je manja prosječna amplituda odstupanja predviđenih vrijednosti i bolja učinkovitost modela. Koeficijent determinacije R^2 opisuje sposobnost modela da objasni varijabilnost podataka, pri čemu vrijednost bliža 1 označuje bolju prilagodbu modela [7].

Nelinearna analiza metodom konačnih elemenata pokazuje najbolje rezultate u pogledu točnosti proračuna (tablica 1.). Srednja apsolutna pogreška iznosi 0,072 mm, korijen srednje kvadratne pogreške 0,097 mm, a koeficijent determinacije 0,9981. Postotno odstupanje projektirane dubine ugradnje h iznosi 7,09 %, a postotno odstupanje faktora sigurnosti FS 6,84 %. U usporedbi s drugim analitičkim metodama, nelinearna analiza metodom konačnih elemenata znatno povećava točnost i preciznost proračuna, što potvrđuje njezinu prednost u analizi klizišta stabiliziranih pilotima.

2. Izrada geomehaničkog modela za tipičan primjer

Analiziran je tipičan primjer klizišta Nanwen, smještenog na južno eksponiranome pokosu u blizini dionice K123+920 - K123+950 ceste Wentian, u naselju Wentianu, okrugu Malipu, provinciji Yunnan. Prosječna duljina klizišta u smjeru kretanja iznosi oko 110,00 m, prosječna širina oko 40,00 m, površina oko 4400,00 m², prosječna debljina oko 18,70 m, a volumen oko 4,3 × 10⁴ m³. Prema tim obilježjima, riječ je o tipičnome klizištu srednje veličine u šljunkovitome tlu.

Tablica 1. Rezultati usporedbe najčešće primjenjivanih metoda

Metoda	R^2	MAE [mm]	RMSE [mm]	Postotno odstupanje dubine ugradnje "h"	Postotno odstupanje faktora sigurnosti "FS"
Metoda p-y opruga	0,9976	0,084	0,111	8,14 %	7,85 %
Klasična metoda granične ravnoteže	0,9979	0,080	0,105	8,71 %	7,62 %
Nelinearna analiza metodom konačnih elemenata (FE)	0,9981	0,072	0,097	7,09 %	6,84 %

2.1. Geomorfologija

Područje klizišta nalazi se na rasjednome odsjeku formiranome duž rasjedne zone Wenshan - Malipo. Rasjedni odsjek gotovo je vertikalno, smjera pružanja približno 310° , visine približno 100 m, a od područja klizišta udaljen je oko 40 m u horizontalnome smjeru. Nagib pokosa iznosi približno $22^\circ - 25^\circ$. Nadmorska visina kreće se između 394,00 i 461,00 m.

2.2. Litološki sastav

Na temelju terenskog pregleda i podataka bušenja utvrđeno je da debljina klizišne mase iznosi 12,20 - 21,00 m. Klizišno tijelo uglavnom se sastoji od kvartarne koluvijalne gline s odlomcima stijena, koluvijalnoga drobinskog materijala i klizišnih naslaga. Klizna podloga formirana je u jako trošnome škrljavcu gornjopermske formacije Wujiaping.

2.3. Struktura pokosa

Smjer klizanja klizišta iznosi približno 188° , a orijentacija slojeva stjenovite podloge iznosi $50^\circ \angle 41^\circ$. Smjer pružanja stjenovite podloge zatvara mali kut sa smjerom pokosa.

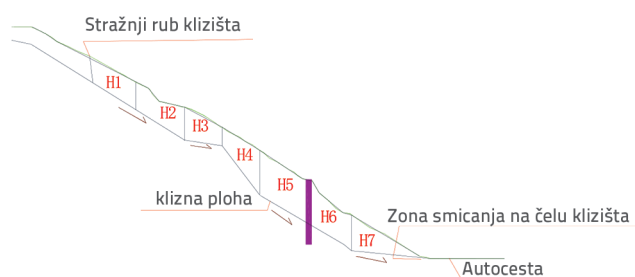
2.4. Proračunski parametri

Na temelju terenskih ispitivanja jedinične težine na velikim uzorcima i laboratorijskih ispitivanja uzoraka iz bušotina utvrđeno je da jedinična težina materijala klizišta u prirodnome stanju iznosi $20,4 \text{ kN/m}^3$, a u zasićenome stanju $20,8 \text{ kN/m}^3$. Budući da je sastav klizišnog materijala neujednačen, odabir proračunskih parametara samo na temelju rezultata ispitivanja bio je otežan. Prema projektantskim preporukama, za projektne vrijednosti parametara smične čvrstoće klizišnog tijela usvojene su kohezija $c = 20,0 \text{ kN/m}^2$ i kut unutarnjeg trenja $\phi = 18,1^\circ$. U nastavku proračuna korištene su vrijednosti smične čvrstoće u skladu s tim projektiranim preporukama [8].

Parametri smične čvrstoće tla u kliznoj zoni vrlo su osjetljivi jer izravno utječu na potisak klizišta i faktor sigurnosti. Njihovo točno određivanje ključno je za osiguranje pouzdanosti rezultata proračuna i ima velik utjecaj na projektiranje pilota. Odabir pokazatelja fizikalno-mehaničkih svojstava tla klizne zone treba se temeljiti na obilježjima klizišne mase, odnosno tipu i genezi klizišta. U skladu s time, parametre treba odrediti geotehničkim ispitivanjima ili povratnom analizom, usporediti ih s empirijskim podacima te ih potom stručno odabrati. Odabrani parametri trebaju što vjernije predstavljati stvarne vrijednosti u stanju granične ravnoteže klizišta. Za klizišta u tlu stvarne vrijednosti parametara neporemećenih pjeskovitih tala mogu se razmjerno pouzdano odrediti u laboratoriju triaksijalnim ispitivanjima, dok je za koherentna tla to znatno teže zbog poremećaja uzoraka i drugih utjecaja. Zato se laboratorijski rezultati u pravilu ne usvajaju izravno. Za klizišta nastala omekšavanjem strukturnih ploha pod utjecajem podzemne vode parametre treba odrediti

kombinacijom povratne analize i stručne procjene. Kada je klizište u stanju granične ravnoteže, udio vode u kliznoj zoni, odnosno uz kliznu plohu, relativno je velik i najčešće blizak zasićenome stanju. Udio vode u klizišnoj masi pritom nije jednak udjelu vode u kliznoj zoni. Zbog toga su vrijednosti kohezije c i kuta unutarnjeg trenja ϕ u kliznoj zoni manje od odgovarajućih vrijednosti u klizišnoj masi. Ako se vrijednosti c i ϕ u kliznoj zoni određuju na temelju laboratorijskih ispitivanja uzoraka iz klizišne mase, dobivene vrijednosti mogu biti veće od stvarnih. S druge strane, pri određivanju vrijednosti c i ϕ na temelju laboratorijskih ispitivanja uzoraka iz same klizne zone, dobivene vrijednosti mogu biti manje od stvarnih zbog izrazitog poremećaja tla tijekom procesa klizanja. Zato laboratorijske rezultate za takva klizišta treba promatrati samo kao orijentacijske vrijednosti za određivanje parametara. Pri odabiru parametara klizne zone za ovaj primjer rezultati ispitivanja usklađeni su s vrijednostima dobivenima povratnom analizom i stručnim iskustvom [9].

Prema načelu razdvajanja proračunskog problema na cjeline, glavni smjer djelovanja trećega i viših kliznih tijela (slika 1.) na četvrto klizno tijelo horizontalan je, a pripadni potisak klizišta relativno malen. Klizište Nanwen u šljunkovitome tlu sastoji se od gornjeg i donjeg klizišta, pa ga je u projektiranju sanacije potrebno stabilizirati odvojeno. Na prednjemu rubu trećega kliznog tijela treba predvidjeti potpurnu konstrukciju prve razine. U ovom je radu za uspostavu proračunskog modela razmatrano samo odabrano klizišno tijelo opisano u nastavku.



Slika 1. Zoniranje proračunskog presjeka klizišta

3. Ispitivanje fizičkog modela

3.1. Kriteriji sličnosti koje treba zadovoljiti u modelskim ispitivanjima

Prema kriterijima sličnosti, pri simuliranju klizišta modelskim ispitivanjima potrebno je ponajprije zadovoljiti geometrijsku, dinamičku i kinematičku sličnost [10]. U geomehničkim modelskim ispitivanjima u pravilu treba zadovoljiti kriterije sličnosti definirane izrazom (1):

$$\left. \begin{aligned} \frac{C_\sigma}{C_r C_l} &= 1 \\ C_u &= C_e = C_f = C_\phi = 1 \\ C_\sigma &= C_E = C_c = C_\tau \\ C_\delta &= C_l \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

pri čemu je C_{σ} koeficijent sličnosti naprezanja, C_l koeficijent geometrijske sličnosti, C_{γ} koeficijent sličnosti jedinične težine, C_{μ} koeficijent sličnosti Poissonova omjera, C_{α} koeficijent sličnosti deformacije, C_f koeficijent sličnosti trenja, C_{ϕ} koeficijent sličnosti kuta unutarnjeg trenja, C_E koeficijent sličnosti modula elastičnosti, C_c koeficijent sličnosti kohezije, C_{τ} koeficijent sličnosti posmične čvrstoće, a C_{δ} koeficijent sličnosti pomaka [11].

3.1.1. Određivanje omjera sličnosti

Na temelju cilja istraživanja i teorije sličnosti u modelskome ispitivanju klizišta Nanwen kao osnovni uvjeti usvojeni su sličnost strukture materijala te sličnost mehaničkih, uključujući dinamičkih, svojstava. Os klizišta Nanwen uzeta je kao referentna os ispitivanja, a kao predmet istraživanja razmatran je pojas širine 0,5 m. U ispitivanju ostvareni su odgovarajući geometrijski uvjeti sličnosti, uključujući duljinu pokosa, nagib pokosa i oblik pokosa. Uzimajući u obzir područje simulacije, dimenzije eksperimentalnog modela, mogućnosti ispitne opreme i ostale povezane čimbenike, usvojeni su geometrijski omjeri sličnosti $C_l = 50$ i $C_r = 1$ [11].

U ovom su istraživanju parametri mikrobetona preuzeti iz relevantne literature [8]. Mikrobeton jest beton izrađen od više vrsta sitnozrnatog agregata u određenome omjeru mješavine. Na temelju ispitivanja utvrđeno je da su mehanička svojstva betona prototipa slična svojstvima mikrobetona. Model pilota za stabilizaciju klizišta od mikrobetona mogao se oblikovati tako da geometrijski odgovara prototipu. Iako je modelni pilot od mikrobetona izrađen od dvaju materijala, u području elastičnog ponašanja ostvarena je dobra sličnost između modelnog i prototipnog pilota, jer su mehanička svojstva upotrijebljenih materijala bila vrlo bliska svojstvima odgovarajućih prototipnih materijala. Prema kriteriju sličnosti $C_{\gamma}C_l/C_{\sigma} = 1$, uzimajući u obzir područje simulacije, uvjete ispitne opreme i druge čimbenike, usvojeni su omjeri $C_l = 1/30$ i $C_{\gamma} = 1/1$. Ovdje su C_{γ} , C_l i C_{σ} koeficijenti sličnosti volumenske sile, geometrije i naprezanja. Modele koji istodobno zadovoljavaju sve kriterije sličnosti vrlo je teško ostvariti u stvarnim eksperimentalnim uvjetima, pa se u praksi zadovoljava ograničen broj glavnih kriterija. U ovom je istraživanju izrađen model ravninskog stanja naprezanja, pri čemu su zadovoljeni glavni omjeri sličnosti ostvarivi u ispitivanju kao što su C_{ν} , C_{σ} , C_{γ} , C_{Rc} , C_{τ} i C_{ϕ} . Zato, uz zadovoljenje navedenih uvjeta sličnosti, vrijedi:

1. $C_{\sigma} = 1/30$, odnosno naprezanje u modelu iznosi 1/30 naprezanja u prototipu

2. $C_q = C_l = 1/30$, odnosno raspodijeljeno linijsko opterećenje u modelu iznosi 1/30 odgovarajućeg opterećenja u prototipu [11].

Klizna masa modelirana je materijalom koji odgovara klizišnome materijalu u rastresitome stanju. Pod djelovanjem potresnih sila i vlastite težine klizne mase nastaje sila klizanja niz kliznu plohu. Izmjerena jedinična težina materijala klizne mase u rastresitome stanju iznosi 20,2 kN/m³, kut unutarnjeg trenja 29,0°, a kohezija 18,0 kPa. Budući da novinski papir dobro upija i zadržava vodu, upotrijebljen je kao kontaktna površina slabe strukturne zone. Ta se kontaktna površina može smatrati kliznom plohom, a njezin koeficijent trenja eksperimentalno je određen i iznosi 0,21. Za stabilizaciju modela, osobito pri ispitivanju materijala ispod klizne plohe, primijenjeno je zbijanje u slojevima. Materijal je zatim zbijen do zbijenog stanja i ostavljen određeno vrijeme radi očvršćivanja kako bi se postigla potrebna stabilnost. Eksperimentalno je utvrđeno da jedinična težina klizne podloge iznosi 27,1 kN/m³, kut unutarnjeg trenja 31,0°, a kohezija 21,0 kPa [12].

3.2. Izrada fizičkog modela

3.2.1. Oprema potresnog stola

Oprema potresnog stola sastojala se od ploče stola, nepomičnog postolja, opruga za vibriranje, pobudnog motora, kutije za model, uređaja za regulaciju frekvencije te uređaja za podizanje, spuštanje i podešavanje nagiba. Raspon podešavanja pobudne sile iznosio je 0 - 13 000 kN, a raspon podešavanja frekvencije 0,5 - 50 Hz. Dimenzije kutije za model bile su 3,5 × 0,9 m, a njezina vlastita masa 0,22 t. Mjerna oprema uključivala je uređaj za praćenje vibracija, troosni senzor vibracija, mjerač tlaka tla, mjerač deformacija, tahimetar i drugu opremu.

3.2.2. Izrada modela

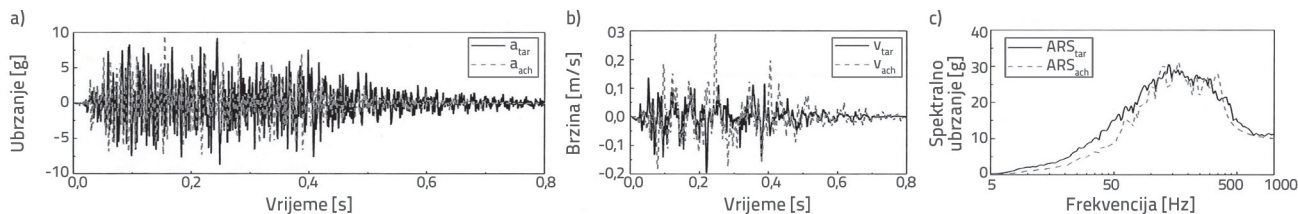
Prema teoriji sličnosti, sličnost strukture materijala i sličnost mehaničkih, uključujući dinamičkih, svojstava osnovni su uvjeti modelskog ispitivanja. Kao predmet istraživanja uzet je pojas širine 0,5 m duž osi klizišta Nanwen. Radi dobivanja što pouzdanijih rezultata provedene su četiri skupine mehaničkih ispitivanja modelskih materijala sastavljenih od baritnog praha, kvarcnog pijeska, čestica kalcijeva karbonata i lateksa. Rezultati su pokazali da je, pri istim uvjetima ispitivanja, jednoosna tlačna čvrstoća treće skupine uzoraka bila najmanja, dok je

Tablica 2. Mješavinski omjeri i rezultati ispitivanja čvrstoće modelskih materijala

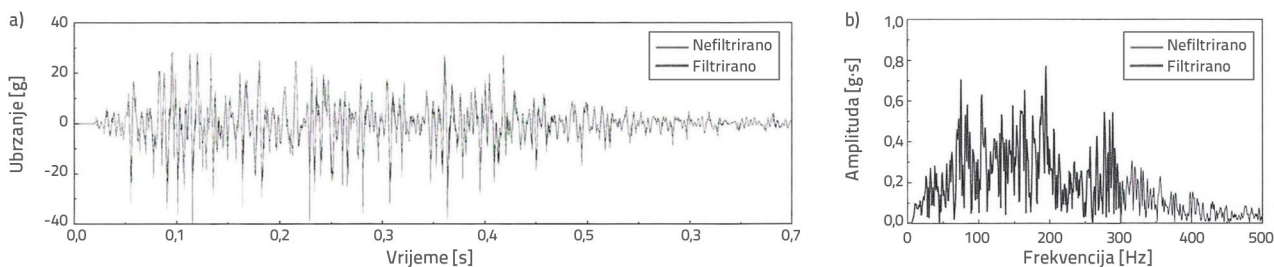
Broj	Modelski materijal	Mješavinski omjer	Jednoosna tlačna čvrstoća [kN/m ²]
1	Baritni prah, kvarcni pijesak, čestice kalcijeva karbonata, lateks	3,2 : 3,2 : 3,2 : 0,4	56
2	Baritni prah, kvarcni pijesak, čestice kalcijeva karbonata, lateks	4 : 3 : 2,5 : 0,5	57
3	Baritni prah, kvarcni pijesak, čestice kalcijeva karbonata, lateks	5 : 2 : 2,5 : 0,5	47
4	Baritni prah, kvarcni pijesak, čestice kalcijeva karbonata, lateks	5,5 : 1,5 : 2,5 : 0,5	63

Tablica 5. Uvjeti ispitivanja

Osjetljivost	Frekvencija pobude [Hz]	$A_{x,max}$ [g]	$A_{y,max}$ [g]	Frekvencija uzorkovanja [Hz]
0,108	5,5	0,30	0,28	1000



Slika 3. Usporedba odziva ploče potresnog stola i ciljnog potresnog vala: a) vremenski zapis ubrzanja; b) vremenski zapis brzine; c) spektar odziva ubrzanja



Slika 4. Usporedba zapisa potresnog vala na ploči stola prije i nakon filtriranja: a) vremenski zapis ubrzanja; b) spektar odziva ubrzanja

ubrzanje ploče potresnog stola dobro podudara s vršnom vrijednošću ciljnog ubrzanja. Pogreška vršne vrijednosti iznosi 6,7 %, a pogreška površine manja je od 32,3 %. Ubrzanja ploče stola dobro prikazuju vršne i najmanje vrijednosti ciljnog ubrzanja. Usporedbom pogrešaka kontrole vibriranja utvrđeno je da se pogreška smanjuje s povećanjem amplitude vibriranja. Spektar odziva ubrzanja ploče stola dobro se podudara sa spektrom odziva ciljnog ubrzanja i pokazuje slična obilježja u različitim frekvencijskim područjima [15].

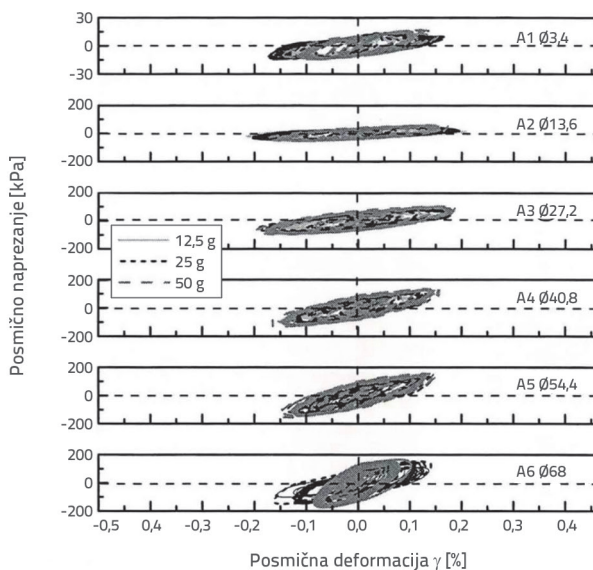
Vremenski zapis ubrzanja i spektar odziva ubrzanja valnog oblika na ploči stola prije i nakon filtriranja prikazani su na slici 4. [16]. Sastavnice signala s frekvencijama višima od 300 Hz nisu uzete u obzir jer su izvan radnog raspona potresnog stola. Iz slike 4. može se zaključiti da odgovarajuće filtriranje ne utječe jako na procjenu učinkovitosti kontrole vibriranja.

Na temelju vremenskih zapisa ubrzanja izmjerenih akcelerometrima raspoređenima na različitim dubinama tijekom ispitivanja izračunani su posmično naprezanje i posmična deformacija te su određeni pripadajući odnosi naprezanje - deformacija za različite dubine. Posmično naprezanje na dubini pojedinog akcelerometra može se izračunati prema izrazu (2):

$$\tau(z_i) = \tau(z_{i-1}) + \rho \frac{(i_{i-1} + i_i)}{2} \cdot z_{i-1}, \quad i = 2, 3, \dots \quad (2)$$

Za određivanje posmične deformacije signal ubrzanja najprije se dvostruko integrira po vremenu kako bi se dobio signal pomaka. Zatim se primjenjuje aproksimacija drugog reda za određivanje srednje posmične deformacije u blizini te dubine prema izrazu (3):

$$\gamma(z_i) = \frac{\left[(u_{i+1} - u_i) \frac{(z_i - z_{i-1})}{(z_{i+1} - z_i)} + (u_i - u_{i-1}) \frac{(z_{i+1} - z_i)}{(z_i - z_{i-1})} \right]}{(z_{i+1} - z_{i-1})} \quad (3)$$



Slika 5. Histerezne petlje odnosa posmičnog naprezanja i posmične deformacije tla na različitim dubinama

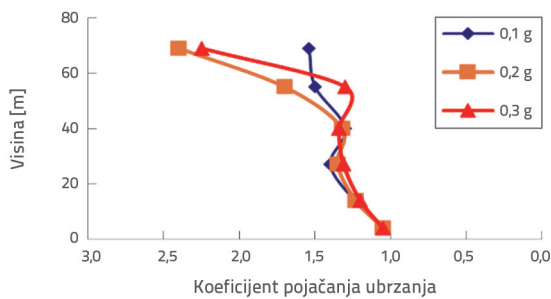
Kao što je prikazano na slici 5., histerezne petlje odnosa posmičnog naprezanja i posmične deformacije prototipa dobivene pri različitim ubrzanjima dobro se podudaraju. Time se

potvrđuje mogućnost prikaza ponašanja prototipa primjenom zakona sličnosti s nejednakim omjerom naprezanja na potresnome stolu i jednakom posmičnom deformacijom.

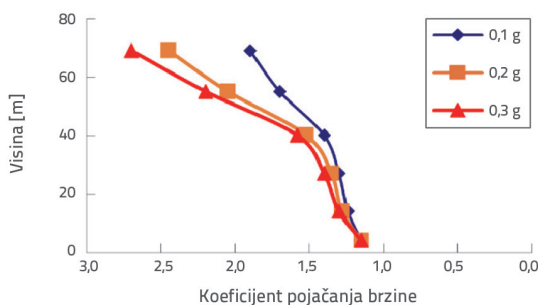
3.2.5. Analiza učinka ojačanja

Budući da su odnosi naprezanja i deformacije prototipa simulirani pri različitim ubrzanjima bili slični, za analizu učinka ojačanja pokosa upotrijebljeni su rezultati ispitivanja pri 50 g. Učinak ojačanja pokosa procijenjen je koeficijentom ojačanja, koji je definiran na temelju vršnog ubrzanja tla (eng. *peak ground acceleration* - PGA) odnosno vršne brzine tla (eng. *peak ground velocity* - PGV) na različitim dubinama.

Kao što je to prikazano na slikama 6. i 7., pri istome djelovanju vibracija koeficijenti pojačanja ubrzanja i brzine pokazuju porast od stjenovite podloge prema vrhu pokosa te najveće vrijednosti dosežu na vrhu pokosa. Koeficijent pojačanja ubrzanja na vrhu pokosa može doseći vrijednost 2,4, a koeficijent pojačanja brzine vrijednost 2,7. Koeficijent pojačanja ubrzanja najprije raste, a zatim se smanjuje s povećanjem intenziteta vibriranja, dok koeficijent pojačanja brzine neprekidno raste s povećanjem intenziteta vibriranja. Pri snažnoj pobudi od 0,3 g koeficijent pojačanja ubrzanja pokazuje trend smanjenja, dok je pojačanje brzine izraženije. Razlog je nelinearni odnos naprezanja i deformacija u stijenkama i tlima, pri čemu pri velikim deformacijama dolazi do smanjenja krutosti materijala.



Slika 6. Koeficijenti pojačanja ubrzanja na različitim dubinama



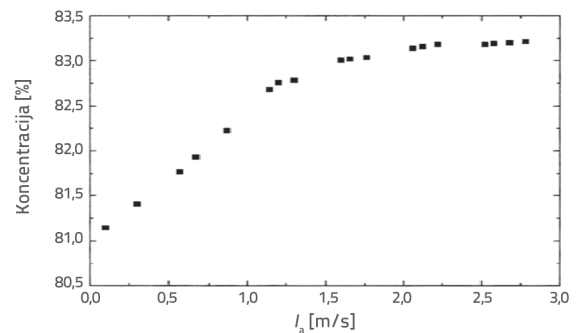
Slika 7. Koeficijenti pojačanja brzine na različitim dubinama

3.2.6. Ariasov intenzitet i vršno ubrzanje a_{max} kao pokazatelji intenziteta potresne pobude I_a

Akumulirano potresno djelovanje može povećati zbijenost tla, a time i krutost i čvrstoću šljunkovitog tla [15]. Zato je analiziran

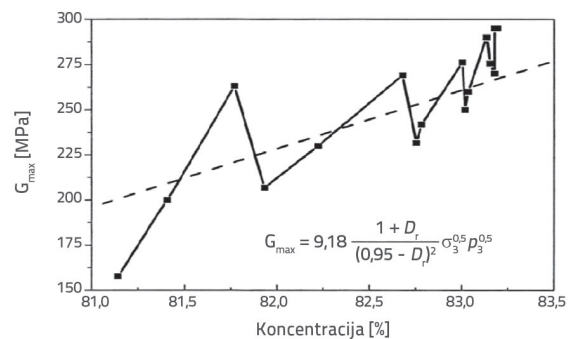
odnos između intenziteta potresne pobude i zbijenosti materijala. Kao što je prikazano na slici 8., za opis intenziteta potresne pobude odabrani su Ariasov intenzitet I_a i vršno ubrzanje a_{max} . Arias (1970.) predložio je Ariasov intenzitet kao mjeru energije apsorbirane po jedinici mase tla tijekom potresa. Ariasov intenzitet I_a definiran je izrazom (4):

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_a} a^2(t) dt \quad (4)$$

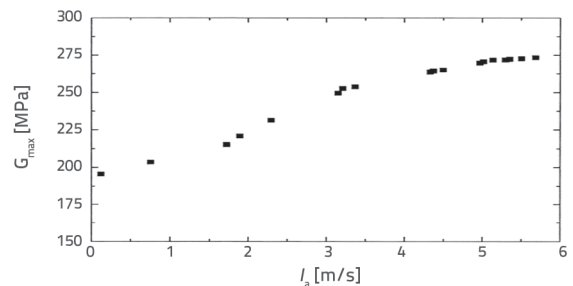


Slika 8. Odnos između zbijenosti i Ariasova intenziteta (ispitne vrijednosti)

Modul posmika pri malim deformacijama G_{max} parametar je koji cjelovito opisuje svojstva tla. Ponajprije ovisi o efektivnome naprezanju i koeficijentu pora te odražava strukturna obilježja tla [16]. Odnos između modula posmika pri malim deformacijama i stupnja zbijenosti nasipnog tijela (slika 9.) aproksimiran je odgovarajućim izrazom, čime su dobiveni parametri prilagodbe.



Slika 9. Odnos između modula posmika pri malim deformacijama i stupnjevima zbijenosti



Slika 10. Odnos između modula posmika pri malim deformacijama i Ariasova intenziteta (dobiven prilagodbom)

Tablica 6. Kvantitativni pokazatelji šljunkovitog tla u različitim stanjima

Stanje šljunkovitog tla	Vlažnost "w" [%]	Stupanj zasićenosti "S _r " [%]	Jedinična težina "γ" [kN/m ³]
Vlažno stanje	13,2	64,7	21,1
Prirodno stanje	8,6	39,1	19,3
Suho stanje	4,8	21,1	17,4

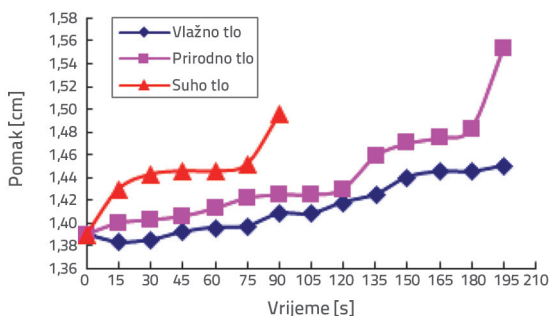
Kombiniranjem odnosa između stupnja zbijenosti i Ariasova intenziteta utvrđenog na početku ovog poglavlja može se odrediti odnos između modula posmika pri malim deformacijama i Ariasova intenziteta nasipnog tijela, a kako je to prikazano na slici 10.

4. Analiza napreznja pilota i pokosa

4.1. Utjecaj čvrstoće tla

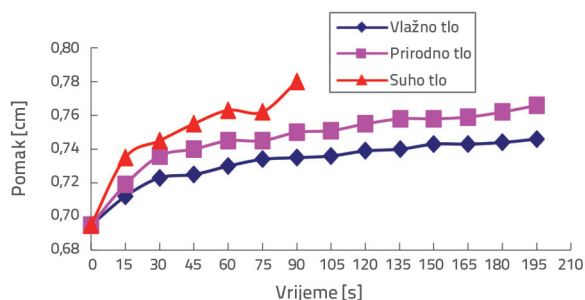
Tlo prirodne vlažnosti u ovom se istraživanju odnosi na pokos iz tipičnog primjera u prirodnome stanju, bez utjecaja oborina. Vlažno tlo označava stanje povećane vlažnosti zbog obilnih oborina ili povišene razine podzemne vode, a suho tlo stanje niske vlažnosti [16, 17]. Kvantitativni pokazatelji šljunkovitog tla u različitim stanjima prikazani su u tablici 6.

Kao što je to prikazano na slici 11., s kontinuiranim unosom potresnog opterećenja pomak vrha pilota postupno se povećava. Pri istome potresnom opterećenju različite vrijednosti kohezije c i kuta unutarnjeg trenja φ uvjetuju različite pomake vrha pilota. Kod suhog tla vrijednosti c i φ su najveće, dok je jedinična težina tla najmanja, pa je pri istim uvjetima pobude pomak vrha pilota najveći. Kod tla veće vlažnosti opaža se suprotan odziv. To upućuje na to da viši stupanj cementacije i veća kohezija povećavaju sposobnost tla da zajedno s pilotima pruža otpor klizanju. Pri istome opterećenju točka nagle promjene pomaka kod suhog tla pojavljuje se ranije. Učinkovitost sustava pri potresnome djelovanju nije povezana samo s dubinom ugradnje pilota za stabilizaciju klizišta, nego znatno ovisi i o čvrstoći tla. Zato je povećanje čvrstoće tla pokosa važan čimbenik koji treba uzeti u obzir pri projektiranju.



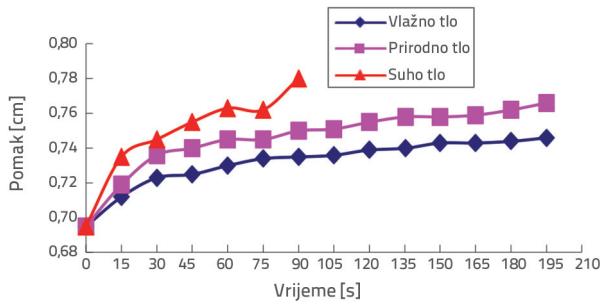
Slika 11. Promjena pomaka vrha pilota tijekom vibriranja za različite čvrstoće tla

Na slici 12. prikazano je da se sa smanjenjem čvrstoće tla pomak na vrhu pokosa postupno povećava i naposljetku prelazi u glatku krivulju. U prvih 50 s pomaci i deformacije na vrhu pokosa najveći su i najintenzivniji. Opažanja tijekom ispitivanja pokazuju da tlo prelazi iz rastresitog u zbijeno stanje. I kod vlažnog tla deformacije općenito rastu zbog promjena u vlažnosti tijekom vibriranja. Međutim, osim kod suhog tla, krivulja pomaka na vrhu pokosa nema izraženu točku infleksije. Zbog isušivanja suhog tla smanjuje se trenje između čestica. Nakon potresnog oštećenja tla iza pilota, pilot i tlo iza pilota mogu razviti izraženu promjenu odziva i početi klizati kao cjelina, čime se dodatno potiče pomicanje i daljnje klizanje suhog tla.



Slika 12. Promjena pomaka točke br. 1 na vrhu pokosa u smjeru niz padinu tijekom vibriranja za različite čvrstoće tla

Na slici 13. prikazano je da i vlažno i suho tlo tijekom potresa razvijaju ispupčenje i naposljetku dolazi do sloma; razlika je ponajprije u vremenu nastanka. U ranoj fazi potresa deformacije tla u području tlačnog svoda relativno su velike. Kod vlažnog tla pomaci i deformacije tla između pilota stabiliziraju se nakon približno 100 s, što je povezano s formiranjem tlačnog svoda između pilota. Vlažnost i poroznost tla mijenjaju se prije potresa, dok se tijekom formiranja tlačnog svoda pri potresnome djelovanju održavaju relativno stabilnima. Zato vlažno tlo možda neće omogućiti potpuno ostvarenje predviđene potporne funkcije, a izvedba takvog rješenja u praksi može biti otežana i ekonomski nepovoljna. Nasuprot tome, suho tlo osjetljivije je na vanjske promjene, a njegov odziv pri potresnome djelovanju nepovoljan je. Pri određivanju čvrstoće tla potrebno je sveobuhvatno uzeti u obzir i druge povezane čimbenike kako bi se postigao najpovoljniji tehnički i ekonomski učinak.



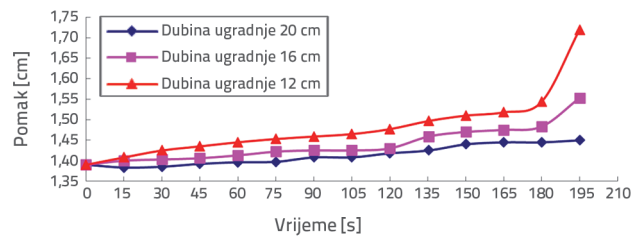
Slika 13. Promjena pomaka točke br. 1 na vrhu pokosa u smjeru niz padinu tijekom vibriranja za različite čvrstoće tla

4.2. Utjecaj dubine ugradnje na pomak vrha pilota i tlak tla iza pilota, u ukopanome dijelu

Ovo je istraživanje usmjereno na odabrano klizište u šljunkovitome tlu radi analize utjecaja čvrstoće tla na ukopani dio pilota, određivanja optimalne dubine ugradnje pilota u tlima različite čvrstoće pri zadanome potisku klizišta te uspostave empirijske jednadžbe za optimalnu dubinu ugradnje u šljunkovitome tlu [17]. Procjena je li dubina ugradnje nedovoljna, odgovarajuća ili prevelika temelji se na eksperimentalno dobivenome empirijskom kriteriju. Na temelju modelskih ispitivanja te usporedbe s deformacijama klizišta pri premalim, odgovarajućim i prevelikim dubinama ugradnje zabilježenima u stvarnim projektima i dostupnoj literaturi [18] dodatno je potvrđena vjerodostojnost ispitivanja i njihova primjenjivost u praksi. U nastavku analizirano je ponašanje pokosa stabiliziranih pilotima pri različitim dubinama ugradnje.

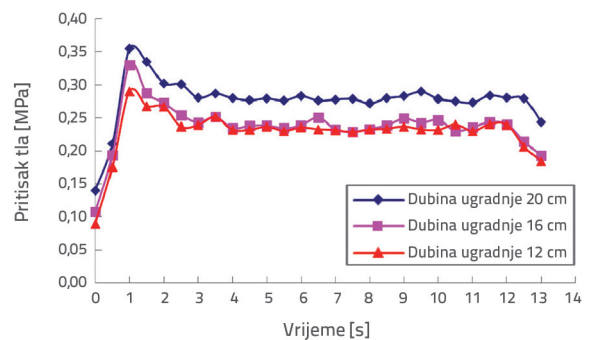
Na slici 14. prikazano je da se pod djelovanjem potresnog opterećenja pomak vrha pilota povećava sa smanjenjem dubine ugradnje, uz istodobno povećanje potiska na pilot. Pri dubini ugradnje od 20 cm krivulja pomaka vrha pilota približno je pravocrtna, bez izražene točke infleksije. U tome slučaju ne dolazi do oštećenja pilota ni tijela pokosa, ni do znatnijeg klizanja, što upućuje na dobru učinkovitost pilota pri potresnome djelovanju. Međutim, tako velika dubina ugradnje može biti neracionalna. Za dubine ugradnje od 16 i 12 cm krivulje deformacija pokazuju točke infleksije različite izraženosti, koje se mogu smatrati pokazateljima oštećenja ukopanog dijela pilota i gubitka stabilizacijskog učinka. Pri dubini ugradnje od 16 cm pojavljuju se dvije točke infleksije, nakon 120 i 180 s vibriranja. One odgovaraju trenutcima naglog urušavanja tla oko pilota i tla ispred pilota. U tim trenucima ukopani dio pilota je oštećen, a pilot gubi svoju stabilizacijsku funkciju. Pri dubini ugradnje od 12 cm krivulja deformacije približno je nagnuti pravac, što upućuje na kontinuirano potiskivanje ukopanog dijela pilota i progresivno oštećenje tla u zoni ugradnje, odnosno na nestabilnost tla u toj zoni. Takvo stanje nije povoljno za učinkovito djelovanje pilota. U posljednjih 15 s vibriranja dolazi

do zajedničkog klizanja tla ispred pilota i samog pilota duž klizne plohe, pri čemu je nagli pomak približno 2,5 puta veći nego kod pilota s dubinom ugradnje od 16 cm. Može se zaključiti da je pri dubini ugradnje od 12 cm učinkovitost pilota pri potresnome djelovanju nezadovoljavajuća, a stabilnost poduprtog pokosa narušena. Zato je razuman odabir dubine ugradnje važan i s ekonomskog stajališta i za osiguranje učinkovite stabilizacije klizišta pri potresnome djelovanju [18].



Slika 14. Promjena pomaka vrha pilota tijekom vibriranja pri različitim dubinama ugradnje

Na slici 15. vidi se da se s povećanjem dubine ugradnje vrijednosti tlaka tla općenito smanjuju. Pri dubini ugradnje od 12 cm, koja je relativno plitka, tlak tla relativno je visok. Pri dubinama ugradnje od 20 cm, koja je relativno velika, i 16 cm, koja je relativno odgovarajuća, vrijednosti tlaka tla međusobno se ne razlikuju znatno. U određenome rasponu dubine ugradnje tlak tla doseže graničnu vrijednost, pa daljnje povećanje dubine ugradnje ima mali utjecaj na tlak tla. To upućuje na postojanje ograničene zone naprezanja i deformacija zbog tlaka tla iza pilota, u ukopanome dijelu. Izvan te zone učinak pilota nije znatan, pa je daljnje povećanje dubine ugradnje neracionalno. Pri dubini ugradnje od 12 cm, zbog nedovoljne dubine ugradnje i nepromijenjene debljine klizne mase, pri istome potresnom opterećenju ukupni potisak koji djeluje na ukopani dio pilota mijenja se tek neznatno. Zbog toga se tlak tla iza pilota raspoređuje na manjoj dubini, pa su tlakovi veći, a vjerojatnost oštećenja je izraženija [18].



Slika 15. Promjena tlaka tla iza pilota, u ukopanome dijelu tijekom potresne pobude pri različitim dubinama ugradnje

Tablica 7. Fizikalni i mehanički parametri razmatranih materijala

Materijal	Jedinična težina "γ" [kN/m ³]	Modul elastičnosti "E" [MN/m ²]	Poissonov koeficijent "ν"	Kut unutarnjeg trenja "φ" [°]	Kohezija "c" [kN/m ²]
Klizišno tijelo	20,4	16,0	0,32	18,1	20,0
Klizna zona	17,7	15,0	0,36	18,71	15,1
Klizna podloga	23,8	2100,0	0,25	26,0	210
Pilot	25,0	30000,0	0,2	Modeliran kao elastičan materijal	

5. Numerička simulacija modelskog ispitivanja

5.1. Izrada numeričkog modela

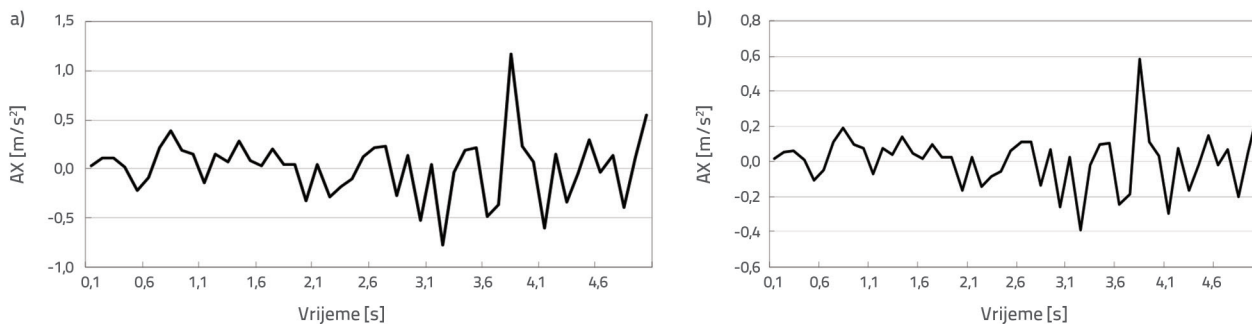
Numerički proračun i modelsko ispitivanje u ovome radu odnose se na tipičan primjer klizišta Nanwen u šljunkovitome tlu. Zbog ograničenja laboratorijskih uvjeta sličnost fizičkog modela s prototipom nije mogla biti ostvarena u jednakoj mjeri kao u numeričkome modelu. U numeričkome modelu bilo je jednostavnije uspostaviti geometrijsku i mehaničku sličnost klizišta s potpornim sustavom, pa je razina ostvarene sličnosti bila veća nego u modelskome ispitivanju. Visina klizišta u razmatranome presjeka iznosila je 58,0 m, širina poprečnog presjeka pilota 1,5 m, a visina presjeka 2,0 m. Udaljenost granice tla u uzdužnome smjeru od osi pilota iznosila je 7,0 m, uzdužni razmak pilota 6,0 m, debljina tla iznad klizne plohe na položaju pilota 20,0 m, a dubine ugradnje u kliznu podlogu uzete su kao 10,0; 9,0; 8,0; 7,0 i 6,0 m. Za proračun primijenjen je komercijalni programski paket konačnih elemenata ANSYS, pri čemu su klizna zona i piloti za stabilizaciju klizišta modelirani kontaktnim elementima. Uzimajući u obzir međudjelovanje pilota i tla te utjecaj bočnog tlaka na karakteristike sloma, elastoplastični algoritam konačnih elemenata s kontaktom bez razdvajanja omogućuje analizu dinamičkih deformacija i procesa sloma klizišta i pilota na temelju naprezanja, deformacija, stanja klizanja i dinamičkih pomaka. Time se s mehaničkog stajališta može objasniti stabilizacijski učinak pilota pri potresnome djelovanju [19]. Za analizu dinamičkih pomaka pokosa pri potresnome djelovanju piloti i tlo klizišta modelirani su četveročvornim elementom PLANE42 dostupnim u programu ANSYS. Za analizu momenata savijanja i posmičnih sila u pilotima šljunkovito tlo modelirano je četveročvornim

ravninskim elementom PLANE42, a piloti grednim elementom BEAM3. Površina poprečnog presjeka, moment tromosti i ostali parametri pilota zadani su odgovarajućim realnim konstantama, jer ti elementi omogućuju određivanje aksijalne sile, posmične sile, momenta savijanja i drugih veličina. Početne vrijednosti proračunskih parametara klizišne mase, klizne zone i klizne podloge, u prirodnome stanju bez utjecaja podzemne vode, kao i parametri pilota za stabilizaciju klizišta, određeni su sveobuhvatnom analizom terenskih i laboratorijskih ispitivanja te povratnim analizama. Proračunski parametri prikazani su u tablici 7. Parametri smične čvrstoće tla u kliznoj zoni vrlo su osjetljivi na faktor sigurnosti i potisak klizišta. Njihovo točno određivanje ključno je za pouzdanost rezultata proračuna i ima znatan utjecaj na projektiranje pilota. Odabir fizikalnih i mehaničkih parametara tla klizne zone treba se temeljiti na obilježjima klizišne mase, uključujući tip i genezu klizišta, te na rezultatima geotehničkih ispitivanja ili povratne analize. Konačne vrijednosti potrebno je odabrati nakon usporedbe s empirijskim podacima i stručne procjene [20].

U dinamičkoj analizi primijenjena je tranzijentna dinamička analiza. Kao ulazna pobuda upotrijebljen je potresni val iz zapisa potresa u Tianjinu, u Kini (1975.), s trajanjem od 5 s i vremenskim korakom od 0,01 s. Razmatrane su tri vrste lokacija. Na slici 16. prikazani su vremenski zapisi horizontalnog i vertikalnog ubrzanja za potresni val Tianjin [15].

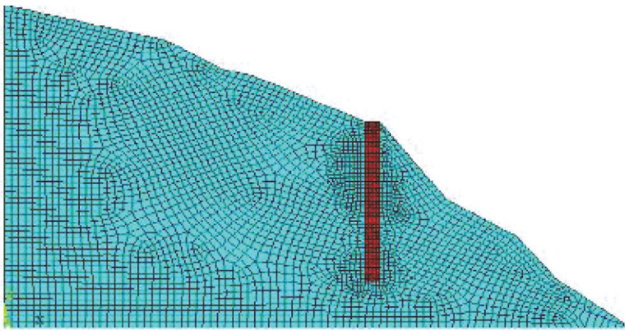
$$\frac{a_v}{a_{v\max}} = \frac{0.125g/2}{0.7556} = 0.8114 \quad (5)$$

Prije primjene zapis potresnog vala Tianjin pomnožen je faktorom 0,8114. Obradeni zapis potresnog vala prikazan je na slici 16.



Slika 16. Vremenski zapisi ubrzanja potresnog vala Tianjin: a) horizontalna komponenta; b) vertikalna komponenta

Geometrijski model temeljen je na geotehničkom profilu pokosa. Uz pretpostavku nepromijenjene geološke građe, granice modela odgovarajuće su proširene kako bi se postigla pouzdana numerička simulacija [21]. Na bočnim i donjim granicama primijenjeni su viskozni umjetni granični uvjeti. Na bočnim granicama ograničeni su horizontalni pomaci, dok su na donjoj granici ograničeni vertikalni i horizontalni pomaci. Površina pokosa modelirana je kao slobodna površina za seizmički odziv, bez dodatnih ograničenja. Radi točne simulacije širenja valova, veličina konačnih elemenata u modelu pokosa ne smije biti veća od 1/8 do 1/10 valne duljine koja odgovara najvišoj frekvenciji, jer bi u protivnom nastale znatne pogreške. Potresni val uveden je na donjoj granici modela. Mreža je progušćena u zonama koncentracije naprezanja, dok je izvan zona opterećenja primijenjena rjeđa mreža [22]. Veličina elemenata iznosila je 4 m za pokos i 2 m za pilote za stabilizaciju klizišta, a model je diskretiziran četverokutnim elementima. Na slici 17. prikazan je proračunski model konačnih elemenata u profilu za dubinu ugradnje pilota od 8 m na klizištu Nanwen.



Slika 17. Proračunski model u profilu za dubinu ugradnje pilota od 8 m na klizištu Nanwen

Rayleighovo prigušenje temelji se na pretpostavci da je matrica prigušenja C u dinamičkoj jednadžbi geotehničke konstrukcije linearna kombinacija matrice mase M i matrice krutosti K [22]. To je prikazano izrazom (6):

$$C = \alpha C + \beta K \quad (6)$$

gdje je α koeficijent prigušenja vezan uz matricu mase M , a β koeficijent prigušenja vezan uz matricu krutosti K . Komponenta matrice mase u Rayleighovoj matrici prigušenja može se tumačiti kao prigušenje između pojedinog čvora i podloge, dok je komponenta matrice krutosti povezana s prigušenjem ovisnim o deformacijama konstrukcije. Budući da su komponente matrice mase i matrice krutosti povezane s frekvencijom, izbor parametara prigušenja utječe na opis dinamičkog odziva. Za pojednostavljenje matrice prigušenja potrebno je odabrati odgovarajući minimalni omjer prigušenja i frekvencijske parametre. Minimalni omjer prigušenja određuje se provedbom dinamičkih proračuna u elastičnome području ponašanja geotehničkog materijala, pri čemu se koristi krivulja

ovisnosti omjera prigušenja o amplitudi deformacije dobivena dinamičkim ispitivanjem. Uobičajeni raspon minimalnog omjera prigušenja iznosi od 2 % do 5 %. Za određivanje minimalnoga frekvencijskog parametra potrebno je provesti proračune elastičnoga geotehničkog tijela bez prigušenja. Kod jednostavnijih dinamičkih konstitutivnih modela tla mogu se provesti proračuni slobodnih neprigušenih vibracija.

Filtriranje jest postupak obrade signala kojim se smanjuje utjecaj smetnji na rezultate proračuna. Pri filtriranju spektra potresnog vala u pravilu se uklanjaju više frekvencije. Vremenski zapisi potresnih valova često su kratki, a ubrzanje brzo doseže vršne vrijednosti. Zbog toga bi, bez filtriranja, mrežu konačnih elemenata trebalo izrazito usitniti, što znatno produljuje vrijeme proračuna i zahtijeva računalne sustave visokih performansi. S obzirom na obrnuti odnos valne duljine i frekvencije, uklanjanjem visokofrekventnih komponenti i zadržavanjem niskofrekventnih valova većih valnih duljina može se znatno smanjiti broj elemenata u modelu. Time se smanjuju računalni zahtjevi, skraćuje vrijeme proračuna i povećava učinkovitost numeričke simulacije. Energija potresnog vala najvećim je dijelom koncentrirana u niskofrekventnim komponentama, dok je utjecaj visokofrekventnih komponenti na proračun manje važan. Zbog toga filtriranje visokofrekventnog dijela spektra može znatno skratiti vrijeme izračuna modela [22].

5.2. Određivanje dubine ugradnje metodom smanjenja čvrstoće

5.2.1. Osnovno načelo metode smanjenja čvrstoće

Metoda smanjenja čvrstoće temelji se na postupnome reduciranju smične čvrstoće tla u pokosu. Parametri smične čvrstoće dijele se odgovarajućim faktorom smanjenja sve dok pokos ne dosegne granično stanje ravnoteže. Vrijednost faktora smanjenja pri graničnome stanju može se tumačiti kao faktor sigurnosti pokosa. U izrazima (7) i (8) su c i φ kohezija i kut unutarnjeg trenja tla odnosno stijenske mase.

$$c' = \frac{c}{k} \quad (7)$$

$$\varphi' = \arctan \frac{\tan \varphi}{k} \quad (8)$$

c' i φ' su reducirane vrijednosti kohezije i kuta unutarnjeg trenja.

U proračunu najprije se odabire početni faktor smanjenja, a zatim se parametri smične čvrstoće tla u ukopnome dijelu pokosa postupno smanjuju primjenom izraza (7) i (8). Ako proračun konvergira, tlo se smatra stabilnim, nakon čega se faktor smanjenja povećava sve dok ne nastupi nekonvergencija. Faktor smanjenja pri kojemu nastupa nekonvergencija smatra se faktorom sigurnosti pokosa, FS . Taj postupak naziva se metodom smanjenja čvrstoće [13].

5.2.2. Kriteriji za procjenu nestabilnosti pokosa

U znanstvenoj se literaturi i dalje primjenjuju različiti kriteriji za procjenu sloma pokosa. Većina istraživača smatra da se slom očituje formiranjem povezane plastične zone u pokosu, naglom promjenom pomaka i kontinuiranim povećanjem deformacija. Pri simulaciji tog procesa u programskom paketu ANSYS slom se očituje nekonvergencijom proračuna i naglom promjenom broja iteracijskih koraka. Uobičajeno se razlikuju tri kriterija za procjenu nestabilnosti ili sloma pokosa [23]:

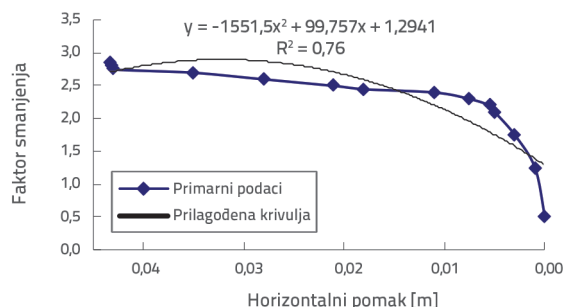
- Konvergencija odnosno nekonvergencija numeričkog proračuna. Ako se pri proračunu metodom konačnih elemenata u programu ANSYS postupak prekine zbog nekonvergencije i pritom dođe do nagle promjene broja iteracija, pokos se može smatrati nestabilnim odnosno slomljenim.
- Formiranje povezane plastične zone. Analize prethodnih slučajeva nestabilnosti pokazuju da pojava povezane plastične zone upućuje na veliku vjerojatnost sloma pokosa. Plastične deformacije obično se pojavljuju u nožici pokosa te se šire prema vrhu, pri čemu nastaje lučna zona proboja. Budući da se plastična zona može pojaviti i prije stvarnog sloma, taj se kriterij ne može primijeniti kao jedini kriterij nestabilnosti, ali može služiti kao važan pokazatelj pri procjeni stabilnosti pokosa.
- Nagla promjena pomaka karakterističnih točaka. Horizontalni i vertikalni pomaci odabranih točaka na pokosu prate se tijekom proračuna. Nagla promjena tih pomaka može se upotrijebiti kao pokazatelj nestabilnosti pokosa.

Za pouzdanu procjenu potrebno je kombinirati sva tri kriterija. Najprije se primjenjuje kriterij povezane plastične zone kako bi se isključili stabilni pokosi. Ako dođe do nestabilnosti ili sloma, u pravilu se formira povezana plastična zona koja se proteže od nožice do vrha pokosa. Ako takva zona ne postoji, pokos se može smatrati stabilnim. Prvi i treći kriterij zatim se ocjenjuju istodobno. Ako se istodobno pojave nagla promjena pomaka i nekonvergencija proračuna metodom konačnih elemenata, uz formiranje povezane plastične zone od nožice do vrha pokosa, može se zaključiti da je došlo do sloma pokosa. Parametri šljunkovitog tla nakon smanjenja čvrstoće prikazani su u tablici 8.

Tablica 8. Parametri šljunkovitog tla nakon smanjenja čvrstoće

Faktor smanjenja	Kohezija c [kPa]	Kut unutarnjeg trenja φ [°]
0,50	40,00	55,47
0,75	26,67	44,09
1,00	20,00	36,00
1,25	16,00	30,17
1,50	13,33	25,84
1,75	11,43	22,54
2,00	10,00	19,96
2,25	8,89	17,89
2,50	8,00	16,20
2,75	7,27	14,80
3,00	6,67	12,71

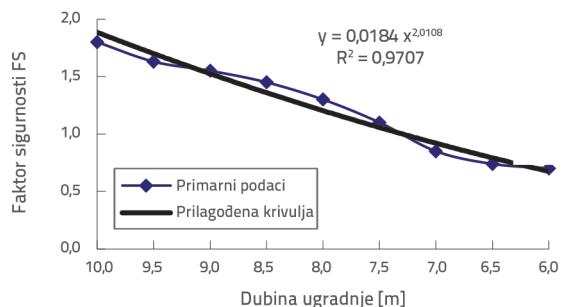
Na slici 18. prikazano je da se horizontalni pomak vrha pilota smanjuje s povećanjem faktora smanjenja. Pri vrijednosti faktora smanjenja 2,3 brzina opadanja krivulje doseže najveću vrijednost. Ta točka predstavlja infleksiju krivulje i upućuje na naglu promjenu pomaka u nožici pokosa. Prema trećemu kriteriju nestabilnosti, može se smatrati da je došlo do sloma pokosa. Kada faktor smanjenja dosegne vrijednost 2,75, tada se horizontalni pomak vrha pilota više ne mijenja, što upućuje na prekid proračuna. Prema prvome kriteriju procjene nestabilnosti, u tom se trenutku pokos smatra slomljenim [24].



Slika 18. Promjena faktora smanjenja u ovisnosti o horizontalnome pomaku vrha pilota

5.2.3. Određivanje dubine ugradnje za različite čvrstoće tla

Budući da ukupni faktor sigurnosti pokosa pri potresnome djelovanju može biti manji od 1, u analizi metodom smanjenja čvrstoće faktor smanjenja variran je u rasponu od 0,7 do 1,8. Dobivena je funkcijska ovisnost s visokim stupnjem podudarnosti između faktora sigurnosti FS i dubine ugradnje h. Kao što je prikazano na slici 19., vrijedi $FS = 0,0184 h^{2,0108}$, pri čemu je koeficijent determinacije $R^2 = 0,9707$ [24]. Raspon dubine ugradnje h za koji je provedena prilagodba iznosi od 6 do 10 m, a 95-postotni intervali pouzdanosti za dubinu ugradnje i faktor sigurnosti FS prikazani su u tablici 9.



Slika 19. Odnos između faktora sigurnosti FS i dubine ugradnje h

Krivulja odnosa između kuta unutarnjeg trenja φ i dubine ugradnje h u ukopanome dijelu prikazana je na slici 20. Prilagodbom podataka dobivena je funkcijska ovisnost između kuta unutarnjeg trenja φ i dubine ugradnje h: $\Phi = 594,03 h^{-1,419}$ pri čemu je koeficijent determinacije R2

Tablica 9. 95-postotni intervali pouzdanosti za dubinu ugradnje i faktor sigurnosti FS

Dubina ugradnje "h" [m]	FS	Donja granica pouzdanosti	Gornja granica pouzdanosti
10,5	1,95	1,82	2,07
11	2,09	1,93	2,26
11,5	2,24	2,04	2,44
12	2,39	2,16	2,61

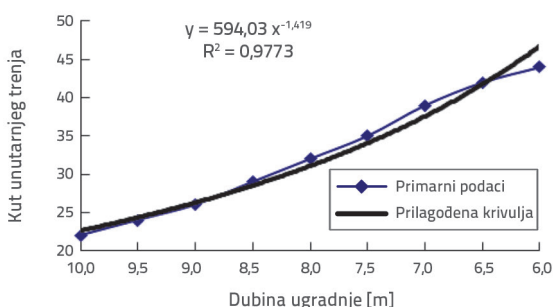
Tablica 10. 95-postotni intervali pouzdanosti za dubinu ugradnje i kut unutarnjeg trenja

Dubina ugradnje "h" [m]	Kut unutarnjeg trenja "φ" [°]	Donja granica pouzdanosti	Gornja granica pouzdanosti
10,5	17,91	16,63	19,19
11	15,01	13,73	16,29
11,5	12,11	10,83	13,39
12	9,21	7,93	10,49

Tablica 11. 95-postotni intervali pouzdanosti za dubinu ugradnje h i koheziju c

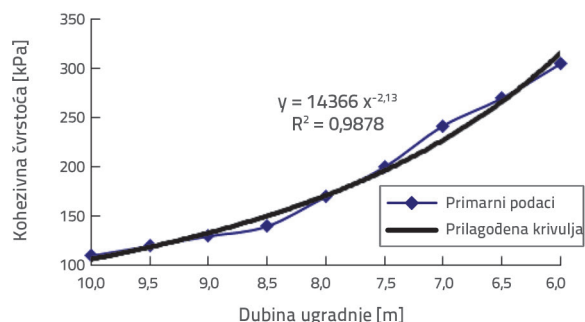
Dubina ugradnje "h" [m]	Kohezija "c" [kPa]	Donja granica pouzdanosti	Gornja granica pouzdanosti
10,5	100,61	82,61	118,62
11	91,10	54,04	128,17
11,5	81,59	20,49	142,70
12	72,085	16,96	161,13

= 0,9773. Raspon dubine ugradnje h za koji je provedena prilagodba iznosi od 6 do 10 m, a 95-postotni intervali pouzdanosti za dubinu ugradnje i kut unutarnjeg trenja prikazani su u tablici 10.



Slika 20. Krivulja odnosa između kuta unutarnjeg trenja φ i dubine ugradnje h u ukopanome dijelu tla

Krivulja odnosa između kohezije tla c i dubine ugradnje h u ukopanome dijelu prikazana je na slici 21. Prilagodnom podataka dobivena je funkcijska ovisnost između kohezije tla c i dubine ugradnje h: $c = 14366 h^{-2,13}$, pri čemu je koeficijent determinacije $R^2 = 0,9878$. Raspon dubine ugradnje h za koji je provedena prilagodba iznosi od 6 do 10 m, a 95-postotni intervali pouzdanosti za dubinu ugradnje i koheziju c prikazani su u tablici 11.



Slika 21. Odnos između kohezije tla c i dubine ugradnje h u ukopanome dijelu (cohesive s. - kohezija)

6. Dubina ugradnje pilota određena metodom smanjenja čvrstoće i metodom prienosnoga koeficijenta neuravnoteženog potiska

6.1. Izvođenje izraza za potisak ispitivanoga klizišta pri seizmičkome djelovanju

U praktičnim proračunima potiska klizišta često se primjenjuje metoda prienosnoga koeficijenta neuravnoteženog potiska. U ovom je ispitivanju klizna ploha lomljena linija, odnosno sastavljena je od više segmenata s malim međusobnim promjenama nagiba. Zbog toga se navedena metoda može primijeniti za proračun stabilnosti klizišta [26].

Metoda prijenosnoga koeficijenta neuravnoteženog potiska temelji se na sljedećim pretpostavkama:

- Klizišno tijelo smatra se nestlačivim tijelom, pri čemu se u proračunu ne uzima u obzir deformacija zbog međusobnog tlačenja blokova.
- Između blokova uzima se u obzir samo prijenos potiska. Prijenos vlačnih sila, koji se u praktičnim proračunima u pravilu zanemaruje, i posebni slučajevi vlačnog loma između blokova ne uzimaju se u obzir.
- Sila između blokova, odnosno potisak, prikazuje se kao koncentrirana sila, a njezin je pravac djelovanja paralelan sa smjerom klizne plohe prethodnog bloka.
- Kao osnovni proračunski element uzima se presjek stijenske mase i tla jedinične širine, okomit na glavnu os klizišta.

Promatrajući i-ti blok kao zasebno tijelo i rastavljujući sve sile u smjeru njegove klizne plohe, dobiva se preostala sila klizanja bloka E_i [12]:

$$E_i = W_i \sin \partial_i - W_i \cos \partial_i \tan \varphi_i - c_i l_i + \psi_i E_{i-1} \quad (8)$$

gdje su:

- E_i - preostala sila klizanja i-tog bloka klizišnog tijela
- E_{i-1} - preostala sila klizanja (i-1)-tog bloka klizišnog tijela
- W_i - težina i-tog bloka klizišnog tijela
- ψ_i - koeficijent prijenosa, izraz (9)
- c_i - kohezija stijene i tla na kliznoj plohi i-tog bloka klizišnog tijela
- l_i - duljina klizne plohe i-tog bloka klizišnog tijela
- φ_i - kut unutarnjeg trenja stijene i tla na kliznoj plohi i-tog bloka klizišnog tijela
- ∂_i - kut nagiba plohe i-tog bloka klizišnog tijela
- $\partial_{(i-1)}$ - kut nagiba klizne plohe (i-1)-tog bloka klizišnog tijela.

$$\Psi_i = \cos(\partial_{i-1} - \partial_i) - \sin(\partial_{i-1} - \partial_i) \tan \varphi_i \quad (9)$$

Ako je za posljednji blok E_n izračunana preostala sila klizanja pozitivna, klizišno tijelo smatra se nestabilnim. Ako je vrijednost negativna ili jednaka nuli, stijenska masa smatra se stabilnom, a pri proračunu sljedećeg bloka ne uzima se u obzir potisak prethodnog bloka. Metoda prijenosnoga koeficijenta neuravnoteženog potiska uz smanjenje čvrstoće, koja se u praksi često opisuje kao metoda smanjenja parametara klizne plohe $\tan \varphi_i$ i c_i , temelji se na istodobnom smanjenju parametara čvrstoće klizne plohe primjenom faktora sigurnosti K . Na taj se način određuje preostala sila klizanja za zadani faktor sigurnosti, odnosno:

Tablica 12. Vrijednosti seizmičkoga kuta za različita seizmička ubrzanja

Vršno ubrzanje tla		0,1 g	0,2 g	0,3 g	0,4 g
Seizmički kut	iznad razine vode	1° 30'	3°	4° 30'	7°
	ispod razine vode	2° 30'	5°	7° 30'	10°

$$E_i = W_i \sin \partial_i - W_i \cos \partial_i \tan \varphi_i / k - c_i l_i / k + \psi_i E_{i-1} \quad (10)$$

U praktičnoj primjeni metoda konačnih elemenata u kombinaciji sa smanjenjem čvrstoće pokazuje dobru učinkovitost. Posebno je korisna kada se geometrija klizne plohe znatno mijenja u prednjemu i stražnjemu dijelu klizišta, jer se tada rezultati proračuna pojedinih metoda mogu znatnije razlikovati [27]. Razlike između promatranih pristupa usporedive su s razlikama između švedske metode lamela i pojednostavnjene Bishopove metode, koje se često primjenjuju u proračunima stabilnosti pokosa. To je jedan od razloga zbog kojih se u praksi i u propisima često preporučuje primjena metode konačnih elemenata sa smanjenjem čvrstoće. Dosadašnja primjena pokazuje da je ta metoda tehnički učinkovita za analizu stabilnosti pokosa [28].

Primjenom pseudostatičke metode seizmička se sila u proračunu zamjenjuje ekvivalentnom statičkom silom, koja se zatim uvodi u proračun klizišnog tijela. U skladu s načelima dinamike tla i prema kineskome propisu za seizmičko projektiranje željezničkih građevina GB 50111-2019 [28], u tablici 12. prikazana su pravila za odabir seizmičkoga kuta pri različitim vrijednostima seizmičkog ubrzanja.

$$E_i = W_i \sin(\partial_i + \lambda) - W_i \cos(\partial_i + \lambda) \tan \varphi_i / k - c_i l_i / k + \psi_i E_{i-1} \quad (11)$$

Budući da se model u ovome istraživanju nalazi iznad razine vode, a najveće horizontalno ubrzanje u ispitivanju iznosi 0,3 g, seizmički kut λ iznosi 4° 30'. Ta je vrijednost usvojena kao osnova za promatrano klizište. Ako se u izrazu za potisak uzme u obzir djelovanje seizmičke sile, vrijedi:

$$E_i = W_i \sin(\partial_i + 4^\circ 30') - W_i \cos(\partial_i + 4^\circ 30') \tan \varphi_i / k - c_i l_i / k + \psi_i E_{i-1} \quad (12)$$

6.2. Proračun horizontalne nosivosti i pomaka pilota

Prema odredbama kineskoga Tehničkog kodeksa za temelje na pilotima JGJ94-2018 [30], kada temelj na pilotima pretežito preuzima horizontalna opterećenja, tada se proračun provodi uzimajući u obzir međudjelovanje pilota i tla, uključujući učinak skupine pilota. Horizontalna nosivost može se odrediti prema sljedećemu izrazu (12):

$$X_{oa} = \frac{R_{ha} \cdot v_x}{a^3 \cdot EI} \quad (13)$$

pri čemu je R_{ha} horizontalna nosivost jednog pilota, koja nakon proračuna iznosi:

Tablica 13. Najveći koeficijent momenta savijanja v_m i koeficijent horizontalnog pomaka v_x vrha pilota

Restraint conditions at the pile top	Converted embeded depth of the pile (α_n)	V_m	V_x
Hinged, free	4,0	0,768	2,441
	3,5	0,750	2,502
	3,0	0,703	2,727
	2,8	0,675	2,905
	2,6	0,639	3,163
	2,4	0,601	3,526

Napomena: h označava ukopanu duljinu pilota

Tablica 14. 95-postotni interval pouzdanosti dubine ugradnje i pomaka vrha pilota

Dubina ugradnje h	Pomak vrha pilota	Donja granica pouzdanosti	Gornja granica pouzdanosti
22	0,025	0,02	0,03
24	0,017	0,01	0,02
26	0,0102	0,01	0,01
28	0,0027	0,00	0,01

$$R_{ha} = \frac{1}{2} E_i \cos \partial_i \quad (14)$$

gdje je x_{0a} horizontalni pomak vrha pilota, v_x koeficijent horizontalnog pomaka vrha pilota, a EI krutost na savijanje tijela pilota. Za armiranobetonski pilot vrijedi $EI = 0,85E_cI_0$, pri čemu je I_0 moment tromosti preračunanoga poprečnog presjeka tijela pilota. Za pravokutni poprečni presjek vrijedi $I_0 = W_0 b_0 / 2$. U ovom je ispitivanju $I_0 = 4,17 \times 10^{-7}$, a E_c označava modul elastičnosti armiranog betona [19].

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (15)$$

U izrazu (15) m je koeficijent proporcionalnosti horizontalnog otpora tla uz bočnu stranu pilota. Prema kineskome Tehničkom kodeksu za temelje na pilotima JGJ94-2018 [30], u ovom je ispitivanju usvojena vrijednost $m = 90$.

b_0 je proračunska širina tijela pilota [m]. Za kvadratni pilot, kada je širina stranice $b \leq 1$ m, vrijedi $b_0 = 1,5b + 0,5$. U ovome ispitivanju vrijedi $b_0 = 1,85$.

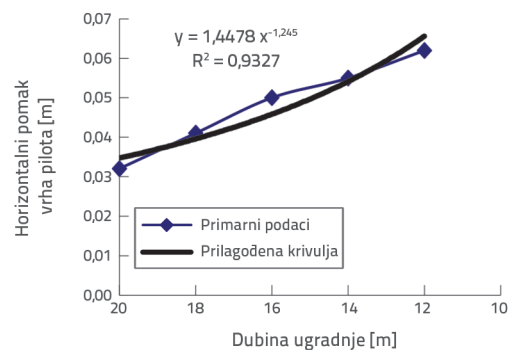
EI je krutost na savijanje tijela pilota. U ovome ispitivanju koeficijent horizontalnog pomaka vrha pilota iznosi $v_x = 2,441$, a koeficijent horizontalne deformacije pilota $\alpha = 1,46$ [31].

Na temelju prethodnih proračuna horizontalni pomak vrha pilota iznosi, izraz (16):

$$x_{0a} = 0,064E_i \cos \partial_i = 0,064W_i \sin(\partial_i + 4^\circ 30') - W_i \cos(\partial_i + 4^\circ 30') \tan \varphi_i + K - c_i / \div K + \psi_i E_{i-1} \cos \partial_i \quad (16)$$

6.3. Izraz za dubinu ugradnje pilota na temelju metode prijenosnoga koeficijenta

Učinak dubine ugradnje na otpornost pri potresnome djelovanju analiziran je uzimajući pomak i deformaciju nakon potresa, u trenutku sloma tlačnog svoda, kao mjerodavne pokazatelje. Budući da pri dubinama ugradnje od 20 cm i 18 cm nije došlo do sloma tlačnog svoda, usporedno su analizirani trenutak sloma pri dubini ugradnje od 16 cm te pripadajući horizontalni pomak vrha pilota. Rezultati prilagodbe i dobiveni izrazi ovisnosti prikazani su na slici 22.



Slika 22. Odnos dubine ugradnje h i horizontalnog pomaka vrha pilota

Na temelju modelskih ispitivanja raspon vrijednosti dubine ugradnje h iznosio je od 12 do 20 cm, a 95-postotni intervali pouzdanosti za dubinu ugradnje i pomak vrha pilota prikazani su u tablici 14.

Na temelju modelskih ispitivanja dubina ugradnje h određena je izrazom (17):

Tablica 15. Jedinice fizikalnih veličina u izrazima i mjesta njihova pojavljivanja

Simbol	Naziv	Mjerna jedinica	Mjesto pojavljivanja
γ	Jedinična težina	kN/m ³	P5, P5, P22
ρ	Gustoća	kg/m ³	P17
E	Modul elastičnosti	MPa ili GPa	P22
ν	Poissonov omjer	bezdimenz.	P17, P22
c	Kohezija	kPa ili MPa	P2, P4, P5, P6, P17, P22, P25, P28, P30, P34
φ	Kut unutarnjeg trenja	°	P2, P4, P5, P6, P17, P22, P25, P28, P30, P34
FS	Faktor sigurnosti	bezdimenz.	P5, P26, P27
h	Dubina ugradnje	m	P2, P27, P28, P29, P33, P34
IM	Indeks čvrstoće	bezdimenz.	P22

$$h = 1.4478x_{oa}^{-1.245} \quad (17)$$

Ukratko, konačni izraz za određivanje dubine ugradnje pilota glasi:

$$h = 1.4478\{0.064[W_i \sin(\partial_i + 4^\circ 30') - W_i \cos(\partial_i + 4^\circ 30') \tan \varphi_i \div K - c_i \div K + \psi_i E_{i-1}] \cos \partial_i\}^{-1.245}$$

7. Zaključak

Vlažno tlo, s manjim vrijednostima kohezije c i kuta unutarnjeg trenja φ te većom jediničnom težinom, može otežati ostvarenje predviđene funkcije pilota za stabilizaciju klizišta. Izvedba je tada složenija i može biti ekonomski nepovoljna. S druge strane, suho se tlo može lakše narušiti pri vanjskim djelovanjima, pa je i njegova otpornost pri potresnome djelovanju nepovoljnija. Zato je pri određivanju čvrstoće tla potrebno sveobuhvatno razmotriti i druge utjecajne čimbenike kako bi se postiglo tehnički i ekonomski najpovoljnije rješenje.

Procesi loma i deformiranja pokosa u šljunkovitome tlu, stabiliziranog pilotima, pri potresnome djelovanju reproducirani su ispitivanjem fizičkog modela. Dobivene zakonitosti raspodjele seizmičkih deformacija razlikuju se ovisno o dubini ugradnje pilota. Pri većoj dubini ugradnje ili većoj čvrstoći tla ne dolazi do izraženoga klizanja tla iza pilota, zbog čega potporni učinak pilota ne mora biti u cijelosti iskorišten, a izvedba može biti složenija i ekonomski nepovoljnija. Pri manjoj dubini ugradnje ili manjoj čvrstoći tla deformacije su izražene već na početku ispitivanja, što upućuje na slabiju učinkovitost stabilizacije pri potresnome djelovanju i nezadovoljavajuću stabilnost poduprtog pokosa. Zbog toga je određivanje odgovarajuće dubine ugradnje pilota vrlo važno.

Povećanjem dubine ugradnje smanjuje se tlak tla iza pilota. Pri dubini ugradnje od 12 cm, koja se smatra relativno plitkom, tlak tla bio je izraženiji. Pri dubinama ugradnje od 20 cm, koja se smatra relativno velikom, i 16 cm, koja se smatra odgovarajućom, tlakovi tla bili su približno jednaki. U određenoj rasponu dubine ugradnje tlak tla doseže približno stalnu vrijednost, pa daljnje povećanje dubine ugradnje ima malen utjecaj na tlak tla. Na temelju ispitivanja fizičkog modela i podataka dobivenih numeričkom simulacijom, uz primjenu metode smanjenja čvrstoće, izvedena je funkcijska ovisnost s visokim stupnjem podudarnosti između faktora sigurnosti k i dubine ugradnje h. U obzir su pritom uzeti utjecaji šljunkovitog tla te međudjelovanja pilota i tla pri potresnome opterećenju. Dobivena je ovisnost $k = 0.0184h^{2.0108}$, uz koeficijent determinacije $R^2 = 0,9707$. Odgovarajući izrazi za kut unutarnjeg trenja φ , koheziju tla c i dubinu ugradnje h u ukopnome dijelu glase: $\varphi = 594,03h^{-1.419}$, uz $R^2 = 0,9773$, i $c = 14366h^{-2.13}$, uz $R^2 = 0,9878$.

Analiziran je utjecaj potresa na dinamički odziv pokosa u šljunkovitome tlu stabiliziranog pilotima, pri različitim dubinama ugradnje i različitim čvrstoćama tla. Na temelju metode prijenosnoga koeficijenta neuravnoteženog potiska uz smanjenje čvrstoće provedena je analiza dubine ugradnje pilota. Na odabranome primjeru klizišta u šljunkovitome tlu istražen je utjecaj čvrstoće tla na ukopani dio pilota te je određena optimalna dubina ugradnje pilota u tlima različite čvrstoće pri zadanome potisku klizišta. Utvrđen je empirijski izraz za određivanje optimalne dubine ugradnje pilota u šljunkovitom tlu. Dodatno su razjašnjeni utjecaji niza osjetljivih čimbenika kao što su dubina ugradnje, vlažnost tla i svojstva sustava pilot-tlo na raspodjelu vanjskih opterećenja. Time su bolje objašnjene zakonitosti odziva stabilizacijskog sustava te je dana teorijska podloga za tumačenje mehanizma njegova djelovanja i za određivanje optimalne dubine ugradnje pilota.

LITERATURA

- [1] Kong, J., Fayou, A., Wenping, W.: Analysis of landslide types and typical cases in Wenchuan earthquake, Journal of Soil and Water Conservation (China), 23 (2009) 6, pp. 66-70, <https://doi.org/10.103321/j.issn:1009-2242.2009.06.016>
- [2] Hungr, O.: The Varnes Classification of Landslide Types, an Update, Landslides, 11 (2014) 2, pp. 167-194, <https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y>

- [3] Bačić, M., Librić, L., Ivšić, T.: Estimation of the bored pile capacity and settlement in soft soil, *GRAĐEVINAR*, 65 (2013) 10, pp. 901-918, <https://doi.org/10.14256/JCE.912.2013>
- [4] Li, G.J., Motamed, R.: Finite Element Modeling of Soil-Pile Response Subjected to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in a Large-Scale Shake Table Experiment, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92 (2017), pp. 573-584, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.11.001>
- [5] Zhang, J., Li, Y.R., Rong, X., Liang, Y.: Dynamic p-y Curves for Vertical and Batter Pile Groups in Liquefied Sand, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 21 (2022) 3, pp. 605-616, <https://doi.org/10.1007/s11803-022-2107-2>
- [6] Zhang, J., Li, Y.R., Yan, Z.X., Huang, D., Rong, X., Liang, Y.: Experimental Study of Vertical and Batter Pile Groups in Saturated Sand Using a Centrifuge Shaking Table, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 21 (2022) 1, pp. 23-36. <https://doi.org/10.1007/s11803-021-2067-y>
- [7] Zhang, X.R., Yang, Z.J.: Numerical Analyses of Pile Performance in Laterally Spreading Frozen Ground Crust Overlying Liquefiable Soils, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17 (2018) 3, pp. 491-499. <https://doi.org/10.1007/s11803-018-0457-6>
- [8] Türedi, Y., Örnek, M.: Analysis of model helical piles subjected to axial compression, *GRAĐEVINAR*, 72 (2020) 9, pp. 759-769, <https://doi.org/10.14256/JCE.2660.2019>
- [9] Tang, L., Maula, B.H., Ling, X.Z., Su, L.: Numerical Simulations of Shake-Table Experiment for Dynamic Soil-Pile-Structure Interaction in Liquefiable Soils, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13 (2014) 1, pp. 171-180, <https://doi.org/10.1007/s11803-014-0221-53>
- [10] Vukičević, M., Marjanović, M., Pujević, V., Nikola, O.: Evaluation of methods for predicting axial capacity of jacked-in and driven piles in cohesive soils, *GRAĐEVINAR*, 70 (2018) 8, pp. 685-693, <https://doi.org/10.14256/JCE.2175.2017>
- [11] Li, J.B., Zhang, H.R., Li, Z.Q.: Theoretical Study on Similarity Relation of Small Scale Subgrade Shaking Table Test Model. *Advanced Materials Research*, 255-260 (2011), pp. 3354-3360, <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.255-260.3354>
- [12] Mansoujjan, M.R., Ghomeshi, M., Hasounizadeh, H., Hosseini, S.A.: Effects of cylindrical and cubic piles on motion of density currents, *GRAĐEVINAR*, 73 (2021) 5, pp. 499-507, <https://doi.org/10.14256/JCE.2867.2019>
- [13] Shen, D.J., Lu, X.L.: Experimental Study on the Mechanical Property of Microconcrete in Model Test, *China Civil Engineering Journal*, 43 (2010) 10, pp. 14-21, (In Chinese) <https://doi.org/10.15951/j.tmgxcb.2010.10.013>.
- [14] Li, R.: Design of the microconcrete anti-sliding model pile in the dynamic centrifugal model test. *Journal of Tsinghua University (China)*, 49 (2009) 9, pp. 66-70, (China), <https://doi.org/10.3321/j.issn:1000-0054.2009.09.017>
- [15] Zou, Z.Y., Lei, D., Jiang, G.L., Luo, B., Chang, S.Z., Hou, C.P.: Experimental Study of Bridge Foundation Reinforced with Front and Back Rows of Anti-Slide Piles on Gravel Soil Slope Under El Centro Waves, *Applied Sciences*, 10 (2020) 9, pp. Paper No. 3108, <https://doi.org/10.3390/app10093108>
- [16] Sokolić, I., Kereš, B.: Experience in execution of driven reinforced concrete piles in Croatia, *GRAĐEVINAR*, 77 (2025) 6, pp. 593-603, <https://doi.org/10.14256/JCE.4253.2025>
- [17] Lin, Y.L., Cheng, X.M., Yang, G.L. Shaking Table Test and Numerical Simulation on a Combined Retaining Structure Response to Earthquake Loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 108 (2018), pp. 29- 45, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.02.008>
- [18] Zou, Z.Y., Lei, D., Jiang, G.L., Luo, B., Chang, S.Z., Hou, C.P.: Experimental Study of Bridge Foundation Reinforced with Front and Back Rows of Anti-Slide Piles on Gravel Soil Slope Under El Centro Waves, *Applied Sciences*, 10 (2020) 9, Paper 3108, <https://doi.org/10.3390/app1009310>
- [19] Martin, G.R., Chen, C.Y.: Response of Piles due to Lateral Slope Movement, *Computers and Structures*, 83 (2005) 1, pp. 588-598, <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.11.006>
- [20] Nian, T.K., Chen, G.Q., Luan, M.T., Yang, Q., Zheng, D.F.: Limit Analysis of the Stability of Slopes Reinforced with Piles Against Landslide in Nonhomogeneous and Anisotropic Soils, *Canadian Geotechnical Journal*, 45 (2008) 8, pp. 1092-1103, <https://doi.org/10.1139/T08-042>
- [21] Shukla, R.P.: Pile groups subjected to abrupt collapse of retaining structure, *GRAĐEVINAR*, 70 (2018) 11, pp. 953-964, <https://doi.org/10.14256/JCE.1626.2016>
- [22] Martin, G.R., Chen, C.Y.: Response of Piles due to Lateral Slope Movement, *Computers and Structures*, 83 (2005) 1, pp. 588-598, <https://doi.org/10.1016>
- [23] Guo, J.Q., Xi, W.F., Yang, Z.Q., et al.: Landslide hazard susceptibility evaluation based on SBAS-InSAR technology and SSA-BP neural network algorithm: A case study of the Baihetan Reservoir Area, *J Mt Sci*, 21 (2024), pp. 952-972, <https://doi.org/10.1007/s11629-023-8083-9>
- [24] Wang, J.D., Zhang, D.F., Wang, N.Q., et al.: Mechanisms of wetting-induced loess slope failures, *Landslides*, 16 (2019), pp. 937-953, <https://doi.org/10.1007/s10346-019-01144-4>
- [25] Yang, S., Leshchinsky, B., Cui, K., Zhang, F., Gao, Y.: Influence of Failure Mechanism on Seismic Bearing Capacity Factors for Shallow Foundations Near Slopes, *Géotechnique*, 0 (0), pp. 1-14. <http://doi.org/10.1680/jgeot.19.P329>
- [26] Zhou, D.P., Xiao, S.G., Xia, X.: Discussion on Rational Spacing Between Adjacent Anti-Slide Piles in Some Cutting Slope Projects, *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 26 (2004) 1, pp. 132-135, <https://doi.org/10.1007/BF02911033>.
- [27] Ministry of Transport, People's Republic of China: Code for Seismic Design of Highway Engineering (JTG/T 2231 - 01-2020)(China), Beijing: China Communications Press, 2020.
- [28] Ministry of Construction of the People's Republic of China: Code for Seismic Design of Railway Engineering (GB 50111-2019), Beijing: China Railway Publishing House. 2022.
- [29] Liang, R., Zeng, S.: Numerical Study on Soil Arching Mechanism in Drilled Shafts for Slope Stabilization, *Soil and Foundation*, 42 (2002) 2, pp. 83-92, https://doi.org/10.3208/sandf.42.2_83
- [30] Ministry of Construction, People's Republic of China: Technical Code for Building Pile Foundations (JGJ 94-2018), Beijing: China Architecture and Building Press, 2021
- [31] Nian, T.K., Chen, G.Q., Luan, M.T., Yang, Q., Zheng, D.F.: Limit Analysis of the Stability of Slopes Reinforced with Piles Against Landslide in Nonhomogeneous and Anisotropic Soils, *Canadian Geotechnical Journal*, 45 (2008) 8, pp. 1092-1103, <https://doi.org/10.1139/T08-042>