

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Podiplomski program Gradbeništvo

Kandidatka:

Karmen Poljanšek

Vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo in odziv konstrukcije

Magistrska naloga št. 181

Mentor:
prof. dr. Peter Fajfar

Ljubljana, 21. 6. 2004

Med nastajanjem te naloge
Matija se je rodil,
sedaj že fant od fare je postal
in me marsičesa naučil.

Skušava mu biti vzoren vzgled,
pa hitro pokaže nama,
da za lepši svet
tu in tam potreben bo še kak poklep.

Živahnost in vztrajnost Matijev sta adut,
sta neusahljivi vir energije
za njegov neustavljivi otroški raziskovalni duh.
V naš poduk in ne obup.

To nalogo posvečam mojima fantoma, MATIJI
in MARTINU

Martin, tvoja ljubezen in podpora dala sta mi moči.
Podaril si mi čas, ko doma prevzel si nekaj mojih obveznosti.
Hvala, ker poskrbel si,
da zaradi mojih skrbi za skupne trenutke nismo bili prikrajšani.

Posebej se zahvaljujem svojemu mentorju prof. dr. Petru Fajfarju za racionalnost in optimizem pri nastajanju ter strokovno pomoč in nasvete pri pisanju te magistrske naloge. Zahvalo namenjam tudi doc. dr. Janku Logarju za detajlni pregled naloge in koristne komentarje.

POVZETEK

V magistrski nalogi smo analizirali vpliv podajnega vpetja pri odzivu konstrukcije po metodi podkonstrukcij. Upoštevali smo vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo in na odziv konstrukcije. Želeli smo ugotoviti, kdaj je vpliv temeljnih tal ugoden ali neugoden pri projektiranju objektov. Zajeli smo mehanizme širjenja valovanja skozi slojevita tla, nelinearno obnašanje zemljine pri dinamični obtežbi, odziv podajno vpete konstrukcije in radiacijsko dušenje. Naredili smo parametrične študije na enostavnih teoretičnih primerih in analizirali smo konkreten primer. Analizirali smo tla na območju Nuklearne elektrarne Krško, poenostavljeno konstrukcijo z dinamičnimi karakteristikami zgradbe jedrskega reaktorja in vkopanim temeljem. Kot potresno obtežbo smo izbrali 6 akcelerogramov. Vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo smo analizirali s programom SHAKE91, ki izvaja ekvivalentno linearno enodimenzionalno analizo odziva tal. Rezultat je gibanje prostih tal, celoten vpliv temeljnih tal pa je predstavljen s faktorjem tal. Za analizo vpliva temeljnih tal na odziv konstrukcije smo reševali enačbe gibanja enostavnega podajno vpetega dinamičnega modela. Izračunali smo podaljšanje nihajnega časa, povečanje dušenja sistema zemljine in konstrukcije glede na togo vpeto konstrukcijo, deformacije in pomike konstrukcije. Navkljub amplifikaciji potresne obtežbe zaradi slojevitih tal je bil vpliv upoštevanja sodelovanja med konstrukcijo in zemljino ugoden v smislu deformacij konstrukcije in potresnih sil ter neugoden v smislu relativnih pomikov glede na tla.

ABSTRACT

In the master thesis the influence of flexibly supported base on the structural response was analyzed with substructure approach. Two important aspects were taken into consideration: the effects of layered soil deposits on ground motion characteristic (free field response) and dynamic response of the structure (soil-structure interaction analysis). The main goal was to determine whether the presence of the flexible soil would increase or decrease the seismic response. The phenomena of wave propagation through the layered soil, nonlinearity of soil behavior under cyclic loading, dynamic response of the flexibly supported structure and radiation damping were considered. Beside the calculation of parametric studies by simple theoretical conditions, an actual example was presented. The analysis for the soil profile under the Nuclear power plant Krško and simplified structure with similar dynamic characteristic as reactor building with embedded foundation was performed. Six accelerograms were chosen as

earthquake load. The influence of local soil conditions on the intensity of ground shaking was evaluated using the computer program SHAKE91 that presumes the equivalent linear approach to one-dimensional ground response analysis. As a result the free field motion is given and the soil factors accounting for the local soil effects are determined. To analyse the soil-structure interaction influence on the seismic response of the structure, the equations of motion of the simple dynamic model interacting with the flexible soil are solved. This analysis shows how the soil-structure systems first mode period elongates and the damping coefficient increases in comparison with fixed base conditions. Deformation of the structure and the relative motions to that of free field were calculated. In spite of the amplification of earthquake loading on account of layered soil deposits the soil-structure interaction tends to reduce the deformation of the structure and the earthquake demands on the structure but increases the relative displacement against the free field motion.

KAZALO

1. UVOD	1
1.1. PROLOG	1
1.2. PREGLED LITERATURE	3
1.3. TEMA	6
2. VPLIV LOKALNIH KARAKTERISTIK ZEMLJINE NA POTRESNO GIBANJE TAL	7
2.1. ŠIRJENJE VALOVANJA	8
2.1.1. ENAČBA VALOVANJA.....	8
2.1.2. DUŠENJE.....	9
2.1.2.1. Materialno dušenje	9
2.1.2.2. Radiacijsko dušenje.....	11
2.2. OBNAŠANJE DINAMIČNO OBREMENJENE ZEMLJINE	12
2.2.1. EKVIVALENTNO LINEAREN MODEL	12
2.2.2. DINAMIČNE KARAKTERISTIKE ZEMLJINE	13
2.3. 1D ANALIZA ODZIVA TAL NA POTRESNO OBTEŽBO	17
2.3.1. LINEAREN PRISTOP	18
2.3.1.1. Prenosna funkcija in vpliv slojev zemljin na harmonično nihanje podlage.....	18
2.3.1.2. Potresna obtežba.....	26
2.3.2. EKVIVALENTNO LINEAREN PRISTOP	28
2.3.2.1. Slabosti in prednosti ekvivalentno linearnega modela odziva tal.....	31
2.3.3. RAZVOJ METOD ZA ANALIZO POTRESNEGA ODZIVA TAL	32
3. ANALIZA VPLIVA TAL NA POTRESNO OBTEŽBO NA MESTU NUKLEARNE ELEKTRARNE KRŠKO	35
3.1. PROGRAM SHAKE91	36
3.2. PODATKI O TERENU	38
3.3. PODATKI O OBTEŽBI	41
3.4. REZULTATI	44
3.4.1. VPLIV VARIACIJE VHODNIH PODATKOV	46
3.4.1.1. Vpliv hitrosti strižnega valovanja.....	46
3.4.1.2. Vpliv oblike deformacijskih krivulj	52

3.4.2.	FAKTOR TAL.....	55
3.4.2.1.	Perioda.....	58
3.4.2.2.	Globina temeljenja.....	58
3.4.2.3.	Jakost potresa	60
3.4.3.	PRIMERJAVA REZULTATOV Z ATENUACIJSKIM MODELOM SABETTA-PUGLIESE	63
3.4.4.	PRIMERJAVA REZULTATOV Z RAZMERJI PROJEKTNIH SPEKTROV PO EC8.	64
3.5.	UPORABA REZULTATOV.....	66
4.	DINAMIČNO SODELOVANJE MED ZEMLJINO IN KONSTRUKCIJO.....	69
4.1.	RAZLIČNE METODE INTERAKCIJSKIH ANALIZ	70
4.1.1.	DIREKTNA METODA	71
4.1.2.	METODA S PODKONSTRUKCIJAMI	72
4.1.3.	OBMOČJA REŠEVANJA	73
4.1.4.	NELINEARNI PROBLEMI	74
4.2.	OSNOVNE ENAČBE GIBANJA PO METODI S PODKONSTRUKCIJAMI	74
4.2.1.	OSNOVNE ENAČBE GIBANJA V FREKVENČNEM OBMOČJU.....	75
4.2.2.	OSNOVNE ENAČBE GIBANJA V ČASOVNEM OBMOČJU	77
4.3.	ENOSTAVEN DINAMIČEN MODEL.....	78
4.3.1.	ENAČBE GIBANJA	78
4.3.2.	DINAMIČNA TOGOSTNA MATRIKA ZEMLJINE – IMPEDANČNE FUNKCIJE ..	80
4.3.2.1.	Materialno dušenje	84
4.3.2.2.	Vkopan temelj	86
4.3.2.3.	Slojevita tla.....	87
4.3.3.	KINEMATIČNA INTERAKCIJA	88
4.3.4.	GLAVNI UČINKI DINAMIČNEGA SODELOVANJA MED ZEMLJINO IN KONSTRUKCIJO	90
4.3.4.1.	Ekvivalenten sistem z 1 prostostno stopnjo.....	90
4.3.5.	PARAMETRIČNA ŠTUDIJA.....	93
5.	ANALIZA VPLIVA TAL NA ODZIV KONSTRUKCIJE ZA PRIMER ZGRADBE JEDRSKEGA REAKTORJA.....	99
5.1.	DINAMIČNI MODEL	100
5.2.	POTRESNA OBTEŽBA IN IMPEDANČNE FUNKCIJE	103
5.3.	DINAMIČNA INTERAKCIJSKA ANALIZA.....	104
5.4.	PARAMETRIČNA ŠTUDIJA	107
5.4.1.	VPLIV JAKOSTI POTRESA.....	108

5.4.2.	VPLIV HITROSTI STRIŽNEGA VALOVANJA	115
5.4.3.	VPLIV MASE TEMELJA.....	118
5.5.	UPORABA SPEKTROV	122
6.	ZAKLJUČEK.....	125

1. UVOD

1.1. PROLOG

Večje poškodbe konstrukcij pri številnih potresih so bile velikokrat posledica seštevajočih se neugodnih vplivov temeljnih tal na potresno obtežbo kot tudi na odziv konstrukcije, ki v času projektiranja niso bila upoštevana. Gledano iz teoretičnega stališča gre tu za dve večji področji, področje analize potresnega odziva temeljnih tal in področje sodelovanja med konstrukcijo in zemljino, ki ju skuša povezati področje geotehničnega potresnega inženirstva. Od teoretičnih osnov je potrebno najti pot do njihove praktične uporabnosti. Z oblikovanjem postopkov, ki upoštevajo tudi vpliv podajnosti temeljnih tal pri potresno odpornem projektiranju gradbenih konstrukcij, se ukvarjajo številni raziskovalci.

Glavne vplive temeljnih tal na potresno obtežbo ter sodelovanja med zemljino in konstrukcije na dinamični odziv sistema je najlažje predstaviti, če primerjamo konstrukcijo temeljeno na skali oziroma togo vpeto konstrukcijo z enako konstrukcijo s togim temeljem vkopanim v sloju podajne zemljine, ki leži na togi (skalnati) podlagi. Potresno obtežbo v obliki akcelerograma s pomiki v horizontalni smeri nanese na skalnato podlago. S širjenjem valovanja proti površju skozi sloje zemljin bo prišlo večinoma do povečanja, včasih pa tudi pomanjšanja horizontalnih pomikov, kar je odvisno od frekvenčnega sestava obtežbe, geometrije in materialnih karakteristik slojev zemljin. Potresno gibanje tal na površju bo dodatno spremenila tudi prisotnost konstrukcije. Pri vkopanem temelju se bo poleg potresne obtežbe v obliki horizontalnih pomikov pojavila tudi potresna obtežba v obliki rotacije okoli horizontalne osi. Oba vpliva bosta povečala pomike konstrukcije na vrhu. Prisotnost zemljine naredi dinamičen model tako bolj podajen, kar se odraža v povečanju lastnega nihajnega časa celega sistema. Z nihanjem konstrukcije bo nastalo valovanje, pri katerem se bo energija širila stran od konstrukcije. Pride do radiacijskega dušenja. Za podajno zemljino, ki je zelo podobna elastičnemu homogenemu polprostoru, je to dušenje zelo veliko in zelo zmanjša odziv konstrukcije. Če pa so tla sestavljena iz podajnega sloja na togi podlagi, se lahko zgodi, da širjenje valovanja stran od konstrukcije ni omogočeno. To se zgodi v primeru, ko je frekvenca vzbujenih valov nižja od lastne frekvence sloja. V tem primeru lahko računamo le na materialno oziroma histerežno dušenje v zemljini, ki pa nima tako zelo velikega učinka na potresni odziv konstrukcije. Zato je pri vsaki interakcijski analizi pomembno ugotoviti, če je radiacijsko dušenje mogoče. Zaradi teh nasprotujočih si vplivov je nemogoče posplošiti, ali se z upoštevanjem sodelovanja med zemljino in konstrukcijo dinamični odziv poveča ali zmanjša.

Razvoj na področju geotehničnega potresnega inženirstva je bil najhitrejši v 70. letih, v času gradenj številnih jedrskih elektrarn. To so masivne konstrukcije, ki se morajo ob velikem potresu varno ustaviti in ne ogrožati okolice. Zaradi svoje pomembnosti zahtevajo celovit pristop pri potresno varnem projektiranju, ki obsega:

- določitev projektnega potresa, ki ga definirajo seizmologi,
- analizo vpliva tal na potresno obtežbo in odziv konstrukcije, ki zahteva sodelovanje med geotehniki in konstruktorji ter
- dinamično analizo konstrukcij.

Vrsta konstrukcije	Običajna zgradba	Jedrska elektrarna
Določitev potresne nevarnosti	karta potresne nevarnosti	analiza potresne nevarnosti za dano lokacijo
Povratna perioda projektnega potresa	475 let	10 000 let
Obnašanje konstrukcije pri projektni nevarnosti	- varovanje človeških življenj - preprečitev porušitve - pričakovane poškodbe - duktilno obnašanje	- varna zaustavitev - pretežno linearno elastično obnašanje
Masa konstrukcije	potrebna	velika
Upoštevanje sodelovanje med konstrukcijo in zemljino	neobvezno, vendar obstajajo postopki za interakcijsko analizo	obvezno

Tabela 1.1: Primerjava med standardoma za običajne zgradbe in za jedrske elektrarne (primer iz ACI-318-02 in ACI-349-01).

Za masivne toge konstrukcije na podajnih tleh so vplivi interakcije lahko zelo veliki in tudi vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo postane zelo pomemben. To se nanaša tako na konstrukcije jedrskih elektrarn kot nekatere naftne ploščadi. Taki tipi konstrukcij vsebujejo veliko občutljive mehanske in elektronske opreme, ki je tudi projektirana na potresne sile, saj mora delovati v času projektnega potresa. V nekaterih primerih, kot so relativni pomiki med sosednjima objektoma, ki so pomembni pri projektiranju cevovodov in ostalih inštalacij med njima, bi neupoštevanje vpliva sodelovanja med zemljino in konstrukcijo dalo premajhne vrednosti. V večini primerov pa se upoštevanje sodelovanja med konstrukcijo in zemljino odraža v manjši potresni obtežbi na konstrukcijo. V skrajnih primerih pa upoštevanje ugodnih vplivov interakcije sploh omogoči projektiranje konstrukcije, ne da bi spremenili njeno zasnovo. Iz ekonomskega stališča je tako nedopustno, da bi se izognili interakcijski analizi. Zanemarjanje vplivov interakcije in še vse ostale nedoločljive oblike konservatizma, ki so nastale v ostalih

fazah potresne analize, lahko pripelje do zelo konzervativnega projektiranja. Zahteva po ustrezni analizi je za pomembne objekte s stališča varnosti tudi v predpisu (Tabela 1.1).

1.2. PREGLED LITERATURE

Najnovejši dosežki so v zadnjem času nastali predvsem na področju vpliva temeljnih tal na dinamične karakteristike potresne obtežbe, kot so frekvenčni sestav, maksimalne vrednosti pospeškov in trajanje potresa. Razlogov za to je več. Po eni strani v večini primerov slojevita tla nad skalnato podlago ojačajo potresno gibanje tal, po drugi strani pa je raziskovalcem (Dobry, Borchardt, Stewart, Seed, Idriss, Whitman, Martin, Joyner, Power, Crouse) to uspelo potrditi z večjo bazo instrumentalnih zapisov večjih potresov v zadnjih letih. To je doprineslo tudi k večjim spremembam v predpisih, tako evropskih kot ameriških.

Ravno nasprotno je pri analizi sodelovanja med konstrukcijo in zemljino. V splošnem sodelovanje med konstrukcijo in zemljino poveča osnovni nihajni čas zemljine, pojav radiacijskega dušenja poveča celotno dušenje sistema zemljine in konstrukcije, pomiki in zasuki temeljev, ki jih pri togem vpetju ni, pa povečajo relativne pomike konstrukcije glede na tla. Ker v večini primerov z neupoštevanjem interakcije pri projektiranju ostajamo na varni strani, se je razvoj ustavil s prenehanjem gradenj jedrskih elektrarn in marsikateri takrat uvedeni postopki niti niso preverjeni oziroma potrjeni z rezultati eksperimentov. Navkljub večanju zmogljivosti računalnikov, ki so tedaj predstavljali omejitve pri analizi, se danes daje prednost poenostavljenim metodam, s katerimi se lažje kontrolira vpliv posameznih vhodnih parametrov.

Vpliv lokalnih karakteristik tal na dinamične lastnosti potresne obtežbe se najpogosteje računa ob predpostavki horizontalnih slojev zemljine skozi katere vertikalno navzgor potuje potresno valovanje. Rešitev tega problema je enostavna. Že v 60. letih so jo Kanai, Roesset in Whitman izpeljali v obliki analitične rešitve enodimenzionalnega valovanja, Seed in Idriss pa v obliki numerične rešitve diskretnega modela z diferenčno metodo, metodo končnih elementov ali fizikalnega modela z masami in vzmetmi. Takšne analize se izvajajo v frekvenčnem območju in predpostavljajo linearno elastičen material. Ker je zemljina izrazito nelinearen material, se z iteracijskim procesom dinamični karakteristiki zemljine, strižni modul in koeficient dušenja, prilagaja strižnim deformacijam, ki jih povzroči potresna obtežba. Tako proceduro je Schnabel (1972) vnesel v program SHAKE. O pravilnosti tega postopka je bilo kasneje narejeno mnogo raziskav. Constantopoulos, Dames, Moore, D'Appolonia, Silva in Joshida (2002) so ugotavljali napake pri dekonvoluciji, ko se je računalo vhodno valovanje na skalnati podlagi glede na registrirani akceleroگرام na površini. Glavni izvor nezanesljivost so

dinamične karakteristike zemljine. Najpopolneje bi bilo izmeriti njihove vrednosti v naravi v napetostnem stanju, v katerem se nahajajo. To omogočajo nekatere geofizikalne preiskave. Vendar za točno klasifikacijo zemljin se delajo obsežne preiskave v laboratoriju. V 70. letih so Hardin, Drnevich, Seed in Idriss določili relacije med strižnim modulom zemljine in deležem por, efektivnimi tlaki in faktorjem prekonsolidiranosti. Z deformacijsko odvisnostjo strižnega modula in koeficienta dušenja so se ukvarjali Seed in Idriss, Zen, Kokushu, Vučetić in Dobry (1991), Sun, Iwasaki, Ishibashi in Zhang. Izoblikovali so ekvivalentno linearen model zemljine. Od iterativne linearne analize tal in ekvivalentno linearnega modela zemljine gre napredek v smeri nelinearne analize. V zadnjem času se največ vlaga v razvoj in uporabo obstoječih nelinearnih konstitucijskih modelov, kot so ciklični nelinearni modeli (Finn, Pyke) in še zapletenejši plastični konstitucijski modeli (Desai in Siriwardane, Dafalias in Herrmann, Wroth in Housley, Lade, Wood,). Nelinearen pristop bi omogočil zaznati pogoje za nastanek likvifikacije. Yamada je v 90. letih celo predlagal osnovo za rešitev dekonvolucijskega problema s pravo nelinearno analizo, ki bi lahko predstavljala nadgradnjo iterativnemu postopku v linearni analizi. V mnogih situacijah se srečamo z nagnjenimi sloji zemljin ali kakšnimi vložki zemljine poljubnih oblik. S takimi dvodimenzionalnimi in tridimenzionalnim problemi pri linearnem obnašanju zemljine so se v 80. letih ukvarjali Aki, Bard in Bouchon, Dravinski, Papageorgiou in Kim. Njihove študije so na enostavni geometriji terena razjasnile velik vpliv topografije na amplifikacijo potresne obtežbe. Programi, ki bi omogočali take študije so PLAXIS in FLUSH. Dvodimenzionalna analiza je v primerjavi z enostavnejšo enodimenzionalno analizo odziva tal seveda dolgotrajnejša in včasih dražja pri pripravi vhodnih podatkov. Zahteve po obsežnejših terenskih raziskavah marsikdaj predstavljajo ovire pri aplikaciji teh analiz v praksi.

Prvi problemi sodelovanja med zemljino in konstrukcijo pri dinamični obtežbi so se pojavljali že v 20. letih pri projektiranju težkih strojev, ki povzročajo vibracije. Opis vplivov interakcije pri potresni obtežbi na odziv konstrukcije se je prvič pojavil v 40. letih. Temeljna tla se je že pri temeljenju strojev nadomestilo z vzmetmi in dušilkami, za katere se je ugotovilo, da so njihove karakteristike odvisne od frekvence vzbujanja. Večina študij, analitičnih, numeričnih in celo eksperimentov, je bilo narejenih v 70. letih za tog cilindričen temelj na površini homogenega linearno elastičnega polprostora (Veletsos in Wei). Temu se je dodalo vpliv materialnega dušenja v zemljini, ki je sedaj predstavljala homogen linearen viskoelastičen polprostor (Veletsos in Verbič, 1973), vpliv vkopanega temelja (Bielak, 1975; Tassoulas in Kausel, 1983), slojevitih tal (Apsel in Luco, 1987), podajnega temelja (Iguchi in Luco, Liou in Huang, Riggs in Waas) in oblike temelja (Roesset; Dobry in Gazetas, 1986). Gazetas (1991) je pripravil zelo praktično uporabne tabele za oceno koeficientov vzmeti in dušilk za različne tipe temeljev in lastnosti zemljin. Pri potresni obtežbi se je izkazalo, da poleg inercialnih vplivov, ki

jih simuliramo z vzmetmi in dušilkami, pride tudi do kinematične interakcije. Whitman je prvič interakcijski pojav ločil na kinematično in inercialno interakcijo. Day, Elsabee in Morray so potrdili velik vpliv kinematične interakcije pri vkopanih temeljih, kjer se zaradi togosti temelja spremeni gibanje tal in pojavi se dodatna rotacija temelja okoli horizontalne osi. Račun celotne dinamične togost zemljine (togostna matrika in matrika dušenja) in vhodno gibanje tal ob temelju v konkretnih primerih ni več mogoč brez računalniški programov, kot so DYNA4 (Novak), TRIAX (Stone in Webster Corporation) in CLASSI (Wong in Luco). Rešitev je dobljena z diskretnimi modeli, z metodo končnih elementov in konsistentnimi robnimi pogoji ali metodo robnih elementov. Pri reševanju celotnega interakcijskega problema sta se razvila dva pristopa. Kausel in Roesset sta predstavila pristop s podkonstrukcijami, ki loči konstrukcijo od zemljine, in direkten pristop, kjer se rešuje vse vplive interakcije naenkrat. Tedaj ne gre brez metode končnih elementov, ki jo omogočajo programi FLUSH (Lysmer, 1975) z linearno rešitvijo pri konsistentnih robnih pogojih ob straneh in slojevitih tleh na togi podlagi, medtem ko TRANAL (Baylor) in FLEX (Vaughan) z nelinearno rešitvijo v časovnem območju zahtevata robove daleč od temelja, da imajo odbiti valovi čim manjšo amplitudo. Novejši in obsežnejši program SASSI (Lysmer) iz 80. let je omogočil tridimenzionalno analizo vendar z linearno elastično rešitvijo. Problemi, ki so postali rešljivi, so konstrukcije s podajnim temeljem različnih oblik na površini ali vkopanim v slojevita tla, konstrukcije temeljene na pilotih in podzemne konstrukcije. Dejanskih nelinearnih pojavov, kot so nelinearno obnašanje zemljine v prostorskem deformacijskem stanju s primernim konstitucijskim modelom ali nelinearnih pojavov na stiku med temeljem in zemljino, taki programi še niso sposobni zadovoljivo rešiti.

Eksperimenti (Trifunac, Todorovska, Stewart) na področju vplivov temeljnih tal na potresno obtežbo ter sodelovanja med zemljino in konstrukcijo so zelo redki. Večinoma so povezani s potresnimi dogodki, redkeje pa so izvedeni v laboratoriju ali na terenu. Edino kar preostane, so različne parametrične študije z enostavnejšimi modeli, ki se jih kontrolira z zahtevnejšimi metodami. S tem se pridobi občutek, kateri parametri imajo bistven vpliv na spremembo dinamičnih karakteristik sistema in kateri ne. Tukaj moramo omeniti stožčast model zemljine, ki ga je prvi razvil Ehlers že v 40. letih. Njegovo idejo so nadaljevali Wolf in Meek (1992), Jaya in Prasad (2002). Z iskanjem spremenjenega nihajnega časa ter povečanega dušenja z nadomestnim nihalom, ker klasična modalna analiza ne daje več pravih rezultatov, so se ukvarjali pa Veletsos in Meek (1974), Bielak (1975), Luco (1980), Wolf (1985), Aviles in Rocha (1996).

1.3. TEMA

Celotna naloga je izrazito razdeljena na dva dela. V 2. in 3. poglavju se bomo osredotočili na vplive slojev zemljine nad skalnato podlago na potresno gibanje tal. Do sedaj je bilo razvitih že več pristopov za potresni odziv tal, ki se razlikujejo predvsem po dimenzionalnosti problema in upoštevanju (ne)linearnosti zemljine. Predstavljena bo analiza enodimenzionalnega ekvivalentno linearnega odziva tal na potresno obtežbo. Obravnavana bodo tla, ki so bila raziskana na mestu Jedrske elektrarne Krško s pomočjo računalniškega programa SHAKE91. Gre za analitičen pristop računa v frekvenčnem območju, ki je mogoč pri linearnem obnašanju zemljine. Nelinearnost zemljine se upošteva z iteracijskim postopkom ujemanja strižnih deformacij s pripadajočimi materialnimi karakteristikami zemljine. Rezultat je gibanje prostih tal, kjer se izraz prosta tla nanaša na odsotnost konstrukcij in izključitev morebitnih vplivov interakcije na gibanje tal. Izračunani bodo faktorji tal, ki predstavljajo razmerje med spektrom pospeška prostih tal nad sloji zemljin nad skalnato podlago in spektrom pospeška na skali na površju, na katerega sloji zemljine niso vplivali. Faktorji tal so odvisni od dinamičnih lastnosti tal. Pri danem profilu pa so odvisni še od periode, jakosti potresa in globine temeljenja. S spreminjanjem hitrosti strižnega valovanja in modelov zemljine bomo lahko ugotovili, kako kvaliteta zemljine vpliva na amplifikacijo potresnega gibanja.

V 4. in 5. poglavju pa se bomo lotili dejanskega sodelovanja med konstrukcijo in zemljino. Sledili smo logiki pristopa metode s podkonstrukcijami, kjer smo temeljna tla nadomestili z vzmetmi in dušilkami. Tako zajamemo podajno vpetje konstrukcije in izgubo energije zaradi radiacijskega dušenja. Zanimarimo pa kinematično interakcijo, ki predstavlja spremenjeno gibanje prostih tal zaradi togosti konstrukcije. Pri tem bomo uporabili rezultate iz prvega dela naloge, kot so akcelerogrami gibanja prostih tal in nove dinamične karakteristike zemljine, ki so se zaradi strižnih deformacij spremenile. Za analizo je uporabljen model, ki ima eno prostostno stopnjo pri togem vpetju v tla in tri prostostne stopnje pri podajnem vpetju v zemljino. Dinamične karakteristike same konstrukcije so zelo podobne konstrukciji reaktorja Jedrske elektrarne Krško. To je konstrukcija z masivnim vkopanim temeljem in s kratkim lastnim nihajnim časom. Za izračun odziva si bomo pomagali s programom MatLab. Preko parametrične študije bodo pokazani glavni mehanizmi in vplivi sodelovanja med konstrukcijo in zemljino na potresni odziv konstrukcije.

2. VPLIV LOKALNIH KARAKTERISTIK ZEMLJINE NA POTRESNO GIBANJE TAL

Ocena potresne obtežbe je odvisna od izvora potresa, poti potresnih valov in lokalnih karakteristik terena (site effect). Od vrste izvora potresa je odvisna potresna magnituda, mehanizem pretrga in njegova lokacija, medtem ko se pojem poti potresnih valov nanaša na pojemanje potresnega valovanja, ko potuje od izvora potresa do skalnate podlage, na kateri se nahajajo sloji zemljin. To je področje inženirske seizmologije, ki se mora soočiti z zelo nezanesljivimi podatki. Navkljub dolgi poti potresnih valov od izvora potresa, zelo pomembno vlogo odigra tudi zadnjih 100m ali manj slojev zemljin.

Analiza odziva tal na potresno obtežbo tako vključuje le še vpliv slojev zemljine nad skalnato podlago na spremembo karakteristik dinamične obtežbe, ko se potresno valovanje širi proti površju. Značilne karakteristike dinamične obtežbe, ki so inženirskega pomena, so amplitude, frekvenčni sestav in trajanje. Gibanje tal je lahko opisano s časovnim potekom pospeškov, z maksimalni pospeški in spektri odziva, vpliv slojev zemljin na gibanje tal pa s faktorjem tal oziroma amplifikacijsko funkcijo. Končni rezultat je gibanje prostih tal, kjer se izraz prosta tla nanaša na odsotnost konstrukcij in izključitev morebitnih vplivov interakcije na gibanje tal.

Najpogosteje se uporablja enodimenzionalna analiza potresnega odziva tal z ekvivalentno linearnim pristopom. Navkljub uvedenim poenostavitvam in predpostavkam, daje v večini praktičnih problemov preverjeno realne rezultate. Hkrati pa je nezahtevna tako v smislu računalniške zmogljivosti kot pri vhodnih podatkih. V nadaljevanju bomo najprej opisali mehanizem valovanja skozi homogen linearno viskoelastičen material. Potem bomo predstavili, kako se na tako dinamično obtežbo odzove zemljina in katere dinamične lastnosti so potrebne za opis njenega odziva. Na koncu pa bomo pri analizi odziva tal izpeljali bistvene vplive slojev zemljine na vhodno gibanje tal, tako na harmonično gibanje kot na dejansko potresno obtežbo. Posebej bo poudarjen vpliv nelinearnega obnašanja zemljine in do kakšne mere je zajet z ekvivalentno linearnim pristopom.

2.1. ŠIRJENJE VALOVANJA

Najprej bomo opisali vrste potresnih valov in načine njihovega širjenja. Sledila bo rešitev enačbe enodimenzionalnega valovanja v homogenem linearno elastičnem materialu, ki se jo bo nadgradilo s Kelvin-Voigtovim modelom dušenja.

Energija, ki se sprosti pri lomu zemeljske skorje, se v obliki potresnih valov širi v okolico. Ločimo prostorske valove, ko pa ti pridejo na površino, se tvorijo še površinski valovi.

Prostorske valove delimo na P in S valove. Pri P-valovih, ki jih imenujemo tudi primarni, longitudinalni oziroma vzdolžni, delci nihajo v smeri širjenja valovanja. Pri S valovih, ki jih imenujemo tudi sekundarni, transverzalni oziroma strižni, delci nihajo pravokotno na smer širjenja valovanja. V ravnini nihanja delcev imamo vertikalno ali horizontalno komponento, zato ločimo še SV in SH valove. Hitrost valovanja je odvisna od medija in neodvisna od amplitude vala. Narašča z večanjem togosti in manjšanjem gostote materiala, skozi katerega se širi (enačba 2.3). Tlačna togost materiala je vedno večja od strižne, zato so P valovi vedno hitrejši od S valov.

Površinske valove delimo na Rayleighove in Love valove. Rayleighovi valovi nastanejo, ko P in SV valovi zadenejo površje, tako da se pojavi eliptično nihanje delcev. Love valovi pa nastanejo, ko se SH valovi ujamejo v mehkejšem sloju na površju.

Vsa valovanja se na stiku različnih materialov lomijo in odbijajo. Tukaj postane pomembna razlika med SH in SV valovi. Pri SV valovih tako kot pri P valovih obstajajo delci, ki se gibljejo pravokotno na mejno ploskev, medtem ko pri SH valovih takih delcev ni. Le če se delci gibljejo samo vzporedno z mejno ploskvijo, bo odbito in lomljeno valovanje ostalo iste vrste kot vpadno. Poleg tega hitrost valovanja proti površju pada zaradi padanja togosti v zemljini, zato se valovi po Fermatovem pravilu lomijo vedno bolj proti vertikali. Ker imajo S valovi največji vpliv na gradbene objekte, se pri analizi potresnega odziva tal najpogosteje upoštevajo le še SH valovi, ki se širijo v vertikalni smeri proti površju skozi horizontalne sloje zemljin.

2.1.1. ENAČBA VALOVANJA

Enodimenzionalna enačba strižnega valovanja je parcialna diferencialna enačba naslednje oblike:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \quad 2.1$$

kjer v_s predstavlja hitrost strižnega valovanja. Rešitev enačbe 2.1 v kompleksni obliki je:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)}, \quad 2.2$$

kjer je ω krožna frekvenca gibanja podlage, $k (= \omega / v_s)$ valovno število, A in B pa amplitudi valovanja, ki potujeta v smeri $-z$ (navzgor) in $+z$ (navzdol). Valovno število je v isti relaciji z valovno dolžino λ , kot je krožna frekvenca nihajnemu času T ($\lambda = 2\pi / k, T = 2\pi / \omega$), ker je $\lambda = v_s T$.

Pri strižnem valovanju je hitrost strižnega valovanja v_s povezana z gostoto ρ in strižnim modulom G materiala z enačbo:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}. \quad 2.3$$

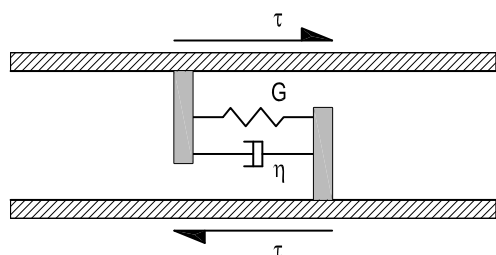
2.1.2. DUŠENJE

Valovanje v homogenem linearno elastičnem materialu se širi brez izgube energije. V dejanskih materialih pa se z razdaljo od izvora valovanja zmanjšuje amplituda valovanja iz dveh vzrokov, in sicer zaradi:

- materialnega (notranjega) dušenja,
- radiacijskega (geometrijskega) dušenja.

2.1.2.1. Materialno dušenje

V zemljinah je zaradi zdrsa med zrnji glavni mehanizem izgube energije histerezni. Izguba elastične energije se kaže v zmanjšanju amplitude valovanja.



$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad 2.4$$

Slika 2.1: Kelvin-Voigtov model viskoelastičnega materiala.

Zaradi matematične enostavnosti se najpogosteje uporabi Kelvin-Voigtov model trdnega telesa (Slika 2.1), kjer se histerezni mehanizem zajame z ekvivalentnim viskozno dušenjem. To je model materiala, katerega strižna odpornost je sestavljena iz elastičnega in viskoznega dela. Zvezo med deformacijami in napetostmi takega modela v strigu opisuje enačba 2.4, kjer je τ strižna napetost, $\gamma (= \partial u / \partial z)$ strižna deformacija in η viskoznost materiala. Za harmonično strižno deformacijo:

$$\gamma = \gamma_0 \sin \omega t \quad 2.5$$

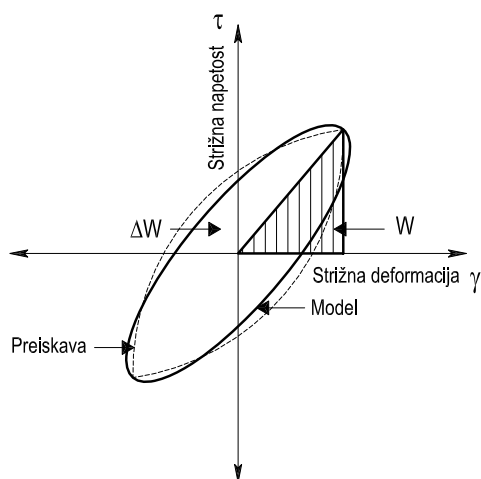
bodo strižne napetosti:

$$\tau = G\gamma_0 \sin \omega t + \omega\eta\gamma_0 \cos \omega t \quad 2.6$$

Zanka, ki opisuje odnos med napetostjo in deformacijo, je eliptične oblike (en. 2.6). Ploščina zanke je enaka elastični energiji, ki se sipa v enem ciklu (Slika 2.2).

$$\Delta W = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\omega} \tau \frac{\delta \lambda}{\delta t} dt = \pi \eta \omega \gamma_0^2 \quad 2.7$$

Sipana energija pri Kelvin-Voigtovem modelu je odvisna od frekvence obremenjevanja ω (en. 2.7), za histerezni mehanizem pa je značilno, da ni odvisna od frekvence obremenjevanja. Kelvin-Voigtov model je definiran z viskoznostjo materiala η , histerezni mehanizem pa je določen s koeficientom dušenja ξ . Koeficient dušenja dobimo iz histerezne zanke, kjer je definiran kot razmerje med sipano ΔW in deformacijsko energijo W (Slika 2.2).



$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad 2.8$$

$$W = \frac{1}{2} G \gamma_0^2 \quad 2.9$$

Slika 2.2: Histerezna zanka.

Dobimo povezavo (en. 2.7, 2.8 in 2.9) med koeficientom dušenja in viskoznostjo materiala. Histerezno dušenje zajamemo z ekvivalentnim viskozno dušenjem, ki je obratno sorazmerno s frekvenco obremenjevanja.

$$\xi = \frac{\eta\omega}{2G} \rightarrow \eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad 2.10$$

S tem ohranimo formulacijo viskoelastičnega materiala in zagotovimo, da je koeficient dušenja neodvisen od frekvence.

Sedaj lahko enodimenzionalno enačbo 2.1 širjenja SH valovanja v navpični smeri nadgradimo z materialnim dušenjem. Če jo napišemo v naslednji obliki:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\delta \tau}{\delta z} \quad 2.11$$

in predpostavimo Kelvin-Voigtov model, dobimo:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad 2.12$$

Pomike pri harmoničnem valovanju:

$$u(z, t) = U(z)e^{i\omega t} \quad 2.13$$

vstavimo v enačbo valovanja 2.12:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = -\rho\omega^2 U \quad 2.14$$

in dobimo kompleksni strižni modul

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\xi). \quad 2.15$$

Rešitev enačbe valovanja, ki upošteva tudi materialno dušenje, je v primerjavi z enačbo 2.2 izražena s kompleksnim valovnim številom $k^* = \omega\sqrt{\rho/G^*}$:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)}. \quad 2.16$$

Čeprav je Kelvin-Voigtov model eden izmed najpogosteje uporabljenih, obstaja tudi mnogo drugih. Z dodajanjem vzmeti in dušilk se lahko modelira različne tipe obnašanja materiala, vendar se s tem drastično povečuje kompleksnost rešitve enačbe valovanja.

2.1.2.2. Radiacijsko dušenje

Ko se valovanje širi skozi material, zavzema vedno večji prostor. Zmanjšuje se specifična energija, ki je definirana kot energija valovanja na enoto prostornine. Zmanjšanje specifične energije se kaže v pojemanju amplitude valovanja z oddaljenostjo od izvora valovanja in se imenuje radiacijsko dušenje. Matematično ga pri reševanju z metodo robnih problemov opredelimo s Sommerfeldovimi robnimi pogoji (Wolf, 1985). Pri točkastem izvoru valovanja se valovi širijo v vse smeri. Pri prostorskih valovih pada amplituda z $1/r$, pri

površinskih valovih pa z $1/\sqrt{r}$, kjer je r oddaljenost od izvora, in amplitude v neskončnosti izginejo. Izvor valovanja je lahko žarišče potresa ali nihanje konstrukcije v primeru problema sodelovanja med konstrukcijo in zemljino. Radiacijsko dušenje v primeru homogenega polprostora prevlada nad materialnim. Pri izrazito slojevitih tleh se lahko zgodi, da se zaradi odbojev valovanje relativno malo širi v prostor in materialno dušenje prevlada nad radiacijskim.

2.2. OBNAŠANJE DINAMIČNO OBREMENJENE ZEMLJINE

Obnašanje zemljine izpostavljene ciklični obtežbi je nelinearno in neelastično. Le v območju zelo majhnih deformacij ($< 10^{-3}$ %) lahko pričakujemo linearno elastično obnašanje zemljin. Pri srednje velikih deformacijah ($\sim 10^{-2}$ %) preide v območje nelinearnosti, pri velikih deformacijah ($\sim 10^{-1}$ do 5%) pa govorimo še o nelinearno neelastičnem obnašanju. Nelinearnost zemljine pri zvezi med napetostmi in deformacijami pomeni, da se strižni modul spreminja z deformacijami. Pri neelastičnem obnašanju materiala pa ostanejo po razbremenitvi plastične deformacije. Dinamične karakteristike zemljine so torej odvisne od deformacij. Popoln opis takega obnašanja bi bil zelo zapleten. Potresna obtežba povzroča srednje velike deformacije (od 10^{-3} do 10^{-1} %). Za večino geotehničnih potresnih analiz se izkaže, da so primerni že enostavnejši modeli obnašanja zemljin, na primer ekvivalentno linearen model.

2.2.1. EKVIVALENTNO LINEAREN MODEL

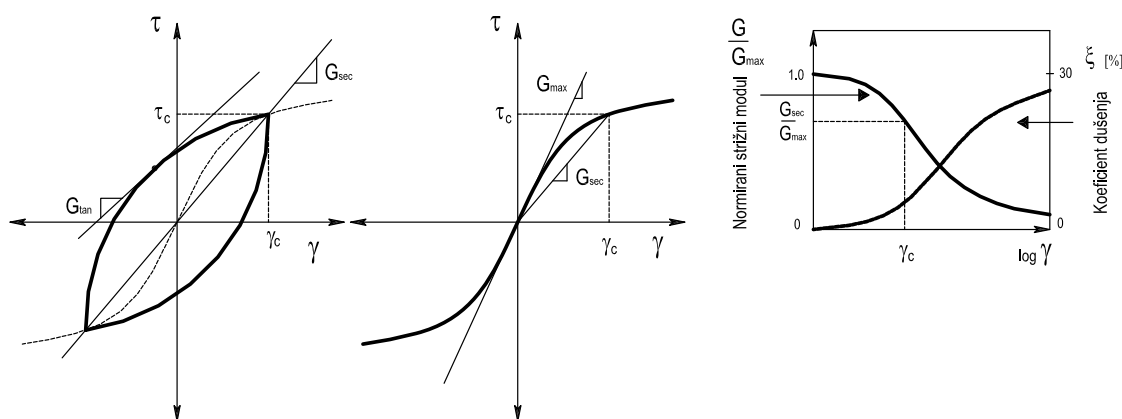
Ekvivalentno linearen model obravnava zemljino kot linearen viskoelastičen material. Po koncu ciklične obtežbe se deformacije še vedno vrnejo v začetno stanje in zaradi linearnosti materiala, mejna trdnost materiala ni definirana. Torej se ne more uporabljati v primerih, ko pride do trajnih deformacij ali celo do porušitev.

Histerežno zanko pri ciklični obremenitvi zemljine v primeru ekvivalentno linearnega modela opišemo z dvema parametroma, to je z njenim naklonom in njeno debelino. Naklon zanke je odvisen od togosti zemljine, ki se med obremenjevanjem (G_{\tan}) ves čas spreminja. Za približno oceno povprečnega modula čez celoten cikel obtežbe uporabimo sekantni strižni modul:

$$G_{\text{sec}} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad 2.17$$

kjer sta τ_c in γ_c amplitudi strižnih napetosti in strižnih deformacij. Širina zanke je povezana s ploščino, ki je mera za sipano energijo. Izražena je s koeficientom dušenja ξ_g po enačbi 2.8.

S spreminjanjem amplitude strižnih deformacij se spreminja tudi histerezna zanka. Z naraščanjem strižnih deformacij se sekantni strižni modul zmanjšuje. Odnos med sekantnim strižnim modulom in amplitudo strižnih deformacij je nazorno prikazan z redukcijsko krivuljo. Sekantni strižni modul je normiran z maksimalnim strižnim modulom, ki se pojavi pri nizkih amplitudah strižnih deformacij. Medtem ko zemljina izgublja svojo strižno togost z amplitudo strižnih deformacij, se njena zmožnost dušenja dinamične obtežbe povečuje. Zveza med strižnimi deformacijami in dušenjem je po obliki inverzno sorazmerna redukcijski krivulji strižnega modula (Slika 2.3).



Slika 2.3: Od histerezne zanke, zveze med amplitudami strižnih napetosti in strižnimi deformacijami do redukcijske krivulje strižnega modula in krivulje koeficienta dušenja v odvisnosti od deformacij.

2.2.2. DINAMIČNE KARAKTERISTIKE ZEMLJINE

Ko poznamo odziv zemljine pri dinamični obtežbi, potrebujemo pri opisu širjenju valovanja skozi zemljino še dinamične karakteristike zemljine. Zanima nas, kako jih izmerimo in od česa so odvisne. To so:

- hitrost strižnega valovanja v_s [m/s]
- strižni modul G (G_{maks} in redukcijska krivulja) [N/m²]
- koeficient dušenja ξ_g .

Hitrost strižnega valovanja se meri v linearno elastičnem območju obnašanja zemljine s pomočjo geofizikalnih preiskav na terenu ali s preiskavami v laboratoriju, ki omogočajo določiti lastnosti zemljin pri majhnih deformacijah. Z izmerjeno hitrostjo strižnega valovanja lahko zato na najbolj zanesljiv način izračunamo *maksimalni strižni modul* s pomočjo zveze 2.3, kjer je gostota zemljine izmerjena na bližnjih vzorcih zemljine. Če pa te možnosti ni, obstajajo empirične povezave med maksimalnim strižnim modulom in drugimi karakteristikami zemljine (Kramer, 1996) izmerjene v laboratoriju (delež por, indeks plastičnosti, granulacije, efektivni tlaki) ali na terenu (standardni penetracijski preiskus, konusni penetracijski test,...). Čim večja je hitrost strižnega valovanja, bolj toga so tla in tudi v geomehanskem smislu so to kvalitetnejša tla. V smislu vpliva značilnosti lokalnih tal na potresne vplive lahko na podlagi te karakteristike materiala razvrstimo tla v naslednjo lestvico:

Vrsta tal	Opis	Globina profila	mejne vrednosti hitrosti strižnega valovanja $v_{s,30}$ [m/s]
A	skala	z največ 5m površinskega materiala	$v_{s,30} > 800\text{m/s}$
B	sedimenti peska, prod ali zelo toge gline z visoko gostoto	več 10m globine in postopno naraščanje mehanskih karakteristik z globino	$800\text{m/s} > v_{s,30} > 360\text{m/s}$
C	globoki sedimenti srednje gostega peska, prod ali zelo toge gline	več 10m ali celo nekaj 100m globine	$360\text{m/s} > v_{s,30} > 180\text{ m/s}$
D	rahle nevezljive zemljine ali pretežno mehke do trdne vezljive zemljine		$180\text{m/s} > v_{s,30}$
E	aluvijalna površinska plast vrste C ali D, ki leži na bolj togi podlagi vrste A	debela 5m do 20m	

Tabela 2.1: Vrste tal v potresnem smislu [prEN 1998-1, Januar 2003], kjer je $v_{s,30}$ povprečna hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30m slojevitih tal.

Oblika *redukcijske krivulje strižnega modula* je zelo pomembna lastnost zemljine. Pravzaprav zelo vpliva na to, kako bo sloj zemljine ojačal ali oslabil potresno gibanje tal na skalnati podlagi. Obširne preiskave zemljin, ki bi prečesale celotno deformacijsko območje, so zelo redke. Obliko redukcijske krivulje za različne tipe zemljin se zato najpogosteje privzame kar iz literature. Sprva je po Seedu in Idrissu veljala delitev na grobo (gramoz in peski) in drobno (melji in gline) zrnate zemljine. Danes pa je izbira primerne oblike redukcijske krivulje predvsem odvisna od:

- indeksa plastičnost,
- efektivnih napetosti,
- indeksa degradacije.

<i>naraščajoči parameter</i>	G_{max}	G/G_{max}	koeficient dušenja ξ_g
efektivni pritiski	narašča	narašča, vendar je učinek manjši z naraščajočim indeksom plastičnosti	pada, vendar je učinek manjši z naraščajočim indeksom plastičnosti
delež por	pada	narašča	pada
geološka starost	narašča	lahko narašča	pada
stopnja prekonsolidacije	narašča	ne vpliva	ne vpliva
indeks plastičnosti	narašča za stopnjo prekonsolidacije > 1, drugače ne vpliva	narašča	pada
frekvenca harmoničnega obremenjevanja	narašča za plastične zemljine	ne vpliva	lahko narašča
amplituda strižnih deformacij	----	pada	narašča
število ciklov obremenjevanja	pri glinah pada s cikli z velikimi deformacijami, vendar se popravi s časom; narašča pri peskih	pri glinah pade po N ciklih z velikimi deformacijami, pri peskih narašča pri dreniranih pogojih ali pada pri nedreniranih pogojih	ne vpliva pri zmernih deformacijah in zmernem številu ciklov

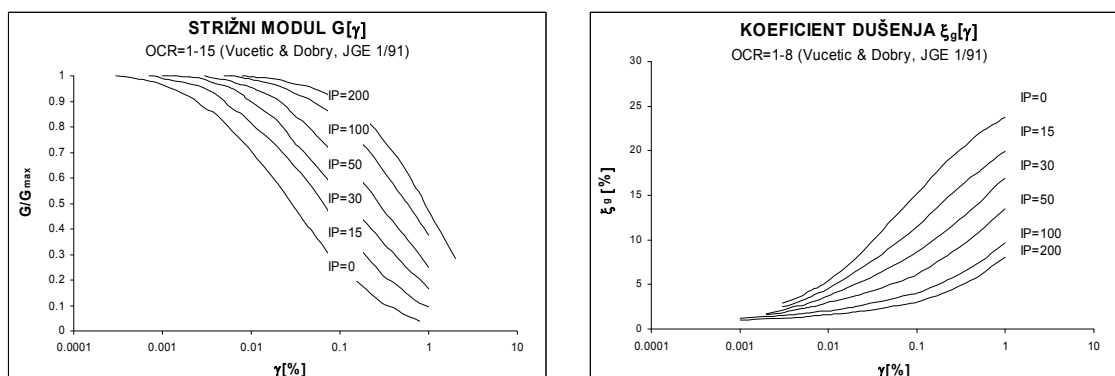
Tabela 2.2: Vpliv okolja in pogojev obremenjevanja na maksimalni strižni modul, razmerje strižnih modulov pri dani strižni deformaciji in koeficient dušenja (Vucetić in Dobry, 1991).

Indeks plastičnosti je določen kot razlika med mejo židkosti in mejo plastičnosti. Meja židkosti je vlažnost zemljine, ko preide iz židkega v gnetno stanje. Meja plastičnosti pa je vlažnost zemljine pri kateri preide iz gnetnega v poltrdno stanje. Nanaša se na drobnozrnate zemljine. Z naraščanjem indeksa plastičnosti (Slika 2.4), se večja amplituda strižne deformacije, ki predstavlja prehod med linearnim in nelinearnim obnašanjem zemljine. V nelinearnem območju pa sledi hitrejše padanje strižnega modula z deformacijami (Vucetić in Dobry, 1991). Čeprav se indeks plastičnosti meri v laboratoriju na čisto preoblikovanem vzorcu, vse kaže, da zemljine z visokim indeksom plastičnosti (gline in melji) razvijejo mikrostrukturo, ki se linearno obnaša pri višjih amplitudah strižnih deformacij kot zemljine z nižjim indeksom plastičnosti oziroma indeksom plastičnosti nič (gramoz in peski). Indeks plastičnosti je pravzaprav zelo povezan z velikostjo zrn. Pri glinah in meljih je velikost delcev manjša, površina delcev velika na enoto teže, število stikov med delci večje in kemične (vodikove) vezi med delci močnejše od teže delcev. Zato le te delujejo kot elastične linearne vzmeti, ki so sposobne prenesti večje deformacije ($\sim 10^{-1}$ %) preden se porušijo. Medtem ko pri peskih in gramozih, z večjimi delci in manj medsebojnih stikov, prevladujočo vlogo pri prevzemu zunanje obtežbe nosijo gravitacijske sile in z njimi povezano trenje med zrn. Edini vir elastičnega obnašanja so tu zrna sama, zato že pri manjših deformacijah ($\sim 10^{-2}$ %) pride do nelinearnosti (Mitchell, 1992). Indeks plastičnosti je lastnost vezljivih oziroma drobnozrnatih

zemljin, kot sta glina in melj. Za pesek in gramoz, to je grobozrnate zemljine, uporabljamo redukcijsko krivuljo z $IP=0$. Ta je zelo podobna redukcijski krivulji, ki se je uporabljala za peske, tedaj ko se je drobno in grobozrnate zemljine obravnavalo še ločeno.

Posledica tega mehanizma je, da pri zemljinah z nizkim indeksom plastičnosti na obliko redukcijske krivulje vplivajo tudi *efektivne napetosti*. Efektivne napetosti povečajo trenje med zrnji, pride kasneje do zdrsa (Iwasaki, Kokoshu) in večja se linearno območje. Pri istih strižnih deformacijah zato dobimo večji strižni modul. Efektivne napetosti se povečujejo z globino, zato bi se morala pri geotehnični potresni analizi temu primerno z globino spreminjati tudi oblika redukcijske krivulje.

Z *indeksom degradacije* opišemo kako strižni modul pada s številom ciklov. Vendar le ta pada počasneje, večji je indeks plastičnosti, večja je stopnja prekonsolidacije in manjša je amplituda strižne deformacije, torej tudi indeks degradacije določa obliko redukcijske krivulje. Definiran je kot razmerje med strižnim modulom v N -tem ciklu in strižnim modulom v prvem ciklu.



Slika 2.4: Redukcijske krivulje za strižne module in odvisnost koeficienta dušenja od strižnih deformacij za drobozrnate zemljine z različnim indeksom plastičnosti (IP) (Vucetić in Dobry, 1991).

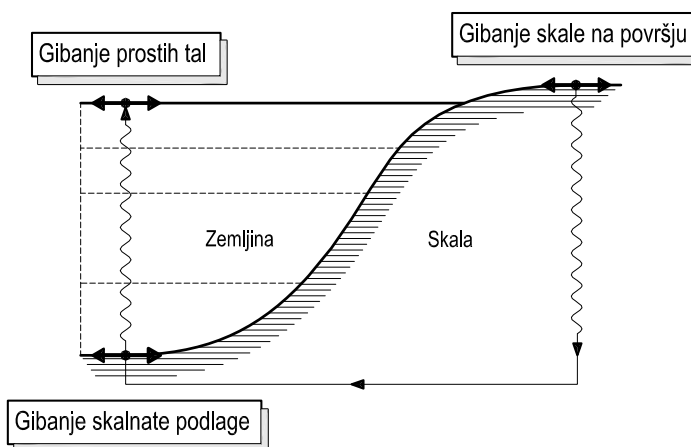
Ravno obratnim vplivom je podvržen *koeficient dušenja* ξ_g , ki narašča z amplitudami strižnih deformacij. Večji je indeks plastičnosti, manjši je koeficient dušenja. Pri zemljinah z nizkim indeksom plastičnosti se koeficient dušenja manjša z naraščanjem efektivnih pritiskov.

2.3. 1D ANALIZA ODZIVA TAL NA POTRESNO OBTEŽBO

Pri opisu osnovnega problema, ki ga rešujemo pri analizi odziva tal, se uporabljajo naslednji izrazi (Slika 2.5):

- Gibanje skale na površju (*rock outcropping motion*): gibanje skale, ki gleda na površino.
- Gibanje skalnate podlage (*bedrock motion*): gibanje, ki se pojavi na bolj togi (skalnati, kameninski) podlagi pod sloji zemljine.
- Gibanje prostih tal (*free field motion*): gibanje površja nad sloji zemljine ali gibanje tal na določeni globini slojevitih tal.

Ob znanih karakteristikah tal (profil slojev zemljin) želimo dobiti gibanje prostih tal. Najpogostejša situacija je, da poznamo gibanje skale na površju. Ponavadi so to zapisi akceleroگرامov iz postaj postavljenih na togih tleh. Še bolj zapleten primer je, ko poznamo zapis akceleroگرامa na površju prostih tal, vendar z drugačnimi karakteristikami tal. Tedaj moramo najprej poznati karakteristike tal na mestu registracije gibanja in to gibanje pretvoriti v gibanje skale na površju. Od tu naprej pa postopamo enako kot prej.



Slika 2.5: Nomenklatura pri analizi odziva tal.

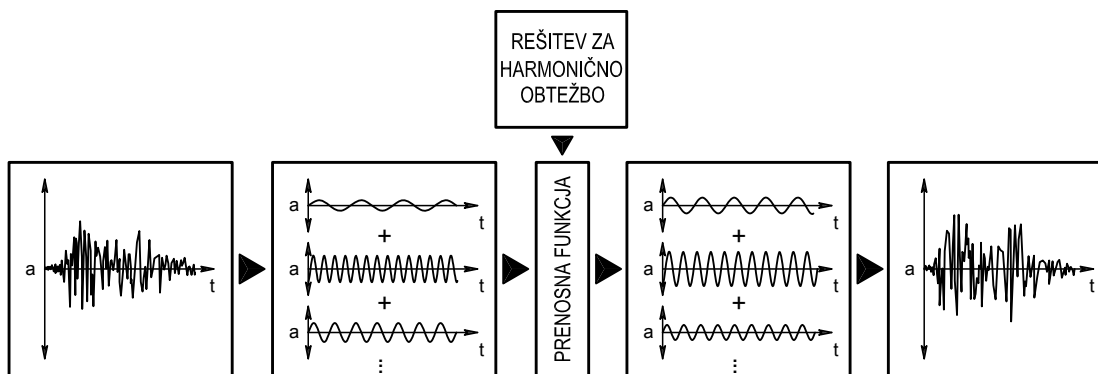
Enodimenzionalna analiza odziva tal temelji na naslednjih predpostavkah, ki so bile argumentirane v prejšnjih poglavjih:

- horizontalni sloji zemljin, ki segajo v neskončnost (2.1)

- vertikalno širjenje SH valovanja skozi sloje zemljin nad skalnato podlago (2.1)
- dinamične karakteristike zemljine kot linearen viskoelastičen material (2.2.1)
- (ekvivalentno) linearno obnašanje zemljine, ki je pogoj reševanja enačb v frekvenčnem območju (2.3.1)

2.3.1. LINEAREN PRISTOP

Rešitev enačbe strižnega valovanja 2.16 poznamo le za harmonično nihanje podlage. Časovni potek potresnega gibanja podlage predstavlja vsekakor bolj komplicirano obtežbo, ki pa jo lahko s pomočjo hitre Fourierjeve transformacije (*Fast Fourier transformation*) zapišemo kot vsoto harmoničnih nihanj z različnimi frekvencami ter pripadajočimi amplitudami in fazami, torej kot Fourierjevo vrsto. Tak zapis predstavlja popoln opis potresnega gibanja tal, ki ga lahko nazaj prikličemo z inverzno hitro Fourierjevo transformacijo. Na tak način smo prešli iz časovnega območja v frekvenčno območje reševanja enačb. V frekvenčnem območju rešimo problem za vsako harmonično obtežbo posebej. Sedaj pa nam predpostavka o linearnem obnašanju sistema omogoči, da z uporabo principa superpozicije seštejemo odzive po posameznih harmoničnih obtežbah in rešitev pretvorimo nazaj v časovno območje.



Slika 2.6: Princip reševanja v frekvenčnem območju.

2.3.1.1. Prenosna funkcija in vpliv slojev zemljin na harmonično nihanje podlage

Najmočnejše orodje za reševanje enačb v frekvenčnem območju je prenosna funkcija (*transfer function*). Prenosna funkcija določa relacijo med dvema količinama za katerokoli

izmed frekvenc v Fouriejevi vrsti. Predstavljamo si jo lahko kot filter, ki deluje na vhodni signal, da izračuna izhodni signal. V našem primeru določa povečanje oziroma zmanjšanje amplitude za vsako frekvenco vhodnega gibanja podlage zaradi širjenja potresnega valovanja skozi sloje zemljin. To je kompleksna funkcija in njeno normo imenujemo amplifikacijska funkcija.

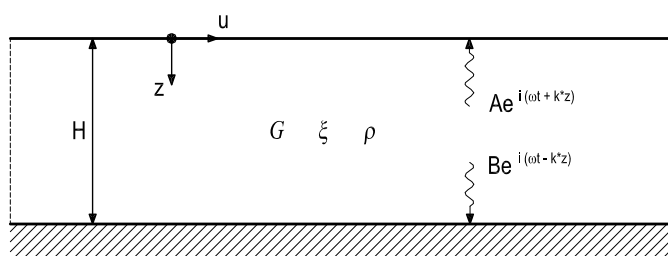
Najlažje lahko bistvene vplive slojev zemljin na vhodno gibanje tal prikažemo ravno z izpeljavo prenosne funkcije. Najprej si pogledjmo enostavne primere z enim slojem zemljine na skalnati podlagi, potem pa izpeljavo prenosne funkcije razširimo na realna slojevita tla:

- en dušen sloj zemljine na neskončno togi podlagi, kjer bomo izpeljali lastno frekvenco sloja zemljine, prikazali vpliv koeficienta materialnega dušenja, hitrosti strižnega valovanja in debeline sloja na amplifikacijsko funkcijo,
- en dušen sloj zemljine na elastični podlagi, kjer bomo izpeljali impedančno razmerje kot mero za radiacijsko dušenje in njegov vpliv na amplifikacijsko funkcijo,
- več dušenih slojev zemljine na elastični podlagi, kjer bomo predstavili dekonvolucijo in njen pomen.

EN DUŠEN SLOJ ZEMLJINE NA NESKONČNO TOGI PODLAGI

Imamo homogen sloj zemljine na neskončno togi skalnati podlagi. Materialno dušenje upoštevamo preko strižnih karakteristik Kelvin-Voigtovega modela, za katerega lahko uporabimo rešitev enačbe valovanja 2.16. Posledica so kompleksne vrednosti strižnega modula, strižne hitrosti valovanja in valovnega števila. Od tod izvira tudi pojem *kompleksna analiza odziva tal*.

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)} \quad 2.18$$



Slika 2.7: Homogen sloj zemljine na togi podlagi.

Na površju prostih tal ($z=0$) gredo strižne napetosti in s tem tudi strižne deformacije proti nič:

$$\tau(0, t) = G^* \gamma(0, t) = G^* \frac{\delta u(0, t)}{\delta z} \quad 2.19$$

Če gremo s tem pogojem v odvedeno enačbo valovanja 2.18:

$$G^* ik^* (Ae^{ik^*(0)} - Be^{ik^*(0)})e^{i\omega t} = G^* ik^* (A - B)e^{i\omega t} = 0 \quad 2.20$$

dobimo netrivialno rešitev, ko je $A = B$. Sedaj lahko pomike katerekoli točke napišemo:

$$u(z, t) = 2A \frac{e^{ik^*z} + e^{-ik^*z}}{2} e^{i\omega t} = 2A \cos k^* z e^{i\omega t} \quad 2.21$$

Z enačbo 2.21 lahko določimo prenosno funkcijo za razmerje v amplitudah pomikov med poljubnima dvema točkama v sloju zemljine. Največkrat nas zanima, če si izberemo točko na vrhu sloja zemljine in točko na skalnati podlagi. Tedaj je prenosna funkcija:

$$F(\omega) = \frac{u_{maks}(0, t)}{u_{maks}(H, t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A \cos k^* H e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos(\omega H / v_s^*)}. \quad 2.22$$

Kompleksno strižno hitrost in kompleksno valovno število izpeljemo iz kompleksnega strižnega modula 2.15, če predpostavimo majhno dušenje takole:

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi)}{\rho}} \approx v_s(1+i\xi) \quad 2.23$$

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s(1+i\xi)} \approx \frac{\omega}{v_s}(1-i\xi) = k(1-i\xi) \quad 2.24$$

Vse to uporabimo v prenosni funkciji:

$$F(\omega) = \frac{1}{\cos[k(1-i\xi)H]} = \frac{1}{\cos[\omega H / v_s(1-i\xi)]} \quad 2.25$$

Amplifikacijsko funkcijo dobimo kot normo prenosne funkcije. Ob uporabi zveze

$|\cos(x + iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$ in $\sinh^2 y \approx y^2$ za majhne y jo poenostavimo v:

$$|F(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H / v_s) + [\xi(\omega H / v_s)]^2}}. \quad 2.26$$

Čeprav je primer enostaven, vidimo, da je prenosna funkcija močno odvisna od frekvence nihanja podlage in materialnega dušenja zemljine, frekvence pri katerih pride do večjih amplifikacij, pa so odvisne od geometrije (debeline) sloja in materialnih karakteristik (hitrosti strižnega valovanja) zemljine. Amplifikacija bo dosegla lokalne maksimume, ko bo imenovalc najmanjši. To se zgodi, ko so frekvence nihanja podlage enake:

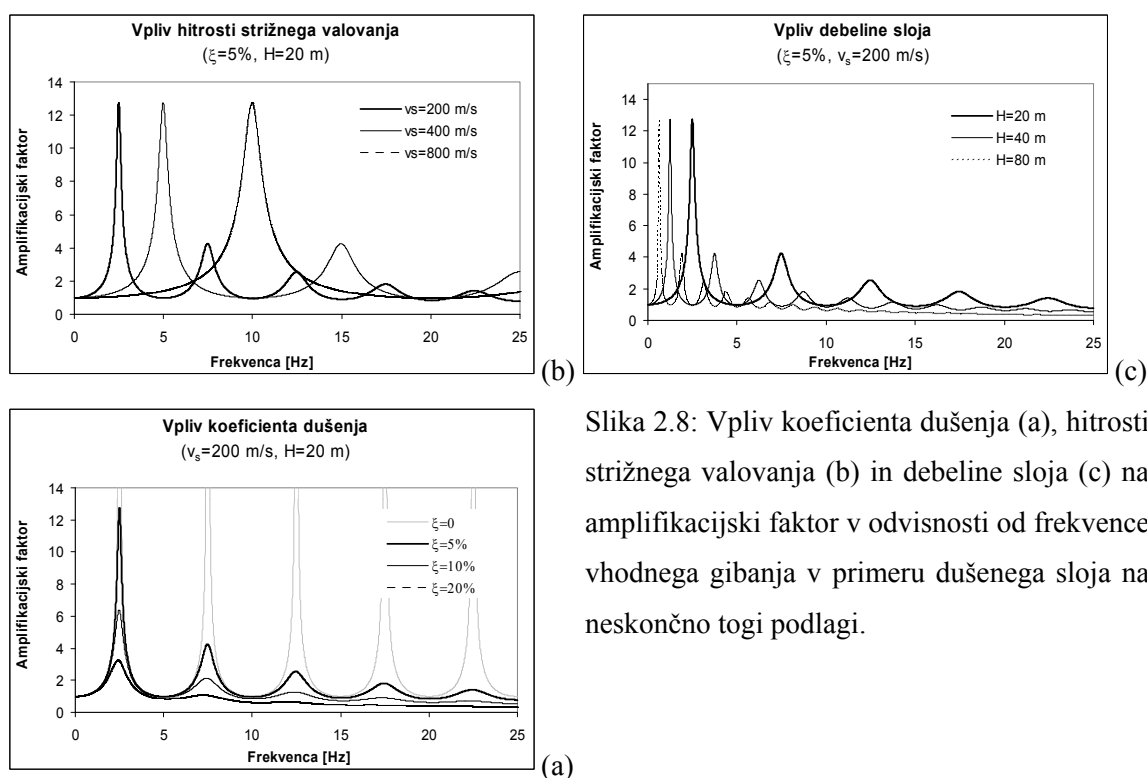
$$\omega_n = \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad 2.27$$

Imenujemo jih tudi lastne frekvence sloja zemljine. Vpliv dušenja se večja pri višjih lastnih frekvencah, zato se največja amplifikacija pojavi pri najnižji lastni frekvenci. Imenujemo jo *osnovna lastna frekvenca* oziroma njej pripadajoči *osnovni nihajni čas* :

$$\omega_0 = \frac{\pi v_s}{2 H}, \quad T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad 2.28$$

Imenovalca amplifikacijske funkcije bo dosegel vrednost nič v območju lastnih frekvenc, le ko bomo imeli nedušen sloj zemljine ($\xi=0$). Tedaj bo imela amplifikacijska funkcija neskončno vrednost, kar seveda pomeni pojav resonance. Po drugi strani pa bo le v primeru dušenega sloja vrednost imenovalca večja od 1, in sicer v območjih lokalnih minimumov, ko bo prišlo do deamplifikacije amplitud gibanja prostih tal na površju glede na gibanje podlage.

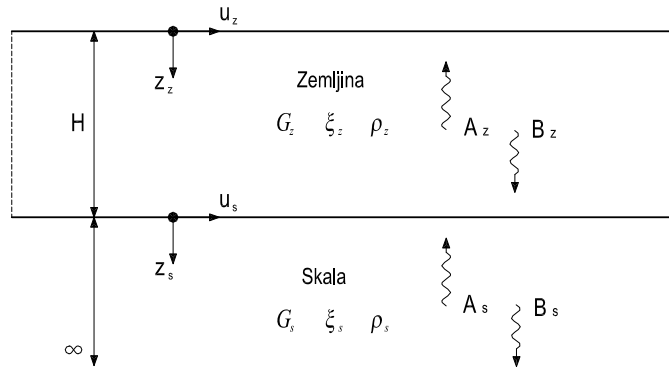
Od togosti in debeline sloja zemljine je odvisno, pri katerih frekvencah bo prišlo do ojačitev. Podajnejša tla bodo za razliko od togih tal bolj ojačala nižje frekvence, pri višjih frekvencah pa je obratno. Debelejši sloji zemljine bolj ojačajo nižje frekvence. Torej bo debel sloj podajnih tal ojačal nizke frekvence oziroma dolge nihajne čase. Velikosti maksimumov so enaki, odvisni izključno od materialnega dušenja.



Slika 2.8: Vpliv koeficienta dušenja (a), hitrosti strižnega valovanja (b) in debeline sloja (c) na amplifikacijski faktor v odvisnosti od frekvence vhodnega gibanja v primeru dušenega sloja na neskončno togi podlagi.

EN DUŠEN SLOJ ZEMLJINE NA ELASTIČNI PODLAGI

Če je skalnata podlaga neskončno toga, na njeno gibanje ne vpliva prisotnost zgoraj ležečega sloja zemljine. Tedaj bo tudi gibanje skalnate podlage enako gibanju skali na površju (Slika 2.5). Navzdol potujoči valovi znotraj sloja zemljine se bodo popolnoma odbili od toge podlage nazaj proti površju in celotna energija valovanja bo ujeta v sloju zemljine.



Slika 2.9: Homogen dušen sloj na elastični podlagi.

Ob upoštevanju elastičnega obnašanja skalnate podlage, se bodo navzdol potujoči valovi znotraj sloja zemljine na meji med skalo in zemljinskim slojem le deloma odbili, del valov pa potuje naprej navzdol skozi skalo. Elastična energija teh valov ne bo več vplivala na gibanje sloja zemljine. To je ena oblika *radiacijskega dušenja*, zaradi katere je odziv prostih tal na površju vedno manjši kot v primeru neskončno toge skalnate podlage.

To bo vplivalo tudi na obliko prenosne funkcije. Če se indeksa z in s nanašata na zemljino in skalo, tedaj pomike v vsakem materialu zaradi vertikalnega širjenja valovanja napišemo kot:

$$u_z(z, t) = A_z e^{i(\omega t + k_z^* z_z)} + B_z e^{i(\omega t - k_z^* z_z)}, \quad 2.29$$

$$u_s(z, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)}. \quad 2.30$$

Na površju prostih tal zaradi pogoja 2.19 velja $A_z = B_z$, na mejnici med zemljino in skalo pa velja enakost pomikov in napetosti:

$$u_z(z_z = H) = u_s(z_s = 0), \quad 2.31$$

$$\tau_z(z_z = H) = \tau_s(z_s = 0). \quad 2.32$$

Če zgornje pogoje upoštevamo v enačbah 2.29 in 2.30, dobimo:

$$A_z (e^{ik_z^* H} + e^{-ik_z^* H}) = A_s + B_s, \quad 2.33$$

$$\frac{G_z^* k_z^*}{G_s^* k_s^*} A_z (e^{ik_z^* H} - e^{-ik_z^* H}) = A_s - B_s \quad 2.34$$

Vpliv elastične podlage je izražen v tako imenovanem *kompleksnem impedančnem razmerju*:

$$\alpha^* = \frac{G_z^* k_z^*}{G_s^* k_s^*} = \frac{\rho_z v_{s,z}^*}{\rho_s v_{s,s}^*}, \quad 2.35$$

ki je hkrati tudi mera za radiacijsko dušenje. Bolj podajna podlaga se kaže v večjem α^* , več energije valovanja se bo vrnilo v skalo. Z rešitvijo sistema dveh enačb 2.33 in 2.34, dobimo:

$$A_s = \frac{1}{2} A_z \left[(1 + \alpha^*) e^{ik_z^* H} + (1 - \alpha^*) e^{-ik_z^* H} \right], \quad 2.36$$

$$B_s = \frac{1}{2} A_z \left[(1 - \alpha^*) e^{ik_z^* H} + (1 + \alpha^*) e^{-ik_z^* H} \right]. \quad 2.37$$

Sedaj lahko sestavimo prenosno funkcijo, kot razmerje med amplitudo gibanja prostih tal in amplitudo gibanja skale na površju. Predpostavimo, da je amplituda vhodnega gibanja $A_s = A$, to je valovanja, ki se je širilo po skali. Gibanje skale na površju dobimo, če zanemarimo vpliv sloja zemljine in upoštevamo pogoj prostih tal na površju v enačbi 2.19 ($A_s = B_s$). Iz enačbe 2.30, bi dobili odgovarjajočo amplitudo $2A$. Za amplitudo gibanja prostih tal na površju pa iz enačb 2.36 in 2.29 dobimo:

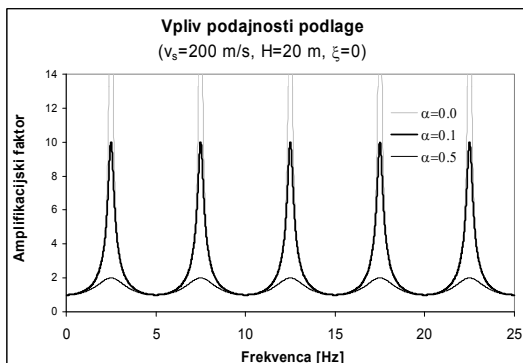
$$2A_z = \frac{4A}{(1 + \alpha^*) e^{ik_z^* H} + (1 - \alpha^*) e^{-ik_z^* H}}. \quad 2.38$$

Prenosna funkcija bi bila:

$$F(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha^*) e^{ik_z^* H} + (1 - \alpha^*) e^{-ik_z^* H}} = \frac{1}{\cos(\omega H / v_{s,z}^*) + i\alpha^* \sin(\omega H / v_{s,z}^*)}. \quad 2.39$$

Amplifikacijska funkcija za primer nedušene sloja zemljine ($\xi=0$) ima obliko:

$$|F(\omega, \xi = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H / v_{s,z}^*) + \alpha^2 \sin^2(\omega H / v_{s,z}^*)}}. \quad 2.40$$



Slika 2.10: Vpliv podajnosti podlage (impedančnega razmerja) na amplifikacijski faktor v odvisnosti od frekvence vhodnega gibanja v primeru nedušene sloja na elastični podlagi.

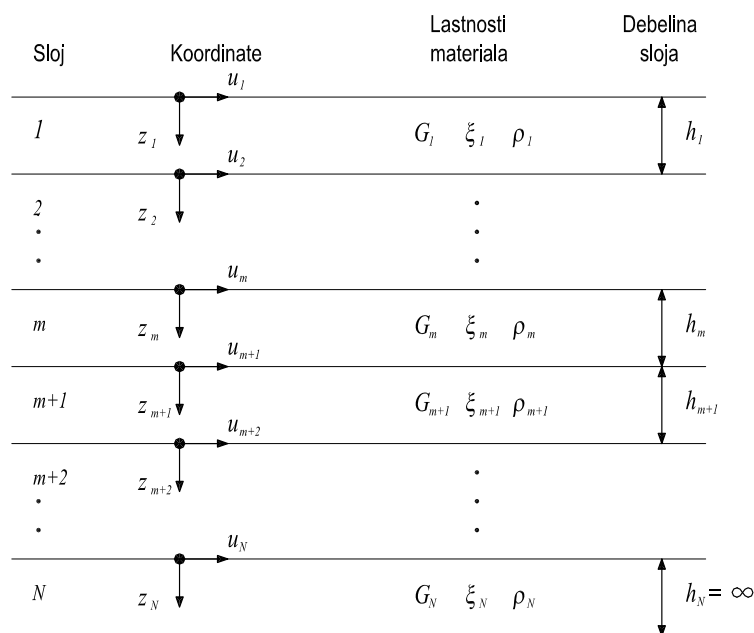
Kljub temu, da ni materialnega dušenja, ne bo prišlo do resonance, ker imenovalec nikoli ni nič. Vpliv podajne podlage in njen učinek radiacijskega dušenja za razliko od materialnega dušenja sloja zemljine ne narašča z višjimi frekvencami. Večje impedančno razmerje se odraža v manjših amplifikacijah gibanja skale na površju glede na gibanje prostih tal na površju (Slika 2.10). Če povzamemo zadnji dve poglavji, so maksimumi amplifikacij odvisni le od materialnega in radiacijskega dušenja.

SLOJEVITA TLA

Dejanska tla so sestavljena iz več slojev zemljin različnih debelin in z različnimi materialnimi karakteristikami. Na mejah med sloji prihaja do odboja ali prepuščanja valov nazaj v isti sloj oziroma v naslednji sloj zemljine.

Pri izpeljavi prenosne funkcije bo upoštevanih N slojev, pri čemer bo N -ti sloj že elastična skalnata podlaga. Za vsak sloj se predpostavlja Kelvin-Voigtov model materiala, tako da veljajo enake enačbe valovanja kot v prejšnjih primerih, le da ima vsak sloj svoj lokalni koordinatni sistem. Pomike znotraj m -tega sloja določimo z:

$$u_m(z_m, t) = A_m e^{i(\omega t + k_m^* z_m)} + B_m e^{i(\omega t - k_m^* z_m)} \quad 2.41$$



Slika 2.11: Slojevita tla na elastični skalnati podlagi.

Kompatibilnost pomikov na mejnicah slojev zahteva, da so pomiki na dnu m -tega sloja enaki pomikom na vrhu $(m+1)$ -tega sloja. Enako velja tudi za napetosti:

$$u_m(z_m = h_m, t) = u_{m+1}(z_{m+1} = 0, t) \quad 2.42$$

$$\tau_m(z_m = h_m, t) = \tau_{m+1}(z_{m+1} = 0, t) \quad 2.43$$

Z upoštevanjem teh robnih pogojev dobimo:

$$A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m} = A_{m+1} + B_{m+1} \quad 2.44$$

$$\frac{G_m^* k_m^*}{G_{m+1}^* k_{m+1}^*} (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) = A_{m+1} - B_{m+1} \quad 2.45$$

Tokrat α_m^* predstavlja kompleksno impedančno razmerje mejnice med dvema sosednjima slojema m in $m+1$:

$$\alpha_m^* = \frac{G_m^* k_m^*}{G_{m+1}^* k_{m+1}^*} = \frac{\rho_m v_{s,m}^*}{\rho_{m+1} v_{s,m+1}^*}. \quad 2.46$$

Iz enačb 2.44 in 2.45 dobimo rekurzivno formulo za vrednosti amplitud A_{m+1} in B_{m+1} :

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad 2.47$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad 2.48$$

Če gremo še en korak naprej in upoštevamo pogoj na površju prostih tal, da morajo biti napetost nič ($A_1 = B_1$), ter rekurzivno formulo ponovimo za vse sloje od m do 1, lahko amplitude v m -tem sloju izrazimo z amplitudami na površju prostih tal:

$$A_m = a_m(\omega) A_1 \quad 2.49$$

$$B_m = b_m(\omega) B_1 \quad 2.50$$

Prenosna funkcija kot razmerje med amplitudami pomikov na vrhu i -tega in na vrhu j -tega sloja enostavno napišemo:

$$F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|_{maks}}{|u_j|_{maks}} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad 2.51$$

To je le rešitev za harmonično nihanje vhodnega gibanja. Zaradi zvez $|\ddot{u}| = \omega |\dot{u}| = \omega^2 |u|$ ista prenosna funkcija predstavlja tudi amplifikacijo pospeškov in hitrosti sloja j glede na sloj i .

Ravno iz te enostavne formulacije prenosne funkcije vidimo, da je mogoče določiti gibanje poljubne točke v kateremkoli sloju zemljine, če poznamo gibanje vsaj ene točke kjerkoli v slojevitem profilu zemljin. To omogoča zelo uporabno operacijo, ki jo imenujemo

dekonvolucija, kjer iz znanega gibanja prostih tal na površju računamo gibanje skalnate podlage oziroma gibanje skale na površju.

Prenosno funkcijo za slojevita tla ni več enostavno izračunati, je pa sprogramirana v programu SHAKE (Schnabel, 1972). V nadaljevanju se je uporabljala njegova novejša različica SHAKE91.

2.3.1.2. Potresna obtežba

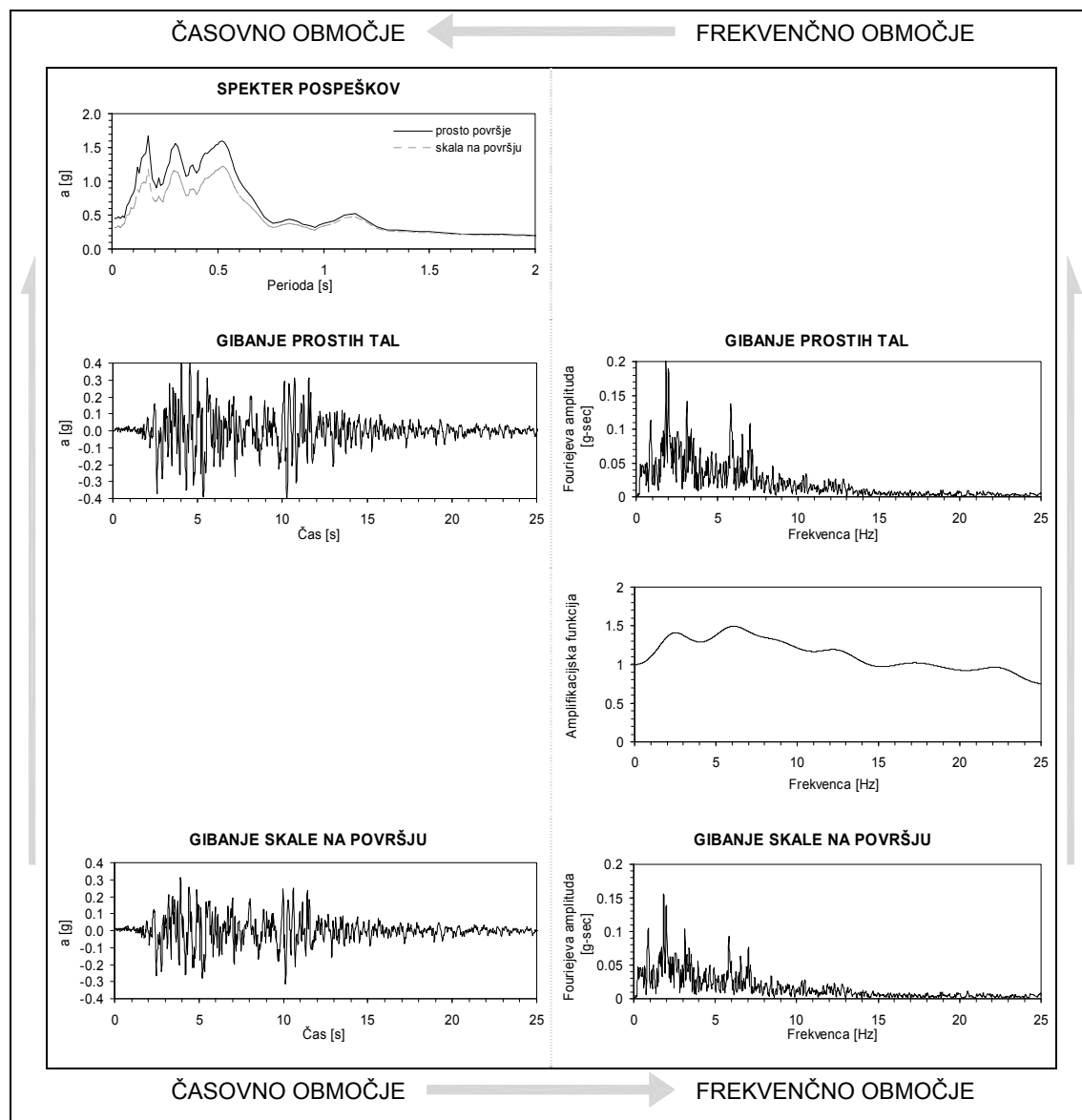
Kadarkoli govorimo o prenosni funkciji, gre še vedno za račun znotraj frekvenčnega območja in vsako frekvenco obravnavamo enakovredno. Velikostni red amplifikacije določene frekvence je odvisen izključno le od karakteristik tal, to je geometrije in materialnih karakteristik slojev. Nas pa zanima, kako se bo tak slojevit sistem zemljine odzval na potresno obtežbo. Potresna obtežba podana v obliki akceleroograma je zmes nihanja različnih frekvenc z različnimi amplitudami in fazami. Med sabo jih ločimo z algoritmom hitre fouriejeve transformacije. Frekvenčni sestav potresne obtežbe postane zelo jasen, ko narišemo Fouriejev spekter amplitud, ki prikazuje zastopanost amplitud po frekvencah. Odziv prostih tal na površju bo največji, če se bo lastna frekvenca slojev zemljin ujemala s frekvencami, ki so v Fouriejevem spektru amplitud potresne obtežbe zastopane z največjimi amplitudami.

Prehodi iz časovnega v frekvenčno območje in obratno so v kompleksni analizi odziva tal rutina. Za jasnejšo razlago naj velja, da bomo časovno in frekvenčno območje ločili z enotami na abscisni osi. Če smo v časovnem območju, bo na abscisi čas v primeru akceleroogramov oziroma perioda konstrukcije v primeru spektrov odziva, če pa smo v frekvenčnem območju pa frekvenca harmoničnega nihanja. Ko poznamo prenosno funkcijo, je postopek za račun potresnega gibanja prostih tal naslednji:

- znani akceleroogram vhodnega gibanja (gibanje skale na površju ali gibanje skalnate podlage) pretvorimo s hitro fouriejevo transformacijo v Fouriejevo vrsto,
- vsak člen Fouriejeve vrste vhodnega gibanja pomnožimo s prenosno funkcijo, da dobimo Fouriejevo vrsto izhodnega gibanja (gibanje prostih tal),
- Fouriejevo vrsto izhodnega gibanja z inverzno Fouriejevo transformacijo pretvorimo v akceleroogram, to je časovni potek izhodnega gibanja.

Rezultat je torej akceleroogram gibanja prostih tal, iz katerega lahko najdemo maksimalne pospeške prostih tal in izračunamo spektre odziva, ki nam dajo za projektiranje potrebne

vrednosti. Razmerje spektrov odziva prostih tal s spektri odziva skale na površju predstavlja amplifikacije spektralnih pospeškov in direkten vpliv slojev zemljine na projektne vrednosti.



Slika 2.12: Postopek računa gibanja prostih tal na površju. Upoštevana so slojevita tla na raziskanem območju Nuklearne elektrarne Krško in akcelerogram potresa v Ulcinju v smeri sever-jug normiran na 0.315g kot vhodno gibanje. Prenosna funkcija je izračunana s programom SHAKE91, pri čemer sta strižni modul in koeficient dušenja neodvisna od deformacij.

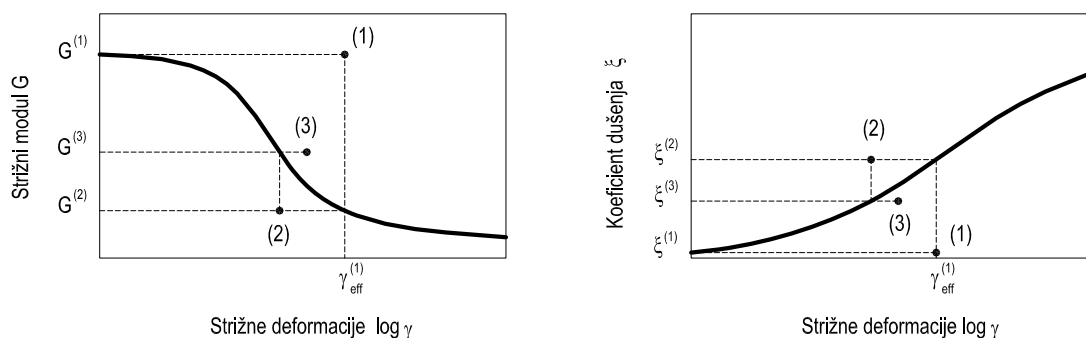
2.3.2. EKVIVALENTNO LINEAREN PRISTOP

Zaradi nelinearnega obnašanja zemljine se ekvivalentni strižni modul in ekvivalentni koeficient dušenja spreminjata z deformacijami (poglavje 2.2.1). Linearen pristop pa za vsak sloj zemljine zahteva konstanten strižni modul in koeficient dušenja. Potreben je iteracijski postopek, da bi uporabljene materialne karakteristike zemljine čim bolj ustrezale izračunanim deformacijam.

Pri laboratorijskih testih, iz katerih so bile dobljene redukcijske krivulje za strižni modul in krivulje koeficienta dušenja, se je nanašala enostavna harmonična obtežba. Povzročila je odziv s cikličnimi maksimumi amplitud pri strižnih deformacijah. Časovni potek deformacij, ki so posledica neke potresne obtežbe, je precej bolj nepravilen in maksimalne amplitude so dosežene le v nekaj špicah. Navkljub enakim maksimalnim vrednostim deformacij, bo harmonična obtežba v tem primeru predstavljala hujšo obremenitev kot potresna obtežba. Izračunane maksimalne strižne deformacije se zmanjša za faktor R_γ , da bi se približali dejanskemu nivoju strižnih deformacij kot posledica potresne obtežbe. Imenujemo jih *efektivne strižne deformacije*. Empirično je bilo ugotovljeno, da se ta faktor giblje med 0.5–0.7, največkrat pa se v računu uporabi vrednost 0.65. Obstaja pa tudi povezava $R_\gamma = (M - 1)/10$ z magnitudo potresa M .

Iteracijski postopek za ekvivalentno linearen pristop kompleksne analize odziva tal ima naslednje korake:

- Za vsak sloj se določi začetne vrednosti strižnega modula G in koeficienta dušenja ξ_g . Le te največkrat ustrezajo vrednostim pri majhnih deformacijah.
- Z izbranimi vrednostmi strižnega modula G in koeficienta dušenja ξ_g izračunamo odziv tal (poglavje 2.3.1) vključno s časovnim potekom deformacij v vsakem sloju.
- Določimo efektivne strižne deformacije γ_{eff_j} za vsak sloj posebej iz maksimalnih strižnih deformacij γ_{maks_j} iz izračunanega časovnega poteka strižnih deformacij. Za sloj j v i -ti iteraciji velja $\gamma_{eff_j}^{(i)} = R_\gamma \gamma_{maks_j}^{(i)}$.
- Iz znane efektivne strižne deformacije določimo nove ekvivalentne vrednosti strižnih modulov $G^{(i+1)}$ in koeficienta strižnih deformacij $\xi_g^{(i+1)}$ za naslednjo iteracijo.
- Ponavljamo korake od 2 do 4, dokler razlika med izračunanimi vrednostmi strižnih modulov in koeficientov dušenja v dveh zaporednih iteracijah ne pade pod zadovoljivo vrednost. Konvergenca ni zagotovljena, vendar so ponavadi po petih korakih razlike že manjše od 5%.



Slika 2.13: Iteracijski koraki ekvivalentno linearnega pristopa.

Tak ekvivalentno linearen pristop pri eno dimenzionalni analizi odziva tal je uporabljen v računalniškem programu SHAKE91, ki je ravno zaradi sprejemljivih predpostavk in nezahtevnih vhodnih parametrov zelo široko uporabljen in s tem seveda tudi preverjen.

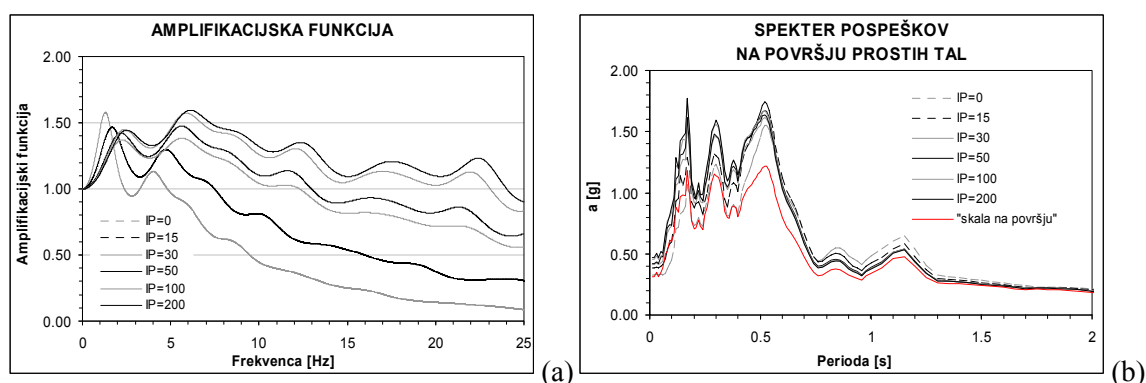
Dekonvolucija (poglavje 2.3.1.1) je navkljub iteraciji še vedno izvedljiva, ker so materialne karakteristike celotno trajanje potresa v eni iteraciji še vedno konstantne. Pojavljajo se numerične težave, še posebej, če se strižne deformacije z iteracijo zelo povečujejo. Ta nevarnost obstaja pri pojavu deamplifikacije, ko se maksimalni pospeški tal z globino večajo. Druga omejitev pa je povezana s predpostavko, da je gibanje tal le posledica vertikalnega širjenja SH valov. Silva je ugotovil, da prispevajo le 87% amplitude gibanja prostih tal na površju do frekvence 15 Hz, ostalo pa prispevajo še površinski in odbiti valovi. Zato predlaga, da se dekonvolucija izvaja šele, ko pri gibanju prostih tal na površju sfiltriramo vse frekvence valovanja nad 15 Hz, da bi se s tem izognili nerealno velikim pospeškom v globini, in pri iteraciji k deformacijam ustreznim materialnim karakteristikam uporabimo le 87% amplitude vhodnega gibanja.

Pri ekvivalentno linearnem pristopu postaneta strižni modul in koeficient dušenja odvisna od strižnih deformacij. Nastale strižne deformacije pa so odvisne od potresne obtežbe. Zato je tudi prenosna funkcija sedaj odvisna od potresne obtežbe, in sicer od maksimalnega pospeška in njenega frekvenčnega sestava.

Z ekvivalentno linearno analizo upoštevamo v zemljini vpliv nelinearnosti. V amplifikacijski funkciji se odraža tako, da se vrhovi maksimumov premaknejo k nižjim frekvencam, ker se z deformacijami ekvivalentni strižni modul manjša, ter k manjšim amplifikacijam pri višjih frekvencah, ker se materialno dušenje z deformacijami povečuje. Prav tako vpliv nelinearnosti povzroči, da se amplifikacijska funkcija pri močnih potresih razlikuje od tiste pri šibkih potresih. Prenosna funkcija je pri močnejših potresih izračunana iz materialnih karakteristik zemljine, ki ustrezajo večjim deformacijam, to je pri manjšem strižnem modulu in pri večjem dušenju. Zato bodo maksimumi amplifikacij manjši, pojavljali pa se bodo

pri nižjih frekvencah. To ne pomeni, da bodo maksimalni pospeški tal manjši kot pri šibkejših potresih, ker so te že pri vhodnem gibanju večji. Vpliv prevladujočih frekvenc v potresni obtežbi pa izhaja iz predpostavke, da nižje frekvence povzročajo večje deformacije kot višje frekvence (Yoshida, 2002).

Čim večji je indeks plastičnosti zemljine, pri višjih deformacijah nastopi nelinearno območje, manjši je vpliv nelinearnosti in manjše je materialno dušenje. Vpliv dušenja narašča z višjimi frekvencami. Zato razmišljanja (poglavje 2.2.2), da je indeks plastičnosti vodilni parameter pri določevanju nelinearnosti zemljine, ni tako napačno. Slika 2.14 prikazuje vpliv nelinearnosti v amplifikacijski funkciji dobljen z ekvivalentno linearno analizo.



Slika 2.14: Vpliv nelinearnosti zemljine na amplifikacijsko funkcijo (a) in spekter odziva (b). Redukcijske krivulje strižnega modula in krivulje koeficienta dušenja so izbrane za različne indekse plastičnosti zemljine (Slika 2.4). Upoštevana so slojevita tla na območju Nuklearne elektrarne Krško in akcelorogram potresa v Ulcinju v smeri sever-jug normiran na 0.315g.

Na kratko lahko povzamemo nekaj večkrat opaženih splošnih in hkrati iz teoretičnih razlogov logičnih vplivov različnih karakteristik tal na potresno gibanje prostih tal na površju.

Lokalne karakteristike tal vplivajo na maksimalni pospešek tal in na frekvenčni sestav potresa in s tem na obliko in amplitude spektrov odziva.

Maksimalni pospeški na površju prostih tal so v primeru mehkih tal nekoliko večji kot na skali na površini pri majhnih jakostih potresa, medtem ko je ravno obratno pri zelo velikih jakostih potresa. Tedaj nelinearnost podajnih zemljin zaradi večjih deformacij prepreči nastanek visokih maksimalnih pospeškov, kot so tisti na skali na površini.

Kar se tiče frekvenčnega sestava, velja, da so pri višjih periodah amplifikacije spektralnega pospeška višje za mehka tla. Pri višjih periodah potem amplifikacije spektralnega pospeška naraščajo z manjšo togostjo tal. Tako za debela mehka tla velja, da ojačajo nižje frekvence oziroma visoke nihajne čase, ki so značilni za mostove in visoke stavbe.

O trajanju dinamične obtežbe ne bo dosti govora, velja pa omeniti, da je ključnega pomena pri nastajanju poškodb na konstrukciji in pojava likvifikacije. Obstaja več definicij za trajanje dinamične obtežbe. Najpogosteje se uporablja kar čas (*bracketed duration*) med prvo in zadnjo prekoračitvijo izbranega mejnega pospeška (0.05g) v akceleroogramu. Trajanje dinamične obtežbe se poveča z magnitudo potresa in z manjšo togostjo lokalnih tal. Za bližnje potrese obstaja enostavna ocena, da naj bi na mehkih tleh povzročil še enkrat daljše gibanje tal kot na skalnatih tleh.

2.3.2.1. Slabosti in prednosti ekvivalentno linearnega modela odziva tal

Čedalje večja baza instrumentalnih zapisov potresa je omogočila verifikacijo modela odziva tal. Idealna situacija za oceno vpliva lokalnih karakteristik zemljine je zapis istega potresa na sosednjih lokacijah z različnimi karakteristikami tal, še posebej, če eni izmed njih lahko pripišemo karakteristike skale. Tedaj lahko predpostavimo enak vpliv potovalne poti in mehanizma pretrga, razliko v odzivih pa pripišemo vplivu slojev zemljine. Druga varianta pa je namestitev akceleroagrafov v vrtini na različnih globinah.

Opisani ekvivalentno linearen pristop in s tem tudi program SHAKE91 je po primerjavah z dejanskimi zapisi odzivov tal pokazal dve pomanjkljivosti (Yoshida, 2002). Preceni vrednost maksimalnih pospeškov v primeru močnih potresov, za katere je značilno, da imajo v svojem frekvenčnem sestavu izrazitejšo nižje frekvence, ter podceni amplifikacijsko funkcijo v območju visokih frekvenc.

Obe odstopanji imata isti vzrok, in sicer učinkovite strižne deformacije uporabljene pri določevanju ekvivalentnega strižnega modula in koeficienta dušenja temeljijo na faktorju R_γ , ki je konstanten čez celotno trajanje potresne obtežbe. Da bi se izognili prevelikim maksimalnim pospeškom, bi morali povečati faktor R_γ , da bi se izognili premajhnim amplifikacijam pri visokih frekvencah, bi ga morali pa zmanjšati. Z zvečanjem R_γ , bi dobili večje učinkovite strižne deformacije in s tem manjši ekvivalentni strižni modul in večji koeficient dušenja. Z zmanjšanjem R_γ pa bi se zgodilo ravno obratno, torej manjše strižne deformacije ter s tem večji ekvivalentno strižni modul in manjši koeficient dušenja. Ključnega pomena pri rezultatih analize je koeficient dušenja, ki teoretično zmanjša maksimume amplitud in sicer čim višje so frekvence, bolj jih zadoši.

Zato se pojavljajo rešitve (Yoshida, 2002) tega problema s frekvenčno odvisnostjo R_γ . Pri nizkih frekvencah bi bil enak 1, pri visokih frekvencah pa 0. Raziskave so pokazale, da nižje frekvence obremenjevanja povzročajo večje deformacije. Pri tem se je potrebno zavedati, da materialne karakteristike niso odvisne od frekvence. Tako bi le ohranili ekvivalentno linearen pristop, ki ima nekaj prednosti v primerjavi z nelinearno analizo.

Ena izmed prednosti je enostavnost pri pripravi vhodnih podatkov. Ekvivalentno linearna metoda sprejme strižni modul in koeficient dušenja odvisen od deformacij, ki so izmerjeni v laboratoriju. Poleg tega obstaja konstitucijski model zemljine, ki zahteva popolnoma enake parametre kot ekvivalentno linearna analiza. Druga prednost je skoraj zagotovljena konvergenca v iteracijskem procesu. Tretja zelo pomembna prednost pa je izvedljivost dekonvolucije, ki v nelinearni analizi ni več mogoča.

2.3.3. RAZVOJ METOD ZA ANALIZO POTRESNEGA ODZIVA TAL

Razvoj metod za analizo potresnega odziva tal gre v dve smeri.

Prva smer rešuje upoštevanje nelinearnosti in neelastičnosti zemljine z natančnejšimi nelinearnimi modeli, ki za opis potrebujejo še več težje zanesljivo izmerljivih parametrov. Če se račun izvaja v frekvenčnem območju, kjer se vhodno gibanje tal predstavi s Fouriejevo vrsto in se uporabi prenosna funkcija za rešitev enačbe valovanja, nelinearnega obnašanja ravno zaradi superpozicije odzivov po posameznih frekvencah ni mogoče upoštevati. Da se izognemo superpoziciji, ki omogoča uporabo kvečjemu ekvivalentno linearnega modela zemljine, se mora enačbe valovanja reševati v časovnem območju z direktno numerično integracijo. Tedaj lahko za vsak naslednji časovni korak integracije obnovimo materialne karakteristike zemljine.

Do razlik v potresnem odzivu tal glede na ekvivalentno linearen model pride le v primerih podajnih tal z večjo jakostjo potresa, ko hitro zaidemo v območje plastičnih deformacij. Po drugi strani pa lahko z nelinearnimi modeli poleg plastičnih deformacij upoštevamo še strižno trdnost materiala in razvoj pornih tlakov preko volumskih deformacij. Z nastajanjem pornih tlakov se manjšajo učinkoviti tlaki in na ta račun se mobilizira nižji maksimalni strižni modul in strižna trdnost. To postane zelo uporabno pri oceni nevarnosti likvifikacije.

Druga smer razvoja pa širi dimenzionalnost problema. Z dvo in tridimenzionalno analizo, ki se največkrat rešuje z metodo končnih elementov, lahko v računu upoštevamo tudi:

- Nagnjen ali nepravilen potek slojev zemljine, s katerim bi se pri odzivu tal že dalo izračunati kotlinske in topografske učinke, to je vpliv odbitih valov in nastanek

površinskih valov na robovih kotline v prvem primeru, kot tudi nenavadnih amplifikacij na vrhu oziroma deamplifikacij valovanj ob vznožju grebenov v drugem primeru.

- Poleg vertikalnega širjenja SH valov, tudi druge vrste valovanj z različnimi vpadnimi koti prihoda.
- Prisotnost bolj togih struktur, od podpornih zidov, vkopanih konstrukcij in konstrukcije s temeljem na površini ali vkopanim temeljem, s čimer se že lotimo problema sodelovanja med konstrukcijo in zemljino.

DODATEK - DISKRETNA FOURIEJEVA TRANSFORMACIJA

V 19. stoletju je francoski matematik J.B.J. Fourier pokazal, da se da vsaka periodična funkcija izraziti kot vsota sinusoid različnih amplitud, frekvenc in faz. Imenujemo jo Fouriejeva vrsta, sam proces pa Fouriejeva transformacija. Periodična funkcija mora le zadostiti določenim pogojem in ti so skorajda vedno izpolnjeni, kadar ta funkcija opisuje določen fizikalen proces.

Potresna obtežba je podana kot časovni potek $h(t)$, vendar diskretno s končnim številom točk zapisanih v enakomernem časovnem intervalu. Diskretna Fouriejeva transformacija je potem le numerična verzija analitične Fouriejeve transformacije. V tem primeru so tudi Fouriejevi koeficienti izračunani s seštevanjem in ne z integracijo.

Za vsako velikost časovnega intervala Δt obstaja tudi tako imenovana Nyquistova kritična frekvenca f_c . To je najvišja frekvenca, ki jo lahko razberemo iz diskretno podane periodične funkcije. Definicija izhaja iz predpostavke, da mora imeti vsako harmonično nihanje vsaj dva zapisa v času trajanju enega vala, zato bo najmanjša opažena perioda $2\Delta t$ in s tem:

$$f_c = \frac{1}{2\Delta t} \quad 2.52$$

Nyquistova kritična frekvenca je pomembna iz dveh razlogov. En je dobra in drugi slaba novica. Najprej pogledjmo dobro novico. Če se slučajno zgodi, da periodična funkcija $h(t)$ niti ne vsebuje frekvenc večjih od f_c , tedaj je, čeprav podana v diskretni obliki, eksaktno definirana. Slaba stran se izkaže v primeru, ko periodična funkcija $h(t)$ vsebuje tudi frekvence višje od f_c . Vemo že, da jih zaznati ne bomo mogli, bo pa njihova energija pripisana frekvencam znotraj intervala $(-f_c, f_c)$ popačila informacijo. Da bi se temu izognili, se ne da dosti narediti. Ena možnost je, da poznamo najvišjo frekvenco, ki se lahko pojavi, ali pa jo

vsilimo z ustreznim filtriranjem, potem pa posnamemo signal tako, da bo Δt dovolj majhen. V primeru potresne obtežbe je to nemogoče. Smo pa prepričani, da do popačenja ni prišlo, če gredo Fourierjevi koeficienti proti nič, ko se približujemo Nyquistovi frekvenci.

Predpostavimo, da imamo N (lahko tudi kompleksnih) zaporednih točk podanih na enoto časa Δt :

$$h_k = h(t_k), \quad t_k = k\Delta t, \quad k = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad 2.53$$

S diskretno Fourierjevo transformacijo dobimo N (kompleksnih) točk, ki pripadajo frekvencam:

$$f_n = \frac{n}{N\Delta t}, \quad n = -\frac{N}{2}, \dots, \frac{N}{2} \quad 2.54$$

in imajo vrednosti:

$$H(f_n) = \Delta t \sum_{k=0}^{N-1} h_k e^{2\pi i k n / N} = \Delta t H_n \quad 2.55$$

Mogoča je tudi inverzna diskretna Fourierjeva transformacija, ki podatkom razporejenim v enakih frekvenčnih intervalih priredi nazaj vrednosti, ki ustrezajo enakim časovnim intervalom:

$$h_k = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} H_n e^{-2\pi i k n / N} \quad 2.56$$

Ker je H_n (2.55) periodičen s periodo N lahko negativne frekvence ($-f_c < f < 0$) pripišemo $n = N/2 + 1, \dots, N-1$, tako da indeks n teče $n = 0, \dots, N-1$.

Število korakov potrebnih za izvedbo diskretne fouriejeve transformacije je N^2 . V 60. letih sta Cooley in Tukey razvila algoritem za hitro Fourierjevo transformacijo (*fast Fourier transform*), ki zahteva le, da je N potenca števila 2 (256, 1024, 4096), število korakov pa se je bistveno zmanjšalo na $N \log_2 N$. Kar pomeni v primeru $N = 4096$ za faktor 340 manj operacij.

3. ANALIZA VPLIVA TAL NA POTRESNO OBTEŽBO NA MESTU NUKLEARNE ELEKTRARNE KRŠKO

Jedrske elektrarne je možno graditi tudi na potresnem področju. Tako so zgradili 6 jedrskih elektrarn ob zahodni obali ZDA, kjer imajo znano prelomnico, in kar 41 elektrarn na japonskih otokih, kjer se tla tresejo skoraj vsak dan. Seveda pa morajo na takšnih območjih elektrarne prenesti določene pospeške. Zato se tudi pri projektiranju opreme in njenih opor upošteva poleg normalnih obratovalnih še obremenitve potresnega izvora. Upoštevana morata biti dva nivoja potresne obremenitve:

- pri **obratovalnem potresu** (OBE – operating basis earthquake) mora biti jedrski sistem za pridobivanje pare sposoben trajno varno obratovati,
- projektiranje na **potres varne ugasnitve** (SSE – safe shutdown earthquake) pa zagotavlja sposobnost ugasnitve in vzdrževanje jedrske naprave v območju varnosti. Zato so pomembni sistemi podvojeni, potrojeni, celo početverjeni in tako zagotavljajo varno ustavitve elektrarne tudi v primeru poškodb posameznih delov.

Na tem mestu pomembno nalogo odigra seizmologija, da definira potresno obtežbo. Po predpisih (Tabela 1.1) se mora za vsako območje, ki je aktualno za jedrsko elektrarno, narediti verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Rezultati so *krivulje potresne nevarnosti* in *spekter enotne potresne nevarnosti*. Krivulje potresne nevarnosti prikazujejo povprečno letno pogostost prekoračitve posameznih vrednosti maksimalnega pospeška tal. Spekter enotne potresne nevarnosti pa ima pri vsaki periodi tako vrednost, da je verjetnost prekoračitve za določen časovni interval enaka. Izračuna se ga na podlagi več možnih seizmotektonskih modelov z različnimi žariščnimi mehanizmi in možnimi geološkimi formacijami, skozi katere se širi potresno valovanje. Vsi izračuni se naredijo najprej za skalnato podlago. S faktorji tal, ki jih dobimo z enodimenzionalno analizo potresnega odziva tal, pa se v enoten spekter potresne nevarnosti na skali na površini vključi tudi vpliv dinamičnega obnašanja lokalnih tal. Rezultat je enoten spekter potresne nevarnosti prostih tal na površju. S kombinacijo vseh rezultatov dobimo projektni spekter v skladu z zahtevano povratno dobo oziroma verjetnostjo pojava. Na tak način je potresna obtežba zelo dobro definirana. Saj ni poznan le maksimalni pospešek tal, temveč tudi frekvenčni sestav projektnega potresa.

Glavna problematika, s katero se bomo na tem mestu ukvarjali, je vpliv lokalnih karakteristik tal na potresno gibanje prostih tal na konkretnem primeru lokacije Nuklearne

elektrarne Krško. Iz teorije v prejšnjem poglavju je razvidno, da slojevita tla nad skalnato podlago spremenijo dinamične karakteristike potresne obtežbe, njen frekvenčni sestav in vrednosti maksimalnih pospeškov. Ta vpliv je precej dobro zajet s faktorjem tal in maksimalnim pospeškom prostih tal na površju. Faktor tal je razmerje med spektri pospeškov na prostih tleh in spektri pospeškov na skalnatih tleh ter nam pove za koliko se ojača oziroma oslabi posamezna perioda gibanja tal. Odvisen je od lastnosti tal, periode in jakosti potresa. Maksimalni pospešek tal pa je v večini primerov po Eurocodu sploh edini projektni parameter, ki določa potresno nevarnost. Spektri pospeškov in maksimalni pospeški na prostih tleh so bili izračunani s programom SHAKE91 ob znanem profilu tal in izbranih vhodnih akceleroگرامih. Eden izmed možnih rezultatov programa SHAKE91 je tudi prikaz maksimalnih pospeškov v odvisnosti od globine. Ker so maksimalni pospeški z globino padali, je bil potrjen tudi ugoden vpliv poglobljenih temeljev.

3.1. PROGRAM SHAKE91

Program SHAKE je bil razvit leta 1972 na Kalifornijski univerzi v Berkeleyu (Schnabel, 1972) in je eden izmed najbolj uporabljenih programov za analizo lokalnih karakteristik zemljin na potresno gibanje tal.

V analizi je bila uporabljena njegova novejša verzija SHAKE91, ki sta jo leta 1992 izboljšala I. M. Idriss in J. I. Sun. Pohvali se lahko s čistejšim in hitrejšim algoritmom, možnosti uporabe 50 namesto 20 slojev zemljine in s tem natančnejše modeliranje globljih oziroma mehkejših nanosov zemljine, 13 namesto 3 različnih materialov in možnosti različnih formatov zapisa vhodnega gibanja tal, ki ga definira uporabnik. Spremembe v vhodni datoteki pa omogočajo boljšo preglednost. Zaradi uporabe enake teoretične osnove pa je končni rezultat ob istih vhodnih podatkih skoraj identičen originalni verziji.

Zajema analizo potresnega odziva tal v eni dimenziji, ko se strižno SH valovanje širi v vertikalni smeri skozi horizontalne sloje zemljin z viskoelastičnimi lastnostmi nad skalnato podlago. Temelji na Kanai-jevi rešitvi enačbe valovanja za harmonično gibanje (poglavje 2.1.1), ki je s hitro Fourierjevo transformacijo uporabna tudi za potresno obtežbo. Nelinearno obnašanje zemljine se iterativno upošteva preko ekvivalentno linearnih karakteristik zemljine. Elastične lastnosti skalnate podlage pa se odražajo v manjšem odzivu na površju, zaradi učinka radiacijskega dušenja. Je skratka v programskem jeziku napisana teorija iz poglavja 2.

Uporabnost programa je v veliki meri odvisna od zahtevnosti priprave pri vhodnih podatkih. Delimo jih na podatke o terenu, obtežbi in postopku računa, kot je število iteracij,

filtriranje višjih frekvenc, definicija maksimalnega pospeška v vhodnem gibanju, določitev faktorja R_γ za efektivne strižne deformacije in vrste izhodnih podatkov.

Podatki o terenu morajo odražati tako geometrijo slojevitih tal kot materialne karakteristike posameznih slojev. Za vsak sloj zemljine posebej torej potrebujemo:

- debelino sloja,
- gostoto zemljine ρ (kg/m^3),
- hitrost strižnega valovanja v_s (m/s) oziroma strižni modul G (N/m^2), saj sta ti dve količini med seboj povezani z gostoto zemljine preko enačbe 2.3,
- odvisnost strižnega modula G in koeficienta dušenja ξ_g od deformacij.

Obtežba, to je strižno valovanje, je podana kot akcelrogram, ki ima vrednosti pospeškov podane v enakih časovnih intervalih. Računa se odziv celotnega sistema, ki ga povzroči širjenje strižnega valovanja od spodaj ležeče skalnate podlage proti površju. Zaradi izvedljivosti dekonvolucije lahko akcelrogram pripišemo kateremukoli sloju v sistemu. Najpogosteje ga definiramo na skali na površju, SHAKE91 pa bo akcelrogram prenesel na našo skalnato podlago pod vsemi sloji zemljine in ga pri tem ustrezno pretvoril.

Izhodni podatki imajo naslednji razpon možnosti:

- izračun osnovnih nihajnih časov slojevitih tal brez upoštevanja nelinearnosti v zemljini in z njim,
- izračun odziva na vrhu kateregakoli sloja v sistemu: akcelrogram, maksimalni pospešek, pripadajoči spekter pospeška, hitrosti in pomikov z izbranim dušenjem v konstrukciji ter fouriejev spekter amplitud,
- poda amplifikacijsko funkcijo, kot normo prenosne funkcije, med poljubnima dvema slojema,
- izračun časovnega poteka deformacij in napetosti na sredi kateregakoli sloja, kot tudi njihove maksimalne vrednosti.

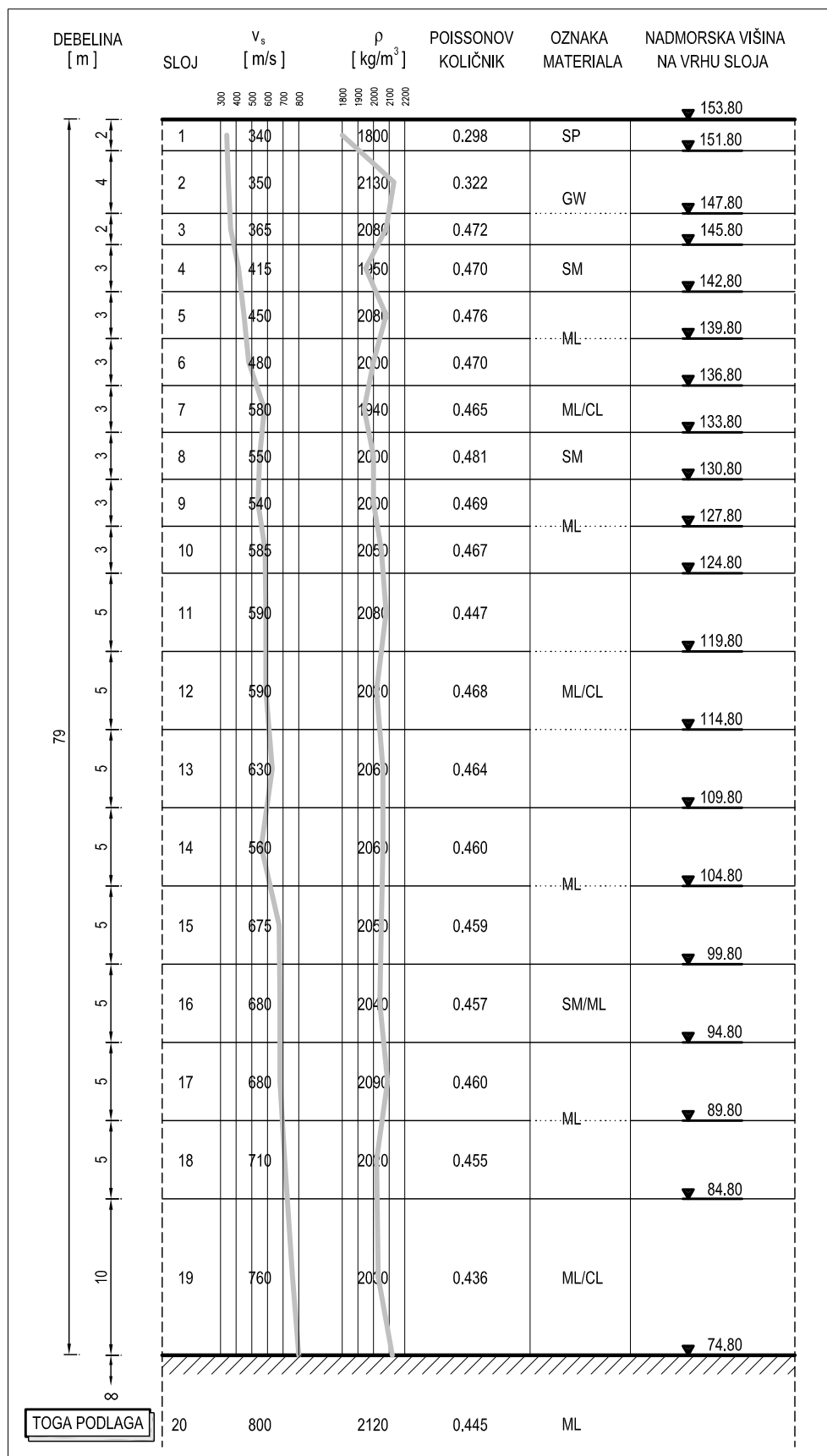
3.2. PODATKI O TERENU

IZIIS (Inštitut za potresno inženirstvo in inženirsko seizmologijo) iz Skopja je v letih za 1971-1974 za fazo projektiranja NEK-a opravil terenske in laboratorijske geotehnične preiskave. S pomočjo terenskih preiskav, kjer sta bili uporabljeni metodi refrakcije in cross-hole metoda, je bila določena geometrija slojev ter hitrost strižnega valovanja, Poissonov količnik, dinamični moduli elastičnosti in strižni modul za vsak sloj posebej. Z laboratorijskimi preiskavami pa je bila še dokončno izbrana krivulja deformacijske odvisnosti strižnega modula in koeficienta dušenja.

Refrakcijska metoda in Cross hole metoda sta geofizikalni preiskavi, ki izvajata meritve pri majhnih deformacijah ($< 10^{-3}$ %), kjer se zemljina še nahaja v linearno elastičnem območju in temeljita na teoriji valovanja v elastičnem mediju. Ponavadi imamo vedno izvor pulza valovanja, katerega potovalni čas merimo na sprejemniku znane oddaljenosti. Tip izvora energije določa vrsto valovanja, katerega hitrost merimo. V večini dinamičnih problemov v zemljini nas zanimajo predvsem strižni modul in hitrost strižnega valovanja, zato je zelo pomembno, da izvor predstavlja bogat vir strižne energije. Primer za to je horizontalen udarec kladiva po deski, ki je nekako pritrjena na tla. Tedaj se bodo v smeri pravokotno na os izvora širili samo SH valovi.

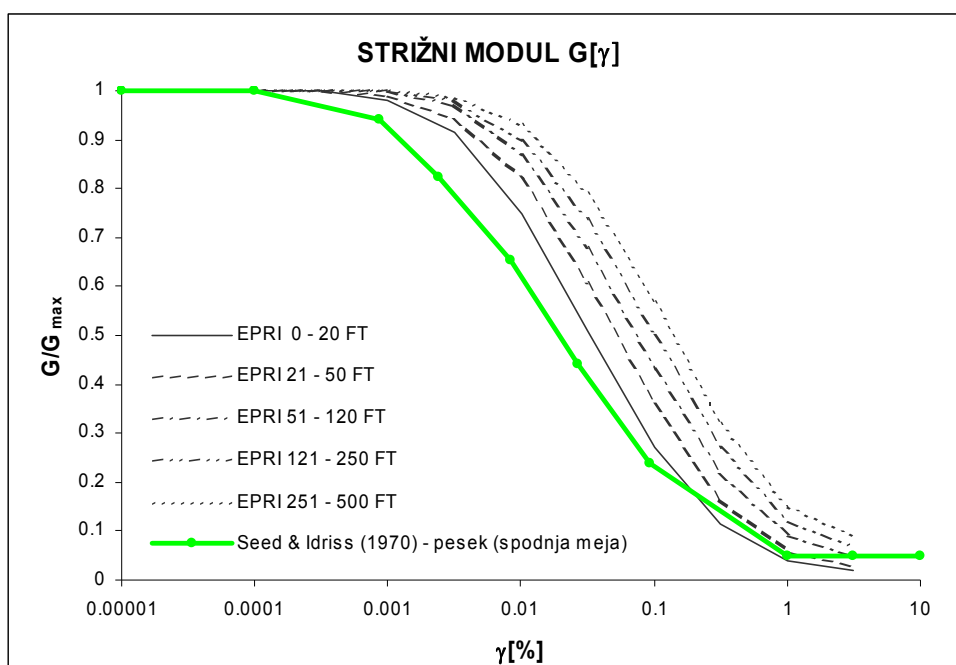
Metoda refrakcije je preiskava, ki skuša čim natančneje izmeriti čase prihodov S valov, ki so nastali kot posledica površinskega izvora. Valovi potujejo skozi slojevito zemljino ter se pri tem na mejnicah med različnimi sloji zemljin lomijo in odbijajo v odvisnosti od razlike v togosti med zemljinama v skladu z lomnim zakonom. Prihod direktnih, odbitih in tudi lomljenih valov zaznamo s sprejemniki, ki so v premici razporejeni na površini. Hitrost valovanja in debelino vsakega sloja je mogoče izračunati dokler hitrosti valovanja naraščajo z globino. V primeru ko imamo sloj zemljine z manjšo hitrostjo strižnega valovanja, ki leži pod slojem zemljine z višjo hitrostjo strižnega valovanja, le ta ne bo opažen, bo pa pokvaril rezultate v smislu večjih izračunanih globin mejnic med sloji.

Cross-hole metoda zahteva dve vrtini. V eni izmed njiju je impulzni izvor energije, v drugi pa sprejemnik. Ko fiksiramo oba inštrumenta na isti globini v vsaki vrtini, se izmeri hitrost valovanja v materialu med vrtinama v tej globini. Z meritvami v različnih globinah dobimo profil slojevitih tal, kjer je vsak sloj definiran s hitrostjo valovanja. Tak enostaven postopek deluje seveda le v primeru, ko so mejnice med sloji več ali manj horizontalne. Tedaj je mogoče odkriti tudi sloje, ki jih refrakcijska metoda ni zaznala. Merjenje padca v amplitudi valovanja, ki pa zahteva vsaj tri vrtine, pa omogoči tudi merjenje koeficienta materialnega dušenja.

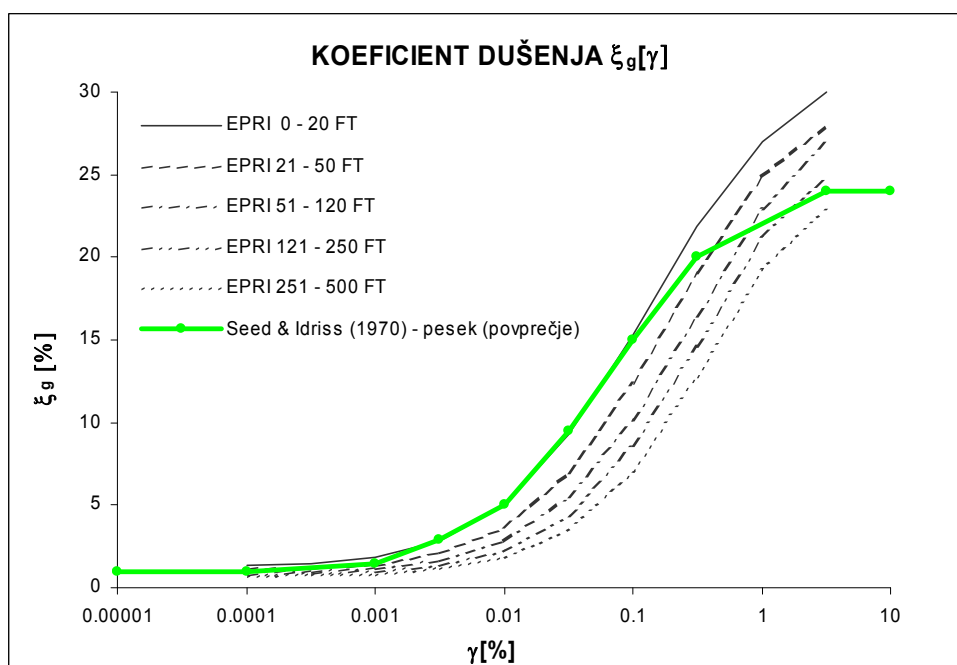


Slika 3.1: Obravnavani profil zemljine za lokacijo NEK- in matematični model za SHAKE91.

Toga (skalnata) podlaga je definirana s slojem zemljine, katerega $v_s > 800\text{m/s}$ (Tabela 2.1). Na območju NEK-a je obravnavan profil zemljine debeline 79m iz 19 različnih slojev nad togo podlago.



(a)



(b)

Slika 3.2: Odnos strižnega modula (a) in koeficienta dušenja (b) z deformacijami pri obeh modelih zemljine, Seed – Idriss in EPRI, ki sta se uporabila v analizi odziva tal.

Da bi v analizo vključili tudi statistično nezanesljivost rezultatov geotehničnih preiskav, smo sledili smernicam ameriške agencije za varovanje okolja. Predpostavljajo zelo veliko razpršenost pri merjenju strižnega modula zemljine, za katerega podajajo koeficient variacije 0.5. Iz analitične zveze med strižnim modulom in hitrostjo strižnega valovanja (enačba 2.3) ter po grobi oceni velikostnega reda deformacij dobimo, da tedaj hitrosti strižnega valovanja ustreza koeficient variacije 0.25. Hitrost strižnega valovanja pa je v našem primeru vhodni podatek za SHAKE91 Tako smo v analizo vključili poleg srednje vrednosti hitrosti strižnega valovanja tudi variante, kjer smo hitrost strižnega valovanja v vseh slojih zemljine zmanjšali oziroma povečali za 25%. S tem smo spremenili osnovni nihajni čas plasti zemljine nad togo podlago in impedančno razmerje slojevitih tal proti skalnati podlagi.

Za analizo odziva tal potrebujemo tudi deformacijsko odvisnost strižnega modula in koeficienta dušenja. IZIIS je za pridobitev teh podatkov izvedel preiskave le na nekaj odvzetih vzorcih. Rezultati preiskav so bili zelo blizu krivuljam, ki sta jih je podala Seed in Idriss za peske, zato so bile te tudi privzete kot ekvivalentno linearen model za vse sloje zemljin. Seed - Idrissove krivulje za peske se tudi zelo ujemajo s krivuljami strižnega modula in koeficienta dušenja v odvisnosti od deformacij, ki sta jih podala Vučetić in Dobry za drobnozrnate zemljine z indeksom plastičnosti $IP=0$ (Slika 2.4). Odločitev IZIIS-a potrjuje tudi dejstvo, da na območju NEK-a v zgornjih 10m prevladujejo peski, ki nato prehajajo v nizkoplastične drobnozrnate zemljine s primesmi peska, kar se vidi iz profila slojevitih tal (Slika 3.1).

Pri zemljinah z nizkim indeksom plastičnosti imajo na redukcijsko krivuljo strižnega modula in na odvisnost koeficienta dušenja od deformacij velik vpliv efektivni tlaki. Efektivni tlaki se povečujejo z globino. Materialom v globljih slojih strižni modul počasneje pada z deformacijami, so bolj togi in imajo manj nelinearnega vpliva. Zato smo kot še eno možnost za ekvivalentno linearen model zemljine v analizi upoštevali krivulji deformacijske odvisnosti strižnega modula in koeficienta dušenja, ki se spreminjata z globino in jih je v svojih poročilih predlagal EPRI (Electrical Power Research Institute, 1993).

3.3. PODATKI O OBTEŽBI

Naš cilj je spekter enotne potresne nevarnosti na skali na površini spremeniti tako, da bi zajeli tudi vpliv lokalnih karakteristik tal, in bi dobili spekter enotne potresne nevarnosti prostih tal na površju. Torej bi morali z analizo potresnega odziva tal za vsako periodo nihanja tal izračunati, za koliko se njena amplituda ojača oziroma oslabi zaradi potovanja skozi slojevita tla. Obtežbo predstavlja spekter enotne potresne nevarnosti na skali na površini, ki ustreza

izbrani povratni dobi. Programsko orodje, SHAKE91, ki ga uporabljamo v te namene, pa zahteva kot vreden podatek dinamično obtežbo v obliki akceleroograma.

Problem nastane pri izbiri akceleroogramov, ki bi ustrezali spektru enotne potresne nevarnosti. Pravzaprav je to nerešljiva naloga, ker spekter enotne potresne nevarnosti v resnici niti ne predstavlja enega samega obstoječega potresnega izvora, ampak kombinacijo vseh možnih izvorov, ki ogrožajo določeno lokacijo.

Možen izbor akceleroogramov močno zoži pogoj, da morajo biti njihove registracije dobljene na skalnatih tleh. Drugače bi morali poznati še geometrijo in materialne karakteristike slojevitih tal na mestu registracije in se soočiti še z dodatnim vnašanjem nezanesljivosti vhodnih podatkih v samo analizo.

Omejili smo se le na Evropsko potresno bazo, da bi akceleroگرامi čim boljše odražali seizmotektoniko obravnavanega področja. Izpuščeni so bili kratki visoko frekvenčni (prevladujoče frekvence so 11 – 12Hz) akceleroagrami z razmeroma visokimi maksimalnimi pospeški in majhno intenziteto. To je značilnost registracij šibkih potresov, ki so posnete zelo blizu epicentra. Ker sprostijo premalo energije, jih masivna konstrukcija, kot je NEK, komajda občuti. Na voljo je ostalo le še 6 akceleroagramov (Tabela 3.1) iz dveh različnih potresov. Iz vsakega registracijskega mesta je bil uporabljen zapis v obeh horizontalnih smereh.

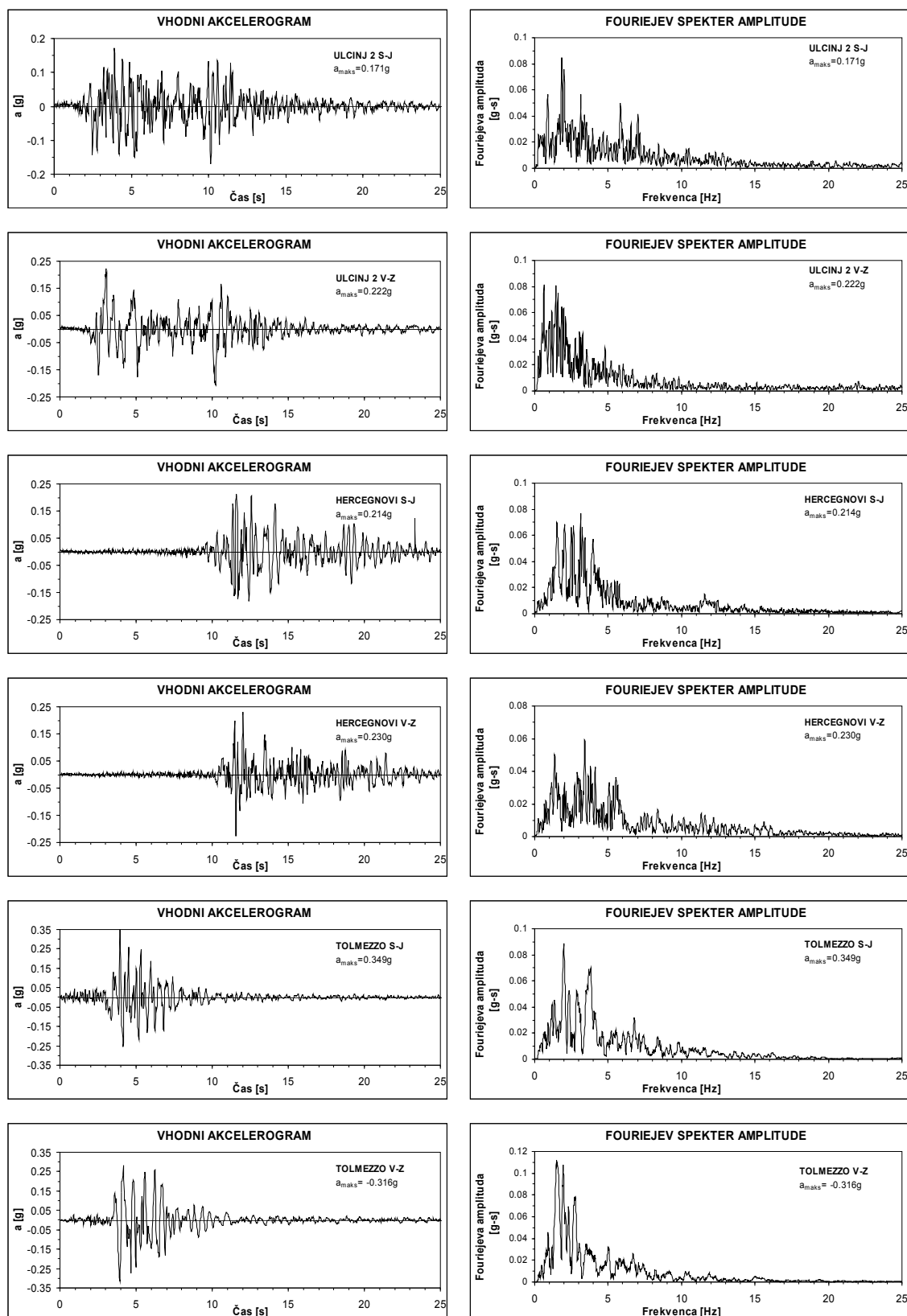
Registracije Črnogorskega (Ulcinj 2, Hercegnovi) potresa imajo značilnosti potresa z daljšim trajanjem gibanja tal s prevladujočimi srednjimi nihajnimi časi. Registraciji dobljeni v Tolmezzu sta zelo značilni za potrese v Furlaniji. Taki potresi so tudi najbolj podobni potresom, ki jih pričakujemo v Sloveniji.

POTRES	MAGNITUDA	REGISTRACIJA		ODDALJENOST registracije od epicentra [km]	MAKSIMALNI POSPEŠEK TAL [g]
ČRNA GORA 1979	7	ULCINJ 2	NS	13	0.17
			EW		0.22
		HERCEGNOVI	NS	65	0.21
			EW		0.23
FURLANIJA 11.5.1976	6.3	TOLMEZZO	NS	24	0.35
			EW		0.32

Tabela 3.1: Akceleroagrami uporabljeni v analizi.

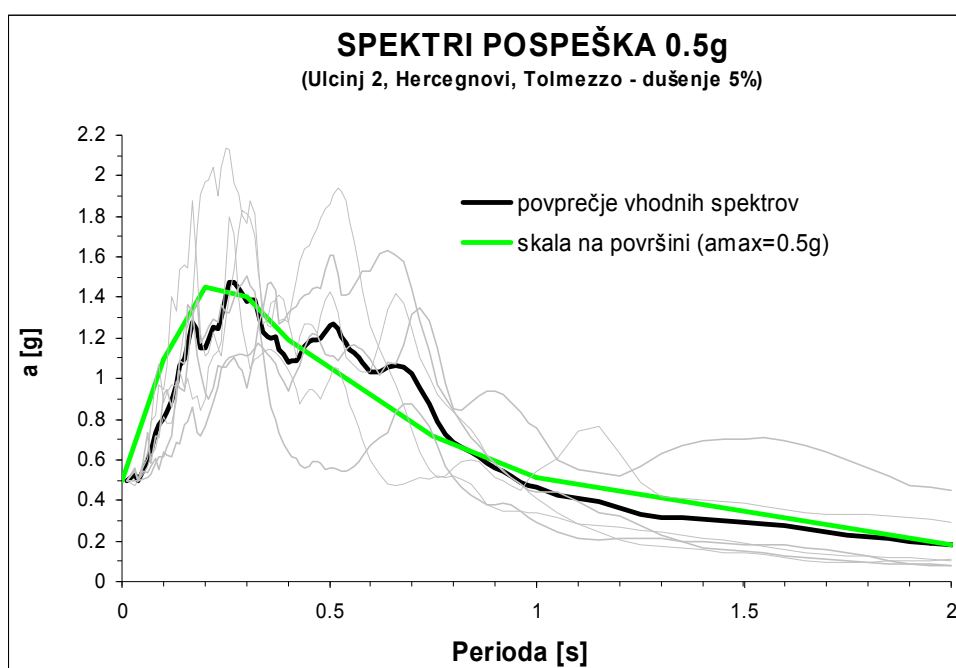
Vsi akceleroagrami so bili normirani na dva različna maksimalna pospeška tal:

- 0.315g, ki približno ustreza potresu z 1000 letno povratno dobo,
- 0.5g, ki približno ustreza potresu z 10 000 letno povratno dobo in predstavlja nivo SSE za NEK.



Slika 3.3: Akceleroگرامi in njihovi Fourierjevi spektri amplitud uporabljeni kot vhodno gibanje tal v programu SHAKE91.

Iz teorije vemo, da na rezultate analize potresnega odziva tal zaradi ekvivalentno linearnega pristopa ne vplivata samo geometrija in materialne karakteristike slojevitih tal, ampak tudi potresna obtežba, ki določa velikost strižnih deformacij. Pri potresni obtežbi sta pomembna tako maksimalni pospešek kot njen frekvenčni sestav. Vpliv variacij v maksimalnih pospeških je zajet z različnim normiranjem akceleroگرامov, vpliv različnega frekvenčnega sestava pa ni obravnavan. Z naslednjo primerjavo (Slika 3.4) med povprečji spektrov pospeška vhodnih akceleroگرامov in spektrom enotne potresne nevarnosti lahko le zadovoljno ugotovimo, da so z izbranimi akceleroگرامi posamezne aktualne frekvence (nihajni časi) zajete v zadostni meri.



Slika 3.4: Primerjava med povprečjem vhodnih spektrov pospeška pri 0.5g in spektrom enotne potresne nevarnosti za skalo na površini za 10 000 letno povratno dobo (5% dušenje).

3.4. REZULTATI

Rezultati računa, ki jih da SHAKE91, in različne kombinacije variacij v vhodnih podatkih omogočajo precej obsežno analizo vpliva lokalnih karakteristik zemljine na odziv tal zaradi potresa.

Izhodni rezultati programa SHAKE91 so podani v obliki:

- spektrov pospeškov (za vse izračunane spektre odziva je upoštevano 5% dušenje v konstrukciji),
- razmerij med izračunanim spektrom in vhodnim spektrom,
- grafov spreminjanja maksimalnega pospeška po slojih zemljine z globino nad togo podlago,

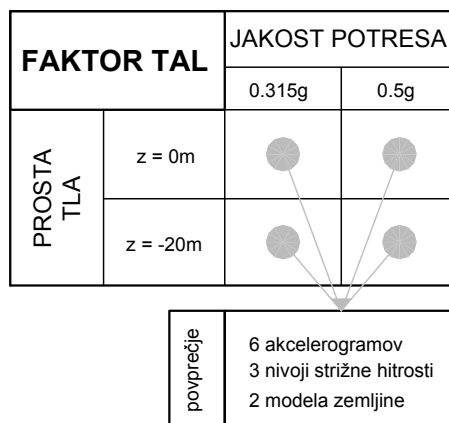
ob naslednji kombinaciji vhodnih podatkov:

- različne jakosti gibanja tal, t.j. normiranje vhodnih akceleroگرامov na 0.315g in 0.5g,
- za prosta tla, na površini ($z = 0$) in v nivoju temeljev NEK-a ($z = -20m$).

Pri izpeljavi enačb odziva tal pri harmonični obtežbi, ima koordinata z v smeri večje globine sloja pozitivno vrednost, kar je tudi v geotehničnem smislu običajna definicija. V nadaljevanju bomo navkljub temu uporabljali za določeno globino prostih tal negativno vrednost. Ohraniti želimo inženirski občutek, da gre to za območje pod površjem prostih tal

Raztros rezultatov povzročijo naslednje variacije v vhodnih podatkih:

- 6 akceleroگرامov, to so registracije v obeh horizontalnih smereh (sever–jug in vzhod–zahod) v Ulcinju 2, Hercegnovi in Tolmezzu.
- Upoštevanje statistične nezanesljivosti meritev hitrosti strižnega valovanja, tako da se račun izvaja pri $v_s(1-0.25)$, v_s in $v_s(1+0.25)$.
- 2 modela deformacijske odvisnosti strižnega modula in koeficienta dušenja, to sta model Seed – Idriss za peske in EPRI model, kjer so krivulje odvisne še od globine zaradi upoštevanja efektivnih tlakov v zemljini.



Slika 3.5: Shema rezultatov za faktor tal pri spremenljivih parametrih.

Vodilni rezultat je *faktor tal*, ki je definiran kot razmerje med izračunanim spektrom in vhodnim spektrom. Odvisen je od frekvence (nihajnega časa), jakosti gibanja tal in globine temeljenja ($z = 0$ in $z = -20m$). Podan je v smislu najboljše ocene kot povprečje vseh variacij vhodnih podatkov (36 analiz) in ne kot ovojnica rezultatov ali kakšna druga izbrana zgornja fraktila, kar bi nam dalo preveč konservativne rezultate.

Dodatno je narejena natančnejša analiza vpliva jakosti gibanja tal na maksimalni pospešek prostih tal, na površini in v globini temeljev, oziroma na faktor tal pri $T = 0s$. Akceleroگرامi so bili normirani še na preostali razpon pospeškov 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0g, vendar brez variacije strižne hitrosti.

Za kontrolo rezultatov so bili faktorji tal izračunani čisto neodvisno od programa SHAKE91 z atenuacijskimi enačbami Sabetta-Pugliese in z razmerjem EC8 spektrov.

3.4.1. VPLIV VARIACIJE VHODNIH PODATKOV

Večina vplivov se spreminja v odvisnosti od frekvence oziroma periode. V spektru odziva v grobem ločimo območje kratkih in srednje dolgih period. Območje kratkih period sega od 0.1s – 0.5s, kar v ustreza visokim frekvencam od 10Hz – 2Hz. Območje srednje dolgih period pa s prekrivanjem od 0.4s – 2.0s, kar ustreza nizkim frekvencam od 2.5Hz – 0.5Hz. Razlike v odzivu tal pri posameznih akceleroگرامih so posledica različnega frekvenčnega sestava obremenitve in dajo zelo velik raztros rezultatov. Da bi ohranili transparentnost ostalih vplivov, smo razlike v variaciji začetne vrednosti strižne hitrosti opazovali na povprečju analiz s 6 akceleroگرامi, razlike v uporabi dveh različnih modelov zemljine pa na povprečju analiz s tremi različnimi začetnimi vrednostmi hitrosti strižnega valovanja in 6 akceleroگرامov.

3.4.1.1. Vpliv hitrosti strižnega valovanja

Zemljine z nižjimi vrednostmi hitrosti strižnega valovanja pripadajo mehkejšim tlem. Nižje vrednosti hitrosti strižnega valovanja pomikajo maksimume amplifikacij k nižjim frekvencam oziroma daljšim periodam (Slika 2.8). To se odraža tudi v daljšem lastnem nihajnem času slojev zemljine (en. 2.28), kjer so amplifikacije najvišje. Če ta ne sovпада s prevladujočimi periodami v vhodnem gibanju, se spremeni frekvenčni sestav v odzivu gibanja tal glede na vhodno gibanje tal. Če pa se te periode ujemajo, pride do resonance in bistveno

večjih vrednosti pospeškov v njihovem območju, prevladujoče frekvence izhodnega gibanja pa se ujemajo s prevladujočimi frekvencami vhodnega gibanja.

V *spektru pospeškov* so spektralni pospeški pri nižjih hitrostih strižnega valovanja v območju kratkih period manjši, po drugi strani pa so v območju srednje dolgih period večji glede na rezultate analiz pri višji vrednostih strižne hitrosti (Slika 3.6, Slika 3.7).

To nam potrjujejo tudi grafi *razmerij med izračunanimi spektri in vhodnimi spektri* (Slika 3.8, Slika 3.9), ki so po definiciji *faktor tal*. Pri nižjih hitrostih strižnega valovanja so manjše amplifikacije v območju kratkih period in večje amplifikacije v območju srednje dolgih period kot pri višjih hitrostih strižnega valovanja.

hitrost strižnega valovanja	Lastne periode plasti zemljine nad togo podlago [s]				začetni podatki
	upoštevanje nelinearnosti v zemljini				
	Ulcinj 2, Hercegnovi, Tolmezzo				
	Seed-Idriss		EPRI		
	0.315g	0.5g	0.315g	0.5g	
$v_s(1-0.25)$	1.190	1.358	0.857	0.937	0.71
v_s	0.825	0.937	0.593	0.653	0.53
$v_s(1+0.25)$	0.613	0.698	0.467	0.493	0.43

Tabela 3.2: Lastne periode slojevitih tal nad togo podlago v odvisnosti od variacije hitrosti strižnega valovanja in modela zemljine pri dveh jakostih potresa 0.315g in 0.5g.

hitrost strižnega valovanja	[Razmerje med spektri pospeškov na površini in vhodnimi spektri] _{maks}			
	Ulcinj 2, Hercegnovi, Tolmezzo			
	Seed-Idriss		EPRI	
	0.315g	0.5g	0.315g	0.5g
	$v_s(1-0.25)$	1.693	1.655	1.599
v_s	1.637	1.673	1.547	1.593
$v_s(1+0.25)$	1.625	1.648	1.520	1.551

Tabela 3.3: Maksimalne vrednosti razmerja med spektri pospeškov na površini prostih tal in vhodnimi spektri v odvisnosti od variacije hitrosti strižnega valovanja in modela zemljine pri dveh jakostih potresa 0.315g in 0.5g.

Maksimalne vrednosti faktorja tal se pojavljajo v območju osnovnih nihajnih časov slojevitih tal. Velikosti maksimalnih vrednosti so odvisne od impedančnega razmerja in materialnega dušenja (poglavje 2.3.1.1). Večajo se z manjšim impedančnim razmerjem in manjšim dušenjem. Manjše impedančno razmerje dobimo z nižjimi hitrostmi strižnega valovanja zemljine ob enaki strižni hitrosti skalnate podlage. Velikosti maksimalnih vrednosti torej rastejo z mehkejšimi zemljinami (Tabela 3.3), vendar so pri takšnem razponu variranja

hitrosti strižnega valovanja razlike med njimi zelo majhne. Večji vpliv na spektralne pospeške ima predvsem perioda, pri kateri se ti maksimumi pojavijo. Z večanjem strižne hitrosti nam pada osnovni nihajni čas sistema slojevitih tal. V našem primeru se zato z maksimumi amplifikacij začnemo približevati platoju maksimumov v spektru pospeška vhodnega gibanja ($0.17s - 0.7s$).

Obnašanje v območju kratkih period vpliva tudi na *maksimalne pospeške prostih tal*. To so maksimalne vrednosti v akceleroogramu, ki je pripotoval do površja, oziroma vrednost pri $T = 0s$ v spektru pospeškov izhodnega gibanja. Razmerje med maksimalnim pospeškom prostih tal in maksimalnim pospeškom tal skale na površju (vhodnega gibanja) je po definiciji *faktor tal* pri $T = 0s$. Čim manjše so hitrosti strižnega valovanja, tem manjše so amplifikacije maksimalnega pospeška tal (Tabela 3.4).

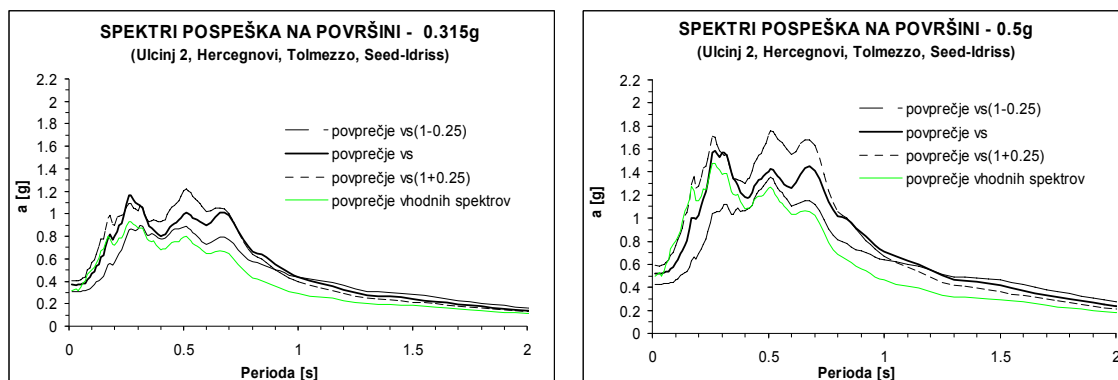
hitrost strižnega valovanja	Faktor tal ($T=0s$)			
	[a_{maks} izračunan na površini/ a_{maks} vhodnega gibanja tal]			
	Ulcinj 2, Hercegnovi, Tolmezzo			
	Seed-Idriss		EPRI	
	0.315g	0.5g	0.315g	0.5g
$v_s(1-0.25)$	0.970	0.854	1.307	1.235
v_s	1.171	1.045	1.363	1.354
$v_s(1+0.25)$	1.286	1.181	1.377	1.410

Tabela 3.4: Amplifikacije maksimalnega pospeška tal na površini prostih tal.

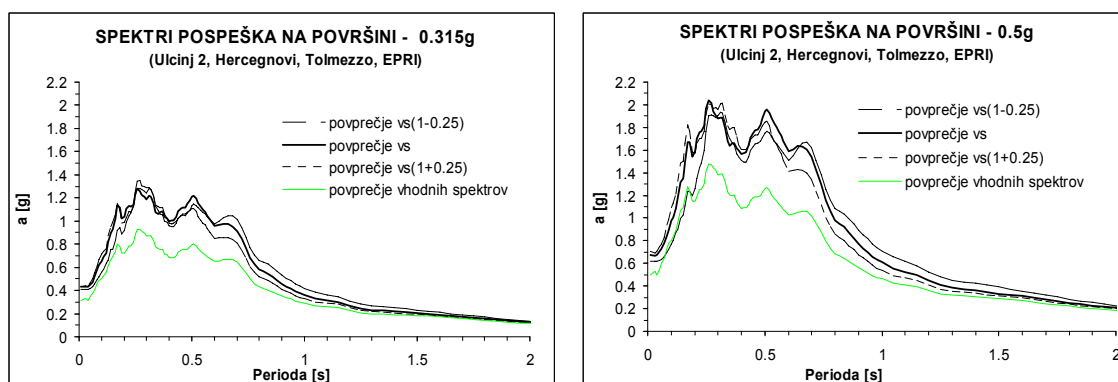
hitrost strižnega valovanja	Faktor tal ($T=0s$)			
	[a_{maks} izračunan na nivoju temeljev/ a_{maks} vhodnega gibanja tal]			
	Ulcinj 2, Hercegnovi, Tolmezzo			
	Seed-Idriss		EPRI	
	0.315g	0.5g	0.315g	0.5g
$v_s(1-0.25)$	0.599	0.542	0.783	0.739
v_s	0.771	0.683	0.939	0.914
$v_s(1+0.25)$	0.948	0.863	0.991	0.993

Tabela 3.5: Amplifikacije maksimalnega pospeška tal v globini temeljev prostih tal.

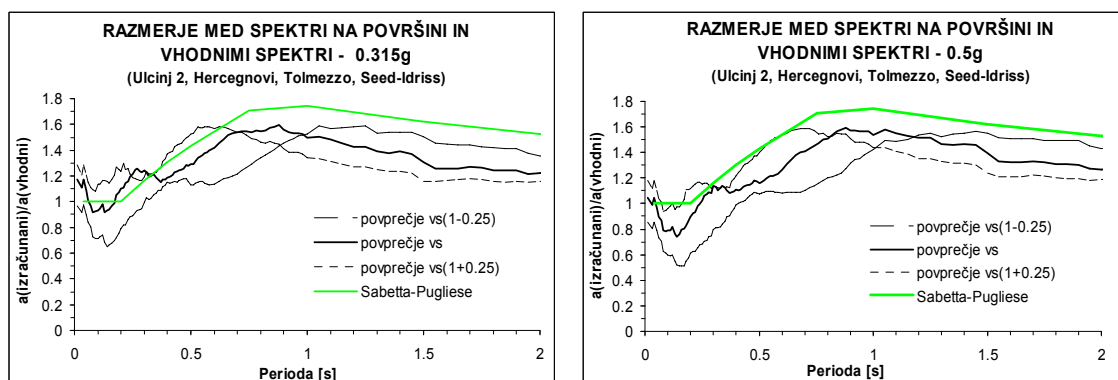
Maksimalni pospeški na vrhu posameznih slojev se z globino manjšajo (Slika 3.10, Slika 3.11). V območju temeljev ($z = -20m$) se to padanje umiri in porazgubi vpliv različnih nivojev strižne hitrosti. Zato je smiselno pogledati, kaj se dogaja v globini temeljev. Nižje vrednosti strižnega valovanja imajo po celi globini manjše vrednosti maksimalnih pospeškov, zato je vpliv variiranja strižne hitrosti tudi na $z = -20m$ podoben. Ne moremo pa spregledati ugodnega dejstva, da so amplifikacije (Tabela 3.5) maksimalnega pospeška tal v nivoju temeljev vedno manjše od 1 neodvisno od različnih vhodnih podatkov.



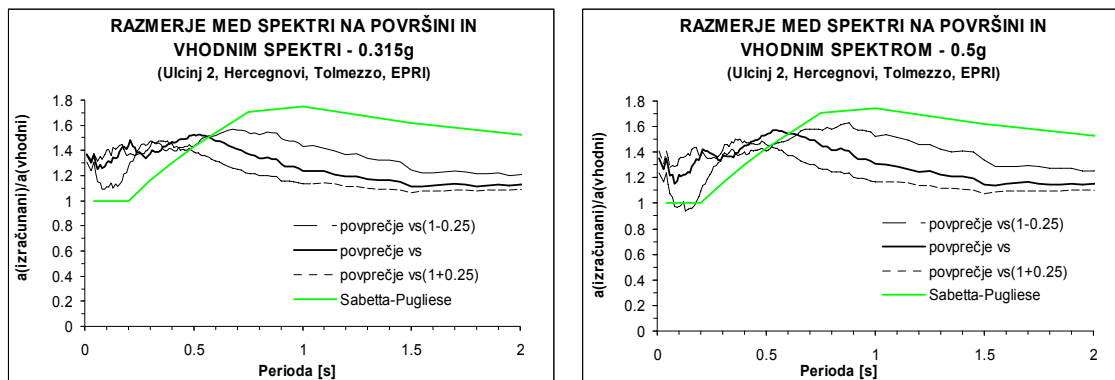
Slika 3.6: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Spektri pospeška na površini za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami za model zemljine po Seed-Idrissu.



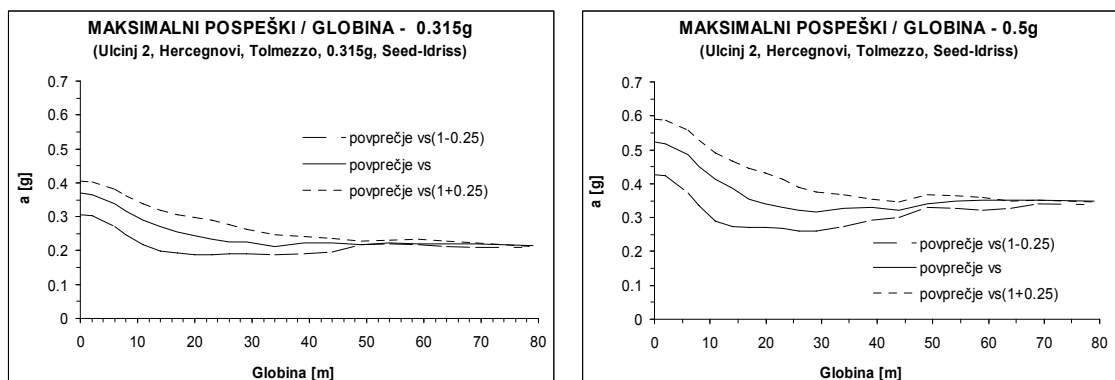
Slika 3.7: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Spektri pospeška za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami za model zemljine po EPRIju.



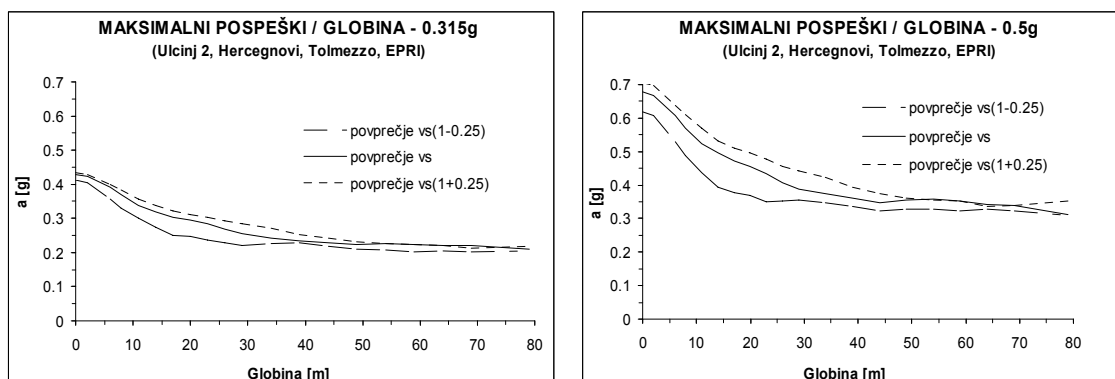
Slika 3.8: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Razmerje spektrov pospeška na površini in vhodnimi spektri za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami za model zemljine po Seed-Idrissu.



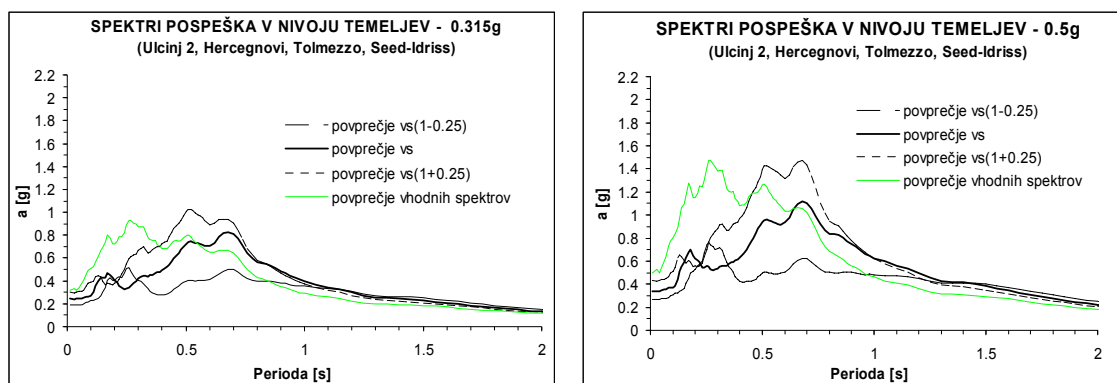
Slika 3.9: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Razmerje spektrov pospeška na površini in vhodnimi spektri za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi za model zemljine po EPRIju.



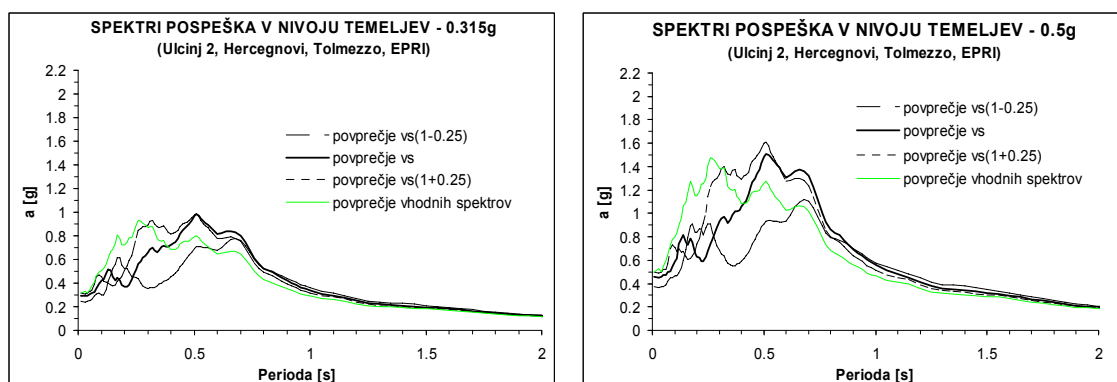
Slika 3.10: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Odvisnost maksimalnih pospeškov na vrhu slojev od globine za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi za model zemljine po Seed-Idrissu.



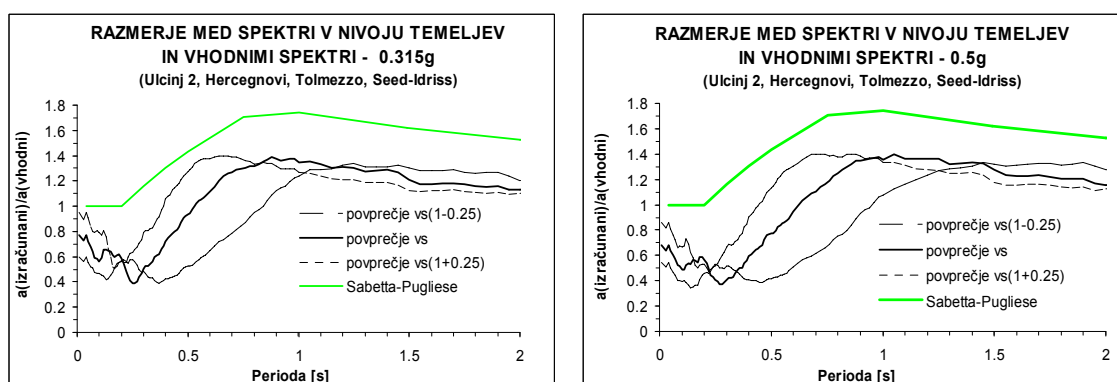
Slika 3.11: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Odvisnost maksimalnih pospeškov na vrhu slojev od globine za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akceleroagrami za model zemljine po EPRIju.



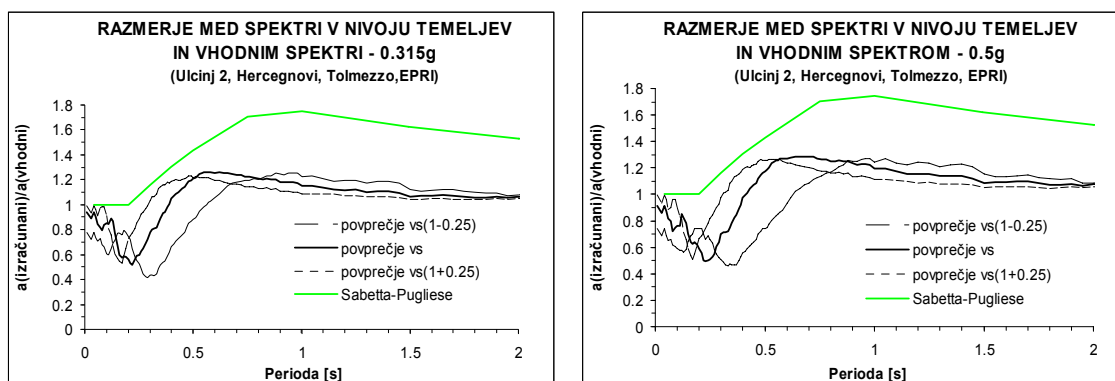
Slika 3.12: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Razmerje spektrov pospeška v nivoju temeljev in vhodnimi spektri za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami za model zemljine po Seed-Idrissu.



Slika 3.13: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Spektri pospeška v nivoju temeljev za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami za model zemljine po EPRIju.



Slika 3.14: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Razmerje spektrov pospeška v nivoju temeljev in vhodnimi spektri za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami za model zemljine po Seed-Idrissu.



Slika 3.15: Vpliv spreminjanja strižne hitrosti. Razmerje spektrov pospeška v nivoju temeljev in vhodnimi spektri za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi za model zemljine po EPRIju.

3.4.1.2. Vpliv oblike deformacijskih krivulj

Razlika med Seed-Idrissovim in EPRI modelom zemljine je v deformacijah, ko zemljina preide iz linearnega v nelinearno elastično obnašanje. Če je Seed-Idrissov model izrazito nelinearen, kjer pride do tega prehoda že pri deformacijah 10^{-4} %, znaša ta vrednost pri EPRI modelu pri deformacijah 10^{-3} % in se še povečuje z globino. Pri isti začetni vrednosti strižne hitrosti in pri isti deformaciji pri EPRI modelu računamo z večjimi vrednostmi strižne hitrosti. Prvi vpliv oblike deformacijske krivulje bo podoben kot pri spreminjanju začetne vrednosti strižne hitrosti. Drugi vpliv pa je posledica nižjega materialnega dušenja pri bolj linearnem modelu, kar poveča amplifikacije pri višjih frekvencah oziroma kratkih periodah. Torej večje strižne hitrosti in nižje materialno dušenje pri EPRI modelu predstavljajo kar dvojen prispevek k večjim amplifikacijam v območju kratkih period v primerjavi z Seed-Idrissovim modelom zemljine. To bomo opazili na slikah *razmerja med izračunanimi in vhodnimi spektri* (Slika 3.17).

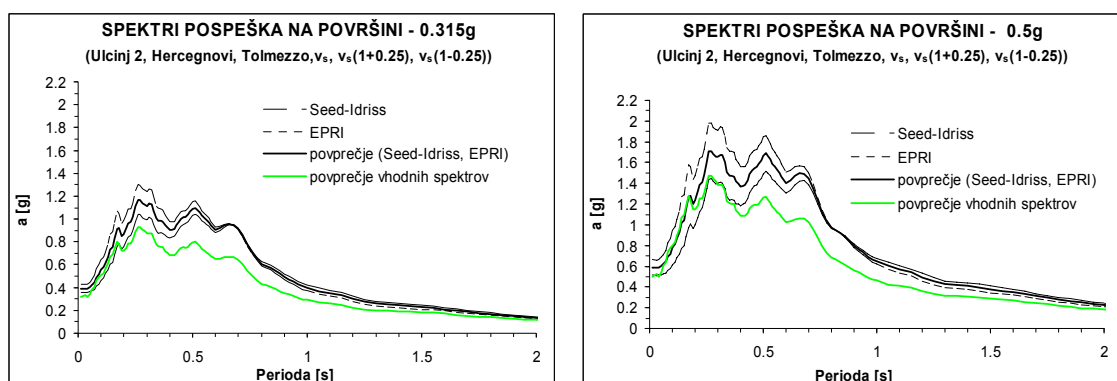
Sedaj pa pogledjmo situacijo še v luči frekvenčnega sestava obtežbe in lastnih nihajnih časov slojevitih tal (Tabela 3.2). Ker manjši nelinearni vplivi pri EPRI modelu dajo večje vrednosti strižne hitrosti, je lastni nihajni časi sistema slojevitih tal nižji in celo bolj sovпада s platojem maksimumov v povprečju vhodnih spektrov (0.17s – 0.7s). V tem smislu je EPRI model zaradi resonance z vhodno obtežbo zopet bolj neugoden kot Seed-Idrissov model zemljine.

V *spektru pospeškov* se oba vpliva kažeta z višjimi vrednostmi spektralnih pospeškov pri EPRI modelu za razliko od Seed-Idrissovega modela zemljine v območju kratkih period in v območju platoja maksimumov v povprečju vhodnih spektrov.

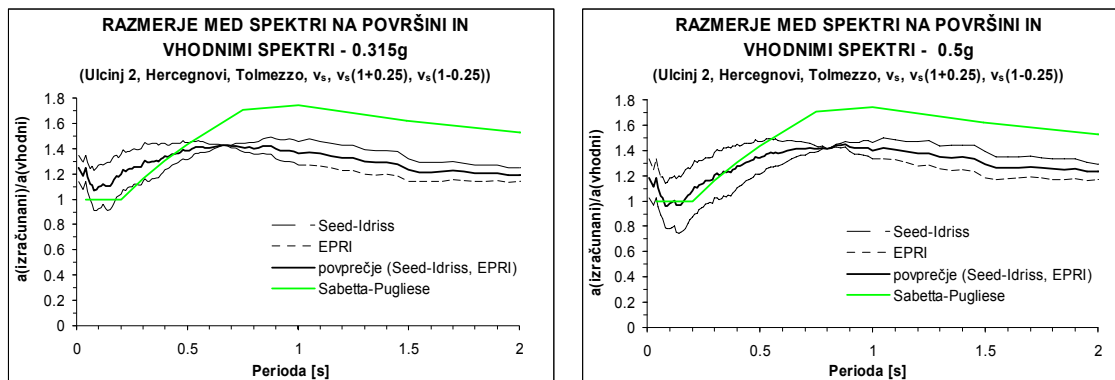
Na *maksimalne vrednosti razmerja med izračunanimi in vhodnimi spektri* delujeta dva nasprotujoča vpliva. Višje strižne hitrosti dajo višje vrednosti impedančnega razmerja in manjše maksimume, v nasprotju z manjšim materialnim dušenjem, ki se odraža v večjih maksimumih. EPRI model se ponaša z višjimi strižnimi hitrostmi in manjšim materialnim dušenjem od modela Seed-Idriss. Ker ima EPRI model nižje vrednosti maksimumov (Tabela 3.3) od Seed-Idrissovega modela, je torej prevladal vpliv višjih strižnih hitrosti. Impedančno razmerje vpliva na velikost maksimumov amplifikacij vzdolž celotnega frekvenčnega območja enako (Slika 2.10), vpliv materialnega dušenja pa se z višjimi frekvencami povečuje (Slika 2.8). To predstavlja dodaten argument, da ima impedančno razmerje večji vpliv na maksimalno vrednost amplifikacij od materialnega dušenja. Razjasniti moramo, da je impedančno razmerje odvisno od strižne hitrosti skalnate podlage in strižne hitrosti slojev zemljin nad njo. Vendar SHAKE91 upošteva elastičnost skalnate podlage, ne pa njenih nelinearnih lastnosti. Navkljub strižnim deformacijam so strižne hitrosti skalnate podlage konstantne in impedančno razmerje pada le zaradi padanja hitrosti strižnega valovanja slojev zemljine nad njo.

Razmerje med maksimalnim pospeškom prostih tal in maksimalnim pospeškom vhodnega gibanja je pri EPRI modelu višje kot pri Seed-Idrissovem modelu. To je območje, ko gredo periode proti nič, zato tudi pri $T = 0s$ relacije iz podobnih vzrokov ostanejo enake kot v območju kratkih period (Tabela 3.4).

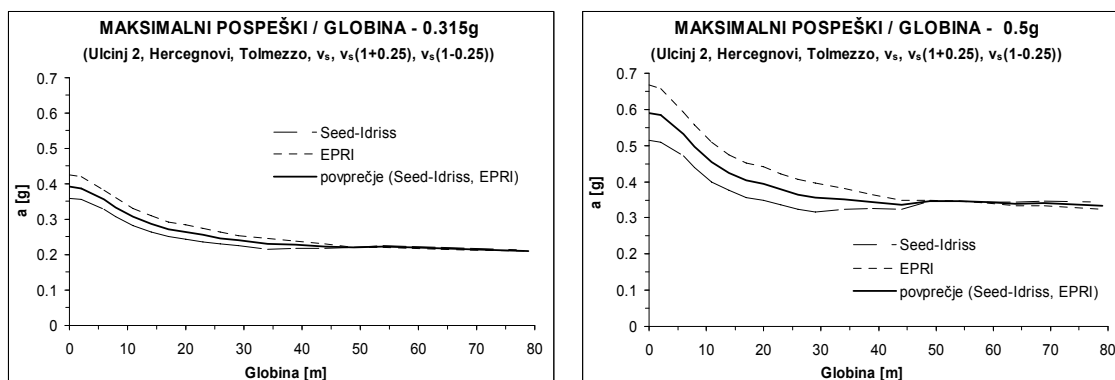
Maksimalni pospeški so vzdolž celotne globine pri EPRI modelu višje kot pri Seed-Idrissovem modelu zemljine. Zato je tudi razlika v vplivih med obema modeloma zemljine na globini $z = -20m$ podobna kot na površini prostih tal.



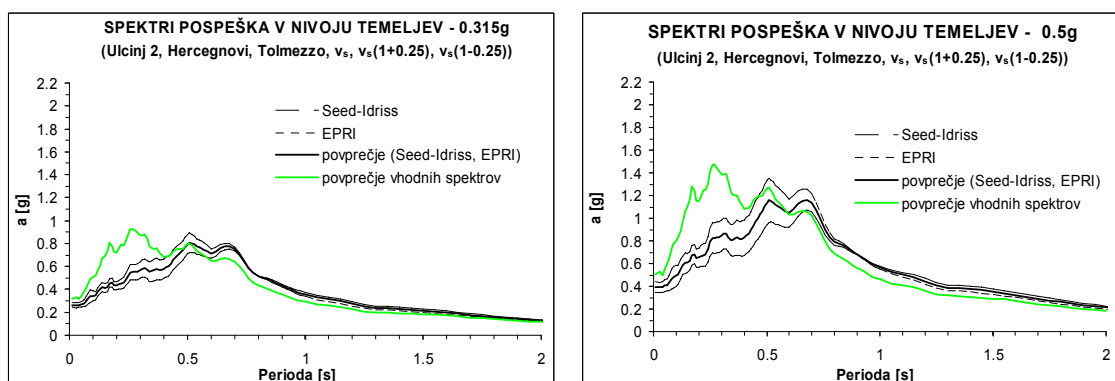
Slika 3.16: Vpliv modela zemljine. Spektri pospeška na površini za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami ter 3 variacijami strižne hitrosti.



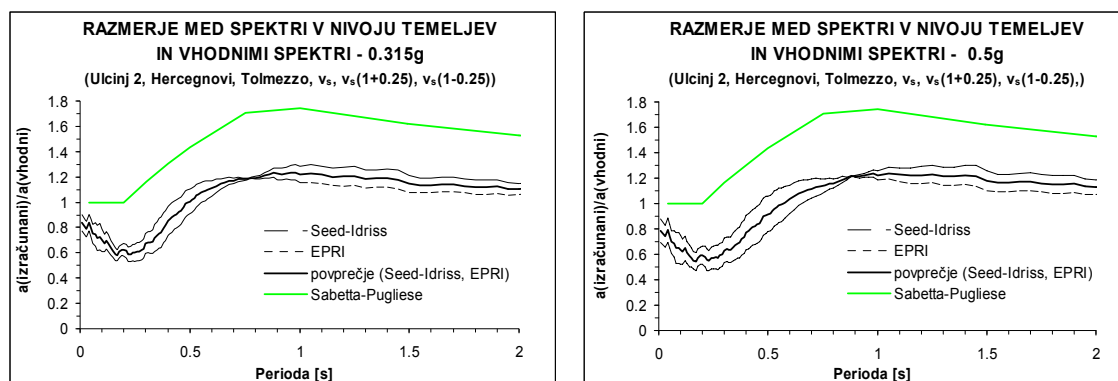
Slika 3.17: Vpliv modela zemljine. Razmerje spektrov pospeška na površini in vhodnimi spektri za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi ter 3 variacijami strižne hitrosti.



Slika 3.18: Vpliv modela zemljine. Odvisnost maksimalnih pospeškov na vrhu slojev od globine za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi ter 3 variacijami strižne hitrosti.



Slika 3.19: Vpliv modela zemljine. Spektri pospeška v nivoju temeljev za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akceleroagrami ter 3 variacijami strižne hitrosti.



Slika 3.20: Vpliv modela zemljine. Razmerje spektrov pospeška v nivoju temeljev in vhodnimi spektri za 0.315g in 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami ter 3 variacijami strižne hitrosti.

3.4.2. FAKTOR TAL

Celoten vpliv lokalnih karakteristik slojevitih tal na potresni odziv tal je izražen s faktorjem tal, ki je odvisen periode, jakosti gibanja tal in globine temeljenja. Določa spremembo frekvenčnega sestava in vrednosti maksimalnih pospeškov, ker pa imamo opravka s spektri, izgubimo informacijo o spremembi trajanja potresne obtežbe.

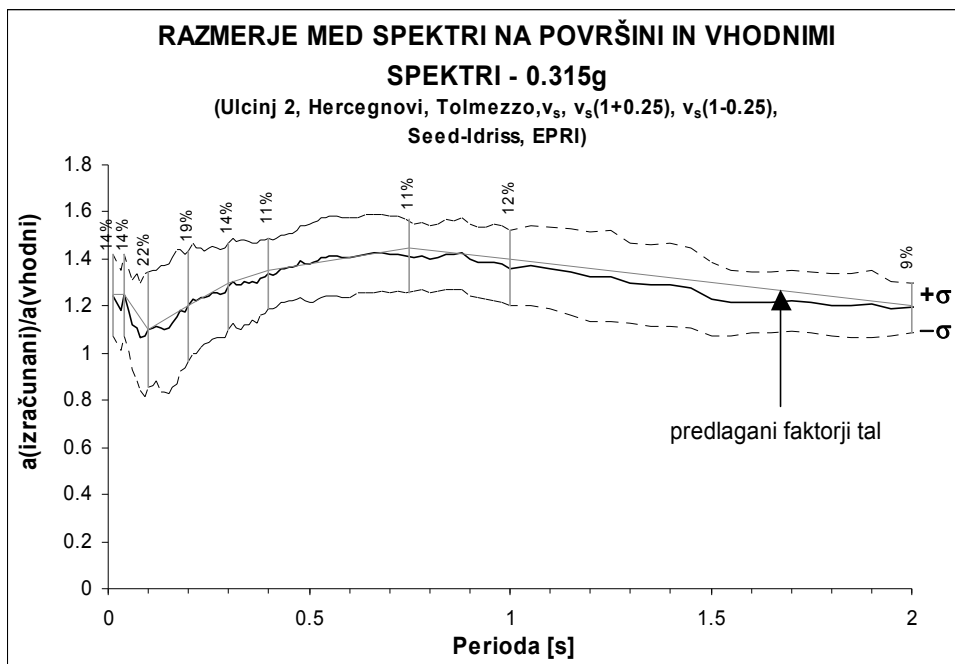
Raztros rezultatov zaradi variranja vhodnih podatkov (6 akcelerogramov, 3 variacije strižne hitrosti in 2 modela zemljine) za faktor tal je izražen s povprečno vrednostjo in standardno deviacijo, ki ima največjo vrednosti 0.28 na površini in 0.37 v globini temeljenja prostih tal.

FAKTOR TAL - 0.315g									
Perioda [s]	0.00	0.04	0.10	0.20	0.30	0.40	0.75	1.00	2.00
z=0m	1.25	1.25	1.10	1.20	1.30	1.35	1.45	1.40	1.20
z=-20m	0.85	0.85	0.70	0.60	0.65	0.90	1.25	1.25	1.10

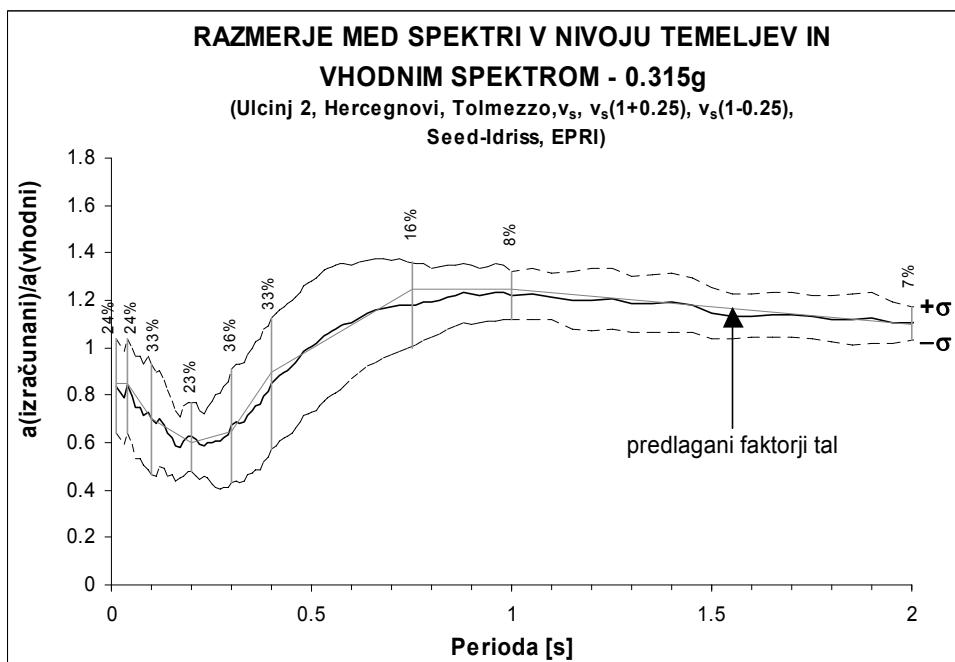
Tabela 3.6: Faktor tal za 0.315g.

FAKTOR TAL - 0.5g									
Perioda [s]	0.00	0.04	0.10	0.20	0.30	0.40	0.75	1.00	2.00
z=0m	1.18	1.18	0.96	1.08	1.20	1.30	1.45	1.45	1.25
z=-20m	0.80	0.80	0.65	0.55	0.60	0.80	1.20	1.25	1.15

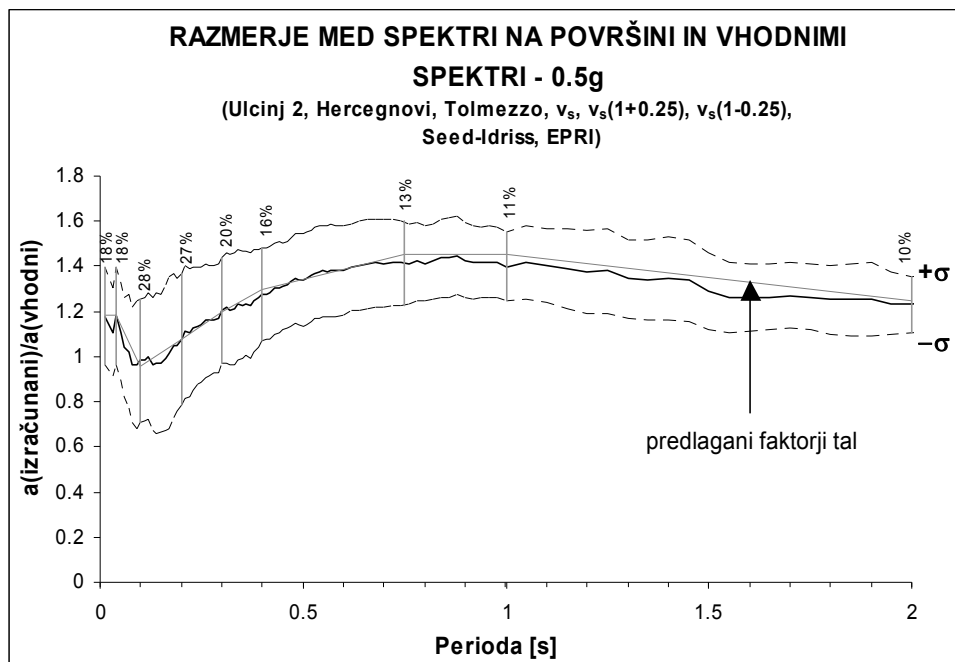
Tabela 3.7: Faktor tal za 0.5g.



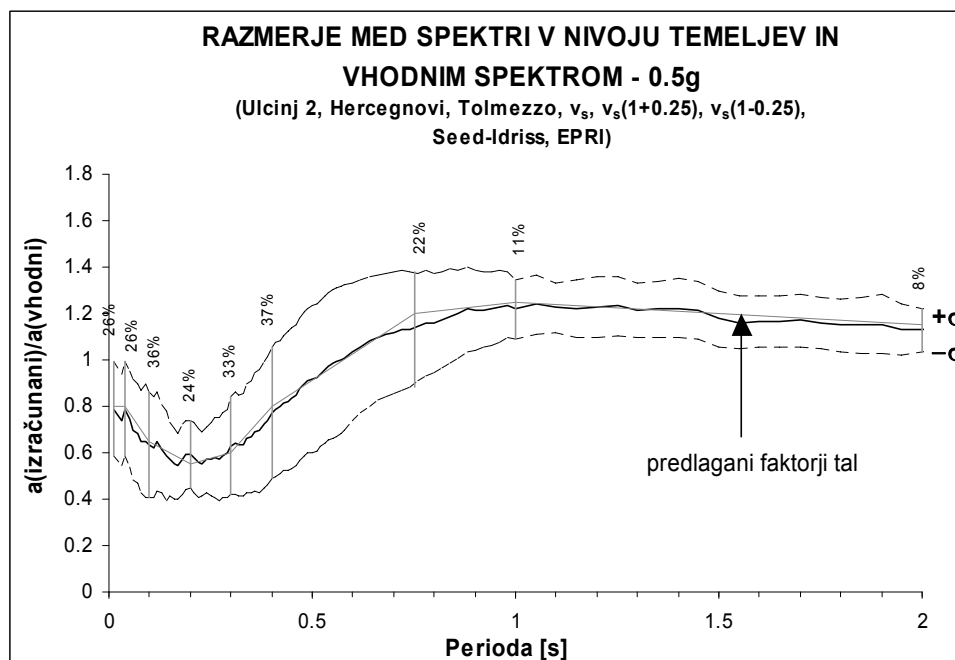
Slika 3.21: Razmerje spektrov na površini in vhodnimi spektri za 0.315g kot povprečje analiz 6 akcelerogrami, 3 variacijami strižne hitrosti in 2 modeloma zemljine skupaj s standardno deviacijo in predlaganimi faktorji tal.



Slika 3.22: Razmerje spektrov v nivoju temeljev in vhodnimi spektri za 0.315g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami, 3 variacijami strižne hitrosti in 2 modeloma zemljine skupaj s standardno deviacijo in predlaganimi faktorji tal.



Slika 3.23: Razmerje spektrov na površini in vhodnimi spektri za 0.5g kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami, 3 variacijami strižne hitrosti in 2 modeloma zemljine skupaj s standardno deviacijo in predlaganimi faktorji tal.



Slika 3.24: Razmerje spektrov v nivoju temeljev in vhodnimi spektri za 0.315g kot povprečje analiz s 6 akcelerogramov, 3 variacijami strižne hitrosti in 2 modeloma zemljine skupaj s standardno deviacijo in predlaganimi faktorji tal.

Rezultat analize vpliva temeljnih tal na področju NEK-a na definirano potresno obtežbo so predlagani faktorji tal (Tabela 3.6 in Tabela 3.7) v zglajeni obliki v diskretnih točkah period za dve globini temeljenja ($z = 0$ in $z = -20m$) in pri dveh jakostih potresa (0.315g in 0.5g).

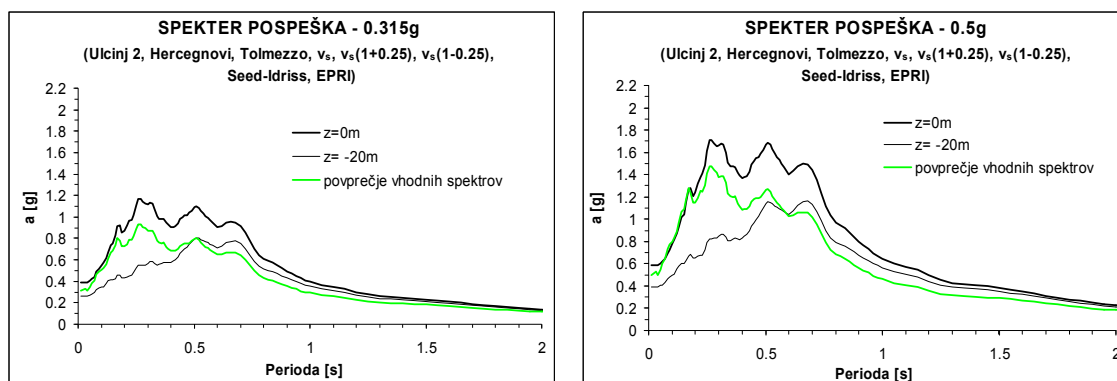
3.4.2.1. Perioda

Lokalna tla na različne periode (frekvence) torej različno vplivajo. Na območju Krškega pride do amplifikacij gibanja na površini prostih tal, kjer je faktor tal večji od 1 vzdolž celotnega obravnavanega periodnega območja. Rahla izjema je le pri periodi 0.1s. Osnovni nihajni čas slojevitih tal je 0.75s pri 0.315 g (zaokroženo) in se pomakne proti 1s pri 0.5g. Tedaj je doseženi maksimum faktorja tal 1.45. Na področju Krškega imamo dobra tla, ki po Eurocodu spadajo v kategorijo B (Tabela 2.1). Ekstremna situacija pa se je zgodila v Mexicu City pri potresu leta 1985. Zaradi 100m debelega sloja mehke gline na zelo togi podlagi so maksimumi amplifikacij dosegali vrednosti od 3 do 20 pri periodah 2-3s. Visoke periode, pri katerih so se pojavile amplifikacije, so posledica velike globine mehkega sloja zemljine, visoke amplifikacija pa so posledica pomankanja dušenja. Glina je zaradi linearnega obnašanja omogočila zelo malo materialnega dušenja, visoko impedančno razmerje pa je onemogočilo radiacijsko dušenje.

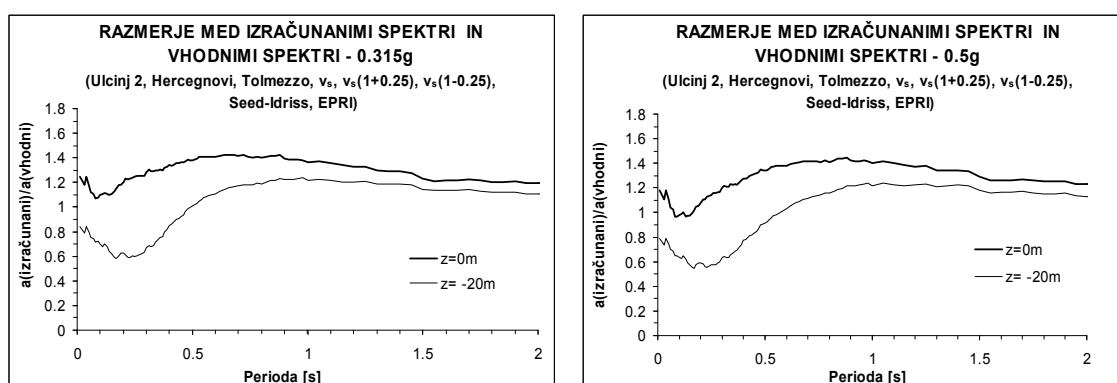
3.4.2.2. Globina temeljenja

Rezultati pri $z = -20m$ kažejo na zelo ugoden vpliv poglobljenih temeljev. Vzdolž celotnega periodnega območja so faktorji tal v nivoju temeljev nižji kot na površini prostih tal. Najbolj izrazito je v območju kratkih period, kjer pride do deamplifikacije, kar se odraža tudi pri manjšem maksimalnem pospešku tal (faktor tal pri $T = 0s$, Tabela 3.5).

Raziskovalcem predstavlja območje največjih deamplifikacij trd oreh (Roesset, 1998). Do padca spektralnih pospeškov v določeni globini slojevitih prostih tal naj bi prišlo v območju osnovnega nihajnega časa slojev zemljine, ki ležijo nad to globino. To se zgodi tudi v našem primeru, kjer je osnovni nihajni čas zgornjih 20m slojev zemljine 0.27s (0.31s) pri 0.315g (0.5g) izračunan kot povprečje pri srednji hitrosti strižnega valovanja in z upoštevanjem nelinearnega obnašanja zemljine po Seed-Idrissovem modelu (Slika 3.14). Po eni strani so ta pojav pokazale tudi registracije gibanja tal v različnih globinah vzdolž preizkusnih vrtin, po drugi strani pa se priporoča, da bi se z uporabo več različnih vhodnih akceleroogramov in variiranjem strižne hitrosti ta padec omililo.



Slika 3.25. Vpliv globine temeljenja. Spektri pospeškov za 0.315g in 0.5g za prosta tla, na površini in v nivoju temeljev, kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami, 3 variacijami strižne hitrosti in 2 modeloma zemljine.



Slika 3.26: Vpliv globine temeljenja. Razmerje med izračunanimi in vhodnimi spektri pospeškov za 0.315g in 0.5g za prosta tla, na površini in v nivoju temeljev, kot povprečje analiz s 6 akcelerogrami, 3 variacijami strižne hitrosti in 2 modeloma zemljine.

Zaradi tega je tudi deamplifikacija maksimalnega pospeška zaradi upoštevanja padanja maksimalnih pospeškov z globino po Eurocodu 8 (ENV 1998-5: 1994) navzdol omejena. In sicer, maksimalni pospešek v nivoju temeljev ne sme biti manjši od 65% projektnega pospeška na površini prostih tal.

$$\frac{a_{maks}(z = -20m)}{a_{maks}(z = 0m)} = \frac{FT(T = 0s, z = -20m)}{FT(T = 0s, z = 0m)} < 0.65 \quad 3.1$$

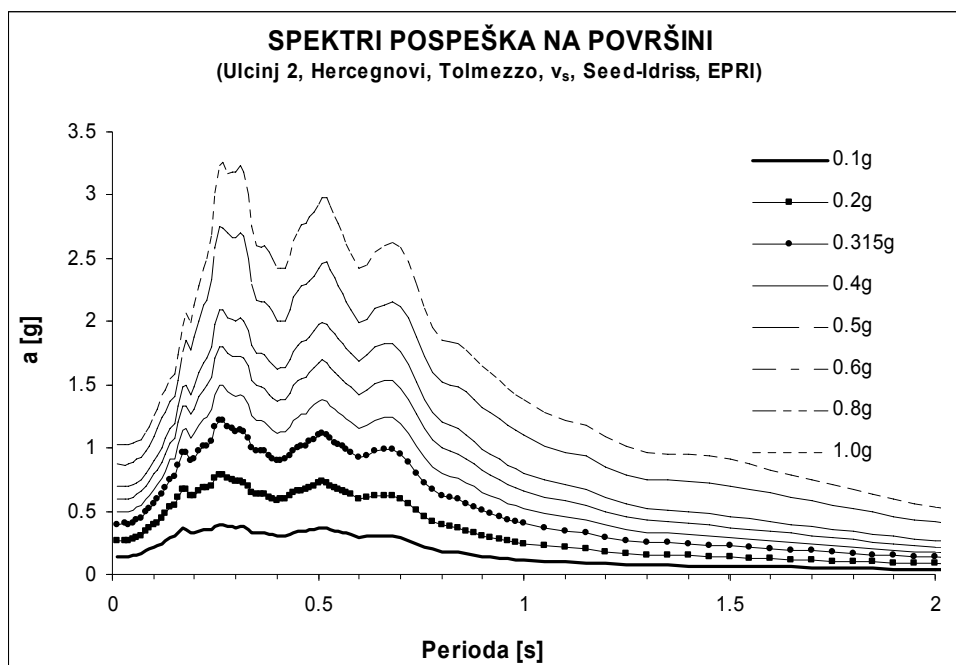
Predpostavimo, da je projektni pospešek na površini prostih tal enak izračunanemu maksimalnemu pospešku na površini prostih tal. Z razmerjem faktorjev tal pri $T = 0s$ v nivoju temeljev in na površini dobimo primerljivo vrednost 68% (68%) pri 0.315g (0.5g).

3.4.2.3. Jakost potresa

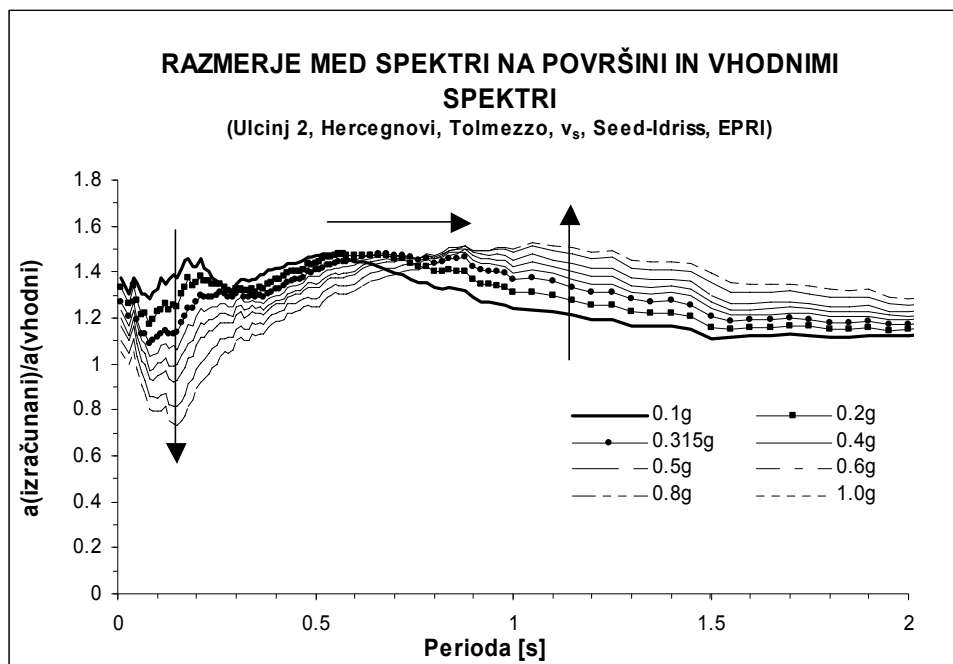
Za ugotovitev vpliva lokalnih karakteristik tal v odvisnosti od jakosti potresa so bile narejene še analize pri ostalih vrednostih maksimalnega pospeška tal na skali na površju (0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0g), vendar brez variacije strižne hitrosti.

Izraz jakost potresa v našem primeru ni neposredno povezan z intenziteto potresa kot mero za količino sproščene energije. Vendar pomeni večja jakost potresa, večji maksimalni pospešek tal na skali na površju, ki je hkrati tudi maksimalni pospešek v vhodnih akcelorogramih za program SHAKE91.

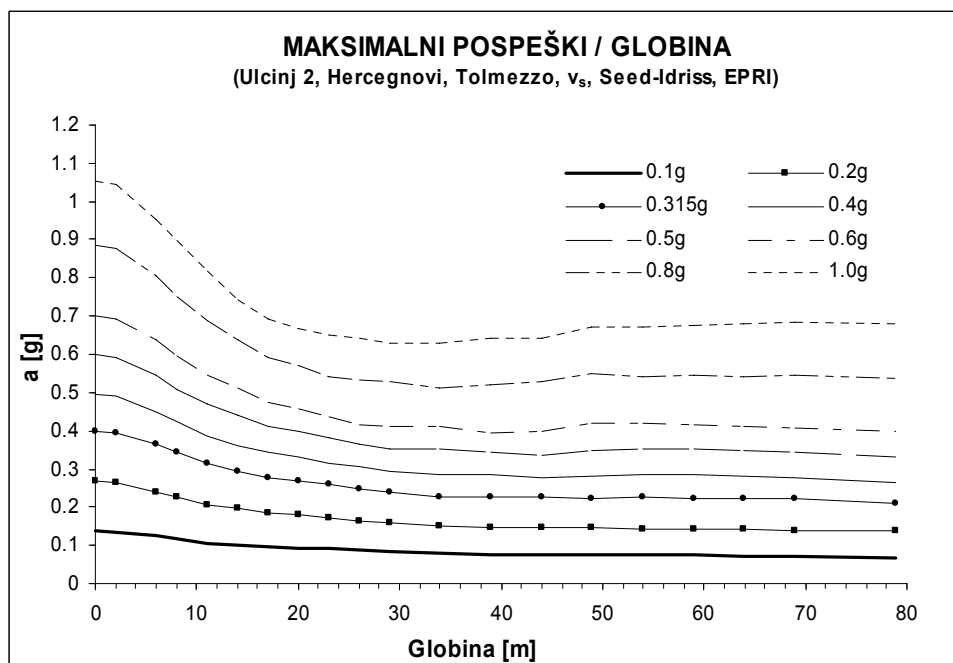
Z večjo jakostjo potresa se povečujejo deformacije v zemljini in s tem pride tudi do vedno večjega vpliva nelinearnega obnašanja zemljine. Ne glede na izbrani model zemljine se z večjimi deformacijami veča materialno dušenje. Večje je materialno dušenje, večje so razlike v amplifikacijah med visokimi in nizkimi frekvencami. Visoke frekvence oziroma kratke periode so vedno bolj dušene, zato tudi takšen padec v faktorju tal z večjo jakostjo potresa v tem območju period. Lahko razmišljamo tudi takole: nižje so jakosti potresa, višji so faktorji tal v območju kratkih period. Tako sledi zaključek, da imajo na področjih z nizko potresno nevarnostjo lokalne karakteristike zemljine lahko tudi večji vpliv na potresno gibanje tal kot na področjih s srednjo ali visoko potresno nevarnostjo.



Slika 3.27: Vpliv jakosti potresa. Spektri pospeška na površini kot povprečje analiz s 6 akcelorogrami, 2 modeloma zemljine pri srednji hitrosti strižnega valovanja.



Slika 3.28: Vpliv jakosti potresa. Razmerje med spektri pospeška na površini in vhodnimi spektri kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi, 2 modeloma zemljine pri srednji hitrosti strižnega valovanja.

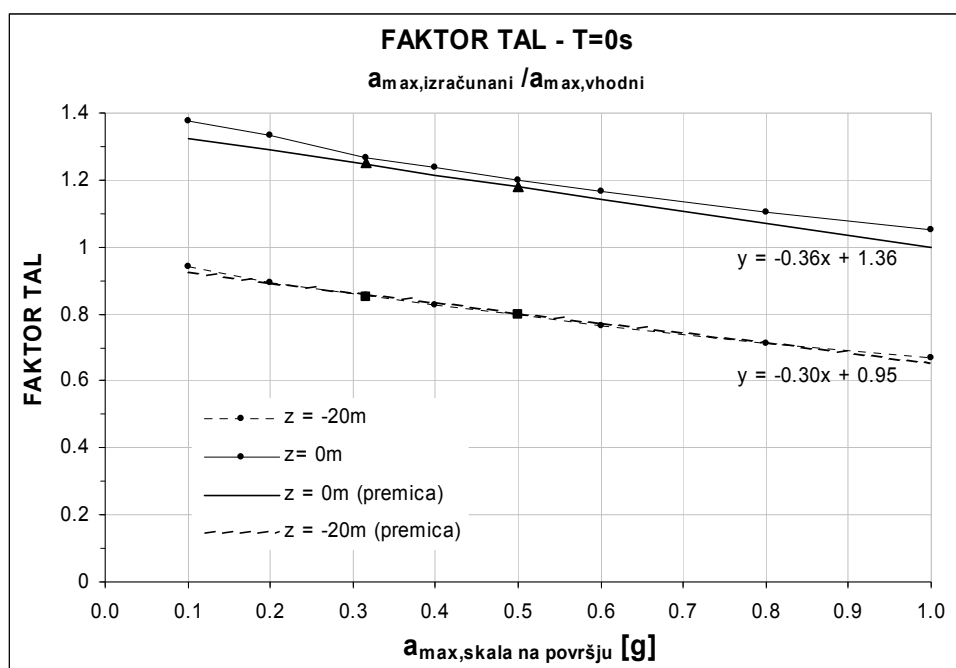


Slika 3.29: Vpliv jakosti potresa. Odvisnost maksimalnih pospeškov na vrhu slojev od globine kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi, 2 modeloma zemljine pri srednji hitrosti strižnega valovanja.

Vendar je faktor tal relativna vrednost, ki prikazuje vpliv slojevitih tal nad skalnato podlago. Absolutno gledano se pospeški tal na slojevitih tleh z večanjem jakosti potresa večajo. Zaradi zgornjega pojava so lahko spektralni pospeški pri velikih jakostih potresa pri kratkih periodah manjši od spektralnih pospeškov vhodnega gibanje skale na površju. To se ujema s periodami, kjer je faktor tal < 1 .

Z večjimi deformacijami se strižne hitrosti manjšajo, osnovni nihajni časi slojevitih tal se podaljšujejo. V primeru frekvenčnega sestava naše obtežbe maksimume faktorja tal pomika iz območja prevladujočih period vhodnega gibanja.

Maksimalne vrednosti faktorja tal rastejo z jakostjo potresa (Tabela 3.3), ker se zaradi nelinearnih vplivov tla bolj zmeščajo. Tedaj se manjše strižne hitrosti odražajo z manjšim impedančnim razmerjem. Rezultat so večje maksimalne vrednostih faktorja tal navkljub večjemu materialnemu dušenju (poglavje 3.4.1.2).



Slika 3.30: Vpliv jakosti potresa na razmerje med maksimalnim pospeškom prostih tal, na površini in v nivoju temeljev in maksimalnim pospeškom na skali na površini. To je faktor tal pri $T = 0s$.

Vpliv tal na maksimalni pospešek prostih tal, na površini in v globini temeljev, je faktor tal pri $T=0s$. Pada z jakostjo potresa in sicer so analize pokazale celo linearno odvisnost. Tako dobljene premice so bile s premikom popravljene z rezultati obsežnejše analize pri 0.315g

in 0.5g (Slika 3.30 s točkami ▲ in ■). Linearni odvisnosti faktorja tal FT od jakosti potresa $a_{\max, \text{vhodni}}$ sta:

- na površini ($z=0\text{m}$):
$$FT = -0.36a_{\max, \text{vhodni}} + 1.36 \quad 3.2$$

- v globini temeljev ($z=20\text{m}$):
$$FT = -0.30a_{\max, \text{vhodni}} + 0.95 \quad 3.3$$

Maksimalni pospešek prostih tal na površini je vedno večji od maksimalnega pospeška na skali na površini ($FT > 1$), ker so tla razmeroma dobra. V primeru mehkejših tal in bolj nelinearnem obnašanju zemljine pride pri večjih jakostih potresa do obratne situacije.

3.4.3. PRIMERJAVA REZULTATOV Z ATENUACIJSKIM MODELOM SABETTA-PUGLIESE

Rezultati programa SHAKE91 imajo za teoretično ozadje ekvivalentno linearno analizo enodimenzionalnega odziva tal na potresno obtežbo. Ena izmed slabosti tega pristopa je, da podceni vrednosti v območju kratkih period (poglavje 2.3.2.1). Zato izračunane faktorje tal primerjajmo z razmerji spektrov za globoke naplavine in spektrov za toga tla, ki jih dobimo po atenuacijskih enačbah Sabetta – Pugliese:

$$\log Y = a + bM - \log \sqrt{R^2 + h^2} + e_1 S_1 + e_2 S_2 \pm \sigma \quad 3.4$$

T [s]	e_1	e_2
0.00	0.195	0.000
0.04	0.161	0.000
0.07	0.161	0.000
0.10	0.161	0.000
0.15	0.161	0.000
0.20	0.161	0.000
0.30	0.185	0.020
0.40	0.222	0.078
0.50	0.230	0.124
0.75	0.120	0.190
1.00	0.050	0.208
1.50	0.010	0.175
2.00	0.000	0.150
3.00	0.000	0.108
4.00	0.000	0.100

Tabela 3.8: Koeficienti e_1 , e_2 za atenuacijske enačbe Sabetta–Pugliese.

$$\frac{Y_{\text{naplavina}}}{Y_{\text{togatla}}} = 10^{e_1 S_{1n} + e_2 S_{2n}} \quad 3.5$$

		S1	S2
plitve naplavine	$H \leq 20\text{m}$	1	0
	$400\text{m/s} \leq v_s \leq 800\text{m/s}$	1	0
globoke naplavine	$H > 20\text{m}$	0	1
	$400\text{m/s} \leq v_s \leq 800\text{m/s}$	0	1
toga tla	$v_s > 800\text{m/s}$	0	0

Tabela 3.9: Vrednosti S_1 in S_2 za posamezne tipe tal.

kjer je Y maksimalni pospešek tal ali spektralna vrednosti pseudohitrosti za 5% dušenja v [cm/s], M je magnituda, R je razdalja od izvora in σ je standardna deviacija $\log Y$. S_1 in S_2 sta spremenljivki vezani na klasifikacijo tal, a , b , e_1 , e_2 pa so znani koeficienti. Za iskano razmerje spektrov za globoke naplavine in spektrov za toga tla pa potrebujemo le še količine v enačbi 3.5.

Faktorji tal po atenuacijskih enačbah so neodvisni od jakosti potresa. Tlem v Krškem ustreza oznaka globoke naplavine, toga tla pa so definirana z strižno hitrostjo večjo od 800m/s, ki sovpada s strižno hitrostjo skalnate podlage v našem profilu slojevitih tal (Slika 3.1).

Zelo dobro pokrijemo vpliv lokalnih tal v območju srednje dolgih period. Tu atenuacijski model Sabbeta-Pugliese predstavlja ovojnico različnim variacijam strižnih hitrosti in modela zemljine ter je v tem pogledu konservativen (Slika 3.8, Slika 3.9). V območju kratkih period pa se ujema s povprečnimi vrednostmi rezultatov pri 0.5g, oziroma dobimo celo prenizke vrednosti faktorja tal glede na naše analize pri 0.315g (Slika 3.17). Za maksimalne pospeške tal pa sploh ni upoštevana nikakršna amplifikacija.

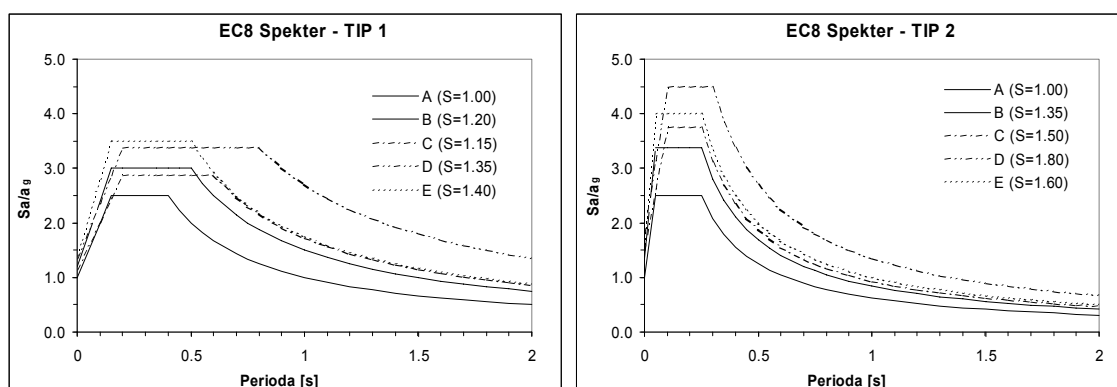
Atenuacijski model Sabbeta – Pugliese je osnovan na italijanskih potresih, pri čemer jih je skoraj polovica iz Furlanije. Mehanizem teh potresov je zelo podoben tistim, ki bi lahko ogrožali NEK. Slabost pa je v majhnem številu registracij dobljenih blizu prelomnic.

3.4.4. PRIMERJAVA REZULTATOV Z RAZMERJI PROJEKTNIH SPEKTROV PO EC8

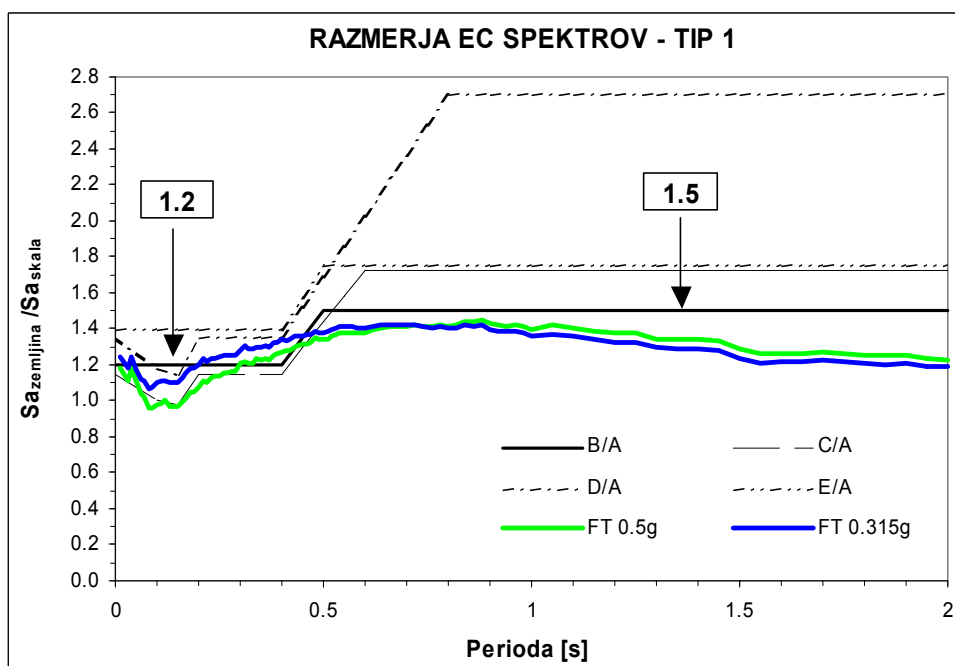
Pristop v EC8 pri določevanju projektnih spektrov in upoštevanju vpliva temeljnih tal je nekoliko drugačen, končni rezultat pa zelo podoben.

EC deli tla v 5 vrst (Tabela 2.1) v odvisnosti od njihove togosti oziroma hitrosti strižnega valovanja, saj sta ti dve količini med seboj povezani (en. 2.3). Za vsako vrsto tal je definiran en sam faktor tal S enoten za vse periode in oblika spektra. Faktor tal je vezan na amplifikacijo maksimalnega pospeška tal, kot je faktor tal pri $T=0s$ v našem primeru. Pri obliki spektra pa se z manjšanjem hitrosti strižnega valovanja plato maksimalnih pospeškov pomika k višji periodam, kar si lahko razložimo z večanjem osnovnega nihajnega časa slojevitih tal. Tako vrsta tal določa frekvenčni sestav gibanja prostih tal. S spreminjanjem oblike spektra pa je zajet različen vpliv temeljnih tal pri posameznih periodah na gibanje prostih tal, kot je v našem primeru za vsako periodo določen svoj faktor tal.

Jakost potresa se v spektrih upošteva z množenjem vseh vrednosti v spektru z maksimalnim pospeškom na skali na površini a_g (na vrsti tal A). Vendar na tak način se zagotovo ne da zajeti nelinearnega obnašanja zemljine, ki z večjo jakostjo potresa pride še bolj do izraza, in je v območju kratkih period vpliv nelinearnosti ravno obraten kot v območju srednje dolgih period (Tabela 3.10 in Slika 3.28). NEHRP predpisi so se tega problema lotili z dvema faktorjema tal, ločena za območje kratkih period in območje srednje dolgih period, odvisna od jakosti potresa in vrste tal.



Slika 3.31: Tip 1 in Tip2 elastični spektri odziva za 5% dušenje po EC8 (prEN 1998-1, Januar 2003) za različne vrste tal od A do E.



Slika 3.32: Primerjava izračunanih faktorjev tal na površini prostih tal za 0.315g in 0.5g z razmerji spektrov tipa 1 različnih vrst tal s tlemi vrste A po EC8.

Vpliv jakosti potresa na obnašanje temeljnih tal je zajet le v grobem z dvema tipoma spektrov, tip 1 in tip 2. Spektri tipa 1 so uporabni za slovensko področje, spektri tipa 2 pa se priporočajo za področja z nizko stopnjo potresne nevarnosti (M_s magnituda površinski valov < 5.5). Nižje jakosti potresov povzročijo manjše strižne deformacije, zemljine so lahko še linearnem območju obnašanja, mobilizirajo se večje strižne hitrosti in le nizek koeficient materialnega dušenja. Večje strižne hitrosti se odražajo v krajših nihajnih časih slojevitih tal nad skalnato podlago, manjše dušenje pa v večjih amplifikacijah pospeškov kot pri višjih jakostih potresa zaradi vpliva temeljnih tal v območju kratkih period. Poleg tega pa imajo področja z nizko potresno nevarnostjo potrebe, kjer prevladujejo višje frekvence torej krajše periode, ki sovpadajo z območjem period največjih amplifikacij zaradi vpliva temeljnih tal. Zato imajo ti spektri platoje pri krajših periodah, s slabšo kvaliteto tal pa višje amplifikacije (večji enoten faktor tal) v območju kratkih period kot spektri tipa 1.

Temeljna tla na lokaciji NEK-a so vrste B, saj imajo povprečno hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30m slojevitih tal po enačbi 3.6 enako $v_{s,30} = 451\text{m/s}$.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad 3.6$$

Izračunane faktorje tal je zato smiselno primerjati z razmerjem spektrov tipa 1 po EC8 med tlemi B in A. Vrednosti po EC8 se zavidljivo ujemajo z najboljšo oceno (povprečno vrednostjo) naših rezultatov in sicer ne samo pri vplivu tal na maksimalni pospešek tal, kjer se faktor tal $S=1.2$ po EC8 lepo ujame z našimi vrednostmi faktorja tal pri $T=0\text{s}$, ki so 1.25 (1.18) pri 0.315g (0.5g) jakosti potresa, kot tudi pri vplivu temeljnih tal na ostale periode gibanja tal.

3.5. UPORABA REZULTATOV

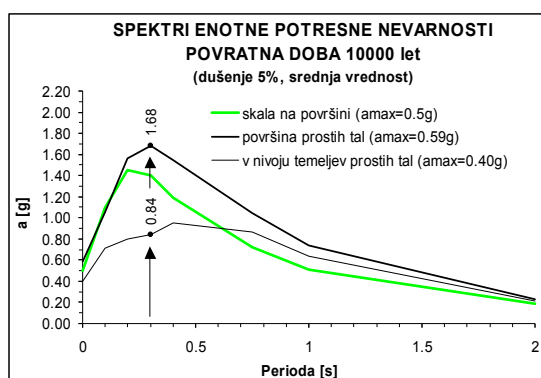
V okviru NEK-a nas zanima predvsem vpliv lokalnih karakteristik tal v območju kratkih period, ker je osnovni nihajni čas konstrukcije NEK-a 0.314s (FSAR). Le ta je bil izračunan s SAP84 z upoštevanjem podajne vpetosti konstrukcije v zemljino preko vzmeti.

Ravno območje kratkih period je območje največjega raztrosa rezultatov, h kateremu sta prispevala nezaupanje v materialne karakteristike zemljine (3 nivoji hitrosti strižnega valovanja in 2 modela zemljine) in potresno obtežbo (6 akcelrogramov), vendar standardna deviacija ne presega vrednosti 0.37. Standardna deviacija je potreben podatek o nezanesljivosti rezultatov vpliva lokalnih karakteristik tal na potresni odziv tal, ki se ga v verjetnosti analizi potresne nevarnosti upošteva v končnem spektru enotne potresne nevarnosti za prosta tla.

Ker so faktorji tal za skoraj vse obravnavane periode večji od 1, lahko zaključimo, da lokalne karakteristike tal na področju Krškega ojačajo potresno gibanje tal. Slabša kvaliteta zemljine (Tabela 3.10) v potresnem in geotehničnem smislu ter večja obtežba prispevata k nižjim vrednostim faktorja tal v območju kratkih period in k višjim vrednostim faktorja tal v območju srednje dolgih period. Večja globina temeljenja (rezultati v globini $z = -20m$) prispeva k nižjim faktorjem tal vzdolž vseh period, v območju kratkih period pa pride celo do deamplifikacij glede na skalo na površju in pri periodi 0.3s dosežemo vrednosti faktorja tal 0.6 (0.65) za 0.315g (0.5g).

VHODNI PODATKI	FAKTOR TAL	
	območje period	
	kratke	srednje dolge
nižja hitrost strižnega valovanja	nižji	višji
bolj nelinearen model zemljine	nižji	višji
večja globina	nižji	nižji
višja jakost potresa	nižji	višji

Tabela 3.10: Vpliv vhodnih podatkov na faktor tal v odvisnosti od periode.



Slika 3.33: Uporaba izračunanih faktorjev tal na spektru enotne potresne nevarnosti za potres s povratno dobo 10000 let (srednja vrednost) za skalo na površini

Rezultati analize s programom SHAKE91 se bodo uporabili v Verjetnostni analizi potresne nevarnosti NEK-a in pri interakcijski analizi odziva reaktorju podobne konstrukcije v 5. poglavju. Pri Verjetnostni analizi potresne nevarnosti se bo vpliv lokalnih karakteristik tal na spremenjene karakteristike potresne obtežbe upoštevalo:

- z izračunanimi faktorji tal v spektru enotne potresne nevarnosti za skalo na površini (Slika 3.33) in

- z izračunano linearno odvisnostjo (enačbi 3.2 in 3.3) amplifikacije maksimalnega pospeška tal skale na površini od jakosti potresa za prosta tla, na površini in v globini temeljev, v krivuljah potresne nevarnosti maksimalnega pospeška tal.

Pri interakcijski analizi pa jih bomo uporabili za določitev:

- obtežbe, v obliki akceleroگرامov gibanja prostih tal, na površini ali v nivoju temeljev,
- novih materialnih karakteristik zemljine, strižne hitrosti in koeficienta dušenja, ki so se zaradi strižnih deformacij spremenile in jih dobimo po zadnji iteraciji ekvivalentno linearne analize. Zemljina ima po potresni obremenitvi manjšo togost, nudi bolj podajno vpetost konstrukciji. Najbolj očiten rezultat je daljši nihajni čas konstrukcije, povečano dušenje, manjše deformacije in večji relativni pomiki konstrukcije glede na tla.

4. DINAMIČNO SODELOVANJE MED ZEMLJINO IN KONSTRUKCIJO

Ko poznamo projektni potres in vpliv temeljnih tal na dinamične karakteristike potresne obtežbe, na zemljino postavimo konstrukcijo. S tem spremenimo dinamične karakteristike gibanja tal, kot tudi odziv konstrukcije zaradi upoštevanja sodelovanja med zemljino in konstrukcijo. Pride do dveh mehanizmov sodelovanja med konstrukcijo, temelji in zemljino, to je kinematične in inercijske interakcije:

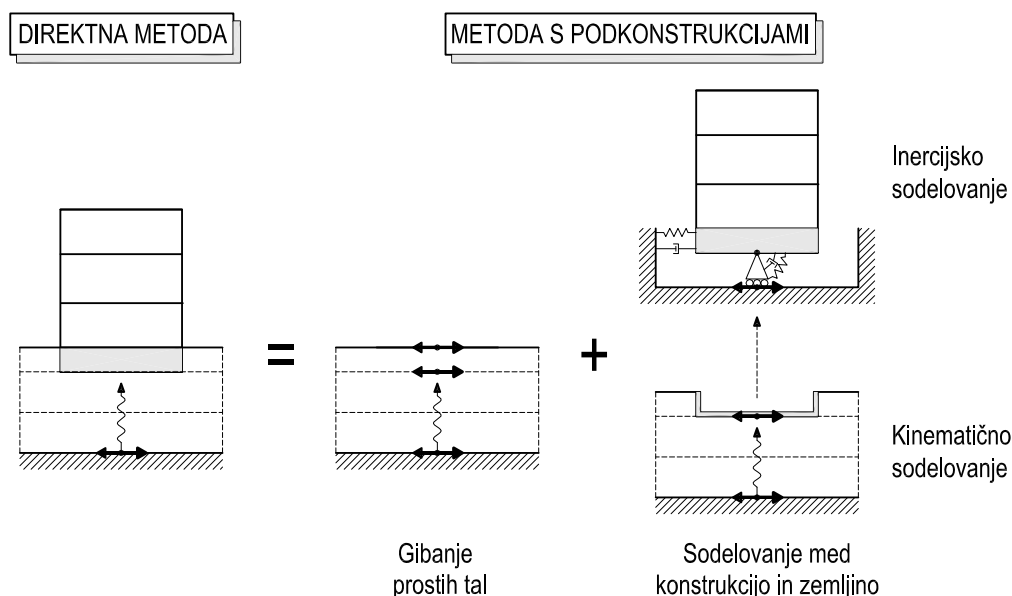
- *Kinematična interakcija:* temelj, na površini ali vkopan v temeljna tla, zaradi večje togosti, kot jo ima zemljina, ne bo mogel slediti gibanju prostih tal. Gibanje prostih tal se bo spremenilo in nastalo bo *vhodno gibanje tal ob temeljih*. Eksperimenti kažejo, da pride predvsem do filtriranja visokih frekvenc in zmanjšanja maksimalnih pospeškov glede na gibanje prostih tal.
- *Inercijska interakcija:* Gibanje tal ob temelju spravi v nihanje celotno konstrukcijo, ki zaradi svoje mase razvije vztrajnostne sile in momente. To predstavlja novo dinamično obtežbo za zemljino, ki zopet spremeni gibanje tal ob temelju, poleg tega pa se v obliki valovanja širi stran od konstrukcije. Nanjo nima več vpliva in govorimo o radiacijskem dušenju.

Zaradi sodelovanja med konstrukcijo in zemljino se spremeni potresna obtežba, prisotnost zemljine pa poveča podajnost dinamičnega sistema. Sistem konstrukcije in zemljine ima daljši osnovni nihajni čas in povečano dušenje glede na togo vpeto konstrukcijo. Večina vplivov sodelovanja med konstrukcijo in zemljino je posledica inercijskega dela. Vplivi kinematične interakcije se velikokrat zanemarijo s predpostavko, da je gibanje prostih tal enako vhodnemu gibanju tal ob temelju.

V nadaljevanju si bomo pogledali različne pristope k reševanju problema sodelovanja med konstrukcijo in zemljine pri potresni obtežbi. Izpeljali bomo osnovne enačbe gibanja podajnih sistemov po metodi podkonstrukcij, ki smo si jo izbrali kot eno izmed možnih poti pri reševanju interakcijskega problema. Aplicirali jih bomo na enostavnem dinamičnem modelu, ki ima zaradi podajnega vpetja omogočeno translacijsko in rotacijsko gibanje temelja. Na koncu pa bomo prikazali in kvantitativno določili bistvene razlike med odzivom togo vpete in podajno vpete konstrukcije v odvisnosti od različnih parametrov.

4.1. RAZLIČNE METODE INTERAKCIJSKIH ANALIZ

Pri dinamičnem odzivu konstrukcije, ki sodeluje z zemljino, se moramo pri oblikovanju dinamičnega modela lotiti problema končnih dimenzij konstrukcije glede na neskončni polprostor, ki ga zajema zemljina. Ker se potresna obtežba prenese na konstrukcijo preko stika z zemljino, morata biti oba medija zajeta v model. V primeru statične obtežbe lahko na večji oddaljenosti od konstrukcije omejimo polprostor zemljine, izven katerega je vpliv obtežbe zanemarljiv. Če pa imamo dinamično obtežbo, bi tak rob v polprostoru odbijal valove, ki so nastali z nihanjem konstrukcije, nazaj v omejen medij, namesto da bi jih spustil skozi. Dober model mora omogočiti, da ta energija valovanja ne vpliva več na odziv konstrukcije. Na tak način se v račun zajame tudi vpliv radiacijskega dušenja.



Slika 4.1: Sodelovanje med konstrukcijo in zemljino z direktno metodo in metodo s podkonstrukcijami.

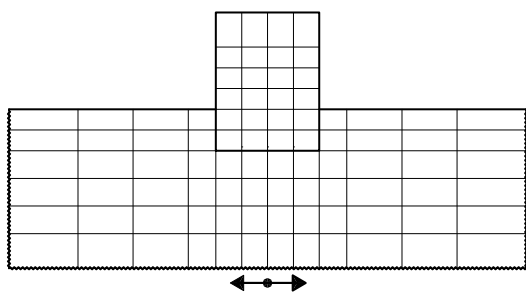
Vpliv sodelovanja med konstrukcijo in zemljino pri dinamičnem odzivu sistema lahko korektno zajamemo z dvema metodama. To sta:

- direktna metoda in
- metoda s podkonstrukcijami.

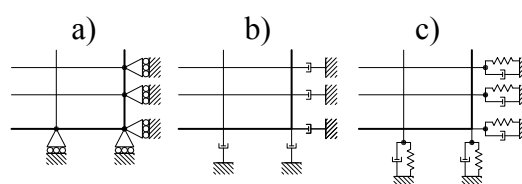
4.1.1. DIREKTNA METODA

Pri direktni metodi obravnavamo konstrukcijo in zemljinu kot celoto z metodo končnih elementov. Oba problema, vpliv tal na potresno obtežbo in na odziv konstrukcije, rešuje hkrati. Tak model ima veliko število prostostnih stopenj, ker mora dovolj natančno zajeti analizirano konstrukcijo in velik del zemljine. Da ne bi preprečili radiacijskega dušenja, se je pojavila ideja o prepustnem robu na meji polprostora zemljine, ki ga lahko postavimo dosti bližje konstrukciji. V splošnem ločimo pri metodi končnih elementov tri vrste robnih pogojev (Slika 4.3), ki morajo zajeti obnašanje iz modela odrezan neskončni del zemljine:

- osnovni,
- lokalni in
- konsistentni robni pogoji.



Slika 4.2: Model pri direktni metodi interakcijske analize.



Slika 4.3: Tri variante možnih robnih pogojev pri metodi končnih elementov: a) osnovni, b) lokalni in c) konsistentni.

Osnovni robni pogoji vsilijo pomike nič. Vpadnih valov niti ne prepuščajo niti ne absorbirajo, temveč jih odbijejo nazaj v sistem. Tako ujeta energija povzroči velike napake v odzivu tal in konstrukcije.

Lokalni robni pogoji v obliki viskoznih dušilk zadušijo vpadne prostorske valove in razpršene površinske valove. Vendar mora biti koeficient dušenja za popolno absorpcijo energije valovanja odvisen od vpadnega kota prostorskih valov in od frekvence, ker je hitrost valovanja površinskih valov frekvenčno odvisna. Ker valovi zadenejo rob pod različnimi koti, se še vedno nekaj energije odbije nazaj v mrežo. Da je vpliv odbitih valov vseeno čim manjši, se mora tak umetni rob postaviti čim dlje od konstrukcije. Lahko se jih modelira z »neskončnim« končnim elementom.

Konsistentni robni pogoji absorbirajo vse prostorske valove z različnimi vpadnimi koti in vse površinske valove. Postavi se jih lahko direktno na stik zemljine in konstrukcije. Izgledajo kot sistem vzmeti in dušilk, katerih koeficienti so odvisni od frekvence. Njihovo dinamično togost se izračuna po metodi robnih elementov.

Kljub temu zahteva ta metoda veliko prostostnih stopenj in s tem za računalnike dolgotrajen proces, za inženirje pa obdelavo velike količine podatkov in rezultatov. Vrsta možnih robnih pogojev pa določa kvaliteto računalniškega programa, ker lahko bistveno zmanjša število prostostnih stopenj, ne da bi kršili radiacijski pogoj.

4.1.2. METODA S PODKONSTRUKCIJAMI

Pri metodi s podkonstrukcijami ločimo konstrukcijo od zemljine in pri tem ne pozabimo upoštevati medsebojnega vpliva. Pri obravnavi zemljine moramo upoštevati spremenjeno prosto gibanje tal zaradi prisotnosti konstrukcije. Dinamični odziv konstrukcije pa analiziramo pri spremenjenem gibanju tal in upoštevamo vpliv podajnosti zemljine. Vse medsebojne vplive zajamemo v modelu z uvedbo sistema vzmeti in dušilk na stiku konstrukcije in zemljine. Ravno določitev njihovih karakteristik je predstavljalo raziskovalcem pri interakcijski analizi velik problem, kajti niso odvisne le od karakteristik temelja in zemljine, ampak tudi od frekvence obtežbe. Ravno ta odvisnost zaplete interakcijsko analizo. Tak pristop analizo razdeli na tri enostavnejše korake, hkrati pa narekuje superpozicijo vseh vplivov:

1. Račun vhodnega gibanja tal ob temelju, ki bi se pojavilo ob temelju konstrukcije brez mase. Učinke kinematične interakcije se prikaže s kompleksno prenosno funkcijo, ki za vsako frekvenco gibanja določa relacijo med gibanjem prostih tal in vhodnim gibanjem tal ob temelju. Odvisna je od togosti zemljine ter togosti in geometrije temelja.
2. Določitev kompleksnih frekvenčno odvisnih impedančnih funkcij, ki opisujejo dinamično togost zemljine. Realni del predstavlja togost zemljine, imaginarni del pa materialno dušenje v zemljini in radiacijo energije valovanja skozi zemljino stran od konstrukcije.
3. Dinamična analiza konstrukcije temeljene v podajno podlago predstavljeno z impedančnimi funkcijami in izpostavljeno vhodnemu gibanju tal ob temelju kot obtežbi.

Celokupna rešitev (Slika 4.1) je vsota odziva prostih tal in vpliv interakcije, ko konstrukcijo vključimo v prosta tla, kar prinese s seboj zahtevo po (ekvivalentno) linearnem obnašanju zemljine in konstrukcije.

V prid tej metodi govori tudi dejstvo, da so podatki o tleh običajno podani. Ko je enkrat zgrajen model tal, se potem ne spreminja več. Sama konstrukcija pa je v fazi načrtovanja podvržena spreminjanju in optimaliziranju, kar vpliva tudi na njen matematični model. Do matematičnega modela tal in matematičnega modela konstrukcije sta dve različni poti. Tla so neskončnih dimenzij in jih je nemogoče modelirati s končnim modelom kot konstrukcijo, ne da bi pri tem kršili radiacijski pogoj.

4.1.3. OBMOČJA REŠEVANJA

Interakcijska analiza se izvaja lahko v:

- frekvenčnem ali
- časovnem območju.

Vsaka izmed poti ima svoje slabosti in prednosti. V frekvenčnem območju se periodična obtežba razgradi na vsoto harmoničnih nihanj z različnimi pripadajočimi frekvencami in amplitudami s pomočjo hitre Fourijeve transformacije (fft). Ker obstajajo analitične rešitve enačb gibanja konstrukcije in enačbe valovanja za harmonično obtežbo, se brez težav dobi odziv sistema za pripadajočo frekvenco obtežbe. Vzmeti in dušilke, ki predstavljajo obnašanje zemljine pri sodelovanju med zemljino in konstrukcijo, so tudi močno odvisne od frekvence nanešene obtežbe. Linearna interakcija je najlažje obvladljiva v frekvenčnem območju z uporabo kompleksne analize odziva.

Toda tak pristop ima dve slabosti. Prehod iz časovnega v frekvenčno območje in obratno predstavlja inženirju zelo abstrakten pojem, in s tem velik odpor do interakcijske analize. Še posebej, če vlada mnenje, da z njeno neuporabo pri projektiranju vnesemo le še dodatno mero konzervatizma. Druga slabost je, da je zaradi superpozicije odziva pri posameznih frekvencah treba predpostaviti linearno obnašanje sistema, to je zemljine in konstrukcije. Izrazita nelinearnost pri zemljini se nekako kompenzira z ekvivalentno linearnim pristopom, kjer se dinamične karakteristike popravljajo z iteracijo v odvisnosti od deformacije v zemljini v prejšnjem koraku. Ker je obnašanje konstrukcije linearno, s to analizo ne moremo oceniti stopnjo poškodb pri pričakovanem potresu. To je ponavadi glavni namen potresne

analize. Zato se novejša raziskava vedno bolj koncentrirajo na direktne metode, ki so izvedljive v časovnem območju.

4.1.4. NELINEARNI PROBLEMI

Ena izmed omejitev metode s podkonstrukcijami v frekvenčnem območju je predpostavka o linearnem obnašanju sistema za izvedbo superpozicije. Nelinearno obnašanje zemljine pri dinamični obtežbi kot je potovanje potresnih valov, lahko upoštevano z iteracijami pri ekvivalentno linearnem pristopu. Ne moremo pa se soočiti z nelinearnimi pojavi, ki nastanejo na stiku med konstrukcijo in zemljino, kot so:

- geometrijska nelinearnost: delna ločitev temelja od zemljine, nepopoln stik med zemljino in temeljnimi zidovi pri vkopanih temeljih,
- materialna nelinearnost: plastifikacija zemljine pod robovi temeljev, uporaba izolacijskih sistemov pod temelji.

Ti nelinearni pojavi, kar predvsem velja za dvig temeljev, lahko ugodno vplivajo in zmanjšajo potresno obtežbo, ki se prenese na konstrukcijo.

Inženirska rešitev za te probleme je reševanje enačb v časovnem območju in nadaljnja delitev temeljnih tal na bližnje in oddaljeno območje. Bližnje območje je ob temelju konstrukcije, kjer so skoncentrirani vsi materialni in geometrijski problemi nelinearnosti. Oddaljeno območje pa je neomejeno in se upošteva le ekvivalentno linearno obnašanje zemljine zaradi potresnega valovanja kot viskoelastičnega materiala.

4.2. OSNOVNE ENAČBE GIBANJA PO METODI S PODKONSTRUKCIJAMI

Osnovne enačbe gibanja sistema zemljine in konstrukcije z vkopanim temeljem izpostavljenega potresni obtežbi so ponavadi izpeljane v frekvenčnem območju (Wolf, 1985) in se jih nato lahko transformira v časovno območje. Predpostavili bomo tog temelj ter popoln stik med temeljem, temeljnimi stenami in zemljino.

4.2.1. OSNOVNE ENAČBE GIBANJA V FREKVENČNEM OBMOČJU

Dinamični sistem sestoji iz dveh podkonstrukcij, dejanske konstrukcije in zemljine z izkopom. Točke, ki pripadajo konstrukciji, imajo indeks s (structure), točka na stiku med zemljino in konstrukcijo pa z indeksom 0. V primeru togega temelja je dovolj ena sama točka.

Enačba gibanja konstrukcije izražena z amplitudami totalnih pomikov $\{u^t(\omega)\}$ je:

$$\begin{bmatrix} [S_{ss}(\omega)] & [S_{s0}(\omega)] \\ [S_{0s}(\omega)] & [S_{00}^s(\omega)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t(\omega)\} \\ \{u_0^t(\omega)\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ -\{P_0(\omega)\} \end{Bmatrix} \quad 4.1$$

$[S^s(\omega)]$ je dinamična togost konstrukcije, ki je določena z:

$$[S^s(\omega)] = [K](1 + 2i\xi) - \omega^2 [M] \quad 4.2$$

kjer sta $[K]$ in $[M]$ statična togost in masna matrika konstrukcije, ξ pa je koeficient dušenja v konstrukciji. Vektor pomikov $\{u^t(\omega)\}$ je reda dinamičnih prostostnih stopenj celotnega diskretnega sistema. Razstavimo ga na del, ki pripada točkam konstrukcije $\{u_s^t(\omega)\}$ in točki temelja $\{u_0^t(\omega)\}$. Le ta predstavlja amplitude treh translacij in treh rotacij temelja kot togega telesa. Na enak način se lahko razstavi tudi dinamična togostna matrika konstrukcije $[S^s(\omega)]$. $\{P_0(\omega)\}$ pa so amplitude interakcijskih sil med zemljino in konstrukcijo. Točke, ki niso v stiku z zemljino, v primeru potresne obtežbe niso obremenjene.

K interakcijskim silam prispeva tudi druga podkonstrukcija. To je zemljina z izkopom, ki je omejena s togim vendar brezmasnim temeljem. Njena dinamična togostna matrika je $[S_{00}^g(\omega)]$, ki je pri togem temelju dimenzij 6x6. Njen izračun je zelo težaven, ker gre za neomejeno območje. $\{u_0^g(\omega)\}$ je vektor amplitud pomikov točk zemljine z izkopom (ki bodo ležale na stiku zemljine s konstrukcijo) zaradi potresne obtežbe. Interakcijske sile povzročijo relativni pomik temelja $\{u_0(\omega)\}$ glede na vhodno gibanje tal ob temelju $\{u_0^g(\omega)\}$:

$$\{P_0(\omega)\} = [S_{00}^g(\omega)](\{u_0^t(\omega)\} - \{u_0^g(\omega)\}) = [S_{00}^g(\omega)]\{u_0(\omega)\} \quad 4.3$$

Ko enačbo 4.3 upoštevamo v enačbi 4.1 dobimo enačbo gibanja sistema zemljine s konstrukcijo s togim temeljem:

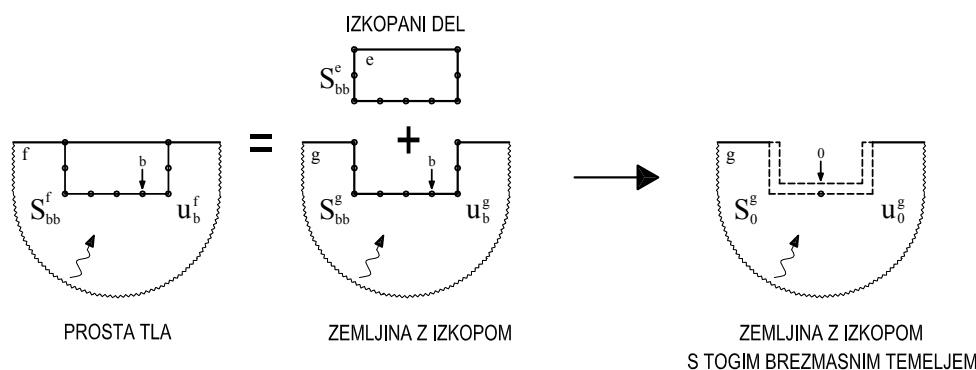
$$\begin{bmatrix} [S_{ss}] & [S_{s0}] \\ [S_{0s}] & [S_{00}] + [S_{00}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t\} \\ \{u_0^t\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_{00}^g]\{u_0^g\} \end{Bmatrix} \quad 4.4$$

$\{u_0^g(\omega)\}$ predstavlja potresno obremenitev konstrukcije, ki se zaradi togosti temeljev razlikuje od gibanja prostih tal. V resnici pa niti ne obstaja, ker nanjo takoj vplivajo tudi vztrajnostne sile konstrukcije. Da bi dobili zvezo med vhodnim gibanjem tal ob temelju in gibanjem prostih tal $\{u_b^f(\omega)\}$, si moramo podrobneje pogledati sistem prostih tal (indeks f – free field), ki je sestavljen iz zemljine z izkopom (indeks g - ground) in izkopenega dela (indeks e - excavation). Zanj velja :

$$[S_{bb}^e(\omega)] + [S_{bb}^g(\omega)] = [S_{bb}^f(\omega)] \quad 4.5$$

$$([S_{bb}^e(\omega)] + [S_{bb}^g(\omega)])\{u_b^f\} = [S_{bb}^g(\omega)]\{u_b^g\} \quad 4.6$$

$$[S_{bb}^f(\omega)]\{u_b^f\} = [S_{bb}^g(\omega)]\{u_b^g\} \quad 4.7$$



Slika 4.4. Obravnavanje podkonstrukcije zemljine.

Togost temelja upoštevamo s kinematičnimi pogoji v matriki $[A]$. Tako vse totalne pomike temelja v točkah na stiku z zemljo izrazimo s totalnimi pomiki temelja v točki 0. Pridemo do željene zveze:

$$\{u_0^g(\omega)\} = [S_{00}^g(\omega)]^{-1} [A]^T [S_{bb}^f(\omega)]\{u_b^f(\omega)\} \quad 4.8$$

Torej, konstrukcija je podprta z vzmetjo, ki ima generalizirano togost $[S_{00}^g(\omega)]$ odvisno od frekvence gibanja. Na drugem koncu te vzmeti se nanese potresno obremenitev $\{u_0^g(\omega)\}$, ki se jo izračuna iz gibanja prostih tal. Gibanje prostih tal se mora izračunati na mestu bodočega stika med konstrukcijo in zemljo. Zaradi težavnosti te transformacije se velikokrat predpostavlja, da je gibanje prostih tal enako vhodnemu gibanju tal ob temelju. Račun kinematične interakcije je namreč skorajda tako zapleten kot rešitev celotnega problema sodelovanja med konstrukcijo in zemljo, če spustimo vpliv kinematike.

4.2.2. OSNOVNE ENAČBE GIBANJA V ČASOVNEM OBMOČJU

Interakcijska analiza je mogoča tudi v časovnem območju, vendar ta pristop onemogoča uporabo frekvenčne odvisnosti dinamične togosti zemljine. V vektorju $\{r(t)\}$ so premiki prostostnih stopenj kot funkcija časa, vektor $\{r_0^g(t)\}$ pa je vhodno gibanje tal ob temelju kot funkcija časa. Tako je enačba 4.4 sedaj formulirana v časovnem območju:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M_{ss}] & [M_{s0}] \\ [M_{0s}] & [M_{00}^s] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_s^t\} \\ \{\dot{r}_0^t\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_{ss}] & [C_{s0}] \\ [C_{0s}] & [C_{00}^s] + [C_{00}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_s^t\} \\ \{\dot{r}_0^t\} \end{Bmatrix} + \\ & + \begin{bmatrix} [K_{ss}] & [K_{s0}] \\ [K_{0s}] & [K_{00}^s] + [K_{00}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_s^t\} \\ \{r_0^t\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [K_{00}^g]\{r_0^g\} + [C_{00}^g]\{\dot{r}_0^g\} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad 4.9$$

Zveze med interakcijskimi silami in pomiki so izražene s konstantnimi togostmi vzmeti in koeficienti dušenja dušilk, ki pa so izračunane pri lastni frekvenci sistema.

$$[S_{00}^g(\omega)] = [K_{00}^g] + i\omega[C_{00}^g] \quad 4.10$$

Uporabnejšo oblika formulacije osnovnih enačb gibanja dobimo, če totalne pomike ločimo na relativne pomike temeljev glede na vhodno gibanje tal ob temelju in ostale kombinacije relativnih pomikov v konstrukciji takole:

$$\{r_0^t\} = \{r_0^g\} + \{r_0\} \quad 4.11$$

$$\{r_s^t\} = [T_{s0}]\{r_0\} + \{r_s^d\} \quad 4.12$$

kjer je matrika $[T_{s0}]$ odvisna le od geometrijskih lastnosti konstrukcije. Ko enačbi 4.11 in 4.12 uporabimo v enačbi gibanja sistema 4.9 dobimo:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M_{ss}] & [M_{ss}][T_{s0}] \\ [T_{s0}]^T[M_{ss}] & [M_{00}^s] + [T_{s0}]^T[M_{ss}][T_{s0}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{r}_s^d\} \\ \{\ddot{r}_0\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_{ss}] & [0] \\ [0] & [C_{00}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_s^d\} \\ \{\dot{r}_0\} \end{Bmatrix} + \\ & + \begin{bmatrix} [K_{ss}] & [0] \\ [0] & [K_{00}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_s^d\} \\ \{r_0\} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} [M_{ss}][T_{s0}] \\ [M_{00}^s] + [T_{s0}]^T[M_{ss}][T_{s0}] \end{bmatrix} \{\ddot{r}_0^g\} \end{aligned} \quad 4.13$$

4.3. ENOSTAVEN DINAMIČEN MODEL

Za prikaz glavnih vplivov sodelovanja med konstrukcijo in zemljino bomo uporabili enostaven dinamičen model. Vodilni cilj je kvantitativno prikazati bistvene razlike med odzivom konstrukcije vpete v podajno zemljino in odzivom togo vpete konstrukcije. Omejili se bomo le na pojav inercijske interakcije, medtem ko posledice spremenjenega gibanja tal zaradi vpliva tal in konstrukcije (gibanje prostih tal in kinematična interakcija) na odziv konstrukcije ne bodo zajete. Inercijski vplivi interakcije se izrazijo s faktorjem podaljšanja lastnega nihajnega časa in povečanim dušenjem glede na togo vpeto podajno konstrukcijo. Dobimo dinamične karakteristike podajno vpete konstrukcije, s katerimi lahko v spektru odziva dobimo potresne sile in deformacije v konstrukciji.

Najlažje je vplive tal na odziv konstrukcije opazovati v frekvenčnem območju pri harmonični obtežbi. Ko imamo izračunano lastno frekvenco in dušenje celotnega sistema, se nadaljnja analiza lahko pretvori v časovno območje.

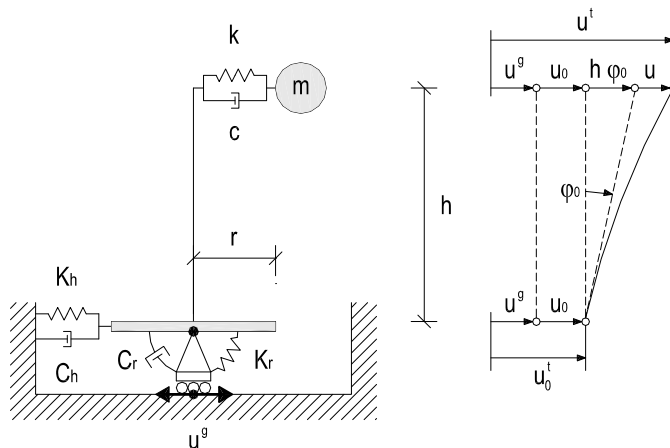
4.3.1. ENAČBE GIBANJA

Najenostavnejši model konstrukcije z eno prostostno stopnjo (Slika 4.5) v interakciji s podajno zemljino dopušča translacijo in rotacijo temeljev pri horizontalni obtežbi. Model konstrukcije je določen z maso m na višini h in s statično horizontalno togostjo elementa k . Polmer togega krožnega temelja je r , katerega maso zaenkrat zanemarimo. Dušenje v konstrukciji predstavimo s histereznim koeficientom dušenja ξ oziroma z ekvivalentnim viskoznim dušenjem c (en. 4.14):

$$c = \frac{2k\xi}{\omega}, \quad 4.14$$

kjer je ω frekvenca harmonične obtežbe. Tako idealizirana konstrukcija lahko predstavlja model enonadstropne zgradbe, mostu z nosilcem togim v vzdolžni smeri členkasto vpetim v stebre, ali celo večnadstropne zgradbe, kjer bi pri togi vpetosti prevladovala prva nihajna oblika. Lastna frekvenca togo vpete konstrukcije je:

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 4.15$$



Slika 4.5: Enostaven dinamičen model sodelovanja med konstrukcijo in zemljinjo pri horizontalni obtežbi.

Totalne pomike mase $u^t(\omega)$ in temelja $u_0^t(\omega)$ konstrukcije razdelimo, kot jih prikazuje Slika 4.5.

$$u^t = u^g + u_0 + h\varphi_0 + u \quad 4.16$$

$$u_0^t = u^g + u_0 \quad 4.17$$

$u_0(\omega)$ je amplituda pomika temelja relativno glede na vhodno gibanje tal ob temelju $u^g(\omega)$, $\varphi_0(\omega)$ je amplituda zasuk temelja okoli horizontalne osi, $u(\omega)$ pa je amplituda deformacije konstrukcije.

Sistem ima tri prostostne stopnje, $u_0(\omega)$, $\varphi_0(\omega)$ in $u(\omega)$, vendar zaradi ene mase ima le eno nihajno obliko, kot če bi bil model togo vpet v tla. Ostali dve prostostni stopnji, relativni pomik in zasuk temelja, pa sta povezani z veliko mero dušenja.

Pri reševanju v frekvenčnem območju imamo opravka s harmonično obtežbo, katere odvodi po času dobijo naslednjo obliko:

$$u_g = u_g(\omega)e^{i\omega t}, \dot{u}_g = i\omega u_g(\omega)e^{i\omega t}, \ddot{u}_g = -\omega^2 u_g(\omega)e^{i\omega t} \quad 4.18$$

Podobno so izraženi tudi pomiki ostalih prostostnih stopenj, zato je v kombinaciji z dušenjem vedno faktor $i\omega$, z maso pa $-\omega^2$.

Sistem enačb gibanja enostavnega dinamičnega modela podajno vpete konstrukcije je:

$$-m\omega^2 [u(\omega) + u_0(\omega) + h\varphi_0(\omega)] + k(1 + 2i\xi)u(\omega) = m\omega^2 u^g(\omega) \quad 4.19$$

$$-m\omega^2 [u(\omega) + u_0(\omega) + h\varphi_0(\omega)] + P_0(\omega) = m\omega^2 u^g(\omega) \quad 4.20$$

$$-mh\omega^2 [u(\omega) + u_0(\omega) + h\varphi_0(\omega)] + M_0(\omega) = mh\omega^2 u^g(\omega) \quad 4.21$$

Za interakcijske sile moramo poznati dinamično togost zemljine in sledijo iz enačbe 4.3:

$$\begin{Bmatrix} P_0(\omega) \\ M_0(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_h(\omega) & 0 \\ 0 & S_r(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0(\omega) \\ \varphi_0(\omega) \end{Bmatrix} \quad 4.22$$

Če je konstrukcija temeljena na površini, lahko translacijsko in rotacijsko prostostno stopnjo obravnavamo ločeno, zato so izvendiagonalni členi dinamične togostne matrike temeljnih tal nič. Z upoštevanjem enačb 4.15 in 4.22, dobimo rešitev v eksplicitni obliki:

$$u_0(\omega) = \frac{\omega_s^2 (1 + 2i\xi)}{\frac{S_h(\omega)}{m}} u(\omega) \quad 4.23$$

$$h\varphi_0(\omega) = \frac{\omega_s^2 (1 + 2i\xi)}{\frac{S_r(\omega)}{mh^2}} u(\omega) \quad 4.24$$

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega_s^2 (1 + 2i\xi)}{\frac{S_h(\omega)}{m}} - \frac{\omega_s^2 (1 + 2i\xi)}{\frac{S_r(\omega)}{mh^2}} \right] u(\omega) = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u^g(\omega) \quad 4.25$$

Določiti moramo le še dinamično togostno matriko temeljnih tal $[S_{00}^g(\omega)]$ in vhodno gibanje tal ob temelju $u^g(\omega)$, ki je enako gibanju prostih tal, če zanemarimo kinematično interakcijo.

4.3.2. DINAMIČNA TOGOSTNA MATRIKA ZEMLJINE – IMPEDANČNE FUNKCIJE

V splošnem je največja nezanesljivost pri interakcijski analizi ravno v določitvi impedančnih funkcij. Impedančne funkcije zajemajo dinamično togost in dušenje zemljine pri interakciji sistema konstrukcije in zemljine. Iz matematičnega stališča so impedančne funkcije matrike (en. 4.3), ki povezujejo sile in momente v temelju konstrukcije s pomiki in zasuki temelja glede na gibanje prostih tal. Oblika impedančnih funkcij je kompleksna in frekvenčno odvisna:

$$S_j(\omega) = K_j + i\omega C_j, \quad j = h, r \quad 4.26$$

Dinamična togost translacijskih in rotacijskih vzmeti K in dušenje dušilk C je določena s statično togostjo $K_{st,j}$ in brezdimenzijskimi koeficienti k_j, c_j , ki izražajo njeno frekvenčno odvisnost.

$$K_h = K_{st,h} k_h(a_0) \quad 4.27$$

$$C_h = \frac{r}{v_s} K_{st,h} c_h(a_0) \quad 4.28$$

$$K_r = K_{st,r} k_r(a_0) \quad 4.29$$

$$C_r = \frac{r}{v_s} K_{st,r} c_r(a_0) \quad 4.30$$

Ponavadi je vpeljana brezdimenzijska frekvenca $a_0 = \omega r / v_s$, kjer je ω frekvenca vzbujanja, r radij temelja in v_s hitrost strižnega valovanja v zemljini. Z zgornjimi enačbami dobimo impedančne funkcije formulirane v najpogostejši obliki:

$$S_j(a_0) = K_{st,j} (k_j(a_0, v) + i a_0 c_j(a_0, v)) \quad 4.31$$

Dobro modeliranje tal predstavlja bistveni problem vsake dinamične interakcijske analize. Zajeti je potrebno temeljna tla kot polprostor neskončnih dimenzij, ki omogoča radiacijsko dušenje. Za določitev dinamične togostne matrike obstajajo različni analitični in numerični pristopi. Z analitičnimi izpeljavami je bil narejen odziv togega krožnega brezmasnega temelja ležečega na elastičnem polprostoru na direktno harmonično obtežbo. Z numeričnimi pristopi pa so bile dane rešitve tudi za konstrukcije s temelji vkopanimi v slojeviti viskoelastični polprostor. To je mogoče z metodo končnih elementov z ustreznimi robnimi pogoji ali pa metodo robnih elementov, ki zahtevajo diskretizacijo stika zemljine s temelji in reševanje integralskih enačb po neskončnem območju za izpolnitev radiacijskega pogoja. To so zahtevne metode v smislu teoretičnega ozadja in obsežnega računanja. Vendar so s svojimi rešitvami omogočile razvoj enostavnih modelov, kot je stožčast model zemljine (Wolf, 1994) ali pa se je tem rešitvam približalo z enostavnimi empiričnimi enačbami.

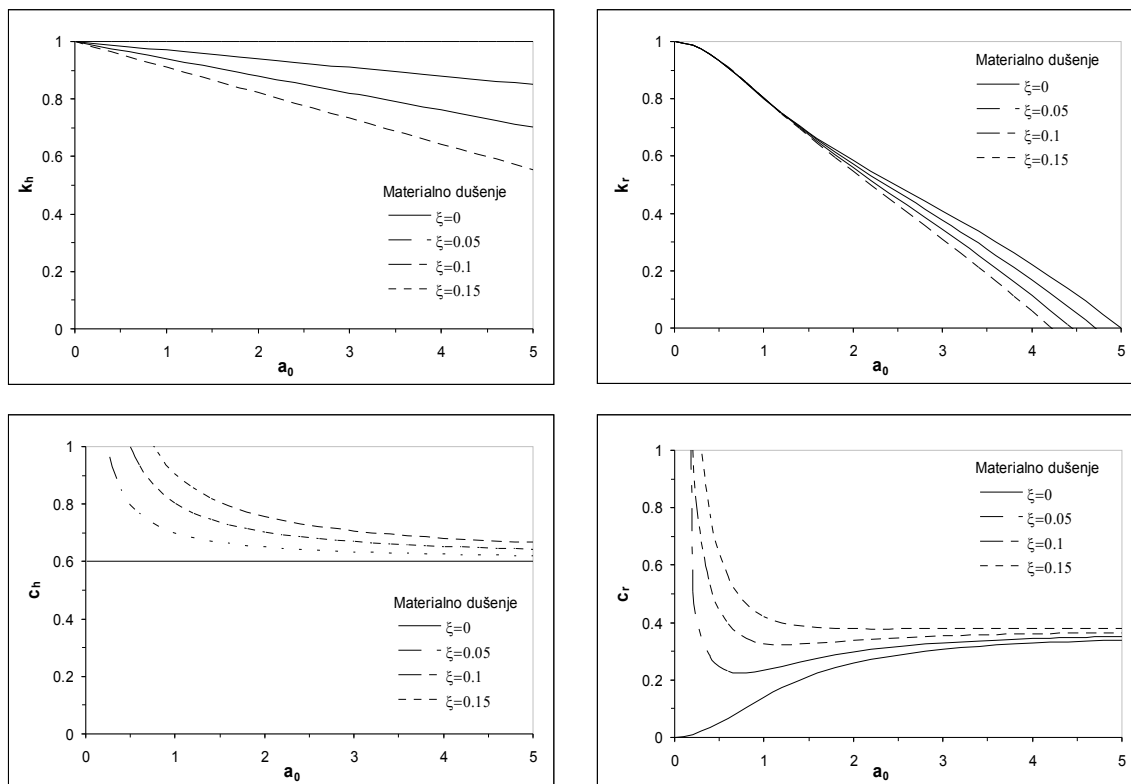
Statična togost diska na elastičnem homogenem polprostoru za translacijo in rotacijo je:

$$K_{st,h} = \frac{8}{2-\nu} Gr \quad 4.32$$

$$K_{st,r} = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr^3, \quad 4.33$$

kjer sta ν Poissonov količnik zemljine in G njen strižni modul. Krivulje frekvenčno odvisnih koeficientov za togost k_j in za dušenje c_j so računali različni avtorji. Zelo pogosto so uporabljene empirične enačbe Veletsos in Verbiča (1973), ki sta jih dobila na podlagi številnih numeričnih rezultatov za tog cilindričen temelj na površini viskoelastičnega polprostora (Slika 4.6). Wolf uporabi konstantne vrednosti brezdimenzijskih koeficientov $k_h = 1, c_h = 0.575$,

$k_r = 1$ in $c_r = 0.15$, kadar se v svojih primerih skuša izogniti frekvenčni odvisnosti impedančnih funkcij za toge okrogle temelje brez upoštevanja materialnega dušenja. S to poenostavitvijo je največja napaka narejena za koeficient vzmeti v rotacijski smeri k_r (Slika 4.6).



Slika 4.6: Prikaz frekvenčno odvisnih koeficientov dinamične togosti zemljine po Veletsos in Verbiču (1973) tako za elastični polprostor kot viskoelastični polprostor, kjer je zajeto tudi materialno dušenje (na sliki je $\xi_g = \xi$) zemljine za $\nu = 0.45$ z $a_0 = \omega r / v_s$ na abscisi.

Impedančne funkcije so torej odvisne od frekvence obtežbe, lastnosti temelja in lastnosti zemljine.

Ker je temelj tog, je pomembna le še njegova dimenzija. Impedančne funkcije so izpeljane za okrogel temelj. Z vpeljavo ekvivalentnih radijev pa jih lahko uporabimo tudi v primerih pravokotnih temeljev, če je razmerje stranic $l/b < 4$ [NEHRP]. Dobry in Gazetas (1986) sta opozorila, da so pri tej poenostavitvi zelo podcenjene vrednosti frekvenčno odvisnih koeficientov rotacijskih dušilk $c_r(a_0)$. Ekvivalentna radija se za posamezni prostostni stopnji, translacijo in rotacijo, razlikujeta:

$$r_h = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad 4.34$$

$$r_r = \sqrt[4]{\frac{4I_f}{\pi}} \quad 4.35$$

A_f in I_f sta ploščina in ustrezen vztrajnostni moment dejanskega temelja. V skladu z njima dobimo tudi različni brezdimenzijski frekvenci $a_0(r_h)$ in $a_0(r_r)$.

Lastnosti zemljine, ki so uporabljene v impedančnih funkcijah, so strižni modul zemljine G oziroma z njim povezana hitrost strižnega valovanja v_s , materialno dušenje ξ_g in Poissonov količnik zemljine ν . Strižni modul zemljine G in koeficient materialnega dušenja ξ_g , ki se zaradi nelinearnega obnašanja zemljine spreminjata s strižnimi deformacijami, morata ustrezati deformacijskemu stanju pri potresni obtežbi. Strižne deformacije lahko dobimo z ekvivalentno linearnim pristopom enodimenzionalne analize odziva tal s programom SHAKE91. Okvirne vrednosti za strižni modul zemljine in koeficient materialnega dušenja pri posameznih jakostih potresa podaja tudi Eurocode 8 (5 del):

Maksimalni pospešek tal [g]	Koeficient dušenja ξ_g	$v_s/v_{s,\text{maks}}$	G/G_{maks}
0.10	0.03	0.9 (± 0.07)	0.8 (± 0.10)
0.20	0.06	0.7 (± 0.15)	0.5 (± 0.20)
0.30	0.10	0.6 (± 0.15)	0.35 (± 0.20)

Tabela 4.1: Redukcija strižnega modula in hitrosti strižnega valovanja ter povečanje materialnega dušenja zaradi strižnih deformacij. Podane vrednosti veljajo za zgornjih 20m profila in za $v_{s,\text{maks}} < 360\text{m/s}$. Razlike zaradi različnih modelov zemljine so zajete v območju \pm standardne deviacije.

Poissonov količnik ν	Vrste zemljine
0.33	peski in gramoz
0.40	toge gline in vezljive zemljine
0.45	mehke (podajne) gline

Tabela 4.2: Vrednosti Poissonovega količnika glede na klasifikacijo zemljine (NEHRP, 2001).

Kar se tiče Poissonovega količnika velja Tabela 4.2. Za praktične primere je primerna uporaba povprečne vrednosti Poissonovega količnika $\nu = 0.40$.

Kako upoštevati vpliv materialnega dušenja, vkopanih temeljev in slojevitih tal v impedančnih funkcijah, če nimamo na voljo točnih analitičnih ali numeričnih rešitev za dano situacijo, si pogledjmo v naslednjih treh poglavjih.

4.3.2.1. Materialno dušenje

Materialno dušenje v zemljini se vpelje v interakcijsko analizo s korespondenčnim principom. Rešitev dobimo z množenjem elastičnih konstant s kompleksnim faktorjem $(1 + 2i\xi_g)$, kjer je ξ_g materialno dušenje v zemljini.

$$G \rightarrow G(1 + 2i\xi_g) \quad 4.36$$

Pojavi se zaradi zdrsa med zrni in je neodvisno od frekvence gibanja. Pri reševanju enačbe valovanja skozi zemljino je modeliran s Kelvin – Voigtovim modelom ekvivalentno viskoznega dušenja (Slika 2.1). Alternativa koeficientu materialnega dušenja ξ_g je koeficient trenja $\tan \delta$, kjer δ predstavlja mobilizirani strižni kot. Ker je $\xi_g = 0.5 \tan \delta$, obe karakteristiki predstavljata isto fizikalno količino. S stališča geomehanikov je $\tan \delta$ celo bolj predstavljaliv, medtem ko je definicija koeficienta materialnega dušenja precej umetna, vendar trenutno v praksi bolj uporabljena.

Dinamična togost $S_j(a_0)$ za $j = h, r$ za nedušeno zemljino je:

$$S_j(a_0) = K_{st,j} [k_j(a_0) + ia_0 c_j(a_0)], \quad 4.37$$

kjer je K_{st} statična togost, k in c sta koeficienta vzmeti in dušilke odvisna od brezdimenzijske frekvence a_0 . Za dušeno zemljino pa formuliramo dinamične koeficiente takole:

$$S_{j,\xi}(a_0) = K_{st,j} [k_{j,\xi}(a_0) + ia_0 c_{j,\xi}(a_0)] \quad 4.38$$

Torej, k_ξ in c_ξ je potrebno izračunati na novo s kompleksnimi vrednostmi strižnega modula, kar je v večini primerov, če ravno ne obstajajo analitične rešitve, precej dolgotrajno. Zanima nas če lahko dobimo približne vrednosti za dinamične togostne koeficiente dušene zemljine iz znanih vrednosti dinamičnih koeficientov za nedušeno zemljino. S korespondenčnim principom koeficient dušenja vpliva na dinamično togost na tri načine (en. 4.39). Prvič je s faktorjem $(1 + 2i\xi_g)$ pomnožena statična togost, drugič se zaradi kompleksne vrednosti hitrosti strižnega valovanja vpelje a_0^* (en. 4.40) in tretjič $k(a_0)$ in $c(a_0)$ moramo zamenjati s $k(a_0^*)$ in $c(a_0^*)$

$$S_j(a_0^*) = K_{st,j} (1 + 2i\xi_g) [k_j(a_0^*) + ia_0^* c_j(a_0^*)] = S_{j,\xi}(a_0) \quad 4.39$$

$$a_0^* = \frac{a_0}{\sqrt{1 + 2i\xi_g}} \simeq a_0 (1 - i\xi_g), \text{ če predpostavimo } \xi_g^2 \ll 1 \quad 4.40$$

Predpostavimo enakost $k(a_0) = k(a_0^*)$ in $c(a_0) = c(a_0^*)$. Združimo realni del in imaginarni del dinamične togosti. Ob primerjavi z enačbo 4.38 dobimo:

$$S_{j,\xi}(a_0) = K_{st,j} (1 + 2i\xi_g) [k_j(a_0) + ia_0 (1 - i\xi_g) c_j(a_0)] \quad 4.41$$

$$k_{j,\xi}(a_0) = k_j(a_0) - \xi_g a_0 c_j(a_0) \quad 4.42$$

$$c_{j,\xi}(a_0) = c_j(a_0) + 2 \frac{\xi_g}{a_0} k_j(a_0) \quad 4.43$$

Zaradi materialnega dušenja v zemljini se dinamični koeficient dušenja poveča, kar smo tudi pričakovali, medtem ko se dinamični koeficient vzmeti zmanjša.

Za izpeljavo dinamičnih lastnosti ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (poglavje 4.3.4.1) se je zanemaril tudi vpliv materialnega dušenja na dinamični koeficient vzmeti:

$$S_{j,\xi}(a_0) = K_{st,j} \left[k_j(a_0) + ia_0 \left(c_j(a_0) + 2 \frac{\xi_g}{a_0} k_j(a_0) \right) \right] \quad 4.44$$

$$S_{j,\xi}(a_0) = K_{st,j} k_j(a_0) [1 + 2i\xi_j(a_0) + 2i\xi_g] \quad 4.45$$

kjer je koeficient radiacijskega dušenja enak:

$$\xi_j(a_0) = \frac{a_0 c_j(a_0)}{2k_j(a_0)} \quad 4.46$$

Materialno dušenje se tako le prišteje k radiacijskemu dušenju.

Sedaj se lahko vrnemo nazaj k rešitvam sistema enačb gibanja za podajno vpet model (Slika 4.5). Če upoštevamo materialno dušenje v poenostavljeni obliki (en. 4.45) in naslednje zveze:

$\omega_h(a_0) = \sqrt{\frac{K_{st,h} k_h(a_0)}{m}} \quad 4.47$	$\omega_r(a_0) = \sqrt{\frac{K_{st,r} k_r(a_0)}{mh^2}} \quad 4.48$
$\xi_h(a_0) = \frac{a_0 c_h(a_0)}{2k_h(a_0)} \quad 4.49$	$\xi_r(a_0) = \frac{a_0 c_r(a_0)}{2k_r(a_0)} \quad 4.50$

dobimo:

$$u_0(\omega) = \frac{\omega_s^2}{\omega_h^2(a_0)} \left[1 + 2i\xi - 2i\xi_h(a_0) - 2i\xi_g \right] u(\omega) \quad 4.51$$

$$h\varphi_0(\omega) = \frac{\omega_s^2}{\omega_r^2(a_0)} \left[1 + 2i\xi - 2i\xi_r(a_0) - 2i\xi_g \right] u(\omega) \quad 4.52$$

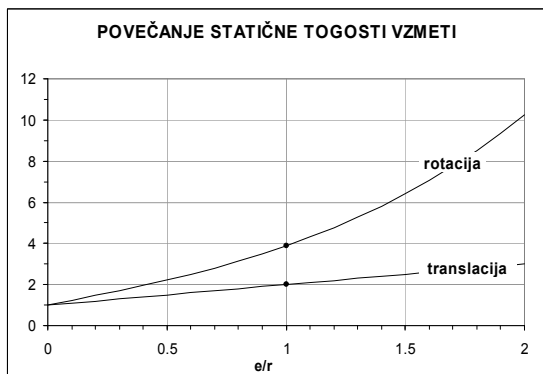
$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega_s^2}{\omega_h^2(a_0)} \left(1 + 2i\xi - 2i\xi_h(a_0) - 2i\xi_g \right) - \frac{\omega_s^2}{\omega_r^2(a_0)} \left(1 + 2i\xi - 2i\xi_r(a_0) - 2i\xi_g \right) \right] u(\omega) = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u^g(\omega) \quad 4.53$$

ω_h in ω_r sta lastni frekvenci dinamičnega modela, če je konstrukcija toga ($k = \infty$). ω_h je lastna frekvenca dinamičnega modela, če je preprečena rotacija in ω_r je lastna frekvenca dinamičnega modela, če je preprečena translacija temelja. ξ_h in ξ_r pa sta koeficienta radiacijskega dušenja v translacijski in rotacijski smeri brez upoštevanja materialnega dušenja, ker je ta v enačbi 4.45 podan posebej.

4.3.2.2. Vkopan temelj

Impedančne funkcije vkopane temelja lahko modeliramo na dva načina:

1. Kombiniramo povečano statično togost za vkopani temelj s frekvenčno odvisnimi koeficienti za temelj na površini. Povečano statično togost za vkopane temelje sta izračunala Pais in Kausel (1988). Njune enačbe (4.54 in 4.55) veljajo za $e/r < 2$, kjer je e globina vkopa.



$$K_{e,st,h} = K_{st,h} \left(1 + \frac{e}{r_h} \right) \quad 4.54$$

$$K_{e,st,r} = K_{st,r} \left(1 + 2.3 \frac{e}{r_r} + 0.58 \left(\frac{e}{r_r} \right)^3 \right) \quad 4.55$$

Slika 4.7: Faktor povečanja statične togosti vzmeti zemljine za vkopane temelje.

2. Uporabimo analitične rešitve za impedančne funkcije za togi temelj vkopan v polprostor. Te upoštevajo tudi dinamično interakcijo med stenami temelja in zemljino, ki se kaže v povečanem radiacijskem dušenju (Bielak, 1975; Apsel in Luco, 1987; Tassoulas in Kausel, 1983).

Pri globoko vkopanih temeljih ($e/r > 1$) rešitve prve metode približamo točnejšim rešitvam druge metode, če se zagotovi odvisnost med translacijo in rotacijo z upoštevanjem izvendiagonalnih elementov dinamične togostne matrike zemljine. Najenostavnejša možnost je:

$$S_{hr}(\omega) = S_{rh}(\omega) = \frac{e}{3} S_h(\omega) \quad 4.56$$

Do tedaj se je predpostavljalo, da je prijemališče interakcijskih sil in središče rotacije temelja v nivoju spodnje ploskve temelja. Z izvendiagonalnimi členi dinamične togostne matrike dosežemo, da se prijemališče interakcijskih sil pri globoko vkopanih temeljih pomakne proti težišču temelja. To je posledica vpliva zemljine na stranske stene temelja oziroma temeljne zidove.

4.3.2.3. Slojevita tla

Ponavadi imamo opravka z nehomogenimi tlemi, kjer se dinamične karakteristike zemljine spreminjajo z globino. Slojevita tla nadomestimo z ekvivalentnim homogenim viskoelastičnim polprostorom s povprečnimi dinamičnimi karakteristikami iz efektivnega profila. Efektivna globina je odvisna od prostostne stopnje in dimenzij temelja:

- translacija: $0.75r_h$ pod nivojem temelja
- rotacija: $0.75r_r$ pod nivojem temelja

Ekvivalentna hitrost strižnega valovanja bi se izračunala kot kvocient efektivne globine s časom vertikalnega potovanja strižnega vala skozi efektivni profil.

V primeru plitkega sloja zemljine debeline d nad togo podlago pride do povečanja statične togosti (Kausel, 1974):

$$K_{d,st,h} = K_{st,h} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r_h}{d} \right) \quad 4.57$$

$$K_{d,st,r} = K_{st,r} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{r_r}{d} \right) \quad 4.58$$

in spremenjenih frekvenčno odvisnih koeficientov za vzmeti in dušilke. Zgornje enačbe za statično togost veljajo, če je $r/d < 0.5$ in je strižna hitrost »toge« podlage vsaj še enkrat večja od strižne hitrosti sloja nad podlago (Stewart, 2003). Za frekvenčno odvisne koeficiente vzmeti $k(a_0)$ lahko uporabimo kar rešitve za homogen polprostor, vendar pride do oscilacij povezanih z lastnimi frekvencami sloja. Roesset je ugotovil, da so te oscilacije zanemarljive, če je koeficient materialnega dušenja večji od 7%. Pri frekvenčno odvisnih koeficientov dušilk $c(a_0)$ pa pride do pomembnega pojava. Za frekvence nižje od lastne frekvence sloja (en. 2.28) ni radiacijskega dušenja, ostane le še materialno dušenje v zemljini. Za frekvence višje od lastne frekvence sloja pa se lahko uporabi frekvenčno odvisne koeficiente dušilk za homogen polprostor.

V primeru vkopanega krožnega temelja v plitek sloj zemljine nad tego podlago se za povečanje statične togosti doda še en faktor:

$$K_{d,e,st,h} = K_{st,h} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r_h}{d} \right) \left(1 + \frac{e}{r_h} \right) \left(1 + \frac{e}{d} \right) \quad 4.59$$

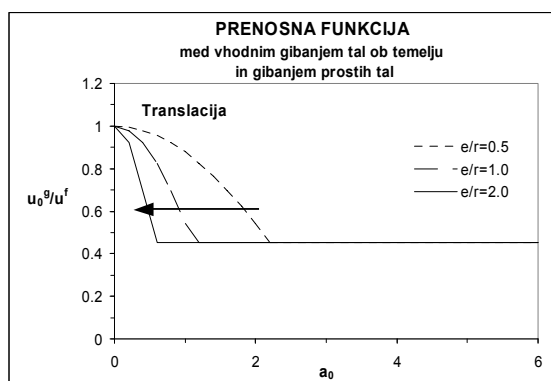
$$K_{d,e,st,r} = K_{st,r} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{r_r}{d} \right) \left(1 + 2.3 \frac{e}{r_r} + 0.58 \left(\frac{e}{r_r} \right)^3 \right) \left(1 + 0.7 \frac{e}{d} \right) \quad 4.60$$

4.3.3. KINEMATIČNA INTERAKCIJA

Učinki kinematike so tudi odvisni od frekvence valovanja. Z višjimi frekvencami imajo potresni valovi vedno krajšo valovno dolžino. Relativne dimenzije temelja glede na valovno dolžino so vedno večje in zaradi svoje togosti temelj vedno težje sledi gibanju tal. Če pa se relevantne dimenzije temelja, odvisno od smeri valovanja, ujemajo z valovno dolžino valovanja, kinematična interakcija sproži tudi novo obliko vibracij v konstrukciji.

Če predpostavimo potresno obtežbo le v obliki SH valov, ki se širijo navpično navzgor skozi slojevita tla, temelji na površini sploh niso izpostavljeni kinematični interakciji. Pri vkopanem temelju pa je učinek kinematike dvojen. Najprej se horizontalni pomiki glede na gibanje prostih tal omejijo z neko povprečno vrednostjo horizontalnega pomika prostih tal,

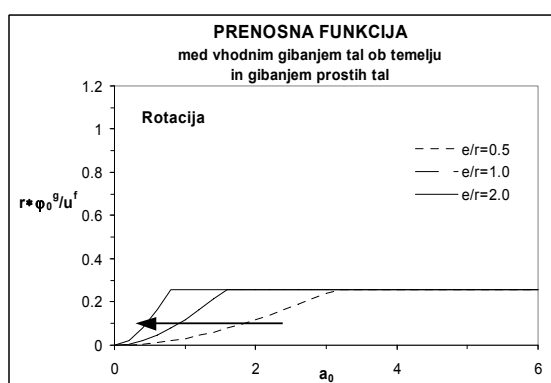
hkrati pa se pojavijo zasuki okoli horizontalne osi temelja. Roesset je predlagal, da so do $e/r < 0.15$ kinematični učinki na odziv konstrukcije zanemarljivi. Predpisi analize kinematične interakcije v večini primerov ne zahtevajo. Izjema v tem primeru je Eurocode 8, ki zahteva račun upogibnih momentov v pilotih tudi zaradi kinematičnih vplivov, če sta izpolnjeni vsaj dve izmed naslednjih trditev: tla vrste C ali slabša, projektni pospešek tal večji od 0.1g in konstrukcija s faktorjem pomembnosti I ali II.



Translacija:

$$\left| \frac{u_0^g}{u^f} \right| = \begin{cases} a_0 \leq 0.7 \frac{\pi r}{2e} \rightarrow \cos\left(\frac{e}{r} a_0\right) \\ a_0 > 0.7 \frac{\pi r}{2e} \rightarrow 0.453 \end{cases}$$

4.61



Rotacija:

$$\left| \frac{r\phi_0^g}{u^f} \right| = \begin{cases} a_0 \leq \frac{\pi r}{2e} \rightarrow 0.257 \left(1 - \cos\left(\frac{e}{r} a_0\right)\right) \\ a_0 > \frac{\pi r}{2e} \rightarrow 0.257 \end{cases}$$

4.62

Slika 4.8: Prenosna funkcija med vhodnim gibanjem tal ob temelju in gibanjem prostih tal za translacijo (a) in rotacijo (b), ki da pravilen rezultat tudi za temelj na površini ($e = 0$).

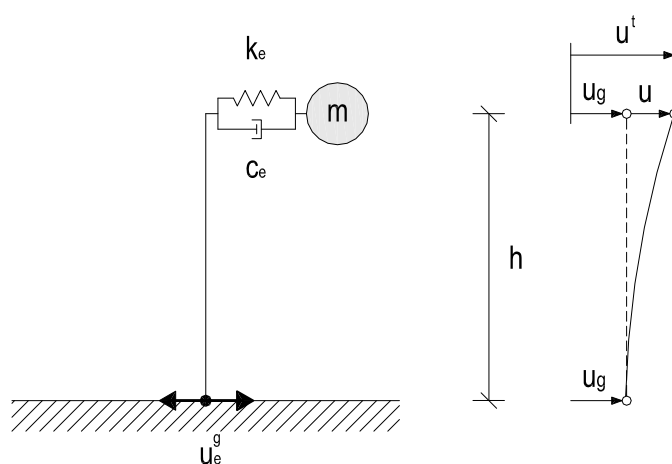
Elsabee in Morray sta predlagala približno prenosno funkcijo med vhodnim gibanjem tal ob temelju in gibanjem prostih tal za translacijo in nastalo rotacijo za krožni temelj v odvisnosti od globine vkopanega temelja (e/r). Temelji na natančnejših in obsežnejših izračunih z metodo končnih elementov s predpostavljenim vertikalnim širjenjem SH valov (Elsabee in Morray, Day). Rezultati so pokazali filtriranje višjih frekvenc pri translaciji ($a_0 > 0.5$) in razvoj rotacije za $a_0 > 1.0$. Z večjim razmerjem e/r se pri nižjih frekvencah ($a_0 < 1.5$) poveča filtriranje translacijskega gibanja in poveča amplituda rotacijskega gibanja. Višje frekvence pa niso občutljive na razmerje globina vkopa proti radiju temelja.

4.3.4. GLAVNI UČINKI DINAMIČNEGA SODELOVANJA MED ZEMLJINO IN KONSTRUKCIJO

Zaradi podajne vpetosti se konstrukciji spremenita lastna frekvenca in celokupno dušenje. Glavne učinke sodelovanja med zemljino in konstrukcijo dobimo, če izenačimo odziv podajno vpetega modela z nadomestnim ekvivalentnim togo vpetim modelom z eno prostostno stopnjo. Dinamične lastnosti nadomestnega ekvivalentnega togo vpetega modela so enake lastni frekvenci in sistemskemu dušenju podajno vpetega modela. Tak pristop sta prva vpeljala Veletsos in Meek (1974), potem pa jima je sledil še Wolf (1985).

4.3.4.1. Ekvivalenten sistem z 1 prostostno stopnjo

Ekvivalenten togo vpet model z eno prostostno stopnjo (Slika 4.9) ima enak odziv $u(\omega)$, deformacijo konstrukcije, kot dejanski podajno vpet model (Slika 4.5). Na podlagi te predpostavke so izbrane ekvivalentne dinamične karakteristike. To so ekvivalentna togost k_e , ekvivalenten koeficient dušenja ξ_e in ekvivalentna lastna frekvenca ω_e . Ekvivalenten togo vpet model je izpostavljen vplivom ekvivalentne harmonične obtežbe u_e^g , medtem ko masa m ostane enaka kot pri podajno vpetem modelu.



Slika 4.9: Ekvivalenten togo vpet model z eno prostostno stopnjo.

Enačba gibanja ekvivalentnega togo vpetega modela z eno prostostno stopnjo je:

$$(-m\omega^2 + i\omega c_e + k_e)u(\omega) = m\omega^2 u_e^g(\omega) \quad 4.63$$

Ko $\omega_e^2 = \frac{k_e}{m}$ vstavimo v enačbo 4.63, dobimo:

$$\left(1 + 2i\xi_e - \frac{\omega^2}{\omega_e^2}\right)u(\omega) = \frac{\omega^2}{\omega_e^2}u_e^g(\omega) \quad 4.64$$

Ekvivalentno lastno frekvenco ω_e določimo ob dejstvu, da je pri nedušenem sistemu odziv pri tej frekvenci neskončen. To pokaže tudi enačba 4.64. Ko je $\omega = \omega_e$, je pri $\xi_e = 0$ člen pred $u(\omega)$ enak 0. To bi moralo veljati tudi za lastno frekvenco podajnega sistema (Slika 4.5), zato v enačbi 4.53 predpišemo $\xi = \xi_g = \xi_h(a_0) = \xi_r(a_0) = 0$ in $\omega = \omega_e$. Pri teh vrednostih mora biti člen pred $u(\omega)$ enak 0 in dobimo:

$$\frac{1}{\omega_e^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2(a_0)} + \frac{1}{\omega_r^2(a_0)} \quad 4.65$$

V enačbi 4.65 morajo biti od frekvence odvisni členi $\omega_h(a_0(\omega_e))$ in $\omega_r(a_0(\omega_e))$ izračunani pri lastni frekvenci podajnega sistema. Ker te sprva ne poznamo, je potrebna iteracija z začetno vrednostjo $\omega = \omega_s$.

Ekvivalentni koeficient dušenja ξ_e izračunamo pri lastni frekvenci podajnega sistema ω_e . To upoštevamo tako v enačbi podajnega modela 4.53 kot v enačbi njemu ekvivalentnega modela 4.64, v katero vstavimo enačbo 4.65. Izenačimo njune leve strani, zanemarimo kvadratne člene koeficientov dušenja in dobimo:

$$\xi_e = \frac{\omega_e^2}{\omega_s^2}\xi + \left(1 - \frac{\omega_e^2}{\omega_s^2}\right)\xi_g + \frac{\omega_e^2}{\omega_h^2(a_0)}\xi_h(a_0) + \frac{\omega_e^2}{\omega_r^2(a_0)}\xi_r(a_0) \quad 4.66$$

K ekvivalentnemu koeficientu dušenja vsak posebej prispevajo histerezo dušenje v konstrukciji ξ , histerezo materialno dušenje v zemljini ξ_g , viskozno radiacijsko dušenje v zemljini brez materialnega dušenja v horizontalni smeri $\xi_h(a_0(\omega_e))$ in v rotacijski smeri $\xi_r(a_0(\omega_e))$.

Če primerjamo desne strani enačb rešitve sistema podajnega modela (en. 4.53) in ekvivalentnega togo vpetega modela (en. 4.64), dobimo še relacijo med obtežbo ekvivalentnega modela in podajnega sistema:

$$u_e^g(\omega) = \frac{\omega_e^2}{\omega_s^2} u^g(\omega) \quad 4.67$$

Če povzamemo zgornje izpeljave, dobimo glavne učinke dinamičnega sodelovanja med konstrukcijo in zemljinjo na odziv konstrukcije:

1. Lastna frekvenca podajno vpetega sistema je vedno manjša od lastne frekvence togo vpete konstrukcije

$$\omega_e < \omega_s.$$

2. Če je prisotno radiacijsko dušenje, je koeficient dušenja podajnega sistema večji od dušenja v konstrukciji, ki bi še ostalo, če bi bila konstrukcija togo vpeta:

$$\xi_e > \xi.$$

Sodelovanje med zemljinjo in konstrukcijo zmanjšuje vpliv konstrukcijskega dušenja (prvi člen en. 4.66), ker pride vedno do zmanjšanja lastne frekvence sistema. Ponavadi pa je materialno dušenje v zemljini vedno nekoliko večje od dušenja v konstrukciji.

Tudi če radiacijsko dušenje ni omogočeno, se zelo redko zgodi, da je celokupno dušenje podajnega sistema manjše od dušenja togo vpete konstrukcije.

3. Ekvivalentna potresna obtežba bo vedno manjša od potresne obtežbe, s katero obremenimo podajni sistem

$$u_e^g(\omega) < u^g(\omega).$$

4. Pri podajno vpeti konstrukciji so omogočeni tudi horizontalni pomiki in zasuki temelja. Relativen pomik mase glede na vhodno gibanje tal je vedno večji kot deformacija konstrukcije, ki ji moramo prišteti še pomike temelja in pomike zaradi zasuka temelja:

$$u_0 + h\varphi_0 + u.$$

Posamezne komponente relativnega pomika mase glede na vhodno gibanje tal dobimo v enačbah 4.51 in 4.52. Računamo jih v primeru projektiranja razdalj med sosednima objektoma. Maksimalne potresne strižne sile v konstrukciji so odvisne le od deformacij konstrukcije $u(\omega)$ in so enake $k|u|$.

4.3.5. PARAMETRIČNA ŠTUDIJA

Odziv podajno vpete konstrukcije je odvisen od lastnosti temeljnih tal, temeljev in konstrukcije na eni strani in lastnosti dinamične obtežbe na drugi strani. Vpeljemo relevantne brezdimenzijske parametre, ki pri določeni frekvenci obtežbe kontrolirajo interakcijski mehanizem. Ponavadi predstavljajo razmerje med dinamičnimi in geometrijskimi lastnostmi konstrukcije in temeljev oziroma zemljine:

- Razmerje med togostjo konstrukcije proti togosti zemljine, kjer je v_s hitrost strižnega valovanja v zemljini, ω_s lastna (krožna) frekvenca togo vpete konstrukcije, h pa njena višina. Bolj podajna tla se odražajo z večjim ss , če predpostavimo, da ne spreminjamo karakteristik konstrukcije.

$$ss = \frac{\omega_s h}{v_s} \quad 4.68$$

- Razmerje vitkosti, kjer je r radij krožnega temelja.

$$hh = \frac{h}{r} \quad 4.69$$

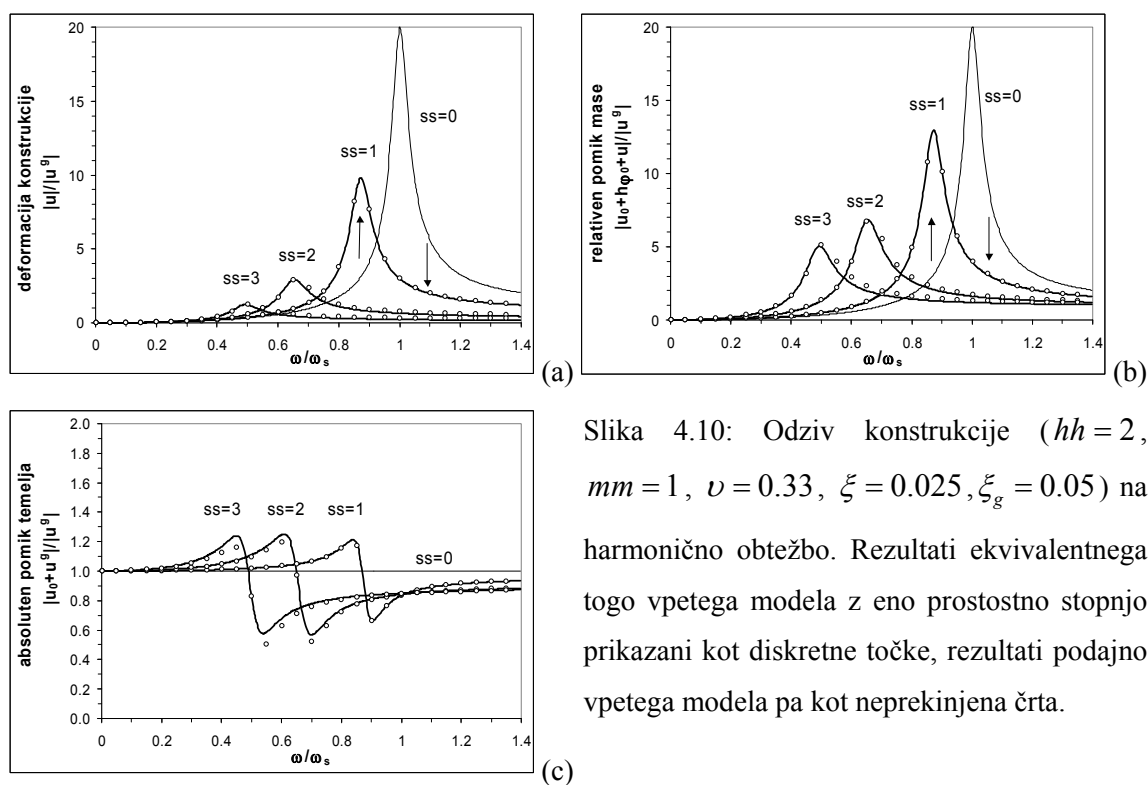
- Masno razmerje, kjer je ρ gostota zemljine

$$mm = \frac{m}{\rho r^3} \quad 4.70$$

Med rešitvijo sistema podajnega modela in ekvivalentno togo vpetega modela obstaja bistvena razlika. Pri sistemu podajno vpetega modela se dinamični koeficienti vzmeti in dušilk spreminjajo v skladu s frekvenco obtežbe. Pri ekvivalentno togo vpetem modelu pa so te dinamični koeficienti vzmeti in dušilk izračunani le enkrat in sicer pri lastni frekvenci sistema. Lastne frekvence sistema na začetku ne poznamo. Izračunamo jo lahko na dva načina. Prva možnost je z iteracijskim postopkom po enačbi 4.65, drugo možnost pa je reševanje sistema enačb podajnega modela pri različnih frekvencah harmoničnega vhodnega gibanja tal. Ko bo frekvenca harmoničnega vhodnega gibanja enaka lastni frekvenci sistema, bo odziv konstrukcije $u(\omega)$ največji. Tudi do systemskega dušenja lahko pridemo na dva načina. Prva možnost je po enačbi 4.66, ki jo izračunamo pri lastni frekvenci sistema. Druga možnost pa je posledica znanega odziva podajnega modela pri systemski lastni frekvenci. Tedaj dobimo celokupno dušenje kot:

$$\xi_e = \frac{u^g}{2u(\omega_e)} \left(\frac{\omega_e}{\omega_s} \right)^2. \quad 4.71$$

Podobnost v rezultatih podajnega modela in ekvivalentno togo vpetega modela je zelo spodbudna (Slika 4.10) za dinamično analizo sodelovanja med zemljino in konstrukcijo v časovnem območju. Analiza v časovnem območju onemogoča frekvenčno odvisnost dinamičnih koeficientov vzmeti in dušilk. Ko enkrat poznamo lastno frekvenco sistema, pri tej frekvenci fiksiramo dinamične koeficiente vzmeti in dušilk. Večji ko je vpliv zemljine (večji ss , večji mm in manjši hh) na odziv konstrukcije (Slika 4.12 in Slika 4.13), slabše je ujemanje med obema vrstama rezultatov.

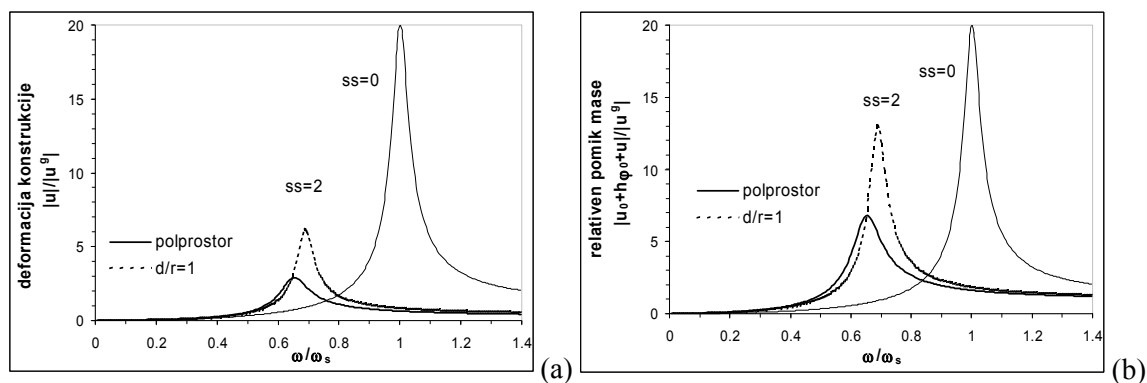


Slika 4.10: Odziv konstrukcije ($hh = 2$, $mm = 1$, $\nu = 0.33$, $\xi = 0.025$, $\xi_g = 0.05$) na harmonično obtežbo. Rezultati ekvivalentnega togo vpetega modela z eno prostostno stopnjo prikazani kot diskretne točke, rezultati podajno vpetega modela pa kot neprekinjena črta.

Slika 4.10 prikazuje primerjavo odziva konstrukcije v odvisnosti od frekvence harmonične obtežbe pri različnem parametru ss . Ko je $ss = 0$, ni interakcije med zemljino in konstrukcijo, ker je konstrukcija vpeta v neskončno togo zemljino. Večji je parameter ss , bolj podajna je zemljina, večji je vpliv zemljine na odziv konstrukcije, ki pa ni vedno bolj ugoden. Ugoden vpliv bi bil v skladu s pričakovanji, ker je koeficient dušenja podajnega sistema ponavadi večji od koeficienta dušenja v konstrukciji in ekvivalentna potresna obtežba je vedno manjša od potresne obtežbe, s katero obremenimo podajni sistem. Pri posameznih frekvencah ω/ω_s je odziv z upoštevanjem sodelovanja med zemljino in konstrukcijo celo večji. Če takšne

frekvence prevladujejo tudi pri potresni obtežbi, podajna vpetost neugodno vpliva na odziv konstrukcije. Frekvenčni sestav potresne obtežbe tukaj igra pomembno vlogo.

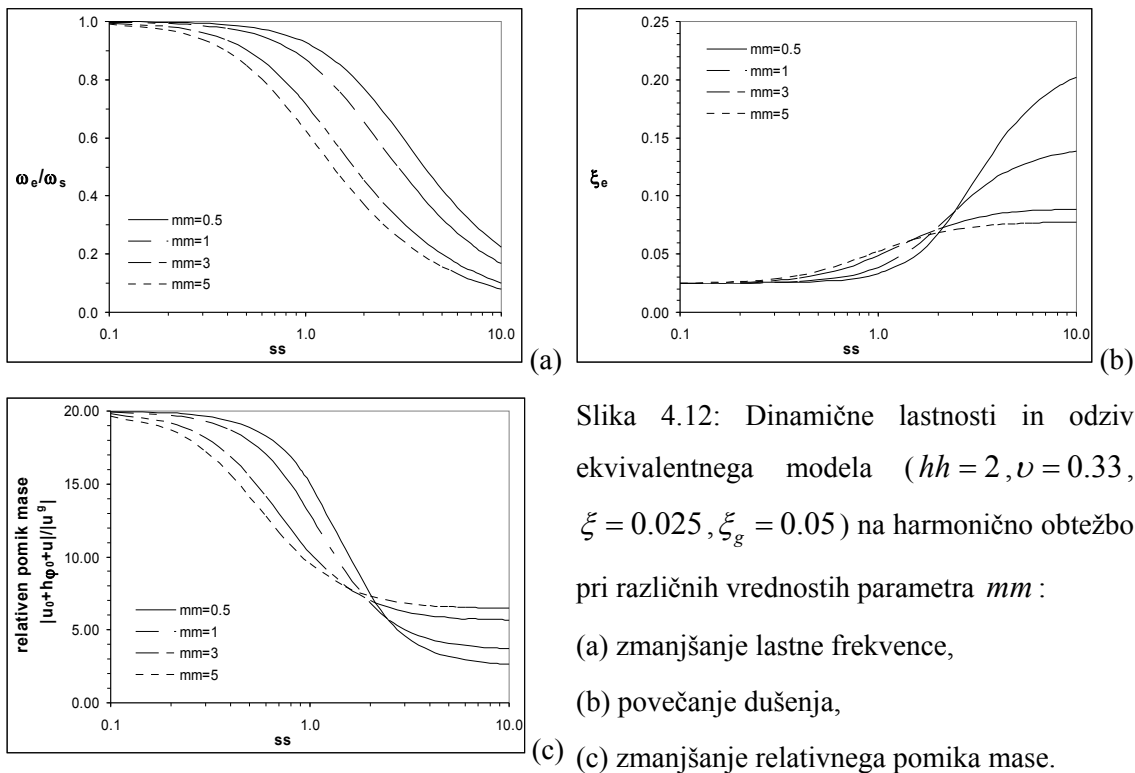
Če primerjamo maksimalne odzive podajne konstrukcije, pa so z upoštevanjem interakcije ($ss > 0$) vedno manjši, in sicer se manjšajo z bolj podajno zemljino. To velja za deformacijo konstrukcije in relativne pomike mase. Zaradi manjših maksimalnih deformacij konstrukcije predstavlja potresna obtežba z upoštevanjem interakcije manjšo obremenitev na konstrukcijo. Nenavadna pa je ugotovitev, da so maksimalni relativni pomiki mase manjši od maksimalnih deformacij togo vpete konstrukcije, navkljub pomikom in zasukom temeljev zaradi podajne zemljine. K temu prispevata materialno in radiacijsko dušenje v zemljini. Če ju ne bi upoštevali, bi bile pri podajno vpeti konstrukciji maksimalne deformacije konstrukcije enake odzivu togo vpete konstrukcije, relativni pomiki mase pa večji kot odziv togo vpete konstrukcije.



Slika 4.11: Razlika v odzivu konstrukcije ($hh = 2$, $mm = 1$, $\nu = 0.33$, $\xi = 0.025$, $\xi_g = 0.05$) na harmonično obtežbo, če so temeljna tla modelirana kot homogen polprostor in kot sloj zemljine nad bolj togo podlago ($d/r = 1$).

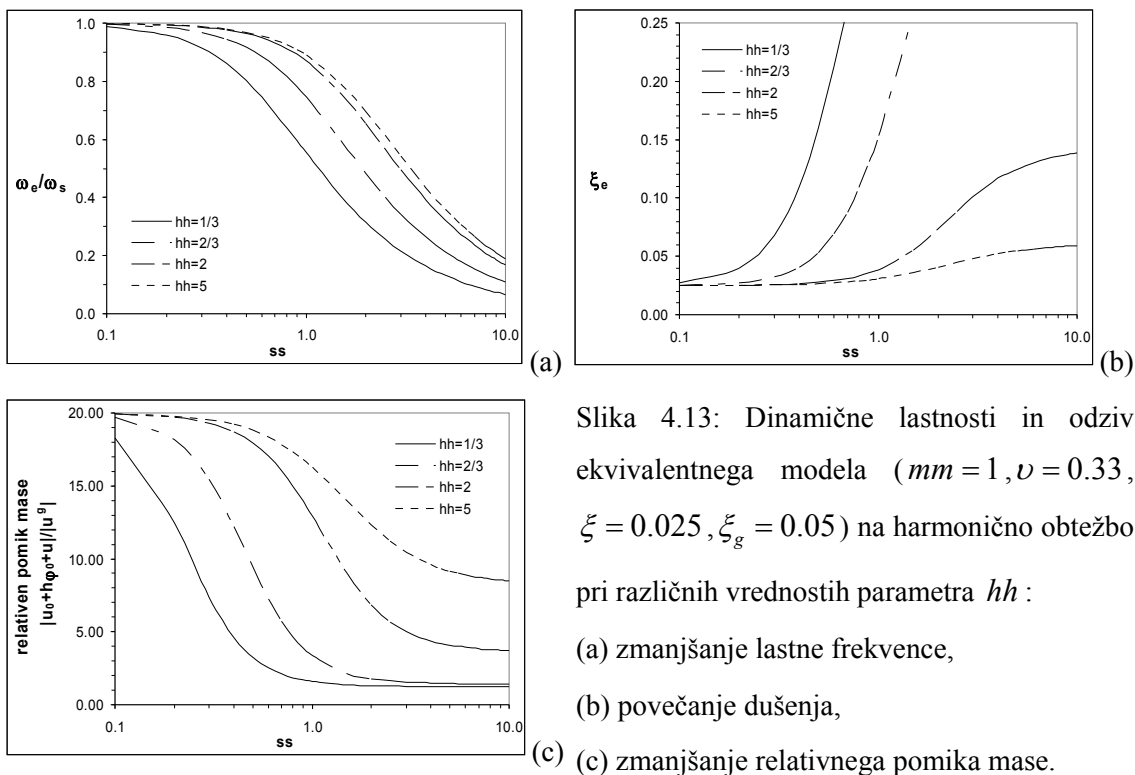
Realna situacija, ko ne moremo računati na radiacijsko dušenje, je primer plitkega sloja zemljine nad togo podlago (poglavje 4.3.2.3). Ko je frekvenca gibanja podlage manjša od lastne frekvence sloja nad togo podlago, nam preostane le materialno dušenje. Zaradi povečanja statičnih togosti (en. 4.57 in 4.58) se nekoliko poveča sistemska frekvenca. Vendar, če je sistemska frekvenca še vedno manjša od lastne frekvence sloja, so maksimalni odzivi ravno zaradi onemogočenega radiacijskega dušenja bistveno večji (Slika 4.11).

Frekvence, pri katerih se pojavljajo maksimalni odzivi, so lastne frekvence sistema, ki se z večjo podajnostjo zemljine zmanjšujejo. Tudi absolutni pomiki temeljev so lahko večji ali manjši od vhodnega gibanja tal odvisno od frekvence vhodnega gibanja. Na sliki absolutnih pomikov temeljev (Slika 4.10c) se pojavijo poleg maksimumov v območju lastne frekvence



Slika 4.12: Dinamične lastnosti in odziv ekvivalentnega modela ($hh = 2, \nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0.05$) na harmonično obtežbo pri različnih vrednostih parametra mm :

- (a) zmanjšanje lastne frekvence,
- (b) povečanje dušenja,
- (c) zmanjšanje relativnega pomika mase.



Slika 4.13: Dinamične lastnosti in odziv ekvivalentnega modela ($mm = 1, \nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0.05$) na harmonično obtežbo pri različnih vrednostih parametra hh :

- (a) zmanjšanje lastne frekvence,
- (b) povečanje dušenja,
- (c) zmanjšanje relativnega pomika mase.

sistema ω_e tudi minimumi. Frekvenca, pri kateri pride do minimuma, je lastna frekvenca sistema, ki bi imel horizontalno vzmet zemljine neskončno togo ($K_h \rightarrow \infty$). Tedaj bo šel v enačbi 4.65 člen $1/\omega_h^2 \rightarrow 0$.

Ker je parameter ss razmerje med togostjo konstrukcije in zemljine, si ga lahko tolmačimo tudi drugače. Če predpostavimo, da se togost zemljine ne spreminja, večji ss predstavlja tudi bolj toge konstrukcije (z večjim ω_s in manjšim T_s). Torej vpliv interakcije na odziv konstrukcije je največji pri zelo togih konstrukcijah temeljenih na zelo podajnih tleh.

Vpliv interakcije na odziv konstrukcije je najbolje opisan z razmerjem med lastno frekvenco podajno vpetega modela ω_e in lastno frekvenco togo vpete konstrukcije ω_s ter ekvivalentnim koeficientom dušenja ξ_e . Z manjšanjem ekvivalentne lastne frekvence in večanjem ekvivalentnega dušenja se povečuje vpliv interakcije. Ker so to dinamične lastnosti celotnega podajnega sistema, uvedemo namesto njiju pojem systemske frekvence in systemskega dušenja.

Vemo že, da nanju pomembno vpliva parameter ss (Slika 4.10). Vpliv interakcije v smislu manjšanja systemske frekvence se povečuje tudi z naraščajočim parametrom mm (Slika 4.12) ter s padajočim parametrom hh (Slika 4.13). Majhen parameter mm predstavlja konstrukcijo z majhno maso in velikimi temelji, kjer prevladujejo horizontalni pomiki nad rotacijo temelja. Majhen parameter hh predstavlja nizke konstrukcije z velikimi temelji, pri katerih tudi prevladujejo horizontalni pomiki. Pri majhnih mm in hh systemsko dušenje hitro narašča s ss oziroma z bolj podajno zemljino. Torej horizontalni pomiki bolj učinkovito sipajo energijo v polprostor kot zasuki temeljev ($c_h > c_r$). Zasuki temeljev prevladujejo pri velikih vrednostih parametra hh , ki je značilen za vitke konstrukcije. Manjše systemsko dušenje in prevladujoče rotacije temeljev pri vitkih konstrukcijah (velik hh) se odražajo v velikih relativnih pomikih mase. Večji parameter mm pa po eni strani poveča vpliv interakcije v smislu zmanjšanja systemske frekvence, po drugi strani pa zmanjša vpliv interakcije v smislu zmanjšanja systemskega dušenja.

Bistvene prednosti enostavnejših modelov proti metodi končnih elementov:

- parametrične študije so lažje izvedljive, ker se lažje kontrolira vpliv vhodnih parametrov,
- model je lažje narediti kot generirati mrežo končnih elementov,
- model je manj občutljiv na napake modeliranja, kot sta velikost elementa in robni vplivi,

- zmanjša zahteve po zmogljivosti računalnika.

Kadar vpeljujemo matematične modele, ki naj bi nam pomagali razumeti nekatere zapletene realne situacije, se moramo zavedati, da je treba odgovor jemati z določeno mero previdnosti. Kvaliteta tega odgovora je v veliki meri odvisna od tega, kako dobro smo z modelom zadeli bistvo realne situacije. Samo če smo model dobro postavili, bo tudi odgovor, ki nam bo ga dal model, uporaben.

Pri postavljanju kateregakoli modela obstajajo poleg dejavnikov, ki so v model vključeni neposredno, tudi dejavniki, ki jih vključimo posredno kot parametre modela, ter tisti dejavniki, ki jih model zanemarja. Pri tem se praviloma odločamo za to, da bi vključili vse relevantne dejavnike, ki pa jih ne sme biti preveč, saj bo le tako model obvladljiv. Kljub poenostavitvi, ki je lahko včasih radikalna, so lahko dobljeni modeli ilustrativni, ker nam pomagajo ne samo pri razlagi določenega pojava, temveč še bolj pri splošnem razumevanju okoliščin, v kakršnih se lahko primerijo pojavi določenega tipa.

5. ANALIZA VPLIVA TAL NA ODZIV KONSTRUKCIJE ZA PRIMER ZGRADBE JEDRSKEGA REAKTORJA

Naš cilj je na konkretnem primeru ugotoviti, ali je vpliv temeljnih tal na odziv konstrukcije pri potresni obtežbi ugoden ali neugoden. Na to vplivajo dinamične karakteristike zemljine, konstrukcije in potresne obtežbe. Skušali bomo prikazati kateri parametri imajo prevladujoč vpliv, vendar za to je potrebna analiza potresnega odziva tal in interakcijska analiza. Teorija v prejšnjih poglavjih ponuja nekaj možnosti kako mehanizme, ki posredno ali neposredno vplivajo na odziv konstrukcije, zajeti v analizi. V nadaljevanju je predstavljeno, katere mehanizme in predpostavke smo upoštevali ter katere metode smo izbrali v našem primeru.

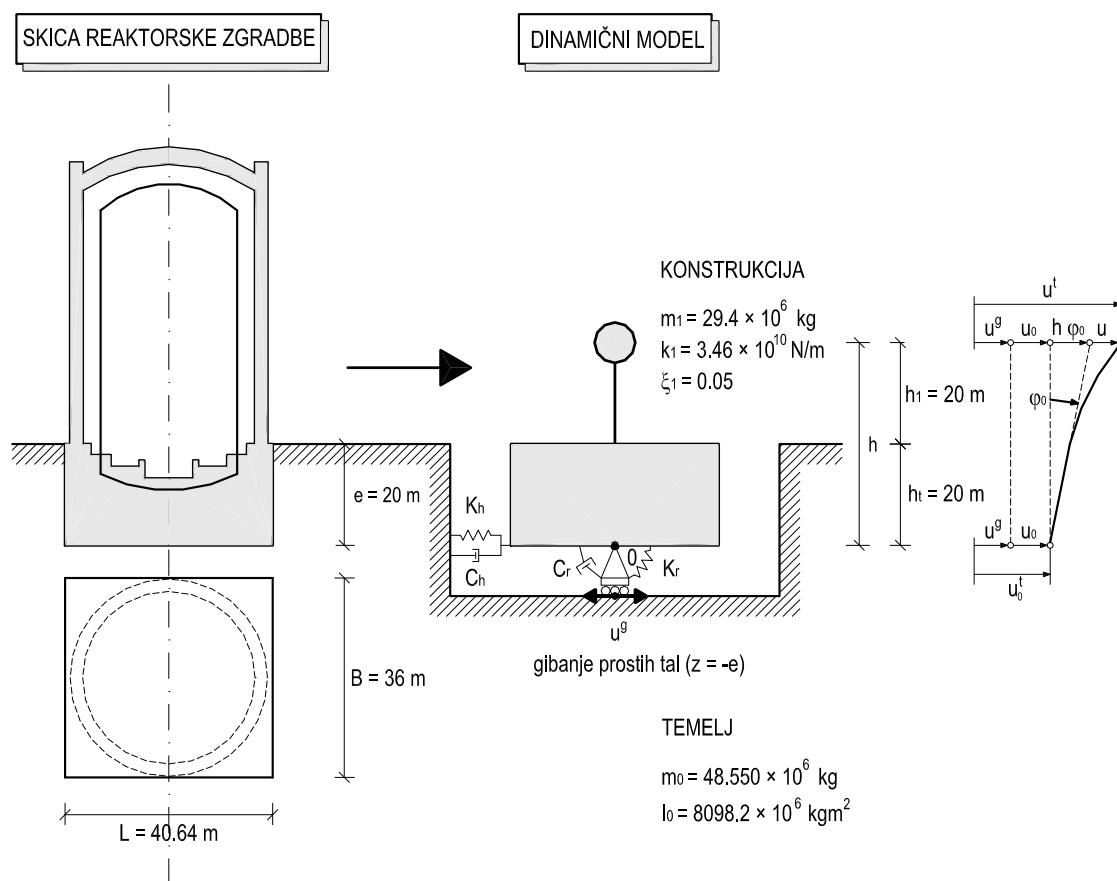
V 3. poglavju smo s programom SHAKE91 zajeli vpliv slojevitih tal na potresno obtežbo. Sedaj to potresno obtežbo, ki predstavlja gibanje prostih tal, nanesimo na konstrukcijo. Zaradi nelinearnega obnašanja zemljine tudi potresna obtežba vpliva na temeljna tla. Konstrukcijo smo vpeli v zemljino, ki ima zaradi strižnih deformacij pri potresni obtežbi zmanjšano togost in povečano zmožnost materialnega dušenja. Vpliv zemljine na konstrukcijo je zajet z impedančnimi funkcijami. Vpliv kinematične interakcije smo pa zanemarili. To je naše izhodišče za študijo vplivov temeljnih tal na odziv konstrukcije pri potresni obtežbi. Tak pristop, kjer ločeno obravnavamo vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo in vpliv temeljnih tal na odziv konstrukcije, je mogoč le v primeru metode s podkonstrukcijami. Ker smo natančneje obdelali slojevita tla na mestu Nuklearne elektrarne Krško, smo si za parametrično študijo izbrali konstrukcijo s podobnimi dinamičnimi karakteristikami, kot jih ima zgradba jedrskega reaktorja v Krškem. To je toga konstrukcija z velikim masivnim vkopanim temeljem in kratkim nihajnim časom.

Odločili smo se, da bomo pri dinamični analizi enačbe gibanja pri potresni obtežbi reševali v časovnem območju z integracijo korak za korakom. Frekvenčna odvisnost dinamičnih koeficientov vzmeti in dušilk ni več mogoča. S harmonično analizo v frekvenčnem območju bomo samo poiskali frekvenco gibanja tal, pri kateri je odziv konstrukcije največji. Pri tej frekvenci bomo fiksirali koeficiente vzmeti in dušilk. Z računom odziva pri potresni obtežbi v časovnem območju pa smo pustili odprte vse možnosti za obravnavo nelinearnega obnašanja konstrukcije in zemljine. Zaenkrat smo se omejili le na linearno obnašanje konstrukcije in ekvivalentno linearno obnašanje zemljino. Konstrukcija jedrskega reaktorja spada med

pomembne objekte, kar se tiče varnostnih kriterijev, in mora potresno obtežbo prenesti v linearnem elastičnem območju.

Obravnavali bomo bistvene vplive sodelovanja med konstrukcijo in zemljino pri dinamični obtežbi. To so spremenjeni sistemski nihajni čas, sistemsko dušenje in pomiki konstrukcije, in sicer deformacije konstrukcije in relativne pomike konstrukcije glede na tla. Obdelani bodo trije primeri: podajno vpeta konstrukcija z vkopanim temeljem, konstrukcija temeljena na površini in togo vpeta konstrukcija. Predstavili bomo vpliv jakosti potresne obtežbe, hitrosti strižnega valovanja zemljine in mase temelja na odziv konstrukcije.

5.1. DINAMIČNI MODEL



Slika 5.1: Skica reaktorske zgradbe in njen dinamični model.

Reaktorsko zgradbo, v kateri je reaktor s hladilnima krogoma in varnostnimi sistemi, sestavljata notranja tlačna jeklena lupina in zunanja armiranobetonska zaščitna zgradba. Skupaj z ostalimi tehnološko pomembnejšimi objekti jedrske elektrarne stoji na masivni armiranobetonski plošči, zasidrani v glinasto-peščene sloje pliocenskih usedlin Krškega polja.

V študijske namene smo uporabili poenostavljeno obliko jedrskega reaktorja (Slika 5.1), ki ima z dejansko konstrukcijo skupno le maso, masni rotacijski moment okoli horizontalne osi in dimenzije temelja, maso zgornjega dela konstrukcije in njeno težišče, globino spodnjega nivoja temelja ter sistemski nihajni čas (0.314s) pri potresni obtežbi normirani na 0.315g. Pri tej potresni obtežbi poznamo zmanjšano hitrost strižnega valovanja zemljine in povečano materialno dušenje (3. poglavje). Togost zgornjega dela konstrukcije k_1 ne poznamo. Izračunali smo jo tako, da je ustrezala znanemu sistemskemu nihajnemu času in podajnosti zemljine pri pripadajočem gibanju tal.

Izbrani dinamični model reaktorske zgradbe ima tri prostostne stopnje pri podajni vpetosti in eno prostorsko stopnjo v primeru toge vpetosti. Prostostne stopnje so

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} u \\ u_0 \\ \varphi_0 \end{Bmatrix} \quad 5.1$$

deformacija konstrukcije u , to je relativen pomik mase m_1 glede na temelj, relativen pomik temelja glede tla u_0 in zasuk temelja φ_0 . Relativen pomik mase m_1 glede na tla je vsota $u_0 + h\varphi_0 + u$. Pri togi vpeti konstrukciji ostane le še deformacija konstrukcije, ki je hkrati tudi relativen pomik mase m_1 glede na tla. Zaradi toge vpetosti se giblje temelj skupaj s tlemi, zato tedaj tudi masa temelja m_0 in njen masni rotacijski moment I_0 ne igrata več nobene vloge.

Račun poteka v frekvenčnem in časovnem območju. Enačbe gibanja imajo v vsakem območju svoj način zapisa. Pri enačbah gibanja podajnega sistema v frekvenčnem območju je obtežba harmonično gibanje tal v obliki $\ddot{u}_g = -\omega^2 u_g(\omega)e^{i\omega t}$, kjer je ω frekvenca vzbujanja.

Če je $i = \sqrt{-1}$ imaginarni del kompleksnega števila, so enačbe gibanja v matričnem zapisu naslednje oblike:

$$\left(-\omega^2 [M] + i\omega [C(\omega)] + [K(\omega)]\right)\{U(\omega)\} = \omega^2 u_g(\omega)[M]\{s\} \quad 5.2$$

To je za določeno frekvenco vzbujanja ω sistem linearnih kompleksnih algebraičnih enačb, ki z metodo Gaussove eliminacije ne predstavlja nobenih težav za reševanje.

Enačbe gibanja podajnega sistema v časovnem območju v matričnem zapisu so:

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = -\ddot{u}_g(t)[M]\{s\} \quad 5.3$$

Tokrat je potresna obtežba $\ddot{u}^g(t)$ lahko kar časovni potek vhodnega gibanja tal v obliki akcelerograma. Matrični zapis predstavlja sistem diferencialnih enačb, ki je rešljiv z numeričnimi in analitičnimi metodami. Integracija korak za korakom je numerična metoda, ki deluje tudi v nelinearnem območju.

Pri izpeljavi enačb gibanja za naš primer upoštevamo, da je izhodišče koordinatnega sistema v prijemališču interakcijskih sil v točki 0 na spodnji ploskvi temelja (Slika 5.1). Masna matrika, togostna matrika in matrika dušenja dobijo naslednjo obliko:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & m_1(h_1 + h_t) \\ m_1 & m_1 + m_0 & m_1(h_1 + h_t) + m_0 \frac{h_t}{2} \\ m_1(h_1 + h_t) & m_1(h_1 + h_t) + m_0 \frac{h_t}{2} & m_1(h_1 + h_t)^2 + m_0 \left(\frac{h_t}{2}\right)^2 + I_0 \end{bmatrix}, \quad 5.4$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix}, \quad 5.5$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix}. \quad 5.6$$

Potrebujemo še smerni vektor $\{s\}$, ki je odvisen od izbire prostostnih stopenj. Določa, katerim pomikom, ki so definirani relativno glede na tla, je potrebno dodati še pomike tal, da bi dobili njihove absolutne (totalne) vrednosti. V našem primeru je to le relativni pomik temelja glede na tla, zato ima smerni vektor obliko $\{s\} = \{0 \ 1 \ 0\}'$. Drugače pa smerni vektor iz masne matrike določi tiste mase, na katere deluje tudi obtežba zaradi gibanja tal. Ko v splošne enačbe gibanja 5.3 vstavimo matrike 5.4, 5.5 in 5.6, dobimo enačbe gibanja za naš konkreten podajno vpet primer. Do enakega rezultata pridemo, če uporabimo enačbe gibanja 4.13, ki so bile izpeljane z upoštevanjem vpliva sodelovanja med zemljino in konstrukcijo po metodi podkonstrukcij v časovnem območju.

Za rešitev enačb gibanja je potrebno definirati še obtežbo $\ddot{u}^g(t)$ in impedančne funkcije (4.26), ki predstavljajo vpliv zemljine na konstrukcijo. Zemljino nadomestimo s kombinacijo vzmeti in dušilk, ki zajamejo dinamično togost zemljine in sipanje energije v obliki dušenja. Zato se pojavljajo v togostni matriki kot K_h , K_r in $K_{hr} = K_{rh}$ ter v matriki dušenja z C_h , C_r in $C_{hr} = C_{rh}$.

5.2. POTRESNA OBTEŽBA IN IMPEDANČNE FUNKCIJE

Potresno obtežbo konstrukcije, vpete v podajna tla, predstavlja gibanje prostih tal v nivoju temeljev. Ob predpostavki, da zanemarimo kinematično interakcijo, je gibanje prostih tal enako vhodnemu gibanju tal.

V primeru temeljnih tal na lokaciji NEK-a smo kot rezultat programa SHAKE91 dobili gibanje prostih tal na dveh globinah ($z = 0$ in $z = -20m$) v obliki akceleroگرامa. V interakcijski analizi bomo uporabili gibanje prostih tal zaradi 6 vhodnih akceleroگرامov (Ulcinj 2, Hercegnovi in Tolmezzo v obeh horizontalnih smereh), kjer smo se pri lastnostih zemljine omejili le na srednjo hitrost strižnega valovanja v_s in Seed–Idrissov model zemljine.

Maksimalni pospešek tal [g]	Koeficient dušenja ξ_g	$v_s/v_{s,maks}$	G/G_{maks}	Efektivne strižne deformacije γ_{eff} [%]
0.1	0.04	0.86	0.72	0.005
0.2	0.06	0.78	0.58	0.012
0.315	0.08	0.71	0.48	0.023
0.4	0.09	0.67	0.43	0.032
0.5	0.10	0.63	0.38	0.042
0.6	0.11	0.59	0.34	0.056
0.8	0.13	0.54	0.29	0.081
1.0	0.14	0.52	0.26	0.104

Tabela 5.1: Strižne deformacije v odvisnosti od jakosti potresa in njim pripadajoča redukcija strižnega modula, strižne hitrosti ter povečanje materialnega dušenja.

Tokrat nas poleg vpliva temeljnih tal na potresno obtežbo zanima tudi vpliv potresne obtežbe na temeljna tla. Potresno valovanje povzroči strižne deformacije. Zaradi nelinearnega obnašanja zemljine bodo povzročile padec v strižnem modulu in povečanje materialnega dušenja, kar posredno vpliva na impedančne funkcije. SHAKE91 za vsak akceleroگرام normiran na izbrani maksimalni pospešek tal izračuna efektivne strižne deformacije po posameznih slojih ter njim pripadajoče vrednosti strižnega modula in koeficienta dušenja. Te količine so vhodni podatek za interakcijsko dinamično analizo. Tabela 5.1 podaja vrednosti, ki so primerljive z vrednostmi, ki jih priporoča Eurocode 8 v 5. delu (Tabela 4.1), saj predstavljajo povprečje zgornjih 20m slojev temeljnih tal. Izračunane so kot povprečje analiz s 6 akceleroگرامi pri srednji vrednosti strižne hitrosti in Seed-Idrissovem modelu zemljine. Rezultati za redukcijo strižnega modula in strižne hitrosti se nahajajo znotraj območja standardne deviacije vrednosti podanih po Eurocodu 8. Potresna obtežba z maksimalnimi

pospeški tal med 0.1g - 1.0g povzročajo specifične deformacije v območju 10^{-3} - $10^{-1}\%$. To je območje srednje velikih deformacij, kjer Seed-Idrissov model predpostavlja nelinearno obnašanje zemljine.

Pri impedančnih funkcijah (en. 4.27-4.30) ločimo konstanten del in brezdimenzijske koeficiente odvisne od frekvence vzbujanja. Konstanten del predstavlja statično togost (en. 4.32 in 4.33), ki mora zajeti še vpliv:

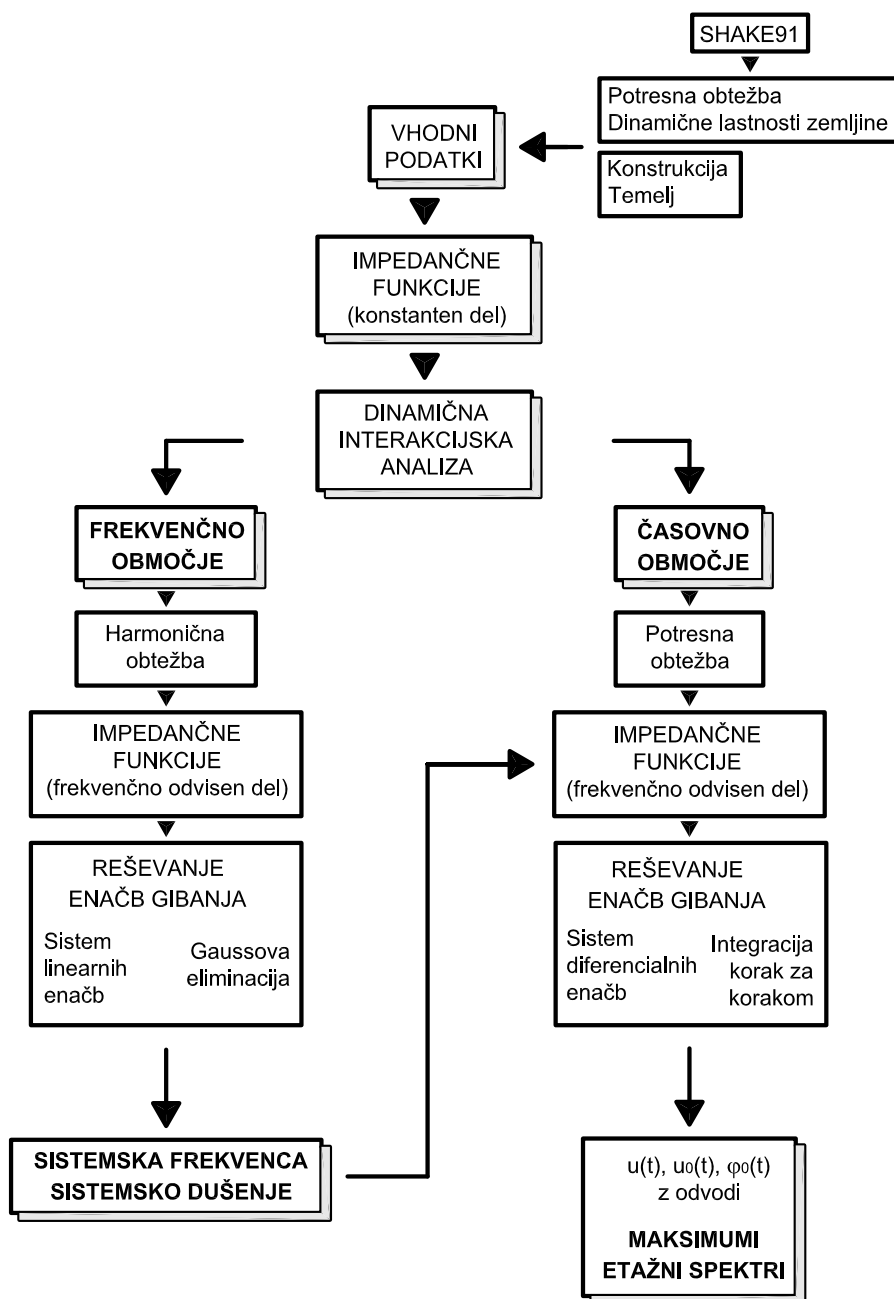
- oblike temelja (en. 4.34 in 4.35),
- globine vkopanega temelja (en. 4.54 in 4.55),
- slojevitosti temeljnih tal z upoštevanjem efektivnega profila (poglavje 4.3.2.3).

Za frekvenčno odvisne koeficiente vzeti in dušilk k_h , k_r , c_h in c_r so bile izbrane empirične formule po Veletsos in Verbiču (1973). Veljajo za disk temeljen na površini viskoelastičnega prostora. Torej imajo koeficienti (Slika 4.6) že zajet vpliv materialnega dušenja zemljine, ki povzroči ne samo povečanje koeficientov dušilk, temveč tudi zmanjšanje koeficientov za togosti vzeti.

5.3. DINAMIČNA INTERAKCIJSKA ANALIZA

Analiza dinamične interakcije med zemljino in konstrukcijo poteka v dveh korakih in je izvedena s pomočjo programa Matlab. Prvi korak se izvaja v frekvenčnem območju, drugi korak pa v časovnem območju. Vsakokrat pa rešujemo enačbe gibanja 5.2 in 5.3.

Račun v frekvenčnem območju bomo uporabili za iskanje systemske frekvence in dušenja s pomočjo harmonične analize. S tem bomo nadomestili klasično modalno analizo, ki nam v našem primeru zaradi velikega dušenja ter frekvenčne odvisnosti vzeti in dušilk daje napačne rezultate. Za vsako frekvenco vzbujanja se izračuna ustrezne brezdimenzijske koeficiente vzeti in dušilk v impedančni funkciji. Frekvenca harmonične obtežbe, pri kateri je deformacija konstrukcije maksimalna, je enaka systemski frekvenci. Iz vrednosti odziva pa dobimo še systemsko dušenje (en. 4.71). Rezultat harmonične analize je pravzaprav že zelo uporaben. Če poznamo systemsko frekvenco in systemsko dušenje, lahko z uporabo projektnih spektrov dobimo obremenitev potresa na konstrukcijo. Tukaj se račun v frekvenčnem območju v našem primeru konča.

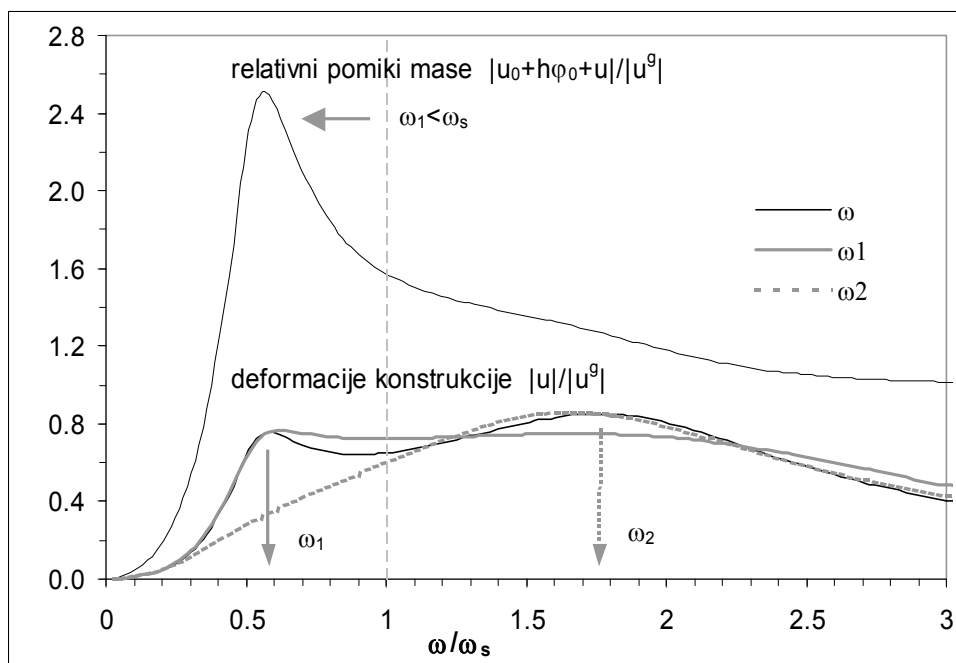


Slika 5.2: Enostaven algoritem poteka dinamične interakcijske analize.

Ponavadi se odziv konstrukcije na določen potres, podan v obliki časovnega poteka, tudi izvaja v frekvenčnem območju. To velja tudi za računalniški program SASSI. S pomočjo hitre fourijeve transformacije se potresno obtežbo razcepi na vsoto harmoničnih nihanj in za vsako harmonično nihanje posebej rešimo sistem linearnih kompleksnih enačb. Rezultate odziva pri posameznih harmoničnih nihanj superponiramo in preko inverzne fourijeve transformacije pretvorimo nazaj v časovno območje. Podoben pristop poznamo iz enodimenzionalnega odziva tal na potresno obtežbo (2.3. poglavje). Prednost takega pristopa je, da bi lahko upoštevali

frekvenčno odvisnost vzmeti in dušilk v impedančnih funkcijah ter kinematično interakcijo s pomočjo prenosnih funkcij (en. 4.61 in 4.62) med gibanjem prostih tal in vhodnim gibanjem tal. Slabost pa je, da zaradi superpozicije ni mogoče upoštevati nelinearnega obnašanja v konstrukciji in z njim povezanih poškodb.

Navkljub zahtevi po elastičnem obnašanju konstrukcije jedrskega reaktorja pri potresu smo se odločili, da poskusimo odziv konstrukcije na določen potres izvesti v časovnem območju. Frekvenčno odvisni koeficienti vzmeti in dušilk so konstantni, vendar izračunani pri sistemski frekvenci, ki jo poznamo iz harmonične analize v frekvenčnem območju. To se je izkazalo za zelo dobro aproksimacijo pri enostavnejšem modelu podajne konstrukcije z brezmasnim temeljem (poglavje 4.3.5).



Slika 5.3: Harmonična analiza konstrukcije s karakteristikami reaktorske zgradbe z lastnostmi zemljine pri jakosti potresa 0.315g, kjer je ω frekvenca vzbuja in ω_s lastna frekvenca togo vpete konstrukcije.

V našem primeru z velikim masivnim temeljem pa pridejo do izraza višje nihajne oblike. Bolj podajna je zemljina, bolj se povečuje razlika med obema maksimuma v deformaciji konstrukcije v prid višji nihajni obliki. Slika 5.3 prikazuje deformacije konstrukcije pri različnih frekvencah vzbuja izračunane na tri načine. Prvič s frekvenčno odvisnimi koeficienti vzmeti in dušilk, drugič s konstantnimi koeficienti vzmeti in dušilk izračunanimi pri prvi lastni frekvenci (ω_1) ter tretjič s konstantnimi koeficienti vzmeti in dušilk izračunanimi pri drugi lastni frekvenci (ω_2)

sistema. Kljub temu, da je maksimum v deformacijah konstrukcije pri drugi lastni frekvenci višji, je bolj logično fiksirati koeficiente vzmeti in dušilk pri prvi lastni frekvenci. Imenujmo jo systemska frekvenca. Tako zajamemo prvi maksimum in hkrati približno tudi drugi maksimum. Poleg tega imamo pri prvi nihajni obliki tudi maksimalne vrednosti v relativnih pomikih mase konstrukcije glede na vhodno gibanje tal.

Enačbe gibanja 5.3 rešujemo z numerično metodo integracije korak za korakom (Fajfar, 1984). Pri integraciji korak za korakom se rešujejo enačbe gibanja na kratkem časovnem intervalu, tako da sistem diferencialnih enačb prevedemo v sistem algebraičnih enačb.

$$[\bar{K}]\{\Delta U\} = [\bar{F}] \quad 5.7$$

$[\bar{K}]$ in $[\bar{F}]$ sta nadomestna togostna matrika in nadomestna obtežba v danem intervalu, $\{\Delta U\}$ pa je prirastek k začetnim vrednostim prostostnih stopenj na danem intervalu. Z znanimi vrednostmi prostostnih stopenj na začetku intervala dobimo vrednosti na koncu intervala, ki predstavljajo začetne vrednosti za naslednji korak. Predpostavili smo konstanten potek pospeškov znotraj enega intervala. Od velikosti intervala je odvisna točnost rešitve. Za najmanjši nihajni čas, ki nas še zanima, mora biti izpolnjen pogoj $\Delta t/T < 0.1$ (Δt - dolžina intervala, T - nihajni čas). Dolžina časovnega intervala v našem primeru je 0.01s.

Rešitev integracije korak za korakom je časovni potek vseh prostostnih stopenj in njihovih odvodov. Iz njih lahko dobimo željene maksimume v odzivih konstrukcije kot tudi etažne spektre. Etažni spektri so izračunani iz absolutnih pospeškov in so pomembni pri dimenzioniranju opreme.

5.4. PARAMETRIČNA ŠTUDIJA

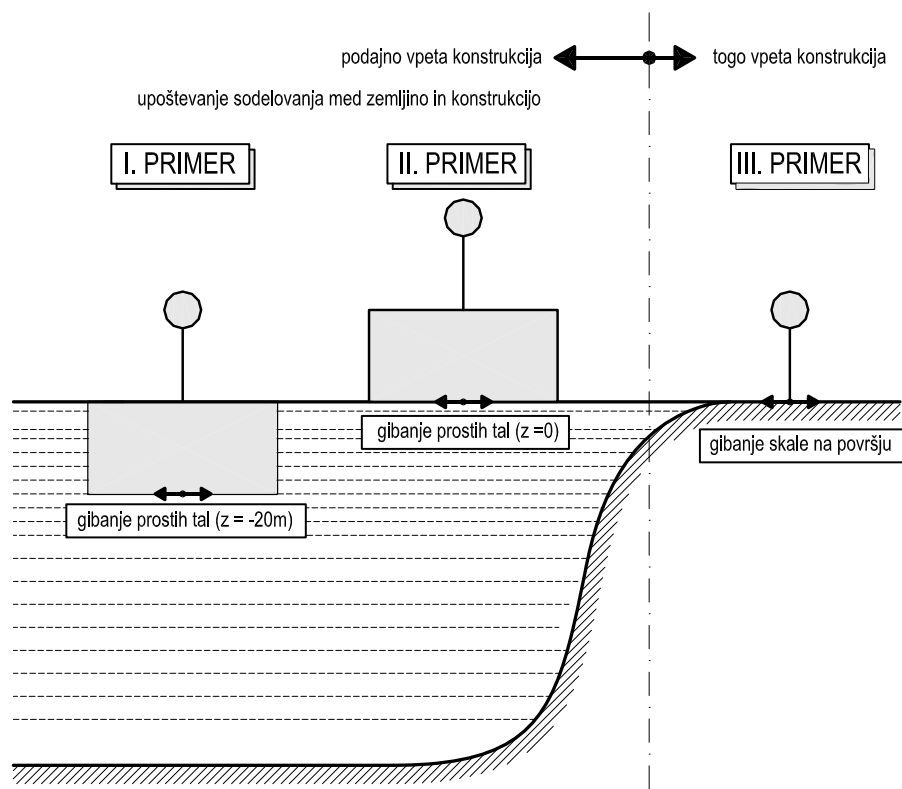
Od vsake podkonstrukcije smo izbrali en spreminjajoči parameter. Spreminjali smo jakost potresa kot vpliv obtežbe, hitrost strižnega valovanja kot vpliv zemljine in maso temelja kot vpliv lastnosti konstrukcije. Pri študiji jakosti potresa smo si pogledali tri primere:

- konstrukcijo z vkopanimi temelji,
- konstrukcijo temeljeno na površini in
- togo vpeto konstrukcijo.

Študijo vpliva hitrosti strižnega valovanja in mase temelja smo omejili le na konstrukcijo z vkopanimi temelji, kajti ta situacija je najbližja dejanskemu stanju. Rezultati so vedno povprečje rezultatov dinamičnih interakcijskih analiz s 6 akceleroگرامi.

5.4.1. VPLIV JAKOSTI POTRESA

Vse tri obravnavane primere prikazuje Slika 5.4. V prvih dveh primerih upoštevamo sodelovanje med konstrukcijo in zemljino zaradi podajne vpetosti v slojevita tla ter vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo in obratno. Razlika med njima predstavlja vpliv globine temeljenja na odziv podajno vpete konstrukcije pri potresni obtežbi. Pri togo vpeti konstrukciji je pa situacija taka, kot da bi bila temeljena na skali in ni potrebno upoštevati nobenih vplivov temeljnih tal.



Slika 5.4: Trije primeri za interakcijsko analizo.

Razlike v odzivu med konstrukcijo z vkopanim temeljem in konstrukcijo temeljeno na površini so pojavijo zaradi različne potresne obtežbe in različnih impedančnih funkcij, ki odražajo dinamično togost zemljine.

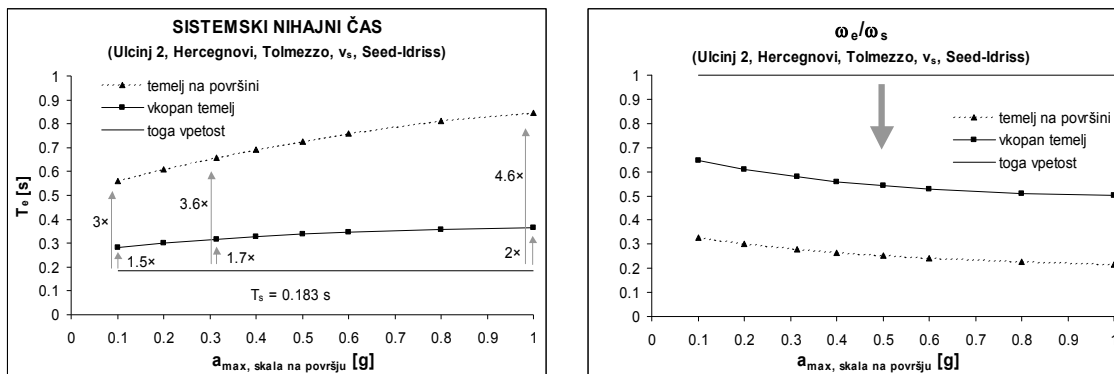
Statična togost zemljine pri vkopnem temelju se poveča zaradi:

- faktorja, ki se pojavi pri poglobljenih temeljih (en. 4.54 in 4.55),
- izvendiagonalnih členov togostne matrike (en. 4.56),
- in globljega efektivnega profila, kajti ta je odvisen tudi od globine spodnje ploskve temelja. Pri vkopnem temelju se zajame globlje sloje zemljin z večjo hitrostjo strižnega valovanja, kar se odraža v bolj togem nadomestnem ekvivalentno homogenem polprostoru.

Frekvenčno odvisni koeficienti vzmeti in dušilk po Veletsos in Verbiču ne upoštevajo dodatnega radiacijskega dušenja zaradi sodelovanja med stenami temelja in zemljino pri vkopnem temelju. Vendar vpeljava izvendiagonalnih členov v matriki dušenja povzroči pri vkopanih temeljih večje sistemsko dušenje.

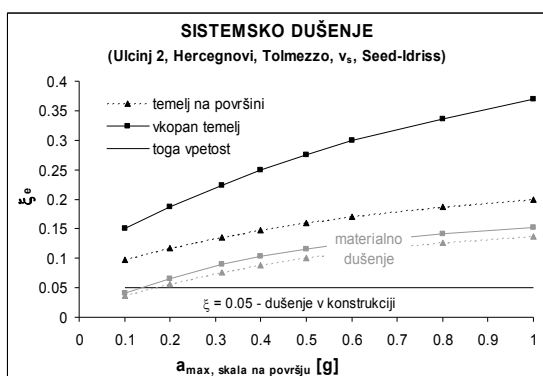
Potresna obtežba pri poglobljenem temelju je pri isti jakosti potresa manjša. Zaradi vpliva temeljnih tal so faktorji tal na globini $z = -20 \text{ m}$ nižji kot na površini prostih tal. Vpliv kinematične interakcije ni upoštevan, vendar se z večjo globino vkopanega temelja povečuje. Ker je v našem primeru $e/r \ll 1$, njen vpliv po raziskavah Elsabee in Morraya (4.3.3) ni več zanemarljiv. Pri togo vpeti konstrukciji je potresna obtežba enaka kar vhodnim akcelerogramom v programu SHAKE91 v 3. poglavju, za katere velja, da so registrirani na skali na površju.

Račun sistema nihanja časa in sistema dušenja je odvisen od obtežbe le posredno. Večja jakost potresa zaradi večjih strižnih deformacij zmanjša hitrost strižnega valovanja in poveča materialno dušenje v zemljini. Zaradi vpliva potresne obtežbe na temeljna tla se spremenijo impedančne funkcije. Torej večja je jakost potresa bolj podajna je vpetost konstrukcije v zemljino in podaljšuje se sistemski nihanjski čas. Pri konstrukciji z vkopanim temeljem imamo večjo statično togost vzmeti, ki predstavlja zemljino. Posledica so tudi krajši sistemski nihanjski časi v primerjavi s konstrukcijo temeljeno na površini. V obeh primerih pa so sistemski nihanjski časi daljši kot pri togo vpeti konstrukciji. Nihanjski čas togo vpete konstrukcije je $T_s = 0.183 \text{ s}$ in je neodvisen od jakosti potresa, ker zemljina nanj nima vpliva. Pri jakosti potresa z maksimalnim pospeškom na skali na površju $0.315g$ so sistemski nihanjski časi konstrukcije, temeljene na površini, kar $3.6\times$ večji in pri konstrukciji z vkopanim temeljem $1.7\times$ večji od nihanjskega časa togo vpete konstrukcije.



Slika 5.5: Daljšanje systemskega nihajnega časa konstrukcije in delež zmanjšanja systemske frekvence glede na togo vpeto konstrukcijo z jakostjo potresa pri konstrukciji, temeljeni na površini, in konstrukciji z vkopanim temeljem.

Sistemska dušenje se tudi povečuje z jakostjo potresa (Slika 5.6). Tokrat sta razloga dva, vendar oba izhajata iz večjih strižnih deformacij, ki povečujejo nelinearne vplive v zemljini. Prvič se zaradi večjih strižnih deformacij poveča materialno dušenje, drugič pa se zaradi bolj podajne zemljine z manjšo strižno hitrostjo poveča še radiacijsko dušenje. To si lahko razlagamo s pomočjo slik (Slika 4.12c ali Slika 4.13c), kjer je materialno dušenje konstantno. Pri vkopanih temeljih je systemsko dušenje še večje kot pri temeljih na površini, ker pride do dodatnega radiacijskega dušenja zaradi sodelovanja med stranskimi stenami temelja in zemljino. Pri togo vpetih konstrukcijah pa lahko računamo samo na dušenje v konstrukciji.

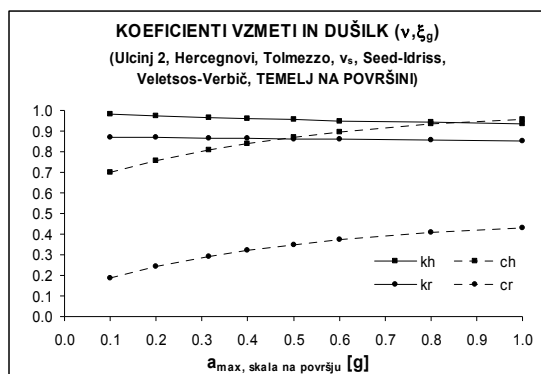


Slika 5.6: Povečanje systemskega dušenja pri konstrukcijah z vkopanim temeljem in konstrukcijah, temeljenih na površini, z jakostjo potresa glede na togo vpeto konstrukcijo. Z sivimi odtenki je prikazana tudi odvisnost materialnega dušenja v zemljini od jakosti potresa.

Slika 5.7 in Slika 5.8 prikazujeta brezdimenzijski frekvenčno odvisen del impedančnih funkcij pri systemski frekvenci. Brezdimenzijski koeficienti vzmeti in dušilk so odvisni od brezdimenzijske frekvence a_0 (Slika 4.6), materialnega dušenja in Poissonovega količnika. a_0 je odvisna od hitrosti strižnega valovanja in systemske frekvence. Večja je jakost potresa,

manjše so hitrosti strižnega valovanja in manjše so sistemske frekvence. Ker se brezdimenzijska frekvenca $a_0 (\omega_e)$ večja z jakostjo potresa, izgleda, da prevlada vpliv manjšanja strižnih hitrosti.

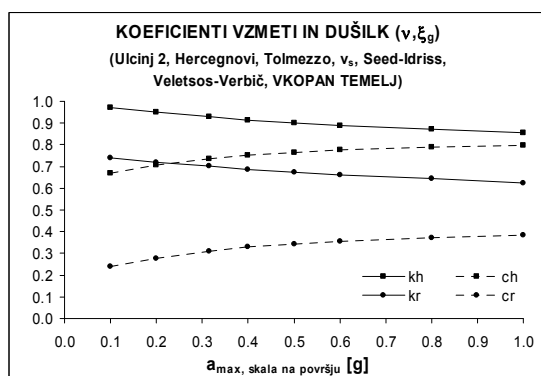
Z jakostjo potresa se manjšajo brezdimenzijske togosti vzmeti in večajo brezdimenzijski koeficienti dušilk v veliki meri na račun večanja materialnega dušenja. Zanimivo je, da dobimo pri vkopanem temelju manjše brezdimenzijske togosti vzmeti, zaradi večjih sistemskih frekvenc. Vendar je povečanje statične togosti pri vkopanih temeljih pomembnejše.



Slika 5.7: Brezdimenzijski koeficienti vzmeti in dušilk pri sistemski frekvenci ($\nu = 0.45$) za temelj na površini po Veletsos in Verbiču (1973).

TEMELJENO NA POVRŠINI				
$a_{max}[g]$	k_h	c_h	k_r	c_r
0.1	0.984	0.702	0.871	0.189
0.2	0.975	0.757	0.868	0.242
0.315	0.966	0.809	0.865	0.292
0.4	0.960	0.841	0.863	0.321
0.5	0.955	0.870	0.861	0.349
0.6	0.950	0.895	0.860	0.373
0.8	0.942	0.933	0.856	0.408
1.0	0.936	0.957	0.854	0.431

Tabela 5.2: Vrednosti brezdimenzijskih koeficientov vzmeti in dušilk pri sistemski frekvenci ($\nu = 0.45$) za temelj na površini po Veletsos in Verbiču (1973).

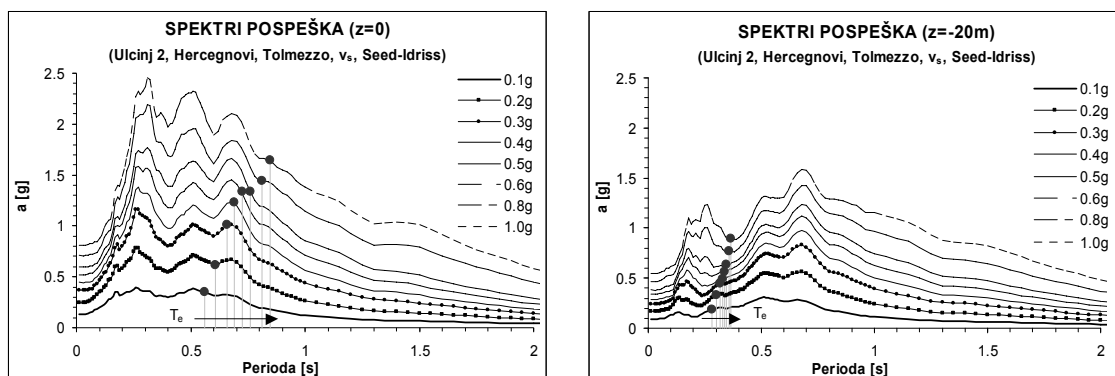


Slika 5.8: Brezdimenzijski koeficienti vzmeti in dušilk pri sistemski frekvenci ($\nu = 0.45$) za vkopani temelj po Veletsos in Verbiču (1973).

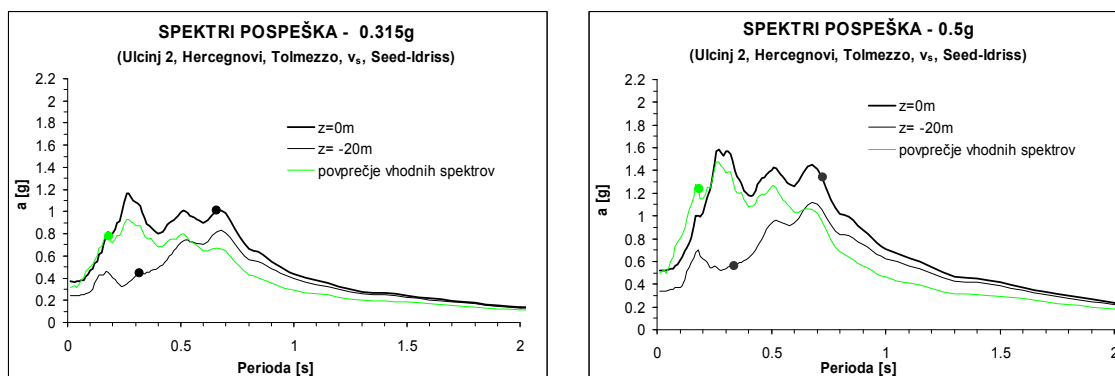
VKOPAN TEMELJ				
$a_{max}[g]$	k_h	c_h	k_r	c_r
0.1	0.970	0.669	0.739	0.239
0.2	0.950	0.705	0.720	0.278
0.315	0.928	0.735	0.701	0.311
0.4	0.914	0.751	0.688	0.329
0.5	0.901	0.765	0.675	0.344
0.6	0.889	0.775	0.662	0.356
0.8	0.870	0.788	0.643	0.372
1.0	0.854	0.797	0.626	0.383

Tabela 5.3: Vrednosti brezdimenzijskih koeficientov vzmeti in dušilk pri sistemski frekvenci ($\nu = 0.45$) za vkopani temelj po Veletsos in Verbiču (1973).

Deformacije in pomiki konstrukcije so odvisne od jakosti obtežbe in od frekvenčnega sestava obtežbe. Če se območje prevladujočih period pri potresni obtežbi ujema s sistemskim nihajnim časom, bo odziv konstrukcije največji.



Slika 5.9: Spektri pospeška (5% dušenja) pri različnih jakostih potresne obtežbe za konstrukcijo, temeljeno na površini ($z = 0$), in konstrukcijo z vkopanimi temelji ($z = -20m$). Točke • predstavljajo vrednosti v spektru pospeškov glede na pripadajoči izračunani sistemski nihajni čas.

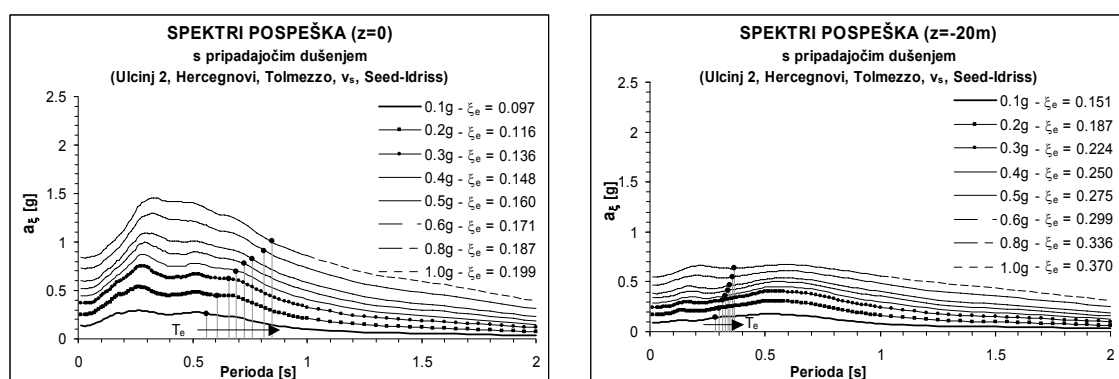


Slika 5.10: Spektri pospeška (5% dušenje) potresne obtežbe pri konstrukciji, temeljeni na površini ($z = 0$), pri konstrukciji z vkopanimi temelji ($z = -20m$) in pri togo vpeti konstrukciji (vhodni spektri) za jakost potresa 0.315g in 0.5g. Točke • predstavljajo vrednosti v spektru pospeškov glede na pripadajoči izračunani sistemski nihajni čas.

Večanje jakosti potresa nas v spektru pospeška pomika k večjim nihajnim časom zaradi mehčanja zemljine in večjim vrednostim spektralnega pospeška zaradi večjih jakosti potresa. Ta mehanizem deluje sočasno in lahko v našem primeru zaključimo (Slika 5.9), da večja jakost potresa predstavlja večjo potresno obremenitev na konstrukcijo. To velja tako v primeru konstrukcije temeljene na površini, kjer se zaradi večanja sistema nihanja časa spuščamo s platoja, kot v primeru konstrukcije z vkopanimi temelji, ko se dvigamo na plato

maksimalnih spektralnih pospeškov. Vendar so zaradi vpliva temeljnih tal na potresno obtežbo spektralni pospeški pri potresni obtežbi za konstrukcijo z vkopanimi temelji nižji. Medtem ko je potresna obtežba pri togo vpeti konstrukciji celo nekoliko manjša kot pri konstrukciji temeljeni na površini (Slika 5.10).

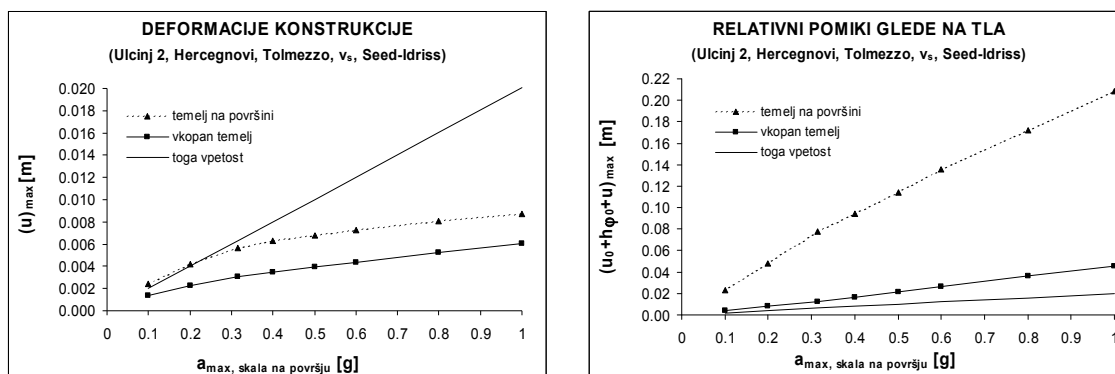
Vsi zgoraj narisani spektri pospeška so izračunani pri 5% dušenju sistema. Poleg razlik v potresni obtežbi pri posameznih primerih, je pomemben tudi vpliv sistemskega dušenja (Slika 5.6 in Slika 5.11), ki vedno zmanjša deformacije konstrukcije.



Slika 5.11: Spektri pospeška pri različnih jakostih potresne obtežbe pri pripadajočem sistemskem dušenju (Slika 5.6) za konstrukcijo, temeljeno na površini ($z = 0$), in konstrukcijo z vkopanimi temelji ($z = -20m$). Točke • predstavljajo vrednosti v spektru pospeškov glede na pripadajoči izračunani sistemski nihajni čas.

Prikazane deformacije in relativni pomiki konstrukcije (Slika 5.12) so maksimalne vrednosti v njihovem časovnem poteku, ki smo jih izračunali z integracijo korak za korakom. Linearno naraščanje pomikov oziroma deformacij konstrukcije z jakostjo potresa pri togo vpeti konstrukciji je pri linearni analizi pričakovano. Tega pa ne moremo več pričakovati v primerih upoštevanja podajne vpetosti v zemljinu, čeprav smo predpostavili linearno obnašanje konstrukcije. V računu potresne obtežbe in računu impedančnih funkcij smo posredno z ekvivalentno linearno analizo programa SHAKE91 zajeli nelinearno obnašanje zemljine. Jasno je viden vpliv velikega sistemskega dušenja. Omenili smo, da je potresna obtežba pri togo vpetih konstrukcijah nekoliko manjša od konstrukcij temeljenih na površini. Vendar so z jakostjo potresa, ko začne sistemsko dušenje hitro naraščati, deformacije podajno vpete konstrukcije hitro manjše od deformacij pri togo vpeti konstrukciji. Deformacije pri konstrukciji z vkopanimi temelji pa so še manjše kot pri konstrukciji temeljeni na površini, zaradi manjše potresne obtežbe in večjega sistemskega dušenja. Deformacije konstrukcije so zelo pomembne pri dimenzioniranju. Vpliv upoštevanja sodelovanja med konstrukcijo in zemljinu ter zemljinu

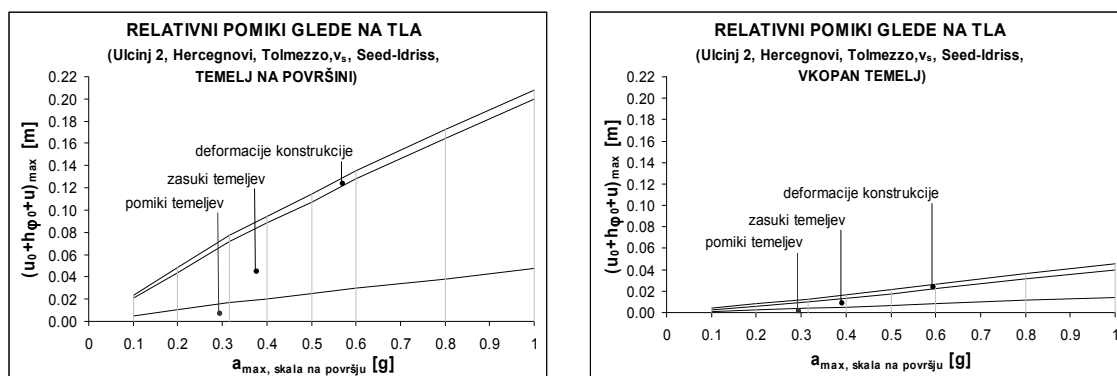
in potresno obtežbo se v tem primeru izkaže kot zelo ugoden. Tega pa v našem primeru ne moremo trditi za relativne pomike konstrukcije glede na tla. Te so bistveno večji od relativnih pomikov glede na tla pri togo vpeti konstrukciji.



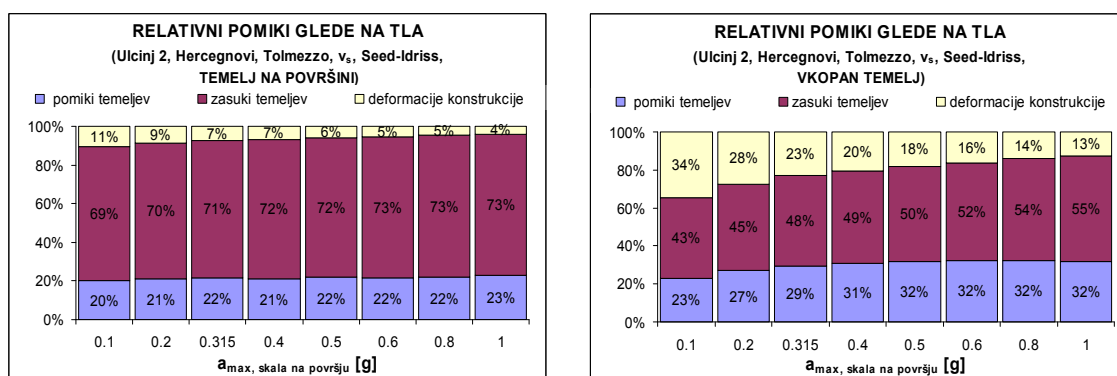
Slika 5.12: Deformacije in relativni pomiki konstrukcije glede na tla v odvisnosti od jakosti potresa za konstrukcije, temeljene na površini, konstrukcije z vkopanimi temelji in togo vpete konstrukcije.

Pri togo vpeti konstrukcij so relativni pomiki konstrukcije glede na tla enaki kar deformaciji konstrukcije. Pri podajnem vpetju konstrukcije pa moramo deformacijam prišteti še pomike zaradi pomika in zasuka temeljev. Ravno te dva prispevka predstavljata pri relativnih pomikih glede na tla večinski delež. Zaradi večje podajnosti vzmeti zemljine, manjšega systemskega dušenja in večje potresne obremenitve so pri konstrukciji temeljeni na površini relativni pomiki glede na tla v našem primeru kar $6 \times (0.1g)$ do $4.6 \times (1.0g)$ večji kot pri konstrukciji z vkopanimi temelji. Navkljub manjši potresni obtežbi in večjemu systemskemu dušenju pa večja podajna vpetost temeljev pri konstrukciji z vkopanimi temelji povzroči $\sim 2 \times$ večje relativne pomike glede na tla kot pri togo vpeti konstrukciji.

Slika 5.14 prikazuje posamezne prispevke k relativnim pomikom glede na tla v odstotnih deležih. Odvisni so od podajne vpetosti v zemljinu, ki se večja z jakostjo potresa in je večja pri temeljih na površini. Deformacije konstrukcije predstavljajo pri relativnih pomikih konstrukcije glede na tla manjši del, razen pri vkopanih temeljih in nižjih jakostih potresa. Delež deformacij konstrukcije k celokupnim relativnim pomikom glede na tla pada s podajnostjo zemljine. Na njen račun naraščata s podajnostjo zemljine deleža pomika temeljev in pomika zaradi zasuka temelja. Levji delež prispeva pomik zaradi zasuka temelja. Vendar pri vkopanih temeljih je njegov delež manjši kot pri temeljih na površini, delež pomika temelja pa večji. To je v skladu s pričakovanju, saj se rotacijska togost vzmeti hitreje večja z vkopanostjo kot translacijska togost vzmeti (Slika 4.7).



Slika 5.13: Relativni pomiki konstrukcije glede na tla za konstrukcije, temeljene na površini, in konstrukcije z vkopanimi temelji.



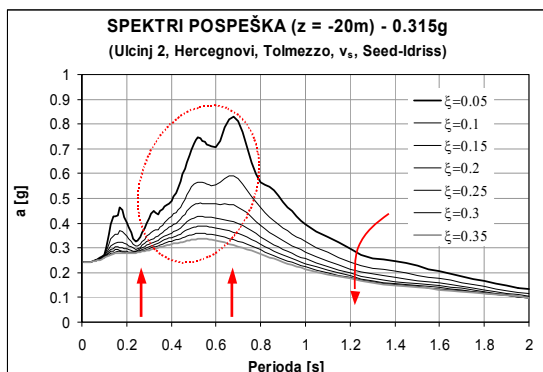
Slika 5.14: Delež pomikov temeljev, pomikov zaradi zasuka temelja in deformacije konstrukcije pri relativnih pomikih konstrukcije glede na tla. Posebej za konstrukcije, temeljene na površini, in konstrukcije z vkopanimi temelji.

5.4.2. VPLIV HITROSTI STRIŽNEGA VALOVANJA

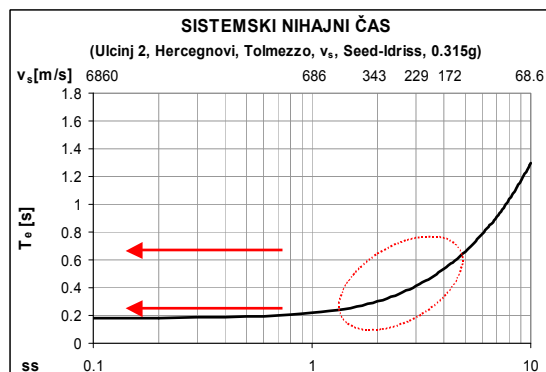
Pri študiji vpliva hitrosti strižnega valovanja na odziv konstrukcije se bomo omejili le konstrukcijo z vkopanimi temelji (Slika 5.4 - 1. primer) in jakost potresa 0.315g. Pri teh dveh predpostavkah je definirana potresna obtežba in materialno dušenje. Potresna obtežba je gibanje prostih tal z globine $z = -20m$. Materialno dušenje pa je povprečje koeficientov dušenja slojev zemljine, ki pripadajo efektivnemu profilu in deformacijskemu stanju zaradi vpliva te obtežbe na temeljna tla.

Predpostavimo homogen viskoelastični polprostor z izračunanim materialnim dušenjem zemljine in spreminjamo hitrost strižnega valovanja. Spreminjajoča hitrost strižnega

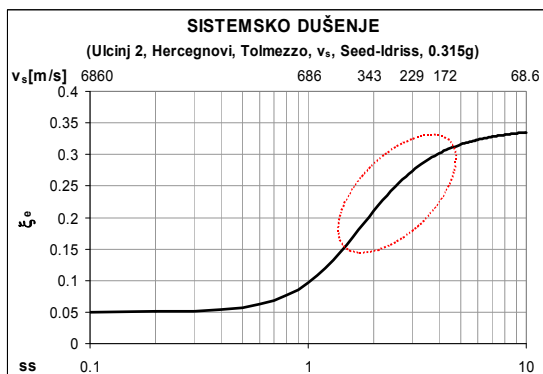
valovanja vpliva le na impedančne funkcije, torej na togosti vzmeti in radiacijsko dušenje zemljine.



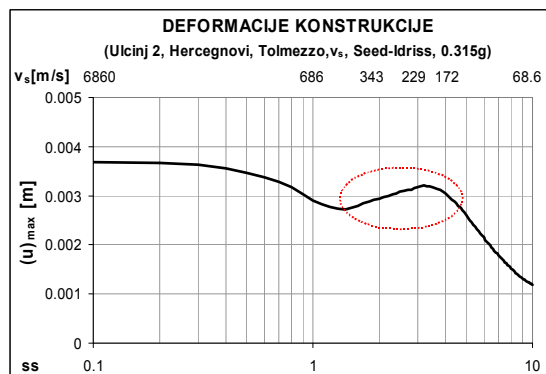
Slika 5.15: Spektri pospeška potresne obtežbe pri različnih koeficientih dušenja. Puščice prikazujejo območje period, kjer pride do povečanja deformacij konstrukcije.



Slika 5.16: Sistemski nihajni čas v odvisnosti od hitrosti strižnega valovanja oziroma brezdimenzionalnega parametra ss . Puščice prikazujejo območje systemskega nihajnega časa, kjer pride do povečanja deformacij konstrukcije.



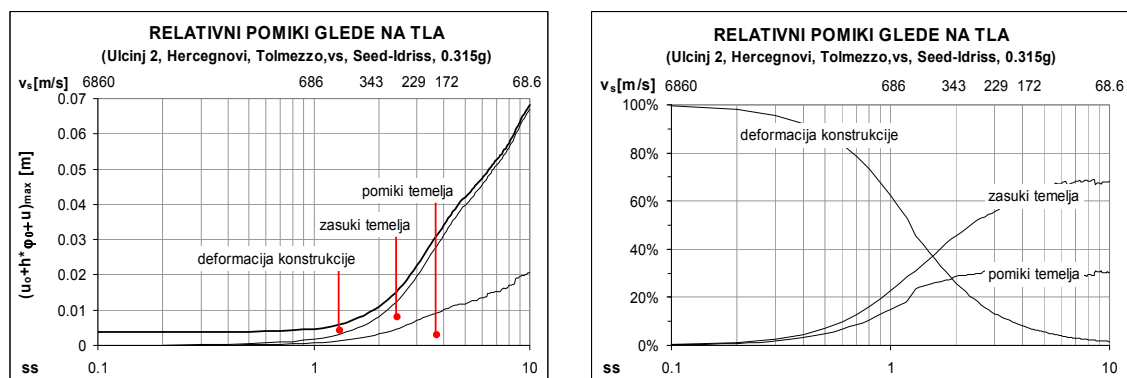
Slika 5.17: Sistemsko dušenje v odvisnosti od hitrosti strižnega valovanja oziroma brezdimenzionalnega parametra ss .



Slika 5.18: Deformacija konstrukcije v odvisnosti od hitrosti strižnega valovanja.

Brezdimenzionalni parameter $ss = \omega_s h_1 / v_s$ smo že srečali v poglavju 4.3.5. Velikokrat se ga uporablja pri oceni vpliva dinamičnega sodelovanja med konstrukcijo in zemljino. Pri konstantnih karakteristikah togo vpete konstrukcije (ω_s in h_1) je odvisen le od hitrosti strižnega valovanja. Sistemski nihajni čas in sistemsko dušenje naraščata s padanjem strižne hitrosti oziroma naraščanjem parametra ss . Sistemsko dušenje narašča le na račun

radiacijskega dušenja, ker je materialno dušenje zemljine konstantno. Ko je $ss = 0$, se konstrukcija obnaša kot pri togem vpetju. Tedaj je sistemski nihajni čas enak nihajnemu času togo vpete konstrukcije in sistemsko dušenje je enako dušenju v konstrukciji. V našem primeru se sistemski nihajni čas poveča za 10% pri $ss = 0.8$, ko je $v_s = 858 \text{ m/s}$. Od tu dalje prihaja do opaznih vplivov podajne vpetosti konstrukcije.



Slika 5.19: Relativni pomiki glede na tla v absolutnih in relativnih deležih v odvisnosti od hitrosti strižnega valovanja.

Vpliv interakcije na deformacije konstrukcije je ves čas ugoden, saj so maksimalne deformacije ves čas manjše od deformacij pri togi vpetosti ($ss = 0$). Vendar maksimalne deformacije ne padajo s hitrostjo strižnega valovanja. Ko se sistemski nihajni večja s ss (Slika 5.16), prehaja skozi prevladujoče periode v spektru pospeškov potresne obtežbe (Slika 5.15). To je vzrok, da pride pri strižnih hitrostih od 457 do 142 m/s do naraščanja deformacij konstrukcije (Slika 5.18), navkljub večanju sistema dušenja, ki zmanjšuje vrednosti v spektru pospeškov.

Eden izmed opaznih in neugodnih vplivov interakcije je večanja relativnih pomikov konstrukcije glede na tla. Pri togo vpeti konstrukciji obstajajo le deformacije konstrukcije, pri izredno podajnem vpetju pa praktično preostaneta le še pomik temelja in pomik zaradi zasuka temelja, ki predstavlja tedaj večji delež (68%).

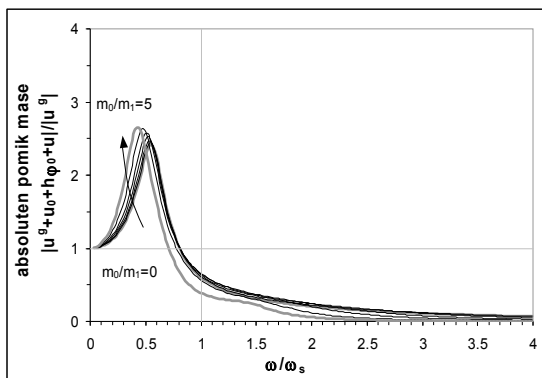
5.4.3. VPLIV MASE TEMELJA

Pri študiji vpliva mase temelja na odziv konstrukcije se bomo zopet omejili le na konstrukcijo z vkopanimi temelji (Slika 5.4 - 1. primer) in jakost potresa 0.315g. Pri teh dveh predpostavkah je definirana potresna obtežba in vpliv potresne obtežbe na temeljna tla.

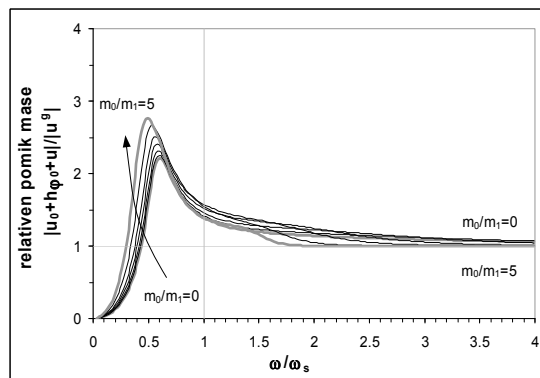
Analitična rešitev enačb gibanja podajnega dinamičnega modela (poglavje 4.3), ki je ponavadi predstavljena v literaturi, zanemari maso temelja. Predpostavlja, da je vpliv mase temelja m_0 in njenega rotacijskega masnega momenta I_0 na odziv konstrukcije zanemarljivo majhen. Velik in masiven temelj pa je značilnost konstrukcij, kot so jedrski reaktorji. Razmerje med maso temelja m_0 in maso konstrukcije m_1 je v našem primeru 1.65.

Ob nespremenjenih dimenzijah temelja bomo spreminjali maso temelja in v skladu z njo tudi njen rotacijski masni moment. Nekoliko protislovno, vendar z ohranjenimi dimenzijami temelja bodo impedančne funkcije ostale enake. To velja za statične togosti vzmeti in frekvenčno odvisne brezdimenzijske koeficiente vzmeti in dušilk. Spreminjajoče razmerje m_0/m_1 z vrednostmi 0, 0.2, 0.5, 1.0, 1.65, 3, 5 bo vplivalo le na masno matriko. Vpliv mase temelja na odziv konstrukcije bomo prikazali v frekvenčnem območju pri harmonični analizi ter pri tem izkoristili možnost uporabe frekvenčno odvisnih impedančnih funkcij in v časovnem območju pri definirani potresni obtežbi.

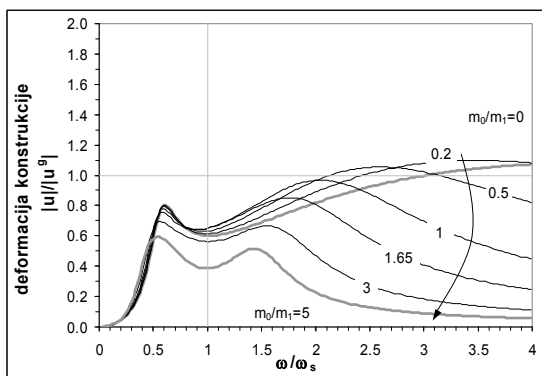
Pri harmonični analizi vidimo, da ima masa temelja zelo pomemben vpliv na odziv konstrukcije pri posameznih frekvencah vzbujanja. Spreminjanje masa temelja ima najmanjši vpliv v primeru relativnega pomika mase glede na tla. Prevladuje prva lastna frekvenca, ki je seveda manjša od lastne frekvence togo vpete konstrukcije ω_s . Pri visokih frekvencah vzbujanja so relativni pomiki mase približujejo pomikom tal oziroma absolutni pomiki mase gredo proti 0. Razlike se pokažejo pri deformacijah konstrukcije, pomikih tal in pomikih zaradi zasuka temelja. Pri visokih frekvencah vzbujanja gredo deformacije konstrukcije pri velikih masah temelja proti 0, pri brezmasnemu temelju pa proti pomikom tal. Logična posledica je ravno obraten pojav pri pomikih temelja. Tedaj gredo pri visokih frekvencah vzbujanja pri veliki masi temelja njegovi pomiki proti pomikom tal in pri brezmasnemu temelju proti 0. Torej velika masa temelja glede na maso konstrukcije tako zaduši visoke frekvence vzbujanja, da konstrukcija takega gibanja tal ne občuti kot dodatno obremenitev. Pri pomikih zaradi zasuka temelja pa vidimo, da večjo masa temelja vedno nižje frekvence vzbujanja ne spravijo več v rotacijsko gibanje.



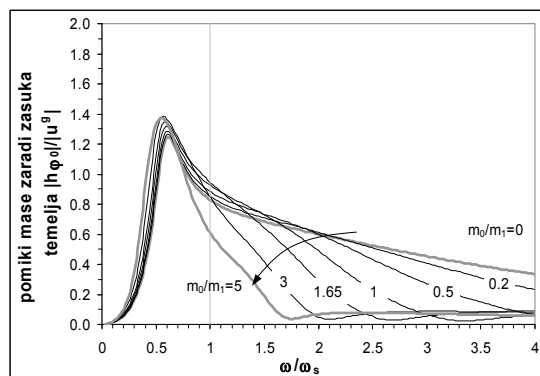
Slika 5.20: Absolutni pomiki mase glede na tla pri harmonični obtežbi v odvisnosti od razmerja m_0/m_1 .



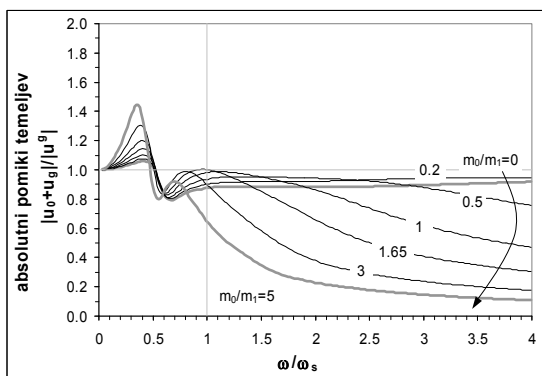
Slika 5.21: Relativni pomiki mase glede na tla pri harmonični obtežbi v odvisnosti od razmerja m_0/m_1 .



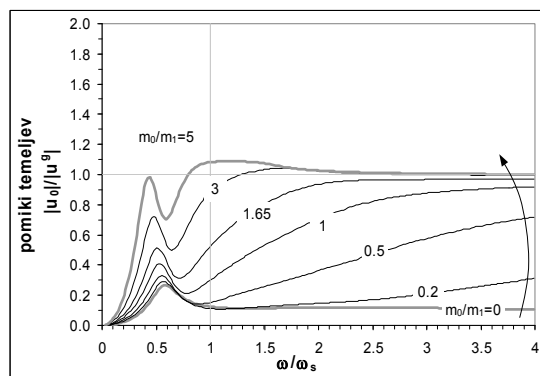
Slika 5.22: Deformacija konstrukcije pri harmonični obtežbi v odvisnosti od m_0/m_1 .



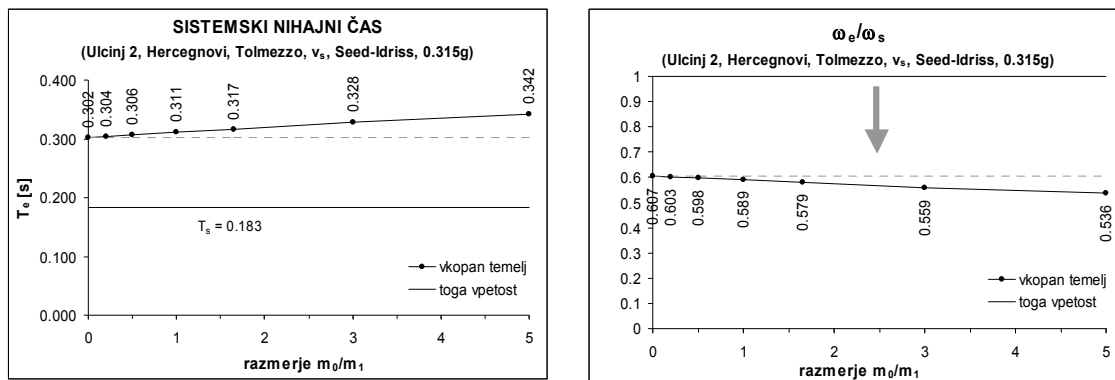
Slika 5.23: Pomiki mase zaradi zasuka temelja pri harmonični obtežbi v odvisnosti od m_0/m_1 .



Slika 5.24: Absolutni pomiki temeljev pri harmonični obtežbi v odvisnosti od m_0/m_1 .



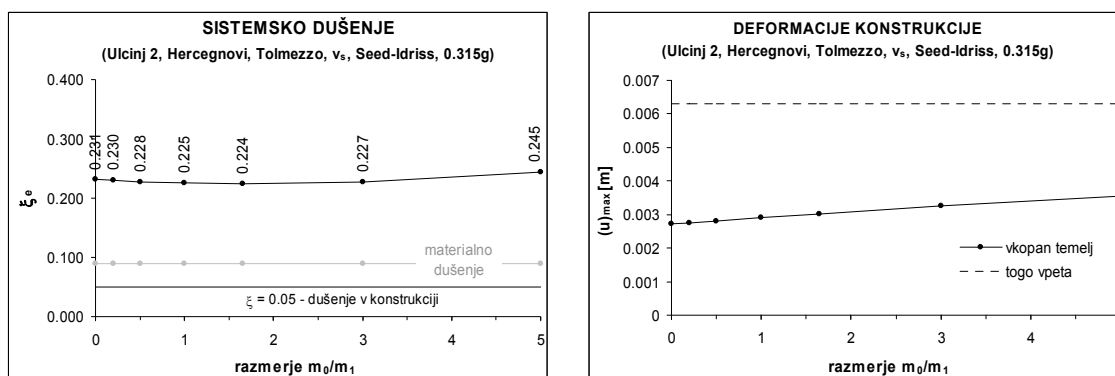
Slika 5.25: Pomiki temeljev pri harmonični obtežbi v odvisnosti od m_0/m_1 .



Slika 5.26: Sistemski nihajni čas in razmerje sistemske frekvence z lastno frekvenco togo vpete konstrukcije v odvisnosti od razmerja m_0/m_1 .

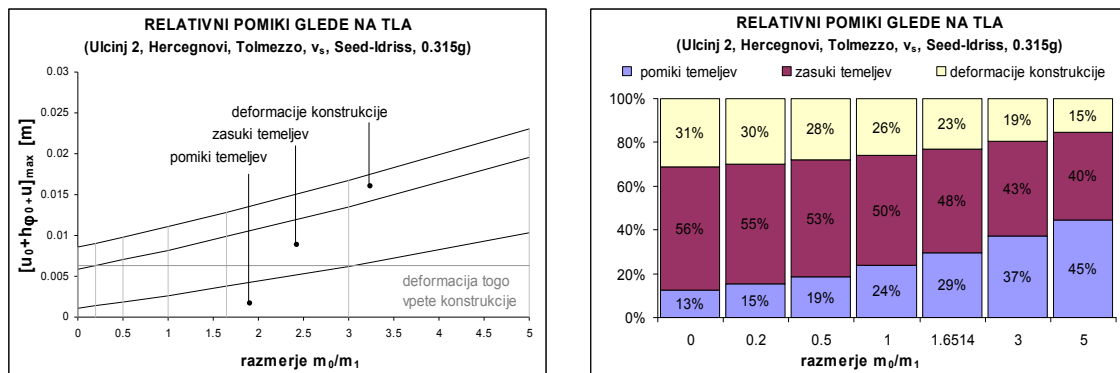
Z večanjem razmerja m_0/m_1 se povečuje sistemski nihajni čas oziroma zmanjšuje sistemska lastna frekvenca. Vendar je sistemski nihajni čas pri $m_0/m_1 = 5$ komaj za 13% večji kot pri brezmasnem temelju. Sistemsko dušenje pri majhnih razmerjih m_0/m_1 stagnira, pri večjih pa se začne povečevati. Radiacijsko dušenje pri translacijskem gibanju temelja je večje kot pri rotacijskem gibanju temelja. Z večanjem mase temelja začne prevladovati translacijsko gibanje nad rotacijskim.

Deformacije konstrukcije so že rezultat integracije korak za korakom. Zaradi večanja sistemskega nihajnega časa se približujemo k prevladujočim periodam potresne obtežbe (Slika 5.18). Deformacije konstrukcije se zato z večanjem mase temelja povečujejo, vendar ne dosežemo vrednosti pri togo vpeti konstrukciji.



Slika 5.27: Sistemsko dušenje v odvisnosti od razmerja m_0/m_1 .

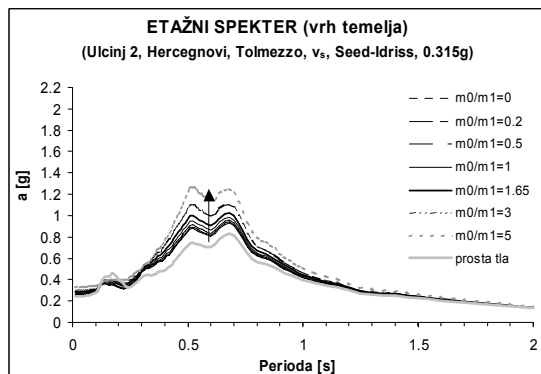
Slika 5.28: Deformacije konstrukcije v odvisnosti od razmerja m_0/m_1 .



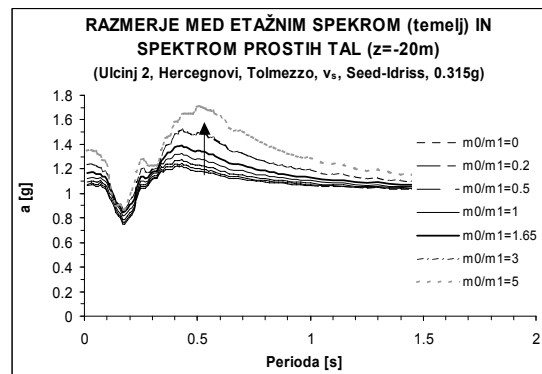
Slika 5.29: Relativni pomiki glede na tla po posameznih komponentah v absolutnih in relativnih deležih v odvisnosti od razmerja m_0 / m_1 .

Z večjo maso temelja se relativni delež deformacij zmanjšuje, pomiki temelja se pa toliko povečajo, da se izenačijo s pomiki zaradi zasuka temelja.

Etažni spektri so spektri absolutnega pospeška, ki se jih uporablja za dimenzioniranje opreme. Slika 5.30 prikazuje etažne spektre na vrhu temelja, kjer stoji večina opreme, v odvisnosti od m_0 / m_1 . Večja masa temelja povečuje vrednosti v spektru, na račun povečevanja sistemskega nihajnega časa. Spektri so izračunani pri 5% dušenju. Za dejansko dimenzioniranje opreme morajo biti etažni spektri izračunani pri koeficientih dušenja te opreme.



Slika 5.30: Etažni spektri (5% dušenja) na vrhu temelja v odvisnosti od razmerja m_0 / m_1 .

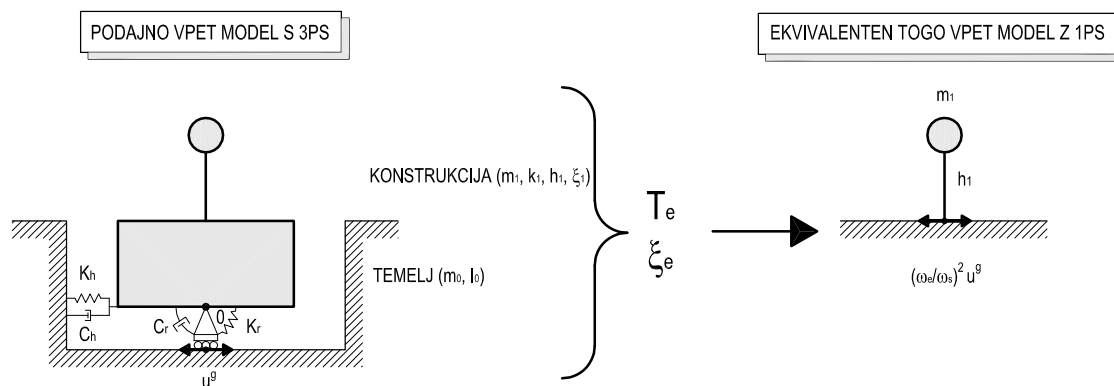


Slika 5.31: Razmerje med etažnimi spektri in spektri pospeška prostih tal v odvisnosti od razmerja m_0 / m_1 .

5.5. UPORABA SPEKTROV

Deformacije konstrukcije so bile izračunane z reševanjem enačb gibanja po postopku integracije korak za korakom pri 6 različnih akceleroogramih. Rezultat je časovni potek deformacij konstrukcije. Obravnavali smo le maksimalne vrednosti, do katerih lahko pridemo tudi z vrednostmi iz spektra. Ker imamo sistem s 3 prostostnimi stopnjami, bi morali poznati 3 nihajne čase konstrukcije. Klasična modalna analiza in reševanje problema lastnih vrednosti da nepravilne rezultate zaradi prevelikih razlik v dušenju, ki pripadajo posameznim prostostnim stopnjam.

S harmonično analizo smo dobili sistemski nihajni čas in sistemsko dušenje, ki pripadata prvi nihajni obliki. Poglejmo si, kolikšno napako naredimo, če upoštevamo le prvo nihajno obliko, doprinos ostalih pa zanemarimo. Naš podajni sistem s 3 prostostnimi stopnjami torej prevedemo na ekvivalenten togo vpet sistem z eno prostostno stopnjo (Slika 5.32). Njune skupne lastnosti so sistemski nihajni čas T_e (ekvivalenten nihajni čas), sistemsko dušenje ξ_e (ekvivalentno dušenje), masa konstrukcije m_1 in njeno težišče h_1 . Podobno situacijo smo srečali v poglavju 4.3.4.1. Pri pogoju, da sta imela oba modela enake deformacije konstrukcije u , ima ekvivalenten model tudi svojo ekvivalentno obtežbo (en. 4.67).



Slika 5.32: Prevod podajno vpetega modela s 3 prostostnimi stopnjami na ekvivalenten togo vpet model z 1 prostostno stopnjo.

Spektri pospeška potresne obtežbe so izračunani kot povprečje spektrov 6 vhodnih akceleroogramov, ki pripadajo posameznim primerom (temelj na površini in vkopan temelj) in z ustreznim sistemskim dušenjem (Slika 5.11). Ko poznamo sistemski nihajni čas in sistemsko dušenje, iz njih odčitamo spektralni pospešek $Sa_{\xi_e}(T_e)$. Do deformacij konstrukcije pridemo na dva načina. Prvi način je, da spektralni pospešek kot potresno obtežbo naneseemo na našo

konstrukcijo (m_1 in k_1), kjer zanemarimo podajno vpetje. Predstavljajmo si, da je ves vpliv podajnega vpetja zajet v $Sa_{\xi_e}(T_e)$. Dobimo lastno frekvenco ω_s togo vpete konstrukcije ter deformacije konstrukcije takole:

$$k_1 u = Sa_{\xi_e}(T_e) m_1 \quad 5.8$$

$$\omega_s^2 = \frac{k_1}{m_1} \quad 5.9$$

$$u = \frac{Sa_{\xi_e}(T_e)}{\omega_s^2} \quad 5.10$$

Drugi način pa je preko ekvivalentno togo vpetega modela z 1 prostostno stopnjo in ekvivalentno obtežbo. Ker poznamo lastno frekvenco ekvivalentnega modela $\omega_e = 2\pi/T_e$, lahko iz spektralnih pospeškov dobimo spektralne pomike. Spektralne pomike moramo popraviti za faktor ekvivalentne obtežbe ω_e^2/ω_s^2 , ker so dobljeni iz spektrov pospeška akceleroogramov nanesenih na podajno konstrukcijo. Spektralni pomiki so pri togi vpetosti tudi deformacije konstrukcije. Rezultat je enak kot pri prvem načinu razmišljanja (en. 5.10 in 5.13).

$$u_e^g = \frac{\omega_e^2}{\omega_s^2} u^g \quad 5.11$$

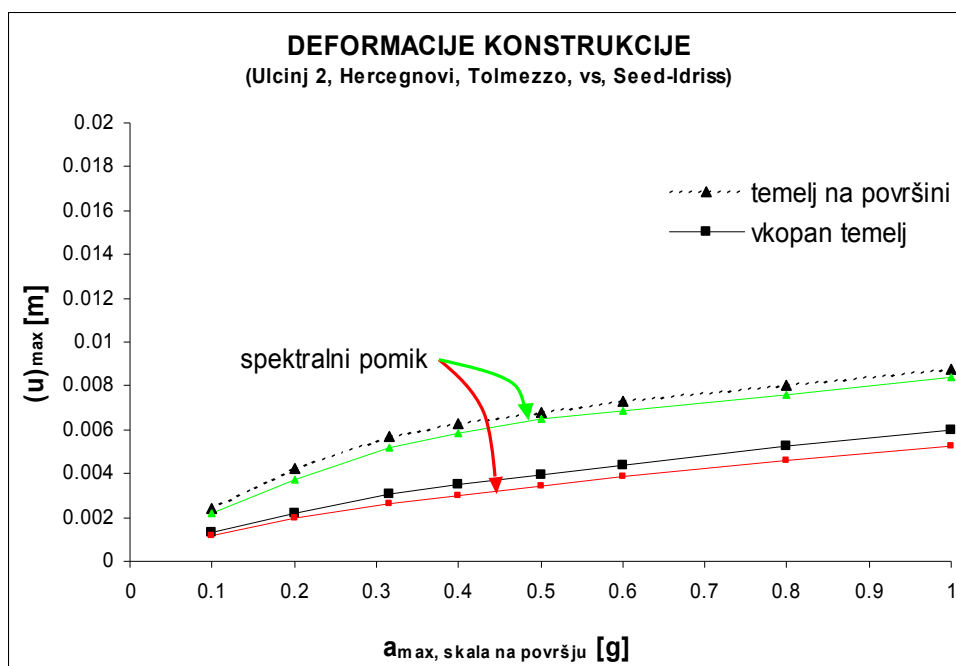
$$Su_{\xi_e} = \frac{Sa_{\xi_e}(T_e)}{\omega_e^2} \left(\frac{\omega_e^2}{\omega_s^2} \right) \quad 5.12$$

$$Su_{\xi_e} = \frac{Sa_{\xi_e}(T_e)}{\omega_s^2} \quad 5.13$$

Razliko med računom deformacij konstrukcije z integracijo enačb gibanja in računom deformacij konstrukcije iz spektralnih pospeškov z upoštevanjem le prve nihajne oblike prikazuje Slika 5.33. Prva nihajna oblika je očitno prevladujoča, saj so rezultati zelo podobni. Spektralni pomiki so vedno nekoliko manjši. Vendar napaka ni večja od 13% in gre na račun neupoštevanja ostalih nihajnih oblik.

Ko poznamo sistemski nihajni čas in sistemsko dušenje podajno vpete konstrukcije, je postopek računa deformacij konstrukcije preko spektralnih pomikov bistveno enostavnejši. V našem primeru sta bila dobljena s harmonično analizo v frekvenčnem območju. Za primer konstrukcij z eno prostostno stopnjo pri togem vpetju, temeljenih na površini in brezmasnim temeljem, obstajajo enostavne enačbe za sistemski (ekvivalentni) nihajni čas (en. 4.65) in sistemsko (ekvivalentno) dušenje (en. 4.66). Tedaj so togostne matrike in matrike dušenja diagonalne. Za konstrukcije z vkopanimi temelji so izvendiagonalni členi togostne matrike in

matrike dušenja zanemarljivo majhni, če je $e/r < 0.5$. Za račun systemske frekvence in systemskega dušenja lahko uporabimo iste enačbe, če ustrezno povečamo statično togost vzeti. Vpliv mase temelja pa smo videli v poglavju 5.4.3. Pri računu systemskega nihajnega časa in systemskega dušenja z brezmasnim temeljem bi bila napaka tudi v primeru velikega razmerja m_0/m_1 lahko sprejemljiva (Slika 5.26 in Slika 5.27).



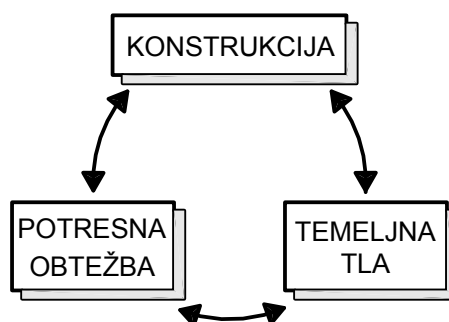
Slika 5.33: Primerjava med deformacijami konstrukcije pri temelju na površini in vkopanem temelju izračunanih z integracijo enačb gibanj in iz spektralnih pomikov.

6. ZAKLJUČEK

Z enodimenzionalno analizo temeljnih tal in z interakcijsko analizo na enostavnem dinamičnem modelu smo zajeli obnašanje celotnega sistema zemljine in konstrukcije pri potresni obtežbi. Pri tem smo upoštevali:

- vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo,
- vpliv potresne obtežbe na temeljna tla,
- vpliv temeljnih tal na odziv konstrukcije v smislu inercijske interakcije in
- vpliv potresne obtežbe na konstrukcijo.

Nismo pa vključili vpliva konstrukcije na potresno obtežbo oziroma temeljna tla v smislu kinematične interakcije.



Slika 6.1: Medsebojni vplivi v sistemu konstrukcije in temeljnih tal pod vplivom potresne obtežbe.

Hoteli smo priti do odgovora, ali se z vključitvijo temeljnih tal v dinamično analizo konstrukcije pri potresni obtežbi njen odziv poveča ali zmanjša. Torej, ali nas neupoštevanje podajnega vpetja konstrukcije v temeljna tla postavi pri projektiranju na varno ali nevarno stran. To je odvisno od dinamičnih karakteristik potresne obtežbe, slojevitih temeljnih tal in konstrukcije same. Pri tem ima pomembno vlogo sovpadanje dominantnih period potresne obtežbe, osnovnega nihajnega časa slojevitih tal in osnovnega nihajnega časa konstrukcije. Pri vzajemnem sodelovanju se poleg tega začnejo dinamične karakteristike posameznih podkonstrukcij v sistemu spreminjati zaradi delovanja več mehanizmov. Bistveni mehanizmi, s katerimi smo imeli opravka, so širjenje strižnega valovanja skozi slojevita tla, nelinearno obnašanja zemljine, odziv podajno vpete konstrukcije in radiacijsko dušenje.

Pristop po metodi podkonstrukcij nam je omogočil, da smo lahko najprej obravnavali medsebojni vpliv med potresno obtežbo in zemljino, šele potem pa smo v analizo vključili še konstrukcijo. Za interakcijsko analizo konstrukcije pri potresni obtežbi smo zemljino nadomestili z vzmetmi in dušilkami. Pri tem smo uporabili spremenjeno potresno obtežbo in spremenjene dinamične karakteristike zemljine za račun vzmeti in dušilk iz enodimenzionalne analize odziva tal. Celotno analizo smo izvedli na konkretnem primeru. Uporabili smo lastnosti slojevitih tal, ki so bila raziskana na območju Nuklearne elektrarne Krško. Analizirana konstrukcija je imela velik masiven vkopan temelj in kratek nihajni čas kot zgradba jedrskega reaktorja v Krškem. Za potresno obtežbo pa smo izbrali 6 akceleroگرامov potresov iz evropske potresne baze podatkov, ki so bili registrirani na skalnati podlagi.

Vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo je bil narejen s pomočjo programa SHAKE91, ki izvaja račun enodimenzionalnega ekvivalentno linearnega odziva tal na potresno obtežbo. Za vsak akceleroگرام normiran na ustrezno jakost potresa smo dobili gibanje prostih tal, na površini ($z = 0m$) in v globini $z = -20m$, ki predstavlja globino spodnje ploskve temelja. Z razmerjem spektrov izhodnega in vhodnega akceleroگرامa smo dobili faktor tal. Faktor tal predstavlja celoten vpliv lokalnih karakteristik tal na potresno obtežbo. Odvisen je od periode in jakosti potresa. Lahko ga direktno uporabimo za množenje znanega spektra obtežbe skale na površju, da dobimo spekter obtežbe na prostih tleh. Raztros rezultatov je odvisen od raznolikosti v frekvenčnem sestavu vhodnih akceleroگرامov in nezanesljivosti pri izmerjenih lastnostih zemljine, to sta hitrost strižnega valovanja in izbira modela zemljine. Za primer tal v Krškem se je izkazalo, da vedno ojačajo potresno obtežbo na površini prostih tal, saj je faktor tal vedno večji od 1. Vendar z večjimi jakosti potresa ($a_{maks, skala na površju} > 0.5g$) postaja faktor tal v območju kratkih period manjši od 1, zaradi velikega vpliva materialnega dušenja, ki se povečuje z večjimi strižnimi deformacijami pri močnih potresih. V globini $z = -20m$ prostih tal pa je spekter obtežbe bistveno manjši kot na površini.

Do vpliva potresne obtežbe na temeljna tla pride zaradi strižnih deformacij in nelinearnega obnašanja zemljine. Čim večja je jakost gibanja tal, tem bolj se zmanjša strižna hitrost in poveča materialno dušenje v posameznih slojih temeljnih tal. Spremenjene dinamične karakteristike zemljine smo dobili kot vmesni rezultat enodimenzionalne analize ekvivalentno linearnega odziva tal.

Pri interakcijski analizi smo temeljna tla nadomestili z vzmetmi in dušilkami. Z vzmetmi smo zajeli odziv podajno vpete konstrukcije, z dušilkami pa mehanizem radiacijskega dušenja. Oboje skupaj predstavlja inercijsko interakcijo. Zgradbo jedrskega reaktorja smo nadomestili s podajno vpetim dinamičnim modelom s tremi prostostnimi stopnjami, pomik temelja, zasuk temelja in deformacija konstrukcije. Ker so vzmeti in dušilke odvisne od frekvence vzbujanja, smo interakcijsko analizo izvedli v dveh korakih. Sistemsko frekvenco in

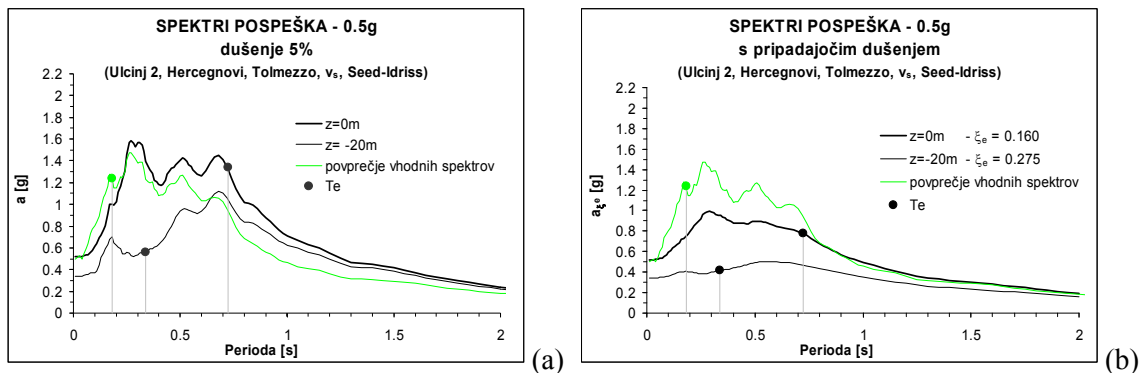
sistemska dušenje, ki predstavljata lastnosti prve nihajne oblike podajno vpetega dinamičnega modela, smo izračunali s harmonično analizo v frekvenčnem območju. Pri sistemski frekvenci, kjer je odziv konstrukcije največji, smo fiksirali vrednosti vzmeti in dušilk. Potem smo v časovnem območju rešili sistem enačb z integracijo korak za korakom za vsak akceleroگرام posebej. Celoten postopek smo sprogramirali v programu MatLab. Primerjali smo tri situacije, konstrukcijo s temeljem na površini, konstrukcijo z vkopanim temeljem in togo vpeto konstrukcijo. Podajna vpetost konstrukcije podaljša sistemski nihajni čas in poveča sistemsko dušenje. V naši konkretni situaciji smo dobili naslednje rezultate ne glede na jakost potresa:

SISTEMSKI NIHAJNI ČAS T_e	temelj na površini	>	vkopan temelj	>	toga vpetost
SISTEMSKO DUŠENJE ξ_e	vkopan temelj	>	temelj na površini	>	toga vpetost
DEFORMACIJE KONSTRUKCIJE	toga vpetost	>	temelj na površini	>	vkopan temelj
RELATIVNI POMIKI GLEDE NA TLA	temelj na površini	>	vkopan temelj	>	toga vpetost

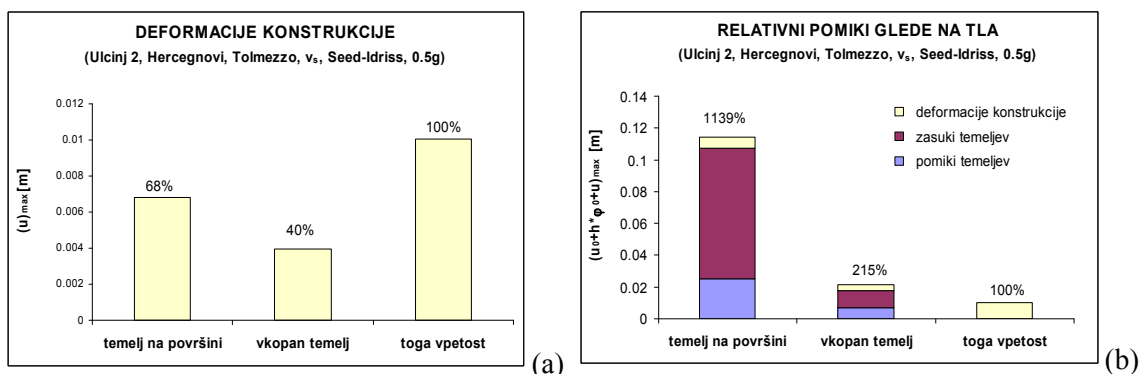
Tabela 6.1: Vpliv podajnega vpetja na odziv konstrukcije.

V primeru jakosti potresa 0.5g, ki predstavlja za lokacijo NEK-a potres z 10 000 letno povratno dobo, si pogledjmo rezultat kvantitativno v luči posameznih mehanizmov. Slika 6.2a je rezultat enodimenzionalne ekvivalentno linearne analize odziva tal. Za vsako različico, konstrukcijo s temeljem na površini, konstrukcijo z vkopanim temeljem in togo vpeto konstrukcijo, imamo zaradi vpliva temeljnih tal drugačno potresno obtežbo. Slika 6.2b pa prikazuje, kako povečano sistemsko dušenje drastično zmanjša spekter. Razlike v sistemskih nihajnih časih pa so odraz toge vpetosti oziroma togosti vzmeti, ki je pri vkopanem temelju večja. Vpliv sodelovanja med konstrukcijo in zemljino lahko pri potresni obtežbi poveča ali zmanjša obremenitev na konstrukcijo. To je odvisno od oblike spektra obtežbe, sistemske periode in sistema dušenja, ki sta vedno večja od lastne periode in dušenja pri togi vpeti konstrukciji.

V našem primeru (Slika 6.3) lahko zaključimo, da je vpliv sodelovanja med konstrukcijo in temelji na potresno obremenitev konstrukcije ugoden, saj se deformacije konstrukcije pri podajni vpetosti zmanjšajo. Ravno obratno je pri relativnih pomikih tal. Zaradi omogočenega pomika in zasuka temeljev so relativni pomiki konstrukcije glede na tla lahko tudi več kot $10\times$ večji kot pri togi vpeti konstrukciji. V tem smislu je vpliv sodelovanja med konstrukcijo in temelji zelo neugoden.



Slika 6.2: Spektri pospeška potresne obtežbe pri 5% dušenju (a) in pripadajočemu sistemskemu dušenju (b) za gibanje prostih tal, na površini in v globini -20m , ter gibanje skale na površju.



Slika 6.3: Primerjava med deformacijami konstrukcije (a) in relativnimi pomiki konstrukcije glede na tla (b) za konstrukcijo temeljeno na površini, z vkpanimi temelji in togo vpeto pri 0.5g jakosti potresa na skali na površju.

Prav tako smo ugotovili, da je navkljub veliki masi temelja še vedno prevladujoča prva nihajna oblika. Zaradi prevelikih razlik v dušenju, ki pripadajo posameznim prostostnim stopnjam, nam klasična modalna analiza ne da pravega rezultata. Če pa že poznamo sistemsko frekvenco in sistemsko dušenje, lahko z uporabo spektrov pridemo do potresne obremenitve konstrukcije.

Na voljo je kar nekaj programske opreme za linearno analizo sodelovanja med konstrukcijo in zemljin, ki rešijo raznolike probleme. Ker zmogljivost računalnikov danes postaja čedalje manjša ovira, se za neko dokončno analizo konstrukcije spodobi uporabiti enega izmed razpoložljivih celovitejših programov. Vendar z enostavnejšimi modeli lahko v začetnih analizah ocenimo pomembnost vpliva posameznih parametrov oziroma preverimo velikostni red rezultatov zapletenejših analiz.

LITERATURA

- ACI, 2001, Code Requirements for Safety related Nuclear Concrete Structures, ACI-349-01, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI
- ACI, 2002, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI-318-02, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI
- Apsel, R.J., Luco, J.E. (1987). "Impedance Function for Foundations Embedded in a Layered Medium: an Integral Equation Approach," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15 (2): 213-231.
- Aviles, J., Perez-Roche, L.E., (1996). "Evaluation of Interaction Effects on the System Period and the System Damping due to Foundation Embedment and Layer Depth," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 1996, pp.11-27.
- Bielak, J., (1975). "Dynamic Behavior of Structures with Embedded Foundations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3 (2): 121-138.
- Dobry, R., Borcherdt, R. Crouse, C.B., Idriss, I.M., Joyner, W.B., Martin, G.R., Power, M.S., Rinne, E.E., Seed, R.B. (2000) New site coefficients and site classifications system used in recent building seismic code provisions, *Earthquake Spectra* 16 (1), pp. 41-67.
- Dobry, R., Gazetas, G. (1986). "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(2), pp.109-135.
- EPRI (1993), Guidelines for determining design basis ground motions, Electric Power Research Institute, EPRI TR-102293, Vol.1-5.
- EUROCODE 8 – Projektiranje konstrukcij na potresnih področjih – 5. del: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki, prEN 1998-5, Draft October 2002.
- EUROCODE 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila – Potresna obtežba in splošne zahteve za konstrukcije, prEN 1998-1, Draft Januar 2003.
- Fajfar, P. (1984). *Dinamika gradbenih konstrukcij*, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, Ljubljana.
- Fajfar, P., Lapajne, J., Aljinović, B., Breška, Z., Logar, J., Matičec, D., Poljak, M., Prelogović, E., Premru, U., Ribarič, V., Sočan, S., Vidic, T., Živčič, M., Fischinger, M., Godec, M., Hrzič, M., Vidrih, R., Jevšenak, B., Šket Motnikar, B., Zupančič, P., Poljanšek, K. (2002), »Revised Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Nuclear Power Plant Krško site« PSR-NEK-2.7.2, Revision 0, University of Ljubljana, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structural Engineering, Earthquake Engineering and Construction, Ljubljana, December 2002.

- Gazetas, G. (1991). "Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundation," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No.9, pp.1363-1381, September.
- Jaya, K.P., Prasad, A.M. (2002). "Embedded foundation in Layered Soil under Dynamic Excitations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, pp.485-498.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 653 strani.
- Luco, J.E, Wong, H.L., (1987). "Seismic Response of Foundation Embedded in a Layered Halfspace" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15 (2): 233-247.
- Luna, R. And H. Jadi (2000). "Determination of Dynamic Soil Properties Using Geophysical Methods", Proceedings of the First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure, St. Louis, MO, December 2000.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., Seed, H.B.(1975). "FLUSH: A computer program for approximate 3-D Analysis of Soil Structure Interaction Problems", *Report No. UCB/EERC 75-30*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Meek, J.W., Wolf, J.P. (1991). "Cone Models for Embedded Foundation," *Journal of Geotechnical Engineering*, " ASCE, Vol. 120, No.1, pp.60-80, January 1991.
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior* John Wiley and Sons, New York.
- NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 2000 Edition, Part 1: Provisions (FEMA 368), Building Seismic Safety Council, Washington, D. C., 2001.
- Nuklearna elektrarna Krško: Final Safety Analysis Report (FSAR)
- Pais, A., Kausel, E. (1988). "Approximate Formulas for Dynamic Stiffnesses of Rigid Foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7, pp. 213-227.
- Press, William, H. (1992). *Numerical Recipes in C: the Art of Scientific Computing*, Cambridge University Press.
- Roesset, J. M. (1998). "Seismic Design of Nuclear Power Plants – Where are We Now", *Nuclear Engineering and Design* 182, 3-15.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972). "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", *Report No. EERC 72-12*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Stewart, J.P., Fenves, G.L., Seed, R.B., (1999). "Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings, I: Analytical Methods," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.125, No.1, January 1999, pp. 26-37.

- Stewart, J.P., Kim, S., Bielak, J., Dobry, R., Power, M., (2003). "Revision to Soil Structure Interaction Procedures in NEHRP Design Provisions," *Earthquake Spectra*, 19(3), August 2003, pp. 677-696.
- Stewart, J.P., Seed, R.B., Fenves, G.L., (1998). "Empirical Evaluation of inertial soil-structure interaction effects," *Report No. PEER-98/07*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, November 1998.
- Stewart, J.P., Seed, R.B., Fenves, G.L., (1999). "Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings, II: Empirical Findings," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.125, No.1, January 1999, pp. 38-48.
- Stewart, J.P., Chiou, S.J., Bray, J.D., Graves R.W., Somerville, P.G., Abrahamson, N.A. (2001). "Ground Motion Procedures for Performance-Based Design," *Report No. EERC-9701568*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, September 2001.
- Tassoulas, J.L., Kausel, E., (1983). "On the Effect of the Rigid Sidewall on the Dynamic Stiffness of Embedded Circular Footings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11(3): 403-414.
- Trifunac, M., D., Todorovska, M. I., Tzong-Ying Hao (2001). "Full-Scale Experimental Studies of Soil-Structure Interaction – a Review", Proc. 2nd U.S.-Japan Workshop on Soil-Structure Interaction, March 6-8, 2001, Tsukuba City, Japan
- Veletsos, A.S., Meek, J.W., (1974). "Dynamic Behavior of Building Foundation Systems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3 (2): 121-138, 1974.
- Veletsos, A.S., Nair, V.V.D, (1975). "Seismic Interaction of Structures on Hysteretic Foundations," *Journal of the Structural Division*, Vol. 101:, 109-129, Januar 1975.
- Veletsos, A.S., Verbič, B., (1973). "Vibration of Viscoelastic Foundation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2 (1): 87-105, 1973.
- Vucetić, M. and Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No.1, pp.89-107.
- Wolf J. P. (1985). *Seismic Soil-Structure Interaction*, Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- Wolf J. P. (1994). *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*, Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- Wolf, J.P., Meek, J.W., (1994). "Dynamic Stiffness of Foundation on Layered Soil Halfspace Using Cone Frustrum," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp.1079-1095.
- Yoshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I., Miura, K. (2002). "Equivalent linear method considering frequency dependant characteristic of stiffness and damping," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, No.3, April 2002, pp.205-222.

Zhao, J.X., (1998). "Estimating Kinematic Interaction of Raft Foundations from Earthquake Records and its Effects on Structural Response," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17, 1998, pp.73-88.