

IKPIR

UNIVERZA EDVARDA KARDELJA V LJUBLJANI
FAKULTETA ZA ARHITEKTURO, GRADBENIŠTVO
IN GEODEZIJO

INŠTITUT ZA KONSTRUKCIJE,
POTRESNO INŽENIRSTVO IN RAČUNALNIŠTVO

Publikacija IKPIR št. 23

P. Fajfar

ZASNOVA POTRESNOVARNIH ZGRADB

Ljubljana, april 1981

IKPIR

UNIVERZA EDVARDA KARDELJA V LJUBLJANI
FAKULTETA ZA ARHITEKTURO, GRADBENIŠTVO
IN GEODEZIJO

INŠTITUT ZA KONSTRUKCIJE,
POTRESNO INŽENIRSTVO IN RAČUNALNIŠTVO

Publikacija IKPIR št. 23

P. Fajfar

ZASNOVA POTRESNOVARNIH ZGRADB

Ljubljana, april 1981

VSEBINA

	stran
PREDGOVOR	1
1. UVOD	2
2. OBRAZLOŽITEV OSNOVNIH POJMOV	4
2.1 HIPOCENTER (ŽARIŠČE), EPICENTER	4
2.2 MAGNITUDA, INTENZITETA	4
2.3 OSNOVNI PRINCIP PROJEKTIRANJA NA POTRESNIH OBMOČJIH	5
2.4 LASTNO NIHANJE	5
2.5 DUŠENJE	7
2.6 VSILJENO NIHANJE	7
2.7 SPEKTER ODZIVA	9
2.8 LINEARNO IN NELINEARNO OBNAŠANJE	11
3. OSNOVNI PODATKI O POTRESNI OBTEŽBI IN O VPLIVU POTRESA NA ZGRADBE	14
3.1 PODATKI O POTRESNI OBTEŽBI	16
3.2 VPLIV POTRESA NA ZGRADBE	22
4. ZASNOVA POTRESNOVARNIH ZGRADB	27
5. NAVODILA ZA PRIBLIŽNO IZBIRO DIMENZIJ ARMIRANOBETONSKIH ELEMENTOV	42
6. ZAKLJUČEK	47
7. LITERATURA	48

P R E D G O V O R

Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (bivši Računski center) FAGG od svoje ustanovitve leta 1971 dalje opravlja pedagoško, raziskovalno in strokovno delo na vseh treh medsebojno tesno povezanih področjih delovanja. Ves čas skrbi tudi za čim hitrejši prenos lastnih in tujih spoznanj in raziskovalnih dosežkov v prakso, predvsem z izdajanjem publikacij in prirejanjem seminarjev za projektante. Vse doslej je bilo seznanjanje z novimi spoznanji in možnostmi namenjeno in prilagojeno predvsem projektantom - statikom, ta publikacija pa je napisana pretežno za projektante - arhitekta, čeprav bo najbrž lahko koristila tudi marsikateremu statiku. Za potresno varnost zgradb ima namreč izredno velik pomen zasnova konstrukcije, nanjo pa pri zgradbah zelo odločilno vplivajo arhitekti. Namen te publikacije je podati nekatera pravila za zasnovo, ki je ustrezna s stališča potresne varnosti in ta pravila tudi v čim večji možni meri obrazložiti. Obrazložitve lahko bralec razume, če pozna vsaj nekaj osnovnih dejstev o tem, kaj se dogaja med potresi. Iz tega razloga so na začetku publikacije razloženi nekateri osnovni pojmi v zvezi s potresi in obnašanjem zgradb med njimi. Podane so tudi zelo približne formule za določitev minimalnih dimenzij stebrov in sten.

Publikacija iz tehničnih razlogov vsebuje samo načelne skice neustreznih zasnov, ne pa tudi fotografije dejanskih objektov s slabimi zasnovami, ki so bili poškodovani med potresi. Veliko število poškodb na zgradbah je prikazanih v publikaciji IKPIR št. 19 "Obnašanje gradbenih objektov med potresi v Črni gori", ki tako dopolnjuje to publikacijo.

Pri izdaji tega dela sem dolžan zahvalo prof. dr. Borutu Dobovišku za pregled rokopisa in za koristne pripombe ter Alenki Kreft za strojepisno in risarsko delo.

Ljubljana, april 1981

Peter Fajfar

1. U V O D

V zadnjih letih je prišlo do velikega števila katastrofalnih potresov po vsem svetu in še posebno na področju Sredozemlja. Potres v Furlaniji, ki je povzročil veliko škodo tudi na našem ozemlju, nas je, potem ko smo že malo pozabili na potresa v Skopju in Banjaluki, spet opozoril na hude posledice močnih potresov. Še mnogo hujše so bile posledice potresa v Črni gori, ki je bil po količini sproščene energije gotovo najmočnejši potres v novejši zgodovini na ozemlju SFRJ. Vsi potresi so ponovno pokazali na izreden pomen potresovarne gradnje. Vedno je bilo po potresu mogoče opaziti zgradbe, ki so ostale skoraj nepoškodovane, v njihovi neposredni bližini pa so bili popolnoma porušeni objekti. To dejstvo po eni strani potrjuje, da je mogoče graditi zgradbe, ki so sposobne prenesti tudi najmočnejše potrese, po drugi strani pa kaže, da pri vsakem močnem potresu pridejo na dan vse napake pri projektiranju in gradnji.

Številne raziskave, ki se izvajajo po vsem svetu in tudi pri nas, so omogočile, da vemo danes o potresovarni gradnji in o potresih nasploh precej več kot pred leti, vendar celotnega področja še vedno ne moremo zanesljivo obvladati niti z računalniki, niti z eksperimentalnimi metodami. Vse kaže, da smo trenutno v fazi, ko nova spoznanja pogosto ovržejo dosedanja mnenja, obenem pa še nismo v stanju, da bi pokazali nove, ustreznejše rešitve. Po drugi strani nas izkušnje uče, da ustrezno zasnovane, dobro konstruirane in solidno grajene zgradbe večinoma zelo dobro prenašajo močne potrese, tudi če so bile grajene pred uveljavitvijo predpisov o gradnji na potresnih območjih in njihova potresna varnost računsko sploh ni bila dokazana. Obenem opažamo, da noben statik ne more zagotoviti, da se bo slabo zasnovana konstrukcija dobro obnašala med potresi. Iz omenjenih razlogov je povsem razumljivo, da se pri projektiranju zgradb na potresnih področjih zelo velika pozornost posveča zasnovi konstrukcije.

V pričujoči publikaciji so definirana in delno obrazložena nekatera pravila za dobro zasnovane zgradbe na potresnih območjih. Vsa pravila imajo značaj priporočil, saj je pravila o zasnovi izredno težko izraziti numerično in jih vključiti v predpise drugače kot deklarativno. Zavedati se je treba, da so predpisi prilagojeni predvsem nekim povprečnim zgradbam

z neko povprečno ali celo nadpovprečno zasnovo in da večinoma zajemajo le minimalne ukrepe za zagotovitev potresne varnosti. Iznajdljiv statik lahko tudi pri marsikateri zgradbi z zelo slabo zasnovo zadosti predpisom, toda morebiten močan potres bo gotovo odkril vse šibke točke objekta. Nedvomno pa je v interesu nas vseh, da z ustreznimi zasnovami omogočimo zgradbam dodatno potresno varnost in zmanjšamo posledice potresov, še posebno, ker je dobro zasnovana konstrukcija praviloma tudi cenejša od neustreznih neregularnih konstrukcij.

2. O B R A Z L O Ž I T E V O S N O V N I H P O J M O V

2.1 HIPOCENTER (ŽARIŠČE), EPICENTER

Hipocenter ali žarišče je točka v notranjosti zemlje, kjer pride pri potresu do začetka sproščanja energije. Hipocenter leži običajno 5 - 60 km pod površjem zemlje, včasih pa tudi globlje. Vertikalno projekcijo hipocentra na zemeljsko površino imenujemo *epicenter*. Za vpliv potresa na objekte je zelo pomembna *oddaljenost od epicentra*. Pri zelo močnih potresih se lahko energija sprošča vzdolž *prelomnice*, ki je lahko dolga več sto kilometrov. V takem primeru za objekt ni pomembna oddaljenost od epicentra, pač pa oddaljenost od najbližje točke prelomnice.

2.2 MAGNITUDA, INTENZITETA

Magnituda potresa je mera za količino sproščene energije. Meri se z seizmološkimi instrumenti. Magnituda se običajno izraža z Richterjevo lestvico in se označuje z *M*. Lestvica je logaritemska. Povečanju magnitude za 1 ustreza povečanje sproščene energije za približno 32 krat. Poškodbe na objektih lahko pričakujemo pri potresih z magnitudo nad 5. Predvideva se, da ne more priti do potresa, ki bi imel magnitudo večjo od 9. Vsak potres ima samo eno magnitudo.

Posledice potresa pri gradbenih objektih so odvisne predvsem od *intenzitete* potresa. Intenziteta v splošnem pada z oddaljenostjo od epicentra, čeprav se večkrat pojavljajo tudi razne anomalije zaradi lokalnih geoloških pogojev. Intenziteta se ne določa z instrumenti, pač pa na podlagi ocene poškodb na objektih. Po svetu se uporabljajo različne lestvice za intenziteto. Pri nas je trenutno v uporabi še MCS lestvica, ki ima 12 stopenj. Zelo podobni sta tudi MSK in MM lestvici. Potres stopnje 1 človek ne čuti, potres stopnje 12 povzroči popolno opustošenje. Na ozemlju Jugoslavije lahko na več področjih pričakujemo potres 9. stopnje, v okolici Dubrovnika celo 10. stopnje. Predvidena intenziteta najmočnejših močnih potresov je podana v predpisih o gradnji na potresnih območjih

v obliki seizmične karte. Po predpisih je potrebno pri gradbenih objektih upoštevati vpliv potresa, če znaša pričakovana intenziteta 7 ali več. Povečanje intenzitete za 1 pomeni podvojitev jakosti potresa.

2.3 OSNOVNI PRINCIP PROJEKTIRANJA NA POTRESNIH OBMOČJIH

Močan potres predstavlja za običajno konstrukcijo najmočnejšo in najnevarnejšo obtežbo. Obenem je verjetnost, da bo v življenski dobi objekta prišlo na izbrani lokaciji do potresa zelo velike intenzitete, precej majhna. Iz tega razloga za običajne objekte ni ekonomsko upravičena taka stopnja zaščite, da bi objekt tudi pri najmočnejšem močnem potresu, ki ga lahko pričakujemo na lokaciji objekta, ostal nepoškodovan. Zato so se izoblikovala sledeča splošno poznana načela projektiranja:

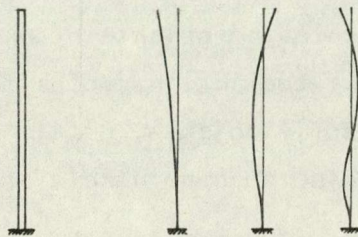
1. Pri manjših potresih, ki se lahko pojavijo večkrat v življenski dobi zgradbe, mora ostati zgradba nepoškodovana.
2. Pri potresih srednje jakosti dopuščamo manjše poškodbe.
3. Pri najmočnejših potresih, ki jih je pričakovati na področju lokacije objekta, ne sme priti do porušitve objekta in s tem do človeških žrtev, lahko pa se pojavijo poškodbe nosilnih in nenosilnih elementov.

Seveda se pojavijo velike težave, ko želimo navedene opisne principe izraziti številčno, saj ne obstajajo jasne definicije o pojmi, kot so manjši, srednji in močan potres, majhne in velike poškodbe, itd. Dopustni velikostni red poškodb ni odvisen samo od ekonomike, pač pa tudi od pomembnosti in namena objekta. Nekateri objekti morajo biti sposobni opravljati svoje funkcije neposredno po potresu (npr. bolnice), pri drugih je potrebno na vsak način preprečiti nadaljnje katastrofe, ki bi nastale kot posledica poškodb pri potresu (npr. jedrski reaktorji).

2.4 LASTNO NIHANJE

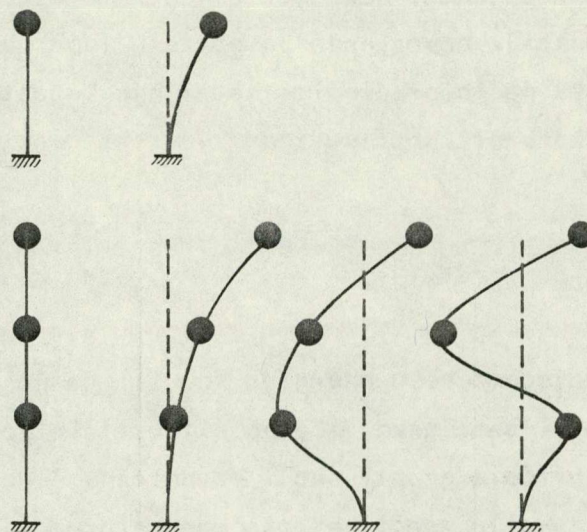
Če konstrukciji dovedemo neko energijo (bodisi da jo premaknemo iz ravnotežne lege ali da ji damo neko začetno hitrost) in jo nato prepustimo samo sebi, se bo pričela gibati okoli ravnotežne lege (nihati). Pri tem so za vsako konstrukcijo značilne določene deformacijske oblike, ki jih

imenujemo lastne *nihajne oblike*, in določeni časi, ki jih potrebuje za en nihaj, imenujemo jih lastni *nihajni časi*. *Frekvenca* je recipročna vrednost nihajnega časa in predstavlja število nihajev na časovno enoto. *Kotna frekvenca* je frekvenca, pomnožena s faktorjem 2π . Pri nihanju se večkrat uporablja kar izraz frekvenca, pri tem pa se misli na kotno frekvenco, ki se označuje z ω ali Ω . Lastne nihajne oblike in lastni nihajni časi so karakteristike konstrukcije. Teoretično ima vsaka dejanska konstrukcija neskončno število možnih nihajnih oblik.



Na sliki je prikazan primer konzole s porazdeljeno maso (npr. dimnik) in nekaj nihajnih oblik pri nihanju v ravnini. Prvo nihajno obliko imenujemo osnovna, tej ustreza največji nihajni čas in ta je najpomembnejša pri potresih. Zaznaven vpliv ima včasih še druga in tretja oblika, medtem ko so višje nihajne oblike pri potresih lahko pomembne samo lokalno.

Pri ponazarjanju konstrukcij uporabljamo večinoma modele s koncentriranimi masami in na sliki so prikazane nihajne oblike modelov s tremi masami in z eno maso pri transverzalnem nihanju v ravnini (modela s tremi in eno prostostno stopnjo).



V odvisnosti od tega, kako vzbudimo nihanje konstrukcije, bo ta nihala v eni izmed lastnih nihajnih oblik ali v kombinaciji teh.

Za zelo grobo orientacijo o velikosti osnovnega nihajnega časa zgradb lahko služi formula

$$T = 0.1 n$$

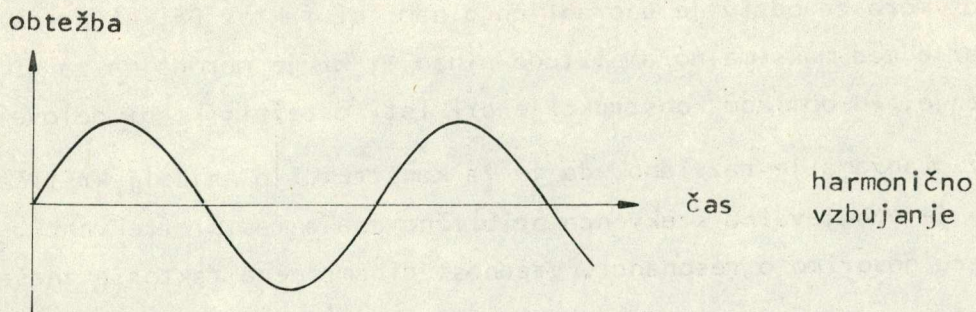
kjer je T osnovni nihajni čas zgradbe v sekundah in n število etaž.

2.5 DUŠENJE

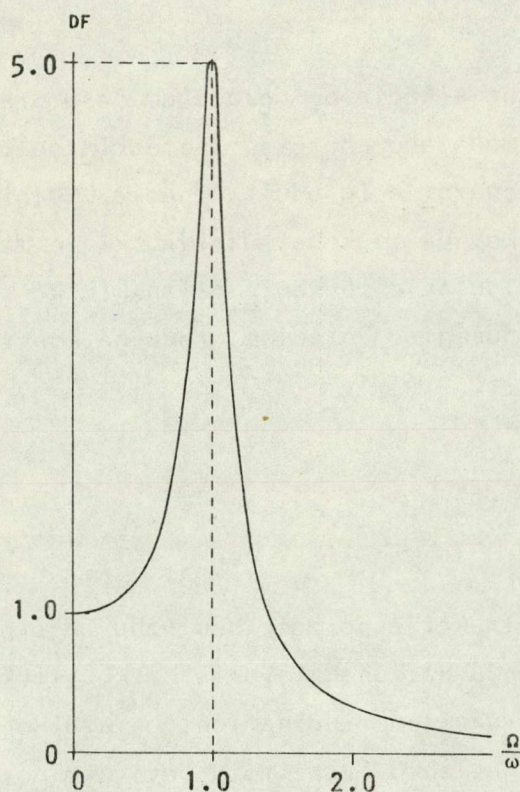
Iz opazovanj vemo, da vsako lastno nihanje po določenem času preneha. Obstaja torej nek mehanizem, ki mehansko energijo (potencialno in kinetično) pretvarja v druge oblike energije in uduši nihanje. Mejni primer dušenja, ko je dušenje tako veliko, da se konstrukcija, ki jo zanimamo, takoj ustavi, imenujemo kritično dušenje. Dušenje dejanskih konstrukcij izražamo kot procent kritičnega dušenja. Običajne gradbene konstrukcije imajo 2 do 10 % kritičnega dušenja.

2.6 VSILJENO NIHANJE

Pri lastnem nihanju je bila konstrukcija po začetnem vzbujanju prepuščena sama sebi, pri vsiljenem nihanju pa zunanji vpliv na konstrukcijo traja dalj časa. Obnašanje konstrukcije pri dinamični obtežbi običajno imenujemo odziv konstrukcije in ga lahko izrazimo s časovnim potekom pospeškov, pomikov in/ali notranjih sil ter napetosti. Odziv konstrukcije je odvisen od načina vzbujanja.



Eden od značilnih načinov vzbujanja je harmonično vzbujanje, kjer se amplituda obtežbe spreminja in povzroča nihanje konstrukcije. Tipičen primer take obtežbe se pojavi pri obratovanju stroja z ekscentričnim rotorjem. Pri harmoničnem vzbujanju je za obnašanje konstrukcije najpomembnejši parameter razmerje med vzbujevalno frekvenco Ω in lastnimi frekvencami ω_i . Na sliki je za konstrukcijo z eno prostostno stopnjo (ravninska konstrukcija z eno maso) prikazana odvisnost maksimalnih vrednosti odziva od razmerja vzbujevalne in lastne frekvence. Upoštevano je 10 % dušenja, kar predstavlja vrednost blizu zgornje meje za gradbene konstrukcije.



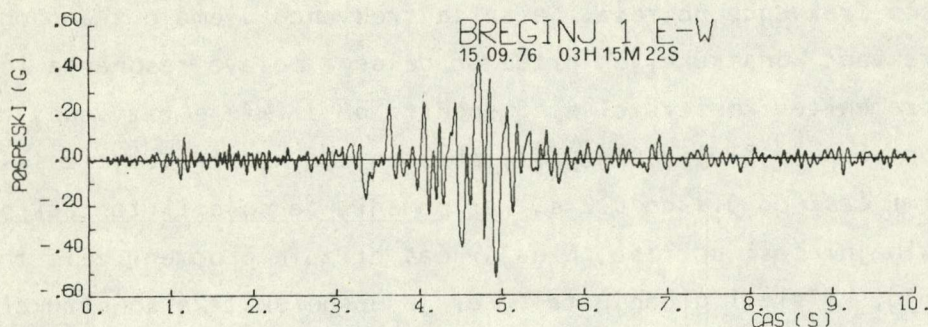
Kot mera za odziv je uporabljen dinamični faktor DF , ki predstavlja razmerje med maksimalno amplitudo nihanja, ki je merodajna za dimenzioniranje, in pomikom konstrukcije pri isti obtežbi, ki bi delovala statično.

Iz diagrama je razvidno, da je za konstrukcijo najbolj kritičen primer, ko je vzbujevalna frekvenca približno enaka lastni frekvenci. V tem primeru govorimo o resonanci. Vrednost dinamičnega faktorja znaša okoli 5,

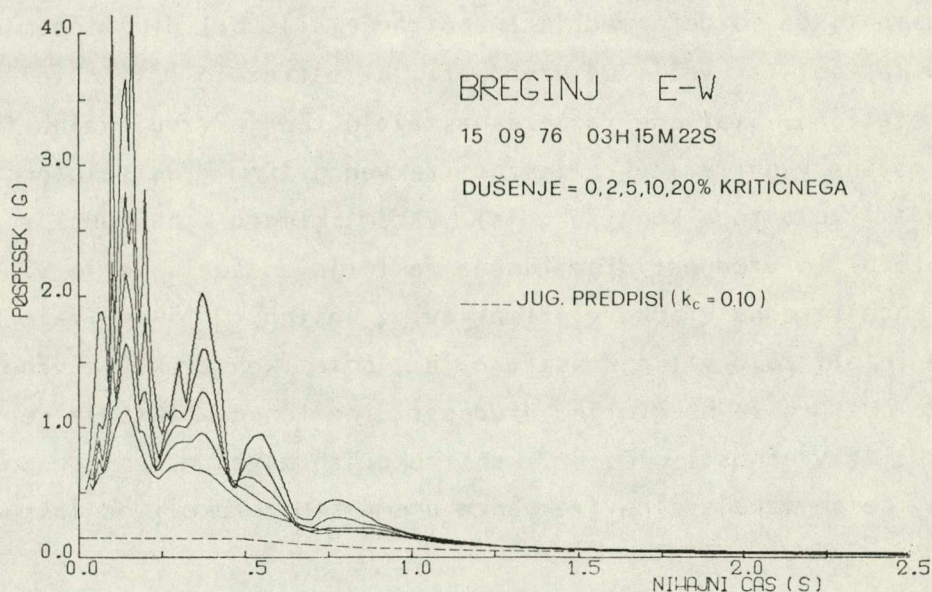
kar pomeni, da so deformacije in notranje sile pri dinamičnem obremenjevanju kar petkrat večje od vrednosti, ki ustrezajo isti obtežbi, ki deluje statično. Statične razmere nastajajo, če je vzbujevalna frekvenca zelo majhna v primerjavi z lastno frekvenco ($\Omega/\omega \approx 0$, zelo počasna obtežba in/ali zelo toga konstrukcija). V tem primeru konstrukcija povsem sledi obtežbi in vrednost dinamičnega faktorja znaša 1. Če je vzbujevalna frekvenca izredno visoka v primerjavi z lastno ($\Omega/\omega \rightarrow \infty$, zelo hitra obtežba in/ali zelo vitka konstrukcija), potem konstrukcija vzbujanja skoraj ne čuti in se ne giblje. Vrednost dinamičnega faktorja se v tem primeru bliža vrednosti nič. Pri konstrukcijah z več masami se pojavi resonanca, če se vzbujevalna frekvenca ujema s katerokoli od lastnih frekvenc.

2.7 SPEKTER ODZIVA

Pri potresu pride do vsiljenega nihanja konstrukcije. Vzbujanje predstavlja gibanje temeljnih tal, ki je zelo komplicirano. Primer ene komponente časovnega poteka pospeškov temeljnih tal med potresom v Breginju je prikazan na sliki.



Vpliv potresa na konstrukcijo lahko delno prikažemo s spektrom odziva. Najbolj običajen je spekter pospeškov, kjer so podani maksimalni pospeški konstrukcije z eno prostostno stopnjo pri obtežbi z določenim potresom v odvisnosti od lastnega nihajnega časa konstrukcije. Primer takega spektra je prikazan na sliki in odgovarja poteku pospeškov na prejšnji sliki. Iz spektra lahko neposredno odčitamo maksimalni pospešek konstrukcije z eno prostostno stopnjo, ki bi ga ta imela med potresom v Breginju, če bi se obnašala elastično. S pomočjo posebne metode se da spekter uporabiti tudi za konstrukcije z več prostostnimi stopnjami. Očitna je



določena podobnost med prikazanim spektrom odziva in diagramom, podanim pri vsiljenem nihanju, ki velja za harmonično vzbujanje. To podobnost lahko razložimo, če si časovni potek pospeškov temeljnih tal zelo grobo predstavljamo kot vrsto sinusnih nihanj z različnimi frekvencami in različnimi amplitudami. Pri tem so nihanja z določenimi frekvencami bolj izrazita kot druga (imajo večje amplitude) in te frekvence imenujemo prevladujoče frekvence potresa. Če se te frekvence ujema z eno od lastnih frekvenc konstrukcije, pride do delnega pojava resonance in do velikih obremenitev konstrukcije. S spektra na sliki je razvidno, da so bile med potresom v Breginju najbolj obremenjene konstrukcije z lastnimi nihajnimi časi od 0.1 do 0.2 s, kar pomeni, da so bili to tudi prevladujoči nihajni časi potresa. Nihajni čas blizu nič pomeni zelo togo konstrukcijo, ki sledi gibanju tal. Ker je pospešek take konstrukcije enak pospešku temeljnih tal, je mogoče iz spektra razbrati velikost maksimalnega pospeška tal, ki je znašal približno 50 % pospeška prostega pada. Omenjen primer ustreza razmerju $\Omega/\omega \approx 0$ pri harmoničnem vzbujanju. Če je konstrukcija zelo vitka, ima velik nihajni čas in iz spektra je razvidno, da so njeni pospeški majhni. Ta primer ustreza velikemu razmerju Ω/ω pri harmoničnem vzbujanju. Pospeški konstrukcije so torej približno enaki pospeškom tal pri zelo togih konstrukcijah, so večji od pospeškov tal pri konstrukcijah z lastnimi frekvencami, ki so podobne prevladujočim frekvencam potresa, in manjši od pospeškov tal pri zelo vitkih konstrukcijah.

Iz dinamike konstrukcij sledi, da za dimenzioniranje pri potresu dinamični primer lahko prevedemo na statičnega, če kot ekvivalentno obtežbo upoštevamo produkt mase in pospeška te mase (pospeška konstrukcije). To obtežbo imenujemo tudi potresne sile ali vztrajnostne sile. Obtežba je tem večja, čim večja je masa in čim večji je pospešek. Iz spektra na sliki je razvidno, da je imela maksimalna horizontalna obtežba konstrukcije, ki ima osnovni nihajni čas približno 0.15 s in 10 % dušenja in ki se je med potresom v Breginju obnašala elastično, kar dvakratno velikost teže konstrukcije. Smer obtežbe se ujema s smerjo pospeškov.

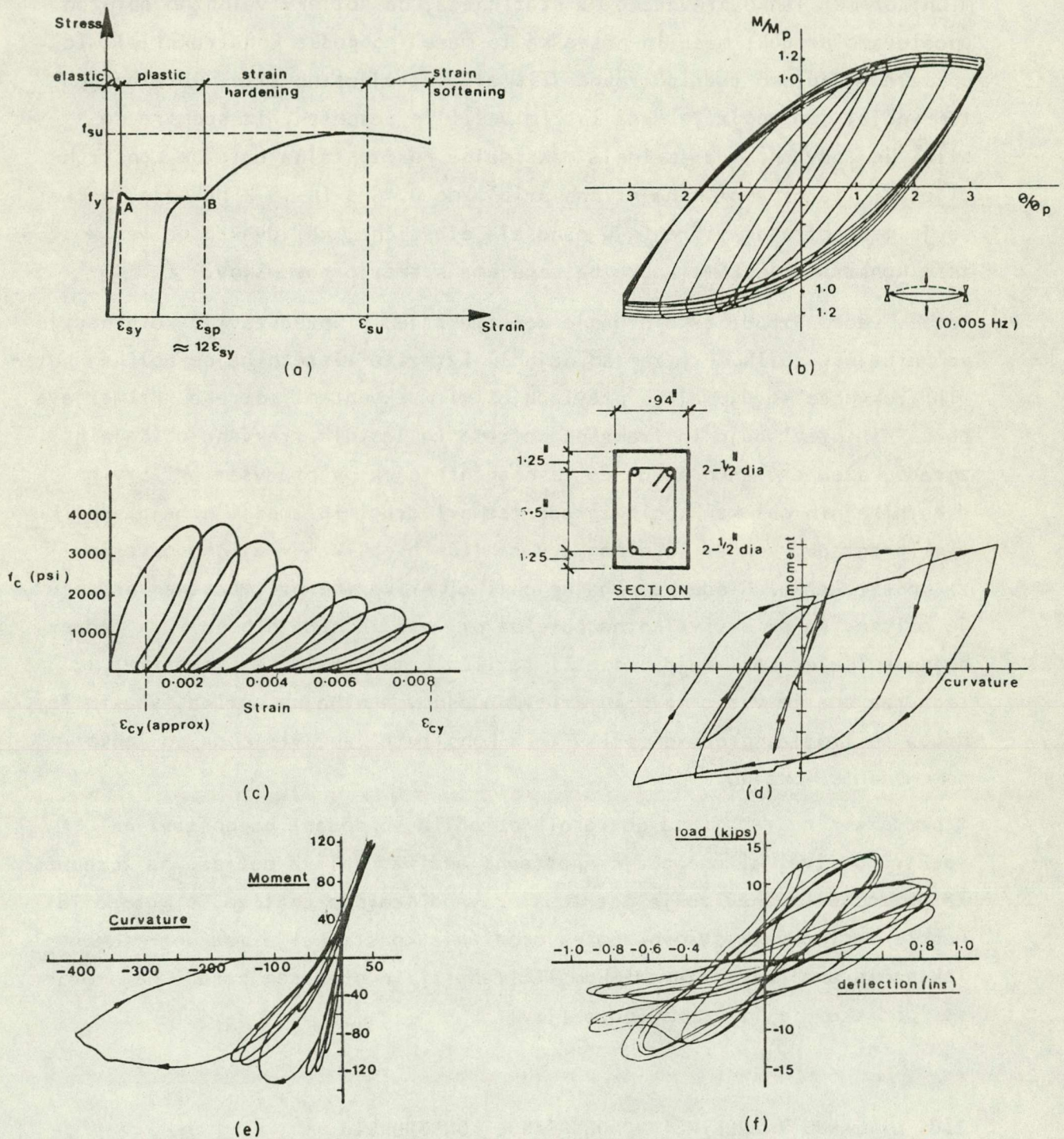
Potres vedno vzbudi tako nihanje konstrukcije, ki predstavlja kombinacijo več nihajnih oblik. Pri tem so najbolj izrazite tiste nihajne oblike, katerih frekvence se ujemajo s prevladujočimi frekvencami potresa. Primerjava običajnih prevladujočih frekvenc potresa in lastnih frekvenc običajnih zgradb kaže, da lahko pride do resonančnih efektov predvsem pri prvih dveh nihajnih oblikah togih zgradb ter pri drugi in tretji nihajni obliki vitkih zgradb. Vendar so nihanja v različnih oblikah različno nevarna za konstrukcijo. Glede na nihajne oblike, prikazane pri "Lastnem nihanju", je očitno, da se ekvivalentna obtežba pri višjih nihajnih oblikah medsebojno uničuje, saj imajo pospeški različnih mas različne predznake. Iz tega razloga je vedno najbolj kritična osnovna nihajna oblika, včasih še druga in tretja, predvsem pri vitkih konstrukcijah, višje pa so lahko pomembne le lokalno.

V predpisih o gradnji na potresnih območjih so podani poenostavljeni spektri odziva, ki omogočajo enostavno analizo vpliva potresa na zgradbe. Za natančnejšo analizo je potrebna prava dinamična analiza, s katero je mogoče zasledovati časovni potek obnašanja konstrukcije med potresom. Tak način analize se zaradi kompliciranosti in predvsem zaradi negotovosti podatkov le izjemoma uporablja.

2.8 LINEARNO IN NELINEARNO OBNAŠANJE KONSTRUKCIJ

Dokler so deformacije dovolj majhne, smemo za običajne materiale v gradbeništvu uporabljati predpostavko o linearnem odnosu med napetostjo in deformacijo oziroma o linearnem odnosu med obtežbo in premikom konstrukcije. Na tej predpostavki temelji linearna teorija konstrukcij. Pri

večjih deformacijah se materiali in konstrukcije ne obnašajo več linearno. Nekaj tipičnih primerov nelinearnega obnašanja je prikazanih na sliki.



Neelastično obnašanje različnih materialov

- | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| a) Mehko jeklo pri monotoni obtežbi | d) Armirano betonski nosilec |
| b) Mehko jeklo pri ciklični obtežbi | e) Steber iz prednapetega betona |
| c) Beton | f) Opečni zid |

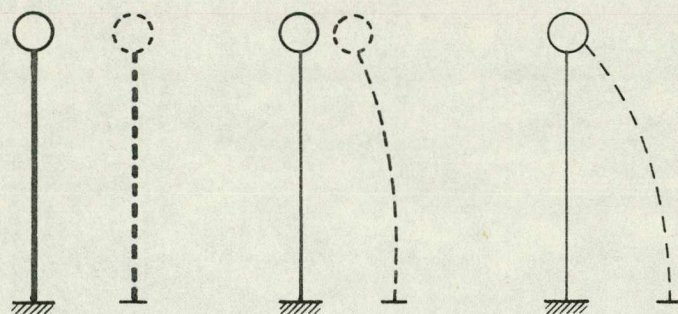
(Slika je vzeta iz [1]).

Jasno je, da je take in podobne odnose med napetostmi in deformacijami izredno težavno obvladati računsko in da je pri računu nujno potrebno upoštevati velike poenostavitve.

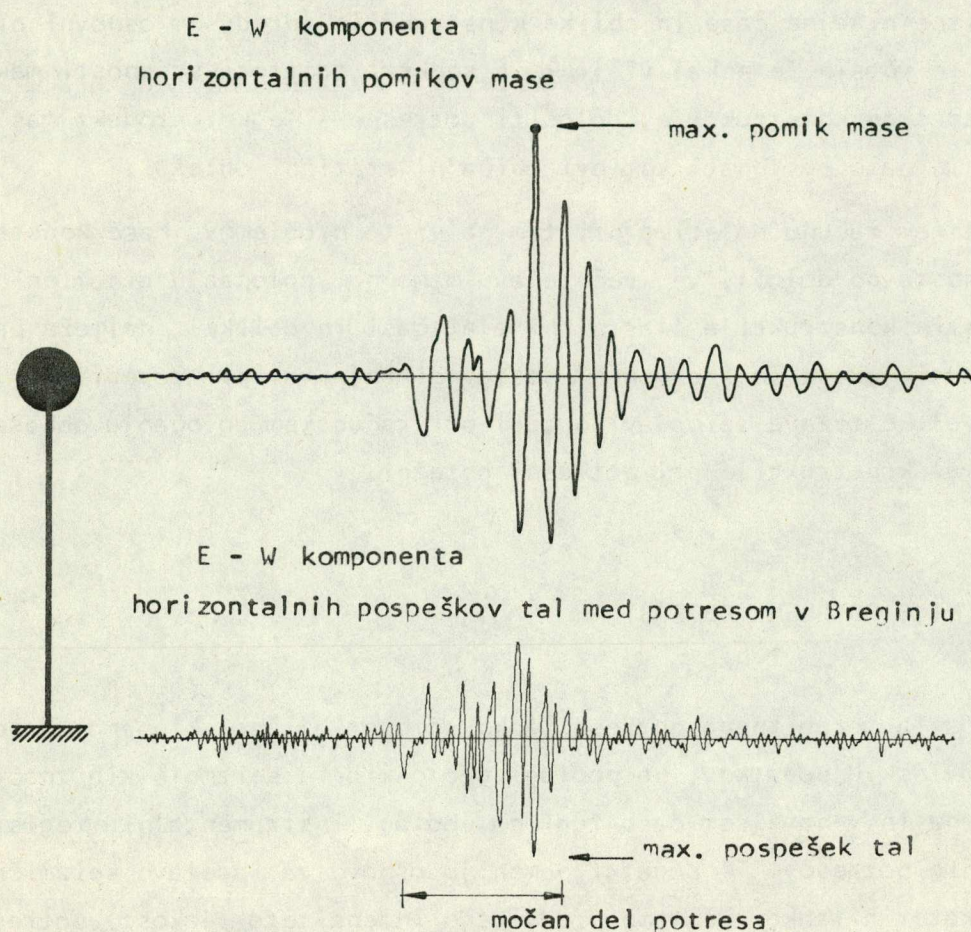
3. OSNOVNI PODATKI O POTRESNI OBTEŽBI IN O VPLIVU POTRESA NA ZGRADBE

Pri potresu pride do gibanja tal. To gibanje je prostorsko, vendar sta horizontalni komponenti običajno bolj izraziti od vertikalne in v splošnem tudi bolj nevarni za zgradbe. Vse konstrukcije so namreč dimenzionirane tako, da z nekim varnostnim faktorjem prenesejo lastno težo, ki deluje v vertikalni smeri. Zato dodatna obtežba velikosti do npr. 50 % pospeška prostega pada v vertikalni smeri predstavlja le 50 % povečanja obtežbe in ni tako kritična kot ista obtežba v horizontalni smeri. Izjemo pri tem lahko predstavljajo velike konzole ali konstrukcije velikih razponov, kjer je dodatna vertikalna obtežba zaradi resonančnih efektov lahko precej velika.

Gibanje tal povzroči gibanje objekta. Če je objekt zelo tog, sledi gibanju tal. Če je objekt zelo vitek, bodo pri gibanju tal mase mirovale. Obnašanje dejanskih konstrukcij je med obema skrajnima primeroma. Idealiziran prikaz vseh treh primerov pri konstrukciji z eno maso je podan na sliki.



Iz teorije dinamike konstrukcij sledi, da pri potresu predstavlja ekvivalentno obtežbo (imenujemo jo tudi potresno obtežbo ali vztrajnostne sile) produkt mase in pospeškov, ki jih imajo te mase (glej tudi "Spektri odziva"). Te pospeške bomo v nadaljnjem imenovali pospeške konstrukcije. Obtežba deluje v isti smeri kot pospešek. Medtem ko je masa konstantna, se pospeški (in pomiki) spreminjajo s časom.



Pri sedaj običajnih načinih dimenzioniranja nas zanimajo predvsem maksimalne vrednosti pospeškov (in pomikov) konstrukcije, za dejansko obnašanje konstrukcije pa je zelo važno tudi trajanje gibanja in število močnih sunkov. Jasno je, da je veliko bolj kritično, če pride do serije sunkov približno enake jakosti, kot če se po enem ali dveh močnih sunkih objekt hitro umiri.

Na velikost maksimalnega pospeška konstrukcije bistveno vplivajo

- velikost in frekvenčni sestav pospeškov temeljnih tal in
- dinamične karakteristike konstrukcije

Maksimalne vrednosti pospeškov konstrukcije so tem večje, čim večji so pospeški temeljnih tal, odvisne pa so tudi od medsebojnega razmerja frekvenčnega sestava pospeškov tal in dinamičnih karakteristik konstrukcije. Maksimalne vrednosti so prikazane v spektrih pospeškov (glej "Spektri odziva").

Postopek pri računu konstrukcij je v principu jasen. Potrebno je izra-

čunati lastne nihajne čase in oblike konstrukcije (predvsem osnovni nihajni čas in včasih še nekaj višjih), s spektra odčitati vrednosti maksimalnih pospeškov konstrukcije, določiti potresne sile kot produkt mas in pospeškov in nato postopati kot pri običajni statični obtežbi.

Pri konkretnem računu naletimo pri tem na vrsto problemov. Mase konstrukcije so enostavno določljive, več težav imamo pri določanju dinamičnih karakteristik konstrukcije (lastni nihajni časi in oblike), najteže pa je predvideti jakost in frekvenčni sestav gibanja tal pri morebitnem potresu. Velike težave se pojavijo tudi pri računskem določanju obnašanja (odziva) konstrukcije pri potresni obtežbi.

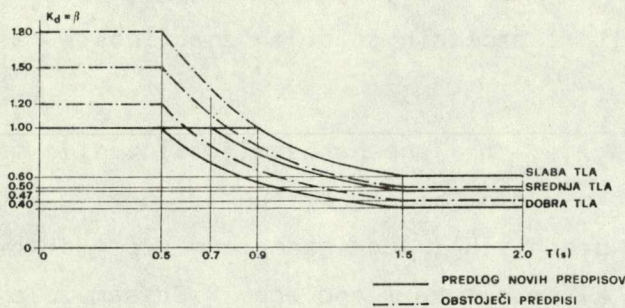
3.1 PODATKI O POTRESNI OBTEŽBI

O značilnostih morebitnega potresa lahko samo približno sklepamo na podlagi zgodovinskih podatkov, na podlagi geoloških in seizmoloških značilnosti terena in v novejšem času tudi na podlagi instrumentalnih registracij rušilnih potresov. Ti podatki pomenijo osnovo za izdelavo seizmičnih kart, iz katerih lahko odčitamo predvideno intenziteto (jakost) potresa na posameznih področjih. Intenziteta potresa je v določenem sorazmerju z maksimalnimi vrednostmi pospeškov in hitrosti temeljnih tal in s trajanjem potresa. S pomočjo mikrorajonizacije lahko v odvisnosti od lokalnih geomehanskih karakteristik terena predvideno intenziteto še nekoliko korigiramo. Sedanja seizmična karta Jugoslavije je izdelana samo na podlagi zgodovinskih podatkov o najmočnejših potresih, do katerih je prišlo na posameznih področjih. Da je točnost te karte precej vprašljiva, dokaže skoraj vsak nov potres, po katerem bi bilo treba karto korigirati.

Značilno je tudi dejstvo, da je karta razdeljena na veliko število majhnih področij, pri čemer imajo bolj naseljena področja večinoma višjo intenziteto (ker pač za gosteje naseljena področja obstaja več zgodovinskih podatkov). Izdelana je že nova seizmična karta Jugoslavije, ki bo prišla v veljavo z novimi predpisi o gradnji na seizmičnih področjih. Tudi nova karta še vedno temelji izključno na zgodovinskih podatkih. Medtem so v svetu že razvite natančnejše metode, ki pri izdelavi seizmičnih kart upoštevajo vse dosegljive podatke. V tako izdelanih kartah je podana tudi verjetnost, s katero lahko pričakujemo, da bo do potresa določene intenzi-

tete prišlo v določenem številu let. Čim prej bo po eni takih metod potrebno izdelati novo seizmično karto Slovenije, ki bo, upamo, omogočila projektantom vsaj nekoliko zanesljivejše predvidevanje intenzitete morebitnih bodočih potresov na našem ozemlju.

Še težje kot intenziteto (oziroma vrednost maksimalnega pospeška tal) je predvideti frekvenčni sestav morebitnega potresa. Predpisi urejajo to z neko idealizirano obliko spektra pospeškov, ki naj bi predstavljal spekter nekega povprečnega potresa. Brezdimenzionalni spekter po dosedanjih jugoslovanskih predpisih je prikazan na sliki.



Iz oblike spektra sledi, da je potresna obtežba za toge konstrukcije (nihajni čas $T \leq 0.5$ s) 3 x večja od potresne obtežbe za vitke konstrukcije ($T \geq 1.5$ s). Tak spekter odziva je odraz dejstva, da je večina doslej registriranih potresov po svetu imela prevladujoče nihajne čase manjše od 0.5 sekunde in bila zato bolj kritična za toge kot za vitke konstrukcije.

V predlogu novih predpisov so podani trije različni spektri za tri različne kategorije tal, ki so tudi prikazani na sliki. Vsi trije spektri so po obliki podobni dosedanjemu spektru. Dejstvo je, da spektri v naših predpisih zaradi pomanjkanja ustreznih domačih podatkov ustrezajo nekim idealiziranim povprečkom tujih, predvsem kalifornijskih potresov, in da obstaja odprto vprašanje, če so primerni za vsa področja Jugoslavije.

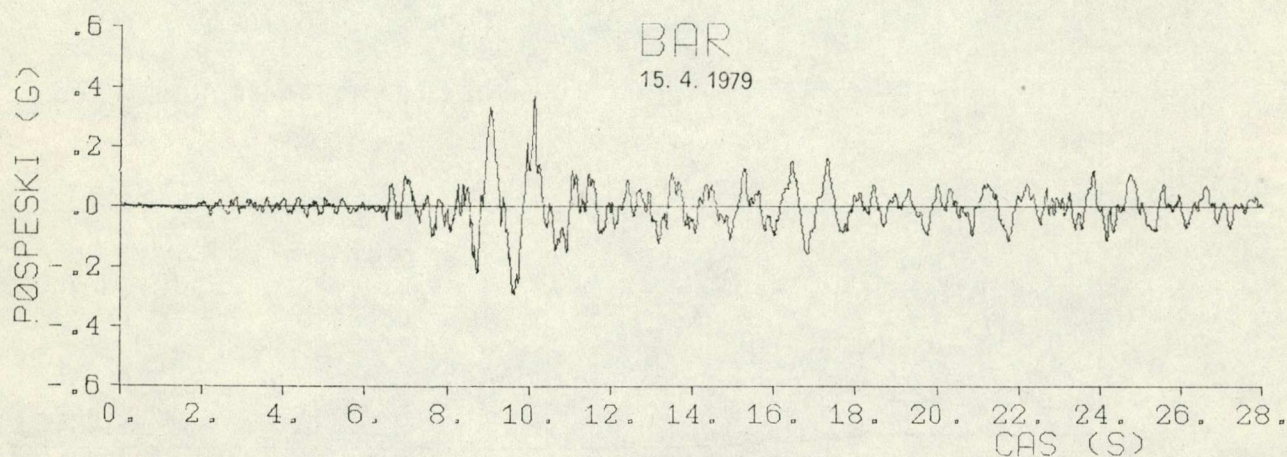
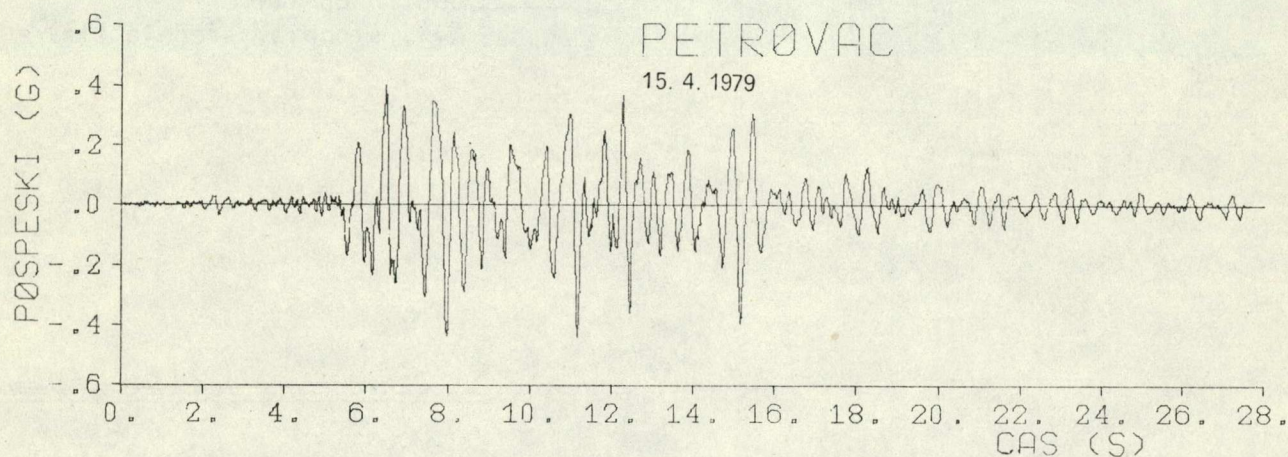
Odgovor na to vprašanje bomo lahko dobili verjetno šele čez leta, ko (in če) bomo zbrali dovolj instrumentalnih registracij močnejših potresov na našem ozemlju. Večino podatkov o potresu, ki so zanimivi za gradbenike, je namreč mogoče dobiti iz časovnega poteka pospeškov temeljnih tal med potresom. Do pred nekaj leti je obstajalo le zelo majhno število takih registracij. Vsi časovni poteki pospeškov, med katerimi je najbolj znan

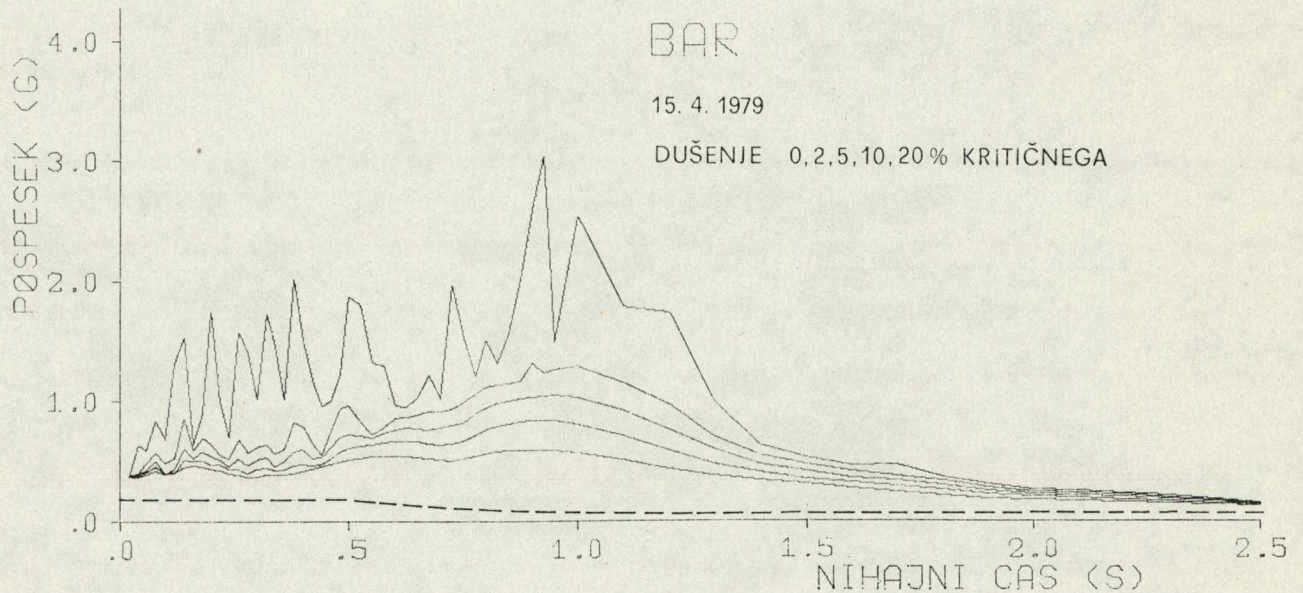
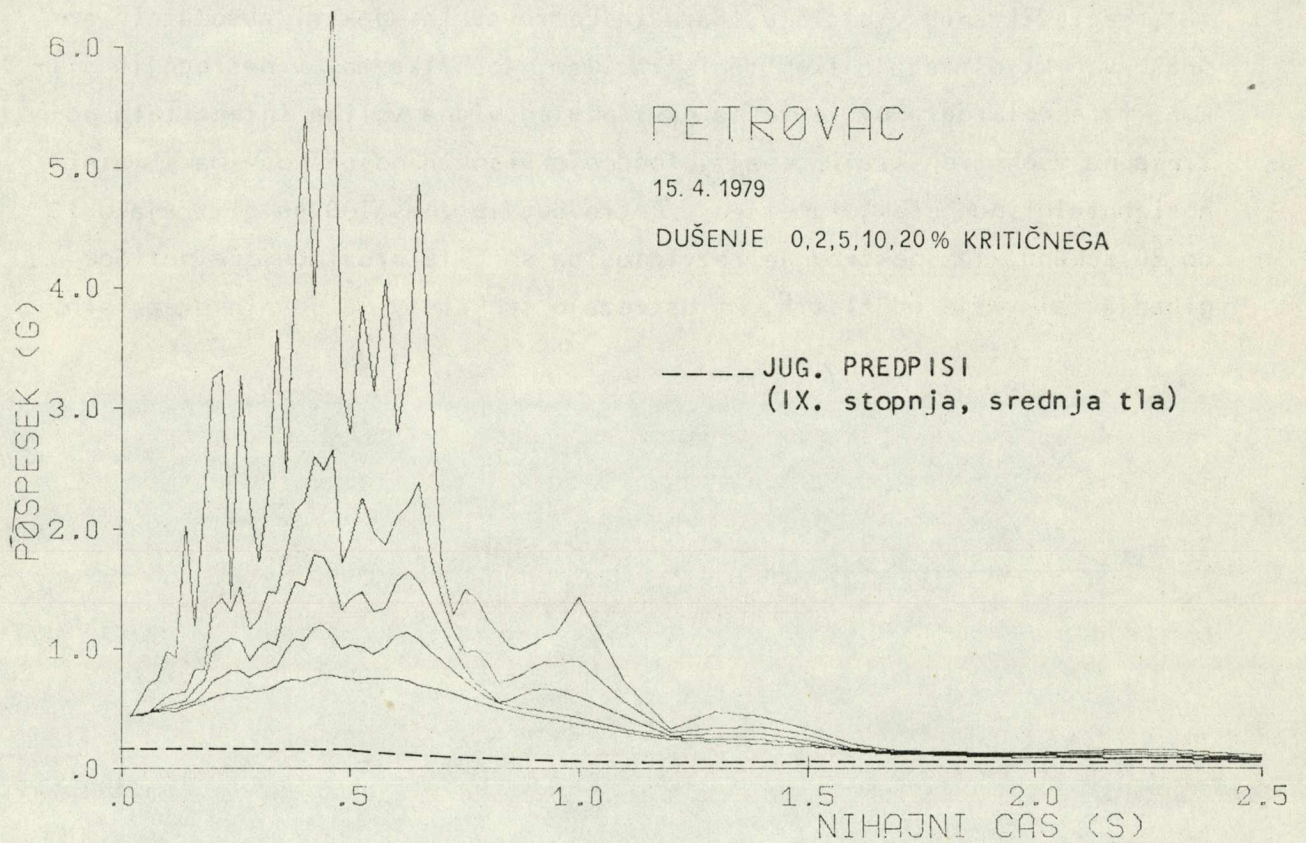
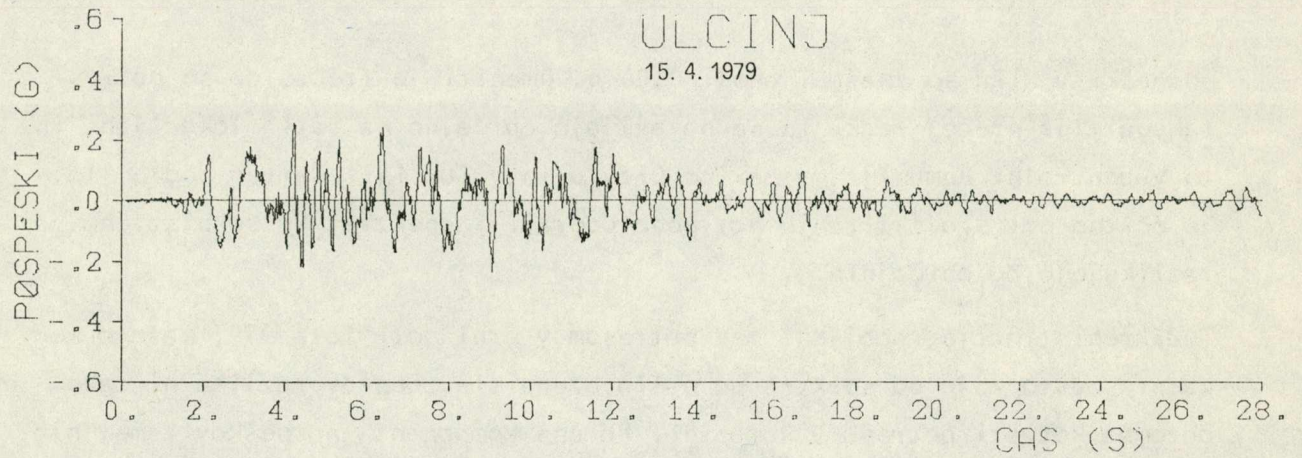
posnetek potresa El Centro leta 1940, so bili dobljeni na področju Kalifornije, uporabljali pa so se v raziskavah po vsem svetu, ne glede na lokalne značilnosti. Šele v najnovejšem času je bilo instaliranih več instrumentov za registracijo močnih potresov najprej v ZDA in na Japonskem, potem pa tudi drugod po svetu. V Jugoslaviji imamo danes že precej gosto mrežo instrumentov, ki obsega po podatkih iz leta 1978 144 akcelorogramov in 155 seizmoskopov na tleh in na konstrukcijah. Po registracijah nekaj šibkejših potresov je bil kot prvi močnejši potres registriran potres v Furlaniji 1976, veliko število posnetkov pa je bilo dobljenih med potresom v Črni gori. Tudi v sosednih državah so bili registrirani močni potresi (Italija, Romunija, Grčija), tako da se je že nabralo nekaj materiala, ki bo koristil pri začetnih študijah značilnosti naših potresov.

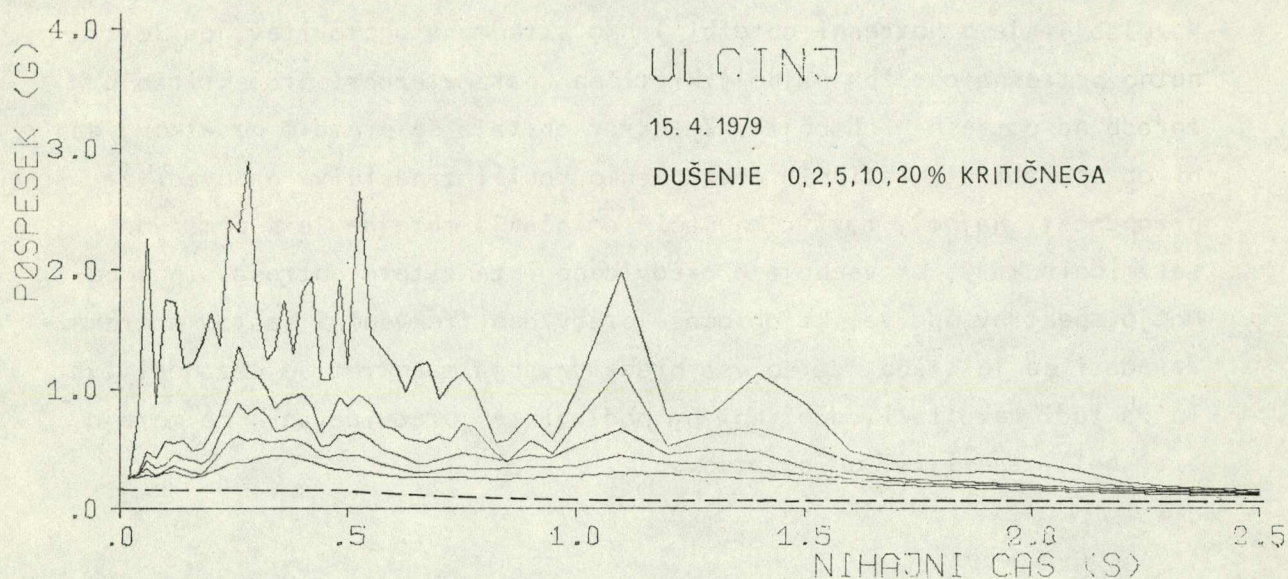
Medtem ko smo za registracije, dobljene na ozemlju Slovenije med potresom v Furlaniji leta 1976, lahko ugotovili, da se spektri odziva v grobem ujemajo s spektrom po naših predpisih, tega ne moremo več trditi za novejše registracije na Balkanu, ki so nam na razpolago. Predvsem zelo bistveno odstopa od nekega "povprečnega" potresa potres v Romuniji leta 1977. To je bil potres velike magnitude 7.2, pri katerem je bil hipocenter 110 km globoko. Zaradi velike magnitude in zaradi velike globine žarišča je bilo njegov vpliv čutiti zelo daleč. Posebno veliko škodo je povzročil na področjih južne Romunije, predvsem v okoli 160 km oddaljeni Bukarešti, in tudi v Bolgariji, nekaj poškodb pa je povzročil tudi na ozemlju Jugoslavije. Spektri, dobljeni na osnovi akcelorograma, posnetega v Bukarešti, so pokazali izredno visoka prevladujoča nihanja časa potresnega nihanja, in sicer okoli 1,7 s v eni in okoli 1 s v drugi smeri. Tako visoki nihajni časi, ki so značilni za področja z mehkiimi tlemi v večji oddaljenosti od epicentra potresa z globokim žariščem, so najbolj ogrozili visoke zgradbe z lastnimi nihajnimi časi, podobnimi prevladujočim nihajnim časom potresnega gibanja tal. Neustrezen račun in slaba kvaliteta materiala sta bila glavna vzroka, da se je kljub ne pretirano visokim maksimalnim pospeškom okoli 0,2 g (v Breginju npr. 0,53 g) in kljub samo povprečno dolgemu trajanju močnega dela potresa (okoli 10 s) popolnoma porušilo 33 visokih objektov. Trije visoki stanovanjski objekti so se popolnoma porušili tudi v 270 km oddaljenem mestu Svistovu v Bolgariji. Zelo visoke prevladujoče periode od 1,5 do 2 s, ki so povzročile manjše poškodbe nekaterih objektov, so bile registrirane tudi v okoli 450 km oddaljenem Nišu. Maksimalni

pospeški v Nišu so znašali okoli 0,04 g. Omeniti je treba, da so potresi takega tipa precej redki in se pojavljajo običajno na istih lokacijah, in to v centralni Romuniji, v Mexico Cityju in v Turčiji. Na teh področjih je očitno pri projektiranju potrebno uporabiti spektre, ki se bistveno razlikujejo od običajnih.

Tudi registracije, dobljene med potresom v Črni gori leta 1979, kažejo nekatera odstopanja od spektra po naših predpisih, čeprav razlika ni tako ogromna kot pri potresu v Romuniji. Po ena komponenta pospeškov temeljnih tal, registriranih v Ulcinju, Baru in Petrovcu in spektri absolutnih pospeškov, ki ustrezajo trem registracijam, so prikazani v naslednjih slikah. Iz akcelerogramov je že na prvi pogled vidna velika intenziteta potresa na vseh treh krajih, saj je obdobje visokih pospeškov (maksimalni horizontalni pospešek, izmerjen v Petrovcu, je znašal 0.44 g) trajalo 10 do 20 sekund. Iz spektrov je razvidno, da so bile prevladujoče periode gibanja tal višje od tistih, ki ustrezajo spektru v veljavnih predpisih.







Najmanjše je odstopanje v Petrovcu, kjer sta bili prevladujoči periodi gibanja tal okoli 0,45 in 0,65 s, medtem ko je bila nekoliko manj izrazita perioda okoli 1 s. V Ulcinjju je bilo opaziti veliko število prevladujočih period na področju od 0,3 do 2 s. Zaradi tako širokega območja prevladujočih period so se bolj ali manj izraziti resonančni efekti pojavili pri objektih z lastnimi nihajnimi časi od 0,2 pa do 2 s, to pomeni praktično na vseh zgradbah. Drugačna je bila situacija v Baru. Tam je zelo izrazito prevladovala perioda okoli 1 s in povzročila obliko spektra, ki se bistveno razlikuje od oblike spektra po predpisih. Neobičajno velik je bil tudi vertikalni pospešek v Ulcinjju, saj je njegova maksimalna vrednost znašala 0,42 g, kar je več od maksimalnega horizontalnega pospeška na istem mestu.

Primerjava akceleroگرامov in spektrov na slikah kaže na velike razlike med tremi registracijami istega potresa, ki jih v precejšni meri lahko pripišemo lokalnim geološkim pogojem. Zelo verjetno je, da bi bil pri morebitnem potresu z drugo lokacijo epicentra in z drugo magnitudo potek pospeškov tal na istih mestih precej drugačen.

Na dejstvo, da so poleg maksimalne vrednosti pospeškov temeljnih tal izredno važni tudi maksimalne hitrosti in trajanje močnega dela potresa, kaže primerjava posledic potresa v Breginjju in v Črni gori. Čeprav so bili v Breginjju izmerjeni večji pospeški (0,53 g) kot v Črni gori, so bile zaradi izredno kratkega trajanja močnega delapotresa v Breginjju (2 - 3 sekunde) posledice neprimerno manjše.

Razglabljanje o potresni obtežbi lahko strnemo v ugotovitev, da je trenutno potresna obtežba najbolj kritičen parameter pri projektiranju zgradb na potresnih območjih. Zaenkrat obstaja še premalo podatkov, da bi ob uporabi statističnih metod lahko dobili zanesljive napovedi za prihodnost. Najbolj razširjen način določanja obtežbe je s pomočjo seizmičnih kart, ki vsebujejo predvideno intenziteto potresa, in s pomočjo spektrov odziva, ki določajo predviden frekvenčni sestav potresa. Zavedati se je treba, da so vsa predvidevanja zaenkrat še nezanesljiva in da tudi rezultati, dobljeni na podlagi teh predvidevanj, ne morejo biti bolj zanesljivi od podatkov.

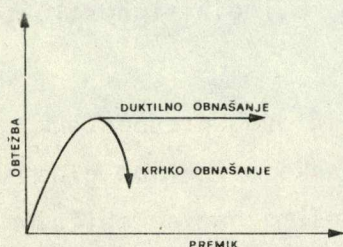
3.2 VPLIV POTRESA NA ZGRADBE

Iz prikazanih spektrov lahko odčitamo, kakšne bi bile maksimalne vrednosti horizontalnih pospeškov konstrukcije, ki bi se med črnogorskim potresom obnašale elastično. Ker je potresna obtežba sorazmerna masi in pospešku, bi znašala za objekte z osnovnim nihajnim časom okoli 0,5 s in s 5 % dušenja velikost horizontalnih potresnih sil okoli 150 % lastne teže v Petrovcu, okoli 70 % v Baru in okoli 60 % v Ulcinju. Za primerjavo je prikazana v diagramih tudi velikost računskih pospeškov za 9. potresno cono in za srednja tla po naših predpisih. Računske horizontalne potresne sile za objekte z osnovnim nihajnim časom pod 0,5 s znašajo po obstoječih predpisih 15 % lastne teže in so od štirikrat do desetkrat manjše od dejanskih sil pri elastičnem obnašanju konstrukcije. Kljub temu je večina ustrezno projektiranih in grajenih objektov prenesla potres brez porušitve.

Poskusimo razložiti to na prvi pogled nepojmljivo dejstvo. Najprej moramo ugotoviti, da je le zelo malo zgradb bilo popolnoma nepoškodovanih. Te so očitno med potresom ostale v elastičnem področju, njihovi pospeški so bili dejansko taki, kot jih odčitamo iz spektra in zgradbe so bile sposobne prenesti zelo velike obremenitve. Njihova nosilnost je bila nedvomno bistveno višja od tiste, ki je zahtevana po predpisih.

Velika večina zgradb je bila med potresom bolj ali manj poškodovanih. Niso bile sposobne prenesti tako velikih obremenitev, kot so nastale

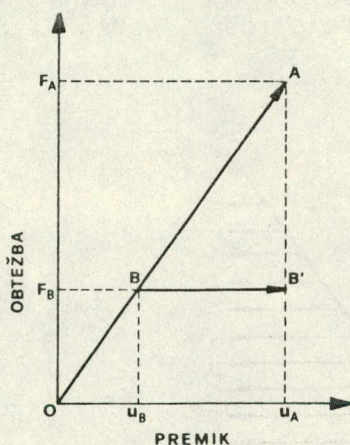
med potresom, zato so se poškodovale. Zaradi poškodb so se spremenile dinamične karakteristike konstrukcije in zaradi tega tudi medsebojno razmerje lastnih in vzbujevalnih frekvenc. Za poškodbe se je potrošilo tudi nekaj mehanske energije, ki se je spremenila v druge oblike, predvsem v toplotno. Čez nekaj trenutkov je prišlo do razbremenitve in do obremenitve v drugi smeri in postopek se je ponavljal. Deformacije in poškodbe so se večale, vendar je bila večina konstrukcije sposobna preživeti potres brez porušitve. Te konstrukcije so imele namreč sposobnost duktilnega obnašanja, kar pomeni, da so se bile sposobne deformirati daleč preko meje elastičnosti, ne da bi se pri tem porušile. Nasprotje duktilnim konstrukcijam so krhke konstrukcije, ki se niso sposobne neelastično deformirati in ko je prekoračena njihova nosilnost, se porušijo. Odnos med obtežbo in deformacijo za duktilno in krhko konstrukcijo je prikazan na sliki.



Spomnimo se še, da je najbolj duktilen material v gradbeništvu jeklo, zelo krhek element pa je npr. slabo izdelan kamnit zid.

Dejstvo je, da sta za obnašanje konstrukcij med potresi važna tako nosilnost kot tudi duktilnost. Odnos med obema bomo poskusili raz-

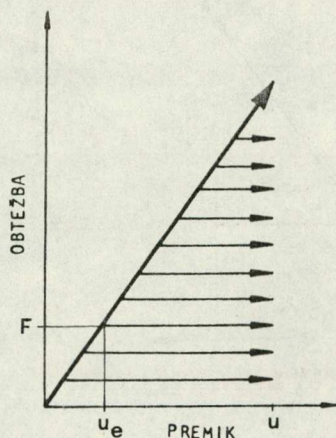
ložiti s pomočjo naslednje slike. Uporabili bomo dve predpostavki in sicer, da je obnašanje konstrukcije idealno elastoplastično in da so pomiki elastične in neelastične konstrukcije pri potresni obtežbi približno enaki. Predvsem druga predpostavka je zelo groba, dobljena je bila na podlagi nekaj primerjalnih analiz, vendar se zaradi pomanjkanja natančnejših podatkov često uporablja.



1. manjšajoči potresni obtežbi
2. odmiki iz resonančnega območja

Na sliki sta prikazana zelo idealizirana odnosa med obtežbo in pomikom za dve konstrukciji, ki imata isto togost, vendar različno nosilnost. Obe konstrukciji sta obremenjeni z istim potresom. Konstrukcija A se obnaša elastično. Njen maksimalni pomik znaša u_A . Konstrukcija B doseže mejo elastičnosti pri obtežbi F_B . Glede na predpostavko o enakosti maksimalnih pomikov, izračunanih po elastični in neelastični teoriji, ima tudi maksimalni pomik konstrukcije B velikost u_A . Če naj torej konstrukcija B preživi potres, mora biti sposobna prenesti neelastičen pomik od B do B'. Vidimo torej, da je konstrukcijo mogoče dimenzionirati na manjšo obtežbo, kot je obtežba po teoriji elastičnosti F_A , če je konstrukcija duktilna in če smo pripravljeni sprijazniti se z njenimi poškodbami. Razmerje med silama F_A in F_B je ravno enako razmerju med dejanskim pomikom u_A in pomikom na meji elastičnosti u_B . To razmerje imenujemo faktor duktilnosti. Ugotovili smo torej, da pri elastoplastičnih konstrukcijah potresne sile, izračunane po teoriji elastičnosti, lahko zmanjšamo v razmerju maksimalnega dopustnega pomika in pomika na meji elastičnosti, to je z maksimalnim dopustnim faktorjem duktilnosti.

Enostaven odnos, ki smo ga ugotovili ob upoštevanju dveh predpostavk, in sicer predpostavke o enakosti pomikov in predpostavke o idealno elastoplastičnem obnašanju konstrukcije, v praksi posplošimo na vse običajne konstrukcije. Glede na splošno priznane principe o projektiranju na potresnih območjih ni ekonomsko opravičljivo, da bi zgradba tudi pri najmočnejših potresih ostala nepoškodovana. V odvisnosti od stopnje poškodb, s katerimi smo se pripravljeni sprijazniti, lahko izbiramo nivo potresnih računskih sil in s tem do neke mere tudi višino stroškov za potresno varnost. Seveda je iz naslednje idealizirane slike jasno, da nižji nivo računskih sil zahteva večjo duktilnost, te pa včasih ni mogoče zagotoviti, včasih zahteva precejšnje dodatne stroške, vedno pa je povezana z velikimi poškodbami.



F ... nosilnost

u/u_e ... duktilnost

Potresno varnost zgradb lahko torej zagotovimo z

- A) veliko nosilnostjo
- B) ustrezno kombinacijo nosilnosti in duktilnosti.

Stroški za varianto A so običajno preveliki in zato jo uporabljamo samo za posebno važne objekte, ki tudi med najmočnejšimi potresi ne smejo biti poškodovani. Veliko nosilnost moramo zagotoviti tudi zgradbam, ki zaradi uporabljenega materiala ne morejo biti duktilne, npr. kamnite in nearmirane opečne zgradbe.

Običajno uporabljamo varianto B. Pri tem naj takoj omenimo, da obstaja neka spodnja meja nosilnosti in togosti, pod katero ne smemo, če nočemo imeti prevelike podajnosti konstrukcije, ki je povezana s popolnim uničenjem vseh nekonstruktivnih elementov zgradbe. Potresne sile po predpisih so reducirane vsaj s faktorjem 5, kar pomeni, da je predviden povprečen faktor duktilnosti konstrukcije vsaj 5 in da mora biti torej konstrukcija sposobna brez porušitve prenesti pomike, ki so vsaj petkrat večji od pomika na meji elastičnosti.

Pri tem se moramo dobro zavedati dveh dejstev.

- A) Naša sklepanja temeljijo na predpostavkah, ki so bile grafično prikazane na predhodnih dveh slikah in ki so zelo grobe. Točnejši račun omogoča le nelinearna dinamična analiza, ki je zaradi svoje kompliciranosti in cene trenutno še neuporabna za prakso, poleg tega pa so njeni rezultati tudi vprašljivi zaradi netočnosti podatkov.
- B) Faktor duktilnosti, o katerem govorimo, je nek *povprečen* faktor za celotno konstrukcijo. Velikostni red tega faktorja se ujema z velikostnim redom faktorja duktilnosti za posamezne elemente konstrukcije, če je objekt zasnovan tako, da ne pride do koncentracij napetosti. Pri slabih zasnovah pride lahko lokalno do tako velikih deformacij, da sledi porušitev. Tipičen in najbolj nevaren primer takega obnašanja predstavljajo tako imenovana "mehka" pritličja. Značilno za take konstrukcije je njihova velika togost in nosilnost v zgornjih etažah ter podajnost in majhna nosilnost v pritličju. Med potresom pride do koncentracije vseh poškodb v pritličju, medtem ko zgornje etaže ostanejo nepoškodovane. Deformacije elementov mehkega pritličja postanejo tako velike, da jih je praktično nemogoče doseči, ne da bi se element lokalno poru-

šil. Posledica vseh teh dejstev je lahko porušitev objekta med potresom ali tako velika deformacija pritličja, da objekta ni mogoče sanirati. Računsko je trenutno vsaj za prakso še skoraj nemogoče ugotoviti potrebne duktilnost (velikosti deformacij, ki jih lahko element sprejme, ne da bi se porušil) vseh elementov, prav tako je zelo težavno določiti dejanske nosilnosti projektiranih elementov.

Če k omenjenima dejstvoma dodamo še negotovosti pri določanju potresne obtežbe, postane povsem jasno, da je predvidevanje obnašanja zgradb med močnimi potresi izredno zapleten in negotov postopek. Na podlagi izkušenj so precej jasno definirana osnovna načela projektiranja, s precejšno gotovostjo lahko kvalitativno ocenimo, kaj se bo dogajalo z objektom, računsko pa smo zaenkrat sposobni dobiti le zelo približne rezultate, ki lahko precej odstopajo od dejanskih razmer in to na obe strani, na varno in nevarno. Iz tega sledi splošno priznan zaključek, da je za projektiranje potresnovarnih zgradb izredno pomembno upoštevanje izkustvenih principov o dobri zasnovi in konstruiranju in da je vsako računsko opravičevanje neprimerno zasnovanih zgradb precej vprašljivo.

4. ZASNOVA POTRESNOVARNIH ZGRADB

V tem poglavju bomo našteali nekaj osnovnih principov zasnove potresnovarnih zgradb. Ti principi so logična posledica ugotovitev o obnašanju konstrukcij pri seizmični obtežbi, ki smo jih spoznali v prejšnjih poglavjih. Pri tem se bomo iz tehničnih razlogov (fotografije!) omejili le na opis principov in načelne skice. Posledice velikega števila navedenih napak na konkretnih objektih so prikazane v publikaciji [2].

Še preden se posvetimo principu potresnovarne zasnove, poudarimo izredno pomembnost pravilne izbire *lokacije objekta in načina temeljenja*.

V Črni gori je prav zaradi geomehanskih vzrokov prišlo do rušenja ali do hudih poškodb cele vrste objektov. V bodoče bo treba pri gradnji objektov v potresnih področjih posvetiti še več pozornosti kot doslej geomehanskim raziskavam, treba bo ugotavljati, ali je lokacija sploh primerna za gradnjo, in če je, zagotoviti ustrezno temeljenje.

Ustrezna zasnova lahko omogoči

- zmanjšanje potresne obtežbe
- povečanje duktilnosti
- povečanje splošne varnosti

vse pa vodi k večji potresni varnosti.

Ugotovili smo, da pri potresu predstavljajo obtežbo vztrajnostne sile (potresna obtežba), ki so enake produktu mase in pospeška. Te sile lahko torej zmanjšamo, če zmanjšamo maso ali pospešek. Ukrepi v zvezi z masami so jasni in ne potrebujejo obširnega komentarja.

- *Izogibati se je treba nepotrebnim masam in uporabljati čim lažje materiale.*
- *Težišče zgradbe naj bo čim nižje.*

Pospeški so v zgornjih etažah višji kot v spodnjih, zato masa, ki je zgoraj, povzroči večjo horizontalno obtežbo in večji upogibni moment kot ista masa, ki je spodaj.

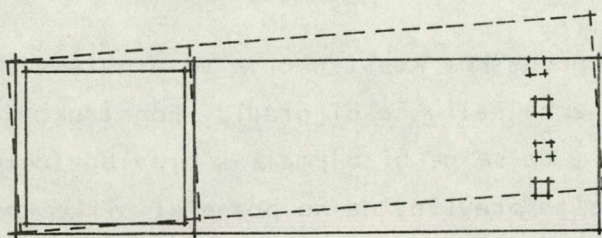
Ukrepi za zmanjševanje pospeškov konstrukcije so problematični. V principu bi pospeške lahko zmanjšali, če bi gradili konstrukcije s takimi lastnimi nihajnimi časi, da se ne bi ujemali s prevladujočimi periodami potresov. V splošnem velja pravilo, da so pospeški gibke konstrukcije

manjši od pospeškov toge konstrukcije, zato večina predpisov in tudi naši predpisujejo večje računske potresne sile za toge konstrukcije. Kljub temu postajajo toge zgradbe v zadnjem času vse bolj popularne. En vzrok za to je gotovo iskati v dejstvu, da lahko pride tudi do potresov z manj običajnim frekvenčnim sestavom gibanja tal, kjer so razmere ravno obratne kot pri "običajnih" potresih in so vitke zgradbe bolj obremenjene od togih. Drug, še mnogo važnejši razlog, so poškodbe po močnem potresu. V veliki večini vitkih zgradb, kjer predstavlja nosilno konstrukcijo čisti okvir, napravi močan potres popolno razdejanje. Čeprav pri solidno dimenzioniranih in grajenih zgradbah ne pride do porušitve nosilne konstrukcije, so popolnoma uničeni vsi nekonstruktivni elementi, inštalacije, oprema in drugo. Razlog za to so veliki etažni pomiki, ki dosežejo velikost 2 in več centimetrov. Popolnoma drugačno je stanje po močnem potresu v solidno dimenzioniranih in grajenih zgradbah s stenasto nosilno konstrukcijo. Tu dosežejo etažni pomiki velikost največ nekaj milimetrov in poškodbe so sorazmerno majhne. Ker je danes struktura cene taka, da predstavlja sama konstrukcija vedno manjši del celotnih stroškov gradnje, se glede na obseg škode po močnem potresu vedno bolj uveljavlja načelo

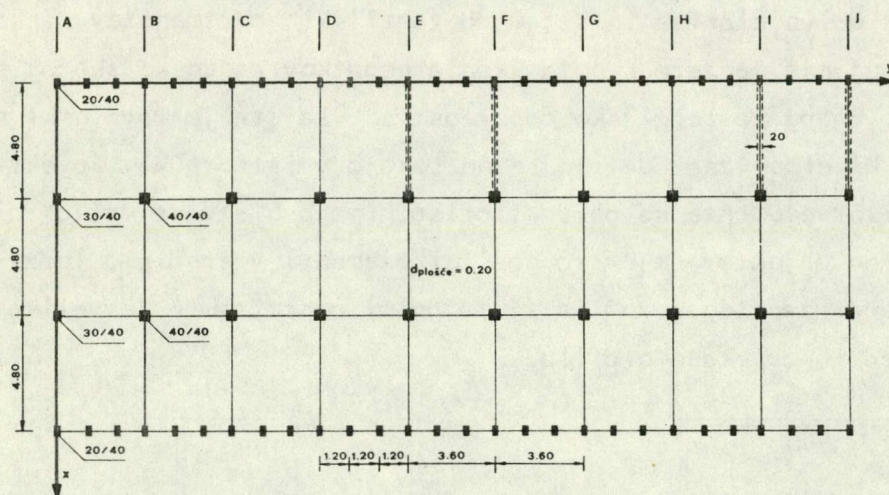
- *Izogibati se je treba preveč podajnim konstrukcijam*

čeprav ima podajna konstrukcija manjše pospeške pri "običajnem" potresu in čeprav je solidno projektiran in izveden okvir skoraj neuničljiva konstrukcija.

Naslednje pravilo določa, da se je treba izogibati torziji, ki se pojavi, če se center mas ne ujema s centrom togosti. Čeprav torzija običajno ne povečuje potresne obtežbe kot celote, povzroča njeno prerazporeditev in to po pravilu tako, da povečuje obremenitev šibkejših elementov. Na sliki je prikazan tloris možnih deformacij zgradbe z zelo nesimetrično razporeditvijo togosti pri horizontalni obtežbi.



Na naslednji sliki je kot primer prikazan tloris dejanske 3-etažne zgradbe.



Računane so bile tri variante. Po prvi varianti sta bili steni v oseh I in J, po drugi v oseh E in F, po tretji pa sten sploh ni bilo. Nekaj rezultatov je prikazanih v tabeli.

Element	Varianta s stenami v oseh I in J	Varianta s stenami v oseh E in F	Varianta brez sten
Okvir B	32.3	5.7	27.1
Okvir D	23.8	5.7	27.1
Okvir H	6.9	5.7	27.1
Stena E	—	94.9	—
Stena F	—	94.9	—
Stena I	57.6	—	—
Stena J	47.5	—	—

Videti je, da zelo ekscentrično postavljeni steni zelo kvarno vplivata na obtežbo okvirov, saj so pri varianti z ekscentričnima stenama nekateri okviri celo nekaj bolj obremenjeni kot pri varianti brez sten in nekajkrat bolj obremenjeni kot pri varianti s simetričnim položajem sten. Opazjen pojav je mogoče posplošiti na vse nesimetrične konstrukcije, zato velja pravilo

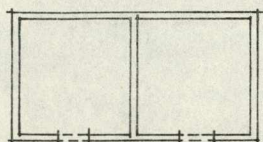
- *Graditi je treba čim bolj simetrične zgradbe.*

Pri tem je mišljena tako simetrija mas kot tudi simetrija togosti.

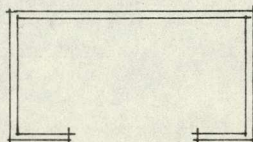
Upoštevati je treba tudi pravilo

- *Vsaka zgradba mora imeti torzijsko odpornost.*

Tudi pri načrtno simetričnih zgradbah lahko pride do manjših nesimetričnosti pri izvedbi ali pri razporeditvi mas. Poleg tega pride lahko pri zgradbah velikih tlorisnih dimenzij do faznega zamika v nihanju tal na posameznih delih tlorisa in s tem do torzijskih obremenitev. Tako torzijsko vzbujanje je zaradi pomanjkanja podatkov računsko skoraj nemogoče zajeti. Pogoji za torzijsko odpornost so vsaj trije ravninski nosilni elementi, ki niso vzporedni in se ne sekajo v isti točki. Objekti, ki imajo nosilne elemente na obodu tlorisa, imajo bistveno večjo torzijsko odpornost od objektov, kjer so nosilni elementi v sredini. Torzijska odpornost jeder zaprtega profila (z majhnimi odprtinami) je veliko večja kot pri jedrih odprtega profila.



jedro z majhnimi odprtinami
in močnimi prečkami



jedro odprtega profila

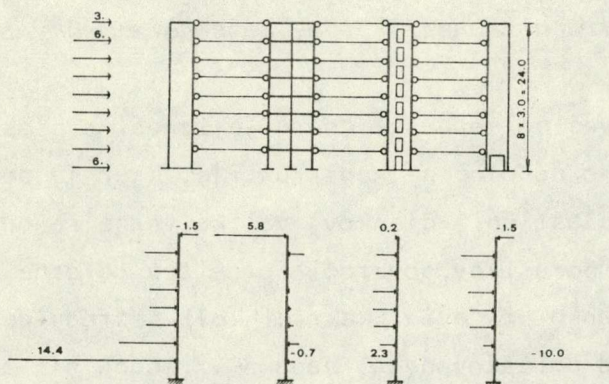
Upoštevanje naslednjih pravil omogoča večjo duktilnost konstrukcije kot celote. Predvsem velja splošen princip

- Izogibati se je treba kakršnimkoli nezveznostim v konstrukciji.

Nezveznosti v konstrukciji (bodisi po višini, bodisi po tlorisu) povzročajo vedno koncentracije napetosti. Na teh mestih pride do plastifikacije (poškodb), medtem ko je povsod drugod konstrukcija še v elastičnem področju. Proces plastifikacije predstavlja glavni mehanizem za pretvorbo mehanske energije potresa v druge oblike energije in s tem vodi do zmanjšanja hitrosti in pomikov konstrukcije. Če je ta proces omejen na neko lokalno področje, potem je možnost pretvorbe energije zelo omejena, lokalne poškodbe pa postanejo zelo velike in v določenih primerih lahko ogrozijo tudi konstrukcijo kot celoto. Od vseh običajnih primerov nezveznosti je najbolj nevarna tako imenovana "mehka" etaža. Običajno predstavlja tako etažo pritličje, čeprav to ni nujno. Podajna in šibka etaža pri zelo togem zgornjem delu zgradbe je povzročila že vrsto porušitev. Pri tem se je treba zavedati, da veliko togost zgornjih etaž lahko povzročijo tudi nekonstruktivni elementi, npr. močne predelne ali fasadne stene ali bistveno manjša etažna višina. Mehkim etažam se je večkrat

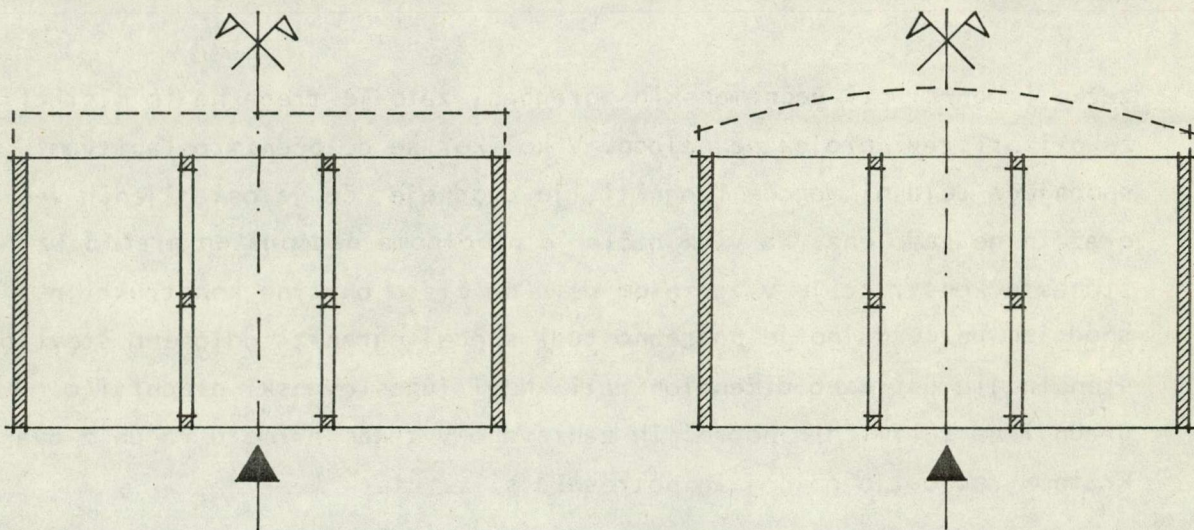
težko izogniti pri večnamenskih zgradbah, zato je treba na to misliti že pri pripravi projektne naloge. V kolikor se določenim oslabitvam spodnjega dela ni mogoče izogniti, je ugodneje, če je oslavljenih več etaž in ne samo ena. Na vsak način je popolnoma nedopusten prehod iz stenaste konstrukcije v zgornjem delu na čisto okvirno konstrukcijo v spodnjem delu. Nujno je potrebno tudi spodaj ohraniti določeno število sten in jih ustrezno dimenzionirati. Novi jugoslovanski predpisi o gradnji na seizmičnih področjih zahtevajo v takem primeru račun z dvakratno vrednostjo običajnih potresnih sil.

Horizontalne nezveznosti povzročajo koncentracijo napetosti predvsem v ploščah. Te nezveznosti lahko izvirajo iz konfiguracije zgradbe (spremembe tlorisa po višini zgradbe, tlorisi nepravilnih oblik), iz odprtín v plošči ali iz uporabe različnih vertikalnih nosilnih elementov. Na sliki je prikazana razdelitev zunanje obtežbe na posamezne nosilne elemente simetrične zgradbe.



Razlike med silami različnih elementov v isti etaži mora prevzeti med-etažna plošča. Posebno velika je obremenitev plošč v 1. etaži, kjer obstaja vertikalna nezveznost enega elementa. Razdelitev obtežbe na elemente je narejena ob predpostavki, da so plošče neskončno toge. Ob upoštevanju podajnosti plošč bi bile njihove obremenitve nekoliko manjše, vendar še vedno velike.

Kot primer vpliva podajnosti plošč na razdelitev obtežbe na elemente si oglejmo primer na sliki.



Če je plošča neskončno toga (primer na levi), se vsi elementi simetrične konstrukcije premaknejo enako in na steni odpade zaradi njune velike togosti bistveno več obtežbe kot na okvira. Razlika med obtežbo na steno in okvir obremenjuje ploščo. Če je plošča podajna, se obtežba razporedi bolj enakomerno in deformacije okvirov, ki so bolj podajni, so večje.

K povečanju duktilnosti konstrukcije kot celote in k povečanju njene varnosti lahko nedvomno zelo bistveno prispeva upoštevanje pravila

- Uporabljati je potrebno konstrukcije, ki so čim večkrat statično nedoločene.

Glede na to, da se večina mehanske energije izgubi s plastičnimi deformacijami, so statično nedoločene konstrukcije, kjer je potrebno za porušitev cela vrsta plastičnih členkov, veliko varnejše od statično določenih, kjer že prva porušitev povzroči porušitev celotne konstrukcije. Do take porušitve lahko pride iz kakršnihkoli nepredvidenih vzrokov (potres, močnejši od pričakovanega, napaka v računu ali izvedbi). Iz tega razloga je nedvomno zelo neugodno, če mora celotno horizontalno obtežbo prevzeti ena sama stena, saj v trenutku, ko odpove ta stena (lahko tudi temelj), odpove celotna konstrukcija. Glede na kriterij statične nedoločenosti je zelo ugodno, če so pri stenastih konstrukcijah stene povezane s prekladami, tudi če te preklade sploh niso upoštevane v računu. Pri potresu se bodo najprej plastificirale preklade, s tem se bo absorbiralo precej mehanske energije in šele nato, če bo potres trajal dolgo, bo prišlo do poškodb sten. Poškodbe preklad ne ogrožajo stabilnosti zgradbe kot celote kot npr. poškodbe sten in po potresu jih je sorazmerno enostavno popraviti.

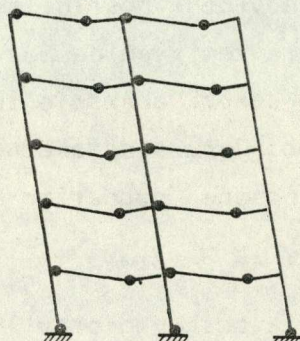
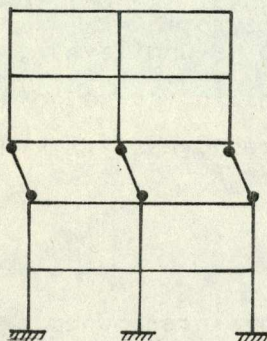
Čeprav glavna nevarnost za zgradbe kot celote sledi iz horizontalnega

nihanja, je za določene lokalne elemente lahko kritično vertikalno nihanje, npr. za dolge konzole, ki večinoma predstavljajo statično določene konstrukcije.

Z upoštevanjem pravila

– *Nosilnost stebrov naj bo večja od nosilnosti grede*

dosežemo, da se plastični členki tvorijo najprej v prečkah in šele nato v stebrih. Poškodbe prečk (podobno kot pri stenastih konstrukcijah) običajno ne morejo ogroziti celotne konstrukcije, poleg tega pa jih je mnogo lažje sanirati kot stebre. Na sliki sta prikazana dva možna porušna mehanizma okvira, pri čemer je jasno, da je konstrukcija, kjer se plastificirajo prečke, veliko varnejša od konstrukcije, kjer se plastificirajo stebri. Porušni mehanizem na levi je tipičen za zgradbe z "mehko" etažo.



Naslednje pravilo je

– *Varnostni faktorji morajo biti različni za različne vrste porušitev.*

Največ mehanske energije potresa se potroši pri upogibnih plastičnih deformacijah, zelo malo pri strižnih in skoraj nič, če odpove sidranje ali temelji. Edino upogibni mehanizem omogoča polno izkoriščanje duktilnosti materiala. Iz tega razloga je npr. potrebno stike montažnih zgradb, kjer po pravilu ni mogoče s plastifikacijo potrošiti dosti energije in kjer ni mogoče doseči zadostnega faktorja duktilnosti, dimenzionirati na precej večje sile kot monolitne objekte. Če odpovejo stiki, ničesar ne pomagajo še tako solidno projektirani in izvedeni elementi. Na noben način niso dopustni stiki na trenje. Zavedati se je treba, da med potresom

delujejo tudi vertikalni pospeški, ki trenje zmanjšujejo.

Zelo neugodno za konstrukcijo je tudi, če pride do strižne porušitve stebrov ali sten. Taka porušitev predstavlja več ali manj krhek lom, kjer se pretvori izredno malo mehanske energije. Če predvidevamo, da lahko pride do strižne porušitve, npr. pri zidanih zgradbah, je potrebno upoštevati večji varnostni faktor oziroma večje potresne sile. To je že predvideno v novih jugoslovanskih predpisih. Pri okvirnih konstrukcijah se običajno strižno porušijo kratki stebri.

Kratki stebri imajo v primerjavi s stebri običajnih dolžin izredno veliko togost in upogibno nosilnost. Iz tega razloga so zelo močno obremenjeni in pride do strižnega loma. Po vsakem potresu je mogoče opaziti vrsto tipičnih strižnih porušitev kratkih stebrov, ki jih je večinoma nemogoče sanirati. Raziskave kažejo, da strižnega loma kratkih stebrov pri močnih potresih skoraj ni mogoče preprečiti, če v zasnovi konstrukcije niso predvideni nosilni elementi zelo velike togosti (stene), ki so sposobni prevzeti večino potresne obtežbe. Pomembno je upoštevati, da se kot kratki stebri obnašajo tudi stebri normalnih dolžin, če je polje okvira zapolnjeno s parapetno steno. Neustreznost zasnove s kratkimi stebri še posebej poudarimo s pravilom

- Izogibati se je treba kratkih stebrov

čeprav je dejansko to pravilo vsaj deloma že zajeto v predhodnem pravilu.

Glede uporabe materiala velja splošno

- Uporabljati je treba čim bolj duktilne materiale.

Najprimernejši material je jeklo, sledi na mestu liti armirani beton. Ta dva materiala sta tudi edino primerna za zelo visoke objekte. Opozoriti je treba, da armiran beton ni duktilen avtomatično, pač pa mu to lastnost omogoča šele ustrezno dimenzioniranje in konstruiranje. Pri gradnji z montažnimi betonskimi elementi je potrebno posvetiti veliko pozornost stikom. Zidane zgradbe so v splošnem neduktilne, vendar je z armiranjem mogoče njihovo duktilnost precej popraviti.

Glede na diskusijo o nosilnosti in duktilnosti v poglavju "Vpliv potresa na zgradbe" vemo, da je manjšo duktilnost mogoče nadomestiti z večjo nosilnostjo, zato lahko kot dopolnitev predhodnega pravila velja

- Če projektiramo manj duktilne konstrukcije, je potrebno ustrezno povečati nosilnost.

Vpliv nekonstrukcijskih elementov, predvsem fasadnih in predelnih sten ter parapetov, na obnašanje objekta med potresom se je do zdaj največkrat zanemarjal. Poškodbe, nastale med potresi, pa nasprotno kažejo velik medsebojen vpliv med konstrukcijo in nekonstruktivnimi elementi. Ta vpliv je mogoče eliminirati samo s posebnimi detajli, ki morajo omogočati neodvisno delovanje konstrukcije in nekonstruktivnih elementov, obenem pa morejo zagotavljati tudi stabilnost nekonstruktivnih elementov. Nekateri detajli so prikazani v [1]. Pri nas se taki detajli le redko izvajajo, zato med potresi nosilna konstrukcija in nekonstruktivni elementi vplivajo drug na drugega. Če so fasadne in predelne stene oziroma parapeti šibki, jih nosilna konstrukcija poškoduje ali uniči. Če so polnila zelo močna, pride do obratnega primera in polnilne stene poškodujejo konstrukcijo. V prvem primeru grozi prebivalcem zgradbe nevarnost zaradi lokalnega rušenja polnil, v drugem primeru je lahko ogrožena varnost celotnega objekta. Izredno pomembna je tudi povezava nekonstrukcijskih elementov z nosilno konstrukcijo, ki mora zagotoviti njihovo stabilnost. V Črni gori je bilo zaradi slabe povezave na več mestih mogoče opaziti prečno prevrnitev težkih oblog zidov in predelnih sten. Do poškodb in žrtev lahko pride tudi zaradi neustreznih detajlov pritrditve fasad, stropov in stopnic.

Iz vsega navedenega sledi pravilo

- Z ustreznimi detajli je potrebno zagotoviti stabilnost nekonstruktivnih elementov in predvideti njihov medsebojni vpliv z nosilno konstrukcijo.

Po vsakem potresu je vedno mogoče opaziti poškodbe zaradi trkov dveh sosednjih zgradb. Vzrok za to so premajhne ali neustrezno izvedene potresne razdelilnice, ki ne omogočajo neodvisnega gibanja vsake zgradbe zase. Pri določanju širine razdelilnic je treba upoštevati, da so pomiki, izračunani pri potresni obtežbi po predpisih zaradi redukcije obtežbe okoli 5 x premajhni. Posledice trkov so lahko velike dodatne obremenitve in razporeditev notranjih sil, ki je lahko bistveno drugačna od računske. Zato je treba upoštevati pravilo

- Potresne razdelilnice morajo biti dovolj velike in tako izvedene, da omogočajo neovirano gibanje vsake zgradbe ali vsakega dela zgradbe zase.

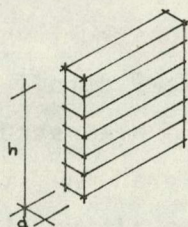
NEKATERI PRIMERI NEUSTREZNIH IN MANJ USTREZNIH ZASNOV
S KRATKIMI OBRAZLOŽITVAMI

PRIMER

KOMENTAR

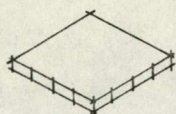
A) Neustrezne dimenzije objekta

1. Preveliko razmerje med višino in širino

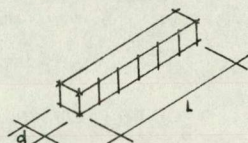


Prevelika vitkost, zato velike deformacije in velika škoda pri nekonstrukcijskih elementih.

2. Prevelike tlorisne dimenzije

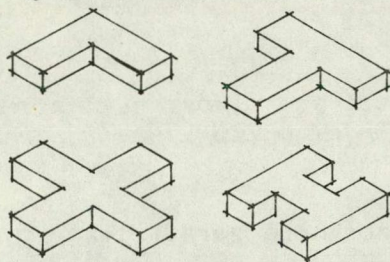


3. Preveliko razmerje med dolžino in širino



Možno je različno vzbujanje skrajnih delov zgradbe, pojavijo se velike sile v med-etažnih konstrukcijah. Zaželjene so razdelilnice.

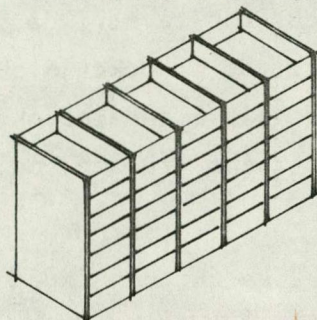
B) Nepravilne tlorisne oblike



Koncentracije napetosti, predvsem v vogalih. Pri tlorisih, ki niso dvojno simetrični, se pojavi torzija. Zaželjene so razdelilnice.

C) Prevelika podajnost

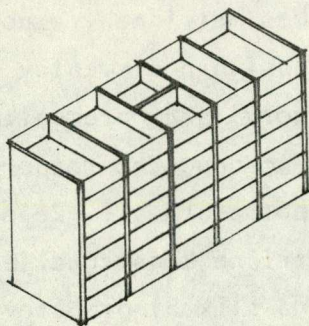
1. Stene samo v eni smeri



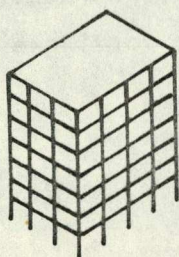
Nosilna konstrukcija v vzdolžni smeri, ki jo tvorijo le stene in plošče, je preveč podajna in težko izvedljiva zaradi premajhnih dimenzij. *Taka zasnova ni dopustna!* Potrebno je dodati nekaj sten v vzdolžni smeri.

PRIMER

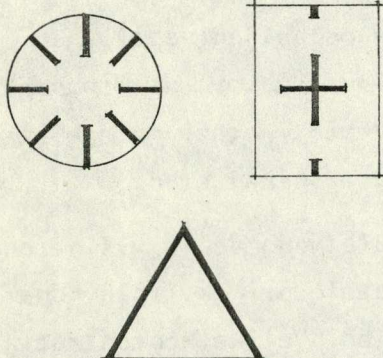
2'. Samo ena kratka stena v eni smeri



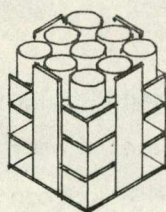
3. Podajne okvirne konstrukcije



D) Torzijsko nestabilne konstrukcije



E) Neustrezna razporeditev mas



KOMENTAR

Skoraj vso potresno obtežbo v vzdolžni steni prevzame ena sama stena. Statično določena konstrukcija! Veliki problemi pri temeljenju. *Zelo slaba zasnova!* Potrebno je dodati nekaj sten.

Čiste okvirne konstrukcije imajo pri večetažnih objektih preveliko podajnost. Velike nekonstrukcijske poškodbe pri potresih. Pri projektiranju je treba upoštevati vpliv predelnih in fasadnih sten.

Vse konstrukcije, ki nimajo vsaj treh nosilnih elementov, ki se ne sekajo v isti točki, so torzijsko nestabilne. *Take zasnove so nedopustne!*

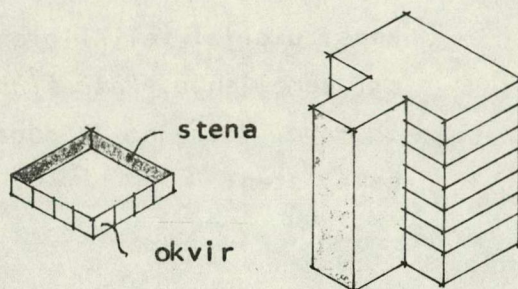
Velike mase na vrhu povzročijo velike potresne sile.

PRIMER

KOMENTAR

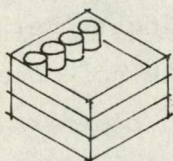
F) Nesimetričnost

1. Nesimetrična togost



Nesimetrična razporeditev nosilnih elementov povzroča torzijske obremenitve in s tem neugodno razporeditev potresnih sil. Zelo nesimetrične konstrukcije (kot npr. na slikah) predstavljajo *zelo slabo zasnovo!*

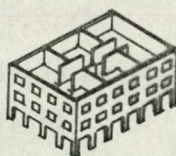
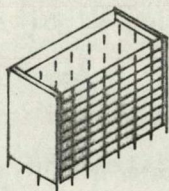
2. Nesimetrične mase



Nesimetrična razporeditev mas povzroča torzijske obremenitve.

G) Nagle spremembe togosti

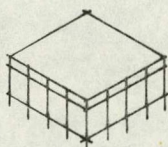
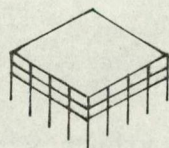
1. "Mehke" etaže



Vse stene preidejo v stebre. Velika koncentracija poškodb v oslavljeni etaži.

Taka zasnova ni dopustna!

V mehki etaži mora obstajati vsaj nekaj sten.



Bistveno večja višina ene etaže pri okvirnih konstrukcijah. Velika koncentracija poškodb v tej etaži. Konstrukcijo v visoki etaži je treba ojačiti.



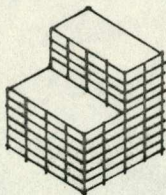
Bistveno manjše število stebrov v eni izmed spodnjih etaž. Velika koncentracija poškodb v tej etaži.

Taka zasnova ni dopustna!

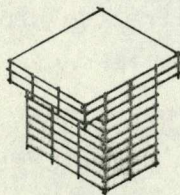
PRIMER

KOMENTAR

2. Sprememba tlorisa po višini zgradbe



Zaradi nesimetrije pride do torzije. Velike obremenitve plošče na nivoju spremembe.

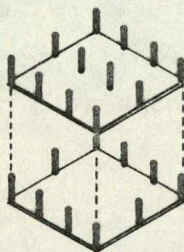


Neustrezna porazdelitev mas. Konzolni deli so občutljivi za potres.

Zelo slaba zasnova!

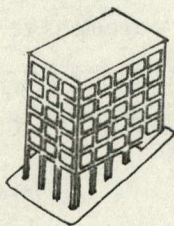
H) Nezveznosti pri stebrih in stenah

1. Manjkajoči stebri



Koncentracije napetosti. Če se pojavlja pri večjem številu stebrov v isti etaži, je taka zasnova zelo slaba.

2. Različne višine stebrov

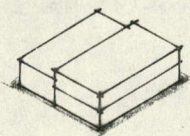


Velika obremenitev kratkih stebrov, lahko pride do strižnega loma. Torzijske obremenitve.

Zelo slaba zasnova!

Pri višjih stebrih je v spodnjem delu treba konstrukcijo ojačati s stenami.

3. Različni nivoji etaž

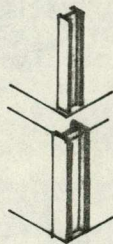


Koncentracije napetosti, predvsem v srednjih stebrih. Če pride do efekta kratkih stebrov, je taka zasnova zelo slaba.

PRIMER

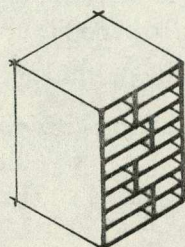
KOMENTAR

4. Sprememba togosti stebrov



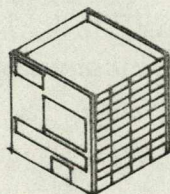
Koncentracije napetosti.

5. Nezvezna razporeditev sten



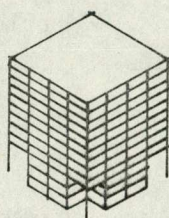
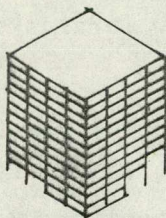
Koncentracije napetosti.
Zelo velike obremenitve plošč.
Če se nezveznost pojavlja pri večjem številu sten, je taka zasnova zelo slaba.

6. Nepravilna razporeditev odprtin v stenah



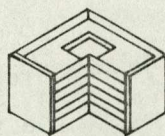
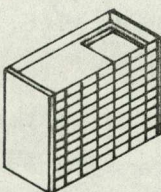
Koncentracije napetosti.
Praktično je nemogoče predvideti obnašanje take stene.

I) Nezveznosti pri prečkah



Velika obremenitev bolj togih stebrov. Pri nesimetričnih oslavitvah pride do torzije.

J) Nezveznosti pri ploščah

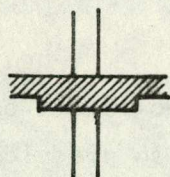


Velike odprtine in nepravilna oblika plošč povzročajo koncentracije napetosti.

PRIMER

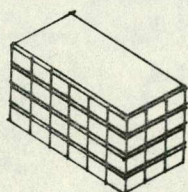
KOMENTAR

K) Nezveznosti na stikih

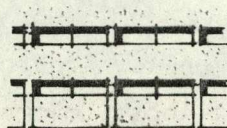


Širina prečk naj ne presega bistveno širine stebrov, drugače je težko izvesti tako armiranje, ki omogoča kontinuiteto konstrukcije v vozlišču.

L) Šibki stebri in močne prečke

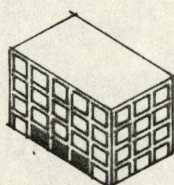


Stebri se poškodujejo pred prečkami. Večja nevarnost za porušitev in težja sanacija. *Zelo slaba zasnova!* Potrebno je dodati stene.



Pri zelo kratkih stebrih pride do strižnega loma. Tudi stebri običajne višine se zaradi parapetnih zidov obnašajo kot kratki stebri. *Zelo slaba zasnova!* Potrebno je dodati stene.

M) Spremembe prvotnega objekta



Tudi spremembe predelnih in fasadnih sten, ki niso ločene od nosilne konstrukcije, povzročajo spremembo obnašanja konstrukcije.

5. NAVODILA ZA PRIBLIŽNO IZBIRO DIMENZIJ ARMIRANOBETONSKIH ELEMENTOV

V novih jugoslovanskih predpisih o gradnji na potresnih območjih, ki bodo predvidoma stopili v veljavo v letu 1981, so predvideni nekateri kriteriji, ki določajo minimalne dimenzije stebrov in sten.

Minimalni prerez stebrov mora znašati

$$A_{\min} = \frac{4P}{MB}$$

kjer predstavlja

P osno silo od vertikalne obtežbe

MB marko betona v ustreznih enotah

Ta omejitev onemogoča preveliko tlačno obremenitev stebrov, saj je znano, da ni mogoče zagotoviti potrebne duktilnosti elementov, ki so močno tlačno obremenjeni.

Iz podobnih razlogov velja za minimalen prerez sten enačba

$$A_{\min} = \frac{7P}{MB}$$

Za objekte, kjer nosilno konstrukcijo predstavljajo armiranobetonske stene, velja po novih predpisih zahteva, da mora znašati prerez sten za vsako smer posebej vsaj 1,5 % brutto tlorisa zgradbe. Smisel tega določila je v tem, da omejuje obremenitve (predvsem strižne) posameznih sten, njegova velika pomanjkljivost pa v tem, da ne upošteva vpliva višine objekta, saj velja isto določilo tako za npr. 2-etažno kot tudi za npr. 20-etažno zgradbo.

Mnogo bolj smiselno je določilo v ameriških predpisih, ki določa minimalne dimenzije sten in stebrov s kriterijem

$$A_{s \min} [m^2] = 1.3 \frac{Q [MN]}{\sqrt{MB [MPa]}}$$

kjer predstavlja

A_s strižni presek

Q prečno silo

MB marko betona v MPa ($1 \text{ MPa} = 10^6 \text{ N/m}^2 \approx 10 \text{ kp/cm}^2$)

Ker velja za pravokotni presek zveza $A_s = A/1.2$, dobimo za stene in stebre pravokotnega preseka enačbo za minimalni prerez

$$A_{\min} = 1.57 \frac{Q}{\sqrt{MB}}$$

Za najobičajnejšo marko betona 300 (v kp/cm^2) velja torej

$$A_{\min} [\text{m}^2] \approx 0.3 Q [\text{MN}]$$

oziroma

$$* A_{\min} [\text{cm}^2] \approx 3 Q [\text{kN}]$$

Nekoliko težavnejši problem predstavlja določitev prečne sile Q . Pokazali bomo le zelo približen račun za določitev prečne sile celotne zgradbe s stenasto nosilno konstrukcijo. Določitev prečnih sil v stebrih okvirne konstrukcije namreč zahteva nekoliko več znanja statike in nekoliko bolj kompliciran račun.

Za račun približne vrednosti skupne prečne sile v poljubni etaži objekta z armiranobetonsko stenasto nosilno konstrukcijo in ustrezno zasnovo priporočamo enačbo

$$Q = 0.4 G$$

kjer predstavlja G težo objekta nad obravnavano etažo. Enačba je primerna za običajne objekte v IX. potresni coni. Za objekte v VIII. in VII. potresni coni je sila polovična oziroma četrtingska. Za pomembne objekte je treba silo povečati za 50 %.

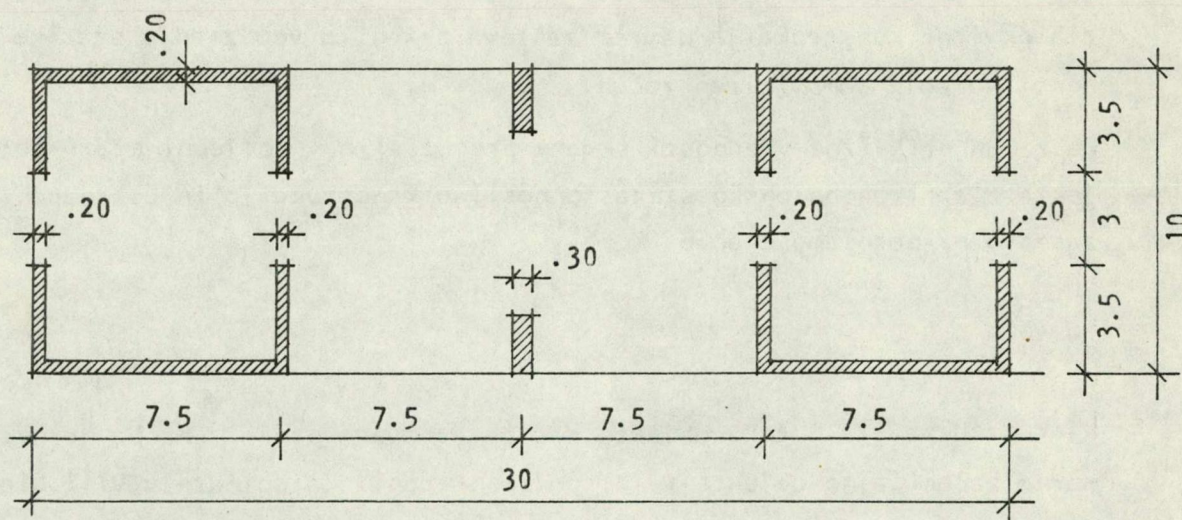
Na podlagi prečne sile celotne zgradbe je mogoče ob uporabi podanih formul izračunati minimalni skupni prerez vseh sten v posameznih etažah objekta. Prečno silo celotne zgradbe je potrebno pri analizi objekta razdeliti za posamezne nosilne elemente (stene) v razmerju nji-

hovich togosti in zahteve po minimalnem prerezu morajo biti izpolnjene za vsako steno posebej. Zavedati se je treba, da bodo pri izpolnjenih kriterijih za skupni prerez vseh sten avtomatično izpolnjeni kriteriji za vsako steno posebej le v primeru, če so vse stene enake in če je konstrukcija simetrična. V ostalih primerih bodo imele nekatere stene premajhen prerez, zato je potrebno predvideti nekoliko večji skupni prerez sten, kot ga da formula za minimalni prerez.

Poudariti je treba, da je izpolnitev navedenih pogojev samo potreben, ne pa avtomatično tudi zadosten pogoj za potresnovarno zasnovo. Predvsem je treba paziti, da bodo imele stene tudi zadostno upogibno togost, ki je bistveno odvisna od dolžine sten (narašča s tretjo potenco dolžine, medtem ko je linearno odvisna od širine). Upogibna togost se precej poveča, če so stene povezane s prečkami.

P R I M E R

Za 10-etažno konstrukcijo s tlorisom po sliki bomo ugotovili, če prerezi sten izpolnjujejo podane kriterije



Prerez sten, ki nosijo v vzdolžni smeri

$$A_v = 4 \times 7.5 \times 0.2 = 6 \text{ m}^2$$

Prerez sten, ki nosijo v prečni smeri

$$A_p = 8 \times 3.5 \times 0.2 + 2 \times 2.0 \times 0.3 = 6.8 \text{ m}^2$$

Minimalni prerez sten (za vsako smer) po novih jugoslovanskih predpisih znaša 1.5 % brutto tlorisa etaže

$$A_{\min} = 0.015 \times 30 \times 10 = 4.5 \text{ m}^2$$

Stene v vzdolžni smeri imajo ustrezen prerez, stene v prečni smeri pa malo premajhnega.

Po kriteriju, ki določa v novih jugoslovanskih predpisih odvisnost minimalnega prereza stene v odvisnosti od vertikalne obtežbe, sta najbolj kritični steni na sredini. Ob upoštevanju tipične teže (lastna teža in polovica koristne obtežbe) zgradbe s stenasto konstrukcijo, ki znaša približno 12 kN/m^2 , dobimo približno vrednost vertikalne sile na srednjo steno v spodnji etaži

$$P = 10 [\text{etaž}] \times 7.5 [\text{m}] \times 5.0 [\text{m}] \times 12.0 [\text{kN/m}^2] = 4500 \text{ kN}$$

Minimalni prerez izračunamo po enačbi

$$A_{\min} = \frac{7P}{MB} = \frac{7 \times 4500 [\text{kN}]}{3 [\text{kN/cm}^2]} = 10500 \text{ cm}^2 = 1.05 \text{ m}^2$$

kjer smo upoštevali MB 300.

Projektiran prerez znaša

$$A = 2.0 \times 0.3 = 0.6 \text{ m}^2$$

in je bistveno premajhen. Tak prerez približno ustreza le za 6-etažno zgradbo. Če bi obe srednji steni povezali z močnimi prečkami, potem bi steni predstavljali stebre okvira in po kriteriju za stebre bi bile izbrane dimenzije ravno na meji dopustnih.

Pri kontroli po kriteriju iz ameriških predpisov je potrebno najprej izračunati celotno prečno silo, ki znaša v spodnji etaži za IX. cono

$$Q = 0.4 G = 0.4 \times 10 \text{ [etaž]} \times 30.0 \text{ [m]} \times 10.0 \text{ [m]} \times 12.0 \text{ [kN/m}^2\text{]} = \\ = 14400 \text{ kN} = 14.4 \text{ MN}$$

Minimalni skupni presek znaša za MB 300

$$A_{\min} = 0.3 \times Q = 0.3 \times 14.4 = 4.32 \text{ m}^2$$

in je manjši od izbranega skupnega preseka sten.

6. ZAKLJUČEK

O potresih in o obnašanju zgradb med njimi vemo vedno več, toda še vedno ne dovolj, da bi lahko natančno predvideli odziv objekta pri močnem gibanju tal. Obstaja še velika negotovost pri določanju karakteristik pričakovanega potresa kot tudi pri določanju odziva zgradbe, posebno v nelinearnem področju. Po drugi strani je bilo na osnovi opazovanj posledic potresov na zgradbah mogoče definirati določena pravila za projektiranje, ki se nanašajo predvsem na zasnovo. Vsa ta pravila je mogoče ob poznavanju principov dogajanja med potresi tudi logično razložiti. Skupni imenovalec večine pravil je enostavnost. Izkušnje namreč kažejo, da se enostavne zgradbe med potresi najbolj obnesejo.

Vsi se zavedamo, da v praksi vseh priporočil skoraj nikoli ne bo mogoče v celoti upoštevati. Nekateri principi potresnovarne gradnje so celo v nasprotju z nekaterimi drugimi principi. Tako npr. uporaba lahkih materialov, ki je ugodna s stališča potresne varnosti, ne zagotavlja ustrezne zvočne izolacije. Večkrat bo treba sklepati kompromise, toda ti kompromisi nikoli ne smejo iti na račun varnosti ljudi v zgradbah! Na problem potresne varnosti je potrebno misliti že pri pripravi projektne naloge in pri izbiri lokacije. Zgradbo, ki bo opravljala mnogo različnih funkcij, bo gotovo zelo težko zasnovati v skladu s principi potresnovarne gradnje. Obstajajo lokacije, kjer ni mogoče zgraditi potresnovarnega objekta in take, kjer je to mogoče le z izredno velikimi stroški za fundiranje. V črnogorskem primorju je prišlo do rušenja velikega števila objektov prav iz geomehanskih razlogov.

Če se bomo enkrat vsi zavedali, da dobro zasnovane, konstruirane in izvedene konstrukcije večinoma zelo dobro prenašajo potrese in da je slabo zasnovo največkrat mogoče opravičiti na papirju, dejanskega obnašanja takega objekta pa ne more bistveno popraviti nobena računalniška analiza, potem bomo nedvomno stopili velik korak naprej v našem kljubovanju potresom.

7. L I T E R A T U R A

- [1] Dowrick, D. J.
Earthquake resistant design. A manual for engineers and architects.
John Wiley & Sons, 1977.

- [2] Fajfar P., Duhovnik J., Reflak J., Fischinger M., Breška Z.
Obnašanje gradbenih objektov med potresi v črni gori 1979.
Publikacija IKPIR FAGG št. 19. Univerza Edvarda Kardelja v
Ljubljani, 1981.

- [3] Arnold C., Elsesser E.
Building configuration problems and solutions.
Proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering.
Knjiga 4, str. 153 - 160. Istanbul, 1980.

- [4] Arnold C.
Configuration and seismic design: a general review.
Proceedings of the 2nd U. S. national conference on earthquake
engineering, str. 22 - 36. Stanford, 1979.

- [5] Petrović P.
Uticaj urbanističko-arhitektonske koncepcije na aseizmičku
pogodnost objekata visokogradnje.
Savetovanje "Planiranje, projektovanje i izgradnja objekata
na seizmičkim područjima", Cavtat, 1977.

- [6] Fajfar P.
Osnove projektiranja v potresnih območjih.
Gradbeni vestnik 26, str. 158 - 171, št. 7/8, Ljubljana, 1977.

- [7] Fajfar P.
Projektiranje zgradb na potresnih območjih. Pregled stanja.
Gradbeni vestnik 28, str. 215 - 228. št. 11/12, Ljubljana 1979.

- [8] Fajfar P., Fischinger M., Reflak J.
Uporaba računalnika pri analizi konstrukcij v visokogradnji.
Gradbeni vestnik 26, str. 146 - 158, št. 7/8, Ljubljana 1977.

