

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

— INSTITUT ZA KONSTRUKCIJE,  
POTRESNO INŽENIRSTVO IN RAČUNALNIŠTVO

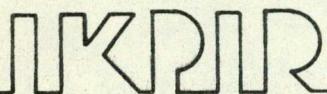
Publikacija IKPIR št. 24

Peter Fajfar, Matjaž Godec

P R I M E R J A V A   N U M E R I Č N I H   I N  
E K S P E R I M E N T A L N I H   R E Z U L T A T O V  
Z A   L A S T N A   N I H A N J A   T R E H  
A R M I R A N O B E T O N S K I H   Z G R A D B

Ljubljana, 1982





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

— INSTITUT ZA KONSTRUKCIJE,  
POTRESNO INŽENIRSTVO IN RAČUNALNIŠTVO —

Publikacija IKPIR št. 24

Peter Fajfar, Matjaž Godec

P R I M E R J A V A   N U M E R I Č N I H   I N  
E K S P E R I M E N T A L N I H   R E Z U L T A T O V  
Z A   L A S T N A   N I H A N J A   T R E H  
A R M I R A N O B E T O N S K I H   Z G R A D B

Ljubljana, 1982



## I Z V L E Č E K

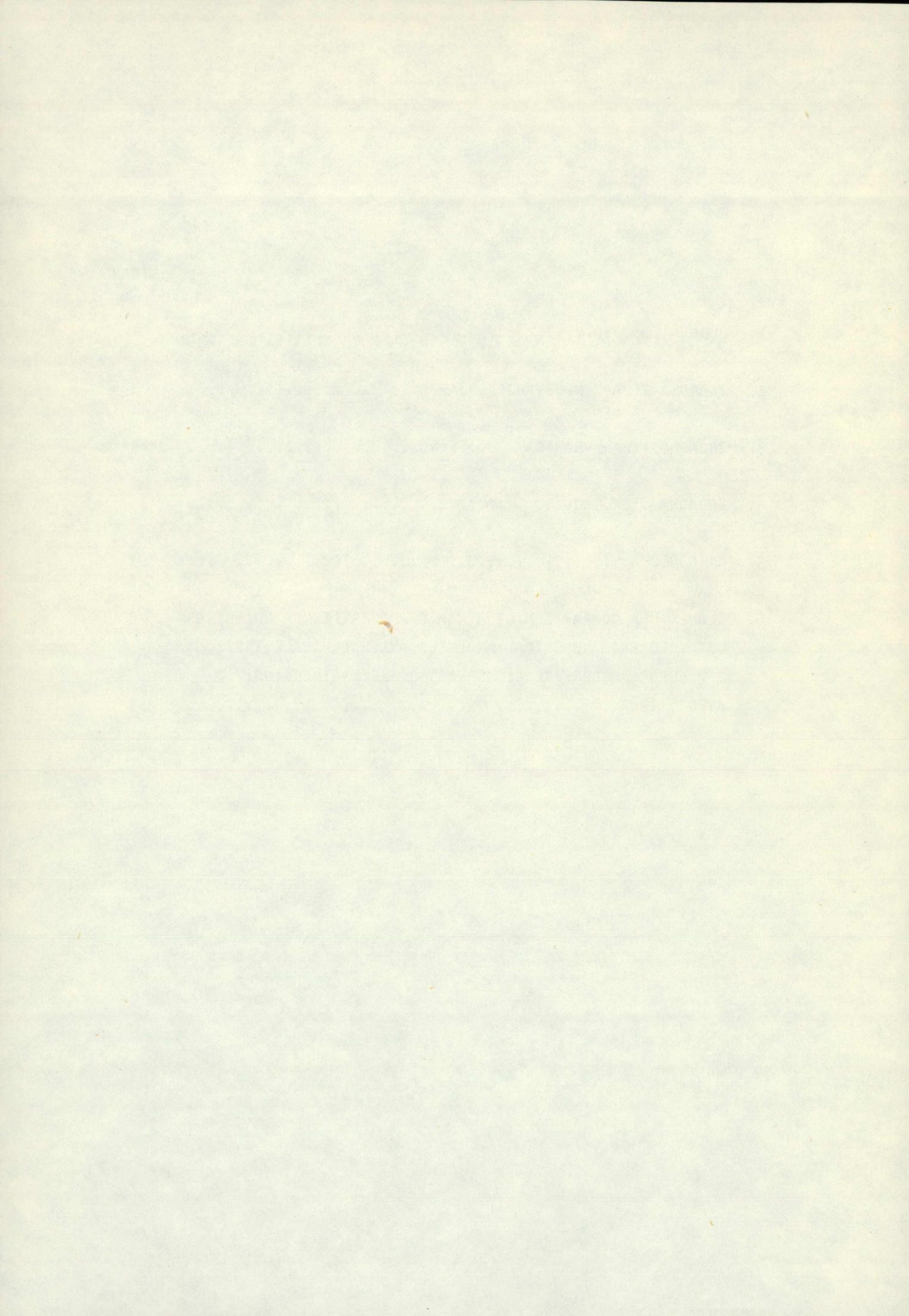
V raziskavi smo računsko dobljene nihajne čase in nihajne oblike lastnih nihanj primerjali z rezultati eksperimentov, ki so bili izvršeni na treh dejanskih večetažnih armiranobetonskih zgradbah. Vsako od teh zgradb smo modelirali z več različnimi modeli.

Dinamične karakteristike 20-etažne stenaste konstrukcije, ki smo jih izračunali ob uporabi pseudo-tridimenzionalnega matematičnega modela (s programom EAVEK), se zelo dobro ujemajo z eksperimentalno dobljenimi vrednostmi. Da bi dobili dobro ujemanje rezultatov velikopanelne 10-etažne zgradbe, smo morali upoštevati podajnost medetažnih plošč v svoji ravnini in elastično vpetost konstrukcije. Tretja zgradba, ki smo jo analizirali, je bila 12-etažna okvirna konstrukcija. Pri tej zgradbi imajo zelo velik vpliv polnilne stene. Vpliv teh sten smo poskušali zajeti v modelu s pomočjo nadomestnih tlačnih diagonal, vendar se z računskimi rezultati nismo uspeli popolnoma približati eksperimentalnim.



V S E B I N A

	STRAN
1. UVOD .....	1
2. ZGRADBA TIPO "INDUSTROGRADNJA" .....	3
3. ZGRADBA TIPO "VRANICA" .....	24
4. ZGRADBA V ST. LOUISU .....	39
5. ZAKLJUČEK .....	53
6. ČLANEK "A COMPARISON OF DYNAMIC PROPERTIES OF BUILDINGS OBTAINED FROM NUMERICAL ANALYSES AND FULL-SCALE TESTS ", 7 <sup>th</sup> EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, ATENE, 1982 .....	55



## 1. U V O D

Pri analizi konstrukcij ima izredno velik pomen izbira matematičnega modela. Model, ki naj se uveljavi v vsakdanji praksi, mora biti po eni strani dovolj enostaven, po drugi strani pa mora dovolj natančno zajeti vse bistvene značilnosti konstrukcije.

Najbolj običajen matematični model za analizo horizontalno obteženih stavb je danes tako imenovani pseudo-tridimenzionalni model. Konstrukcijo sestavimo iz posameznih makroelementov (ravninski okviri, stene, jedra), ki so tlorisno poljubno razporejeni. Makroelementi (podkonstrukcije) so na nivoju etažnih plošč povezani z medetažnimi ploščami. Za plošče običajno predpostavimo, da so neskončno toge v svoji ravnini in da nimajo togosti pravokotno na svojo ravnino. Tak model ima samo po tri bistvene prostostne stopnje v vsaki etaži (dva pomika in torzijski zasuk). Pomiki zaradi vertikalne obtežbe niso upoštevani. V modelu tako ni upoštevana kompatibilnost osnih deformacij v stebrih, ki so skupni več okvirom, ali na mestih, kjer se stikajo stene, nosilne v raznih smereh. Elastična vpetost konstrukcije se običajno upošteva s pomočjo vzmeti. Za analizo pseudo-tridimenzionalnega modela je potreben računalnik. Stroški računalnika so pri uporabi takega modela majhni in priprava podatkov je zelo enostavna, če uporabljamo problemsko orientiran računalniški program (npr. program EAVEK).

Tudi pri uporabi opisanega modela obstaja nerazčiščenih še vrsta problemov pri modeliranju, npr. vpliv predelnih in polnilnih sten, parametri elastične vpetosti, določanje sodelujočih širin posameznih elementov in celo račun vztrajnostnih momentov armiranobetonskih prerezov (ali upoštevati homogen ali razpokan rezrez?). Poleg tega nekatere od navedenih predpostavk opisanega modela niso ustrezne za analizo nekaterih, sicer redkih tipov zgradb.

Ustreznost matematičnih modelov je treba verificirati eksperimentalno ali s primerjavo z rezultati, ki jih dajejo natančnejši modeli.

V zadnjem času so se po svetu in tudi pri nas pričele eksperimentalne raziskave dinamičnih karakteristik dejanskih konstrukcij. Te raziskave so večinoma omejene na elastično področje obnašanja. Eksperimentalni rezultati, dobavljeni na dejanskih konstrukcijah, predstavljajo dragocen material za proučevanje ustreznosti matematičnih modelov. Ti rezultati so včasih objavljeni v obliki publikacij, ki pa na žalost običajno ne vsebujejo kompletnih podatkov,

potrebnih za matematično simulacijo obnašanja konstrukcije, dodatno dokumentacijo pa je izredno težko najti.

V okviru naloge smo zbrali nekaj dokumentacije o dinamičnih raziskavah na treh večetažnih armiranobetonskih zgradbah. To so zgradbe tipa Industrogradnja v Zagrebu, zgradba tipa Vranica v Sarajevu in stanovanjska zgradba v St. Louisu (ZDA).

Tri zgradbe se po konstrukcijski zasnovi zelo razlikujejo. Prva je skoraj kvadratnega tlorisa, visoka (20 etaž) in z monolitnimi nosilnimi stenami, druga je sestavljena iz velikih panelov, ima 10 etaž in podolgovat tloris. Tretja ima 12 etaž, je skoraj kvadratnega tlorisa, nosilno konstrukcijo pa sestavljajo okviri, zapolnjeni s polnilnimi in fasadnimi stenami.

Sorazmerno dobro, čeprav ne popolno dokumentacijo nam je uspelo zbrati o prvi zgradbi. Razpoložljivi podatki o ostalih dveh zgradbah so nepopolni.

Za vsako od teh zgradb smo napravili numerične analize lastnih nihanj za celo vrsto matematičnih modelov. Rezultate smo primerjali z eksperimentalnimi in ugotavliali ustreznost modelov. Za račun velike večine modelov je bil uporabljen program EAVEK, le v izjemnih primerih, ki so v tekstu posebej omenjeni, so bili uporabljeni drugi programi.

Pri raziskavi sta poleg avtorjev sodelovala še Gorazd Strniša in Tone Zupanc.

Raziskava je bila izdelana v okviru raziskovalne naloge za Raziskovalno skupnost Slovenije z naslovom "Račun zgradb v potresnih območjih" v letu 1981.

## ZGRADBA TIPA "INDUSTROGRADNJA"

### 1. OPIS ZGRADBE

Zgradba je bila zgrajena leta 1971 v Zagrebu. Geometrija je prikazana na slikah 1 do 7. Tloris zgradbe je kvadraten dimenzijskih  $20 \times 20$  m z odsekanimi robovi. Višina zgradbe od temelja do vrha znaša 55.62 m. Skupno ima objekt 20 etaž. Klet je visoka 3.19 m, naslednjih 18 etaž ima višino 2.70 m, zgornja etaža - terasa pa je visoka 2.83 oziroma 3.83 m.

Konstrukcijski sistem predstavljajo monolitne armiranobetonske stene debeline 20 cm. Tlorisna razporeditev sten je dokaj simetrična v obeh smereh. Debelina medetažnih plošč znaša 15 cm. Projektirana marka betona je bila MB 30, dosežena pa od 28.4 do 49.2 MPa. Elastični modul betona znaša od 32100 do 42200 MPa, povprečje je 35800 MPa.

Okenski parapeti in stopnice so armiranobetonski prefabricirani elementi, ki so bili montirani po dovršitvi konstrukcije. Parapeti so povezani s konstrukcijo s štirimi armiranobetonskimi palicami, stiki pa so zaliti z malto. Predelne stene so zgrajene iz siporeksa debeline 7 cm. Vse zunanje betonske stene so z notranje strani obložene s siporeksom debeline 7 cm.

Objekt je temeljen na armiranobetonski plošči debeline 90 cm. Temeljna plošča sega približno 3 metre pod nivo terena. Dopustna napetost tal znaša 0.25 MPa pri centrični obremenitvi.

Konstrukcija je bila zgrajena z vertikalno drsnimi opaži. Najprej so bile betonirane vse stene, nato pa plošče z zamikom ene ali dveh etaž.

### 2. OPIS EKSPERIMENTA

Dinamične preiskave objekta so bile izvedene v dveh obdobjih, oktobra 1971 in junija 1972.

V prvem obdobju na objektu še ni bilo predelnih sten. Strešna konstrukcija in jaški za dvigala še niso bili zabetonirani. Pri stopnicah je bila v teku montaža žerjavov, v teku je bila tudi montaža okenskih parapetov. V zgornjih treh etažah so bili še opaži plošč. Minimalna starost betona konstrukcije je

je znašala 16 dni.

V drugem testnem obdobju je bila zgradba popolnoma zgrajena, vključno s stopnicami, strešno konstrukcijo, vsemi parapeti in predelnimi stenami. Večina obrtniških del in instalacij je bila izvršenih, v teku so bila le nekatera manjša dela, ki niso bistveno vplivala ne na maso in ne na togost objekta. V tem obdobju je torej stanje objekta ustrezalo končnemu stanju.

V obeh obdobjih so bili izvršeni eksperimenti, s katerimi so bile določene dinamične karakteristike konstrukcije: lastni nihajni časi in oblike ter koeficienti dušenja. V prvem testu sta bili vzbujeni po dve najnižji nihajni obliki v obeh pravokotnih smereh, v drugem testu pa poleg teh štirih oblik še dve najnižji torzijski obliki.

Opis eksperimentov in podrobni rezultati so podani v [1]. V našem poročilu bomo povzeli samo najvažnejše rezultate, ki nam bodo služili za primerjavo izračunanim rezultatom.

### 3. REZULTATI EKSPERIMENTOV

V [1] so podani nihajni časi, ki so bili dobljeni z različnimi velikostmi vzbujevalnih sil in se medsebojno malenkostno razlikujejo (do 2 %). Pri večjih vzbujevalnih silah so nihajni časi nekoliko večji, kar kaže na rahlo ne-linearno obnašanje konstrukcije. V tabeli 1 so podane povprečne vrednosti nihajnih časov iz [1], na slikah 9 - 11 pa so prikazane nihajne oblike.

Nihajni časi drugega eksperimenta so nekoliko višji od nihajnih časov prvega eksperimenta. Vzrok temu je večja masa objekta pri drugem eksperimentu. Poleg dodatne mase, ki je bila enakomerna razporejena po višini objekta (predelne stene, oblage, stopnice, podi), je obstojala pomembna dodatna masa na vrhu objekta, saj je bil dograjen del vrhnje etaže. Po drugi strani se togost konstrukcije ni bistveno spremenila. Manjšo spremembo sta povzročila dograditev vrhnje etaže in montaža vseh parapetov. Na žalost se obeh vplivov ni dalo računsko izvrednotiti. Nosični elementi vrhnje etaže se namreč tlorisno ne ujemajo z nosilnimi elementi spodnjih etaž in za upoštevanje tega vpliva bi bil potreben zelo komplificiran računski model. O montažnih parapetih, ki v času prvega eksperimenta še niso bili montirani, nimamo podatkov.

Razmerje med nihajnimi časi drugega in prvega eksperimenta je večje za 1.

nihajno obliko kot za 2. obliko. Razmerje 1. in 2. nihajnega časa znaša za nihanje v X in Y smeri okrog 4 in je nekoliko večje pri drugem eksperimentu kot pri prvem. Obe dejstvi je treba pripisati predvsem vplivu dodatne mase na vrhu. Vrednost razmerja nihajnih časov kaže na kombinacijo strižnih in upogibnih vplivov, saj znaša razmerje za togo vpet strižni nosilec 3, za togo vpet upogibni nosilec pa 6.3.

Torzijska nihanja so bila registrirana samo pri drugem eksperimentu. Razmerje med 1. in 2. nihajnim časom je blizu 3, kar kaže na prevladujoč vpliv Saint Venantove torzije. Približne vrednosti torzijskih nihajnih časov, ki bi ustrezale razmeram pri prvem eksperimentu, so podane v tabeli 1. v oklepajih.

Izmerjene nihajne oblike potrjujejo ugotovitev o kombinaciji strižnih in upogibnih vplivov. Iz oblik je razviden vpliv elastične vpetosti objekta v temeljna tla, saj so bili med poskusi registrirani pomiki temeljne plošče, očitno pa so se pojavili tudi zasuki. Nihajna oblika v X smeri, objavljena v [1], ima predvsem pri prvem eksperimentu dokaj nepravilno obliko, ki jo je težko razložiti s podatki, ki jih imamo na razpolago. Sumljiva je tudi precejšna razlika med obliko pri obeh eksperimentih. Ker je konstrukcija rahlo nesimetrična, so nihanja v posameznih smereh medsebojno povezana, vendar v splošnem pri vsaki nihajni obliki prevladuje določena smer. Posamezne nihajne oblike smo poimenovali po tej prevladujoči smeri.

Med eksperimentalnimi rezultati v [1] obstajajo tudi podatki o povezavi med horizontalnimi pomiki in torzijskimi zasuki (horizontalne nihajne oblike). Ker se vrednosti prvih treh nihajnih časov zelo malo razlikujejo, so te oblike zelo občutljive in že majhna sprememba računskega modela povzroči veliko spremembo v horizontalni nihajni oblik. Podobna ugotovitev velja za druge tri nihajne čase. Iz tega razloga nismo primerjali računskih in eksperimentalnih horizontalnih nihajnih oblik, saj bi bilo vsako ujemanje zgolj slučajno.

#### 4. MATEMATIČNI MODELI KONSTRUKCIJE

Obnašanje objekta med eksperimenti smo poskušali simulirati s pomočjo matematičnih modelov. Pri tem smo upoštevali mase, ki odgovarjajo prvemu eksperimentu. Te mase odgovarjajo lastni teži konstrukcije in so tako enostavno določljive. Poleg teh mas je bilo v času eksperimenta na konstrukciji še nekaj

dodatnih mas, ki jih v računu zaradi pomanjkanja podatkov nismo upoštevali. To so mase opaža zgornjih treh etaž, žerjava za montažo stopnic, parapetov in vse ostale mase, ki so morebiti bile v času eksperimenta na konstrukciji. Vse te mase so majhne v primerjavi z maso konstrukcije in bi, če bi jih v računu upoštevali, le malenkostno povečale izračunane nihajne čase. Predpostavljeni smo, da so vse mase koncentrirane v višini medetažnih plošč. Za račun masnega vztrajnostnega momenta smo predpostavljali, da je masa enakomerno porazdeljena po plošči.

etaža	masa (v tonah)	masni vztrajnostni moment (v tonah x m <sup>2</sup> )
1	314	20330
2	330	22530
3 - 18	325	21850
19	237	15930

Pri modelu konstrukcije smo upoštevali običajne predpostavke, da je konstrukcija elastična in da so medetažne plošče toge v svoji ravnini. Elastični modul je bil vzeti konstanten po celotni višini zgradbe, njegova vrednost je bila enaka povprečni vrednosti, dobljeni eksperimentalno ( $E = 35800 \text{ MPa}$ ). Višina prve etaže znaša 3.2 m, višina vseh ostalih etaž od druge do devetnajste pa 2.7 m. Konstrukcija je dokaj simetrična, zaznavna nesimetrija obstaja le pri parapetih v oseh A in E in pri obodnih stenah v kleti. Te nesimetrije so bile upoštevane v modelih.

Za račun je bil uporabljen program EAVEK. Pripravljena je bila vrsta matematičnih modelov in analizirano njihovo lastno nihanje v prostoru. Posamezni modeli so imeli sledeče značilnosti:

- Model 1. Vse stene so upoštevane kot konzole s pravokotnim prerezom. Zanemarjene so vse sodelujoče širine, preklade in parapeti.
- Model 2. Pri stenah so upoštevane tudi sodelujoče širine prečnih sten.
- Model 3. Kot model 2, dodatno so vzete v računu povezave s prekladami in parapeti (brez vogalnih preklad in brez montažnih parapetov). Pri prekladah sodelujoča širina plošče ni upoštevana.
- Model 4. Kot model 3, le da je upoštevana sodelujoča širina plošče pri prekladah.

- Model 5.** Dodatno so upoštevane vogalne preklade, ki povezujejo dve pravokotni steni.
- Model 6.** Običajna predpostavka pri računu zgradb pri vodoravni obtežbi je, da medetažne plošče nimajo togosti pravokotno na svojo ravnilo, kar pomeni, da so vsi makroelementi členkasto povezani. V naši raziskavi smo hoteli najti čim bolj natančen model konstrukcije, obenem pa smo želeli ugotoviti velikostne rede posameznih vplivov. Togost dela plošč pravokotno na njihovo ravnilo smo zajeli tako, da smo upoštevali okvire, ki jih tvorijo plošče in stene v smeri pravokotno na svojo ravnilo.
- Model 7.** Pri modelih 1 - 6 so bile stene v oseh 2 in 6 ločene od sten v oseh 3 in 5. Dejansko so te stene medsebojno elastično povezane. Iz tega razloga togost konstrukcije podcenjujemo, če posamezne stene obravnavamo ločeno, in jo precenjujemo, če obravnavamo vse stene kot togo povezano celoto. S posebno analizo smo ugotovili statične karakteristike omenjenega sklopa sten in jo upoštevali v modelu 7.
- Model 8.** Na mestih, kjer ni preklad, povezujejo posamezne stene samo medetažne plošče. Ta povezava se običajno vzame kot členkasta, kar pomeni, da se lahko prenašajo samo osne sile. V modelu 8 smo podobno kot v modelu 6 upoštevali upogibno togost plošč pri povezavi sten v oseh B, C in D. Stene v osi B smo tako računali kot steno s tremi vrstami odprtin, steni v osi C pa kot steno z eno vrsto odprtin.
- Model 9.** Dodatno so bili upoštevani še montažni parapeti. Pri tem je bila upoštevana toga povezava parapeta s stenami konstrukcije.
- Model 10.** Pri modelih 1 - 9 je bilo predpostavljeno, da je konstrukcija togo vpeta v temeljna tla. V modelu 10 smo upoštevali elastično vpetost konstrukcije (modela 9). Zaradi izredno pomanjkljivih podatkov smo se pri tem omejili na najenostavnejši način z vzmetmi, ki omogočajo translacije in rotacije toge temeljne plošče. Togost vzmeti smo izračunali po [2]. Izračun teh togosti je podan v Dodatku A. Ker program EAVEK ne omogoča direktnega upoštevanja elastične vpetosti konstrukcije, smo izračunali nadomestne konzole za vsako smer gibanja posebej (glej Dodatek B) in jih spodaj podaljšali za eno etažo. Statične značilnosti te etaže smo določili tako, da ustrezajo izračunanim vzmetem (glej Dodatek A).

Model 11. Da bi dobili nekoliko boljše ujemanje z eksperimentalnimi rezultati, smo pri modelu 10 nekoliko spremenili elastične karakteristike vpetosti in sicer:

- a) togost rotacijske vzmeti je večja za 50 % (faktor 1.5)
- b) togost translacijske vzmeti je pri 2. nihajni obliku večja za 50 % za X in Y smer nihanja in za 200 % (faktor 3.0) za torzijsko nihanje.

Model 10 je glede na dostopne podatke najpopolnejši model konstrukcije, ki smo ga trenutno sposobni pripraviti. Menimo, da dovolj dobro predstavlja dejansko konstrukcijo, nekoliko je podcenjena edino torzijska togost. Računsko torzijsko togost modela predstavljajo namreč upogibne togosti posameznih ravinarskih makroelementov, pomnožene s kvadrami njihovih oddaljenosti od koordinatnega izhodišča. Dejanska torzijska togost je večja, saj so posamezni ravinarski makroelementi medsebojno elastično povezani in tako celotna zgradba predstavlja nek tankostenski nosilec komplikiranega prereza. Njegovo obnašanje je nedvomno med tistim, ki ustreza zaprtemu profilu (S. Venantova torzija) in tistim, ki ustreza odprtemu profilu (to je dejansko upoštevano v računu). Računsko se lahko nekoliko približamo dejanski torzijski togosti, če dodamo še jedro zaprtega prereza. Karakteristike tega prereza morajo biti take, da simulirajo torzijsko togost dejanske konstrukcije, vendar trenutno nimamo na razpolago računalniškega programa, ki bi omogočal zanesljivo oceno torzijskega obnašanja tako velike konstrukcije.

Vse modele 1 - 10 je mogoče pripraviti s pomočjo podatkov o konstrukciji, torej že v fazi projektiranja. Pri modelu 11 smo upoštevali tudi eksperimentalne rezultate in z njihovo pomočjo korigirali elastično vpetost.

## 5. RAČUNSKI REZULTATI

Od velikega števila rezultatov, ki smo jih dobili pri analizi opisanih matematičnih modelov konstrukcije, zaradi preglednosti navajamo samo najbolj bistvene. V tabeli 1 so prikazani nihajni časi modelov 9, 10 in 11, v slikah 9 do 11 pa nihajne oblike teh modelov. V tabeli 2 je v procentih prikazan vpliv predpostavk, ki so bile upoštevane pri matematičnih modelih, na ekvivalentno togost konstrukcije. Način določanja te togosti je prikazan v Dodatku C. Tabela daje informacijo o pomembnosti različnih vplivov na računski model kon-

strukcije. Primerjava nihajnih časov kaže dobro ujemanje računskih osnovnih nihajnih časov modela 11 in prvega eksperimenta. Nihajni časi modela 9, ki ne upošteva elastične vpetosti, so prenizki, nihajni časi modela 10 pa previsoki. Ta razmerja kažejo, da obstaja vpliv elastične vpetosti, da pa po približnem računu po [2] ta vpliv nekoliko precenimo. Računsko dobljeni nihajni časi so nekoliko nižji, razmerja med 1. in 2. nihajnimi časi pa nekoliko višja od eksperimentalno dobljenih. To dejstvo je razumljivo za torzijska nihanja, saj pri računu torzijske togosti ni bilo upoštevano, da so ravninski makroelementi medsebojno elastično povezani in zato je računsko preveč podarjen vpliv ovirane torzije napram S. Venantovi torziji. Pri nihanju v X in Y smeri so razlike manjše, vendar kažejo, da je razmerje med strižno in upogibno togostjo dejanske konstrukcije nekoliko večje kot pri računskem modelu. Glede na to, da se razlike pojavijo šele pri upoštevanju elastične vpetosti in da se večajo s povečanjem elastičnosti vpetosti, sklepamo, da bi verjetno ob natančnejšem modeliranju elastične vpetosti dobili še ugodnejše ujemanje.

Tudi primerjava nihajnih oblik kaže zadovoljivo ujemanje računskih in eksperimentalnih rezultatov, posebno če se zavedamo sorazmerno precejšnje občutljivosti nihajnih oblik na majhne spremembe konstrukcije. Ta občutljivost je lepo razvidna iz primerjave nihajnih oblik, dobljenih pri prvem in drugem eksperimentu. Pri eksperimentalnih rezultatih si ne znamo razlagati čudne nihajne oblike v zgornjem delu v smeri X. Primerjava eksperimentalnih pomikov in pomikov modelov 10 in 11 na mestu vpetja jasno kaže, da togost translacijske vzmeti, s katero simuliramo elastično vpetost, ne more biti ista pri 1. in 2. nihajni obliku, pač pa mora biti pri 2. nihajni obliku približno 3x večja. Iz torzijskih nihajnih oblik je tudi razvidno, da bi bilo pri torziji potrebno upoštevati na mestu vpetja elastično vzmet, ki bi bila analogna vzmeti za zasuk pri upogibu.

V tabeli 3 so razvidni vplivi posameznih predpostavk na računsko togost konstrukcije. Presenetljiv je velik pomen vplivov, ki jih v praksi običajno ne upoštevamo. V vsakdanji praksi je najobičajnejši model 3, ki ima samo 43 % dejanske togosti togo vpete konstrukcije v X smeri, samo 29 % v Y smeri in samo 15 % torzijske togosti. Včasih se v praksi uporablja tudi model 2, ki ima samo 30,21 ozziroma 7 % dejanske togosti.

## 6. ZAKLJUČEK

Primerjava računskih in eksperimentalnih rezultatov kaže zadovoljivo ujemanje. Pri tem je bilo potrebno v računskega modelu upoštevati tudi vplive, ki jih običajno zanemarimo, vendar imajo presenetljivo velik pomen za togost objekta (okviri iz plošč in sten, elastična povezava sten, plošče kot preklade, montažni elementi). Zaznaven vpliv ima elastična vpetost konstrukcije. V model jo je najenostavnejše vključiti z dodatnimi vzmetmi. Togosti teh vzmeti, izračunane ob pomanjkljivih podatkih na enostaven način po [2], približno odgovarjajo za 1. obliko upogibnega nihanja. Vpliv elastične vpetosti na višje nihajne oblike je manjši kot pri osnovni obliki.

## 7. LITERATURA

- [1] J. Petrovski, D. Jurukovski, S. Perčinkov, Forced-Vibration Tests of a Reinforced Concrete Building Type "Industrogradnja" Zagreb, Constructed by the Slip Form System, IZIIS, Skopje, 1974.
- [2] I. L. Korčinski, Osnovi projektovanja zgrada u zemljotresnim oblastima, Gradjevinska knjiga, Beograd, 1964.
- [3] P. Fajfar, Š. Strojnik, Simplified Method for Computation of Earthquake Induced Shears and Overturning Moments in Regular Multistorey Structures, VII. svet. kongres o potresnem inženirstvu, Istanbul, 1980.

## DODATEK A: ELASTIČNA VPETOST

Elastična vpetost konstrukcije je upoštevana z vzmetmi, ki omogočajo horizontalne pomike in zasuke temeljne plošče konstrukcije. Togosti vzmeti so izračunane po [2], saj je edini razpoložljivi podatek o tleh dopustna napetost tal, ki znaša 0.25 MPa. Tej napetosti ustreza koeficient  $C_z = 45000 \text{ kN/m}^3$ . Togost vzmeti za horizontalno translacijo izračunamo po enačbi

$$K_x = C_x A_{tem} = 0.7 C_z A_{tem} = 0.7 \times 45000 \times 400 = 1.26 \times 10^7 \text{ kN/m}$$

togost vzmeti za rotacijo okoli horizontalne osi pa z enačbo

$$K_\phi = C_\phi J_{tem} = 2 C_z J_{tem} = 2 \times 45000 \times 13333 = 1.20 \times 10^9 \text{ kNm}$$

S pomočjo metode, opisane v Dodatku B, smo dejansko konstrukcijo nadomestili s tremi nadomestnimi konzolami. Dinamične karakteristike konzol so ustrezale dinamičnim karakteristikam konstrukcije pri nihanju v X in Y smeri ter pri torzijskem nihanju. Vpliv elastične vpetosti smo zajeli s fiktivno spodnjo etažo tako, da je celoten element predstavljal konzolo (konstrukcijo) na dveh stebrih (elastična vpetost). Karakteristike fiktivne spodnje etaže smo izračunali tako, da so bili pomiki in zasuki ravno enaki pomikom in zasukom zaradi elastične vpetosti.

Upoštevane označke :

$h$  ... višina fiktivne etaže

$A, A_s, J$  ... prerez, strižni prerez in vztrajnostni moment enega stebra

$d$  ... osna razdalja med stebroma v fiktivni etaži

$Q, M$  ... prečna sila in upogibni moment v prerezu tik nad fiktivno etažo

Glede na enačbe, ki so za konzolo na stebrih uporabljene v programu EAVEK, velja

$$\delta = \frac{Q h^3}{12 E(2 J)} + \frac{Q h}{G(2 A_s)} + \frac{M h^2}{d^2 E A} = \frac{Q}{K_x}$$

$$\phi = \frac{2 M h}{d^2 E A} = \frac{M}{K_\phi}$$

Iz druge enačbe sledi

$$K_\phi = \frac{d^2 E A}{2 h}$$

V prvi enačbi moti upogibni moment  $M$ , zato izberemo zelo majhno velikost fiktivne etaže (npr.  $10^{-4}$ ) in s tem praktično eliminiramo vpliv prvega in tretjega sumanda, kjer nastopa  $h$  v višji potenci.

Sledi

$$K_x = \frac{2 G A_s}{h}$$

Vrednosti  $A$ ,  $A_s$  in  $d$  izberemo tako, da odgovarjajo obema enačbama.

Nihajni časi in nihajne oblike, izračunani za nadomestno konstrukcijo, odgovarjajo ustreznim karakteristikam dejanske konstrukcije. Z opisano nadomestno konstrukcijo smo simulirali tudi vpliv elastične vpetosti pri torzijskem nihanju, le da smo pri tem upoštevali le koeficient  $K_x$ , medtem ko nismo dopuščali upogibnega zasuka ( $K_\phi = \infty$ ).

#### DODATEK B: DOLOČITEV NADOMESTNE KONZOLE

Vse pravilne konstrukcije v visokogradnji se pri horizontalni obtežbi deformirajo tako, da njihovo deformacijsko obliko lahko dovolj natančno predstavimo kot linearne kombinacije strižnega in upogibnega nosilca ([3]). Kot "pravilne" pojmujemo konstrukcije, ki imajo približno enake togosti in mase po višini objekta. Pri znani deformacijski liniji dejanske konstrukcije in pri znani obtežbi, ki je povzročila te deformacije, je mogoče določiti vztrajnostni moment in strižni presek nadomestne konzole, ki se pri enaki obtežbi deformira enako kot dejanska konstrukcija. Ta trditev velja za poljubno obtežbo. V našem primeru smo določali nadomestne konzole, ki so imele približno enake lastne nihajne čase in lastne nihajne oblike.

Najprej je treba določiti delež upogibnih in delež strižnih deformacij v deformacijski liniji. Predpostavimo, da velja

$$\Phi(x) = c_u \Phi_u(x) + c_s \Phi_s(x)$$

kjer je  $\Phi(x)$  normirana vrednost dejanskih horizontalnih pomikov na poljubni višini konstrukcije pri določeni obtežbi,  $\Phi_u(x)$  in  $\Phi_s(x)$  sta normirani deformacijski liniji strižnega in upogibnega nosilca pri enaki obtežbi,  $c_u$  in  $c_s$  pa sta neznana koeficienta. Ta dva koeficiente določimo, če napišemo enačbo za dve točki konstrukcije, npr. za vrh in sredino. V našem primeru, ko izhajamo iz osnovnih nihajnih oblik, ki jih normiramo tako, da so njihove vrednosti na vrhu enake 1, dobimo

$$\text{za vrh} \quad 1 = c_u + c_s$$

$$\text{za sredino} \quad \Phi(H/2) = 0.35 c_u + 0.75 c_s$$

in iz teh dveh enačb lahko izračunamo  $c_u$  in  $c_s$  za poljubno vrednost  $\Phi(H/2)$ .

Pri znanih koeficientih  $c_u$  in  $c_s$  potrebujemo za določitev karakteristik nadomestnega nosilca še en podatek in sicer bodisi absolutno vrednost pomika pri statični obtežbi ali vrednost osnovnega nihajnega časa. V našem primeru je znana vrednost nihajnega časa.

Pri izpeljavi enačb izhajamo iz znanih enačb za konzolne nosilce in sicer uporabimo izraze za

- pomik na prostem koncu konzole ( $\delta$ ) pri trikotni obtežbi, ki raste od mesta vpetja do prostega konca. Taka obtežba dobro aproksimira vztrajnostne sile pri osnovni nihajni obliki.
- osnovno frekvenco konzole  $\omega$ .

Upogibni nosilec

$$\delta_u = \frac{11 q H^4}{120 E J}$$

$$\omega_u = 3.516 \frac{E J}{m H^4}$$

Strižni nosilec

$$\delta_s = \frac{q H^2}{3 G A_s}$$

$$\omega_s = 1.571 \frac{G A_s}{m H^2}$$

$H$  ... višina konzole

$q$  ... največja vrednost pri trikotni obtežbi

$m$  ... porazdeljena masa

$E J$  in  $G A_s$  = iskane statične karakteristike nadomestne konzole

Ker predstavlja nadomestna konzola zaporedno vezavo strižnega in upogibnega nosilca, velja približno

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{1}{\omega_u^2} + \frac{1}{\omega_s^2} = \frac{1}{3.516^2} \frac{m H^4}{E J} + \frac{1}{1.571^2} \frac{m H^2}{G A_s}$$

Velja tudi

$$\frac{c_u}{c_s} = \frac{\delta_u}{\delta_s} = \frac{33 H^2}{120} \frac{G A_s}{E J}$$

Iz obeh enačb dobimo izraza za izračun iskanih statičnih karakteristik nadomestne konzole

$$E J = \omega^2 m H^4 (0.0809 + 0.1114 \frac{c_s}{c_u})$$

$$G A_s = \frac{3.636}{H^2} \frac{c_u}{c_s} E J$$

#### DODATEK C: DOLOČITEV EKVIVALENTNE TOGOSTI

Vsaki konstrukciji z več prostostnimi stopnjami lahko najdemo ustrezeno konstrukcijo z eno prostostno stopnjo, ki ima isto maso in isti osnovni nihajni čas. Togost te konstrukcije smo definirali kot ekvivalentno togost. Izračunamo jo z izrazom

$$k = \frac{4 \pi^2 m}{T^2}$$

kjer je m celotna masa konstrukcije in T osnovni nihajni čas konstrukcije.

V raziskavi smo ekvivalentno togost potrebovali zato, da smo lahko enostavno ocenili vpliv posameznih predpostavk na obnašanje konstrukcije. Vsako predpostavko, ki povzroči večjo togost konstrukcije, lahko smatramo kot dodaten element, ki je vzporedno vezan z ostalimi elementi konstrukcije. Pri taki vezavi velja pravilo o seštevanju togosti

$$k_2 = k_1 + \Delta k$$

kjer je  $k_1$  osnovna togost,  $\Delta k$  dodatna togost in  $k_2$  nova togost. Če poznamo

osnovni nihajni čas konstrukcije pred uvedbo nove predpostavke ( $T_1$ ) in po njej ( $T_2$ ), lahko izračunamo dodatno togost  $\Delta k$  s pomočjo enačbe

$$\Delta k = k_2 - k_1 = 4 \pi^2 m \left( \frac{1}{T_2^2} - \frac{1}{T_1^2} \right)$$

Če nas zanima razmerje togosti dveh različnih modelov, ga izračunamo z enačbo

$$\bar{k} = k_2/k_1 = T_1^2/T_2^2$$

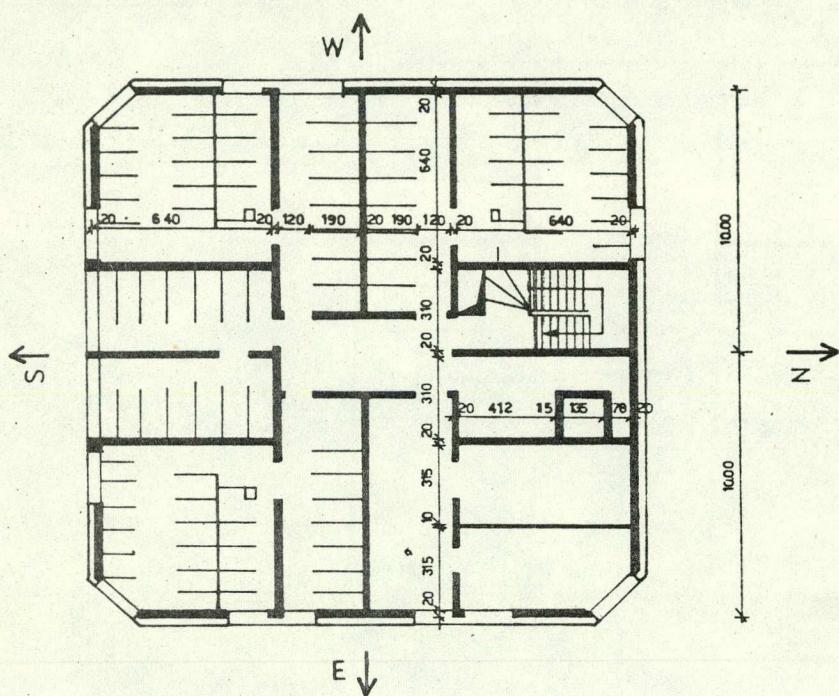
Ta izraz je bil v normirani obliki uporabljen v raziskavi za oceno vplivov posameznih predpostavk pri matematičnih modelih konstrukcije.

Pretežna smer nihanja	Nihajna oblika	Eksperiment			Model		
		1	2	2/1	9	10	11
X	I.	0.704	0.826	1.17	0.596	0.740	0.695
	II.	0.180	0.196	1.09	0.153	0.169	0.163
	I./II.	3.91	4.21		3.90	4.38	4.26
Y	I.	0.694	0.780	1.12	0.607	0.749	0.699
	II.	0.182	0.196	1.08	0.153	0.169	0.164
	I./II.	3.81	3.98		3.97	4.43	4.26
Torzija	I.	(0.641)	0.718	(1.12)	0.653	0.663	0.642
	II.	(0.215)	0.234	(1.09)	0.174	0.184	0.176
	I./II.	(2.98)	3.07		3.75	3.60	3.65

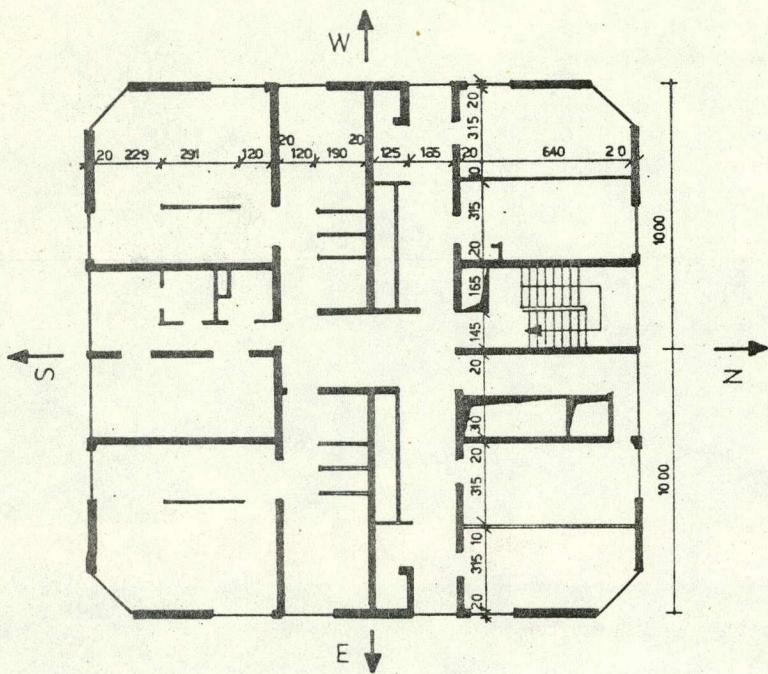
Tabela 1. Povprečne vrednosti po [1] in izračunani nihajni časi (v sekundah)  
Vrednosti v oklepajih niso merjene, pač pa izračunane z ekstrapolacijo.

Predpostavka	Model	Smer		
		X	Y	Torzija
Stene kot konzole brez sodelujoče širine	1	13	14	5
Sodelujoča širina sten	2 - 1	17	7	2
Povezave s prekladami	3 - 2	13	7	8
Sodelujoča širina plošče pri prekladah	4 - 3	1	0	0
Vogalne preklade	5 - 4	10	8	30
Okviri iz plošč in sten	6 - 5	5	8	3
Elastična povezava sten	7 - 6	0	29	7
Plošče kot preklade	8 - 7	41	0	7
Montažni parapeti	9 - 8	0	26	38
Togo vpeta konstrukcija	10	100	100	100
Elastična vpetost po računu	10 - 9	-35	-34	- 3
Korigirana elastična vpetost	11 - 9	-27	-26	- 1

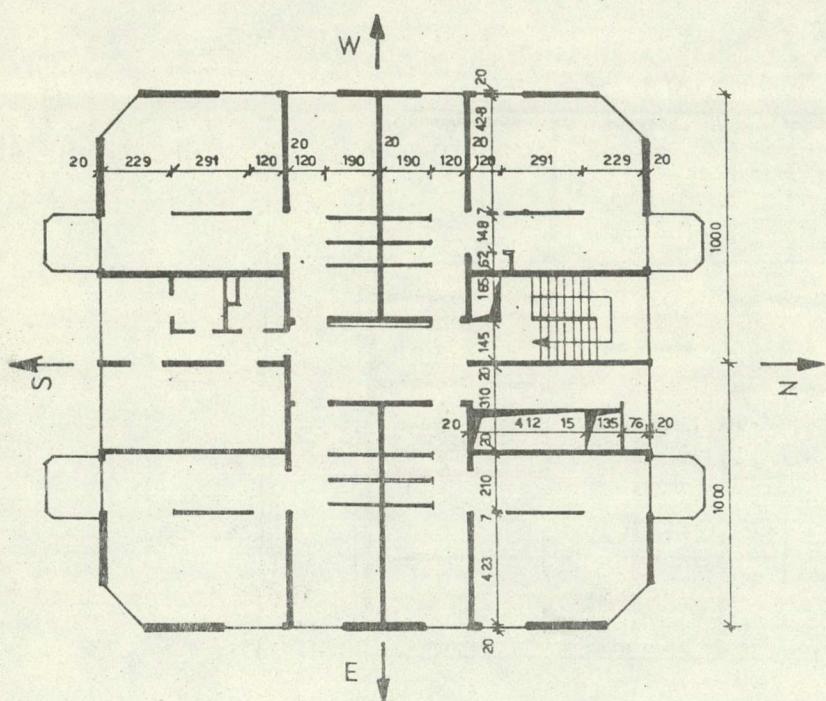
Tabela 2. Vplivi posameznih predpostavk na ekvivalentno togost matematičnih modelov v %



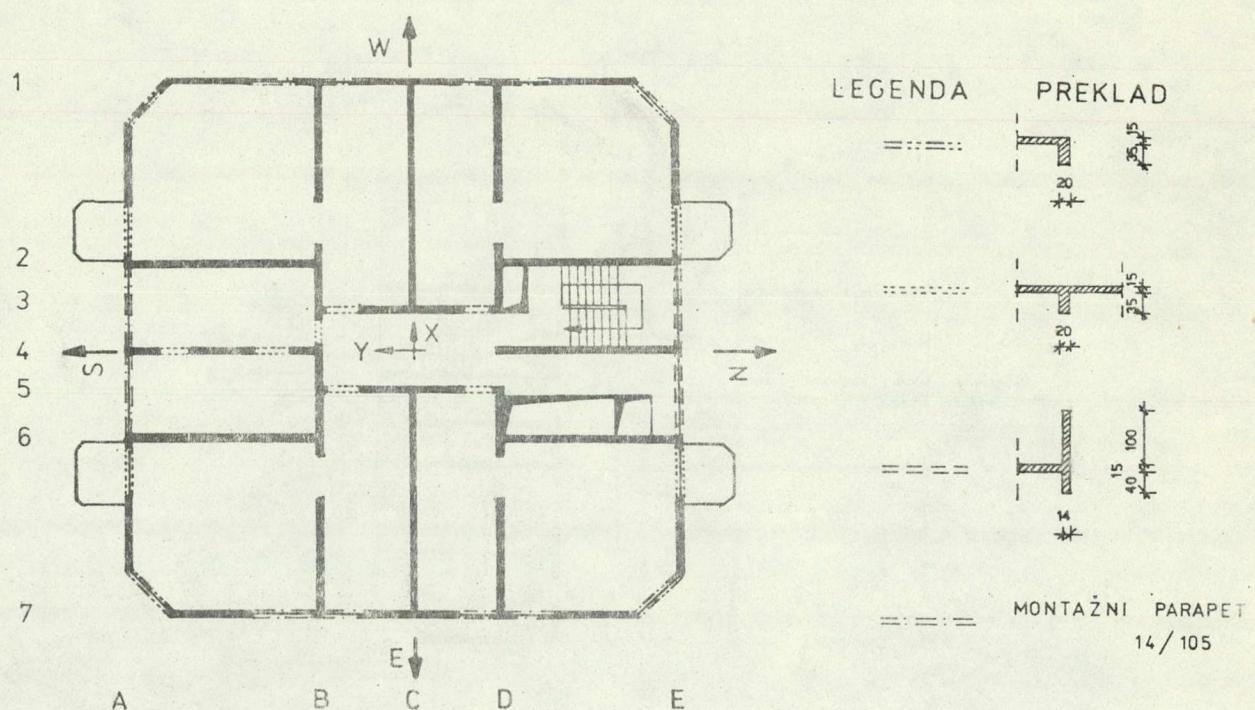
Slika 1. Tloris kleti



Slika 2. Tloris pritličja

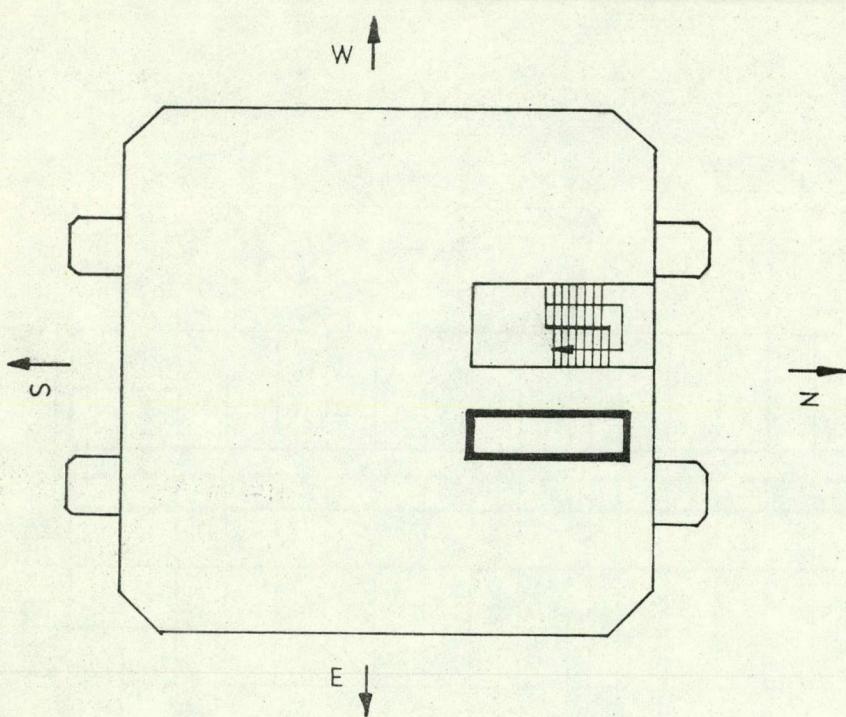


Slika 3. Tloris tipične etaže

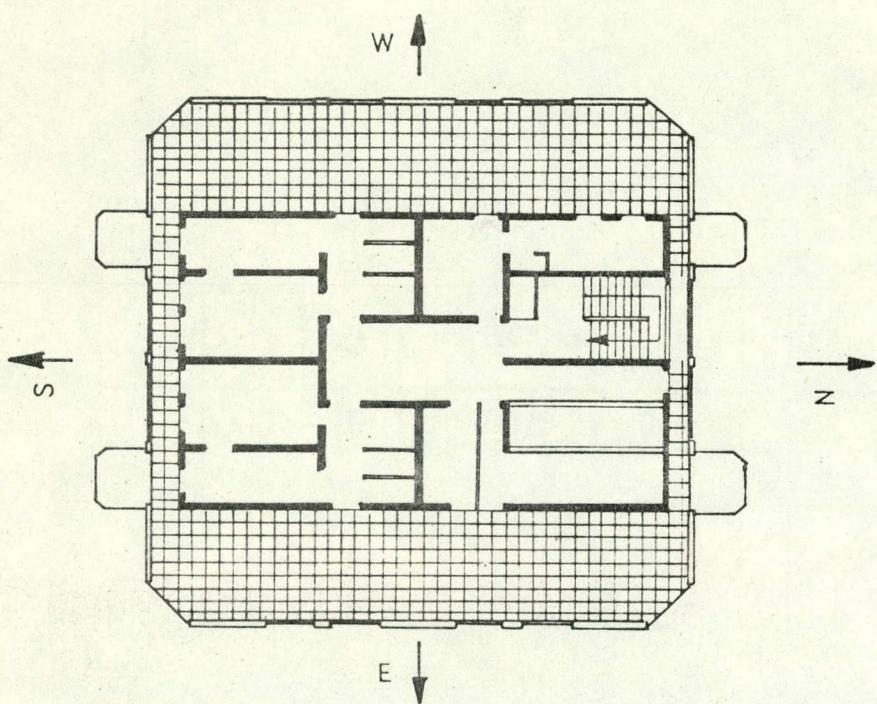


Slika 4. Tipična etaža

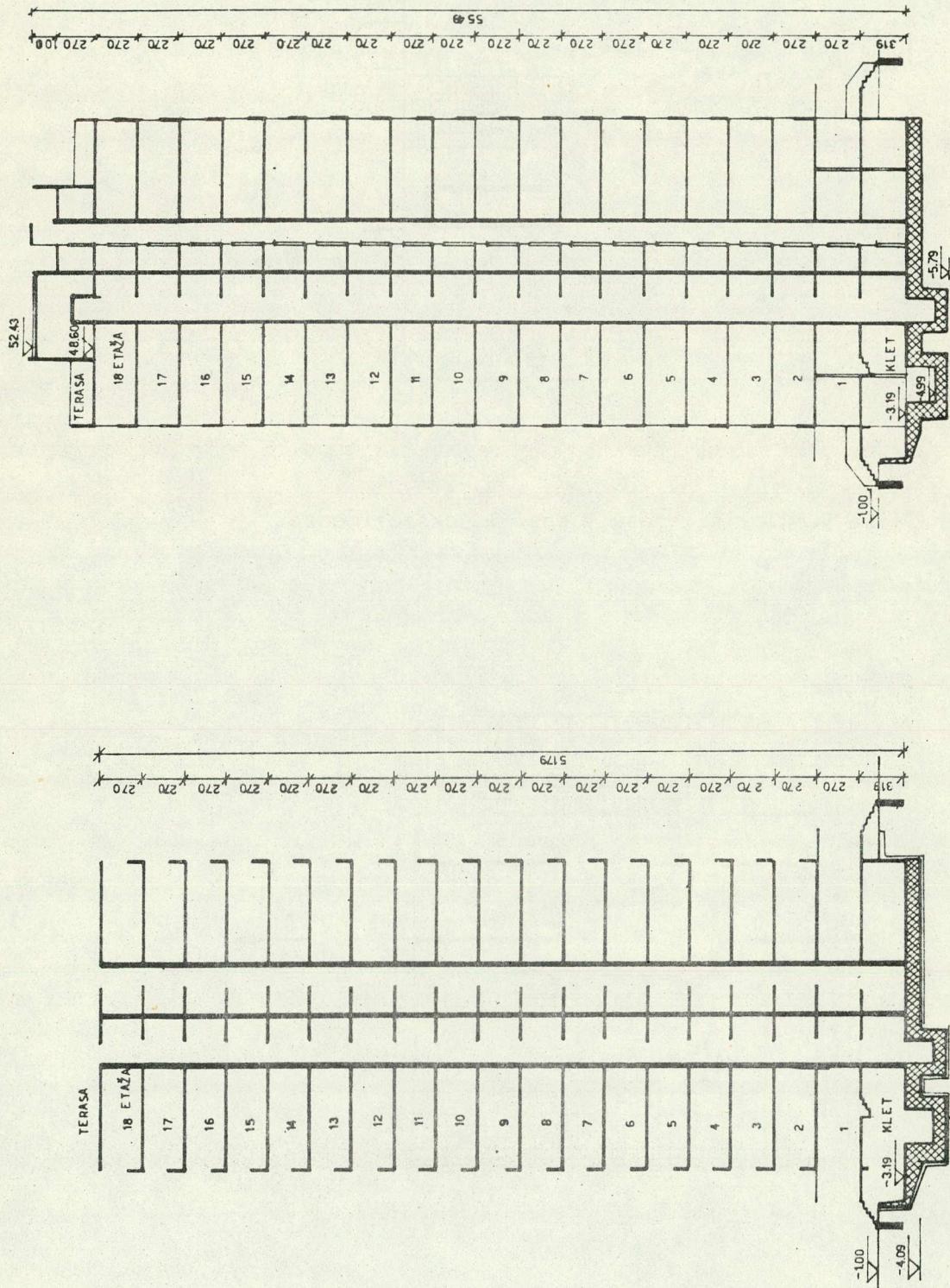
Oznake preklad in parapetov, oznake osi



Slika 5. Tloris terase v času 1. eksperimenta

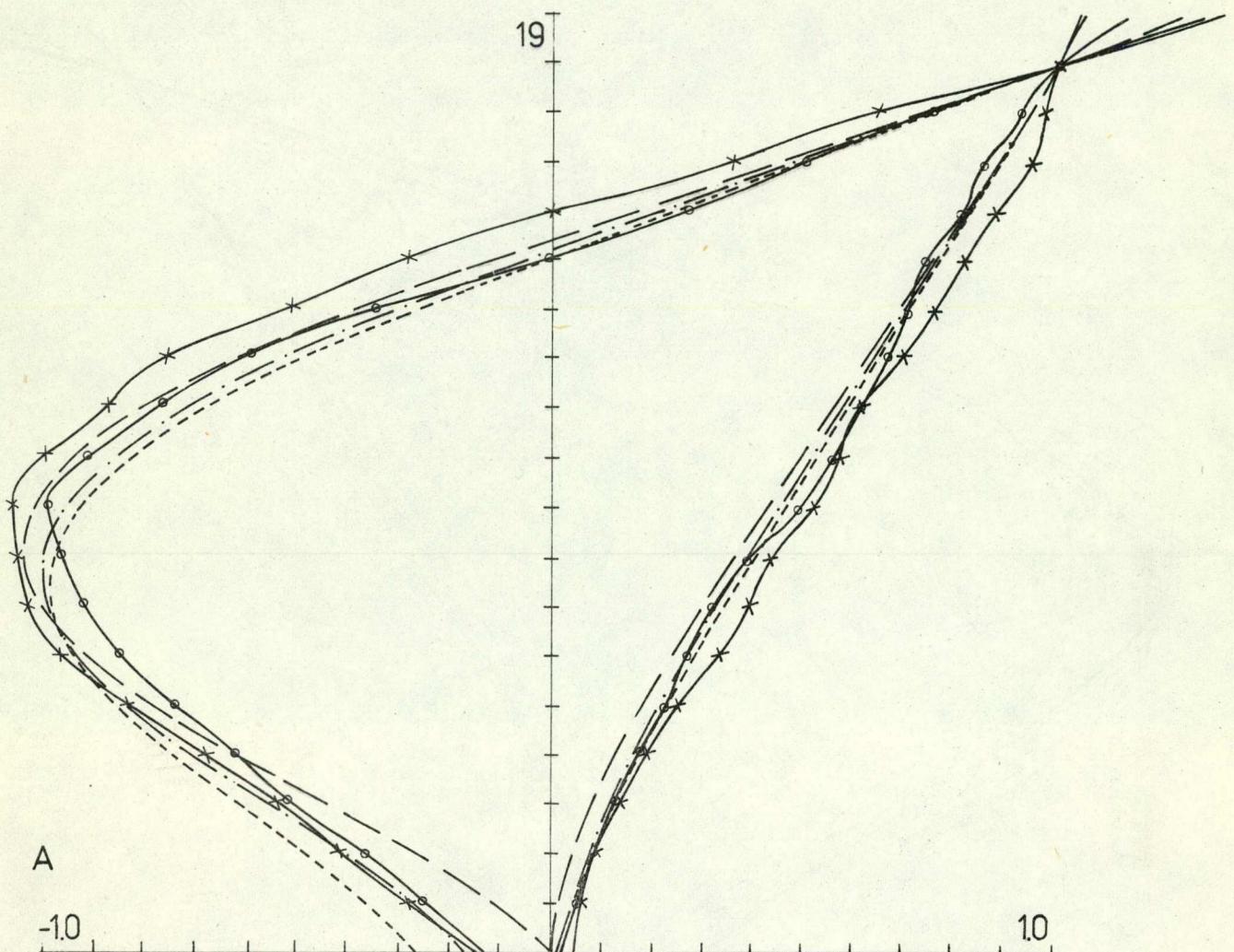


Slika 6. Tloris terase v času 2. eksperimenta



Slika 8. Presek konstrukcije v času 2. eksperimenta

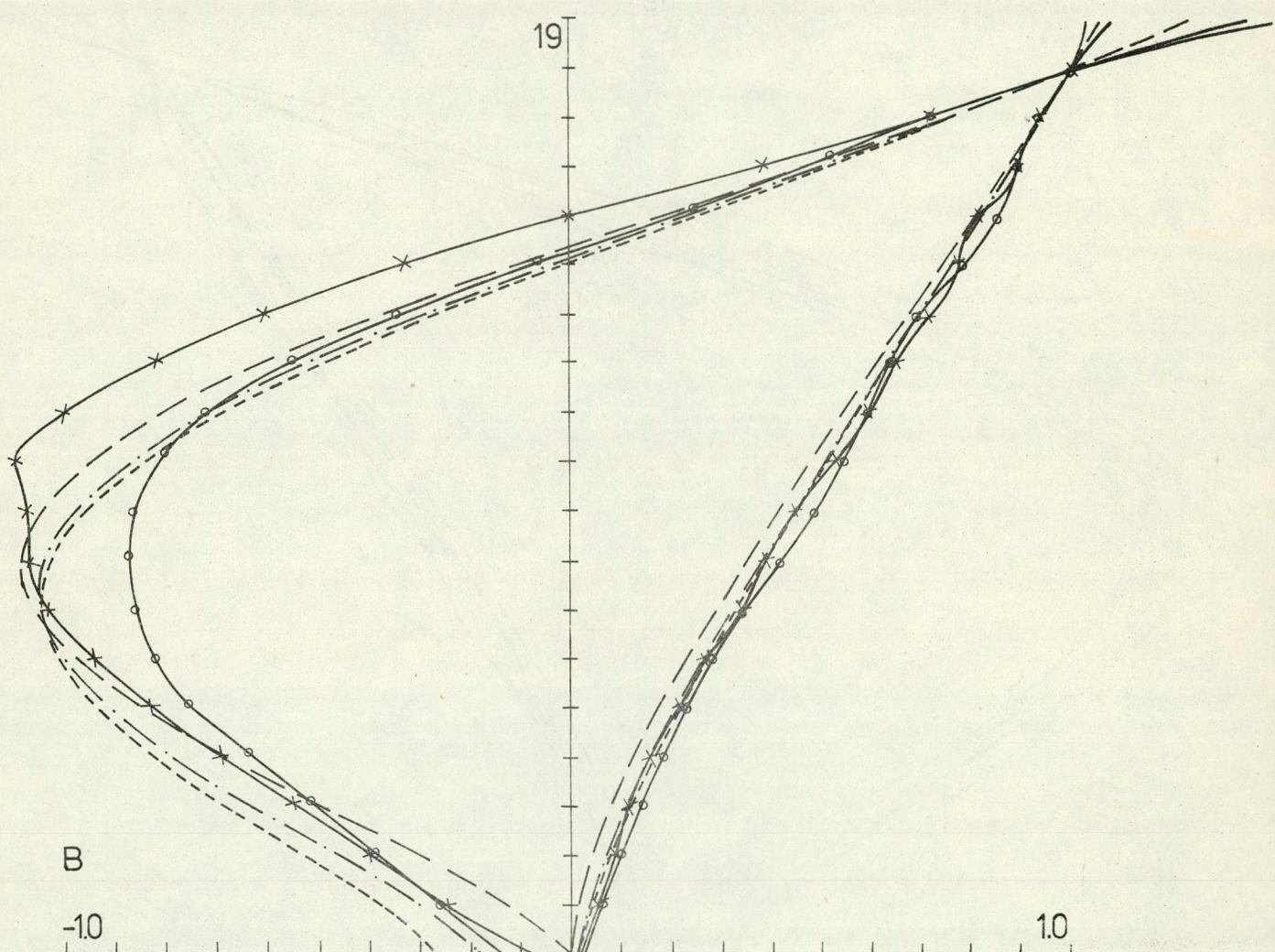
Slika 7. Presek konstrukcije v času 1. eksperimenta



## LEGENDA

- EKSPERIMENT 1
- ×—× EKSPERIMENT 2
- MODEL 9
- - - MODEL 10
- — MODEL 11

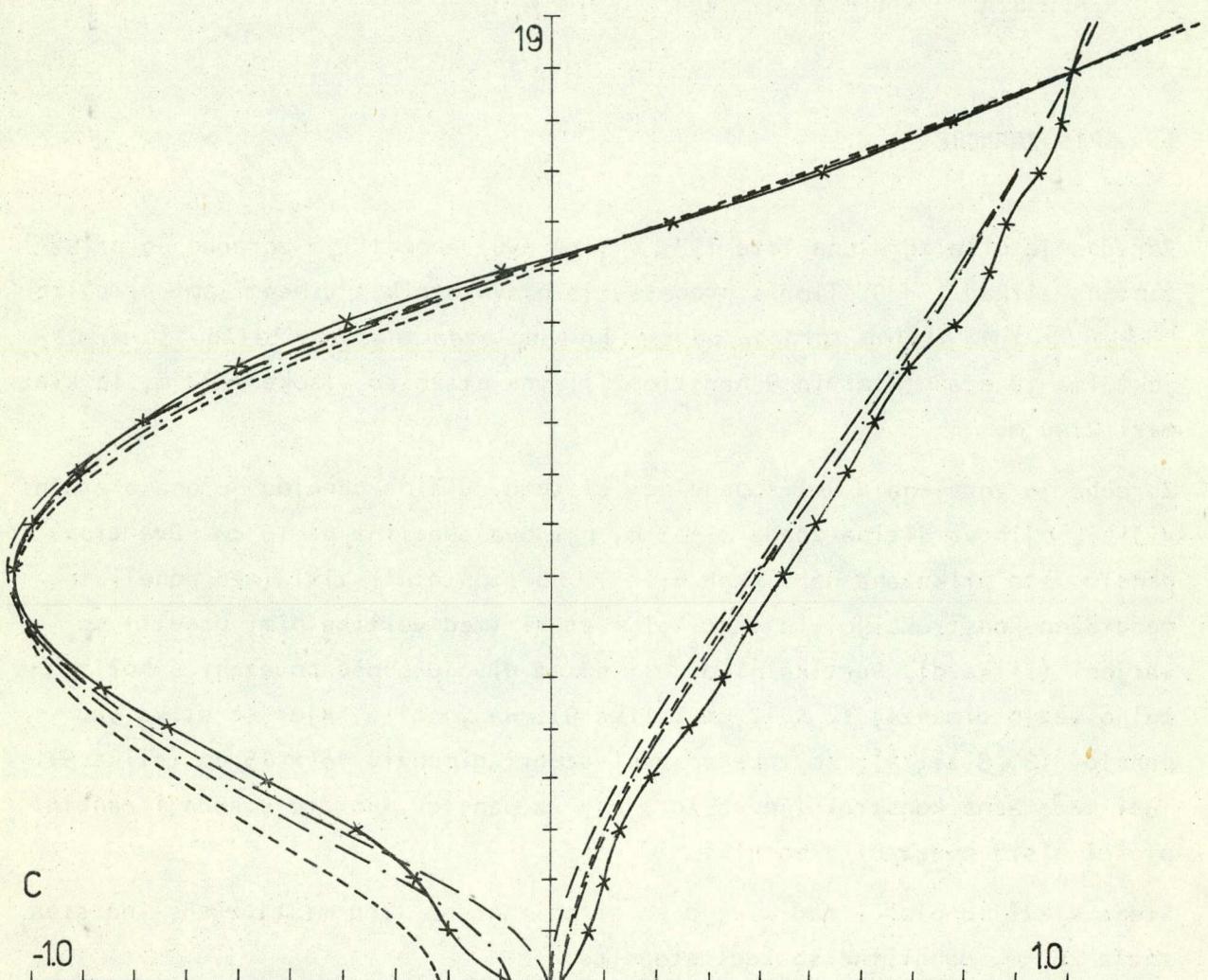
Slika 9. 1. in 2. nihajna oblika X - smer



## LEGENDA

- EKSPERIMENT 1
- ×— EKSPERIMENT 2
- MODEL 9
- MODEL 10
- MODEL 11

Slika 10. 1. in 2. nihajna oblika  $Y$  – smer



## LEGENDA

- x — EKSPERIMENT 2
- - - MODEL 9
- - . MODEL 10
- — MODEL 11

Slika 11. 1. in 2. nihajna oblika - torzija

## ZGRADBA TIPA "VRANICA"

### 1. OPIS ZGRADBE

Zgradba je bila zgrajena leta 1973 v Sarajevu. Geometrija zgradbe je prikazana na slikah 1 - 5. Tloris predstavlja pravokotnik z dimenijami približno  $12.6 \times 45.3$  m. Višina zgradbe od temeljev do vrha znaša približno 30 m. Objekt ima 10 etaž (klet in 9 nadstropij), vse etaže so visoke 2.70 m, le klet meri 2.40 m.

Zgradba je zgrajena v velikopanelnem sistemu. Višina panelov je enaka etažni višini, njihova širina znaša 2 - 3 m, njihova debelina pa 15 cm. Dva tipa panelov sta prikazana na slikah 6 in 7. Horizontalni stiki (med paneli in medetažno konstrukcijo) in vertikalni stiki (med vertikalnimi paneli) so varjeni (slika 8). Vertikalni paneli so na nivoju plošč povezani s horizontalno vezjo dimenzij  $12 \times 12$  cm (slika 9). Na vogalih, kjer se stika več panelov (2, 3 ali 4), so zabetonirani stebri dimenzij  $15 \times 15$  cm (slika 9). Tudi medetažne konstrukcije so zgrajene iz panelov. Po dve naslednji panelni plošči nista povezani z mozniki.

Stene kleti in plošča nad kletjo so betonirane na licu mesta. Debelina sten znaša 25 cm. Monolitne so tudi stopnice.

Predelne in fasadne stene so iz lahkih elementov debeline 5 - 7 cm. Marka betona v času eksperimenta je zelo nihala, saj je znašala od 25.2 do 62.4 MPa. Elastični modul se je spremenjal od 29000 do 41900 MPa, povprečje je znašalo 35000 MPa. Na lokaciji objekta obstaja sloj zelo slabo nosilne gline, zato je zgradba temeljena na 134 pilotih tipa Franki premera 406 mm. Piloti segajo 6 - 7 m globoko v sloj dobro nosilnega peska. Na nivoju fundiranja so povezani v dveh pravokotnih smereh z armiranobetonskimi gredami dimenzij  $60 \times 80$  cm. Razporeditev pilotov in gred je prikazana na sliki 1. Medtem ko je sama konstrukcija skoraj simetrična, so temeljna tla nesimetrična. Zgradba je zgrajena na nagnjenem terenu, tako da je vrh temeljev na severni strani skoraj 1 m nad terenom, na južni strani pa več kot 1 m pod terenom.

## 2. OPIS EKSPERIMENTA

Dinamične preiskave so bile izvršene v času, ko je bil objekt v zaključni fazi obrtniških del. Dela, ki še niso bila izvršena, niso imela vpliva na togost in maso konstrukcije. Eksperimentalno so bili določeni nihajni časi in oblike ter karakteristike dušenja. Vzbujenih je bilo 5 najnižjih oblik nihanja, od tega sta bili dve pretežno v smeri N - S, dve pretežno v smeri E - W in ena torzijska. Opis eksperimentov in podrobni rezultati so podani v [1]. V našem poročilu bomo povzeli samo najvažnejše rezultate, ki nam bodo služili za primerjavo izračunanim rezultatom.

## 3. REZULTATI EKSPERIMENTA

V [1] so podani nihajni časi, ki so bili dobljeni z različnimi velikostmi vzbujevalnih sil in se medsebojno razlikujejo (do 3 %). Pri večjih vzbujevalnih silah so nihajni časi nekoliko večji, kar kaže na rahlo nelinearno obnašanje konstrukcije. V tabeli 1 so podane povprečne vrednosti nihajnih časov iz [1], na slikah 10 in 11 pa so prikazane nekatere nihajne oblike. Ker je konstrukcija malo nesimetrična, so nihanja v posameznih smereh medsebojno povezana, vendar pri vsaki nihajni obliki prevladuje določena smer. Iz rezultatov sta jasno razvidna pomembna vpliva elastične vpetosti konstrukcije v temeljna tla in deformacij plošč v njihovi ravnini. Oba vpliva, ki sta pri običajnih konstrukcijah manj pomembna, sta tokrat zaradi posebnosti zgradbe zelo izrazita. Objekt je namreč zelo tog in temeljen na slabo nosilnih tleh, ta kombinacija pa povzroča velik vpliv elastične vpetosti. Zgradba ima zelo podolgovat tloris, stene v prečni smeri so zelo toge, plošča pa ni monolitna, pač pa sestavljena iz panelov, zato ne more zagotoviti toge povezave vseh sten.

## 4. MATEMATIČNI MODELI KONSTRUKCIJE

Obnašanje objekta med potresi smo poskušali simulirati s pomočjo matematičnih modelov zgradbe.

Pri določevanju mas smo lahko dokaj natančno analizirali mase same konstruk-

cije, med tem ko smo ostale mase zaradi pomanjkanja podatkov lahko le približno ocenili. Ker masa same konstrukcije predstavlja zelo velik del celotne mase, menimo, da so izračunane mase dovolj blizu dejanskim. Za račun masnega vztrajnostnega momenta smo predpostavili, da je masa enakomerno porazdeljena po plošči.

etaža	masa (v tonah)	masni vztrajnostni moment (v tonah x m <sup>2</sup> )
1	544	99860
2	463	84990
3 - 9	458	84160
10	435	79920

Pri modelu konstrukcije smo največjo pozornost posvetili prečni (E - W) smeri. Samo pri tej smeri namreč prideta do izraza vpliva elastične vpetosti in deformabilnosti plošč. Predpostavili smo, da je povezava med posameznimi paneli toga in da se tako povezani paneli obnašajo kot monolitne stene. Posamezne stene so medsebojno povezane s prečkami. Pri stenah so upoštevane sodelujoče širine pravokotnih sten. Na ta način smo lahko dokaj natančno modelirali obnašanje posameznih nosilnih elementov (sten) pri majhnih obremenitvah.

Analizirali smo tri računske modele.

Model A. Običajen model, kjer je bilo predpostavljeno, da so medetažne plošče popolnoma toge v svoji ravnini. Uporabljen je bil program EAVEK.

Model B. Upoštevana je bila podajnost medetažnih plošč. Za račun je bil uporabljen program SABFLES (modificiran program SAP IV, ki upošteva podajnost plošč [2]).

Model C. Elastično vpet model A.

Elastično vpetost konstrukcije smo upoštevali z vzmetmi, ki omogočajo translacijo in rotacijo temeljev. Zaradi izredno pomanjkljivih podatkov o temeljnih tleh in zaradi komplikiranega računa temeljenja (na pilotih), nismo niti poskušali izračunati karakteristik vzmeti iz podatkov o konstrukciji in tleh. Iz eksperimentalnih rezultatov je namreč na prvi pogled razvidno, da je vpliv elastične vpetosti pomembnejši od vpliva deformabilnosti konstrukcije. Napake pri določanju karakteristik vzmeti, do katerih bi nujno prišlo ob uporabi zelo pomanjkljivih podatkov in zelo grobih metod, bi tako nujno povzročile

popolnoma napačne rezultate. Iz tega razloga smo za določitev karakteristik vzmeti uporabili eksperimentalne podatke. Postopek je opisan v Dodatku A.

Z vzdolžno (N - S) smerjo objekta se nismo mnogo ukvarjali iz več razlogov. Predvsem nismo prepričani, da prikazani tlorisiti (po [1]) popolnoma odgovarjajo dejanskemu stanju, saj imamo na razpolago še drugo verzijo tlorisov, po katerih obstajajo vzdolžne stene tudi v sredini tistih polj, ki po prikazanih tlorisih teh sten nimajo. Vzdolžne stene le malo doprinašajo k torzijski odpornosti celotne konstrukcije. Pri nihanju v vzdolžni smeri ne prideta do izraza močna vpliva elastične vpetosti in podajnosti plošč, ki predstavljata posebno zanimivost obravnavane zgradbe pri nihanju v prečni smeri. Iz navedenih razlogov se nismo posebno trudili, da bi našli za vzdolžno smer model, ki bi dajal podobne rezultate kot eksperiment. Upoštevali smo stene po prikazanih tlorisih, sodelujočo širino prečnih sten in dodatne okvire, ki jih tvorijo plošče in stene pravokotno na smer svoje nosilnosti.

Elastični modul je bil vzet enak za vso konstrukcijo in je bil enak povprečnemu eksperimentalno določenemu modulu  $E = 35000 \text{ MPa}$ . Vse etažne višine modela A so bile enake etažnim višinam dejanske konstrukcije. Pri modelu B, ki je neprimerno bolj kompliciran od modela A, smo združili po dve etaži in računali 5-etažno konstrukcijo približno ekvivalentne togosti.

## 5. RAČUNSKI REZULTATI

Izračunani nihajni časi so prikazani v tabeli 1, izračunane nihajne oblike pa v slikah 10 in 11.

Primerjava nihajnih časov v smeri N - S kaže, da so izračunani nihajni časi precej večji od eksperimentalno določenih. V poglavju 4 smo utemeljili, zakaj se s to smerjo nismo podrobno ukvarjali. Predvidevamo, da je v matematičnem modelu, ki je pripravljen po tlorisih v [1], upoštevanih manj nosilnih elementov, kot jih ima dejanska konstrukcija. Precejšnja razlika med modeloma A in B nastopi predvsem zaradi poenostavljenega modeliranja N - S smeri v modelu B.

Iz primerjave nihanja v smeri E - W lahko naredimo več pomembnih zaključkov. Predvsem je iz prve (pretežno translacijske) in iz druge (pretežno torzijske) nihajne oblike očiten izredno velik vpliv elastične vpetosti konstrukcije. Analiza, opisana v dodatku A, je pokazala, da kar 60 % pomika na vrhu zgrad-

be izhaja iz elastične vpetosti konstrukcije in samo 40 % iz podajnosti konstrukcije (slika 10). Nihajna oblika, ki je bila izračunana za model A in korigirana zaradi elastične vpetosti, se izredno dobro ujema z eksperimentalno (slika 10). To kaže na to, da je konstrukcija dobro modelirana in da je mogoče z enostavnim modelom elastične vpetosti z nadomestnimi vzmetmi doseči zelo zadovoljive rezultate. Problem pri tem seveda predstavlja določitev konstant vzmeti. Pri obravnavani zgradbi smo pri določevanju vzmeti izhajali iz eksperimentalnih rezultatov, ki jih pri projektiranju seveda nimamo na razpolago.

Druge (torzijske) nihajne oblike nismo korigirali zaradi elastične vpetosti, vendar je očitno, da so razmere podobne kot pri prvi obliki.

Primerjava rezultatov modelov A in B za prvi dve obliki kaže, da pri teh oblikah podajnost plošče le malo vpliva na rezultate. Primerjava rezultatov modela B z eksperimentalnimi horizontalnimi oblikami kaže, da model nekoliko precenjuje podajnost plošče.

Zanimiva je četrta nihajna oblika, ki je z običajno predpostavko o togi plošči (model A) ne moremo dobiti. To obliko, ki predstavlja deformacije plošč, je bilo mogoče dokaj zadovoljivo izračunati z modelom B. Nihajni časi se skoraj ujemajo, vendar pri modelu B ni upoštevana elastična vpetost, ki povreča računske nihajne čase. Ta vpliv je sicer pri tej nihajni obliki manjši kot pri osnovnih oblikah, vendar je tudi iz te primerjave mogoče sklepati, da je podajnost plošče v modelu B nekoliko precenjena.

Primerjava horizontalnih nihajnih oblik (slika 11) kaže, da je dejanska povezava med translatornim in torzijskim nihanjem večja kot računska. Vzrok za to je treba iskati v dejstvu, da je konstrukcija sicer skoraj simetrična (to je upoštevano v računu), spreminja pa se nivo terena in s tem elastična vpetost.

## 6. ZAKLJUČEK

Obravnavani objekt je precej netipičen, saj na njegove dinamične karakteristike zelo bistveno vplivajo elastična vpetost in podajnost plošč. Računski rezultati kažejo, da je mogoče vpliv elastične vpetosti zelo dobro zajeti z nadomestnimi vzmetmi. Problem pri tem predstavlja določanje togosti vzmeti

v fazi projektiranja, ko ni na razpolago eksperimentalnih podatkov. Tudi podajnost plošče je mogoče računsko zadovoljivo upoštevati. Bistven vpliv podajnosti plošče se kaže v tem, da se pojavijo nihajne oblike, ki jih z običajnimi metodami računa ni mogoče zajeti. Podajnost plošče vpliva tudi na običajne nihajne oblike, vendar v obravnavanem primeru zelo malo. Ta vpliv bi bil nedvomno večji, če bi bila zgradba nižja.

#### LITERATURA

- [1] J. Petrovski, D. Jurukovski, S. Perčinkov,  
Forced - Vibration Test of a 9-storey Building in Sarajevo, Constructed  
by the System "Vranica", Report DTL 4 - 75, Skopje, 1975.
- [2] Janez Duhovnik,  
Prireditev programa SAP IV za računanje vpliva podajnosti stropov.  
Raziskava v okviru raziskovalne naloge za RSS "Račun večetažnih  
konstrukcij pri seizmični obtežbi, II. del, št. naloge 5994-77,  
Ljubljana, 1978.
- [3] I. L. Korčinski,  
Osnovi projektovanja zgrada u zemljotresnim oblastima, Gradjeinska  
knjiga, Beograd, 1964.

## DODATEK A: DOLOČITEV ELASTIČNE VPETOSTI IZ EKSPERIMENTALNIH REZULTATOV

Predpostavljeno je, da lahko osnovno nihajno obliko elastično vpete konstrukcije izrazimo kot linearne kombinacije nihajne oblike toga vpete konstrukcije ter nihajnih oblik toge konstrukcije pri pomiku in zasuku temelja

$$\Phi(x) = c_k \Phi_k(x) + c_p \Phi_p(x) + c_z \Phi_z(x) \quad \dots (1)$$

Nihajno obliko toga vpete konstrukcije  $\Phi_k$  izračunamo s programom EAVEK, nihajni obliki  $\Phi_p$  in  $\Phi_z$  pa predstavlja konstanta in premica. Dejanska nihajna oblika je dobijena eksperimentalno. Če enačbo (1) napišemo za tri preze (najbolje za preze na mestu vpetja, na sredini in na vrhu objekta), dobimo tri enačbe za tri iskane koeficiente  $c_k$ ,  $c_p$  in  $c_z$ .

V obravnavanem primeru smo izračunali vrednosti  $c_k = 0.4$ ,  $c_p = 0.1$ ,  $c_z = 0.5$ , iz česar je razvidno, da pri osnovni nihajni obliku le 40 % deformacije na vrhu izhaja iz podajnosti konstrukcije, kar 60 % pa iz podajnosti temeljev.

Naslednja naloga je določitev togosti vzmeti, ki simulirajo elastično vpetost konstrukcije. Pri tem uporabimo enačbe za

- pomik na prostem koncu elastične vpete toge konzole ( $\delta$ ) pri trikotni obtežbi, ki raste od mesta vpetja do prostega konca. Taka obtežba dobro aproksimira vztrajnostne sile pri osnovni nihajni obliku.
- za določitev frekvence elastično vpete konzole  $\omega$ .

Vpliv pomika temelja

$$\delta_p = \frac{q H}{2 K_x}$$

$$\delta_z = \frac{q H^3}{3 K_z}$$

$$\omega_p = \frac{M}{K_x}$$

$$\omega_z = \frac{M_z}{K_\phi}$$

$H$  ... višina konzole

$q$  ... največja vrednost pri trikotni obtežbi

$M$  ... celotna masa

$M_z$  ... masni vztrajnostni moment glede na mesto vpetja

$K_x, K_\phi$  ... togost translacijske oziroma rotacijske vzmeti

Ker predstavlja elastično vpeta konzola zaporedno vezavo togo vpete konzole in elastično vpete toge konzole, velja približno

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{1}{\omega_k^2} + \frac{1}{\omega_p^2} + \frac{1}{\omega_z^2} = \frac{1}{\omega_k^2} + \frac{K_x^2}{M^2} + \frac{K_\varphi^2}{M_z^2}$$

Velja tudi

$$\frac{c_p}{c_z} = \frac{\delta_p}{\delta_z} = \frac{3 K_\varphi}{2 K_x H^2}$$

Iz obeh enačb dobimo pri znanih frekvencah  $\omega$  (iz eksperimenta) in  $\omega_k$  (iz programa EAVEK) iskani togosti  $K_x$  in  $K_\varphi$ . V obravnavanem primeru smo izračunali

$$K_x = 6.5 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

$$K_\varphi = 6.1 \times 10^8 \text{ kN/m}$$

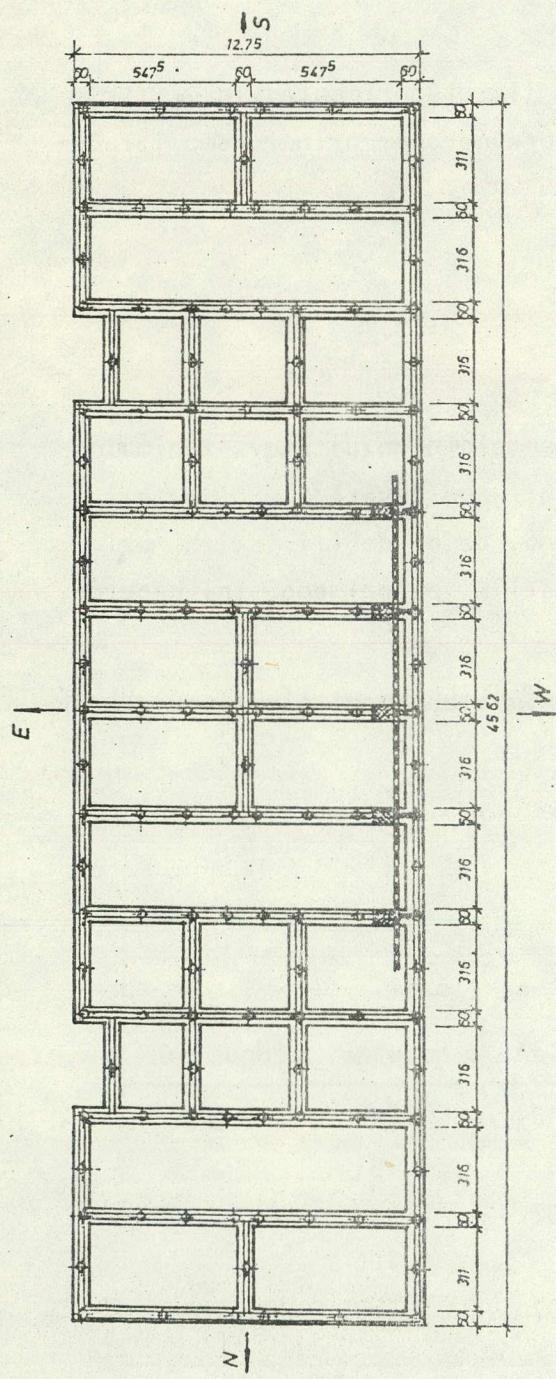
Konstanti sta izračunani na podlagi eksperimentalnih rezultatov. Zanimalo nas je, kakšne dopustne napetosti tal bi morali upoštevati, če bi hoteli izračunati isto vrednost po [3]. Ugotovili smo, da bi dobili isti  $K_x$  pri dopustni napetosti nekaj manj kot 0.1 MPa, isti  $K_\varphi$  pa pri dopustni napetosti približno 0.2 MPa.

Velikostni red prve napetosti ustreza dejanskim slabo nosilnim tlem, druga napetosti je večja zaradi vpliva pilotov.

Tabela 1. Nihajni časi (v sekundah)

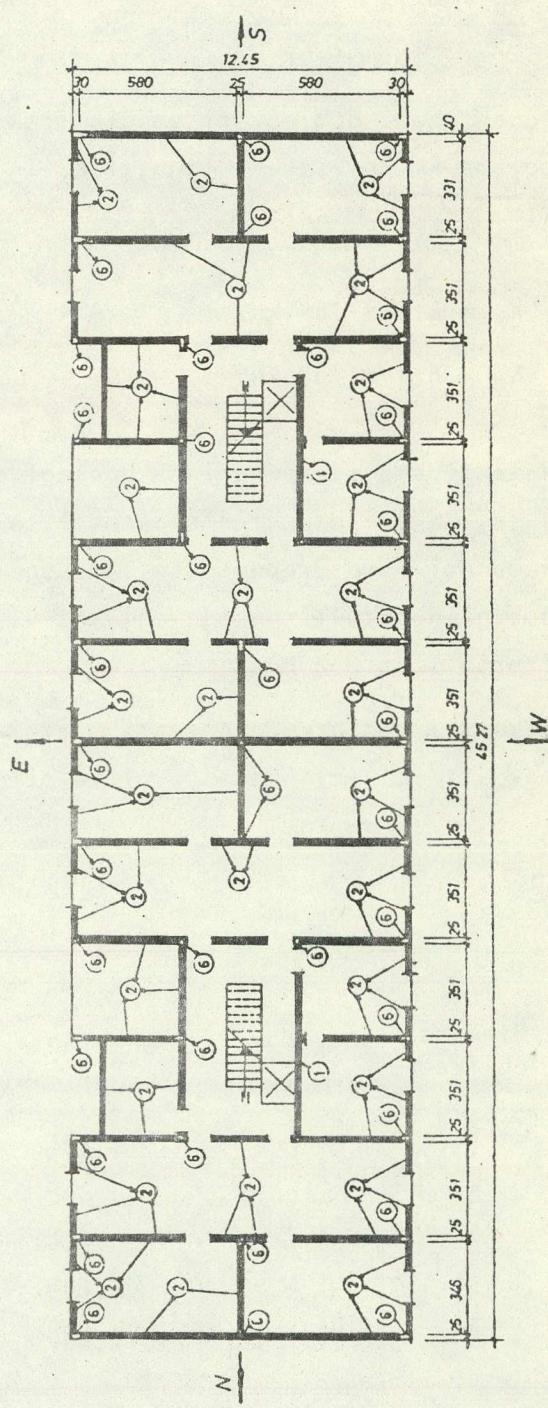
Nihajna oblika	Pretežna smer nihanja	Nihajni časi			
		Eksperiment	Model A	Model B	Model C
1	E - W	0.384	0.200	0.202	0.384
2	torzija	0.348	0.183	0.191	
3	N - S	0.324	0.492	0.437	
4	E - W	0.105	-	0.106	
5	N - S	0.080	0.107	0.069	

Slika 1.  
Tloris temeljev

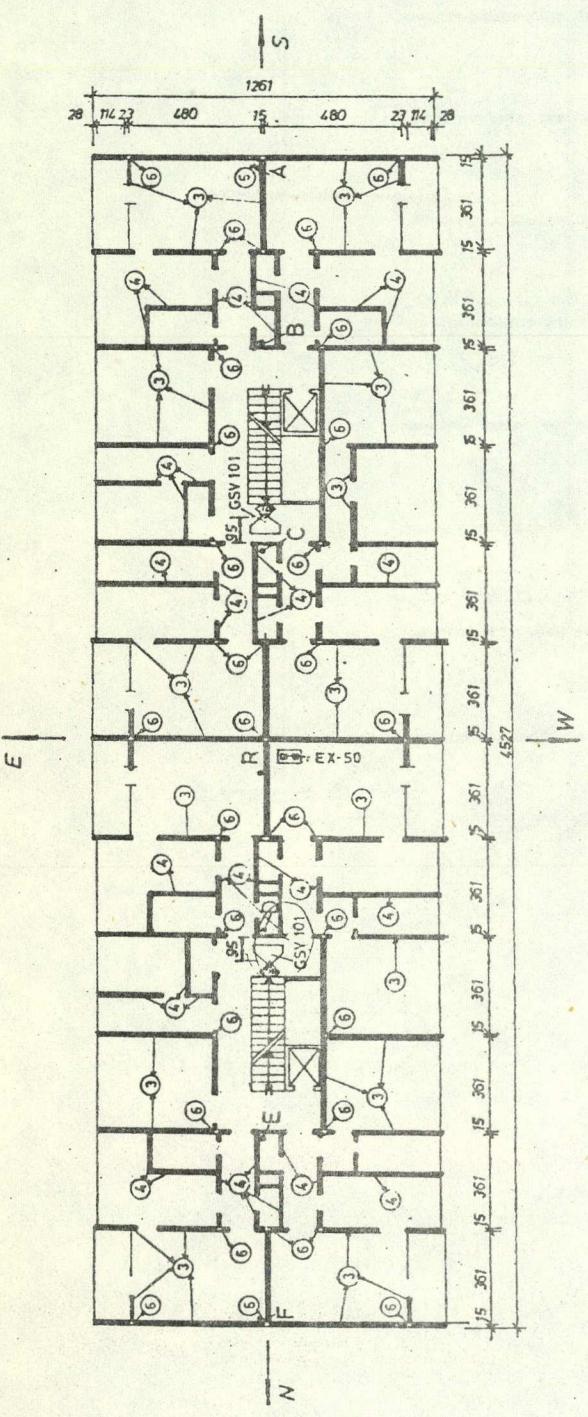


LEGENDA

- (1) ARMIRAN BETON
- (2) BETON
- (3) AB STEEBER

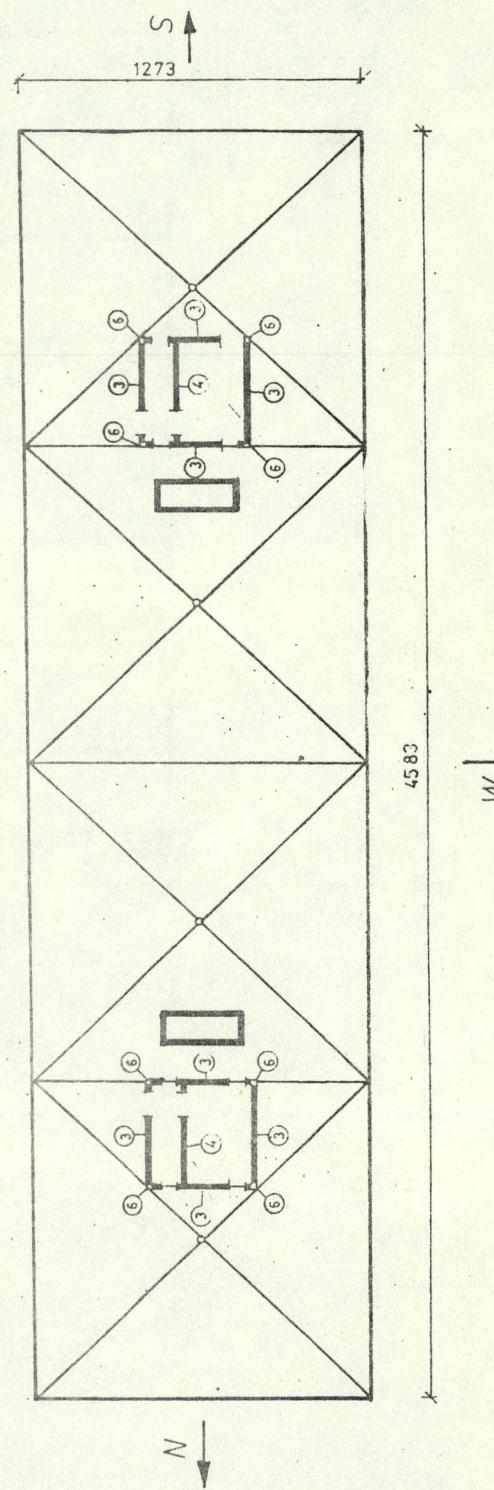


Slika 2.  
Tloris kleti

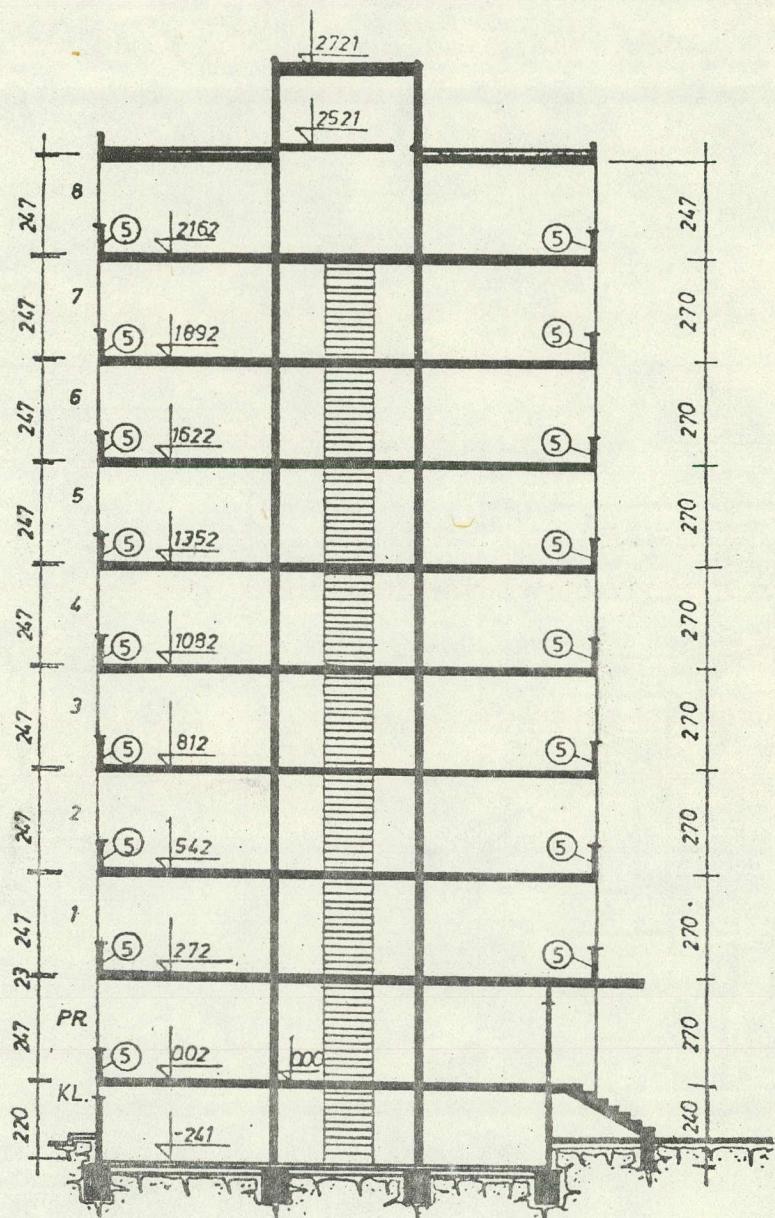


Slika 3.  
Tloris tipične etaže

LEGENDA  
 ③ AB PANEL  
 ④ PREDELNE STENE  
 ⑥ AB STEBER



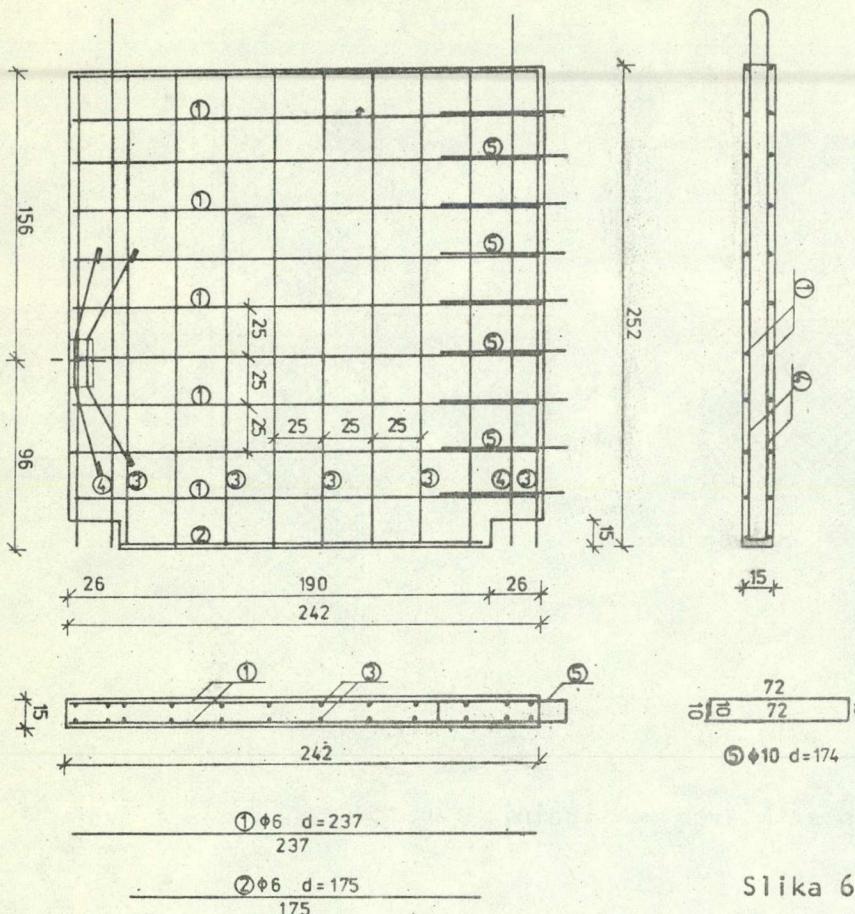
Slika 4.  
Tloris strehe



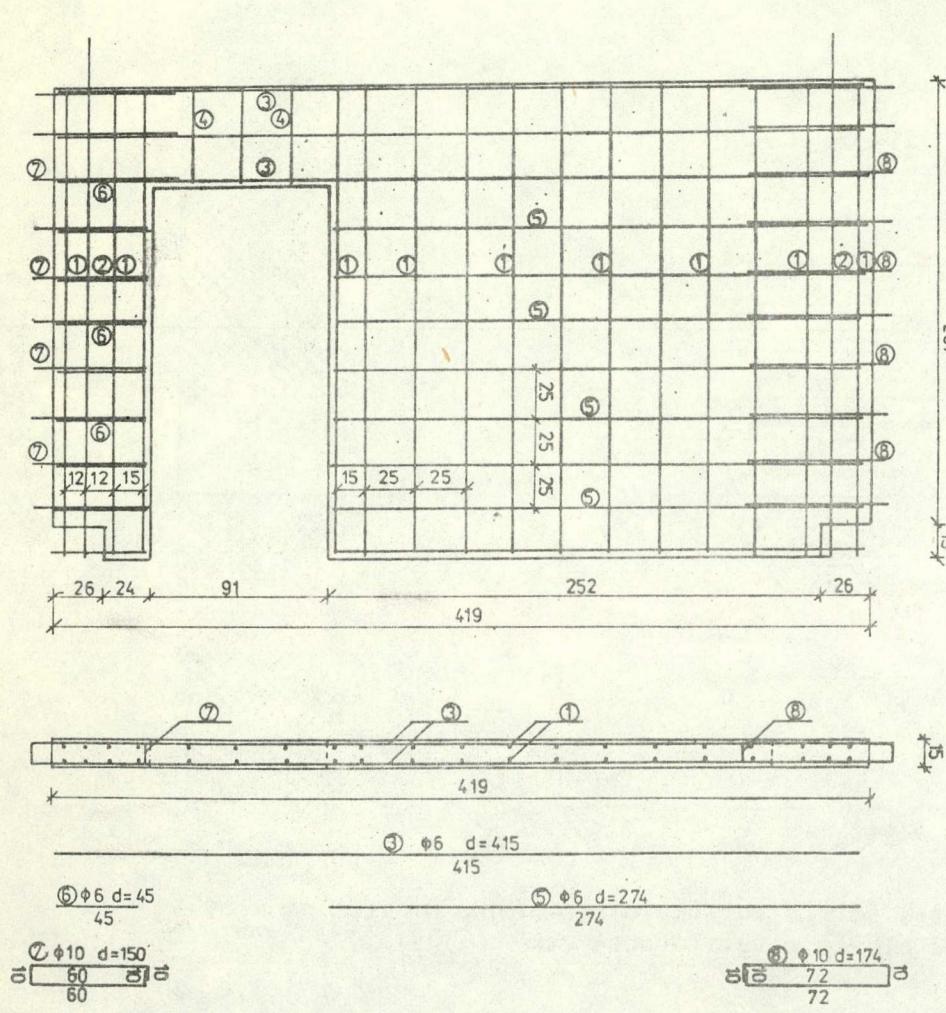
## LEGENDA

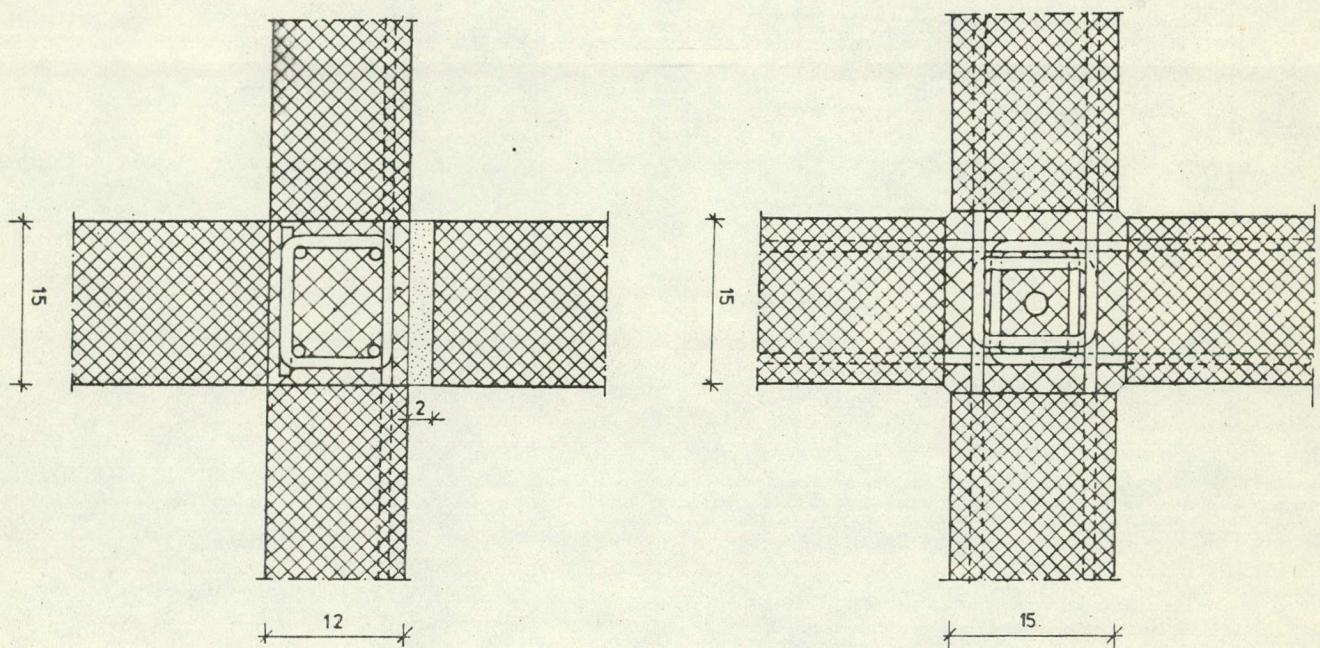
5 AB PARAPET

Slika 5. Prerez zgradbe

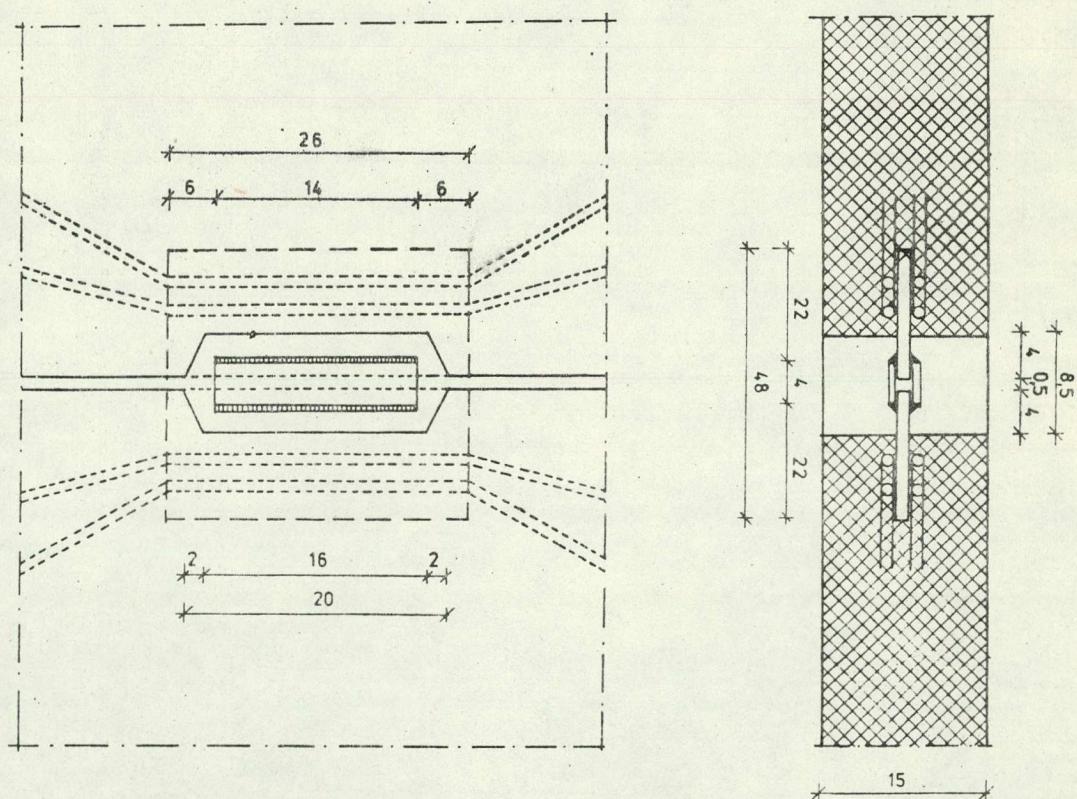


Slika 6. Armatura tipičnega panela

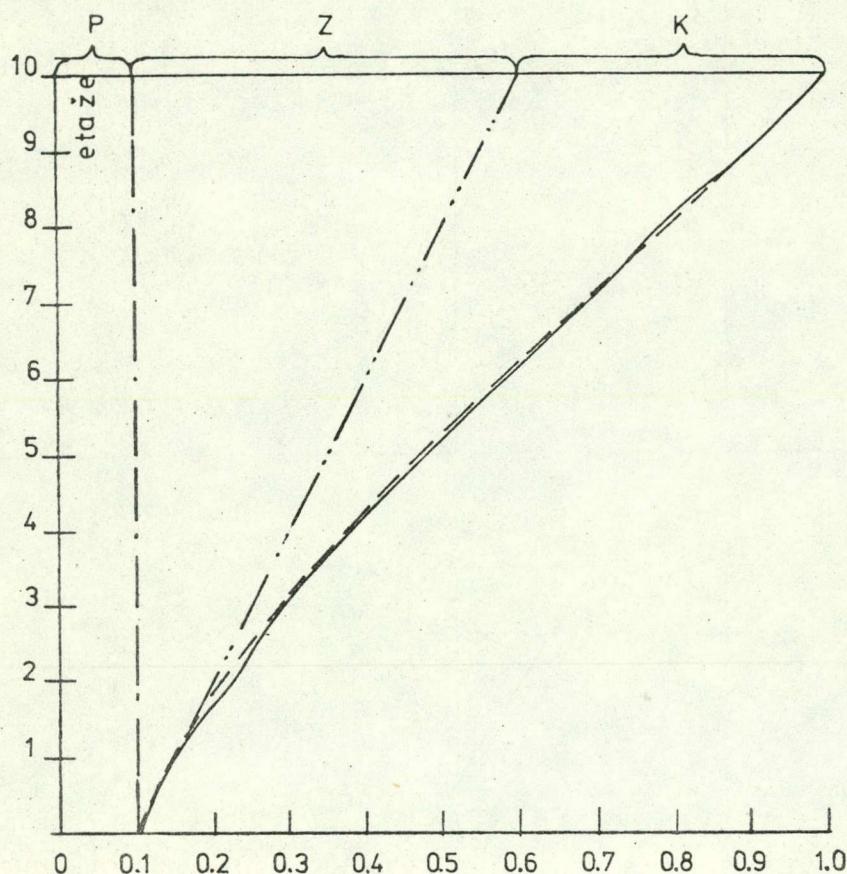
Slika 7.  
Armatura panela  
z odprtino



Slika 8. Varjen stik dveh vertikalnih panelov



Slika 9. Stik štirih vertikalnih panelov in stik panelov za plošče z veznim nosilcem



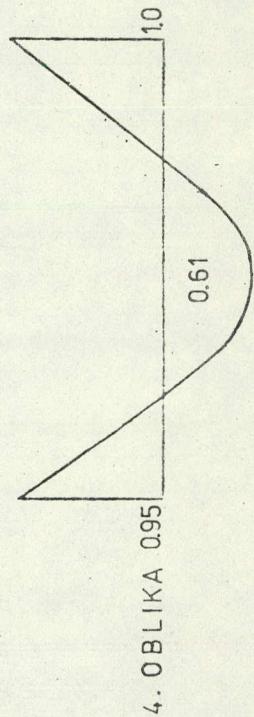
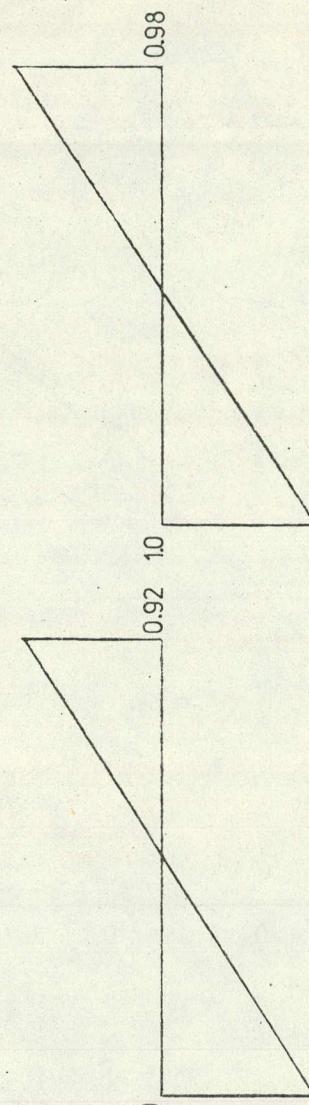
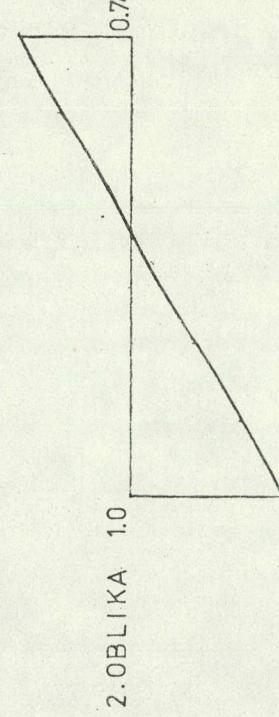
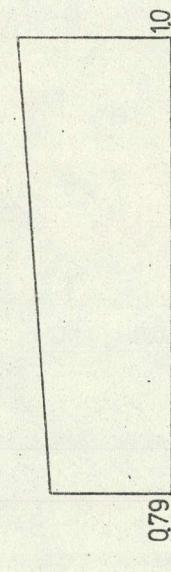
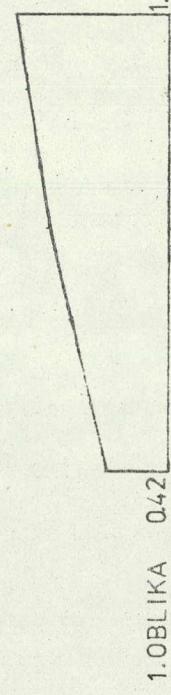
#### LEGENDA

- · — P vpliv pomika temeljev
- ... — Z vpliv zasuka temelja
- - - - K vpliv podajnosti konstrukcije
- — — E eksperiment

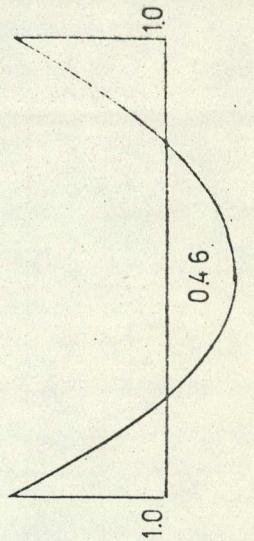
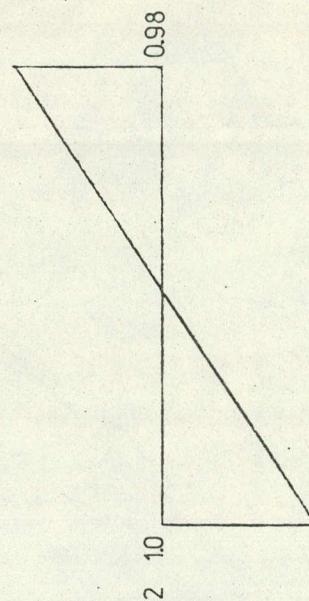
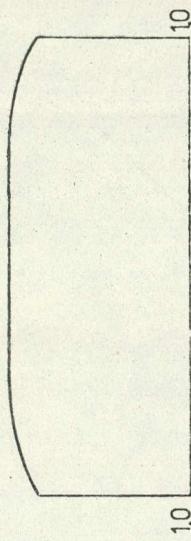
Slika 10. 1. nihajna oblika v E - W smeri

## EKSPERIMENT

MODEL A  
(EAVEK)



MODEL B  
(SABFLES)



S → N

Slika 11. Horizontalne nihajne oblike na vrhu zgradbe

## Z G R A D B A   V   S T .   L O U I S U

## 1. OPIS ZGRADBE

Zgradba je bila ena od 33 stavb stanovanjske soseske v St. Louisu (ZDA), ki je bila zgrajena v letih 1954 in 1955 in porušena leta 1976. Grupa raziskovalcev Washingtonske univerze v St. Louisu je pred rušenjem na delu ene izmed zgradb izvedla vrsto dinamičnih eksperimentov. Za razliko od običajnih eksperimentov na dejanskih zgradbah, kjer te ne smejo biti poškodovane in morajo zato ostati v elastičnem področju, je bilo mogoče to testno zgradbo obremeniti daleč v neelastično področje. Eksperimenti so dali vrsto rezultatov, ki lahko služijo za primerjavo računskim rezultatom. V naši raziskavi smo se zaenkrat omejili samo na računsko analizo lastnega nihanja v elastičnem področju.

Testni objekt predstavlja del zgradbe, označene na sliki 1 s C-3. Vrstni red rušenja okoliških zgradb je prikazan na sliki 2. Pred nihanjem je bil srednjidel objekta C-3 ločen od obeh krajnih delov tako, da so bile prerezane plošče in vezne grede. Po miniranju srednjega dela na testnem objektu ni bilo opaziti konstrukcijskih poškodb, nekoliko pa so bila poškodovana polnila iz betonskih zidakov v mejni steni. Tudi med klasičnim rušenjem sosednje stavbe A-2 testni objekt ni utrpel vidnih konstrukcijskih poškodb, spet pa je prišlo do nekaterih poškodb polnil v zunanjih stenah. Testni objekt je bil torej pred pričetkom dinamičnih eksperimentov brez vidnih konstrukcijskih poškodb in z delnimi nekonstrukcijskimi poškodbami.

Testni objekt je imel, tako kot vse zgradbe v soseski, 11 etaž nad zemljo in nizko instalacijsko etažo pod zemljo (slika 3). Višina instalacijske etaže je znašala 1.68 m, višina zgornjih etaž 2.59 m, višina celotne zgradbe pa približno 30 m. Tloris vseh etaž od 2. do 11. je bil enak (slika 4), njegove dimenziije so znašale približno 12.2 x 13.7 m. Prva etaža nad zemljo ni imela nobenih polnilnih sten.

Nosilno konstrukcijo so sestavljali armiranobetonski okviri. Shematičen tloris stebrov in gred je prikazan na sliki 5. Prerez stebrov je bil večinoma kvadraten, včasih pa tudi pravokoten. Dimenziije stebrov so se manjšale od spodaj navzgor in so znašale od 30 do 51 cm. Višina vseh gred je bila enaka in je znašala 47 cm, njihova širina pa se je menjala od 20 do 32 cm.

Pregled dimenzijs vseh stebrov in gred je podan v tabelah 1 in 2. Debeline vseh plošč je znašala 12.7 cm, le na zahodnem delu zgradbe (med okviroma Y1 in Y2) 10.2 cm. V kletni instalacijski etaži so stebri prešli v steno debeline 30 cm. Temelji so bili točkovni.

Projektirana cilindrična trdnost betona je bila 20.5 MPa, kar ustreza MB 17. Trdnost preizkušancev, vzetih med gradnjo, je znašala od 19.5 do 35.4 MPa, preizkusi v letih 1976 so pokazali povprečno trdnost 38.6 MPa (MB 32).

Polnilne in predelne stene so prikazane na sliki 4. Polnila so bila zidana iz betonskih zidakov debeline 20 cm. Na fasadi je bila 10 cm debela opečna obloga. Vsi zidovi so bili zelo kvalitetno zidani. V zidovih je bilo več odprtin za okna in vrata, ki so prikazane na sliki 4. V času eksperimentov so bila vsa okna in vrata še vzidana. Notranje predelne stene so bile iz zelo lahkega materiala, večina jih je bila poškodovanih že pred eksperimenti. Stene niso bile ometane in ni bilo izolacije. Stopnice so bile monolitne. V prvi etaži nad zemljo je bila samo čista konstrukcija. Ni bilo nobenih polnilnih in predelnih sten.

## 2. OPIS EKSPERIMENTOV

Eksperimenti so potekali v več fazah. V prvi fazi so bile obremenitve majhne, tako da je prišlo samo do majhnih deformacij in je objekt ostal v elastičnem področju. Naslednji eksperimenti so povzročali velike poškodbe konstrukcije in zidov.

V naši raziskavi smo se zaenkrat omejili na primerjavo v elastičnem področju. Rezultati teh eksperimentov so opisani v posebni publikaciji, ki je še nismo uspeli dobiti. Del rezultatov je prikazan tudi v [1] in sicer 9 lastnih nihajnih časov in prvi dve nihajni obliki v E - W smeri. Ti rezultati so nam služili za primerjavo našim računskim rezultatom.

## 3. REZULTATI EKSPERIMENTOV

V [1] so podani nihajni časi, dobljeni med eksperimenti v elastičnem področju. Za določitev večine nihajnih časov je bilo izvršenih več eksperimentov, ki so se razlikovali po velikosti vzbujevalnih sil. Pri večjih vzbujevalnih

silah so bili nihajni časi nekoliko večji, kar kaže na rahlo nelinearno obnašanje objekta že pri sorazmerno majhnih obremenitvah. Razlike v nihajnih časih so znašale do 7 %, kar ustreza spremembi togosti za približno 14 %. Povprečne vrednosti nihajnih časov so prikazane v tabeli 1. Od nihajnih oblik imamo podatke samo o prvih dveh oblikah v E - W smeri (slika 7).

Razmerja nihajnih časov kažejo na pretežno strižno obnašanje konstrukcije. To potrjujeta tudi nihajni oblik. Prva nihajna oblika ima čudno obliko v spodnjem delu zgradbe. Te oblike se ne da razložiti, niti je niso potrdili kasnejši eksperimenti, zato sumimo na napake v meritvah ali pri risanju v 2. ali 4. etaži.

Iz teksta v [1] sledi, da med eksperimenti ni bilo zaslediti nihanja tali niti pomikov kletne (instalacijske etaže), kar kaže na to, da se je konstrukcija obnašala kot togo vpeta v kletno etažo.

#### 4. MATEMATIČNI MODELI KONSTRUKCIJE

V naši raziskavi smo se zaenkrat omejili na računsko simulacijo eksperimentov z majhnimi amplitudami. Obnašanje objekta med temi eksperimenti smo poskušali zajeti z različnimi matematičnimi modeli.

Najprej smo se hoteli prepričati, če je program EAVEK dovolj natančen za naše potrebe. Ta program namreč upošteva vsak okvir kot ravinski makroelement in ne zajema povezave posameznih okvirov. Zaradi te povezave obstaja v skupnih stebrih kompatibilnost deformacij, ki jo je mogoče računsko zagotoviti le s programom za račun prostorskih okvirov. Napaka metode, ki te povezave ne upošteva, je v splošnem majhna, lahko pa postane pomembna pri nekaterih nesimetričnih konstrukcijah, kjer okviri tvorijo nekakšno cev.

Primerjava rezultatov programa EAVEK, ki uporablja tako imenovan pseudo-tridimensionalni računski model (model B), kjer povezava različnih okvirov ni upoštevana, in rezultatov programa SAP IV, ki uporablja popoln tridimenzionalen model (model A), je pokazala, da je program EAVEK dovolj natančen. Pri nadaljnjih modelih smo zato uporabljali predpostavke programa EAVEK, saj je račun s tem programom neprimerno enostavnejši in cenejši. Računalniški čas programa SAP IV je kar 60 krat večji od časa, ki ga potrebuje program EAVEK,

nekajkrat večje pa je tudi delo pri pripravi podatkov.

Glavne karakteristike posameznih modelov so naslednje:

Model A. Čisti okvir. Pri gredah ni upoštevana sodelujoča širina plošče.

Okvir Y2 je upoštevan samo v srednjem polju. Prostorski okvir je računan s programom SAP IV.

Model B. Kot model A, le da je uporabljen program EAVEK (pseudo-tridimenzionalni model). Okviri so podani s podajnostnimi matrikami, ki so predhodno izračunane s programom RAVOK.

Model B1. Kot model B, le da so pri računu podajnostnih matrik okvirov uporabljene približne enačbe Sigalova, ki so vgrajene v program EAVEK.

Model B2. Da bi ugotovili vpliv povezave okvira Y2 z okviroma X1 in X4, smo za okvir Y2 upoštevali tudi model, kjer sega okvir Y2 preko treh polj, vse krajne prečke B1 pa so na koncu elastično podprte.

Elastične podpore odgovarjajo podajnosti prečk S2 okvirov X1 oziroma X4. Ostale karakteristike so bile enake kot pri modelu B. Primerjava sicer ni pokazala bistvenih razlik, vendar smo kljub temu pri večini nadaljnjih modelov upoštevali točnejšo variantu (okvir Y2 preko treh polj), ker račun zato ni bil nič bolj komplikiran.

Model C. Kot model B1, le da smo pri gredah okvirov upoštevali tudi sodelujoča širino plošč pri računu vztrajnostnih momentov gred. Sodelujoča širina smo upoštevali tudi pri vseh nadaljnjih modelih.

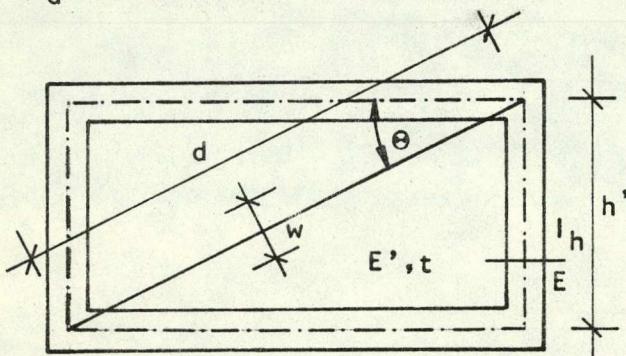
Modela D in E. V obeh modelih smo poskušali zajeti vpliv polnil. O polnilih imamo na razpolago le podatke o geometriji in o vrsti materiala. V poročilu [1] je omenjeno, da so bili zidovi zelo kvalitetno zidanici, ne obstaja pa nikakršnih podatkov o kvaliteti samega materiala (betonski zidaki in opečna obloga). Iz drugih podatkov, ki jih imamo na razpolago o zidakih v ZDA, sledi, da so zidaki, ki jih uporabljajo v ZDA, bistveno kvalitetnejši od naših (večja trdnost in večji modul elastičnosti). Poleg pomanjkanja podatkov o lastnostih materiala predstavljajo veliko težavo pri modeliranju polnil okenske in vratne odprtine. Zaenkrat nam namreč še ni poznana enostavna metoda, ki bi omogočala kolikor toliko zanesljivo upoštevanje odprtin v polnilih. Poleg polnil nedvomno povečuje

## DODATEK A: RAČUN NADOMESTNIH DIAGONAL

Vpliv polnil v armiranobetonskem okviru je mogoče približno upoštevati z nadomestno diagonalo. Širina nadomestne diagonale je odvisna predvsem od razmerja togosti okvira in polnila, od delovnih diagramov materialov in od nivoja obtežbe. Za račun širine so v literaturi podane različne empirične formule, npr. enačba po [2], ki je bila uporabljena v raziskavi.

$$\lambda_h h = \frac{E' t \sin 2\theta}{4 E I_h h'}$$

$$\frac{w}{d} = 0.175 (\lambda_h h)^{-0.4}$$



Oznake pomenijo:

d ... dolžina diagonale

w ... širina diagonale

E ... elastični modul okvira

E' ... elastični modul polnila

t ... debelina polnila

$I_h$  ... vztrajnostni moment stebrov okvira

$h'$  ... višina polja okvira

$\theta$  ... naklonski kot diagonale napram horizontali

V računu je treba podati prerez nadomestne diagonale kot produkt širine diagonale in debeline polnila. Pri tem je treba upoštevati elastični modul polnila. Če v računu za celotno konstrukcijo velja elastični modul okvira, je

## 7. LITERATURA

- [1] T. V. Galambos, R. L. Mayes,  
Dynamic Tests of a Reinforced Concrete Building, Washington Univ.,  
Structural Division, Report No. 51, 1978.
- [2] R. E. Klingner, V. V. Bertero,  
Infilled Frames in Earthquake - Resistant Construction, Report EERC  
76 - 32, Univ. of California, Berkeley, 1976.
- [3] M. J. N. Priestly, Masonry, v knjigi Design of Earthquake Resistant  
Structures, editor E. Rosenblueth, J. Wiley, 1980.

Vrednosti mas, ki so bile izračunane v [1], so bistveno manjše od vrednosti, ki smo jih izračunali v naši raziskavi. Očitno gre v [1] za napako v računu.

## 5. RAČUNSKI REZULTATI

V tabeli 4 so prikazani nihajni časi posameznih matematičnih modelov konstrukcije. Na sliki 6 je mogoče primerjati nihajne oblike modelov A, B in B1, na sliki 7 pa računske in eksperimentalne rezultate v smeri E - W. V tabeli 5 so v odstotkih prikazane ekvivalentne togosti raznih modelov in vplivi različnih predpostavk.

Iz rezultatov je mogoče videti predvsem zelo bistven pomen polnil. Predvsem iz nihajnih oblik je videti, da ujemanje med računskimi in eksperimentalnimi rezultati ni najboljše. Kaže, da bi morali za dosego boljših rezultatov še ojačiti nadomestne diagonale, predvsem zaradi opečne obloge, ki je v računu nismo upoštevali.

Če upoštevamo samo okvire (model A, B, C in D), potem zajamemo le 20 oziroma 30 % (pri upoštevanju sodelujoče širine plošč pri gredah) celotne togosti objekta. Razlika med različnimi predpostavkami pri modeliranju prostorske okvirne konstrukcije (model A, B in B1) povzroča sorazmerno majhne razlike v rezultatih in potrjuje, da je poenostavljen računski model, uporabljen v programu EAVEK, dovolj natančen za vsakdanjo uporabo. Poudariti je treba, da sta v modelu B1 istočasno zajeti dve poenostavitvi napram modelu A. S tem, ko se ne upošteva medsebojna povezava okvirov, se togost zmanjša. Po drugi strani uporaba enačb Sigalova za račun podajnosti okvirov poveča togost okvira.

## 6. ZAKLJUČEK

Primerjava računskih in eksperimentalnih rezultatov kaže določeno ujemanje le, če v matematičnem modelu upoštevamo vpliv polnil s pomočjo nadomestnih diagonal. Če polnil ne upoštevamo, potem podcenimo dejansko togost konstrukcije za faktor 3 - 5. Poenostavitve pri modeliranju prostorskega okvira (program EAVEK napram programu SAP IV) ne vplivajo bistveno na rezultate, bistveno pa vplivajo na zmanjšanje dela pri pripravi podatkov in računalniškega časa.

togost konstrukcije tudi opečna obloga, ki je povezana s konstrukcijo, vendar ne znamo izračunati njenega vpliva. Iz vseh teh razlogov smo se odločili za račun v dveh variantah z dvema različnima tipoma diagonal. V modelu D smo pri izračunu nadomestnih diagonal upoštevali elastični modul polnil, ki približno ustreza deformacijskemu modulu naših najboljših zidakov ( $E = 3000 \text{ MPa}$ : šibke diagonale). V modelu E smo upoštevali višji elastični modul, ki ustreza elastičnemu modulu po nekaterih ameriških podatkih ( $E = 9000 \text{ MPa}$ : močne diagonale). V obeh primerih smo zanemarili tako vpliv odprtin v polnilih, ki zmanjšuje togost, kot tudi vpliv oblage, ki povečuje togost. Nadomestne diagonale so bile upoštevane v vseh etažah, razen v prvi, kjer objekt ni imel zidov. Širina nadomestnih diagonal, izračunana po formuli v Dodatku A, je znašala približno eno šestino dolžine diagonale.

**Model F.** V model E z močnimi diagonalami smo vključili vpliv stopnic tako, da smo v okvir okoli stopnišča uvedli dodatne elemente. Vpliv stopnic je najpomembnejši v 1. etaži, kjer ni polnilnih sten.

Glede na ugotovitve v [1], ki temeljijo na eksperimentalnih rezultatih, je bila pri vseh modelih upoštevana toga vpetost v kletno (instalacijsko) etažo. Elastični modul betona je bil vzet za vse elemente konstrukcije  $E = 30000 \text{ MPa}$ . Vztrajnostni momenti so bili računani za homogene prereze, vpliv armature ni bil upoštevan. Mase so bile izračunane tako, da je bila upoštevana teža konstrukcije, teža polnil in oblog in dodatna teža  $1 \text{ kN/m}^2$ , s čemer smo zajeli težo podov in predelnih sten. Pri računu masnih vztrajnostnih momentov smo upoštevali, da sta masa konstrukcije in dodatna masa enakomerno razporejeni po tlorisu. Masa polnilnih sten in oblage pa je bila koncentrirana po obodu tlorisca. Izračunane vrednosti so sledeče:

Etaža	Masa (v tonah)	Masni vztrajn. mom. (v tonah $\times \text{m}^2$ )
1	143	4840
2	177	6630
3	177	6630
4	176	6620
5	175	6600
6	175	6600
7	174	6580
8	174	6580
9	173	6670
10	173	6670
11	173	4710

treba prez diagonal reducirati v razmerju elastičnih modulov polnila in okvira.

V [3] se priporoča za račun širine diagonale kar enostavna formula

$$w = 0.25 d$$

Tabela 1. Dimenzijske stebrov (v cm, prva dimenzija je v smeri E - W)

steber etaža \	1,11	2	3	4	5,6	7,8	9,10	12	13
11	30 x 30	30 x 41	30 x 30	30 x 36					
10	30 x 30	30 x 41	30 x 30	30 x 36					
9	30 x 30	36 x 36	30 x 30	30 x 30	30 x 30	30 x 30	30 x 41	36 x 36	36 x 36
8	30 x 30	36 x 36	36 x 36	36 x 36	30 x 30	36 x 30	30 x 41	36 x 36	36 x 36
7	36 x 36	36 x 36	36 x 36	36 x 36	30 x 30	36 x 36	36 x 41	36 x 36	41 x 41
6	36 x 36	41 x 41	36 x 36	36 x 36	30 x 30	36 x 36	36 x 41	41 x 41	41 x 41
5	36 x 36	41 x 41	36 x 36	36 x 36	36 x 36	36 x 36	41 x 41	41 x 41	41 x 41
4	36 x 36	41 x 41	36 x 36	41 x 41	36 x 36	41 x 41	41 x 41	41 x 41	41 x 41
3	36 x 36	41 x 41	41 x 41	41 x 41	36 x 36	41 x 41	41 x 41	41 x 41	41 x 41
2	36 x 36	41 x 41	41 x 41	41 x 41	36 x 36	41 x 41	41 x 41	41 x 41	41 x 46
1	36 x 36	41 x 46	41 x 41	41 x 41	36 x 36	41 x 41	46 x 41	41 x 41	41 x 51

Tabela 2. Dimenzijske gred (v cm, prva dimenzija je širina)

Greda	S1, S2, S3, S6, S8	B2	B3	B4	B6	B1, B5*
Dimenzijske	30 x 47	20 x 47	28 x 47	22 x 47	32 x 47	30 x 47

\* Dimenzijske gred B5 so privzete, o njih nismo podatkov

Tabela 3. Eksperimentalno določeni nihajni časi  
(v sekundah, povprečne vrednosti iz [1])

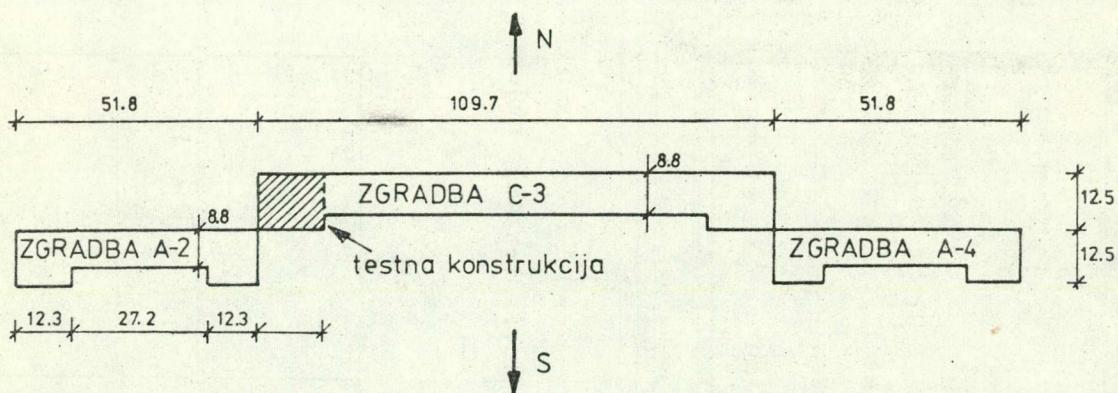
Pretežna smer nihanja	Nihajni časi			razmerja	
	1. oblika	2. oblika	3. oblika	T1/T2	T1/T3
E - W	0.681	0.214	0.079	3.18	8.62
N - S	0.626	0.202	0.071	3.10	8.82
Torzija	0.444	0.138	0.056	3.22	7.93

Tabela 4. Računsko določeni nihajni časi (v sekundah)

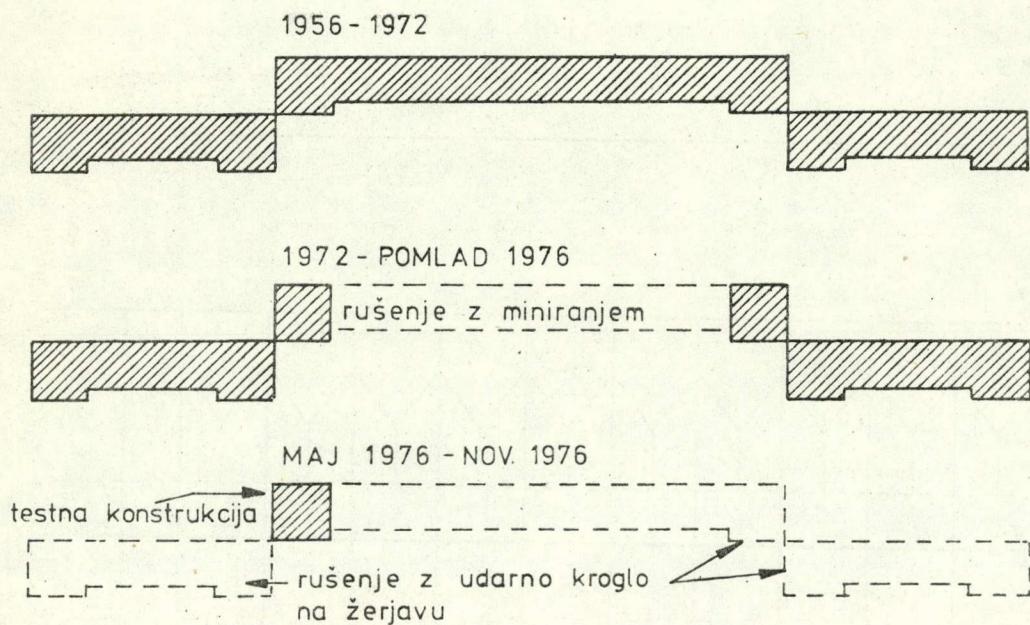
MODEL	OPIS MODELA	1. nihajna obl.			2. nihajna obl.			
		X	Y	Z	X	Y	Z	
A	SAP IV	1.66	1.74	1.29	0.57	0.59	0.44	
B	K E V A	podajn. matrike, brez sodel. širine gred Y2 čez 1 polje	1.66	1.76	1.35	0.57	0.58	0.45
B1		Signalov, brez sodelujuče širine gred Y2 čez 1 polje	1.60	1.60	1.24	0.55	0.57	0.43
B2		podajn. matrike, brez sodel. širine gred Y2 naslonjen	1.67	1.61	1.35	0.57	0.56	0.45
C		Signalov, sodelujuča širina gred Y2 naslonjen	1.34	1.38	1.21	0.47	0.51	0.42
D		šibke diagonale	0.89	0.96	0.73	0.30	0.62	0.25
E		močne diagonale	0.73	0.82	0.60	0.25	0.28	0.20
F		močne diagonale + stopnice	0.70	0.80	0.60	0.23	0.27	0.20

Tabela 5. Vplivi posameznih predpostavk na ekvivalentne togosti modelov v %

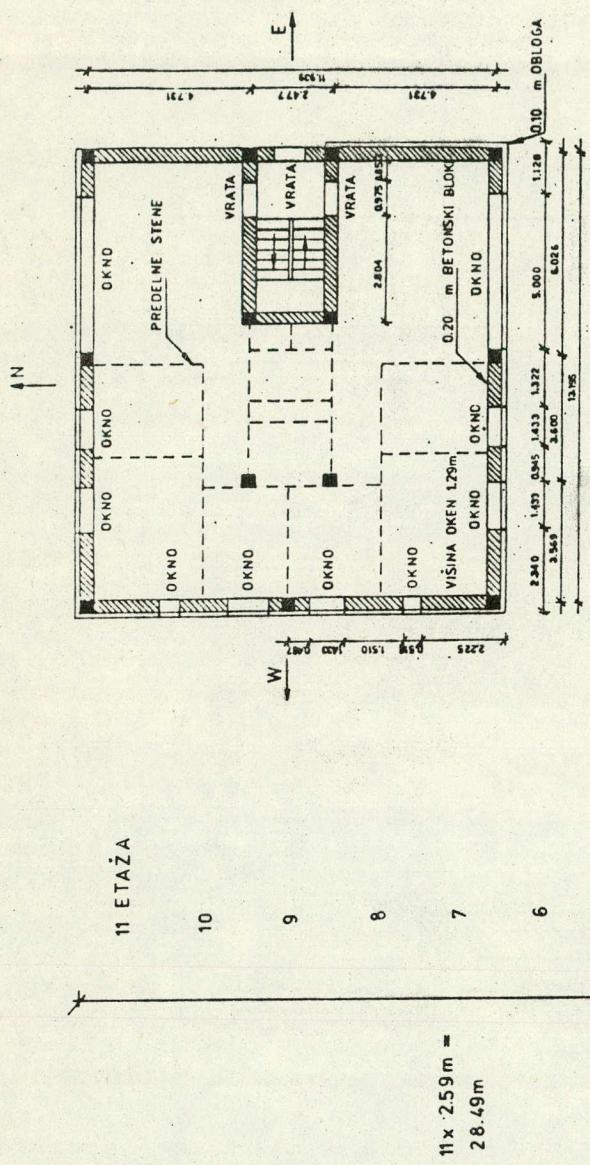
Vpliv	Model	Smer		
		E - W	N - S	torzija
Prostorski okvir	A	18	21	22
Pseudo-tridimenzionalni model	B - A	0	0	- 2
Enačbe Signalova	B1 - B	1	4	4
Popolni okvir Y2	B2 - B	0	4	0
Sodelujuča širina pri gredah	C - B1	8	9	1
Šibka polnila	D - C	35	36	43
Močna polnila	E - C	65	62	75
Stopnišče	F - E	8	5	0
Končni matematični model	F	100	100	100



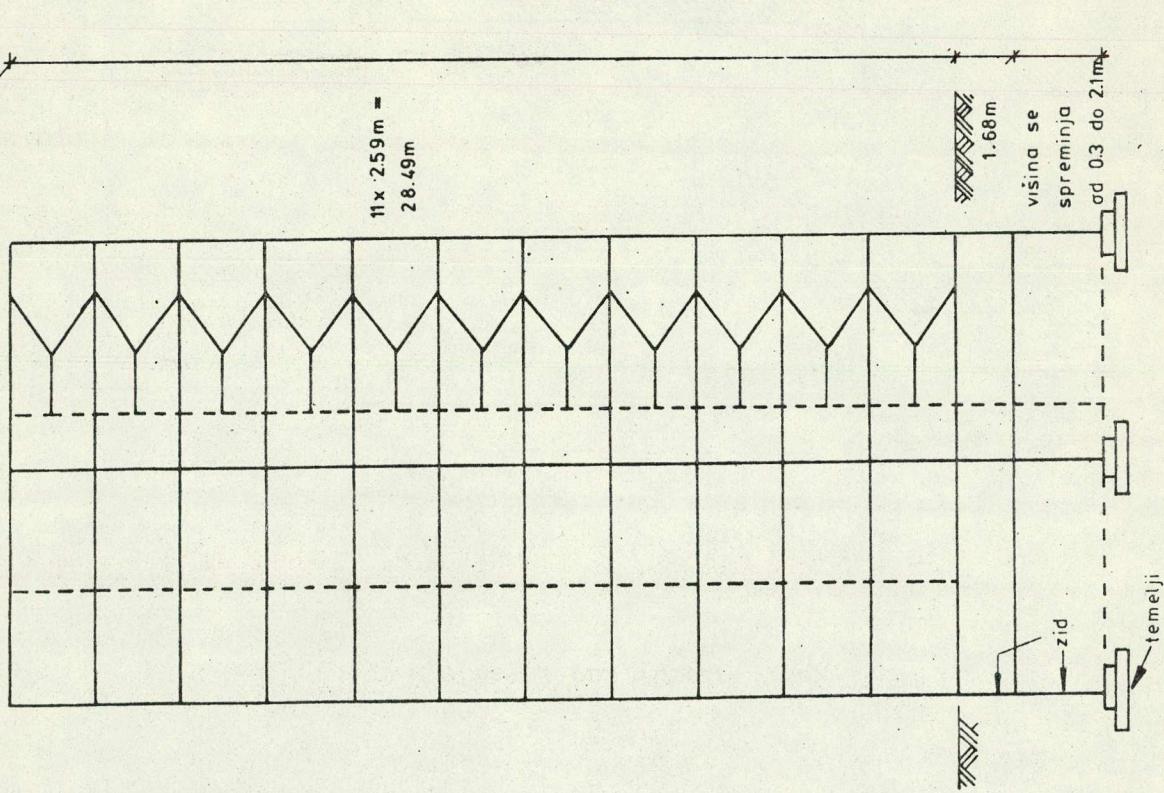
Slika 1. Lokacija testnega objekta



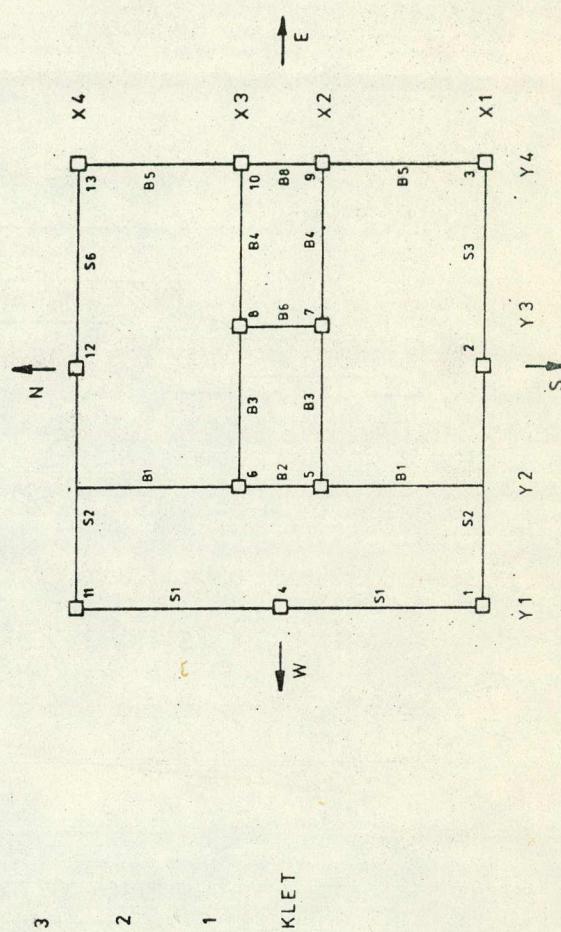
Slika 2. Vrstni red rušenja



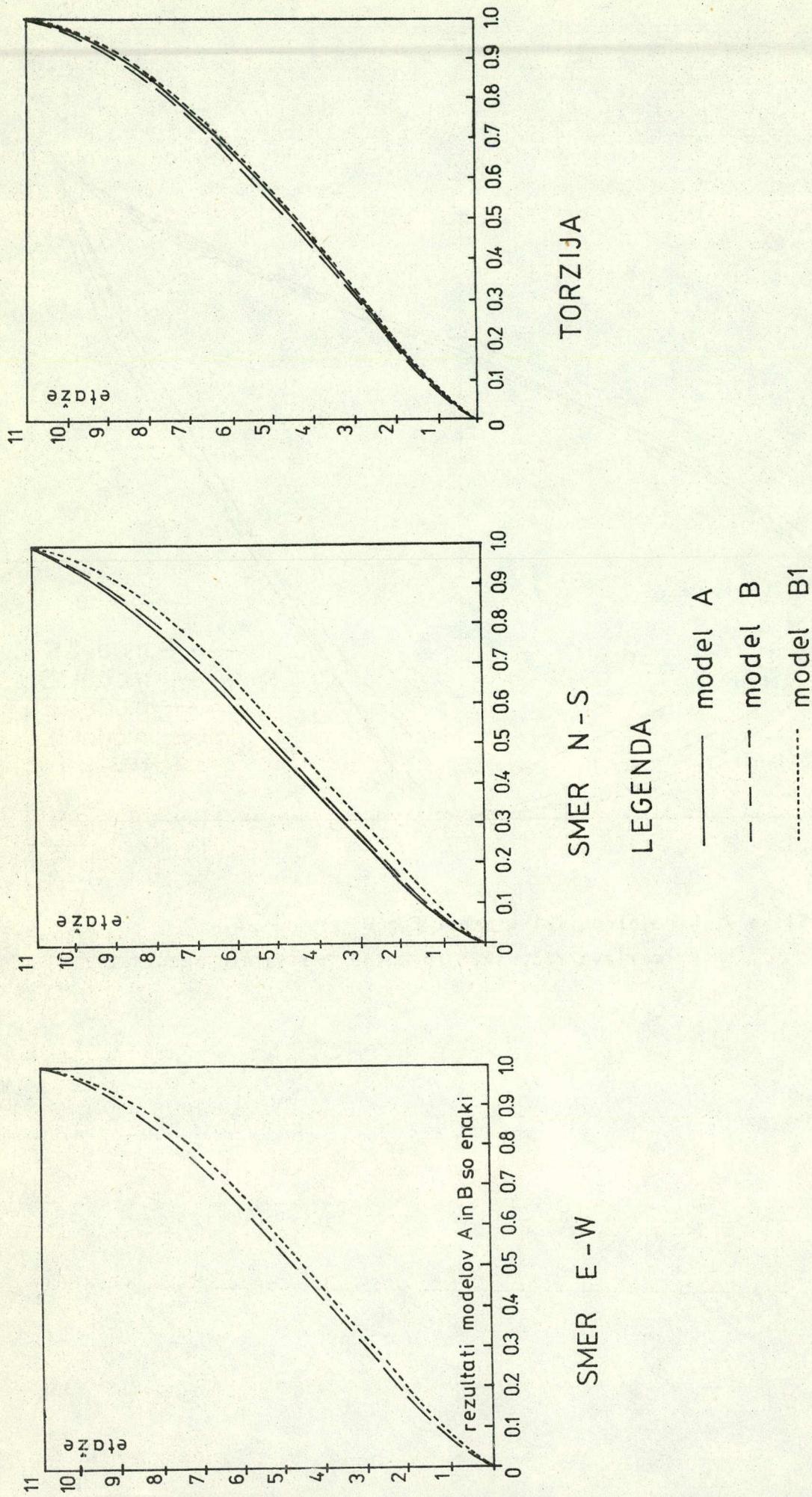
Slika 4. Tloris testnega objekta



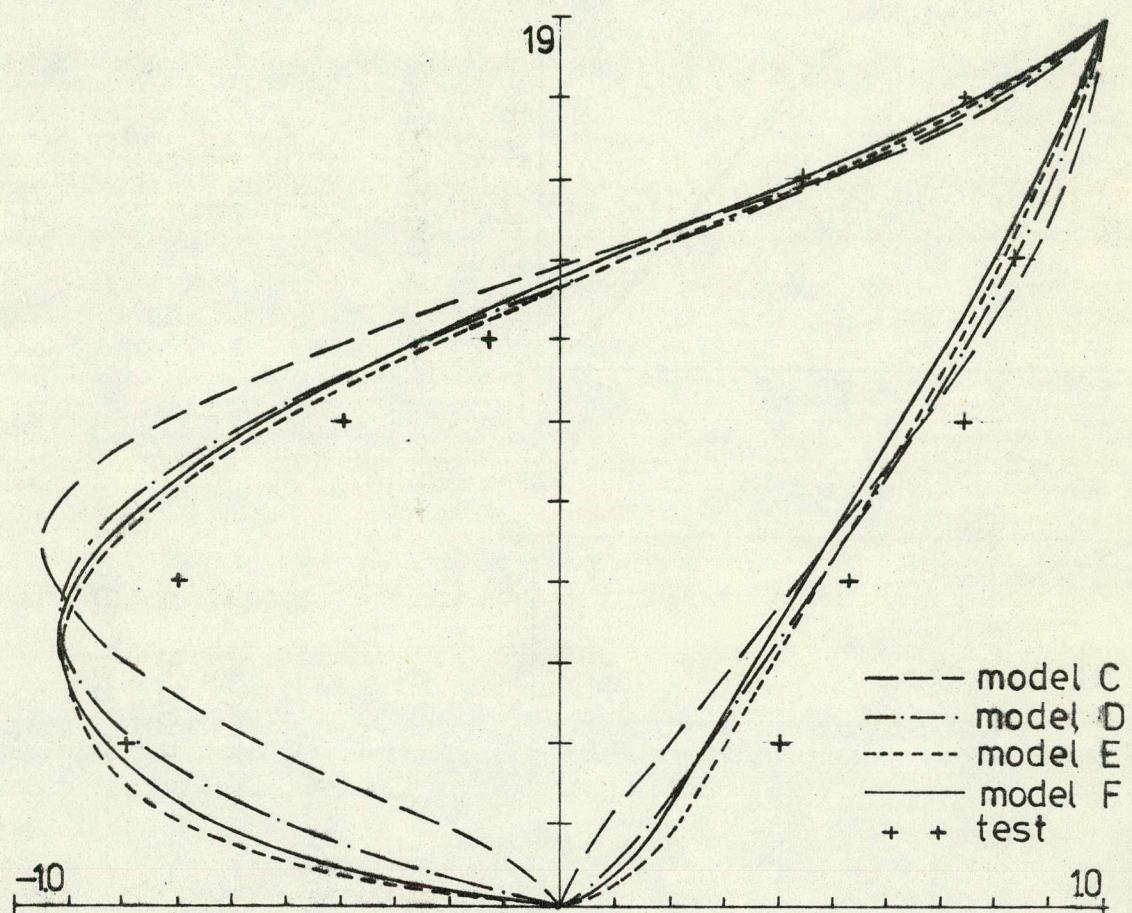
Slika 3. Prcerez testnega objekta



Slika 5. Schematicni tloris nosilne konstrukcije



Slika 6. Nihajne oblike modelov A, B in B1



Slika 7. Nihajni obliki v smeri E - W

Primerjava računskih in eksperimentalnih rezultatov

## Z A K L J U Č E K

V okviru raziskave smo s pomočjo različnih matematičnih modelov računsko analizirali lastna nihanja treh zgradb. Računske rezultate smo primerjali z rezultati eksperimentov na dejanskih zgradbah. Tri zgradbe so se medsebojno zelo razlikovale. Ena je predstavljala tipično okvirno konstrukcijo, ena sorazmerno vitko stenasto konstrukcijo in ena zelo togo stenasto konstrukcijo. Med raziskavo smo prišli do vrste pomembnih zaključkov. Nekateri od njih so dokaj nepričakovani in bodo lahko pripomogli k natančnejšemu modeliranju zgradb v projektantski praksi.

1. Najprej je treba ugotoviti, da je primerjava računskih rezultatov z eksperimentalnimi, dobljenimi na dejanskih objektih, nedvomno najbolj primeren način za verifikacijo ustreznosti matematičnih modelov. Pri tej primerjavi žal praviloma naletimo na težave zaradi nepopolnih podatkov o sami konstrukciji kot tudi o eksperimentalnih rezultatih. Poročila o izvršenih eksperimentih ne vsebujejo vseh potrebnih podatkov, medtem ko so originalni projekti težko dostopni. V naši raziskavi smo imeli tako težave predvsem pri določanju mas. Pri zgradbah, kjer imajo predelni in fasadni zidovi velik vpliv, bi potrebovali tudi vrednosti eksperimentalno določenih lastnosti zidov. Eksperimentalni rezultati o nihajnih oblikah so večkrat lokalno zelo nenavadni in jih je težko razložiti. V takšnih primerih sumimo na napake pri risanju ali meritvah, čeprav ni izključeno, da so rezultati pravilni in odražajo lokalne razmere v konstrukciji, ki pa v poročilu niso omenjene.
2. V veliki večini primerov je mogoče najti sorazmerno enostaven matematični model, ki dovolj dobro predstavi dinamične karakteristike dejanske zgradbe. Pri tem je potrebno običajno upoštevati tudi vplive, ki jih v praksi največkrat zanemarimo.
3. Poleg vseh običajnih vplivov na togost konstrukcije, ki jih že upoštevamo v vsakodnevni praksi, lahko zelo bistveno vplivajo na dinamične karakteristike konstrukcije tudi predelni in fasadni polnilni zidovi ter montažni elementi. Včasih so pomembni tudi upogibna togost plošč, podajnost plošč v svoji ravnini, stopnice in elastična vpetost konstrukcije. Lahko se zgodi, da običajni računski modeli zajamejo le zelo majhen del dejanske togosti konstrukcije. S tem nismo vedno na varni strani, saj manjša

računska togost običajno pomeni manjšo računsko potresno obtežbo. Napake v oceni togosti, ki niso enakomerno razporejene po celi konstrukciji, pomenijo tudi računsko prerazporeditev obremenitev, kar spet lahko vodi do napak, ki niso na varni strani.

4. Pomembnost posameznih vplivov je nemogoče oceniti pavšalno, pač pa je odvisna od konstrukcije. Tako npr. elastična vpetost konstrukcije ni imela nobenega vpliva na obnašanje zgradbe v St. Louisu, medtem ko kar 60 % pomika na vrhu zgradbe "Vranica" izhaja iz elastične vpetosti. Po drugi strani so največji doprinos k togosti objekta v St. Louisu imeli polnilni zidovi, predelne stene pa niso imele nobenega vpliva na togost ostalih dveh zgradb. Podajnost plošč je bila pomembna le pri zgradbi tipa "Vranica" zaradi njene togosti in oblike.
5. Polnilni zidovi imajo izredno velik vpliv pri okvirnih konstrukcijah. Njihov vpliv na dinamične karakteristike konstrukcije je mogoče dokaj dobro zajeti z nadomestnimi diagonalami. Najti bo potrebno še enostavne metode za upoštevanje odprtin v zidovih.
6. Podajnost plošč v njihovi ravnini je pomembna za toge zgradbe, ki so razpotegnjene v eni smeri. Zaradi vpliva podajnosti plošč se pojavijo nihajne oblike, ki jih ni mogoče izračunati s standardnimi programi za izračun zgradb (npr. EAVEK), mogoče pa jih je določiti s programom SABFLES (modificiran program SAP IV).
7. Vpliv elastične vpetosti je najbolj izrazit pri togih zgradbah na slabih tleh. Simulirati ga je mogoče z vzmetmi na nivoju temeljev. Problem največkrat predstavlja določitev togosti vzmeti. Z zelo približnimi metodami je včasih dokaj dobro mogoče oceniti velikostni red teh togosti. Pokazalo se je, da bi morali pri višjih nihajnih oblikah upoštevati druge togosti kot pri osnovni nihajni obliki.
8. Dobljene zaključke bi bilo potrebno v prihodnosti preveriti s podobnimi raziskavami in nato pripraviti predloge za izboljšavo obstoječih matematičnih modelov. Pri tem bo potrebno upoštevati tudi obnašanje konstrukcije v neelastičnem področju.

**A COMPARISON OF DYNAMIC PROPERTIES OF BUILDINGS OBTAINED FROM NUMERICAL ANALYSES AND FULL-SCALE TESTS**

**Peter Fajfar<sup>I</sup>, Matjaž Godec<sup>II</sup>**

**SUMMARY**

In the paper the results of free vibration elastic analysis are compared with the results of full-scale tests of three multistorey reinforced concrete buildings. A number of different mathematical models have been used for each structure.

The free vibration properties of a 19-storey shear wall building obtained by using a pseudo three-dimensional mathematical model are very close to the experimentally determined properties. To obtain a good correlation between the measured and predicted dynamic properties of a prefabricated large-panel 9-storey building, the in-plane flexibility of the floor slabs and the elastic supports have been considered in the mathematical model. The third building to be analysed was an 11-storey building with a framed load-bearing structure. The influence of the infill walls on the dynamic properties was very significant and only moderate agreement between numerical and experimental results was obtained.

**INTRODUCTION**

In the analysis of buildings the most important and difficult task is the mathematical modelling of the structure. An optimal model should at the same time include all essential characteristics of the structure and consider the limitations dictated by costs and time available.

The most commonly used structural model today is the pseudo three-dimensional model. The model consists of an assemblage of macroelements (plane frames, shear walls, tubes). The macroelements (substructures) are connected at each floor level by a diaphragm which is usually assumed rigid in its own plane and has no out-of-plane flexural stiffness. The model has only three degrees of freedom at each floor level (two horizontal translations and one rotation about the vertical axis). Displacements due to vertical loading are not considered and the model usually neglects the compatibility of axial deformation in columns, common to more than one frame, or in intersecting shear walls. Soil-structure interaction is modelled by elastic springs. Pseudo three-dimensional analysis must be performed by a computer. The computer costs for analysing this type of model are small and data preparation can be greatly reduced by using a user-oriented production program.

The above-mentioned assumptions may be in analysing certain types of structures a quite severe limitation. There are also still many uncertainties involved in the modelling of the macroelements, i. e. the effective width of various structural elements and the infill walls. The suitability of different mathematical models can be verified by a comparison with the more accurate models or with the results of experiments. In the paper a comparison of the

<sup>I</sup> Assoc. Prof., <sup>II</sup> Research Assist.

University E. Kardelj in Ljubljana, Dept. of Civ. Eng., Institute of Structural and Earthquake Engineering, Jamova 2, 61000 Ljubljana, Yugoslavia

free-vibration properties of three RC buildings obtained from numerical analyses and from full-scale tests is presented. The numerical analyses were performed mainly with the computer program EAVEK, which is based on a pseudo three-dimensional approach [1]. The data of the buildings and of the tests were obtained mainly from the reports [2], [3] and [4] and are therefore not complete.

#### "INDUSTROGRADNJA" TYPE BUILDING

The 19-storey shear-wall building of the "Industrogradnja" slip-form system was built in 1971 in Zagreb (YU). The structural system of the building consisted of monolithic RC walls arranged in plan as shown in Fig. 1. The basement and the ground floor were only slightly different from the typical floor plan. A cross section of the building is shown in Fig. 2. The strength of the concrete (based on the compressive strength of a cube, which is 20 % higher than the compressive strength of a cylinder) varied at the time of the experiment from 28.4 to 49.2 MPa. The average modulus of elasticity was 35 800 MPa. The window parapets and the staircases were RC precast members. The connection between the parapets and the structure consisted of four bars welded to the structure, and these joints were filled with mortar. All the partition walls were constructed of 7 cm thick light-weight concrete blocks. All the exterior concrete walls were cladded on the inside with the same material. The allowable compressive stress of the ground soil was 0.25 MPa.

The building was subjected to the two tests. During the first test the building was a pure structure without partition walls. The roof structure was not yet constructed and the last slab was the slab of the terrace. During the second test the building was completely constructed. The dynamic characteristics of torsion vibration were not measured during the first test. The main results of the tests are shown in Table 1 (periods) and Fig. 3 (mode shapes). The increase of periods in the second test was mainly due to a large mass change throughout the height of the building (partition walls, floor finishing) and on the top of the building (the terrace structure), while the stiffness increased only very slightly.

The mathematical models used were supposed to represent the building during the first test. Nine models have been investigated, starting with the simplest one and gradually introducing more accurate assumptions. In all cases the pseudo three-dimensional model as described in the introduction was used. The main characteristics of the models were the following:

**Model 1 A.** All the shear walls were considered to be simple cantilever beams. The T or I cross-sections of the shear walls were taken into account (consideration of effective width).

**Model 1 B.** Coupling beams (but not the precast parapets and the beams on the corners), which connect together different shear walls, were considered.

**Model 1 C.** The stiffness contribution of the coupling beams on the corners was included.

**Model 1 D.** The influence of the out-of-plane stiffness of the floor slabs was taken into account by introducing frames composed of shear walls (out of plane direction) as columns, and floor slabs as beams.

**Model 1 E.** In all the previous models the shear walls on axes 2 and 6 were considered to be separated from the shear walls on axes 3 and 5. In reality, they are elastically connected. The stiffness of the complete shear wall assemblage was determined by a separate static analysis and included in Model E.

Model F. Considering the out-of-plane stiffness of the floor slabs, coupling beams were formed on axes B, C, and D.

Model G. The precast window parapets were considered as coupling beams. A rigid connection between the parapets and the structure was assumed.

Model H. The soil-structure interaction effect was modelled by means of elastic springs. A simple method for the evaluation of spring stiffness was used, considering only the allowable soil stress and the geometry of the foundation.

Model I. The same as Model H, but the stiffnesses of the springs were increased (mainly for the second mode of vibration) in order to obtain better agreement between numerical and experimental results.

It is considered that the Model H is the most accurate model which can be formulated from the given data and which is reasonably simple for design practice. Model I is an improved model, where experimental results were used to obtain the dynamic characteristics of the building more accurately.

The calculated period of free vibration of models G, H and I are presented in Table 1 and the mode shapes are shown in Fig. 3. To express the influence of different assumptions in modelling the structure, an equivalent stiffness was introduced. This equivalent stiffness was defined by the normalised stiffness of a single-degree-of-freedom system which has the same fundamental period as the real structure. It is determined by the simple formula

$$\bar{k} = T_R^2 / T^2$$

where  $T_R$  and  $T$  are fundamental periods of the reference model and of the investigated model, respectively. The equivalent stiffnesses of all the investigated models are shown in Table 2.

#### "VRANICA" TYPE BUILDING

The 9-storey prefabricated large-panel building was built in 1973 in Sarajevo (YU). The geometrical characteristics of the structure are shown in Figs. 4 and 5. The shear walls and the floor slabs are constructed of large panels. Only the walls of the basement were constructed as RC monolithic walls with a constant thickness of 25 cm which were connected together by an RC monolithic slab. The partition walls were built of light plaster elements with a thickness of 5 - 7 cm. At the time of the experiment the strength of the concrete varied from 25 to 62 MPa and the average modulus of elasticity was 35 000 MPa. The building was founded on "Franki" piles of diameter  $\phi$  406 mm and depth of driving 6 - 7 m. At the level of the foundations the piles were connected with RC beams in both orthogonal directions. The structure was almost symmetrical but its location on a site with a slope produced significant torsional effects.

During the dynamic test of the building the structural system was completely constructed. The five lowest modes of vibration were excited. Two of them were predominantly in the N - S direction, two in the E - W direction and one was predominantly torsional. From the experimental results the essential influence of the soil-structure interaction and of the in-plane flexibility of the floor slabs can be clearly seen (Figs. 6 and 7). Both effects, mostly not very significant in usual buildings, are particularly marked because of the rigid structure and the soft soil and because of the rectangular plan shape of the structure with one side much longer than the other.

In the mathematical modelling the main attention was given to the E - W direction. The joints of the panels were assumed to be rigid. The T and I shapes of the shear wall cross-sections were considered. Three different models have been investigated.

**Model A.** The pseudo three-dimensional model as described in the introduction. Rigid floor diafragms and rigid supports were assumed.

**Model B.** The same as Model A, but the in-plane flexibility of the floor slabs was considered. The computer program SABLES ([5]) was used.

**Model C.** The same as Model A, but soil-structure interaction was taken into account with the help of elastic springs. Because of the complicated foundation and incomplete data no attempt has been made to calculate the spring stiffnesses from the data available. They were determined from the experimentally obtained fundamental period and mode shape.

The results for three modes (two in the E - W direction and one torsional) are presented in Table 3 and Figs. 6 and 7. The second E - W mode can be numerically obtained only by taking into account the in-plane flexibility of floor slabs (Model B). The other modes of vibration are only slightly influenced by this effects. The fundamental vibration modes are very strongly dependent on the soil-structure interaction.

#### BUILDING IN ST. LOUIS

The 11-storey building with a framed load-bearing structure was built in years 1954 and 1955 in St. Louis (U.S.A.) and demolished in the year 1976. Before demolition a variety of dynamic tests were performed in the year 1976. In this paper the comparison of the dynamic characteristics is limited to small-amplitude shaking tests, within the scope of the data presented in the report [4]. The geometrical characteristics of the structure are shown in Figs. 8 and 9. The structure had eleven stories above ground level and a low crawling-space below the ground. The crawling-space periphery consisted of a 30 cm thick reinforced wall. The footings were constructed on silty brown clay which extended some 3 to 6 m below the footings to fragmented limestone. The average cylinder strength of the concrete at the time of the tests was 38.6 MPa. The plan arrangement of the cladding, infill walls and partitions is shown in Fig. 10. The first (ground) storey was free of any walls.

During the small-amplitude shaking tests a total of 9 resonant frequencies were identified. However, only two mode shapes in the E - W direction are presented in the report [4].

Six mathematical models have been investigated. The structure was assumed to be fully fixed at ground level. First a full three-dimensional model was used. The results of this model were in close agreement with the results of the second model, where a pseudo three-dimensional model as described in the introduction to this paper was considered. Because of large savings both in computer time and data preparation only pseudo three-dimensional models were used in the further investigations. The main characteristics of the models were as follows.

**Model A.** Bare frame structure. Effective width of the floor slabs was not included in the cross-section of the beams. Only the middle span of frame Y2 was considered. SAP IV program (full three-dimensional model) was used.

**Model B.** The same as Model A, but program EAVEK (pseudo three-dimensional model) was used.

**Model C.** The same as Model B, except that the complete frame Y2 and the T cross-section of beams were considered.

**Model D.** The influence of the infill walls was modelled using equivalent diagonal compressive struts. The equivalent strut width was determined using an empirical formula depending on the panel geometry and the ratio of panel stiffness to frame stiffness. No data about the quality of infill walls were available. Using a typical value for the modulus of elasticity of infill walls in Yugoslavia (3000 MPa) a width of about one-sixth of the length of the panel diagonal was calculated. The influence of the openings in the infill walls and of the brick cladding was not taken into account.

**Model E.** The same as Model D, but a higher modulus of elasticity of infill walls (9000 MPa), which is considered to be typical for the U.S.A., was used.

**Model F.** In addition to Model E the stiffness contribution of the staircase was included.

The results are presented in Table 4 and in Fig. 11. Very large differences between the dynamic characteristics obtained for Model C and in the test indicate, as expected, the large stiffness contribution of the infill walls. Model F, which includes the stiffness contribution of the stiff infill walls and the staircase, is still too flexible. A significant difference exists also in the mode shapes. It is considered that these discrepancies are mainly due to the influence of the brick facade, which was not included in the model. The additional increase of infill stiffness in the mathematical model would probably lead to a better agreement of results.

## CONCLUSION

Based on the results of the investigation, it may be concluded that in the majority of cases a relatively simple mathematical model of multistorey RC buildings can be formulated, which yields quite accurate elastic dynamic characteristics of buildings. A pseudo three-dimensional model seems to be the most appropriate for usual buildings. Depending on the structural system, several different influences, which are frequently neglected, should be taken into account, especially the influence of infill walls, prefabricated elements and soil-structure interaction.

## ACKNOWLEDGEMENT

The paper presents a part of the research project Analysis of Buildings in Earthquake Regions which is supported by the Research Community of Slovenia.

## REFERENCES

- [1] P. Pajfar, Numerical Analysis of Multistorey Structures.  
5th ECEE, Istanbul, Paper 79.
- [2] J. Petrovski, D. Jurukovski, S. Perčinkov, Forced-Vibration Tests of a RC Building Type "Industrogradnja" Zagreb, Constructed by the Slip Form System,  
IZIIS, Report DTL 1 - 74, Skopje, 1974.
- [3] J. Petrovski, D. Jurukovski, S. Perčinkov, Forced-Vibration Test of a 9-storey Building in Sarajevo,  
Constructed by the System "Vranica",  
IZIIS, Report DTL 4 - 75, Skopje, 1975
- [4] T. V. Galambos, R. L. Mayes, Dynamic Tests of a Reinforced Concrete Building,  
Washington Univ., Structural Division, Report No 51, 1978..
- [5] J. Dušovnik, Influence of Flexibility of Floor Slabs on the Loading of Vertical Elements of High Rise Buildings,  
7th ECEE, Athens, 1982.

DIR.	MODE	TEST			ANALYSIS		
		1	2	2/1	Mod. G	Mod. H	Mod. I
E - W	I	0.704	0.826	1.17	0.596	0.740	0.695
	II	0.180	0.196	1.09	0.153	0.169	0.163
	I/II	3.91	4.21		3.90	4.38	4.26
N - S	I	0.694	0.780	1.12	0.607	0.749	0.699
	II	0.182	0.196	1.08	0.153	0.169	0.164
	I/II	3.81	3.98		3.97	4.43	4.26
TOR.	I	(0.641)	0.718	(1.12)	0.653	0.663	0.657
	II	(0.215)	0.234	(1.09)	0.174	0.184	0.178
	I/II	(2.98)	3.07		3.75	3.60	3.69

Table 1. Periods of free vibration of "Industroradnja" type building in sec. (Values in parentheses are calculated by extrapolations).

DIR.	MODE	TEST			ANALYSIS				
		A	B	C	D	E	F	G	H
E - W	I	30	44	54	59	59	100	100	65
N - S	I	21	29	37	45	74	74	100	66
TOR.	I	7	15	45	48	55	62	100	97
									99

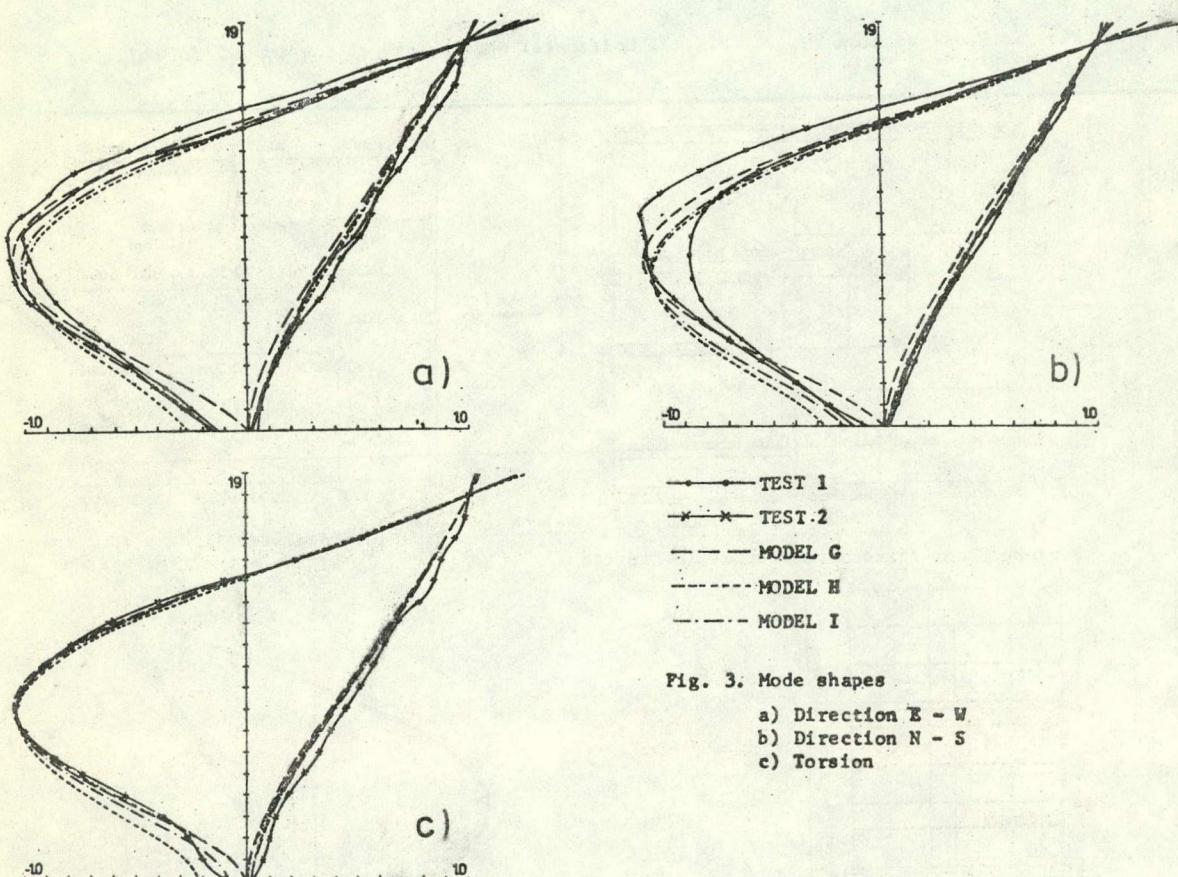
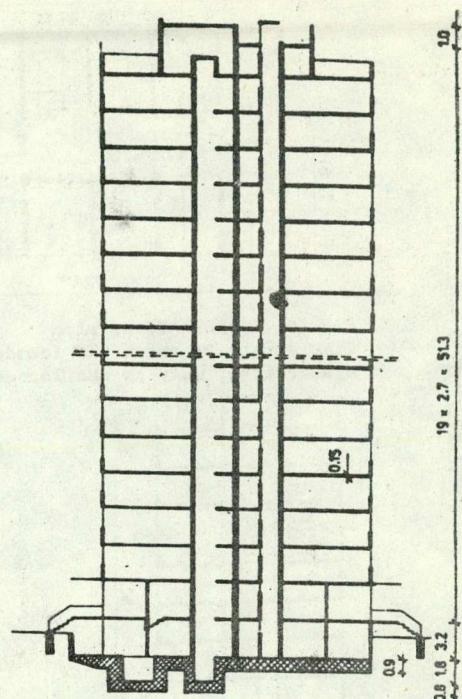
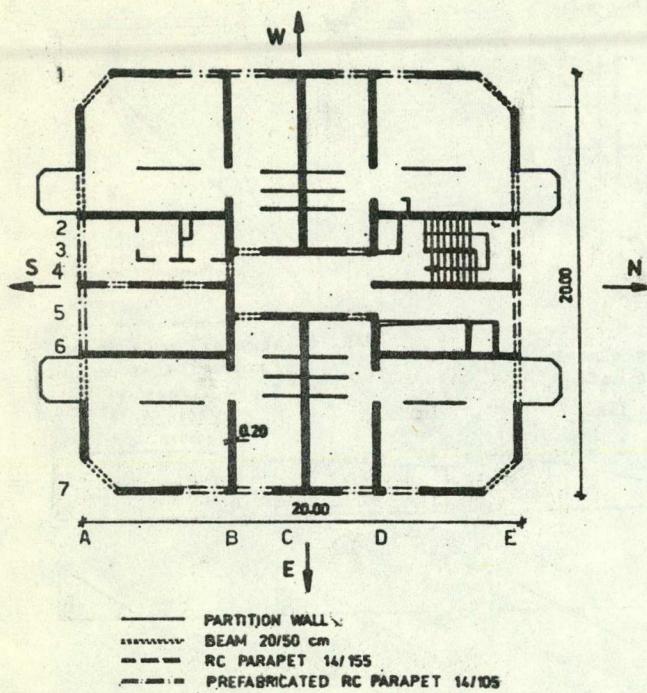
Table 2. Normalised equivalent stiffnesses of different mathematical models of "Industroradnja" type building.

DIR.	MODE	TEST	Mod. A	Mod. B	Mod. C	Mod. D	Mod. E	Mod. F
E - W	I	0.68	1.66	1.66	1.34	0.89	0.73	0.70
N - S	I	0.21	0.57	0.57	0.47	0.30	0.25	0.23
TOR.	I	0.63	1.74	1.76	1.38	0.96	0.82	0.80

Table 3. Periods of free vibration of "Vrnicka" type building in sec. (Modes with prevalent N - S direction are not included).

MODE	DIR.	TEST	Mod. A	Mod. B	Mod. C
I	E - W	0.384	0.200	0.202	0.384
II	TOR.	0.348	0.183	0.191	
IV	E - W	0.105		0.106	

Table 4. Periods of free vibration of the building in St. Louis in sec.



"VIVANICA" TYPE BUILDING

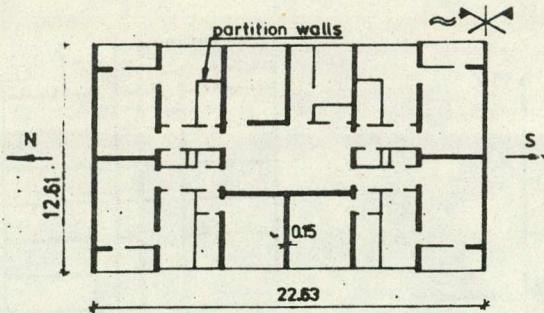


Fig. 4. Typical floor-plan  
(The structure above the foundation is almost symmetrical, whereas the foundation is not)

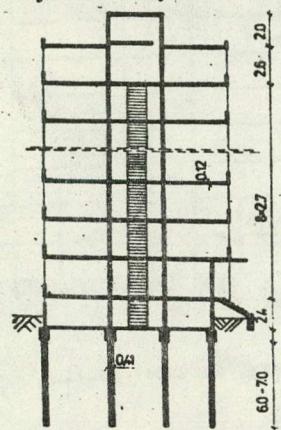


Fig. 5. Cross-section

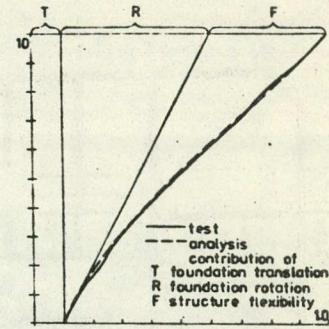


Fig. 6. Vertical mode shape.  
Fundamental mode in  
E - W direction

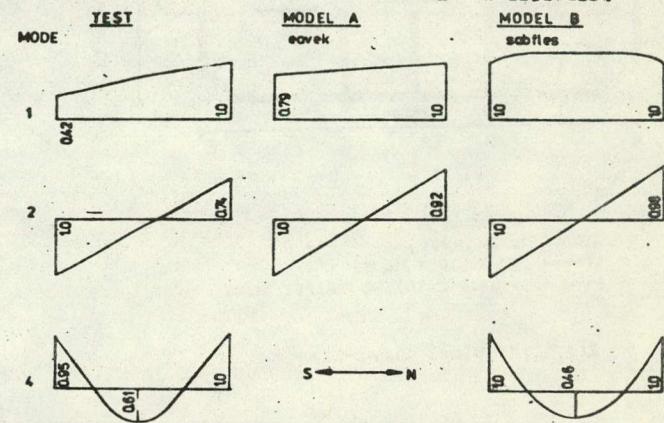


Fig. 7. Horizontal mode shapes at the top of the building

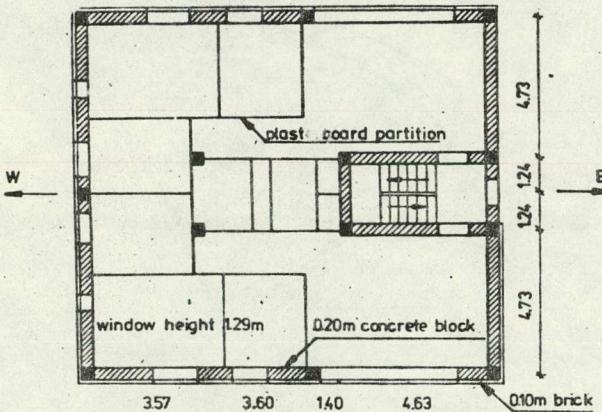


Fig. 8. Floor-plane of the upper 10 stories.

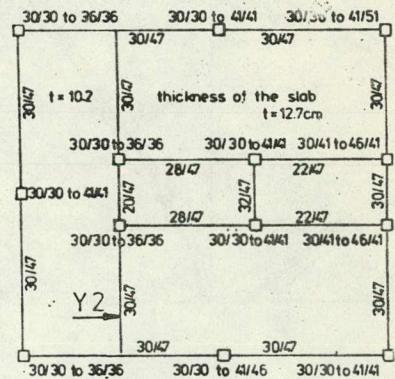


Fig. 10. Idealized floor plan  
of the structural system

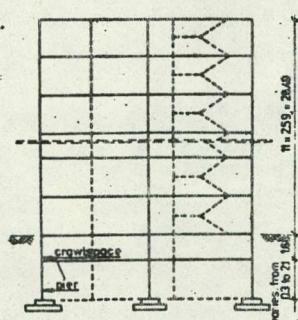


Fig. 9. Cross-section

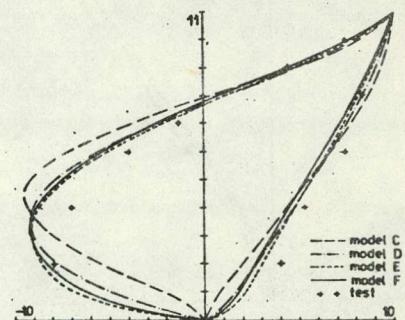


Fig. 11. Mode shapes in E - W direction

