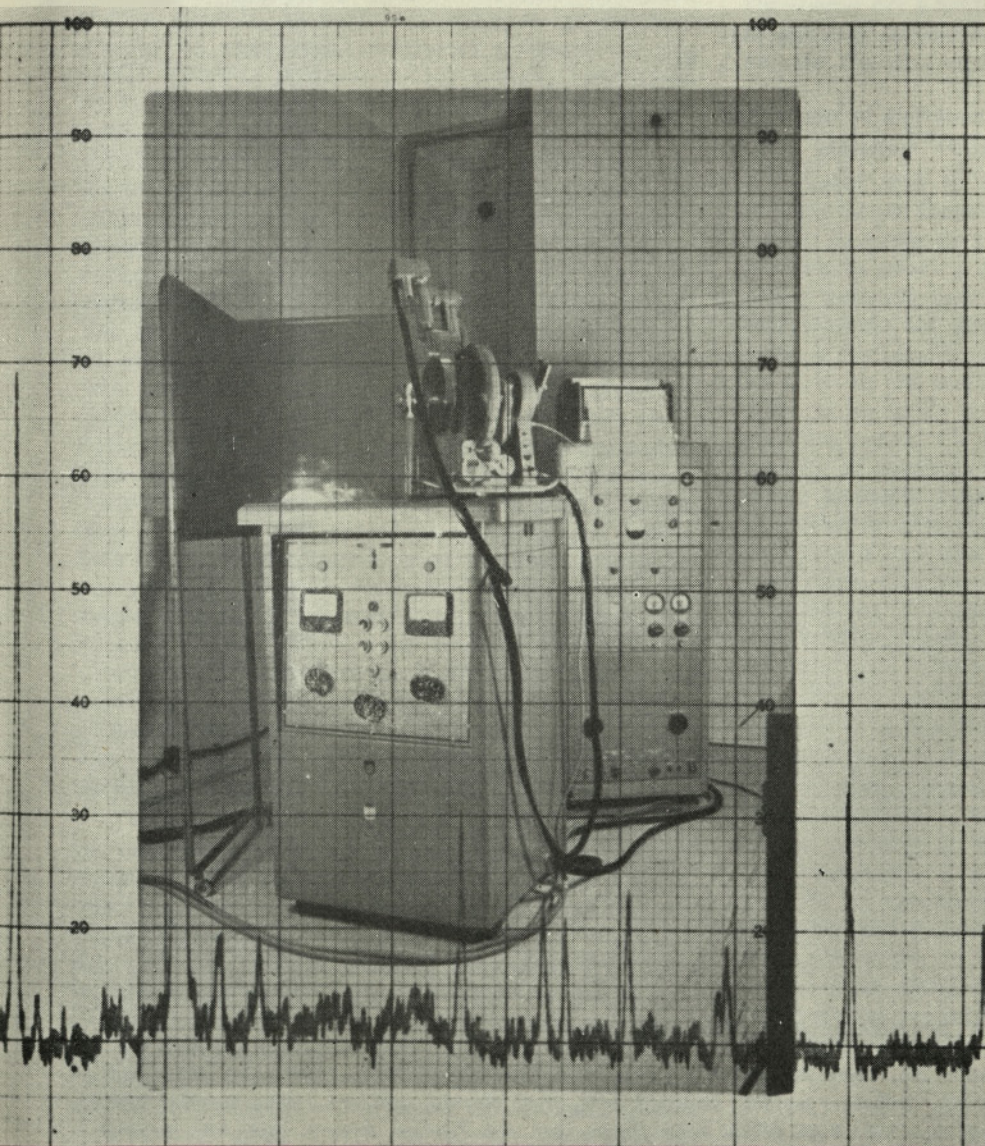


GRADBENI VESTNIK

LETO XIV

MAREC 1965

ŠTEVILKA 3



Zap. št.	16
Datum	31. III. 1965
Preparat	Polnilo
Sevanje	Cu K α
Filter	Ni
KV	36
mA	20
Hitrost scan.	0,25 $^{\circ}$ /min
Območje scan.	70 $^{\circ}$ —9,5 $^{\circ}$ 2 θ
Div. reža	1 $^{\circ}$
Spr. reža	0,06''
Sip. reža	1 $^{\circ}$
Ratemeter	10 2
Cas. konst.	8
Multiplik.	1
Hitrost pap.	$\frac{1}{16}$ inch/min
Detektor	NaI (Tl) 950 V
Nivo	26,1 V
Šir. kanala	16 V

ZAVOD ZA RAZISKAVO MATERIALA IN KONSTRUKCIJ V LJUBLJANI JE OPREMJEN TUDI Z NAJSODOBNEJSIMI APARATURAMI ZA RENTGENSKE PREISKAVE STRUKTURE MATERIALOV

VSEBINA

Dr. inž. Anton Kuhelj: Potresi in stavbe	49	Anton Kuhelj: Earthquakes and buildings
Franc Čačovič, dipl. inž.: O problematiki opečnih zgradb z ozirom na potrese	58	Franc Čačovič: On problems of brick masonry buildings with respect to earthquake
Obvestila Vodogradbenega laboratorija v Ljubljani		
Cevni zasun tipa Howell-Bunger	65	
Gradbeni center Slovenije		
Seznam pomembnejših JUS standardov za področje sta- novanjske izgradnje	67	
Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij		
L. A. J.: Raziskovanje fine strukture materiala z žarki —X	69	

Odgovorni urednik: Sergej **Bubnov**, dipl. inž.

Uredniški odbor: Janko **Bleiweis**, dipl. inž., Lojze **Blenkuš**, dipl. inž., Lojze **Cepuder**, Vladimir **Čadež**, dipl. inž., prof. Bogo **Fatur**, Marjan **Ferjan**, dipl. inž., Vekoslav **Jakopič**, dipl. inž. arh., Hugo **Keržan**, dipl. inž., Maks **Megušar** dipl. inž., Bogdan **Melihar**, Mirko **Mežnar**, dipl. inž., Bogo **Pečan**, Boris **Pipan**, dipl. inž., Marjan **Prezelj**, dipl. inž., Dragan **Raič**, Franc **Rupret**, Ljudevit **Skaberne**, dipl. inž., Vlado **Šramel**, dipl. inž.

Revijo izdaja Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23-158. Tek. račun pri Narodni banki 600-14-608-109. Tiska tiskarna »Toneta Tomšiča« v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina za nečlane 15.000 dinarjev. Uredništvo in uprava Ljubljana, Erjavčeva 15.

Potresi in stavbe

DK 624.042

DR. INŽ. ANTON KUHELJ

Uvod

Kakor znano, so potresi več ali manj neenakomerna gibanja, ki nastanejo nekje v notranjščini zemlje na razmeroma majhnem prostorskem območju (žarišču potresa) zaradi motenj ravnotežja in ki jih moremo le približno aproksimirati z nihanji. Take motnje se tako v trdni kakor tudi v tekoči materiji širijo iz žarišča s končno hitrostjo na vse strani, se pri prihodu na mejo z drugačnimi snovmi deloma odbijejo in deloma lomijo, spremenijo pri tem tudi smer širjenja in deloma — kakor bomo videli — tudi svojo naravo. O nastanku ravnotežnih motenj v žarišču potresa boste slišali več pri drugih avtorjih. Tu naj samo omenimo, da more priti do njih npr. tako, da naraščajoče napetosti v trdni zemeljski masi dosežejo skrajno mejo trdnosti, ki jo snov pri danih okoliščinah more prenesti; podobne motnje pa nastanejo tudi zaradi dinamičnih učinkov npr. pri podzemeljski eksploziji atomskih bomb. Ker je poleg tega velikostni red sproščene energije pri atomskih eksplozijah približno enak velikosti sploščene energije pri potresih (atomska bomba jakosti 50 megaton sprošča energijo $\sim 50 \cdot 10^6 \cdot 10^3 \text{ kg} \cdot 950 \text{ kcal/kg} \cdot 4200 \cdot \text{J/kcal} \cdot 10^7 \text{ erg/J} = 2.10^{24} \text{ ergov}$, energija silnih potresov pa je okrog 10^{25} ergov), so valovanja tal v večjih razdaljah od žarišča v obeh primerih dokaj podobna in ni vedno lahko presoditi, ali je določen potres nastal zaradi podzemne eksplozije ali gre za naravni pojav.

V tem članku ne bomo obravnavali vzrokov za nastajanje potresov in ne pojavov v žarišču samem, ker boste vse potrebno slišali pri drugih avtorjih. Naša naloga naj bo, ogledati si na kratko širjenje ravnotežnih motenj po notranjščini in po vrhnjih plasteh zemeljske površine in pregledati njihov vpliv na stavbe in na druge tehnične objekte. Pri obeh nalogah se bomo omejili na načelno obravnavanje in bomo podrobnosti opustili ali jih kvečjemu nakazali, ker bi v nasprotnem primeru kmalu imeli težave tako glede časa kakor glede matematičnih zahtev. Glavna naša naloga je seveda študij **vpliva potresov na stavbe**; vendar mislim, da je pregled pojavov pri širjenju potresnih sunkov po tleh tudi potreben, ker nas rezultati študija o širjenju motenj po raz-

sežnih območjih zemeljske površine zelo nazorno opozarjajo na poenostavitve, s katerimi navadno računamo pri presojanju vpliva potresov na telesa majhnih dimenzij, kamor pač spadajo vsi ali skoraj vsi tehnični objekti.

1. Valovi v elastičnih telesih

Kakor smo že omenili, se vsaka motnja ravnotežja širi iz žarišča po trdni snovi na vse strani, dokler ne pride do proste površine ali pa do stične ploskve te snovi z drugo, ki ima drugačne mehanske lastnosti kakor prva. Na prosti površini se mora seveda vsa prihajajoča energija zopet odbiti nazaj v notranjščino; na stični ploskvi dveh snovi pa se le en del energije odbije nazaj v prvo snov, medtem ko pride drugi del v novo snov in se po njej širi naprej. Če bi hoteli upoštevati pri študiju širjenja in prehoda motenj vse najvažnejše mehanske lastnosti trdnih snovi, bi naleteli na zelo zamotane enačbe. Zato bomo vzeli pri naslednjem pregledu, da je telo, po katerem se širijo motnje, popolnoma elastično, homogeno in izotropno; zraven tega pa še suponiramo, da so motnje majhne. Kakor bomo videli, so tudi pri vseh teh supozicijah razmere pri valovanjih v elastičnih telesih bolj nepregledne kakor npr. pri elektromagnetnih valovanjih v vakuumu.

Nastanek valovanj v notranjščini elastičnih teles ni težko pojasniti tudi kvantitativno. Če normalne napetosti v prerezih pravokotno h koordinatnim osem x, y, z označimo s $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, tangencialni napetosti v prvem od omenjenih prerezov s τ_{xy} in τ_{xz} ter analogno tudi ostale tangencialne napetosti, tedaj nam zakon o gibanju težišča kvadra z robovi dx, dy, dz da za pomike v smeri osi x enačbo (teža snovi ne vpliva neposredno na valovanje, ker se pojavlja že pred začetkom valovanja, in je zato ne upoštevamo)

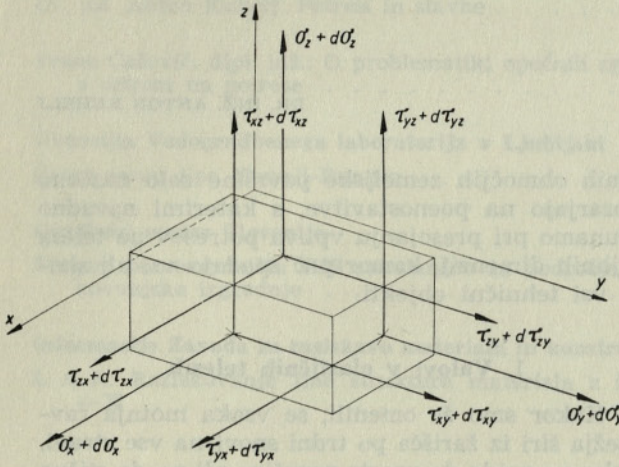
$$(1) \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2}$$

kjer pomeni u_x komponento vektorja pomika v smeri osi x (sl. 1). Po Hookeovem zakonu pa se dajo napetosti tudi izraziti s pomiki, tako da je

$$E \frac{\partial u_x}{\partial x} = (1 + \nu) \sigma - \nu \vartheta, \quad \vartheta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$(2) \quad \frac{E}{2(1 + \nu)} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) = \tau_{xy} = \tau_{yx}$$

kjer pomeni $\nu = \frac{1}{m}$ Poissonovo število, E pa Youngov modul. Če napišemo še obe ostali enačbi za



Sl. 1

raztezka $\partial u_y / \partial y$ in $\partial u_z / \partial z$ v smeri ostalih dveh koordinatnih osi in nato razrešimo vse tri enačbe za raztezke po napetostih, dobimo

$$(2a) \quad \sigma_x = \frac{E}{1 + \nu} \cdot \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_v$$

kjer pomeni $\varepsilon_v = \partial u_x / \partial x + \partial u_y / \partial y + \partial u_z / \partial z$ volumsko dilatacijo. Ako sedaj v zgornji enačbi za gibanje elastične snovi v smeri osi x nadomestimo vse napetosti s komponentami pomika, dobimo prvo izmed naslednjih treh osnovnih (ali Navierjevih) enačb dinamike elastičnega telesa (ostali dve sledita na analogen način)

$$(3) \quad \begin{aligned} \Delta u_x + \frac{1}{1 - 2\nu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} &= \frac{2(1 + \nu)}{E} \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\ \Delta u_y + \frac{1}{1 - 2\nu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial y} &= \frac{2(1 + \nu)}{E} \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \\ \Delta u_z + \frac{1}{1 - 2\nu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} &= \frac{2(1 + \nu)}{E} \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \end{aligned}$$

kjer pomeni Δ Laplaceov operator

$$(4) \quad \Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

Iz teh enačb vidimo takoj, da se širijo motnje v notranjščini elastičnih teles na dva načina oz. z dvema različnima hitrostima. Vzemimo najprej,

da so se v določenem območju v notranjščini elastičnega telesa nenadno pojavile v prerezih paralelno h koordinatnim ravninam samo tangencialne napetosti τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} in zato tudi samo tangencialne deformacije $\gamma_{xy} = \partial u_x / \partial y + \partial u_y / \partial x, \dots$ V takem primeru je tam volumska dilatacija nič in izkaže se, da ostane ta dilatacija nič tudi povsod v telesu. Če pa je $\varepsilon_v \equiv 0$, dobijo zgornje Navierjeve enačbe takoj obliko valovnih enačb

$$(5) \quad \begin{aligned} \Delta u_x &= \frac{2(1 + 2\nu)}{E} \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\ \Delta u_y &= \frac{2(1 + 2\nu)}{E} \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \\ \Delta u_z &= \frac{2(1 + 2\nu)}{E} \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \end{aligned}$$

kjer se motnje širijo s hitrostjo

$$c_1 = \sqrt{\frac{E}{2(1 + \nu)\rho}}$$

Če namreč vzamemo npr. $u_x = u_z \equiv 0$, u_y pa naj bo odvisen le od abscise x in od časa t, sta prva in zadnja enačba identično izpolnjeni, druga pa dobi obliko

$$\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = \frac{1}{c_1^2} \cdot \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2}$$

Splošna rešitev te enačbe pa je

$$(7) \quad u_y = f_1(x - c_1 t) + f_2(x + c_1 t)$$

kar pomeni širjenje motnje f_1 v smeri osi x, motnje f_2 pa v negativni smeri osi x, obeh s hitrostjo c_1 (v seizmologiji označujejo hitrost teh valov po navadi s c_2 oziroma v_2 , hitrost spodaj obravnavanih longitudinalnih valov pa s c_1 oziroma v_1 !).

Iz zgornjega vidimo, da se širijo tangencialne napetosti v trdnih telesih v obliki transverzalnih valovanj z razmeroma majhno hitrostjo c_1 . Ta hitrost je neodvisna od valovne dolžine in zato obdrži krajevna porazdelitev motnje svojo obliko tudi med širjenjem. Pravimo, da transverzalni valovi v homogenem elastičnem telesu nimajo disperzije.

Valove, kjer sta dve komponenti pomika nič in kjer zavisi preostala komponenta samo od ene koordinate, imenujemo polarizirane ravne valove. Enačbam (5) ustrezajo tudi druga bolj komplicirana valovanja, ki pa se vsa širijo naprej s hitrostjo c_1 .

Raztezki, ki nastanejo v zvezi z normalnimi napetostmi, se tudi širijo iz žarišča na vse strani, v kolikor niso seveda napetosti uravnotežene same v sebi npr. skupaj s težami obdajajočih mas. Pri tej vrsti širjenja motenj smemo vzeti, da ima vektor pomika posebno lastnost, da je — kakor pravimo — brez vrtincev. V takem primeru pa se

dajo njegove komponente izraziti z eno samo skalarno funkcijo $\varphi(x, y, z; t)$, ki jo imenujemo potencial vektorja pomikov, tako da je

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x}, u_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y}, u_z = \frac{\partial \varphi}{\partial z}$$

Če vstavimo te izraze v Navierjeve enačbe in naknadno zopet izrazimo potencial φ s pomiki, dobimo po zamenjavi vrstnega reda odvajanj

$$(8) \quad \begin{aligned} \Delta u_x &= \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E(1 - \nu)} \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\ \Delta u_y &= \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E(1 - \nu)} \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \\ \Delta u_z &= \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E(1 - \nu)} \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \end{aligned}$$

To pomeni po analogiji s prejšnjim, da se normalne napetosti in deformacije širijo po notranjščini elastičnega telesa tudi brez disperzije, toda s hitrostjo

$$(a) \quad c_2 = \sqrt{\frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\rho}}$$

ki je znatno večja (za 70 do 85 %) od hitrosti širjenja tangencialnih napetosti. Če vzamemo tudi tu ravne valove v smeri osi x , sta $u_y = u_z = 0$, pomik v smeri osi x pa mora imeti v splošnem primeru obliko $u_x = g_1(x - c_2 t) + g_2(x + c_2 t)$. Ker ima torej tu pomik smer širjenja, je tako valovanje longitudinalno.

Zgornji izrazi veljajo le za širjenje valov v elastičnih telesih, ki imajo v vseh smereh velike dimenzije v primeri z valovno dolžino, tj. s tisto dolžino, po kateri se začnejo v primeru periodičnih motenj napetosti in deformacije v telesu ponavljati. Za valovno dolžino λ velja znana enačba

$$(10) \quad \lambda = c \cdot T$$

kjer pomeni c hitrost širjenja, T pa nihajno dobo. V telesih, pri katerih je ena ali več dimenzij majhna proti valovni dolžini, imamo tudi lahko valovanje, katerih hitrost širjenja pa je nekoliko drugačna kakor c_1 oziroma c_2 .

Še bolj kakor študij širjenja motenj po notranjščini telesa je zanimivo vprašanje prehoda motenj iz ene snovi v drugo. Amplitude in energija valovanja v drugem sredstvu kakor tudi razmere v odbitem valovanju v prvem sredstvu se dajo popolnoma določiti iz diferencialnih enačb valovanj v obeh sredstvih, iz oblike motenj in iz pogojev, ki morajo biti izpolnjeni na prehodu. Iz zakona o enakosti akcije in reakcije sledi predvsem enakost ustreznih napetostnih komponent v stičnih ploskvah obeh teles. Ker pa poleg tega vzamemo, da se zaradi valovanja stik med obema tele-

soma ne pretrga, morajo biti tudi vse komponente pomika obeh teles v vsaki točki stične ploskve enake.

Da dobimo čimbolj pregledne rezultate, naj se omejimo na ravne vpadajoče longitudinalne valove s smerjo širjenja v smeri normale k mejni ravnini, ki naj sovpada z ravnino $z-x$. Količine za snov na pozitivni strani osi y označimo s črtico, količine za snov na negativni strani pa z dvema črticama (sl. 2).

Vpadajoče longitudinalno valovanje naj bo dano z enačbo

$$u_y = A_0 \sin \omega \left(t + \frac{y}{c'_2} \right)$$

pomik odbitih valov pa naj bo dan z

$$u_y = A_1 \sin \omega \left(t - \frac{y}{c''_2} \right)$$

tako da je rezultirajoči pomik na zgornji strani osi x

$$u'_y = A_0 \sin \omega \left(t + \frac{y}{c'_2} \right) + A_1 \sin \omega \left(t - \frac{y}{c''_2} \right) \dots y \geq 0$$

Za pomike valovanja v spodnjem sredstvu vzamemo

$$u''_y = A_2 \sin \omega \left(t + \frac{y}{c''_2} \right) \dots y \leq 0$$

Amplitudi A_1 in A_2 določimo iz zgoraj navedenih pogojev, po katerih morata biti na meji obeh sredstev

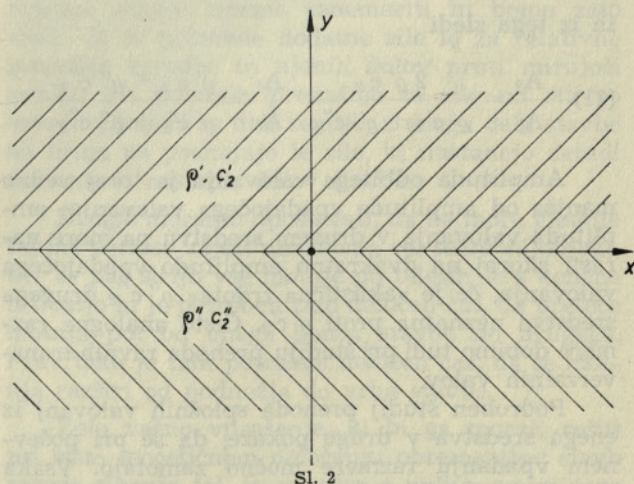
$$u'_y = u''_y, \sigma'_y = \sigma''_y \dots y = 0$$

Kakor vidimo iz zgornjih enačb, ima prvi pogoj obliko

$$(*) \dots (A_0 + A_1) \sin \omega t = A_2 \sin \omega t \text{ ali } A_0 + A_1 = A_2$$

Ker so dalje pri takih valovih deformacije

$$\varepsilon_x = \varepsilon_z = \gamma_{xy} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$$



Sl. 2

in imamo samo raztezek

$$\varepsilon_y = \frac{\partial u_y}{\partial y}$$

dobimo po Hookeovem zakonu za troosno stanje napetosti naslednje enačbe

$$E \varepsilon_x = (1 + \nu) \sigma_x - \nu \vartheta = 0$$

$$E \varepsilon_y = (1 + \nu) \sigma_y - \nu \vartheta$$

$$E \varepsilon_z = (1 + \nu) \sigma_z - \nu \vartheta = 0$$

kjer je ϑ dan z enačbo $\vartheta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$.

Iz zgornjih enačb sledi potem

$$(1 - 2\nu) \vartheta = E \varepsilon_y$$

in

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{E}{1 + \nu} \varepsilon_y + \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_y = \\ &= \frac{(1 - \nu) E \cdot \varepsilon_y}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} = \rho c_2^2 \cdot \varepsilon_y \end{aligned}$$

Če v to enačbo vstavimo vrednosti za ε_y , dobimo za elastično snov zgoraj enačbo

$$\begin{aligned} \sigma_y' &= \rho' c_2'^2 \frac{\omega}{c_2'} \left[A_0 \cos \omega \left(t + \frac{y}{c_2'} \right) - \right. \\ &\quad \left. - A_1 \cos \omega \left(t - \frac{y}{c_2'} \right) \right] \end{aligned}$$

in podobno za σ_y'' . Iz enakosti napetosti na mejni ravnini sledi enačba

$$(**) \dots \rho' c_2' \omega (A_0 - A_1) \cos \omega t = \rho'' c_2'' \omega A_2 \cos \omega t$$

Iz enačb (*) in (**) dobimo za razmerji amplitud enačbi

$$1 + \frac{A_1}{A_0} = \frac{A_2}{A_0}, \quad 1 - \frac{A_1}{A_0} = \frac{\rho'' c_2''}{\rho' c_2'} \cdot \frac{A_2}{A_0}$$

in iz tega sledi

$$(11) \quad \frac{A_2}{A_0} = \frac{2 \rho' c_2'}{\rho' c_2' + \rho'' c_2''}, \quad \frac{A_1}{A_0} = \frac{\rho' c_2' - \rho'' c_2''}{\rho' c_2' + \rho'' c_2''}$$

Amplituda odbitega valovanja je torej vedno manjša od amplitude vpadajočega valovanja; amplituda valovanja v drugem sredstvu pa more narasti skoraj na dvakratno amplitudo vpadajočega valovanja, če je »akustična trdota« $\rho'' c_2''$ drugega sredstva neznatna proti $\rho' c_2'$. Čisto analogne razmere dobimo tudi pri študiju prehoda ravnih transverzalnih valov.

Podroben študij prehoda splošnih valovanj iz enega sredstva v drugo pokaže, da se pri poševnem vpadanju razmere močno zamotajo. Vsaka

vrsta vpadajočega valovanja ima npr. za posledico razne vrste odbitih valovanj, kar seveda znatno otežuje pregled. Tudi na zemeljski površini se pojavijo zato nove vrste valov, ko pridejo prvi sunki iz žarišča potresa v najbližjo točko na površini (v tako imenovani epicenter) in njeno okolico. Posebno dobro se dasta razviti teorija Rayleighjevih in Loveovih valov, od katerih so prvi navezani na bližino svobodne zemeljske površine, drugi pa nastanejo v tanki plasti ob zemeljski površini. Pri prvih imamo opravka tako s komponento pomika v smeri širjenja (longitudinalno valovanje) kakor s komponento pomika v smeri globine; njihova hitrost širjenja je še nekoliko manjša od hitrosti širjenja tangencialnih napetosti. Loveovi valovi so transverzalni valovi z vodoravnimi pomiki prečno k smeri širjenja; njihova hitrost zavisi od valovne dolžine in leži vedno med hitrostjo širjenja strižnih valov podlage c_1' in hitrostjo takih valov v zgornji plasti c_1 , pri čemer pa velja še omejitev, da so taki valovi možni le tedaj, če je hitrost širjenja strižnih valov v podlagi večja kakor v zgornji plasti.

Rayleighjevi in Loveovi valovi imajo proti prej obravnavanim strižnim in razteznim valovanjem posebno lastnost, zaradi katere stopita prvi dve vrsti močno v ospredje v vseh točkah zemeljske površine, ki so nekoliko bolj oddaljene od epicentra. Naši strižni in raztezni valovi so namreč prostorski in se v splošnem širijo na vse strani, tako da prehaja sproščena energija na krogle z naraščajočim radijem, pri čemer seveda njihova amplituda pada. Le pri ravnih prostorskih valovih ostane amplituda — kakor smo videli — konstantna; toda kot ravna smemo šteti le valovanja na majhnih področjih dovolj daleč od žarišča, kjer smemo padanje amplitude z oddaljenostjo res zanemariti. Naši strižni in Loveovi valovi pa so omejeni le na razmeroma tanko plast ob površini zemlje. Če elastično telo ne absorbira energije in se tudi energija ne razprši, se v eni sekundi pomakne vsa energija pri prostorskih valovih od ene krogle na drugo, katere radij je za hitrost c_1 oziroma c_2 večji od radija prejšnje krogle. Ker je energija valov premo sorazmerna kvadratu velikosti amplitude pomika, sledi, da padajo pri prostorskih valovih amplitude v obratnem sorazmerju z radiji. Rayleighjevi in Loveovi valovi pa so omejeni na razmeroma tanko plast ob površini zemlje. Energija prehaja tu na kroge z vedno večjim radijem in amplitude njihovih pomikov padajo zato le obratno sorazmerno s kvadratnim korenem radijev. Pri približno enakih prvotnih amplitudah je torej na večjih razdaljah jakost Rayleighjevih in Loveovih valov veliko večja od jakosti obeh vrst prostorskih valov.

Kakor boste videli pri drugih predavanjih, so gibanja tal pri potresih še znatno bolj zamotana kakor bi sledilo po zgornji teoriji. Kakor vsi veste, je površina zemlje včasih zelo neenakomerna, njen trdni del (skorja) je inhomogen in pogosto tudi anizotropen; pri tem se lastnosti skorje na določene

nih globinah nenadno spremenijo (diskontinuitete), drugod pa variirajo zvezno. Ker ima poleg tega osrednji del zemlje s polmerom okrog 3500 km še lastnosti tekočine, se pojavi pri vsakem potresu cela vrsta raznih valov, ki si na oddaljenih mestih od epicentra sledijo tudi v presledkih več minut. Ker gibanja v žarišču potresa navadno ne trajajo dolgo, se tudi nihanja tal kmalu ustavijo, posebno ker absorbirajo zemeljske plasti počasi velik del energije. Kljub temu pa opazimo, da trajajo najmočnejša gibanja tal, ki so za praktičnega inženirja najbolj važna, po navadi toliko časa, da se pojavi kar znatno število približno enako močnih nihajev. Opazovanja kažejo tudi, da se zaradi zgoraj omenjenega povečanja amplitud v mehkejših snoveh vpliv potresov na stavbe, ki stoje na mehkih tleh, znatno poveča v primerjavi s stavbami na skalnih tleh. To dejstvo upoštevamo s tako imenovano mikrorajonizacijo, s tem da predpišemo za stavbe na mehkih tleh večje horizontalne pomike tal.

2. Jakost in magnituda potresov

Preden pridemo na obravnavanje vpliva potresov na stavbe in druge inženirske konstrukcije, naj na kratko opozorimo, da imamo glede presojanja intenzitete potresov dve meri. Prva velja za vpliv potresnih sil na raznih mestih zemeljske

Amplitude pospeškov tal ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$) v zavisnosti od stopnje potresa

Stopnja	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.
USA srednji pospešek	—	2,3	3,1	9,3	13,1	40,0	67,0	172,0	250
USA največji pospešek	—	1—5	1—8	2—46	2—75	5—175	18—140	51—350	—
SSSR	—	—	—	—	—	25—50	50—100	100—200	200—400
Jap. stopnja	0	1	2	3	4	5	6	7	
Jap. pospešek	< 0,8	0,8—2,5	2,5—8	8—25	25—80	80—253	253—800	> 800	

Mero za določanje moči potresnega sunka v žarišču imenujemo magnitudo in jo določimo po enačbi

$$(12) \quad M = \frac{18}{10} \log \frac{E}{E_0}$$

kjer pomenita E in E_0 energijo potresnega sunka pri danem potresu oziroma primerjalnega sunka, kateremu pridajamo magnitudo nič. Energija takega sunka je 10^{12} ergov, ali z bolj domačo mero merjeno: 0,0278 kWh. Med intenziteto potresa v epicentru in med magnitudo potresnega sunka velja približna empirična enačba

$$(13) \quad I_0 = 1,5 M - 3,5 \log h + 3$$

kjer pomeni h (v km) globino žarišča (v enačbah so mišljeni Briggsovi logaritmi).

3. Splošno o vplivu potresov na zgradbe

Najprej dve načelni ugotovitvi. Prvič vzamemo za koordinatni sistem, proti kateremu merimo pomike tal in stavb, vedno kar tisti, ki se z zemljo

površine, druga pa za presojanje velikosti potresnega sunka samega v njegovem žarišču. Prvo mero imenujemo kratko jakost ali stopnjo potresa. Prvotno se je ta mera naslanjala le na opazovanja pojavov in posledic, ki jih je pustil potres na določenem mestu zemeljske površine. Za merjenje jakosti potresa uporabljamo najbolj pogosto skalo z 12 stopinjami, ki jo imenujemo tudi Mercalli-Cancani-Siebergovo skalo; vendar uporabljajo poleg nje v nekaterih državah tudi nekoliko modificirane skale. Večje razlike ima samo japonska skala iz leta 1950, ki pozna le 8 potresnih stopenj, in stara Rossi-Forelova skala, ki ima 10 potresnih stopenj.

Kakor bomo videli, so odvisne obremenitve stavbe pri danih dinamičnih lastnostih predvsem od pospeška tal pri potresu. Kot objektivno merilo za stopnjo potresa bi torej prišla predvsem v poštev velikost največjega pospeška tal. V ZDA in v SSSR ocenjujejo zvezo med stopnjo potresne jakosti in amplitudo pospeškov po priloženi tabeli, ki pa gre le do devete potresne stopinje. Gibanja tal pri močnejših potresih so namreč preveč nenakomerna, da bi jih bilo mogoče v zadostni meri označiti samo z amplitudami sinusoidalnih pospeškov; poleg tega pa so potresi višjih stopenj tako katastrofalni, da navajanje pospeškov tal, ki naj bi jih bilo treba upoštevati pri računanju potresnih obremenitev, ne pride v poštev.

kot celoto vrtilni okrog njene osi in se z njo tudi translatorno giblje okrog sonca. V tem sistemu je seveda stalno navzoča privlačna sila zemlje, ki je nekoliko zmanjšana zaradi centrifugalnih pospeškov zaradi vrtenja in ki jo uravnotežijo vertikalne sile tal. Vpliv Coriolisovega pospeška zaradi vrtenja zemlje smemo zanemariti in bomo zato vzeli, da so potrebne dodatne sile le za relativne pospeške zgradbe in njenih delov proti mirujoči zemlji. Pri potresih prenašajo te sile na stavbo seveda gibajoči se deli zemlje; z enega dela stavbe na drugi pa prehajajo le sile, ki nastanejo zaradi deformacij nosilnih delov stavbe.

Drugič moramo upoštevati, da ne more gibanje tal pri potresu zajeti nenadoma cel tehnični objekt, ker se pač širijo vse motnje po telesih le s končno hitrostjo in je potreben zato določen čas, da preteče motnja pot od enega konca stavbe do drugega. Prav tako je tudi potreben določen čas, da se motnja razširi od podnožja do vrha stavbe.

Zelo važno vprašanje, ki bi ga moralj rešiti pri čisto teoretičnem določanju obremenitev stavb zaradi gibanja tal, je vprašanje vpliva smeri tega

gibanja na obremenitve. Navadno vzamemo, da so le vodoravni pospeški nevarni za stavbo, ker so njeni nosilni elementi itak dimenzionirani za prenašanje tež in zato tudi znatno povečanje vertikalnih sil ne more resno ogroziti stavbe. Menim, da ta argument drži, kolikor gre res samo za vertikalne pospeške pri navpičnem pomikanju tal. Če pa je nek objekt vpet na majhnem območju v tleh in se znatno spreminja tudi nagib tal zaradi vertikalnega gibanja, utegnejo nastati v določenih primerih znatne horizontalne obremenitve, na kar je, mislim, prvi opozoril dipl. inž. St. Dimnik.

Vprašanje časovnega poteka najbolj nevarnih pomikov tal je tudi zelo važno. Pogled na seizmogram, ki pa so jih navadno posneli na krajih, kjer je dosegel potres le nižjo stopnjo jakosti, pokaže — kakor že omenjeno — da gre za dokaj nepravilna gibanja v različnih smereh; v najbolj prizadetih krajih pa je gibanje tal navadno čisto kaotično. Časovni potek takih gibanj se tudi od potresa do potresa močno spreminja, tako da je skoraj nemogoče predpisati za gibanje tal pri vseh potresih nekak najbolj verjeten časovni potek. Zato je tudi treba presojati vse zaključke, ki se naslanjajo na supozicijo, da je najmočnejše gibanje tal čisto harmonično in z določeno nihajno dobo, z veliko rezervo. Boljše bi bilo obravnavati nihanja stavb kot gibanja sistemov, na katere vplivajo slučajne neurejene sile (gl. npr. lit. 1) ali pa izvesti poskuse na modelih stavb z nihanji, ki ustrezajo poteku gibanja tal pri različnih potresih. Poskusi, določiti v zvezi s potresnimi obremenitvami vse potrebne elemente za proračune kar na podlagi poenostavljene matematične analize, bodo pač dali zadovoljive rezultate le tedaj, če jih predhodno kontroliramo in primerjamo z opazovanji.

Kakšne vrste nihanj morejo nastati na stavbah npr. pri vodoravnem gibanju tal? Pri nizkih in dolgih objektih se bodo pojavila predvsem strižna nihanja, pri katerih prevladujejo v vodoravnih prerezi tangencialne napetosti nad upogibnimi. Pri razmeroma ozkih in visokih stavbah pa bodo na drugi strani seveda prevladovala upogibna nihanja. Ta moramo razstaviti na komponente v smeri glavnih vztrajnostnih osi presečnih likov nosilne konstrukcije in obravnavati nihanje stavbe v vsaki smeri posebej. Kadar rezultirajoča vodoravna sila, ki povzroča npr. gibanje vseh mas enega nadstropja, ne gre ves čas skozi težišče teh mas, se bodo pojavila tudi torzijska nihanja, katerih velikost je odvisna seveda od ekscentričnosti sile.

Vsaka od navedenih vrst nihanj ima svoje posebnosti, ki jih je treba pri obravnavanju upoštevati. Za približni študij upogibnih nihanj bomo seveda večkrat združili mase, ki so razdeljene po stavbi, na eno ali več mest ali pa bomo vzeli, da so mase več ali manj enakomerno porazdeljene po višini. Na ta način pridemo do ene ali več navadnih diferencialnih enačb, v primeru porazdeljenih mas pa do parcialnih diferencialnih enačb. Rešitev teh enačb ne dela prevelikih težav, kadar je gibanje

tal sinusoidalno. Če pa so mase neenakomerno porazdeljene in prerezi spremenljivi, si v skrajnem primeru pomagamo s približnimi metodami, ki pa so posebno pri računanju s tako imenovanimi višjimi toni precej zamudne. Znatne težave povzročajo pri teh proračunih tudi nepravilne oblike nosilnih elementov in odprtine v njih, ki znatno vplivajo tako na porazdelitev napetosti kakor tudi na velikost deformacij in pomikov.

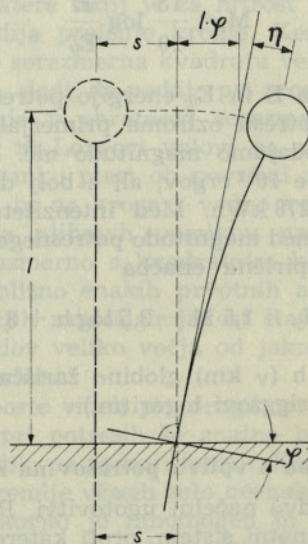
Dušenje materiala znatno zamota nekatere od zgoraj navedenih proračunskih metod; vendar ga moramo nujno upoštevati, če nam gre za kvantitativno uporabne rešitve. Prav tako je treba upoštevati možnost, da posamezni deli stavbe še sami posebej zanihajo proti celoti. Sem spadajo predvsem taki deli, ki imajo obliko vitkih palic ali velikih tankih sten in ki zanihajo kot upogibni nosilci oziroma kot tanke plošče.

Čas nam ne dopušča, da bi si mogli podrobneje ogledati več primerov nihanj stavb pod vplivom potresnih sunkov. V zaključnem poglavju bomo zato obravnavali le upogibna nihanja vitkih stavb, pri katerih smemo vse mase združiti na eno mesto.

4. Upogibna nihanja stavbe z eno maso

Za najbolj grobe preračune smemo nadomestiti tudi pri vitkih stavbah, pri katerih upogibne preobremenitve daleč prevladujejo nad strižnimi napetostmi, vse mase z eno samo maso m v določeni višini. Če označimo vso enakomerno porazdeljeno maso neke stavbe s Σm_i in njeno višino s H , moramo npr. nadomestno maso m , ki jo ocenimo na $m = \frac{2}{3} \Sigma m_i$, namestiti v višini $l = 0,713 H$. Za tla,

kjer naj bo stavba vpet, vzamemo, da se v vodoravni smeri pomikajo za pomik $s = s(t)$ in v isti ravnini nagnejo za kot $\varphi = \varphi(t)$, medtem ko vertikalne pomike v smislu prejšnjih opazk ne upoštevamo. Do takih gibanj tal pride le pri kombi-



Sl. 3

naciji longitudinalnih valov s transversalnimi kakor so npr. Reyleighjevi valovi. Pri drugih vrstah valov ne pride seveda do takih kombiniranih gibanj. Pri uporabi naslednje analize na take primere je treba pač vzeti $s \equiv 0$ oziroma $\varphi \equiv 0$ in nato po potrebi obe rešitvi kombinirati, če se gibljejo tla na oba načina v dveh pravokotnih ravninah.

V skladu z zgoraj omenjenim splošnim načelom je vodoravni pospešek mase m pri majhnih pomikih dan (sl. 3) z izrazom

$$a = \frac{d^2(s + l\varphi + \eta)}{dt^2} = \ddot{s} + l\ddot{\varphi} + \ddot{\eta}$$

Če odvede po času kratko označimo s pikami. Ker je zveza med pomikom η mase m in silo F , ki ta pomik povzroča, dana z enačbo (gl. npr. Hütte I, 5. poglavje)

$$\eta = \frac{Fl^3}{3EJ}$$

in ker je $F = -m \cdot a$, dobimo brez upoštevanja dušilnih sil enačbo za pomik

$$m\ddot{\eta} + \frac{3EJ}{l^3}\eta = -m(\ddot{s} + l\ddot{\varphi})$$

Če vzamemo, da je dušilna sila proporcionalna $\dot{\eta}$ (kar pač približno velja v primeru, da prihaja dušenje največ od deformacij nosilca), tedaj se končno glasi diferencialna enačba nihanj mase m na enostransko vpetem upogibnem nosilcu dolžine l

$$(14) \quad m\ddot{\eta} + 2b\dot{\eta} + c\eta = -m(\ddot{s} + l\ddot{\varphi}) = -m\ddot{x}$$

kjer vzamemo

$$(15) \quad c = \frac{3EJ}{l^3}, \quad x = s + l\varphi \text{ in dušilno silo} = -2b\dot{\eta}$$

Splošna rešitev diferencialne enačbe (14) nihanja mase m je odvisna seveda od časovnega poteka funkcije x . Najbolj preprosta, vendar za silo uporabna oblika bi bila

$$x = x_0(1 - \cos \omega t)$$

pri kateri sta nič tako pomik tal x kakor tudi hitrost ob prihodu potresnega sunka (v času $t = 0$); vendar je tak nastavek seveda le prav groba aproksimacija vseh možnih vrst najmočnejšega gibanja tal. Enačba (14) preide potem v

$$(14') \quad m\ddot{\eta} + 2b\dot{\eta} + c\eta = -m x_0 \omega^2 \cos \omega t$$

Splošna rešitev tej enačbi prirejene homogene diferencialne enačbe se da — kakor znano — pisati v obliki

$$(16) \quad \eta = e^{-\beta t} (A \cos pt + B \sin pt)$$

kjer sta A in B poljubni integracijski konstanti, ki jih bomo pozneje določili iz začetnih pogojev, medtem ko sta β in p določena z mehaničnimi lastnostmi nosilca

$$(17) \quad p = \sqrt{k^2 - \beta^2}, \quad k^2 = \frac{c}{m} = \frac{3EI}{l^3m}, \quad \beta = \frac{b}{m}$$

Za partikularno rešitev enačbe (14') uporabimo nastavek

$$\eta = \eta_0 \cos(\omega t + \varepsilon)$$

in z njim dobimo, če ga vstavimo v (14') in primerjamo koeficiente pri $\cos(\omega t + \varepsilon)$ in pri $\sin(\omega t + \varepsilon)$ na obeh straneh enačbe, potem ko smo na desni strani še pisali

$$\cos \omega t = \cos(\omega t + \varepsilon - \varepsilon) = \cos \varepsilon \cos(\omega t + \varepsilon) + \sin \varepsilon \sin(\omega t + \varepsilon)$$

naslednji enačbi za konstanti η_0 in ε

$$\eta_0(m\omega^2 - c) = m x_0 \omega^2 \cos \varepsilon$$

$$\eta_0 2b\omega = + m x_0 \omega^2 \sin \varepsilon$$

Splošno rešitev enačbe (14') dobimo s superpozicijo obeh prejšnjih rešitev

$$(18) \quad \eta = \eta_0 \cos(\omega t + \varepsilon) + e^{-\beta t} (A \cos pt + B \sin pt)$$

kjer je

$$\eta_0 = x_0 \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{k^2}{\omega^2}\right)^2 + \frac{4\beta^2}{\omega^2}}}, \quad \varepsilon = \arctg \frac{2\beta\omega}{\omega^2 - k^2}$$

Ob nastopu potresa ($t = 0$) vzamemo, da je upogibek $\eta = 0$ in hitrost mase $\dot{\eta} = 0$. Ker sledita za prva dva odvoda odmika η enačbi

$$\dot{\eta} = -\eta_0\omega \sin(\omega t + \varepsilon) + e^{-\beta t} [-(Ap + B\beta) \sin pt - (A\beta - Bp) \cos pt]$$

in

$$\ddot{\eta} = -\eta_0\omega^2 \cos(\omega t + \varepsilon) - \eta_0 + e^{-\beta t} \{ -[A(p^2 - \beta^2) + 2\beta pB] \cos pt + [2\beta pA - B(p^2 - \beta^2)] \sin pt \}$$

dobimo iz zgornjih pogojev za η in $\dot{\eta}$ v času $t = 0$

$$0 = \eta_0 \cos \varepsilon + A$$

$$0 = -\eta_0\omega \sin \varepsilon - (A\beta - Bp)$$

in iz tega

$$\eta = \eta_0 \left\{ \cos(\omega t + \varepsilon) + e^{-\beta t} \left[\frac{\omega \sin \varepsilon - \beta \cos \varepsilon}{p} \sin pt - \cos \varepsilon \cos pt \right] \right\}$$

Člen s faktorjem $e^{-\beta t}$ ima zelo neprikladno obliko in daje pri odvajanju nepregledne izraze.

Ker pa njegova vrednost s časom upade, se vprašamo, kdaj ga smemo zanemariti. Po sovjetskih podatkih variira izraz

$$\beta_1 = \frac{2 \pi \beta}{p}$$

pri zgradbah med 0,16 in 0,38 in je pri jeklenih skeletnih stavbah najmanjši. Če vzamemo $\beta_1 = 0,20$ in se vprašamo, po kolikem času t_1 pade izraz $e^{-\beta t}$ npr. na 0,05, dobimo

$$t_1 = \frac{1}{\beta} \ln 20 = \frac{T}{0,20} \ln 20 = 15 T$$

kjer pomeni $T = 2 \pi / p$ nihajno dobo lastnih nihanj upogibnega nosilca. Potresi, kjer bi trajala močna nihanja toliko časa, pa so zelo redki in zato smemo člene z dušenjem pač le pri prav grobih aproksimacijah zanemariti. V takem primeru pa je preprosto

$$\ddot{\eta} = -\eta_0 \omega^2 \cos(\omega t + \varepsilon)$$

in absolutni pospešek mase m je

$$a = \ddot{x} + \ddot{\eta} = \omega^2 x_0 [\cos \omega t - f \cos(\omega t + \varepsilon)]$$

če pomeni izraz

$$f = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{k^2}{\omega^2}\right)^2 + \frac{\omega^2}{4 \beta^2}}}$$

povečevalni faktor, s katerim moramo pomnožiti amplitudo x_0 pomika tal, da dobimo amplitudo η_0 upogibka nosilca.

Sila, s katero vpliva masa m na nosilec, je torej po zgornjem dana z izrazom

$$F = -ma = -m x_0 \omega^2 [\cos \omega t - f \cos(\omega t + \varepsilon)]$$

Če nadomestimo $\cos(\omega t + \varepsilon) = \cos \omega t \cos \varepsilon - \sin \omega t \sin \varepsilon$ in če uvedemo nov kot ε_1 z enačbo

$$\operatorname{tg} \varepsilon_1 = \frac{1 - f \cos \varepsilon}{f \sin \varepsilon}$$

smemo pisati

$$F = -m x_0 \omega^2 \sqrt{1 - 2 f \cos \varepsilon + f^2} \cdot \sin(\omega t + \varepsilon_1)$$

tako da je amplituda sile, s katero vpliva masa m na nosilec, dana z izrazom

$$F_{\max} = m x_0 \omega^2 \sqrt{1 - 2 f \cos \varepsilon + f^2}$$

ali ob upoštevanju druge enačbe (17 b) in po nekoliko daljšem računanju

$$(19) \quad F_{\max} = m x_0 \omega^2 \sqrt{\frac{k^4 + 4 \beta^2 \omega^2}{(\omega^2 - k^2)^2 + 4 \beta^2 \omega^2}}$$

Amplituda vodoravne sile, s katero vpliva masa stavbe na elastični upogibni nosilec, je torej dana s produktom reducirane mase m stavbe, amplitude pospeška tal $x_0 \omega^2$ in redukcijskega faktorja

$$(20 a) \quad f_1 = \sqrt{\frac{k^4 + 4 \beta^2 \omega^2}{(\omega^2 - k^2)^2 + 4 \beta^2 \omega^2}}$$

Ta redukcijski faktor je enak enoti za zelo nizke krožne frekvence ω nihanja tal in doseže velikansko vrednost $\sqrt{1 + k^4/4 \beta^2 \omega^2}$ v primeru resonance, tj. kadar je $\omega = k$. Za zelo velike ω se redukcijski faktor znova zelo zmanjša na približno vrednost k^2/ω^2 . Njegova vrednost pade pod ena že tedaj, ko je $\omega \geq k \sqrt{2}$. Če nadomestimo $\omega = 2 \pi/T_p$ in $k = 2 \pi/T$, kjer je T_p nihajna doba tal najmočnejših potresnih sunkov, T pa približna nihajna doba stavbe pri lastnih nihanjih, preide zadnja neenačba v $T \geq T_p \sqrt{2}$. Potresne obremenitve zgradbe z veliko nihajno dobo lastnih nihanj se torej zmanjšajo v primeri z obremenitvami bolj togih zgradb. Predpisi to po navadi upoštevajo in predpisujejo za stavbe z nihajno dobo nekako od 0,5 sekunde navzgor vedno manjše horizontalne obremenitve.

Zgornja analiza obremenitev po potresih je najbolj groba ocenitev njihovega vpliva na stavbe in more zato dati le približen vpogled v dejanske razmere. Pri natančnejših študijah moramo upoštevati več faktorjev, ki znatno spremenijo zgornje preproste rezultate.

1. S tem, da nadomestimo več ali manj porazdeljene mase stavbe z eno reducirano maso, dobimo eno samo krožno frekvenco p lastnega nihanja, medtem ko imajo stavbe tudi več »višjih« lastnih nihanj z enim ali več vozlov na različnih višinah. Nadomestitev vseh mas z eno samo nam da za to maso čisto določeno horizontalno silo, medtem ko se v resnici obremenitve pri razdeljenih masah po višini spreminjajo, čim upoštevamo deformacije stavbe. Spreminjanje vodoravnih bremen v odvisnosti od višine bi mogli približno upoštevati na ta način, da bi za mase, ki ležijo pod ali nad reducirano maso, vzeli ustrezajoče vrednosti za upogibek namesto vrednosti η . Za mase neposredno ob zemlji bi dobili tako enak vodoravni pospešek kakor ga imajo tla, ker je tam pač $\eta = 0$ in je zato $a = x$. Bolj natančno zajamemo seveda dejanske razmere, če vzamemo na raznih višinah več mas ali če mase kar zvezno porazdelimo po višini. Če se držimo zadnje variante, pridemo sicer do parcialnih diferencialnih enačb, ki pa se tudi dajo več ali manj natančno rešiti.

2. Pri nizkih stavbah so strižne deformacije večje od upogibnih in bi morali zato obravnavati nihanja pri strigu, kar ne dela posebnih težav.

3. Naša supozicija časovnega poteka nihanj tal je zelo groba aproksimacija; pri drugačnem časovnem poteku funkcije x bi morali partikularno rešitev diferencialne enačbe poiskati na drug način, npr. z Lagrangevo metodo variacije konstant,

4. Omejitev diskusije na stacionarno komponento rešitve ne daje vedno pravilne slike obremenitev, posebno ne v primeru, da so frekvence nihanja tal in frekvence lastnega nihanja stavbe blizu skupaj (rezonanca). Zgornje enačbe dajo v tem primeru veliko višje horizontalne obtežbe od dejanskih. V takih primerih je nujno potrebno računati nihanja stavb s spremenljivimi frekvencami in amplitudami nihanja tal, katerih vrednosti se menjavajo po statističnih zakonih.

5. Valovanje tal ne zadene — praktično vzeto — cele stavbe istočasno, posebno pri stavbah večjih tlorisnih dimenzij. Vpliv takih zakasnitev bi bilo treba v ekstremnih primerih tudi upoštevati.

6. Razni deli stavb, posebno vitke palice in tanke plošče morejo proti stavbi kot celoti dokaj močno samostojno nihati. Taka sekundarna nihanja je treba v določenih primerih upoštevati, če gre za važne objekte.

Zaključek

Zgornji pregled pojavov pri širjenju seizmičnih motenj po tleh pokaže, da gre navadno za zelo zamotana gibanja, katerih intenziteta se utegne na valovno mehkih tleh zelo povečati proti nihanjem valovno bolj trdih tal. Mogoče so razne oblike nihanj zgradb pod vplivom potresnih sunkov, ki jih je treba skrbno preučiti. Kvantitativno zasledova-

nje gibanja stavb pri danih pomikih tal, je zelo težavno, če ne poenostavimo naloge v izredni meri. Ker se časovni potek gibanja tal tudi močno spreminja od primera do primera, bi bila za bolj natančno določanje potresnih obremenitev potrebna uvedba statističnih metod ali pa naj bi se obtežbe določile eksperimentalno. Kljub navedenim težavam je tudi približna kvantitativna analiza opazovanj zelo koristna, ker pripomore k razčiščenju nejasnosti in ker more samo takšna analiza omogočiti izdelavo zanesljivih navodil za razmeroma preprosto določanje potresnih obremenitev, kakor se res utegnejo na danem mestu pojaviti.

Literatura:

1. W. C. Hurty — M. F. Rubinstein: Dynamics of structures. Englewood Cliffs, Prentice-Hall Inc., 1964
2. I. L. Korčinskij: Osnovy proektirovanija zdanij v sejsmičeskikh rajonah. Moskva Gosstrojizdat, 1961
3. W. S. La Londe — M. F. Janes: Concrete engineering handbook (8. oddelek). New York, Mc-Graw-Hill, 1961
4. R. B. Lindsay: Mechanical radiation. New York, Mc-Graw-Hill, 1960
5. S. V. Medvedev: Inženernaja sejsmologija. Moskva, Gosstrojizdat, 1962
6. J. Rothé: Seismes et volcans. Paris, PUF, 1958
7. E. F. Sawarenski — D. P. Kirnos: Elemente der Seismologie und Seismometrie (prevod iz ruščine). Berlin, Akademie-Verlag, 1960

ANTON KUHELJ

EARTHQUAKES AND BUILDINGS

Synopsis

Paper discusses some fundamental questions about the propagation of earthquake disturbances and the origin of additional loads on buildings due to seismic soil movements. Equations for the propagation of disequibrated tangential and normal strains in an infinite elastic body can be immediately deduced from Navier's equations, which in their turn are based on such general mechanical principles as the momentum theorem and Hooke's law. The passing of a plane longitudinal wave across a plane boundary from one elastic medium to another is dealt with quantitatively for the case of normal incidence and it is shown that the amplitude of the passing wave is greater than that of the arriving wave if the second medium is »softer« than the first one. Rayleigh and Love waves are briefly described and their importance for the amount of soil movements in distant places from the epicenter is stressed. It is pointed out that many theoretical assumptions are not fulfilled for earthquake motions and so the above conclusions give only an approximate picture of the process. Attention is drawn to the distinction between the magnitude of the earth-

quake shock energy and the intensity of soil motion and a comparative table of soil accelerations during earthquakes of different intensities according to some seismic scales is given.

As regards the determination of additional loads on buildings during earthquakes it is stated that the most suitable reference system is that which moves with the earth as a whole. A very simple form of the main seismic displacement of soil is assumed and the differential equation for the movement of a building is derived in the case that it can be replaced by a mass point on a cantilever beam. General solution of the equation is established, but the expression for the amplitude of additional loads is deduced only in the case that the transient component of bending motion can be neglected. General conclusions for the amount of additional loads can be deduced from the above simple considerations. Finally the influence of some factors is discussed, which were not taken into account in theoretical considerations, and some ways are indicated which would yield better approximations for additional loads of buildings during earthquakes.

O problematiki opečnih zgradb z ozirom na potrese

DK 624.042:624.012.2

FRANC ČAČOVIČ, DIPL. INŽ.

O primernosti gradnje opečnih zgradb na seizmičnih področjih so mnenja deljena. V splošnem prevladuje prepričanje, da so opečne zgradbe zaradi svoje togosti, krhkosti, majhne odpornosti materiala in s tem povezane velike teže zgradb za seizmična področja neprimerne.

Kalifornijski predpisi iz leta 1959 (SEAOC Code) ne dovoljujejo gradnje opečnih zgradb z nearmiranimi zidovi na teritoriju Kalifornije. Nasprotno predpisi SZ (SNiP II-a 12-62) iz leta 1962 dovoljujejo gradnjo tudi nearmiranih opečnih zgradb, pri čemer je število etaž omejeno na maksimalno 5 v VIII. potresni coni oziroma na 4 v IX. potresni coni.

Ta omejitev velja tudi za primere, kadar je opečno zidovje armirano. Pri tem je pripomniti, da se pri nearmiranih zgradbah z maksimalnim številom etaž zahteva material I. kvalitete, medtem ko kvaliteta materiala za armirane opečne zgradbe ni posebej specificirana.

Ako primerjamo oba predpisa, katera sta stara le nekaj let, vidimo, da je tretiranje opečnih zgradb pri obeh različno. Ne bi mogli trditi, da je prišlo do razlik zaradi tega, ker bi bila enim ali drugim sestavljalcem omenjenih predpisov tovrstna problematika manj poznana. Prej bi lahko trdili, da je do razlik prišlo zavestno in da so le-te posledica različnih karakteristik in pogostosti potresov, kot tudi različnih gradbeno tehničnih in ekonomskih specifičnosti obeh dežel.

V naših predpisih PTP 2 je bil vpliv potresa močno podcenjen. Šele z izdajo slovenskih predpisov »Dimenzioniranje gradbenih objektov v potresnih območjih« v letu 1963 je bila ta pomanjkljivost odpravljena.

Tu bi omenili, da se v svetu redko dogodi, da je izdelan tovrstni predpis, preden kak katastrofalni potres opozori na njegovo potrebo. Težko je namreč brez trdnih argumentov zavreči nekaj, kar se je dolga desetletja smatralo za pravilno, in opravičiti povečane stroške, ki so nujno povezani z uveljavljanjem takih predpisov.

Slovenski predpisi ne omejujejo višine opečnih zgradb, pač pa stavljajo le pogoj, da mora biti odpornost zgradbe usklajena s predpisano seizmično obremenitvijo in zahtevano varnostjo. Brez računskega dokaza, toda ob upoštevanju konstruktivnih navodil, danih s predpisi, pa je mogoče graditi opečne zgradbe z maksimalno 6 etažami v VIII. coni in s 4 etažami v IX. potresni coni.

Katastrofalni skopski potres v letu 1963 nas je dokončno prepričal, da je bila izdaja slovenskih predpisov o aseizmični gradnji povsem utemeljena, istočasno pa je sprožil potrebo po čimprejšnji izdelavi tovrstnih zveznih predpisov.

Kar se tiče opečnih zgradb, je imel skopski potres med drugim tudi to posledico da je omajal

že itak ne preveliko zaupanje v primernost gradnje opečnih zgradb v seizmičnih področjih. To se je odrazilo tudi v »Privremeni tehniški propisih za gradnje u seizmičkim područjima«, izdanih lansko leto, ki so — posebno glede opečnih zgradb — znatno strožji od slovenskih.

Bistvene razlike so naslednje:

1. število etaž je omejeno na maksimalno 6 v VIII. potresni coni in na maksimalno 5 v IX. potresni coni (točka 4.2.7);

2. računski dokaz varnosti je potrebno podati za vse opečne zgradbe ne glede na število etaž (točka 2.1);

3. opečne zgradbe v VII. in VIII. potresni coni, ki imajo več kot dve etaži, in vse opečne zgradbe v IX. potresni coni se morajo na vseh vogalih, kot tudi na mestih spajanja dveh zidov ojačiti z vertikalnimi armirano-betonskimi stebri (točka 4.2.22);

4. koeficienti Kc so povečani tako, da znaša maksimalna vrednost 0,12 namesto prejšnje 0,10 (točka 2.5.2);

5. pri upoštevanju potresa se smejo dopustne napetosti povečati le za 50 % (točka 2.11).

Ako primerjamo slovenske predpise z zveznimi, lahko ugotovimo, da so, vzeto v celoti, slovenski predpisi jasnejši in doslednejši glede zahtev, kot so zvezni. Prav iz razloga, da se izognemo različnim mogočim tolmačenjem posameznih točk zveznih predpisov, bo te prej ali slej prav gotovo potrebno revidirati.

V nadaljnem se bomo omejili le na eno od določil zveznih predpisov, to je na točko 4.2.22, ki govori o potrebi ojačitve opečnih zgradb z armirano betonskimi stebri. To določilo je namreč v nasprotju s tabelo 3, ki določa dopustno število etaž v odvisnosti od tega, ali opečne zgradbe imajo oziroma nimajo armiranobetonskih stebrov. Mislimo, da je ta protislovnost dovolj poznana ter ne rabi posebnega tolmačenja.

Treba je priznati, da ima ideja o nujnosti ojačitve opečnih zgradb z armiranobetonskimi stebri širok krog zagovornikov med jugoslovanskimi strokovnjaki. To idejo zagovarjajo tudi vsi jugoslovanski inštituti za raziskavo materiala, razen ZRMK v Ljubljani. To idejo je kategorično zagovarjal tudi J. Despeyroux na mednarodnem simpoziju, kateri je bil pod pokroviteljstvom UNESCO konec meseca septembra lanskega leta v Skopju.

Kakšni so argumenti, ki govore v prid armiranobetonskim stebrom?

Ko je bilo g. Despeyrouxju postavljeno vprašanje, ali je ta sistem že kje preizkušen, je odgovoril, da je ta sistem že bil uporabljen v Čilu, da pa od takrat tamkaj še ni bilo potresa in da torej praktičnih rezultatov še ni. Pri tolmačenju zveznih predpisov, katero se je vršilo meseca decembra lani v Beogradu, so bili kot argument v prid

armiranobetonskim stebrom navedeni rezultati raziskav v inozemstvu, kjer bilo ugotovljeno, da znaša odpornost opečnega zida pri horizontalni obremenitvi samo ca. eno desetino nosilnosti z armiranim betonom uokvirjenega zidu in da je nosilnost uokvirjenega zidu večja od vsote nosilnosti zidu plus okvira.

Ako bi k navedenemu še dodali, da armirano-betonski stebri povezujejo zgradbo v vertikalni smeri v eno celoto, da preprečujejo izpadanje vogalov in da v primeru poškodb nosilnega zidovja do neke mere preprečujejo razpad zidovja, bi izčrpali splošne argumente, kateri govore v prid armiranobetonskim stebrom.

Poglejmo stvar še z druge plati. Kakšni so lahko ugovori navedenim stebrom? V prvi vrsti, da ta način izvedbe ni v skladu z osnovnim principom aseizmičnega grajenja, ki je izražen z zahtevo, da se je potrebno izogibati uporabi dveh različnih materialov v isti etaži.

Nadalje, da se zaradi različne deformabilnosti stebrov in zidov ustvarjajo dodatne napetosti v stropnih konstrukcijah, da se zaradi manjših deformacij tistih delov zidov, ki so bližji stebrom, in večjih deformacij oddaljenejših delov zidov skomplicira napetostno stanje ter ustvarjajo dodatne strižne napetosti, da praktično v ničemer ne doprinejo k odpornosti medokenskih slopov, da komplicirajo izvedbo, da ustvarjajo toplotne mostove in na koncu, da niti niso poceni.

Kratek komentar bi dodali tudi prej navedeni trditvi, da je odpornost z železobetonskimi elementi uokvirjenega zidu ca. 10-krat večja od odpornosti zidu.

Ta trditve se naslanja na preiskave, katere sta izvedla J. R. Benjamin in H. A. Williams (glej knjigo: Blum, Newmark, Corning-Design of Multi-story Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, str. 131) v zvezi z študijem vpliva polnila v armiranobetonskem okviru. Direktni prenos teh rezultatov na opečne zgradbe z predpisanimi stebri pa ni mogoč.

Stvarno lahko pričakujemo pri zgradbah s po predpisih vgrajenimi armiranobetonskimi stebri — po analizah ing. V. Turnška — povečanje odpornosti proti horizontalnim silam za 10 do 30 %, kar je odvisno od števila stebrov v odnosu na količino zidovja. Tu moramo pripomniti, da bi bilo potrebno po prvotni zamisli, katero je izrekel g. Desperoux, katera pa se v predpisih ni uveljavila, postaviti armiranobetonske stebre tudi obojestransko ob vseh okenskih in vratnih odprtinah. S tem bi se doseгла izdatnejša ojačitev zgradb in kar je še važnejše, preprečil bi se razpad zidovja zaradi nadaljnjih potresnih sunkov, kolikor bi zidovje razpokalo že po prvih sunkih. S predpisi zahtevani stebri so torej kompromis med opečnimi zgradbami z dosledno izvedenimi stebri in opečnimi zgradbami brez stebrov, za katere pa nimamo ustrežajočih tehničnih podlog.

Vidimo torej, da imajo armirano-betonski stebri poleg svojih dobrih tudi številne slabe strani.

Zato je potrebno podrobneje razmotriti vse razloge za ali proti stebrom, preden se odločimo za dokončno in to dokaj radikalno spremembo dosedanje načina gradnje opečnih zgradb.

Ni namen tega prispevka, da poda tako analizo, temveč, da na osnovi opazovanj v Skopju nakaže možnost obstoja še drugih rešitev.

Posplošitvi izkušenj v Skopju bi se dalo ugovarjati, češ, da se pri pripravi predpisov ne smemo ozirati samo na skupski potres, ampak na potres nasploh.

Tak ugovor je umesten le na videz. Naših zgradb namreč ne bomo dimenzionirali na nek poljuben potres in poljubno pogostost potresa, temveč na one potrese in one pogostosti, ki ustrezajo našemu teritoriju.

Če pogledamo na seizmološko karto, katera je sestavni del zveznih predpisov, vidimo, da imamo na teritoriju Jugoslavije 60 ločenih področij, označenih z IX. projektno intenziteto potresov. Z ozirom na tako veliko število teh področij in z ozirom na njihovo relativno majhen teritorialni obseg pa lahko sklepamo, da je na teritoriju Jugoslavije pričakovati potrese s plitkim epicentrom in zmerno magnitudo, torej potrese, kateri so glede karakteristik podobni potresu v Skopju.

Seveda so mogoči tudi potresi z drugačnimi karakteristikami, vendar je verjetnost njihovega nastopa znatno manjša. Pravilno je, da računamo z možnostjo takih potresov, vendar je z ozirom na njihovo majhno verjetnost oziroma pogostost ekonomsko povsem utemeljeno zavarovati zgradbe samo proti porušitvi, ne pa tudi proti poškodbam.

Ta misel ni nova, saj je implicitno vsebovana tudi v naših predpisih. Obstoj seizmičnih con namreč ne pomeni, da je na primer v VIII. coni pričakovati samo take potrese, katerih intenziteta ne bo večja od VIII. in v VII. coni samo take potrese, katerih intenziteta ne večja od VII. Tudi v VIII. in VII. coni so mogoči potresi večje intenzitete, vendar je verjetnost njihovega nastopa znatno manjša. Pri nastopu takega izjemnega potresa pa bodo poškodbe prav gotovo nastopile.

Kot primer naj navedemo potres v Slavonškem Brodu, kateri se je dogodil lansko leto. Intenziteta tega potresa se ocenjuje z VIII. stopnjo po MCS, mesto samo pa leži v VII. potresni coni.

Poglejmo sedaj, kaj smo ugotovili v Skopju. Ako izvzamemo dokaj splošna opazovanja o slabi kvaliteti materiala, o pomanjkljivostih izvedbe ter nekatera druga, ki pri konkretni obravnavi niso bistvena, bi lahko najvažnejše ugotovitve strnili v naslednjih sedem točk:

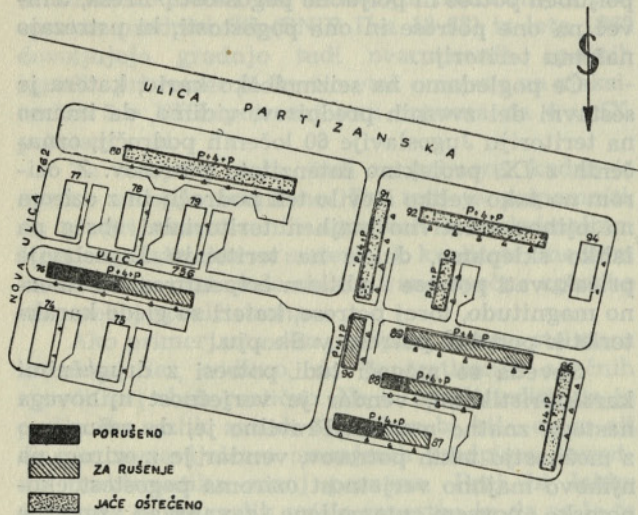
1. kljub temu, da opečne zgradbe niso bile računane na potresne sile, se jih je le malo porušilo (v območju Karpoša le štiri);
2. najbolj so bila poškodovana pritličja;
3. čim bolj je bilo poškodovano pritličje, tem manjše so bile po pravilu poškodbe v višjih etažah;
4. stropovi praktično niso bili poškodovani;
5. poškodbe na kletnih zidovih so bile neznatne;

6. stopniščni zidovi so bili v splošnem bolj poškodovani kot drugi zidovi;

7. temeljenje se je izkazalo kot zadovoljivo.

To so ugotovitve, ki so bile na splošno konstatirane. To so rezultati eksperimenta v merilu 1:1. Glede na to, da dela inženirska seizmologija šele svoje prve korake, so ti rezultati toliko dragocenejši.

V nadaljnjem bomo poskušali objasniti nekatera opazovanja na konkretnih primerih. V ta namen si bomo ogledali 10 enakih opečnih zgradb, grupiranih na razmeroma majhnem teritoriju v



Sl. 1. Situacija obravnavanih zgradb v Karpošu

naselju Karpoš (sl. 1). Podatke za to naselje je zbral in obdelal »Inštitut za ispitivanje materiala SR Srbije«. Mi bomo v nadaljnjem le tolmačili ugotovljena dejstva. Omeniti moramo še to, da so bile ob priliki pregleda z ozirom na stopnjo poškodovanosti vse pregledane zgradbe uvrščene v eno od naslednjih grup: porušeno, za rušenje, močnejše poškodovano in malo poškodovano. Zgradbe imajo razen kleti in pet nadzemnih etaž še nepopolno šesto etažo. Izvedene so v sistemu prečnih nosilnih zidov.

Za zgradbe s takim nosilnim sistemom je značilno, da imajo razmeroma veliko odpornost proti horizontalnim silam v smeri prečnih nosilnih zidov in razmeroma majhno odpornost v smeri, ki je pravokotna na smer nosilnih zidov.

V obravnavanem primeru 10 zgradb je zanimivo to, da je šest od njih (imenujemo jih grupa A) orientiranih tako, da jih je potresni udar zadel pravokotno na smer nosilnih zidov, to je v smeri manjše odpornosti, druge štiri, katere so orientirane pravokotno na prve (imenujemo jih grupa B), pa je potresni sunek zadel v smeri nosilnih zidov, to je v smeri večje odpornosti.

Prvo, kar lahko ugotovimo iz slike 1 je, da so od šestih zgradb z nosilnimi zidovi, orientiranimi pravokotno na smer potresnega sunka (grupa

A), porušile tri (št. 76, 87 in 88), to je 50 % (sl. 2) od štirih zgradb z nosilnimi zidovi, orientiranimi v smeri potresnega sunka (grupa B), pa nobena.

Četrta zgradba iz grupe A (št. 89) je glede na poškodbe uvrščena v skupino zgradb, predvidenih za rušenje, to je v isto skupino kot zgradba št. 90 iz grupe B. Torej kljub veliki razliki v odpornosti sta obe zgradbi enako poškodovani.

Peta in šesta zgradba iz grupe A (št. 80 in 92) sta utrpeli še manjše poškodbe, zaradi česar sta uvrščeni v skupino močnejše poškodovanih zgradb (sl. 3). V isti skupini pa so potem tudi zgradbe št. 91, 93 in 85 iz grupe B, torej iz grupe zgradb z znatno večjo odpornostjo.

Če navedeno rezimiramo, vidimo, da je bilo od desetih zgradb le sedem takih, ki so v skladu s pravilom, da so poškodbe obratno sorazmerne z odpornostjo zgradbe. Iz tega lahko sklepamo, da odpornost zgradbe ali pravilneje rečeno, računška odpornost na horizontalne sile, ni edino odločilni faktor, od katerega je odvisna stopnja poškodovanosti opečnih zgradb pri potresu. Vsekakor je računška odpornost opečne zgradbe važen faktor, saj je od nje odvisno, ali se bo zgradba pri nekem določenem potresu poškodovala ali ne (zgradba z manjšo računsko odpornostjo se bo poškodovala že pri manjšem potresu). V primeru pa, da odpornost zgradbe pri potresu določene intenzitete ni zadostna, stopnja poškodovanosti ne bo odvisna samo od velikosti računške odpornosti, temveč v veliki meri od pogojev, kateri vplivajo na ustvarjanje rušnega mehanizma zgradbe.

Do istega zaključka pridemo tudi na osnovi opazovanj o ponašanju opečnih zgradb v Skopju nasploh.

Ugotovimo namreč lahko, da je do najtežjih poškodb oziroma rušenj prišlo iz dveh vzrokov.

Prvi vzrok je značilen za že prej omenjene opečne zgradbe v Karpošu. Tu se je rušenje dogodilo zaradi nestabilnosti prečnih sten, katere je potresni sunek zadel pravokotno na njihovo ravnino.



Sl. 2. Zgradba št. 88, katere vzhodni del se je porušil



Sl. 3. Zgradba št. 80, ki je le močnejše poškodovana
Poškodbe so v glavnem omejene le na pritličje

Prečni zidovi so imeli namreč le majhno oporo v vzdolžnih zidovih. Zaradi poškodb, katere so pretrpeli vzdolžni zidovi (križne razpoke), se je ne samo močno zmanjšala njihova vloga povezovanja prečnih nosilnih zidov, temveč je nastopilo tudi izrivanje prečnih nosilnih zidov iz njihove prvotne ravnine.

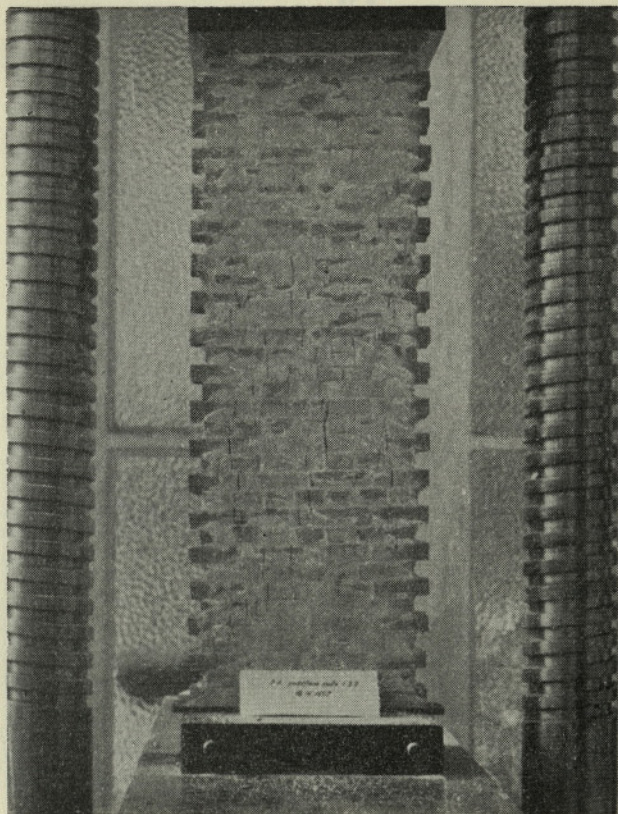
Drugi vzrok rušenja pa je značilen za zgradbe, katere so izgubile pritličje, tako da se je zgradba zpižala za eno etažo. V tem primeru so odpovedali samo pritlični zidovi. Križne razpoke so razdelile pritlične zidove na večje število samostojnih elementov, kateri so zaradi lokalnih rušenj in prisotnih vibracij izgubili stabilnieto ter povzročili rušenje pritličnega zidovja.

Lahko trdimo, da bi se i prvi i drugi vzrok rušenja dal odpraviti s primernimi aseizmičnimi ukrepi, kateri bi preprečili nastanek rušnega mehanizma.

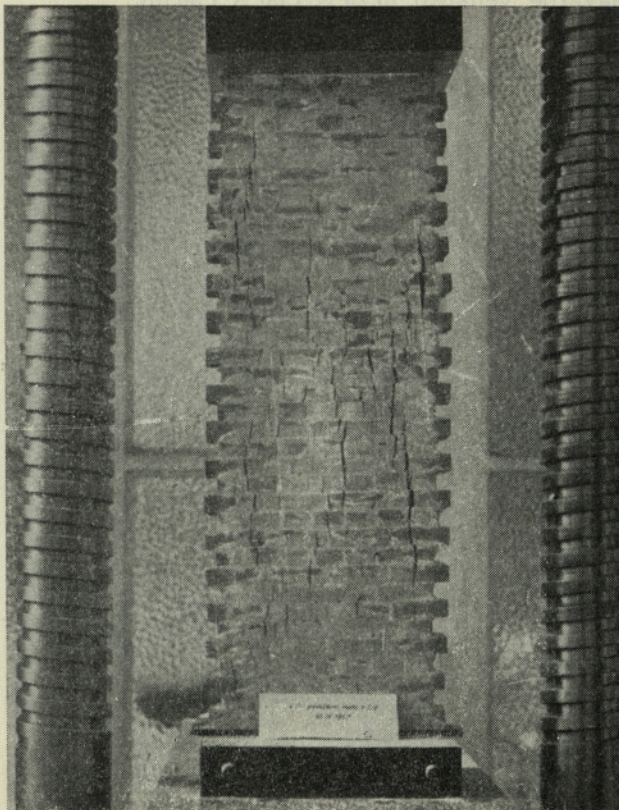
Mnogih opečnih zgradb, katere se niso porušile, namreč ni rešila njihova dovoljna odpornost nasproti horizontalnim silam, pač pa dejstvo, da se zaradi nastalih poškodb pritličja v višjih delih zgradb niso ustvarile inercialne sile v tistem obsegu kot bi jih po računu dobili. Čim je bilo pritličje poškodovano, se oscilacije tal niso mogle v polni meri prenesti na višje dele zgradb, s tem pa tudi ne inercialne sile. Rešitev poškodovanega pritličja pa ni nujna, ker sistem razpok takega pritličja v splošnem ne ustreza sistemu rušenja zgradbe. Navedeno dejstvo bomo ilustrirali z naslednjimi slikami.

Slika 4, 5 in 6 prikazujejo mehanizem rušenja modela opečnega slopa. Model je izdelan v merilu 1 : 5.

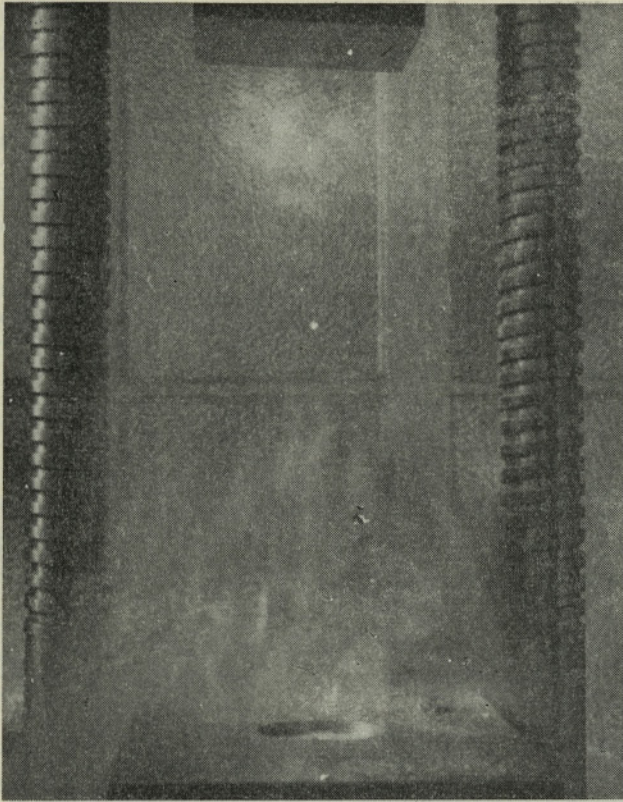
Z naraščajočo obtežbo se ustvarja v slopu vedno več lokalnih vertikalnih razpok, katere se nato povežejo med seboj tako, da je ves slop razdeljen s temi vertikalnimi razpokami v ozke slopiče nepravilnih oblik. Zaradi lokalnih porušitev izgubijo tako nastali slopiči svojo stabilnieto in slop se razpade oziroma poruši.



Sl. 4. Modelni zid z začetnimi vertikalnimi razpokami

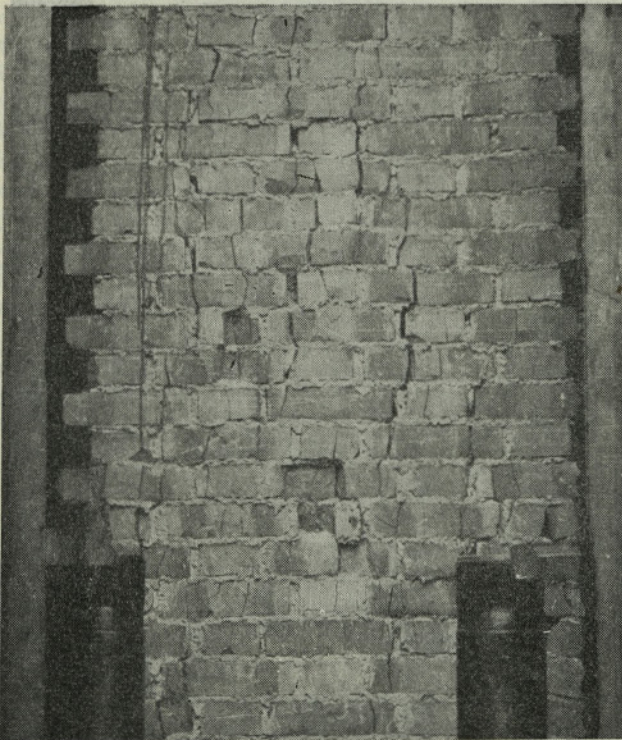


Sl. 5. Isti zid kot na sl. 4 pri povečani vertikalni obtežbi



Sl. 6. Razpad modelnega zidu pri porušni obremenitvi

Sl. 7 prikazuje sistem rušenja opečnega slopa navarne velikosti ($0,25 \times 1,00 \times 1,50$ m).



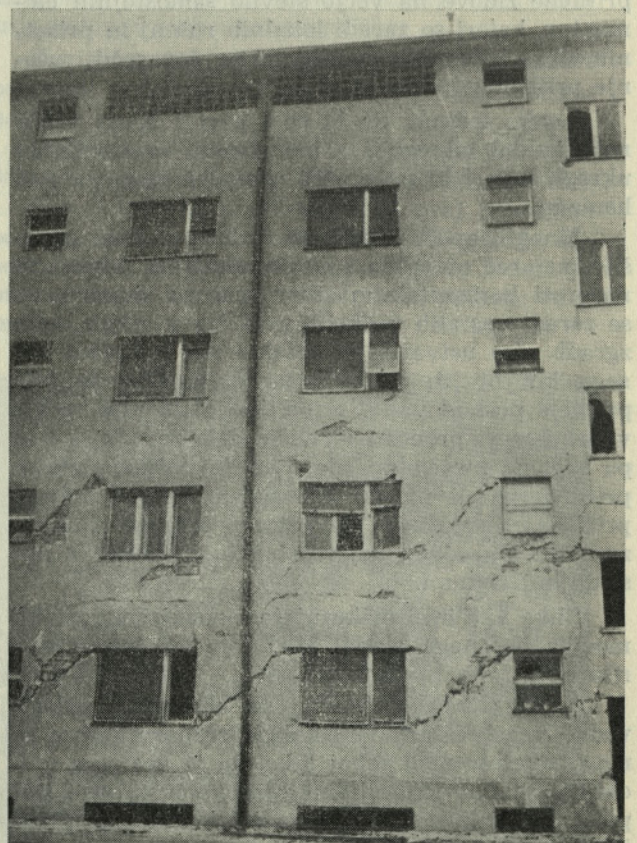
Sl. 7. Razpokan opečni slop v naravni velikosti, obremenjen z vertikalno obtežbo (razpoke so analogne kot pri modelnem zidu)

Sliki 8 in 9 prikazujeta poševne oziroma križne razpoke na dveh zgradbah v Skopju.

Iz primerjave s prejšnjimi slikami vidimo, da je mehanizem razpok tu drugačen in da zaradi teh razpok še ni nujno, da se zid poruši.

Da je temu tako, lahko vidimo iz sl. 10 in 11, ter iz tabele, ki sledi. Sl. 10 shematično prikazuje obremenitev okenskega slopa velikosti $0,25 \times 1,00 \times 1,50$ m na kombinirano vertikalno in horizontalno obtežbo. Slop je bil najprej obremenjen z vertikalno obtežbo, ki ustreza dopustni obremenitvi. Nato se je horizontalna sila stopnjevala do nastanka diagonalne razpoke, ki je vidna na sl. 11. Sedaj smo horizontalno silo popustili na ničlo in pri isti vertikalni obtežbi obremenili slop s horizontalno silo, ki je delovala v nasprotni smeri. Njo smo spet stopnjevali samo toliko časa, da je nastala razpoka. S tem se je ustvaril križ, kateri je značilen tudi za slopove oziroma zidove v Skopju. Po odstranitvi horizontalne sile smo nato stopnjevali le vertikalno obtežbo do porušitve. Rezultati preiskave šestih na ta načine preizkušenih zidov, ki so podani v naslednji tabeli, so zelo zanimivi (gl. tabelo!). Iz nje vidimo, da so bile porušne strižne napetosti (H/F) v primerih, ko je horizontalna sila delovala na že razpokan slop, praktično enake porušnim strižnim napetostim razpokanega slopa (kolona 3 in 4).

V koloni 5 so podane tlačne trdnosti, ugotovljene na predhodno križno razpokanih zidovih. Da



Sl. 8. Diagonalne razpoke na zgradbi v Skopju

**TRDNOST ZIDOV IZ REŠETKASTE OPEKE
PRI KOMBINIRANI VERTIKALNI IN
HORIZONTALNI OBREMITVI**

Zid	Tlačna trdnost malte kg/cm ²	$\sigma_z = \frac{V}{F}$	$\sigma_z = \frac{V}{F}$	Tlačna trdnost zidu** kg/cm ²	Tlačna trdnost zidu* kg/cm ²
		+ τ por = + $\frac{H}{F}$ kg/cm ²	- τ por = - $\frac{H}{F}$ kg/cm ²		
1	7,6	4,3	4,3	19,1	17,2
		1,3	1,6		
2	5,4	4,3	4,3	16,0	16,9
		1,5	1,5		
3	22,5	6,4	6,4	35,0	19,7
		3,3	3,3		
4	16,4	8,6	8,6	26,8	18,7
		3,7	3,5		
5	38,4	8,6	8,6	14,9	21,4
		4,7	4,3		
6	45,1	8,6	8,6	34,9	23,4
		4,5	4,2		

* zidovi 25 × 94 × 250 cm

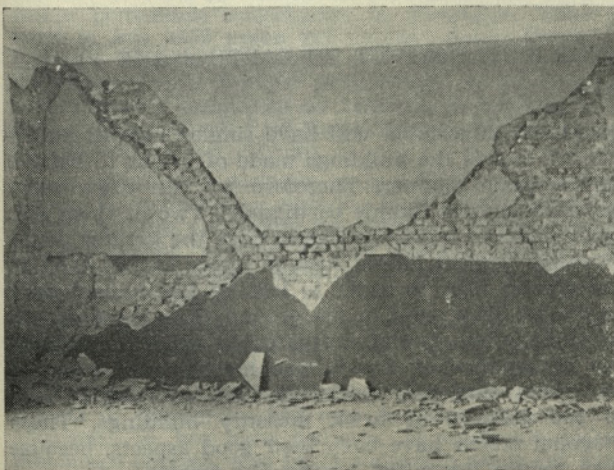
** zidovi 25 × 94 × 150 cm

bi se dobila primerjava navedenih trdnosti s trdnostmi nerazpokanih zidov, so v zadnji koloni podane še trdnosti predhodno nerazpokanih zidov, sezidanih iz istega materiala, le, da je bila njihova višina 250 cm namesto 150 cm.

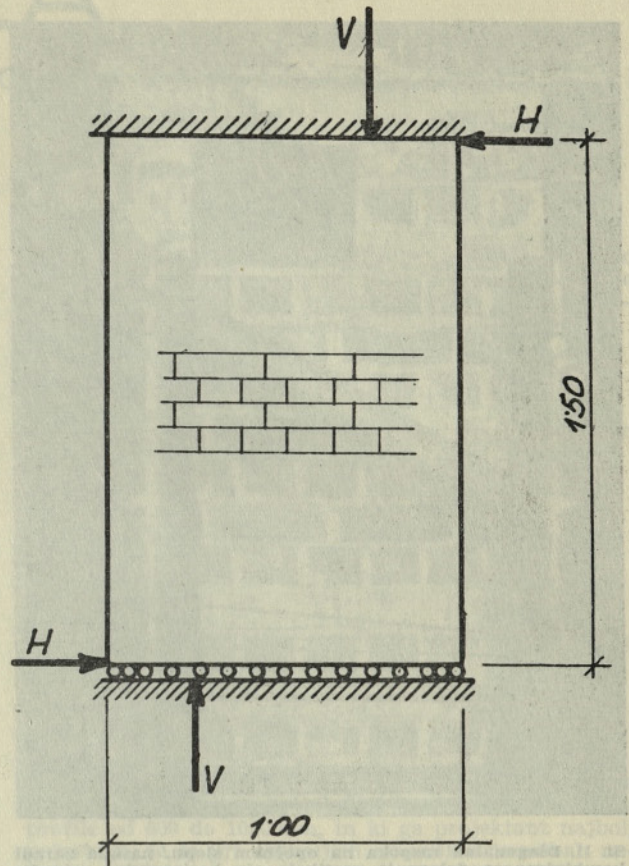
Razlika v višini seveda izključuje direktno primerjavo, vendar pa daje sliko o trdnosti križno razpokanih zidov pri vertikalni obremenitvi.

Jasno je, da bo nosilnost razpokanih slopov odvisna od širine diagonalnih razpok, pa tudi od oblike in kvalitete zidakov oziroma votlakov, od kvalitete malte in še od drugih faktorjev.

Vpliv vseh navedenih faktorjev lahko ugotovimo le z obsežnim eksperimentalnim delom, vendar že navedeni informativni rezultati dokazujejo to, kar hočemo poudariti, namreč da zaradi diagonalnih ali križnih razpok, ki nastanejo na zgradi pri potresu, še ni nujno, da se zgradba poruši, če le v teku nadaljnjih vibracij posamezni deli zidov



Sl. 9. Sistem razpok na opečnem zidu v Skopju



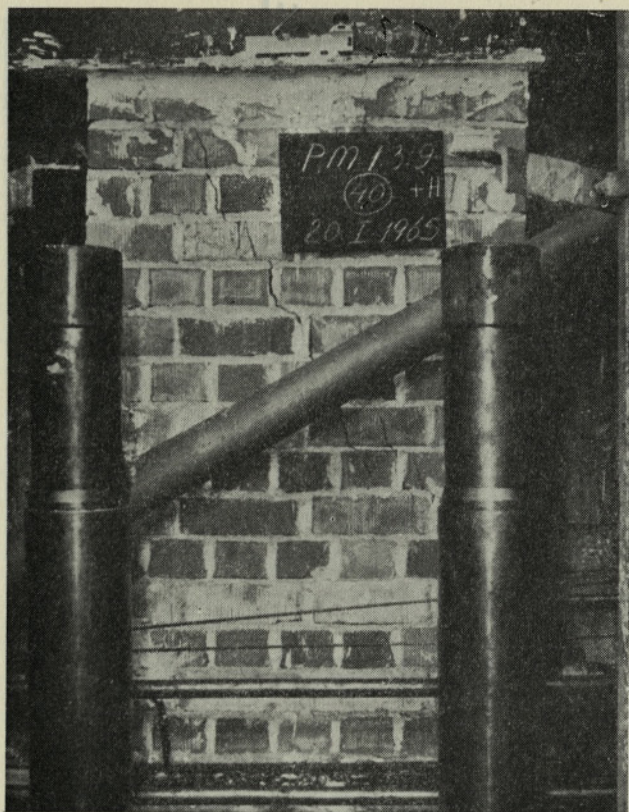
Sl. 10. Shema obremenitve opečnega slopa na kombinirano vertikalno in horizontalno obremenitev

zaradi nastalih deformacij oziroma premikov ter lokalnih rušenj ne izgube svoje stabilite.

Ta zaključek se nam zdi izredno važen. Ne moremo namreč biti gotovi, da bi bile odpornosti opečnih zgradb — četudi bi jih dimenzionirali glede na potresne koeficiente, dane v zveznih predpisih — zadostne, da jih potres, kot je bil skopski, ne bi poškodoval. V tem primeru pa je nujno, da z dodatnimi aseizmičnimi ukrepi zmanjšamo poškodbe na minimalno mero, oziroma da preprečimo eventualno rušenje zgradb.

Pri projektiranju oziroma konstruiranju zgradb moramo torej sprejeti določene aseizmične ukrepe, ki bodo preprečili nastanek prej opisanih rušnih mehanizmov. Ti ukrepi pa niso avtomatično izpolnjeni s tem, da dimenzioniramo zgradbe na neke določene statične sile.

Že prej smo omenili, da ne moremo biti gotovi, da opečne zgradbe pri podobnem potresu kot je bil skopski ne bi dobile poškodb. Če pa poškodbe nastopijo, obstaja tudi možnost ustvarjanja rušnega mehanizma. Zaradi tega problematika aseizmičnega projektiranja in grajenja opečnih zgradb ne obstaja samo v tem, da zgradbe dimenzioniramo na seizmične sile, dane s predpisi, ampak še v večji meri v tem, da z določenimi konstruktivnimi ukrepi zmanjšamo poškodbe na minimum in da preprečimo ustvarjanje rušnega mehanizma zgradbe. Predpisani železobetonski stebri



Sl. 11. Diagonalna razpoka na opečnem stolu, nastala zaradi kombiniranega delovanja vertikalne in horizontalne razpoke

naj bi razen ojačitve zgradbe opravili tudi prej navedeno funkcijo.

Če izhajamo iz opazovanj v Skopju, kot tudi iz rezultatov preiskav zidov, obremenjenih na kombinirano vertikalno in horizontalno obremenitev, bi bil eden izmed možnih tipov aseizmične opečne zgradbe brez železobetonskih stebrov takle:

- zgradba je fundirana na srednje dobrem ali dobrem terenu;
- zgradba ima do šest nadzemnih etaž (opečne zgradbe v Skopju so imele maksimalno šest nadzemnih etaž);

F. ČAČOVIČ

ON PROBLEMS OF BRICK MASONRY BUILDINGS WITH RESPECT TO EARTHQUAKE

Synopsis

In general brick masonry buildings are not suitable for seismic regions. Despite of that we can not always avoid to build them. There is a little hope that buildings made of bricks would not be damaged by the earthquake of such an intensity as it struck the city Skopje. But if such earthquakes are infrequent it is economically justified to prevent the damage and to ensure the buildings by means of special measures against the collapse only. The use of reinforced columns in masonry buildings is one of such measures. As it has numerous disadvantages also, we have to strive to find out still other solutions of this problem. In Skopje there could have been seen, that the ground floors were damaged most badly and upper floors only moderately. As it is probable that the further earth-

- širina zgradbe naj ne bo manjša od polovične višine zgradbe;
- vsi opečni zidovi zgradbe so nosilni;
- zgradba ima po možnosti enako odpornost v obeh glavnih pravokotnih smereh;
- stopnišče je dilatirano od opečnega zidovja (da ne privleče prevelike obtežbe na stopniščne zidove);
- zgradba je podkletena (zidovi so betonski);
- varnostni faktor nasproti nastanku diagonalnih razpok je večji v nadstropjih kot v pritličju (s tem se bodo poškodbe zaradi potresa omejele v glavnem na pritličje);
- v pritličju so izvedeni posebni aseizmični ukrepi, ki preprečujejo nastanek rušnega mehanizma (dobra opeka pravilnih oblik v slabši malti in ne obratno, v spojnice vložena armatura v vidu mreže in zmanjšana dopustna napetost za vertikalno obremenitev) pri čemer pa je odpornost pritličja na horizontalne sile funkcija pogostosti potresov določene intenzitete;
- ojačen serklaž — nosilec iznad pritličja;
- stropovi so masivni, s povezavo v obeh smereh iznad vseh etaž.

To so glavne karakteristike predlagane aseizmične opečne zgradbe, katero bi lahko imenovali tudi opečno zgradbo z aseizmičnim pritličjem. Zgradba ni podana v vseh detajlih, temveč le v glavnem obrisu. Za praktično izvedbo so potrebne še materialno tehnične karakteristike, katere bi bilo potrebno ugotoviti s preiskavami.

Iz več razlogov smatramo, da bi bil tak tip aseizmične opečne zgradbe primernejši, kot je sistem z železobetonskimi stebri. Predvsem iz razlogov, da navedeni tip aseizmične opečne zgradbe bazira na opazovanjih v Skopju ter je delno podprt tudi z eksperimenti, da sistem zgradb z vertikalnimi stebri v vidu predpisov še ni bil preizkušen v praksi, da je teorija aseizmičnega projektiranja in grajenja šele v začetni fazi svojega razvoja in da je prav gotovo enostavnejši in cenejši od sistema z vertikalnimi stebri.

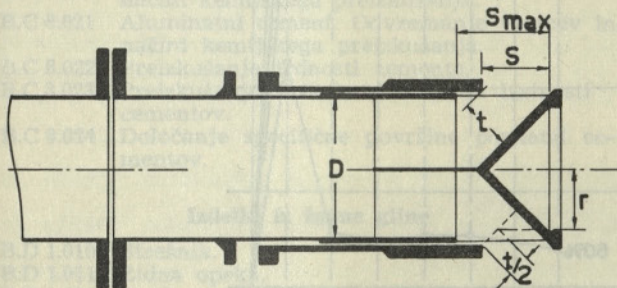
quakes in Yugoslavia will have similar characteristics we can expect the buildings made of bricks to behave in the same manner. Therefore we can draw some conclusions from Skopje earthquake. Two of them are: brick masonry buildings should have the greater factor of safety against lateral load in upper stories than in the ground floor in order to localize the damage only to ground floor; and in the ground floor there should be undertaken special measures in order to prevent the appearance of the failure mechanism. It is the fact, that diagonal cracks do not necessarily lead to the collapse of brick masonry buildings. These diagonal cracks have even their good aspects, because they reduce the initial earthquake forces.

OBVESTILA

VODOGRADBENEGA LABORATORIJA V LJUBLJANI

Cevni zasun tipa Howell-Bunger

Odkar sta leta 1935 konstruirala ameriška inženirja C. H. Howell in H. B. Bunger zasun, ki se odtelej imenuje po njih, so ta tip zlasti v ZDA pa tudi v Evropi pogosto uporabljali kot izpraznjevalni, razbremenilni pa tudi kot regulacijski organ, zlasti pri visokotlačnih energetskih napravah. Konstruktivno je prilično enostaven in je z vsem pogonskim mehanizmom vred med najlažjimi zasuni. Sestavljata ga pravzaprav le dva elementa, ki ju dodamo cevi tam, kjer želimo regulirati oziroma kontrolirati pretoke. V konec cevi — največkrat tlačne cevi — fiksno vgradimo radialna rebra v obliki žarkov. Na ta rebra, ki segajo s svojimi konci še delno ven iz cevi, je pritrjen zunaj cevi pravilen — najpogosteje 90° — stožec z vrhom obrnjenim proti smeri dotekanja vode. Voda, ki priteka iz cevi s polnim curkom, zadene ob plašč stožca, ki poln curek preoblikuje v obročastega. S tem omogočimo ozračevanje curka tudi iz sredine in imajo zato ta in podobni zasuni tudi skupno ime zasuni z votlim curkom. Velikost iztočnega preseka med koncem cevi in plaščem stožca regulira gibljivi cilindri, imenovani tuljka, ki se pomika po zunanji površini cevi oziroma po rebrih, ki drže stožec. Pri popolnoma odprtem zasunu je tuljka potegnjena nazaj in s svojim spodnjim obodom teoretično ne presega iztočnega oboda cevi; v popolnoma zaprti legi pa tuljka s svojim spodnjim obodom nasede na stožcev plašč. Slika 1 prikazuje



Sl. 1

shematično tip takega zasuna. Konstruktivnih opisov zasunov te vrste je v literaturi precej. Novejše izvedbe imajo pomembne sposobnosti in dimenzije. Tako je znan iz leta 1955 zasun pri napravi Santa Branca v Braziliji, ki ima premer 2400 mm. Nekoliko pozneje je francoska firma Neyrpic projektirala in zgradila tri take zasune s premerom po 2438 mm in odvodno sposobnostjo po $160 \text{ m}^3/\text{s}$ pri tlaku 106 m za hidroelektrarno Derbendi Khan v Iraku.

Iz razumljivih razlogov pa je v literaturi zelo malo osnov, tj. podatkov o vplivih, ki določajo dimenzije konstruktivnih elementov teh zasunov. Velike tovarne hidromehanske opreme čuvajo eksperimentalne podatke in pridobljene izkušnje in jih prodajajo le v zvezi z naročili.

Ker je zaradi svojih posebnih lastnosti ta vrsta zasunov tudi pri naših napravah pogosto uporabljiva in uместna (pri temeljnem izpustu HE Peruča sta bila v enem od variantnih projektov predvidena dva taka zasuna s premerom 2500 mm in eden s premerom 1000 mm), in ker naša podjetja, ki izdelujejo hidromehansko opremo, niso imela zadostnih osnov pri konstruiranju, je laboratorij raziskal za dva tipa teh zasunov nekatere njihove osnovne hidravlične lastnosti.

S preiskavami smo predhodno ugotovili odvodno sposobnost zasuna za razne tlake in razne položaje tuljke, tj. razne velikosti iztočne odprtine zasuna. Ugotovili smo, da je pri tipu enačb

$$Q = C \cdot S \sqrt{2gH}$$

kjer pomeni S ploščino odprtine, merjeno pravokotno na plašč stožca tako, da je

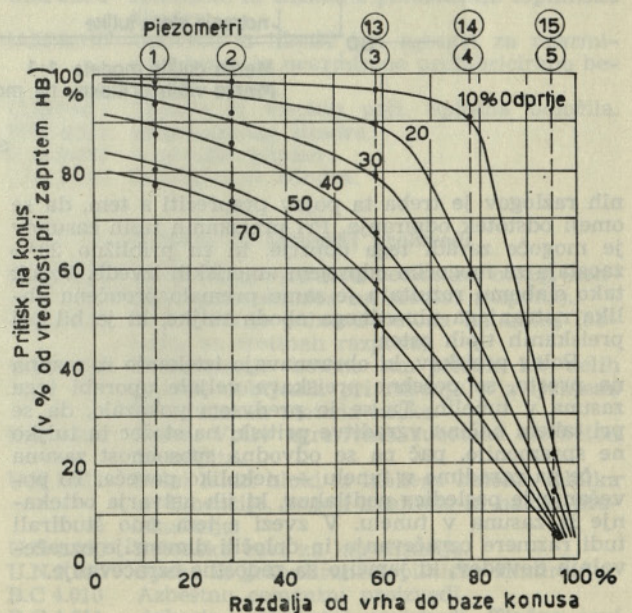
$$S = 2\pi r t$$

$$z H = h + \frac{v^2}{2g} \text{ in } t = s \frac{\sqrt{2}}{2}$$

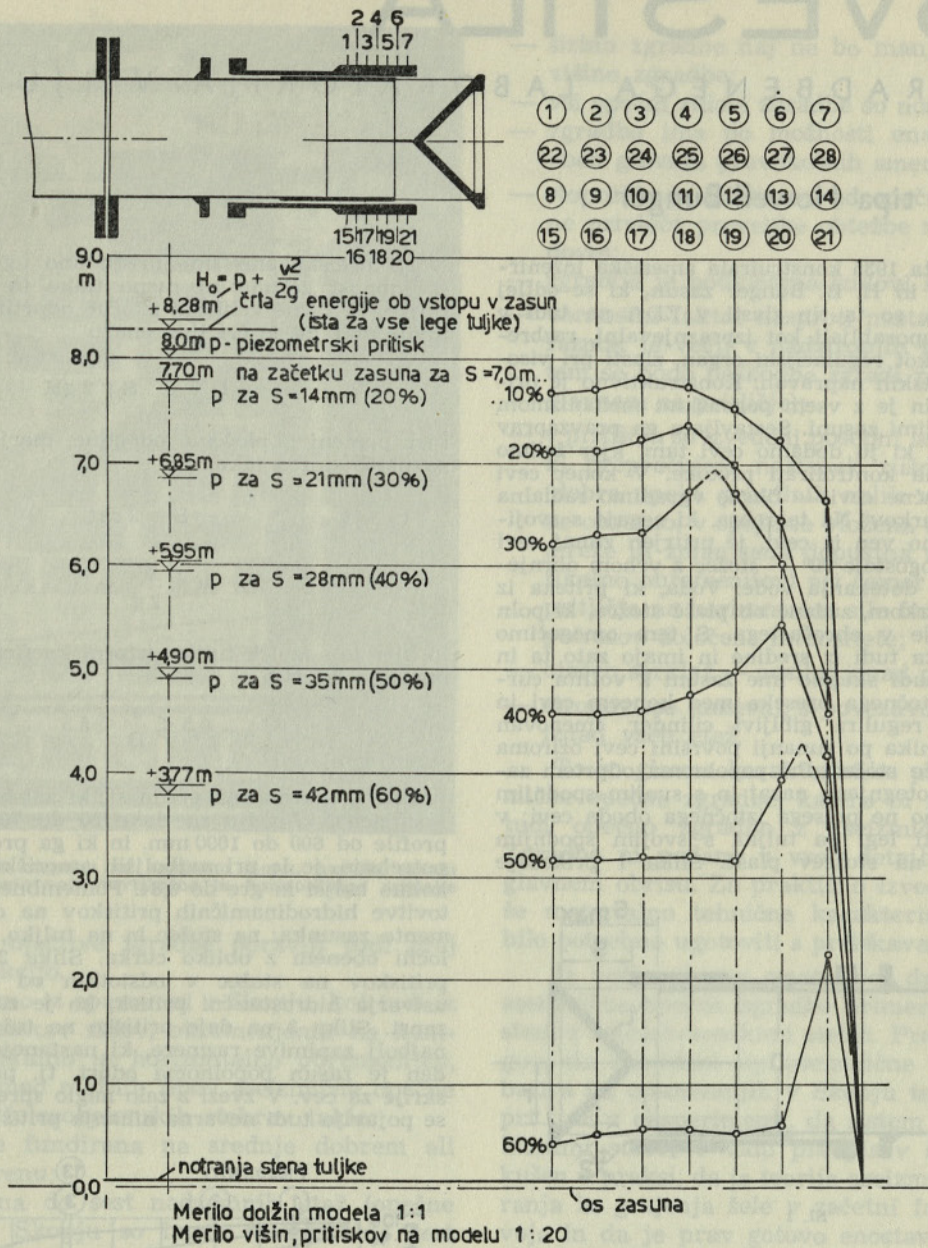
in kjer je s izvlek tuljke, iztočni koeficient C za široko območje odprtja

$$0,5 < \frac{s}{D} < 5,5$$

približno konstantna vrednost, ki znaša 0,7 do 0,78. Ta koeficient, ki velja za tlake 20 do 70 m in za cevne profile od 600 do 1000 mm, in ki ga projektant najbolj potrebuje, je le pri najboljših ameriških izvedbah nekoliko boljši in gre do 0,84. Pomembnejše so bile ugotovitve hidrodinamičnih pritiskov na oba glavna elementa zasunka: na stožec in na tuljko, ki smo jih določili obenem z obliko curka. Slika 2 daje vrednost pritiskov na stožec v odstotkih od pritiska, ki ga ustvarja hidrostatični pritisk, ko je zasun popolnoma zaprt. Slika 3 pa daje pritiske na tuljko. Pri tem so najbolj zanimive razmere, ki nastanejo nekoliko preden je zasun popolnoma odprt, tj. preden se tuljka skrije za cev. V zvezi z zelo naglo spremembo pritiska se pojavijo tudi nevarna nihanja pritiskov. Iz varnost-



Sl. 2



SL. 3

nih razlogov je treba ta pojav preprečiti s tem, da se omeji odstotek odpiranja. Pri preiskanih tipih zasunov je mogoče zaradi tega odprtje, ki za približno 20% zaostaja za mogočim odprtjem ameriških izvedb. Vzrok tako slabemu rezultatu je samo premalo proučena oblika notranjega nizvodnega oboda tuljke, ki je bil pri preiskanih tipih oster.

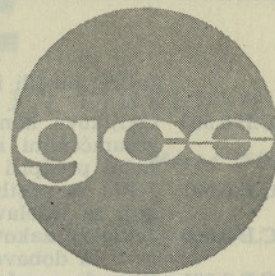
Poleg preiskav, ki obravnavajo iztekanje iz zasuna na prosto, so posebne preiskave veljale uporabi tega zasuna v tunelih. Tu se je predvsem pokazalo, da se pri takem načinu vgraditve pritiski na stožec in tuljko ne spremenijo, pač pa se odvodna sposobnost zasuna — če ga zgradimo v tunelu — nekoliko poveča. To povečanje je posledica podtlakov, ki jih ustvarja odtekanje iz zasuna v tunelu. V zvezi s tem smo študirali tudi razmere ozračevanja in določili dimenzije ozračevalnih dovodov, ki jamčijo za zadostno ozračevanje.

Za preprečenje erozije, ki bi jo na notranjem obodu tunela povzročale velike hitrosti vode, ki odteka iz zasuna, smo preiskali nekaj oblik zaščitnih mask, ki so zgrajene iz odpornega materiala in imajo nalogo, da prevzamejo glavni udar curka in ga preusmerijo. Dočim pri hitrostih iztekanja do 20 m/s niso potrebni posebni ukrepi, je treba pri hitrostih, ki dosegajo vrednost med 20 in 25 m/s, že predvideti zaščitne maske, ki lahko s svojo ugodno obliko zmanjšajo količino vsrkanega zraka in s tem dimenzije ventilacijskih vodov. Če so iztočne hitrosti še večje, moramo poleg maske zgraditi v tunelu še posebne razbijače.

Čeprav je ta preiskava pustila še precej detajlov, ki bi jih bilo treba dodatno proučiti, je vendar s svojimi rezultati dala projektantom najbistvenejše osnove za projektiranje zasunov te vrste.

gradbeni center slovenije

ljubljana, titova 98; p. p. 12; telefon 31-945



Za potrebe proizvajalcev gradbenega materiala in opreme, projektnih podjetij, gradbene operative in investitorjev objavlja Gradbeni center Slovenije

Seznam pomembnejših JUS standardov za področje gradbeništva

Mineralna veziva

- B.C 1.010 Cementi.
- B.C 1.011 Klasifikacija in pogoji za kvaliteto cementov izdelanih iz portland cementnih klinkerjev.
- B.C 1.012 Cementi. Način embalaranja, odpreme, vskladiščenja in odvzemanja vzorcev.
- B.C 1.015 Aluminatni cement. Pogoji kvalitete in mehanske preizkušnje.
- B.C 1.018 Pucolani. Kvaliteta in preizkušanje.
- B.C 1.020 Gradbeniško apno.
- B.C 1.030 Gradbeniški mavec.
- B.C 1.080 Kaustično žgan magnezit za gradbeništvo.
- B.C 8.020 Portland cement. Odvzemanje vzorcev in načini kemijskega preizkušanja.
- B.C 8.021 Aluminatni cement. Odvzemanje vzorcev in načini kemijskega preizkušanja.
- B.C 8.022 Preizkušanje trdnosti cementa.
- B.C 8.023 Preizkušanje fizikalno-kemijskih lastnosti cementov.
- B.C 8.024 Določanje specifične površine portland cementov.

Izdelki iz žgane gline

- B.D 1.010 Strešnik.
- B.D 1.011 Zidna opeka.
- B.D 1.020 Votli stenski bloki iz gline. Modularni bloki (1. 1. 1966).
- B.D 1.030 Votli bloki iz gline za stropne konstrukcije. Modularni bloki (1. 1. 1966).
- B.D 1.200 Keramične kanalizijske cevi, fazonski deli, plošče in klinker opeke, definicija in vrste
 - , pogoji za kvaliteto,
 - B.D 1.220 —, ravne cevi,
 - B.D 1.225 —, enostavni loki,
 - B.D 1.226 —, etažni loki,
 - B.D 1.230 —, redukcije,
 - B.D 1.240 —, ravni priključki z enim in dvema krakoma,
 - B.D 1.241 —, priključki v loku. Dimenzije,
 - B.D 1.245 —, nagnjeni priključki z enim in dvema krakoma,
 - B.D 1.250 —, koritaste obloge,
 - B.D 1.255 —, ravne plošče,
 - B.D 1.260 —, klinker opeke,
 - B.D 1.270 —, ravne revizijske cevi,
 - B.D 8.400 —, načini preizkušanja.
- B.D 1.300 Keramične ploščice. Glazirane zidne ploščice. Definicije, vrste, kvaliteta in način preizkušanja
- B.D 1.301 —, glazirane zidne ploščice, Oblika, dimenzije in klase,
- B.D 1.310 —, neglazirane ploščice. Definicija, vrste, kvaliteta in načini preizkušanja,

- B.D 1.320 —, neglazirane ploščice za tlake. Oblike, dimenzije in klase,
- B.D 1.321 —, neglazirane klinker ploščice. Oblike, dimenzije in klase,
- B.D 1.322 —, neglazirani fazonski komadi. Oblike, dimenzije in klase,
- B.D 1.325 —, neglazirane fasadne ploščice. Oblike, dimenzije in klase,
- B.D 1.330 —, neglazirane mozaične ploščice. Oblike, dimenzije in klase,
- B.D 8.450 —, preizkušanje glazure na lasne razpoke,
- B.D 8.460 —, preizkušanje glazure na vpliv kislin in lugov.

Umetni agregati, žlindra

- U.M 4.020 Lahki betonski agregati za prefabricirane bloke. Pogoj za kvaliteto in načini preizkušanja.
- U.M 4.021 Lahki agregati za lahki beton za toplotno izolacijo. Pogoj za kvaliteto in načini preizkušanja.
- U.M 4.022 Lahki agregati za izdelavo lahkega betona za konstrukcije. Pogoji za kvaliteto in načini preizkušanja.
- U.M 8.015 Kemijske in fizikalne preizkušnje topilniške žlindre.
- U.M 9.010 Uporaba iz kurišč kot agregat za nearmirani beton in nearmirane prefabricirane betonske bloke.
- U.M 9.011 Žlindra iz visokih peči. Splošna določila.
- U.M 9.012 Ekspandirana žlindra.
- U.M 9.013 Topilniški klinker.
- U.M 9.014 Granulirana žlindra.

Beton in betonski proizvodi

- U.M 1.010 Preizkušanje trdnosti betona na nateg (koncentrirana obtežba na sredini razpona).
- U.M 1.011 Preizkušanje trdnosti betona na nateg (obtežba na tretinah razpona).
- U.M 1.012 Preizkušanje betona na pritisk na delih prizem, dobljenih pri rušenju z zvijanjem. Modificirana metoda kocke.
- U.M 1.014 Beton. Vpliv agresivnih substanc na beton in zaščita.
- U.N 1.011 Polni lahki bloki iz lahkega betona. Oblika in dimenzije, pogoji kvalitete in načini preizkušanja.
- U.N 1.050 Betonske cevi za kanalizacijo.
- U.N 9.020 Opeka iz granulirane topilniške žlindre.
- B.C 4.010 Azbestno cementni proizvodi.
- B.C 4.011 Azbestno cementni proizvodi. Tlačne cevi (definicije, dimenzije, kvaliteta, načini preizkušanja in dobave).

Jeklo

Palice, profili in jeklena pločevina

- C.B 0.500 Ogljikova konstrukcijska jekla, navadna, z zajamčenimi mehničnimi lastnostmi. Tehnični predpisi za izdelavo in dobavo.
- C.B 0.501 Jekla za nosilne konstrukcije. Tehnični pogoji za izdelavo in dobavo.
- C.B 0.506 Jekla za zakovice. Tehnični pogoji za izdelavo in dobavo.
- C.B 3.021 Okroglo, vroče valjano.
- C.B 3.024 Kvadratno jeklo, vroče valjano.
- C.B 3.030 Široko ploščato jeklo, vroče valjano.
- C.B 3.101 Jekleni enakokraki L profili, vroče valjani.
- C.B 3.111 Jekleni raznokraki L profili, vroče valjani.
- C.B 3.131 Jekleni I profili, vroče valjani.
- C.B 3.141 Jekleni U profili, vroče valjani.
- C.B 3.550 Jekleni trakovi, vroče valjani. Oblike in mere.
- C.B 4.017 Tanke pločevine iz navadnih ogljikovih konstrukcijskih jekel z zajamčenimi mehničnimi lastnostmi. Tehnični pogoji za izdelavo in dobavo.
- C.B 4.110 Jeklena pločevina, debela. Dimenzije in tolerance.
- C.B 4.081 Pocinkana pločevina.
- C.B 4.111 Jeklena pločevina, srednja. Dimenzije in tolerance.
- C.B 4.112 Jeklena pločevina, tanka z večjima tolerancama debelin. Oblike in mere.
- C.K 3.020 Betonsko jeklo, okroglo, vroče valjano.
- C.K 6.021 TOR jeklo. Tehnični predpisi za izdelavo in dobavo.

Cevi za vodovod, ogrevanje, plin in drugo

- C.B 5.020 Jeklene cevi brez predpisanih mehanskih lastnosti. Tehnični predpisi za izdelavo in dobavo.
- C.B 5.021 Jeklene brezšivne cevi s predpisanimi mehanskimi lastnostmi. Tehnični predpisi za izdelavo in dobavo.
- C.B 5.122 Brezšivne cevi iz Č. 0206,, gladke. Zbirka standardne serije za nazivne pritiske od 1 do 100.
- C.B 5.123 Brezšivne cevi iz Č. 0406, gladke. Zbirka standardne serije za nazivne pritiske od 1 do 100.
- C.B 5.124 Brezšivne cevi iz Č. 0506, gladke. Zbirka standardne serije za nazivne pritiske od 1 do 100.
- C.B 5.212 Varjene jeklene cevi, cevi za pohištvu.
- C.B 5.221 Brezšivne jeklene cevi, gladke. Standardna serija. Dimenzije in tolerance.
- C.B 5.222 Brezšivne jeklene cevi Č. 0206 za cevni navoj. Standardna serija za nazivne pritiske od 1 do 100.
- C.B 5.225 Brezšivne cevi iz Č. 0003 ali s šivom za cevni navoj. Standardna serija. Dimenzije in tolerance.
- C.B 6.226 Brezšivne cevi iz Č. 0003, gladke. Izbor standardne serije za nazivne pritiske od 1 do 25.
- M.B 6.306 Cevne spojnice z navojem.
— Jekleni kolčaki za plinske in vodov. cevi.
- M.B 6.307 — Jekleni kolčaki za oklopne cevi.
- C.J 1.021 Cevi in fazonski kosi iz litega železa za vode pod pritiskom.

- C.J 1.022 — Kolčaki za fazonske kose. Oblike in mere.
- C.J 1.023 — Matice. Oblike in mere.
- C.J 1.030 — Cevi s kolčakom.
- C.J 1.031 — Cevi z matico. Oblike in mere.
- C.J 1.033 — Cevi s prirobnicami.
- C.J 1.040 — Spojnice s prirobnicami in kolčakom.
- C.J 1.041 — Spojnice s kolčakom.
- C.J 1.042 — Spojnice s prirobnico.
- C.J 1.043 — Spojnico s prirobnicami. Oblike in mere.
- C.J 1.050 — Redukcija s kolčaki.
- C.J 1.051 — Redukcija s prirobnicami.
- C.J 1.060 — Loki $\frac{1}{4}$ s kolčaki.
- C.J 1.061 — Loki $\frac{1}{8}$ s kolčaki.
- C.J 1.062 — Loki $\frac{1}{16}$ s kolčaki.
- C.J 1.063 — Loki $\frac{1}{32}$ s kolčaki.
- C.J 1.064 — Loki $\frac{1}{4}$ s prirobnicami.
- C.J 1.065 — Loki $\frac{1}{8}$ s prirobnicami.
- C.J 1.068 — Lok s stopnjo.
- C.J 1.070 — Odcepi s kolčaki.
- C.J 1.071 — Odcepi s prirobnicami.
- C.J 1.072 — Odcepi s kolčaki in prirobnicami.
- C.J 1.080 — Križi s kolčaki.
- C.J 1.081 — Križi s prirobnicami.
- C.J 1.090 — Končniki za prirobnice.
- C.J 1.091 — Končniki za cev.
- C.J 1.092 — Končniki za kolčak.
- C.J 1.121 Fazonski kosi iz litega železa za azbestno cementne vode pod pritiskom. Tehnični pogoji za izdelavo in dobavo.
- C.J 1.140 Spojnice z ravnim zaključkom. Oblika in mere.
- C.J 1.141 Spojnice s prirobnico in ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.150 Redukcija z ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.151 Fazonski kosi iz litega železa za azbestno cementne vode pod pritiskom. Redukcija s prirobnico na manjšem profilu in z ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.152 Redukcija s prirobnico na večjem profilu in ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.160 Loki $\frac{1}{4}$ z ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.161 Loki $\frac{1}{8}$ z ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.162 Loki $\frac{1}{16}$ z ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.163 Loki $\frac{1}{32}$ z ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.164 Loki $\frac{1}{4}$ s prirobnico in ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.165 Loki $\frac{1}{8}$ s prirobnico in ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.166 Loki $\frac{1}{16}$ s prirobnico in ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.167 Loki $\frac{1}{32}$ s prirobnico in ravnim zaključkom. Oblike in mere.
- C.J 1.170 Odcepi z ravnimi zaključki. Oblike in mere.
- C.J 1.171 Odcepi z eno prirobnico. Oblike in mere.
- C.J 1.172 Odcepi z dvema prirobnicama. Oblike in mere.
- C.J 1.180 Križni kosi z ravnimi zaključki. Oblike in mere.
- M.B 6.821 Cevne spojnice za privarjenje. Jeklene ločne spojnice za plinske in vodovodne cevi.
- M.C 4.100 Tesnila za prirobnice, cevi in fazonskih kosov iz litega železa za vode pod pritiskom.

(Se nadaljuje)

Raziskovanje fine strukture materiala z žarki - X

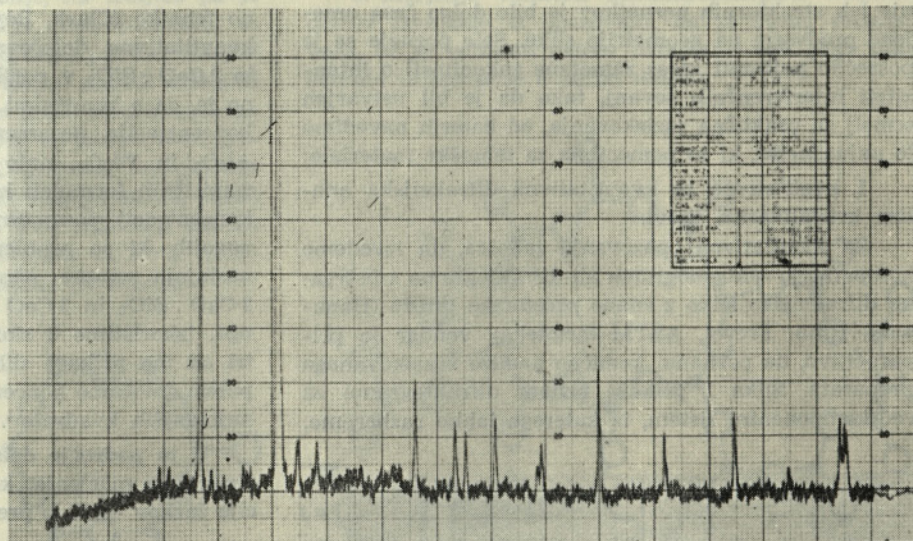
Pri interakciji snovi z žarki — X nastaja tudi pojav difrakcije (uklona) teh žarkov v snovi sami. Le-ta se kaže na primer na filmu, katerega smo namestili v neposredni bližini obsevane snovi, kot konfiguracija interferenčnih pojavov. Pregled nastale difrakcijske slike nam omogoča razlikovanje med kristalinastimi in nekristalinastimi (amorfnimi) snovmi. V prvem primeru so interference ostre in številne, v drugem pa lahko opazimo eno ali več zelo razširjenih interferenc, katerih počrtnitev prehaja v običajni filmski tehniki v počrtnitev radiacijskega ozadja. Večina kemičnih snovi, predvsem kovine, je kristalinaste narave; poznamo pa tudi snovi, ki imajo amorfen videz, tako da šele difrakcijska analiza potrjuje njihovo kristalinasto naravo. Kristalinasta snov na splošno ni zgrajena le iz enega samega kristala, temveč jo sestavlja velika množina majhnih kristalčkov (polikristalini), ki jih po Tamannu označujemo kot kristalite, na razliko od kristala, ki je zrasel prosto; mejne ploskve so potem slu-

od oblike, v kateri je element, lahko z difrakcijsko analizo ugotovljamo, v kakšni kemični spojini je na primer atom, kajti vsak element ali spojina, oziroma kristalna tvorba ima svojo lastno atomsko ali molekularno razporeditev (prostorsko mrežo). Na vprašanje npr. če vsebuje določena vrsta stekla baker, lahko odgovorimo z rezultati spektralne analize. Toda na vprašanje npr. ali je baker v amorfnem oziroma v kristalinasti obliki, kot element, ali spojina, lahko odgovorimo le z difrakcijsko analizo.

Metode za raziskovanje fine strukture delimo v glavnem v 3 skupine:

- a) za difrakcijo v monokristalih;
- b) za difrakcijo v polikristalinih;
- c) za difrakcijo v nekristalinastih snoveh (amorfnih).

V prvo skupino štejemo različne modifikacije filmske tehnike (Laue, Seemann, Polanyi, Schiebold, Wei-

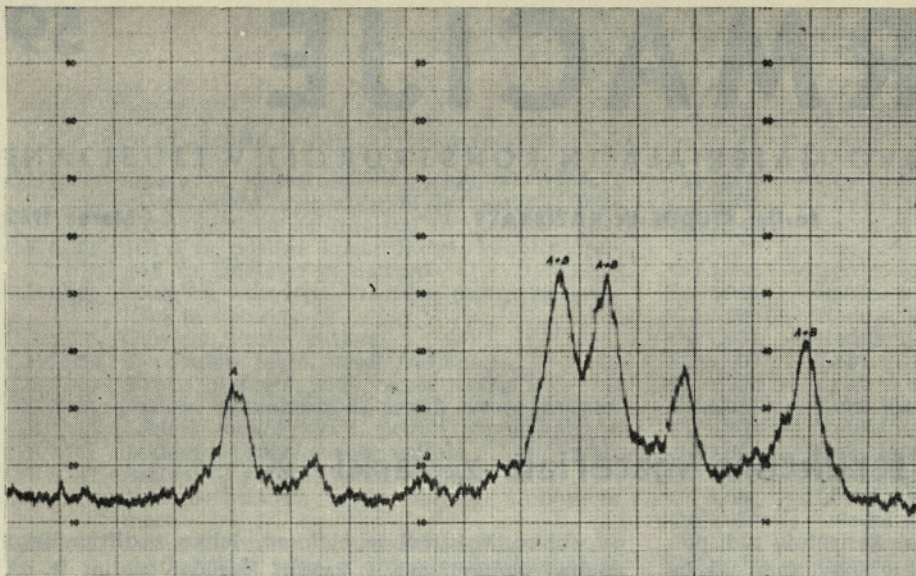


Sl. 1. Difraktogram za večkomponentni sistem v območju $2\theta = 10^\circ - 70^\circ$

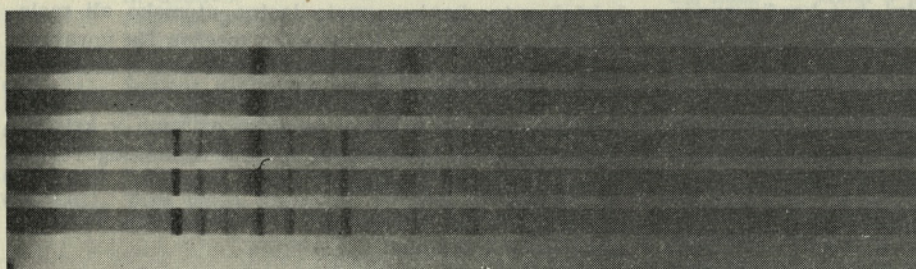
čajne oziroma popolnoma določene z naravo in vrsto kristala. Toda, v obeh primerih je notranja zgradba identična.

Medtem, ko je spektralna analiza z žarki — X, s katero določamo vsebovane kemične elemente v raziskovani spojini ali v kristalni strukturi, neodvisno

senberg), v drugo podobno filmsko tehniko (Hull, Debye, Scherrer, Nichiwa, Guiner) in difraktometriko ureditev (Friedmann, Berthold), medtem ko so različne tehnike v zadnji skupini dopolnjene predvsem z ureditvami za delo v vakuumu (Debye, Warren). Pri Lauejevi tehniki uporabljamo »belo« rentgensko sevanje,



Sl. 2. Difraktogram skupnih reflektov za portlandski klinker v območju $2\theta = 27^\circ - 35^\circ$



Sl. 3. Rentgenogram disociacije $MgCO_3$

medtem ko pri vseh drugih le sevanje določene valovne dolžine, npr. $Cu-K\alpha$ ali celo le $Cu-K\alpha_1$.

Ekperimentalni rezultati teh različnih tehnik so interferenčni madeži oziroma krogi ali črte, katere označimo v nadaljnjem kot reflektse; le-ta je popolnoma določen z lego, širino in intenziteto. Izvrednotenje teh strukturnih posnetkov je bilo dolgo časa omejeno predvsem na geometrijo slike. Šele pozneje se je posrečilo pojasniti zares zamotane zakonitosti o intenziteti interferenčnih sevanj, tako da je bil ustvarjen temelj za praktična raziskovanja, od katerih navedimo le najvažnejša, ki so pomembna za tehniške materiale:

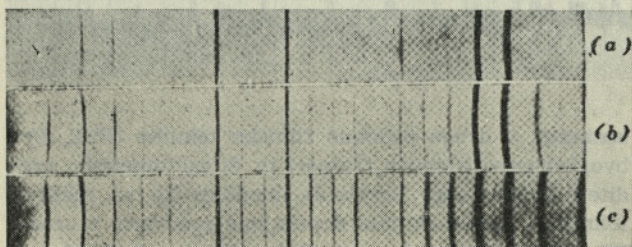
1. kvalitativna in kvantitativna difrakcijska analiza kristalinastih snovi.

Za kvalitativna opazovanja zadošča, da izvedemo komparacijo rentgenograma ali difraktograma z ustrežno difrakcijsko sliko z znano prostorsko mrežo (Hanawalt, Rinn, Frevel, ASTM-kartoteka), vendar je priporočljivo, da poznamo kemično analizo raziskovanega preparata. Slika 1 prikaže primer difraktograma za več komponentni sistem, iz katerega lahko razberemo,

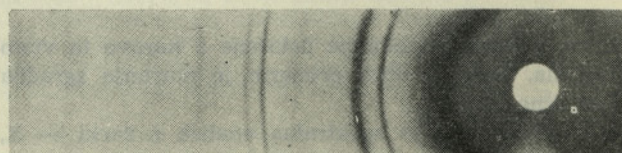
da sistem obsega kremen — a in železo — a , saj če bi izračunali ustrezne medmrežne razdalje in izmerili intenzitete za vse reflektse, bi ugotovili, da ustrezajo za kremen — a in železo — a .

Vprašanje kvantitativne analize je pa bolj zapleteno in moramo navadno za vsak primer razviti ustrežno tehniko (Clark, Reynolds, Alexander). Omenimo le kvantitativno določevanje koncentracije $3CaO \cdot SiO_2$ in $2CaO \cdot SiO_2$ v portland-cementnih klinkerjih. Znano je, da s kemičnimi metodami sicer lahko določamo koncentracijo posameznih spojin kot so CaO , SiO_2 , Al_2O_3 in Fe_2O_3 , nato po različnih metodah oziroma empiričnih formulah izračunamo potencialne vrednosti koncentracij posameznih faz, veljavnih ob določenih pogojih, ki so problematične narave, tako da lahko nastajajo znatne napake. Za kvantitativno analizo $2CaO \cdot SiO_2$ in $3CaO \cdot SiO_2$ z difrakcijo žarkov — X npr. izkoristimo 5 skupnih reflektsov za oba silikata, tri od teh prikaže slika 2. Z rezultati merjenj lahko potem določamo koncentraciji za oba silikata po metodi najmanjših kvadratov.

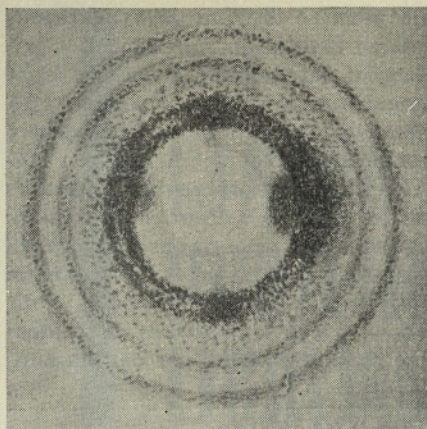
V to področje dela prištevamo tudi specialna difrakcijska merjenja, kot so npr. raziskovanja difrakcije žarkov — X v preparatih ob višjih temperaturah.



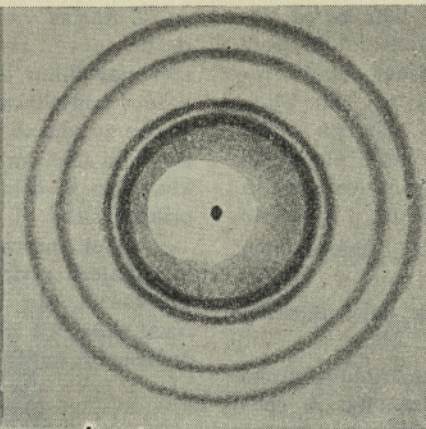
Sl. 4. Rentgenogram super mreže za $AuCu_3$



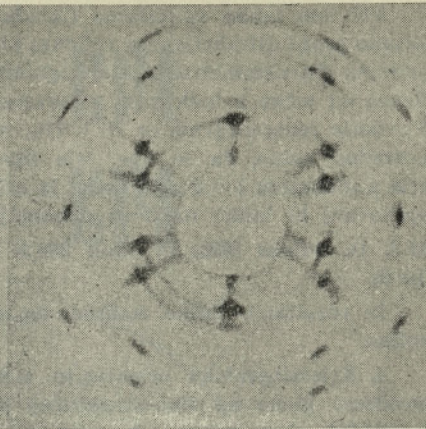
Sl. 5. Rentgenogram za $Ni(OH)_2$



Sl. 6. Rentgenogram za Al prašek, grobozrnat



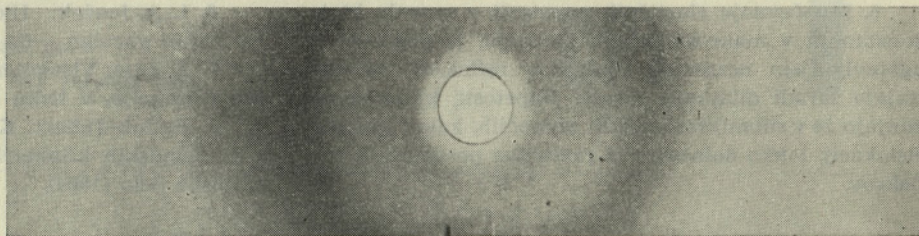
Sl. 7. Rentgenogram za Al prašek, drobnozrnat



Sl. 8. Rentgenogram za Al žico

So to predvsem problemi kinetike kemičnih reakcij. Kot primer navedimo disociacijo $MgCO_3$. Le-ta se začne že okoli $600^\circ C$, kakor to lahko razberemo iz rentgenograma, ki ga prikaže slika 3. Spekter št. 1 ustreza preparatu ob $20^\circ C$, medtem ko št. 2 in 3 ustrežata ob temperaturi preparata $640^\circ C$. Na drugem po-

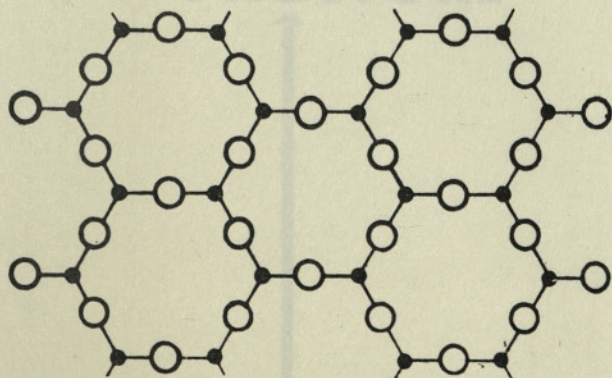
2. Določevanje neznatnih sprememb atomskih razdalj v znani prostorski mreži izvedemo z zelo preciznimi merjenji lege določnih reflektsov. Kot primer navedimo nastanek supermreže v $AuCu_3$, ki jo prikaže slika 4. V rentgenogramu (a) je mreža neurejena, v (b) parcialno urejena in v (c) visoko urejena.



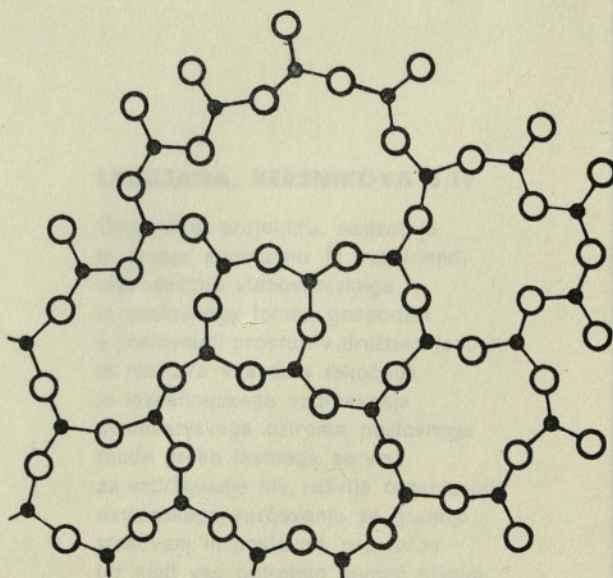
Sl. 9. Rentgenogram stekla

snetu se že vidi začetek reakcije, na tretjem pa je reakcija precej dobro vidna. Pri obeh posnetkih se namreč pojavljata glavni črti za MgO pri $2\theta = 42,90^\circ$ in $62,30^\circ$, sta pa precej difuzni, ker so nastali kristaliti zelo drobni in kot taki razširjajo profil interferenčnega maksima. Četrty posnetek je nastal ob temperaturi preparata $826^\circ C$ in so črte za $MgCO_3$ skoraj izginile, kar kaže, da je reakcija potekla praktično do konca, ostale pa so črte MgO in grelne žice. Peti posnetek ustreza difrakcijskemu spektrumu za preparat ob $20^\circ C$, iz katerih lahko določimo karakteristične parametre.

3. Merjenje velikosti submikroskopsko majhnih delcev izvajamo iz opazovanj, da se širina refleksa veča, če se velikosti delcev manjša; s tem prav tako dobimo informacije o obliki delcev.



Sl. 10. Shematični prikaz kristalne strukture
○ — kisik
● — silicij



Sl. 11. Shematični prikaz strukture stekla
○ — kisik
● — silicij

Pri tem lahko apliciramo filmsko tehniko in določamo profil difrakcijskega refleksa z mikrofotometrom oziroma difraktometrično, kjer ugotavljamo profil refleksa od točke k točki npr. s števcem NaI (Tl). Slika 5 prikaže rentgenogram za Ni(OH)₂, iz katerega je neposredno vidno, da so npr. črte tipa (001) široke in črte z indeksom l = 0 zelo ostre. Iz mikrofotometričnih opazovanj bi lahko našli za dimenzije D_{hkl} poprečno 40 Å za refleks (002) in okoli 200 Å za reflekse tipa (hk 0).

Iz rezultatov lahko sodimo, da so delci ploščate oblike.

4. Kristalografsko orientacijo monokristala lahko izvedemo glede na fino-strukturne posnetke iz geometrijskih razmotrivanj, če poznamo kristalno strukturo.

5. Razporeditev kristalitev (tekstura) v snoveh vlaknate strukture, žicah, pločevinah itd. sledi iz lege najverjetnejših mest za reflekse. Slike 6, 7, 8 prikazujejo rentgenogramske posnetke v posebni tehniki za Al, iz katerih je vidno, kako različno so razporejeni kristaliti. V primeru drobnozrnatega aluminija so difrakcijske črte zvezne, toda so prerusene, če imamo grobozrnato strukturo. Popolnoma drugačna pa je slika za razporeditev kristalitev v žici, kjer imamo opravka z določeno orientacijo (teksturo).

6. Določevanje elastičnih napetosti v snoveh, ki je konstantna v makroskopskem območju, je pogojeno z ugotavljanjem neznatnih premikov refleksov, ki nastajajo zaradi dilatacije mreže. Napetosti, ki se spreminjajo že v submikroskopskih območjih, kakor gostoto dislokacij, lahko določamo iz razširitve posameznih refleksov.

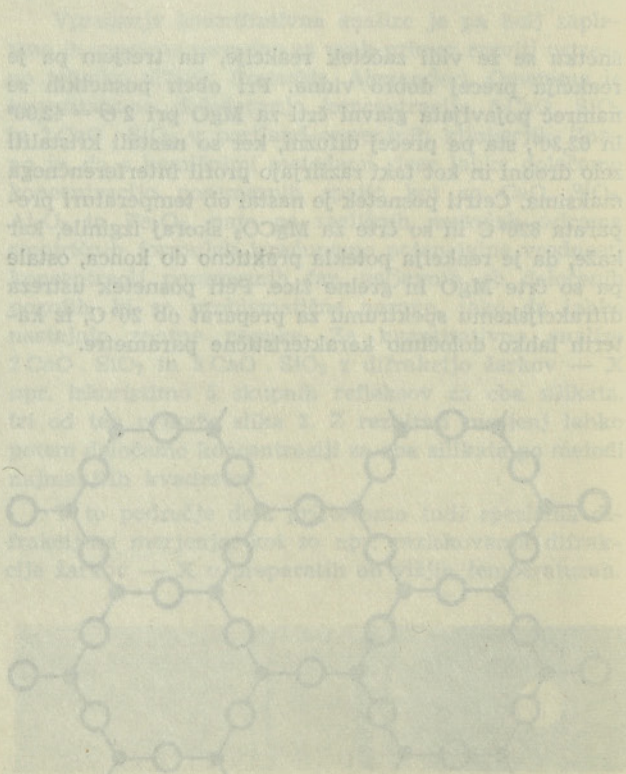
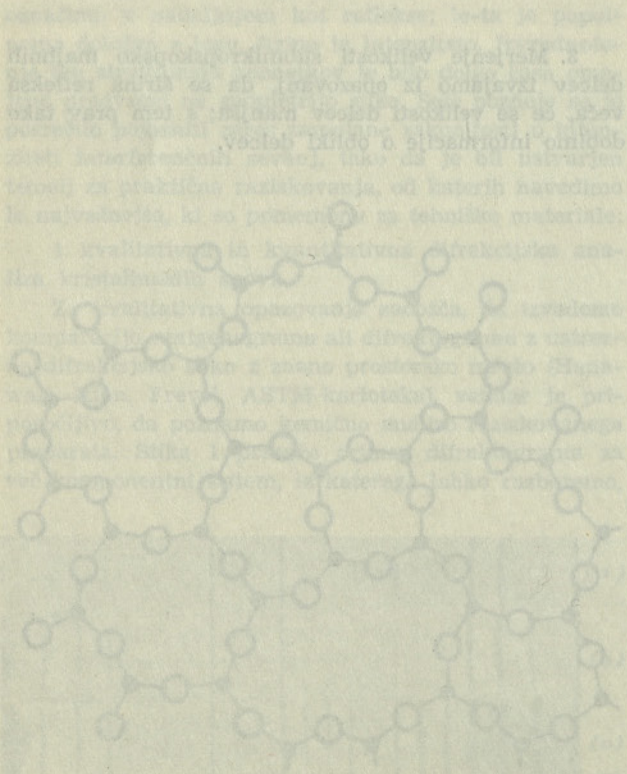
7. Raziskovanja atomske distribucije v nekrystalinastih snoveh izvajamo iz difuznih refleksov. Kot primer navedimo atomsko razporeditev v steklu, ki se kaže v rentgenogramu kot širok difuzen pas (slika 9). Znano je, da so temeljni elementi SiO₄ razporejeni v kristalni fazi, kakor prikaže slika 10, na razliko v steklu, kjer bi bila verjetnostna razporeditev, kakor jo prikaže slika 11 in jo najdemo s Fourierovo analizo.

V tej informativni noti smo na kratko navedli le nekatera področja dela z žarki — X, o specialnih vprašanjih, npr. nadrobno o posebnih metodah, o difuzni refleksiji žarkov — X in to predvsem z aspektom deformacij kristalne strukture, bomo poročali kasneje.

Bibliografija :

1. X-Ray Diffraction by Polycrystalline Materials, Technical Editors: H. S. Peiser, H. P. Rooksby, A. T. G. Wilson. The Institute of Physics, London (1960).
2. H. P. Klug, L. E. Alexander: X-Ray Diffraction Procedures, John Wiley & Sons, New York (1954).
3. C. S. Barrett: Structure of Metals, Mc-Graw-Hill Book Company, New York (1952).
4. R. Glocker: Materialprüfung mit Röntgenstrahlen, Springer Verlag, Berlin (1958).
5. L. A. Jenček: Difrakcijska analiza fine frakcije pepela za rjavi premog in lignit, v pripravi za tisk (1963).
6. L. A. Jenček: Hidratacijske tvorbe nastale pri reakcijah pučolan — Ca(OH)₂, v pripravi za tisk (1963).
7. A. Zajc: Visokotemperaturna komora za rentgen-sko difrakcijo, v tisku (1964).
8. A. Čuk-Juhart: Kvantitativna analiza C₃S in C₂S v portlandskih klinkerjih z difrakcijo žarkov — X, diplomsko delo (1964).

L. A. J.



CESTNO PODJETJE LJUBLJANA

Stolpniška 10

Telefoni: 31 23 51, 31 25 94, 31 30 26,
31 31 71

vzdržuje na svojem območju zvezne,
republiške, okrajne in mestne ceste

jih modernizira, gradi nove
in opravlja na njih vsa asfaltna dela

CPL

CPL

CPL

CPL

ZAVOD ZA STANOVANJSKO GOSPODARSTVO IN POSLOVNE PROSTORE

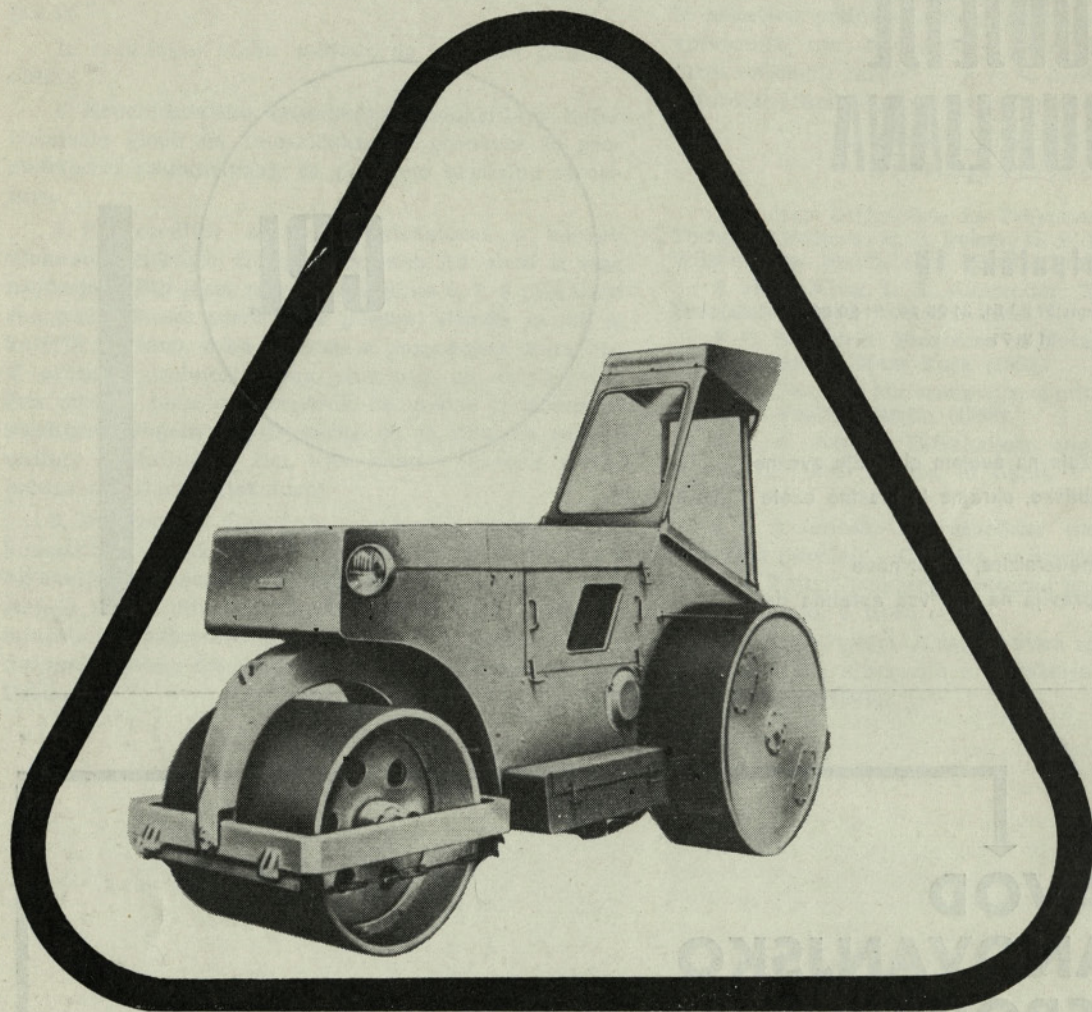
LJUBLJANA, KERSNIKOVA 6/IV

Organizira, projektira, nadzoruje
in izvaja enostavno in razširjeno
reprodukcijo stanovanjskega
in poslovnega fonda, gospodari
s poslovnimi prostori v družbeni lastnini
in realizira vsa dela tekočega
in investicijskega vzdrževanja
stanovanjskega oziroma poslovnega
fonda preko lastnega servisa
za vzdrževanje hiš, razvija organizacijo
namenskega varčevanja za gradnjo
stanovanj in poslovnih prostorov
ter nudi vso potrebno pomoč hišnim
in delovnim organizacijam

FADROMA

KOMPRESIONI VALJCI SA TRI TOČKA POLJSKE PROIZVODNJE

za nabijanje zemlje i druge radove nasipavanja, — za valjanje puteva prekritih posebnim materijalima



KOMPRESIONI VALJAK WDT-1

Težina bez tereta 8 tona, sa teretom 10 tona
Širina valjka 1840 mm
Proizvodni pritisak po cm:
spreda 30 kg/cm², straga 50 do 70 kg/cm²

KOMPRESIONI VALJAK WDT-2

Težina bez tereta 11 tona, sa teretom 14 tona
Širina valjka 1940 mm
Proizvodni pritisak po cm:
spreda 35 kg/cm², straga 64,5 do 93,5 kg/cm²



Isključivi uvoznik

POLIMEX

WARSZAWA, CZAKIEGO 7/9

Telefon: 269461 — Telegrami: POLIMEX, Warszawa — Telex: 81271, 81274

Za sve obavijesti izvolite se obratiti na firmu Agroprogres, Ljubljana, Kidričeva 1/IV