

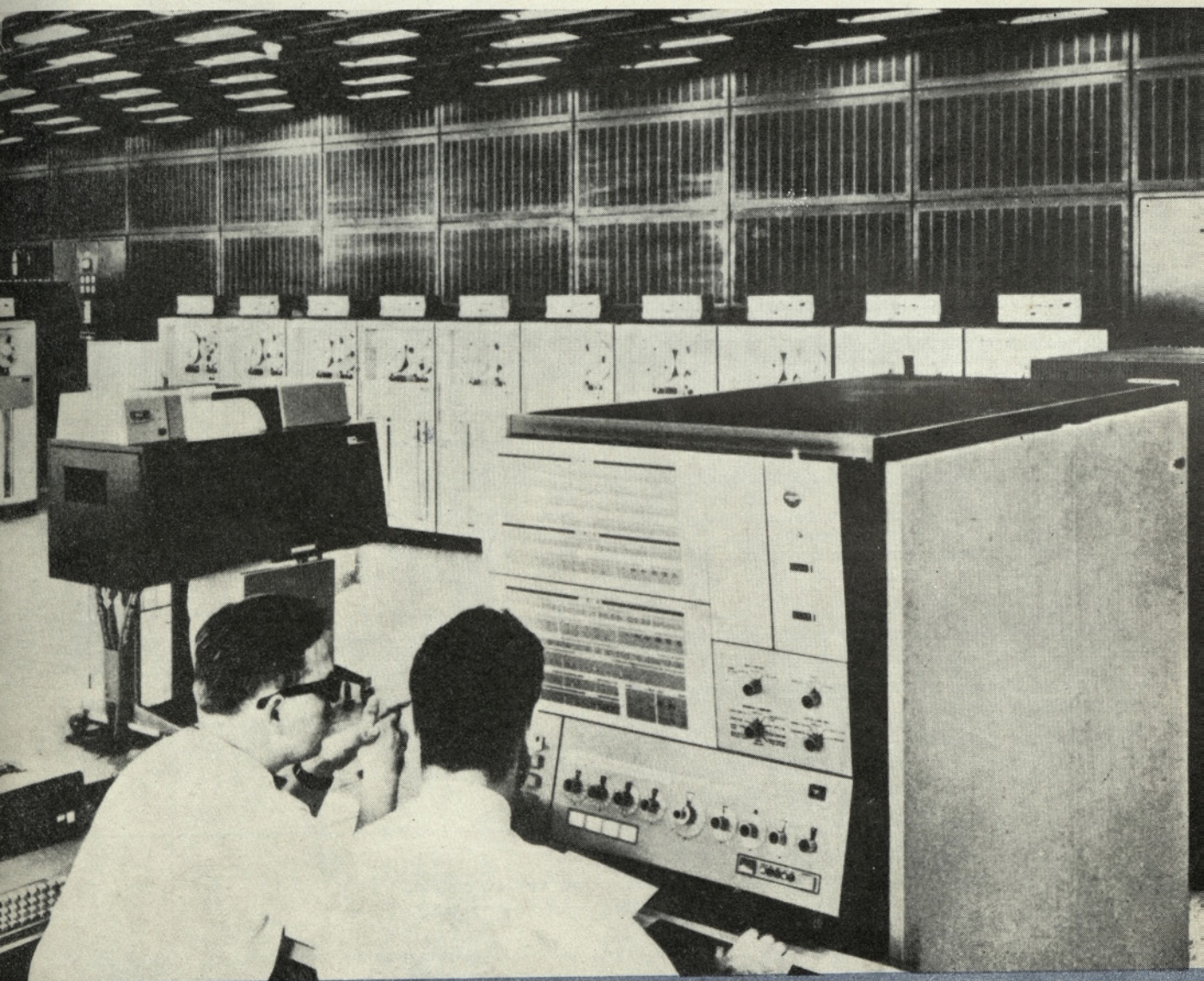
Polnična plačana v gotovini

GRADBENI VESTNIK

LETO XVIII

APRIL-MAJ 1969

ŠT. 4-5



^E**INTERTRADE**

IBM
®

Elektronski stroji za obdelavo podatkov

VSEBINA

Sergej Bubnov, dipl. inž.: IV. kongres Jugoslovanskega društva gradbenih konstruktorjev	81		
Peter Fajfar, dipl. inž. - Miloš Marinček, prof. dr. dipl. inž.: Račun deformacij enostavnih upogibnih nosilcev po elasto-plastični teoriji	82	P. Fajfar - M. Marinček: Evaluation of deformations in the simple bending loaded beams following the elasto-plastic theory	
Miroslav Pregl, dipl. inž. - Miloš Marinček, prof. dr. dipl. inž.: Presoja približnih računov za prečno obtežene tlačene palice v območju elastičnosti	87	M. Pregl - M. Marinček: Estimation of approximate method for a transversally loaded and compressed bars in the elastic range	
Slavko Pukl, prof. dipl. inž.: Prispevek k eksperimentalnemu določanju togostne matrike konstrukcij	94	S. Pukl: A possibility of determining the stiffness matrix from the measured modal properties	
Janez Reflak, dipl. inž. - Miloš Marinček, prof. dr. dipl. inž.: Uporaba elektronskega računalnika za računanje nosilnosti tlačnih palic	101	J. Reflak - M. Marinček: Use of the electronic computer to evaluate the bearing capacity of compressed bars	
Rajko Rogač, dipl. inž.: Prispevek k računanju pravokotnih rezervoarjev in kontinuirnih plošč po Crossovi metodi	107	R. Rogač: Contribution to the computation of rectangular tanks and continually crosswise reinforced slabs after the Cross' method	
Srdan Turk, dr. dipl. inž.: Ekonomsko dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij	115	S. Turk: Economical dimensioning of reinforced concrete constructions	
Igor Blumenau, dipl. inž. arh.: Problem konstrukcije težkih montažnih fasad	124	I. Blumenau: Problems of constructing of precast heavy façade elements	
Bratislav Pejatović, dipl. inž.: Uporaba prefabricirane gradbene armature v konkretnem primeru	130	B. Pejatović: Use of prefabricated construction steel reinforcement in a concrete case	
Marija Lavrič, dipl. inž.: Zavarovanje gradbenih jam v mestih	133	M. Lavrič: Protection of the excavations in the towns	
Božidar Samec, dipl. inž.: Rudarski izvozni stolp v Boru	136	B. Samec: Mine tower at Bor	
Robert v. Halász, prof. inž.: O sestavi gradbenega načrtovanja	143	R. v. Halász: About the structure of the construction design	

Iz naših kolektivov

Bogdan Melihar:

15-letnica podjetja TIG »Tehnogradnje« v Mariboru	146
Proizvodni sestanki gradbene operative	146
Posvetovanje v Rabcu	146
Nastop podjetja »Gradis« v tujini	147
Betoniranje kupol brez opažev	147
Izboljšave zidnih elementov za zunanji zid	147
Peti navez za luko Koper	147
Pismo iz Iraka	148
Atrijska hiša v Bad Godesbergu	148
SGP »Slovenija ceste« uveljavlja plastične mase	148

Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij v Ljubljani

Marjan Orel, dipl. inž. - Marjanca Gspan, dipl. inž.: Stabilizacija tal z apnom v gradnji cest	149
--	-----

Odgovorni urednik: Sergej Bubnov, dipl. inž.

Tehnični urednik: prof. Bogo Fatur

Uredniški odbor: Janko Bleiweis, dipl. inž., Vladimir Čadež, dipl. inž., Marjan Gaspari, dipl. inž., dr. Miloš Marinček, dipl. inž., Maks Megušar, dipl. inž., Dragan Raič, dipl. jurist, Saša Skulj, dipl. inž., Viktor Turnšek, dipl. inž.

Revijo izdaja Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23 158. Tek. račun pri Narodni banki 501-8-114/1. Tiska tiskarna »Toneta Tomšiča« v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina skupaj s članarino znaša 36 din, za študente 12 din, za podjetja, zavode in ustanove 250 din.

Nekaj o tvrdki

IBM®

IBM — te tri črke pomenijo »International Business Mashines« — napredno firmo svetovnega pomena.

Glede na svoje sodelavce in svoja načela je IBM kljub svoji veličini in vrhunskemu položaju vedno mlada in dinamična. Delo firme IBM se je začelo pred več kot 50 leti in je rastlo hkrati s pomenom obdelave podatkov in obdelave tekstov. Podružnice IBM so danes že v 105 deželah, v IBM dela po celem svetu več kot 220.000 ljudi na področju obdelave podatkov, ki se vse hitreje razvija in mu pripada sijajna prihodnost.

Hitri razvoj tega področja tudi v Jugoslaviji je odraz hitrega napredka jugoslovanskega gospodarstva. V uporabi ali v stadiju dobave je že blizu 50 IBM sistemov za elektronsko obdelavo podatkov.

Prispevek IBM se ne omejuje zgolj na dobavljanje modernih strojev in sistemov. Še pred instalacijo komputerja nudi IBM svojo pomoč pri problematiki obdelave podatkov in lahko naročnik računa na to pomoč vse dotlej, dokler bodo pri njem stroji IBM.

Tvrdko IBM zastopa v Jugoslaviji INTERTRADE — Ljubljana, podjetje za mednarodno trgovino. INTERTRADE razpolaga tako z domačimi kot s tujimi visokokvalificiranimi strokovnjaki za aplikacijo sistema elektronske obdelave podatkov. Na ta način se izkoristijo velike mednarodne izkušnje, prilagojene domačim zahtevam za organizacijske rešitve.

V središču vsestranskega proizvodnega in prodajnega programa tvrdke IBM so naprave za elektronsko

obdelavo podatkov v tehnične, znanstvene in komercialne namene.

Aparature IBM predstavljajo družino kompatibilnih in fleksibilnih komputerjev največjih možnosti. Z njihovo pomočjo lahko uporabnik reši praktično vse podatke na področju obdelave podatkov.

IBM sam izdeluje vse enote sistema za obdelavo podatkov in ima tovarne po vsem svetu.

To nudi velike prednosti:

- skladno medsebojno ujemanje enot,
- dobava rezervnih delov ni nikoli problem,
- služba vzdrževanja sistema je enotna.

Možnosti in s tem tudi kvaliteto komputerjev določajo mnogi kriteriji:

- velikost centralnega spomina in interna logika,
- interna hitrost obdelave,
- sposobnost vhoda in izhoda podatkov,
- sposobnost sistema, da se širi in razčlenjuje,
- repertoar instrukcij,
- programski sistemi,
- zanesljivost,
- možnost dobrega vzdrževanja naprav.

Na vse te kriterije se je treba ozirati, kadar se odločate o nabavi komputerja. IBM ve, v čem se loči zares dober komputerski sistem od samo hitrega komputerja in z uspehom nudi preizkušnjo zmožnosti svojih sistemov.

IBM INTERNATIONAL BUSINESS MACHINES
WORLD TRADE CORPORATION, NEW YORK

Generalni zastopnik za Jugoslavijo:

INTERTRADE

PODJETJE ZA MEDNARODNO TRGOVINO
LJUBLJANA, TITOVA 1/III

DIREKCIJA IBM:

Ljubljana, Celovška 166/IV

POSLOVNA ENOTA 10 — za Slovenijo ter Bosno in Hercegovino 166/III

POSLOVNA ENOTA 20 — za Srbijo, Makedonijo in Črno goro: Beograd, Čika Ljubina 8/II

POSLOVNA ENOTA 30 — za Hrvatsko:

Zagreb, Moše Pijade 3

Reka, Luja Adamiča 1/I

POSLOVNA ENOTA 40 — Large Accounts
Ljubljana, Celovška 166/III

IBM ŠOLA:

Radovljica — »Grajski dvor«

KONSIGNACIJSKO SKLADIŠČE:

Ljubljana, Celovška 121

GRADBENO PODJETJE

Megrad

Ljubljana, Celovška c. 34

izvršuje vse vrste gradbenih in
projektivnih del ter gradi
stanovanja za tržišče
solidno in poceni

Gradbeno podjetje

tehnika

LJUBLJANA, VOŠNJAKOVA ULICA 8

gradi in projektira vse inženirske zgradbe, prodaja gradbene objekte na tržišču, izvršuje usluge tujim naročnikom in prodaja lastne izdelke v ekonomskih enotah: obrata za zemeljska in betonska dela, opažarski obrat, zidarski obrat, železokrivski obrat, avtopark, mehanični servis, ključavničarstvo in obrat mehanizacije, opravlja zunanjetrgovinski promet, izvaja investicijska dela v tujini

IV. kongres Jugoslovanskega društva gradbenih konstruktorjev

IV. kongres jugoslovanskih gradbenih konstruktorjev bo v času od 3. do 6. junija t. l. v Portorožu. Organizator kongresa je kongresni odbor Zveze gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije.

Na kongresu bodo sodelovali številni priznani gradbeni strokovnjaki iz Jugoslavije in tujine. Za kongres je prijavljenih 132 referatov, izmed katerih je 13 iz tujine. Svojo udeležbo je prijavilo 265 gradbenikov-konstruktorjev. Že po dosedanjem številu referatov in udeležencev bo IV. kongres največja strokovna manifestacija gradbenega konstruktorstva po vojni pri nas. Na kongresu bodo obravnavani novejši naši in inozemski dosežki na področju teorije konstrukcij, betonskih in prednapetih konstrukcij, metalnih in sovprežnih konstrukcij, masivnih, lesenih in drugih konstrukcij. Prikazane bodo konstrukcije pomembnejših večjih gradbenih objektov, proučeni problemi industrializacije graditve, predpisov, standardov in navodil. Na koncu bo kongres obravnaval tudi vlogo in pomen gradbenega konstruktorstva v naši družbi.

Delež slovenskih gradbenih konstruktorjev na IV. kongresu je dokaj pomemben. Za kongres je prijavljenih 26 referatov iz Slovenije. Gradbeni vestnik enako kot druge strokovne revije v državi (Tehnika, Izgradnja, Gradjevinar, Materiali i konstrukcije, Dokumentacija in Arhitektura) je prevzel obveznost, da v skladu s svojimi možnostmi objavi del referatov, pripravljenih za kongres, ki bodo v obliki separatov vključeni v kongresno publikacijo.

Dvojna številka 4-5 Gradbenega vestnika vsebuje torej del slovenskih referatov, ki so bili v predvidenem roku pripravljeni za tisk. Nekaj preostalih referatov bo objavljenih v naslednjih številkah revije.

Glede na potrebo, da se tiskanje referatov za kongresno publikacijo zaključi že pred kongresom, je ta dvojna številka dobila znatno večji obseg kot običajno, izjemoma tudi na račun snovi, ki obravnava splošne probleme gradbeništva.

Predsednik kongresnega
odbora:

ING. SERGEJ BUBNOV

Račun deformacij enostavnih upogibnih nosilcev po elasto-plastični teoriji

DK 624.046:539.374

PETER FAJFAR, DIPL. INŽ. — PROF. DR. MILOŠ MARINČEK, DIPL. INŽ.

Uvod

Za upogibne nosilce so značilni trije bistveno različni načini računanja:

a) račun po teoriji elastičnosti; po tej teoriji je kritično stanje doseženo tedaj, ko je na najbolj obremenjenem preseku dosežena meja elastičnosti;

b) račun po teoriji plastičnih členkov; kritično stanje je doseženo s tvorbo toliko lokaliziranih plastičnih členkov kinematične verige, da nastane porušni mehanizem,

c) račun po elasto-plastični teoriji; le-ta omogoča upoštevanje postopne plastifikacije pri poljubnih razmerah materiala in s tem zasledovanje dejanskega deformacijskega obnašanja nosilca pri danem stopnjevanju obtežbe. Kritično stanje nastopi tedaj, ko je dosežena neka mejna deformacija ali pa nestabilnost.

Od vseh treh načinov računanja upogibnih nosilcev se najmanj uporablja račun po elasto-plastični teoriji in sicer zato, ker ta teorija še ni dovolj raziskana, pa tudi računске metode so v splošnem premalo prirejene za uporabo v praksi.

Namen tega referata je prikazati enostavno metodo s korekcijskimi faktorji za določanje elasto-plastičnega deformacijskega obnašanja upogibnih nosilcev pri poljubnih oblikah delovnega diagrama materiala in poljubnih prerezov. Lahko se upošteva tudi vpliv zaostalih napetosti in nehomogenosti. Osnovna predpostavka je Bernoullijeva hipoteza o ravnosti presekov. Vpliv prečne sile zaenkrat ni upoštevan. Obravnavane so direktne rešitve za elementarno obtežene prostoležeče nosilce s konstantnim prerezom po dolžini, vendar pa s tipičnimi oblikami prerezov pri raznih oblikah delovnega diagrama materiala. Rezultati, prikazani v obliki brezdimezionalnih diagramov, imajo prednost v najsplošnejši veljavi. Z odčitanjem korekcijskih faktorjev upogiba lahko za vsako stopnjevanje obremenitve ugotovimo karakteristični elasto-plastični upogibek.

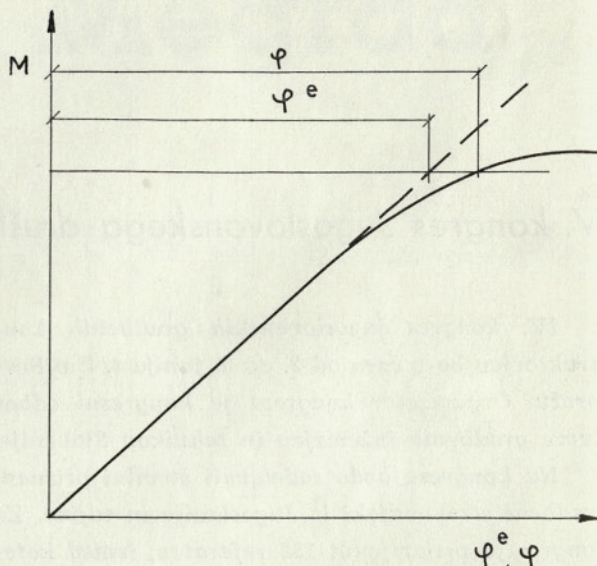
Korekcijski faktorji K_φ

Osnova za račun upogibnih nosilcev po elasto-plastični teoriji so korekcijski faktorji specifičnega zasuka K_φ , ki so definirani po sl. 1 z razmerjem

$$K_\varphi = \frac{\varphi}{\varphi^e}$$

kjer je φ specifični zasuk pri nelinearnem in

$$\varphi^e = \frac{M}{EJ}$$



Sl. 1. Nelinearni odnos med upogibnim momentom in specifičnim upogibnim zasukom

pri linearnem odnosu med upogibnim momentom in specifičnim upogibnim zasukom.

Izraz za M v najbolj splošni obliki se glasi

$$M = \int_F \sigma y dF$$

Korekcijski faktorji K_φ so torej odvisni od uporabnega momenta, od delovnega diagrama materiala, od oblike prereza ter od poteka zaostalih napetosti in nehomogenosti.

Korekcijski faktorji K_δ

Korekcijski faktorji K_δ določajo za dan obtežni primer razmerje med maksimalnim upogibkom po elasto-plastični teoriji in teoriji elastičnosti, torej, kot sledi iz sl. 2

$$K_\delta = \frac{\delta}{\delta^e} = \frac{\delta^e + \delta^p}{\delta^e} = 1 + \frac{\delta^p}{\delta^e}$$

Upogibek δ , ki predstavlja karakteristični in največkrat maksimalni upogibek, dobimo s pomočjo virtualnega dela. Tako je elasto-plastični upogibek za nosilec po sl. 3

$$\delta = \int_0^l \frac{M \cdot M_v}{EJ} K_\varphi dx$$

Ker pa je

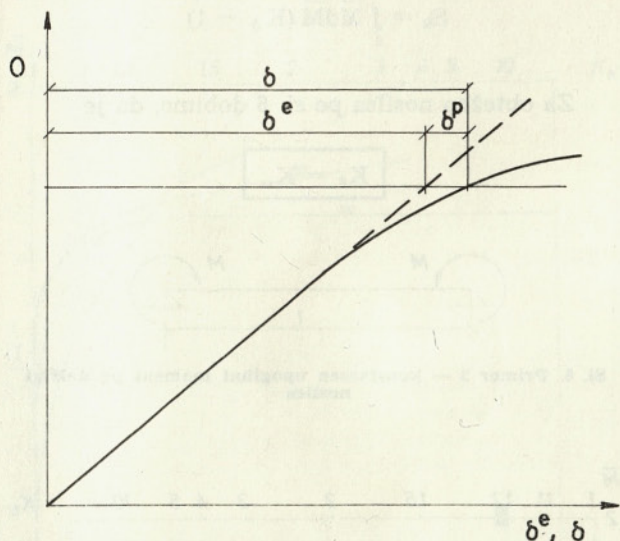
$$\delta^e = \int_0^l \frac{M \cdot M_v}{EJ} dx$$

dobimo izraz za δ^p v obliki

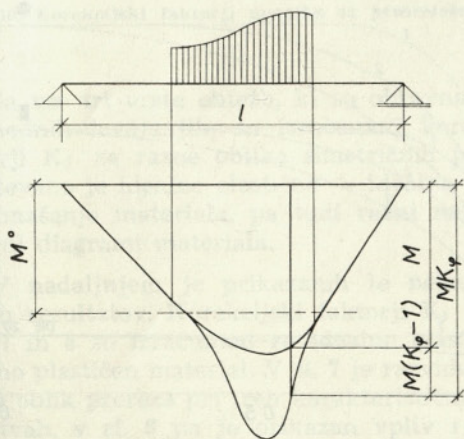
$$\delta^p = \int_0^l \frac{MM_v}{EJ} (K_\varphi - 1) dx$$

Za nosilec s konstantnim prerezom po dolžini — na takšne nosilce se vsa nadaljnja izvajanja omejujejo — je vrednost M^0 v sl. 3 mejni upogibni moment po teoriji elastičnosti, to je

$$M^0 = \sigma^0 W$$



Sl. 2. Nelinearni odnos med obtežbo in karakterističnim upogibkom



Sl. 3. Upoštevanje vpliva plastifikacije pri določanju deformacij po elasto-plastični teoriji

kjer je W odpornostni moment in σ^0 v delovnem diagramu materiala mejna napetost po teoriji elastičnosti z uporabo Hookovega zakona.

Za konkretne primere obtežb je enostavno možno dobiti zaključene izraze za K_δ . Tako velja za primer prostoležečega nosilca v sl. 4

$$\delta^e = \frac{Pl^3}{48 EJ}, \quad M = \frac{P \cdot x}{2}, \quad M_v = \frac{x}{2}$$

$$\delta^p = \frac{P}{2 EJ} \int_0^{l/2} (K_\varphi - 1) x^2 dx$$

Z uporabo brezdimenzionalnih odnosov

$$\bar{x} = \frac{x}{x^0} = \frac{M}{M^0} = \bar{M}$$

$$\bar{M}_m = \frac{\bar{M}_m}{M^0} = \frac{4 Pl}{4 P^0 l} = \bar{P}$$

$$x^0 = \frac{1}{2} \frac{M^0}{M_m} = \frac{1}{2 P}$$

kjer so količine vezane na mejo elastičnega stanja označene z indeksom 0 , dobimo

$$\delta^p = \frac{3 \delta^e}{P^3} \int_0^{\bar{M}_m} (K_\varphi - 1) \bar{M}^2 d\bar{M}$$

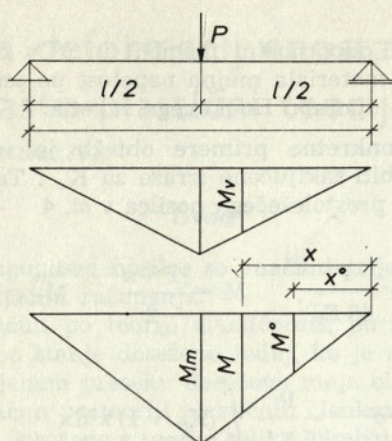
Končni splošni izraz za korekcijske faktorje K_δ v brezdimenzionalni obliki za prostoležeči nosilec s koncentrirano silo v sredini je

$$K_\delta = 1 + \frac{3 J_K}{P^3}$$

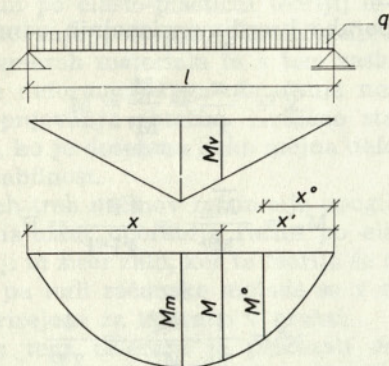
kjer pomeni

$$J_K = \int_0^{\bar{M}_m} (K_\varphi - 1) \bar{M}^2 d\bar{M}$$

Isto vrednost za K_δ dobimo tudi za primer, če deluje sila P na poljubnem mestu nosilca.



Sl. 4. Primer 1 — koncentrirana sila v sredini nosilca



Sl. 5. Primer 2 — enakomerna zvezna obtežba po nosilcu

Pri enakomerni zvezni obtežbi po sl. 5 velja

$$\delta^e = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ}, \quad M_v = \frac{x}{2}, \quad M = \frac{qxx'}{2}$$

$$x = 0,5l - \frac{1}{q} \sqrt{0,25q^2l^2 - 2qM}, \quad x' = l - x$$

$$dx = \frac{dM}{\sqrt{0,25q^2l^2 - 2qM}}$$

$$M_m = \frac{ql^2}{8}, \quad M^0 = \frac{q^0l^2}{8}$$

$$\bar{M}_m = \frac{Mm}{M^0} = \frac{q}{q^0} = \bar{q}$$

dobimo

$$\delta^p = \frac{M^0{}^2}{EJq} \left[\int_0^{\bar{M}_m} \frac{\bar{M}d\bar{M}}{\sqrt{1 - \frac{\bar{M}}{\bar{M}_m}}} (K_\varphi - 1) - \right.$$

$$\left. - \int_0^{\bar{M}_m} \bar{M}d\bar{M} (K_\varphi - 1) \right]$$

in korekcijski faktor lahko pišemo v obliki

$$K_\delta = 1 + \frac{1,2}{q^2} (C_k - S_k)$$

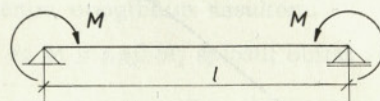
kjer pomeni

$$C_k = \int_0^{\bar{M}_m} \frac{\bar{M}d\bar{M}}{\sqrt{1 - \frac{\bar{M}}{\bar{M}_m}}} (K_\varphi - 1)$$

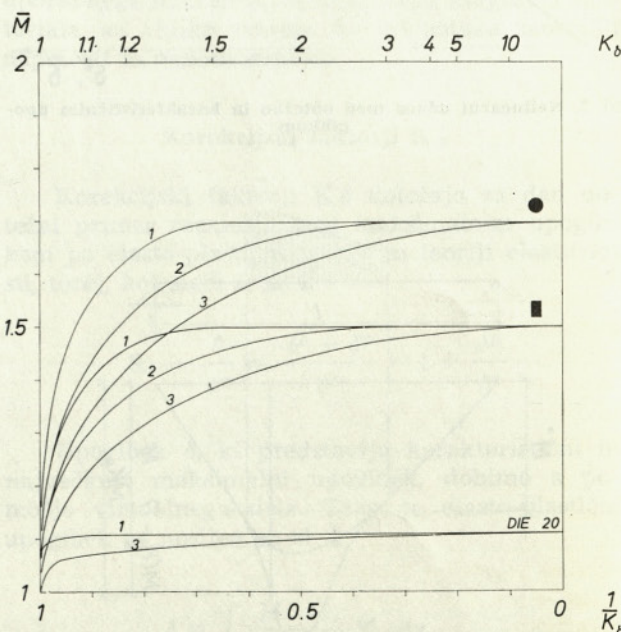
$$S_k = \int_0^{\bar{M}_m} \bar{M}d\bar{M} (K_\delta - 1)$$

Za obtežbo nosilca po sl. 6 dobimo, da je

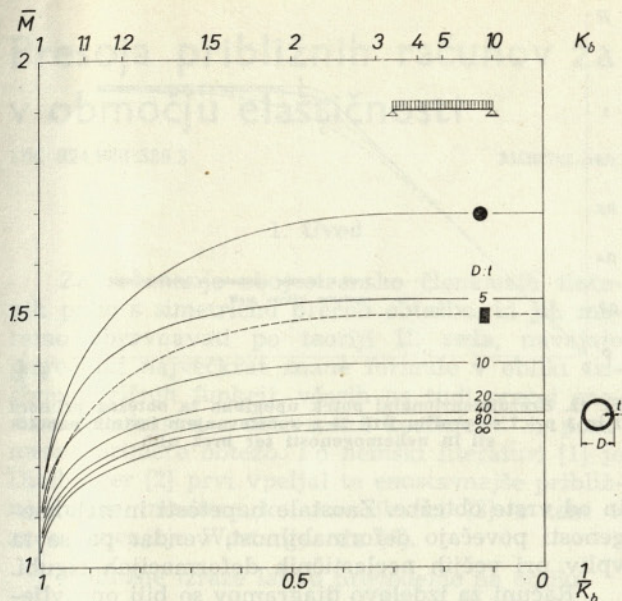
$$K_\delta = K_\varphi$$



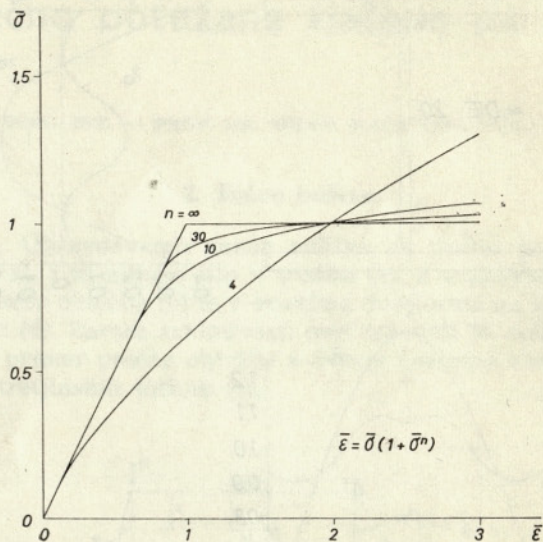
Sl. 6. Primer 3 — konstanten upogibni moment po dolžini nosilca



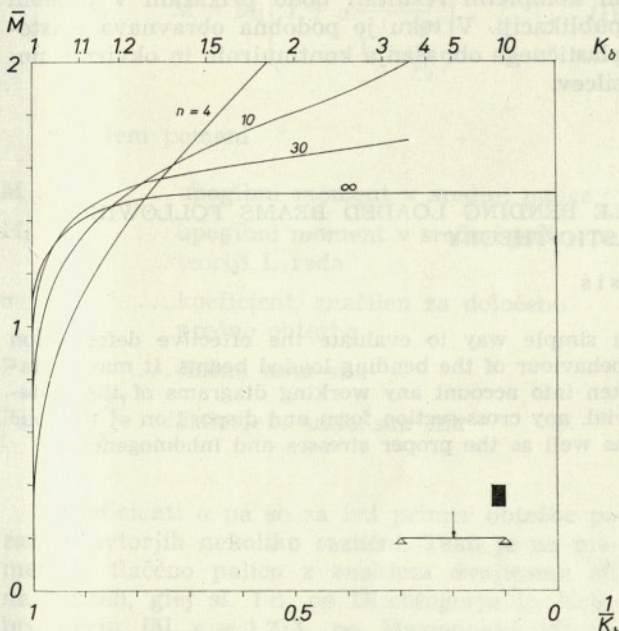
Sl. 7. Korekcijski faktorji za določanje elasto-plastičnega upogiba pri presekih nosilca polni krog, polni pravokotnik in I-profil DIE 20 za primere nosilcev 1, 2 in 3



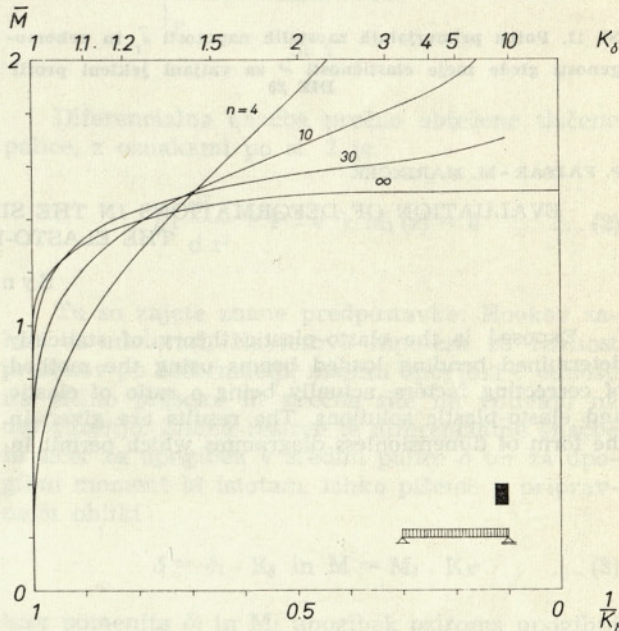
Sl. 8. Korekcijski faktorji upogiba za nosilce iz cevi pri raznih razmerjih premera proti debelini stene



Sl. 9. Razni nelinearni diagrami »napetost — raztezek« materiala, izraženi z brezdimenzionalno enačbo Ramberg-Osgooda s parametrom 'n'



Sl. 10. Korekcijski faktorji upogiba za prostoležeči nosilec za pravokotni presek pri raznih parametrih oblike delovnega diagrama



Za vse tri vrste obtežb, ki so obravnavane v predhodnih izvajanjih, so izračunani korekcijski faktorji K_δ za razne oblike simetričnih profilov. Upoštevano je idealno elastično — idealno plastično obnašanje materiala, pa tudi razni nelinearni delovni diagrami materiala.

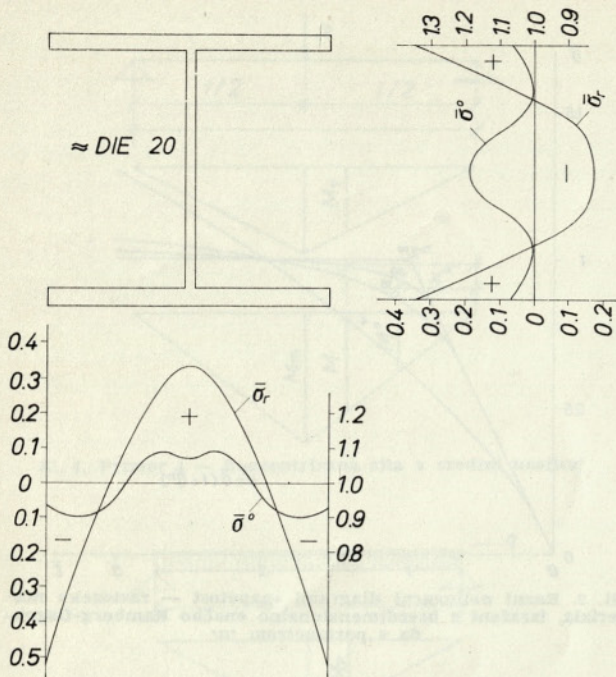
V nadaljnjem je prikazanih le nekaj dosežanih rezultatov. Korekcijski faktorji K_δ na slikah 7 in 8 so izračunani za idealno elastičen — idealno plastičen material. V sl. 7 je razviden vpliv nekaj oblik prereza pri treh karakterističnih obremenitvah, v sl. 8 pa je prikazan vpliv razmerja premera proti debelini stene cevi pri enakomerno porazdeljeni obtežbi.

Primerjava korekcijskih faktorjev K_δ za razne oblike delovnega diagrama materiala, izražene s parametrom 'n' po sl. 9, je podana v sl. 10.

Vpliv zaostalih napetosti in nehomogenosti v prerezu nosilca iz DIE 20 s potekom po sl. 11 je prikazan v sl. 12, kjer je brezdimenzionalni potek upogibka dobljen s pomočjo korekcijskih faktorjev upogiba.

Zaključek

Rezultati kažejo, da lahko deformacijsko obnašanje gred v neelastičnem področju zelo variira v odvisnosti od oblike delovnega diagrama materiala, za določen material pa še od prereza nosilca



Sl. 11. Potek primerjalnih zaostalnih napetosti $\bar{\sigma}_r$ in nehomogenosti glede meje elastičnosti $\bar{\sigma}_0$ za valjani jekleni profil DIE 20

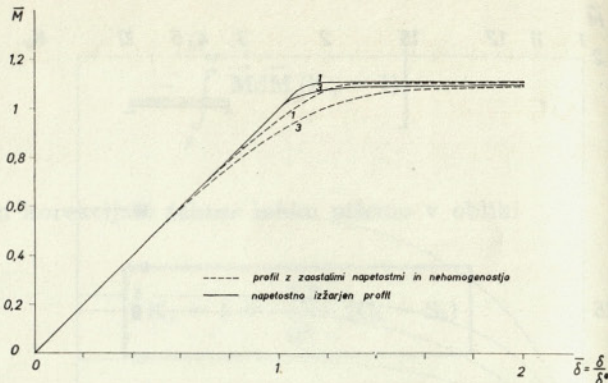
P. FAJFAR - M. MARINČEK

EVALUATION OF DEFORMATIONS IN THE SIMPLE BENDING LOADED BEAMS FOLLOWING THE ELASTO-PLASTIC THEORY

Synopsis

Exposed is the elasto-plastic theory of statically determined bending loaded beams using the method of correcting factors, actually being a ratio of elastic and elasto-plastic solutions. The results are given in the form of dimensionless diagrams which permit in

... (faint text from bleed-through)



Sl. 12. Brezdimenzionalni potek upogibka za obtežna primera 1 in 3 pri I — profilu DIE 20 z upoštevanjem lastnih napetosti in nehomogenosti ter brez njih

in od vrste obtežbe. Zaostale napetosti in nehomogenosti povečajo deformabilnost, vendar pa se ta vpliv pri večjih neelastičnih deformacijah izgubi.

Računi za izdelavo diagramov so bili opravljene na elektronskem računalniku Računskega centra Univerze v Ljubljani. Podrobna izvajanja in kompletni rezultati bodo prikazani v posebni publikaciji. V teku je podobna obravnava elasto-plastičnega obnašanja kontinuirnih in okvirnih nosilcev.

a simple way to evaluate the effective deformation behaviour of the bending loaded beams. It may be taken into account any working diagrams of the material, any cross-section form and disposition of the load as well as the proper stresses and inhomogeneity.

... (faint text from bleed-through)

Presoja približnih računov za prečno obtežene tlačene palice v območju elastičnosti

DK 624.046:539.3

MIROSLAV PREGL, DIPL. INŽ. — PROF. DR. MILOŠ MARINČEK, DIPL. INŽ.

1. Uvod

Za računanje obojestransko členkastih tlačnih palic s simetrično prečno obtežbo, ki jih moramo obravnavati po teoriji II. reda, navajajo priročniki največkrat znane formule v obliki trigonometričnih funkcij, včasih pa tudi precej enostavnejše izraze, z ustreznimi koeficienti za posamezne primere obtežb. Po nemški literaturi [1] je Dischinger [2] prvi vpeljal te enostavnejše približne izraze, medtem ko Amerikanci [3] s tem v zvezi omenjajo Westergaarda [4].

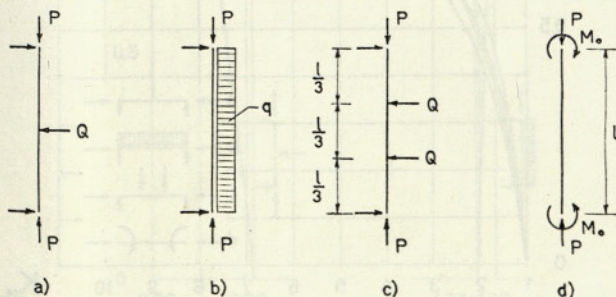
Približne izraze lahko prevedemo na obliko

$$M = M_I \left(1 + \alpha \frac{\frac{P}{P_E}}{1 - \frac{P}{P_E}} \right) \dots (1)$$

Pri tem pomeni

- M ... upogibni moment v sredini palice
- M_I ... upogibni moment v sredini palice po teoriji I. reda
- α ... koeficient, značilen za določeno prečno obtežbo
- P ... tlačna osna sila
- $P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$... Eulerjeva uklonska sila

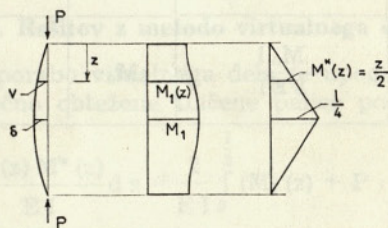
Koeficienti α pa so za isti primer obtežbe po raznih avtorjih nekoliko različni. Tako je na primer za tlačeno palico z enakima dvojicama sil na koncih, glej sl. 1 d, po Dischingerju in Kollbrunnerju [5] $\alpha = 1,273$, po Massonnetu [6] pa $\alpha = 1,234$. Podobne razlike so tudi pri drugih obtežnih primerih. Zato bomo analizirali različnost koeficientov α za iste primere in hkrati ugotavljali natančnost približnih rešitev.



Sl. 1

2. Točne rešitve

Obravnavamo znane rešitve za tlačne palice po sl. 1 in sicer s silo v sredini (a), z enakomerno zvezno obtežbo (b) in z enakima dvojicama na koncih (d). Zaradi zanimivosti smo izpeljali še rešitev za primer prečne obtežbe z dvema enakima silama v tretjinskih točkah (c).



Sl. 2

Diferencialna enačba prečno obtežene tlačene palice, z oznakami po sl. 2 je

$$EI \frac{d^2 v}{dz^2} + P \cdot v + M_I(z) = 0 \dots (2)$$

Tu so zajete znane predpostavke: Hookov zakon za material, Navierova hipoteza za ravnost presekov po deformaciji, majhni upogibki v odnosu na višino preseka in prečne sile ne vplivajo na deformacijo. Znane rešitve te diferencialne enačbe in sicer za upogibek v sredini palice δ ter za upogibni moment M istotam, lahko pišemo v pripravnejši obliki

$$\delta = \delta_I \cdot K_\delta \text{ in } M = M_I \cdot K_M \dots (3)$$

kjer pomenita δ_I in M_I upogibek oziroma upogibni moment v sredini palice zaradi vpliva prečne obtežbe (po teoriji I. reda), K_δ in K_M pa faktorja za upoštevanje teorije II. reda. Tako je za naše primere prečnih obtežb (glej tabelo na naslednji strani).

Ker pa je $M = M_I + P \cdot \delta = M_I \cdot K_M$ in zaradi $\delta = \delta_I \cdot K_\delta$, je točen izraz za K_M tudi

$$K_M = 1 + \frac{P \cdot \delta}{M_I} = 1 + \alpha^0 \frac{P}{P_E} K_\delta \dots (4)$$

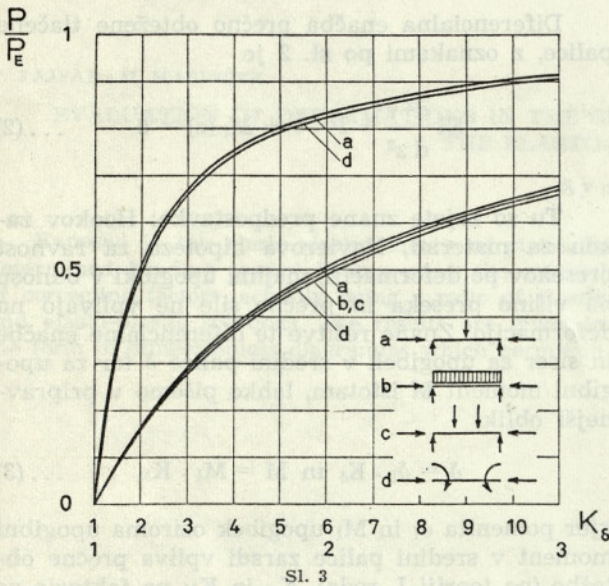
s koeficientom $\alpha^0 = \frac{P_E \cdot \delta_I}{M_I} \dots (5)$

ki karakterizira prečno obtežbo.

	δ_1	M_1	K_δ	K_M
a)	$\frac{Q l^3}{48 E I}$	$\frac{Q l}{4}$	$\frac{3}{d^2} \left(\frac{\operatorname{tg} d}{d} - 1 \right)$	$\frac{\operatorname{tg} d}{d}$
b)	$\frac{5 q l^4}{384 E I}$	$\frac{q l^2}{8}$	$\frac{12}{5 d^2} \left(\frac{2(1 - \cos d)}{d^2 \cos d} - 1 \right)$	$\frac{2(1 - \cos d)}{d^2 \cos d}$
c)	$\frac{23 Q l^3}{648 E I}$	$\frac{Q l}{3}$	$\frac{24}{23 \left(\frac{2}{3} d \right)^2} \left(\frac{\sin \left(\frac{2}{3} d \right)}{\frac{2}{3} d \cos d} - 1 \right)$	$\frac{\sin \left(\frac{2}{3} d \right)}{\frac{2}{3} d \cos d}$
d)	$\frac{M_0 l}{8 E I}$	M_0	$\frac{2}{d^2} \left(\frac{1}{\cos d} - 1 \right)$	$\frac{1}{\cos d}$

$$d = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

Tabela 1



Pregled spreminjanja faktorjev K_δ in K_M v odvisnosti od $\frac{P}{P_E}$ je prikazan v diagramih v sl. 3 in sl. 4.

3. Razvrstitev v Fourierjevo vrsto

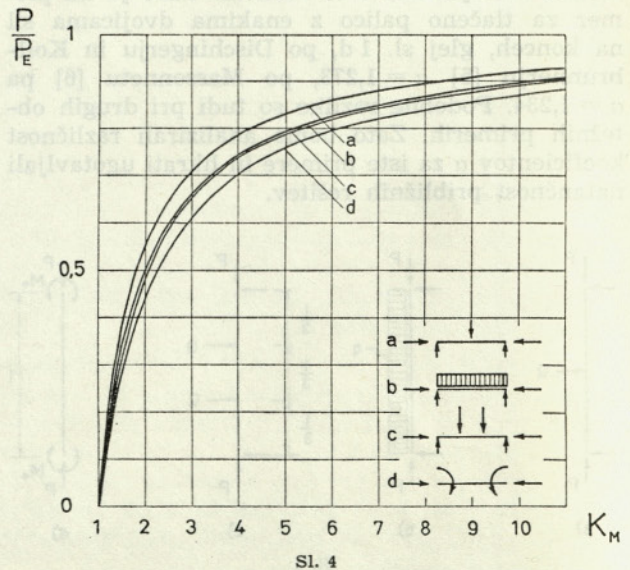
Z razvrstitvijo K_δ po tabeli 1 v Fourierjevo vrsto dobimo izraze, kot jih navaja Massonnet [6]:

$$a) K_\delta = \frac{96}{\pi^4} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{(2m-1)^2} \cdot \frac{1}{(2m-1)^2 - \frac{P}{P_E}}$$

$$b) K_\delta = \frac{1536}{5 \pi^5} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m+1}}{(2m-1)^3} \cdot \frac{1}{(2m-1)^2 - \frac{P}{P_E}}$$

$$c) K_\delta = \frac{2592}{23 \pi^4} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m+1} \sin \left[\frac{(2m-1)\pi}{3} \right]}{(2m-1)^2} \cdot \frac{1}{(2m-1)^2 - \frac{P}{P_E}}$$

$$d) K_\delta = \frac{32}{\pi^3} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m+1}}{(2m-1)} \cdot \frac{1}{(2m-1)^2 - \frac{P}{P_E}}$$



4. Analiza približne rešitve

Točen izraz za K_M po (4) lahko pišemo tudi v obliki kot pri (1), če koeficient a nadomestimo s spremenljivim a' , torej

$$K_M = 1 + a' \frac{\frac{P}{P_E}}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad \dots (6)$$

Pri tem je $a' = a^0 \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) K_\delta \quad \dots (7)$

Mejne vrednosti za a' so a^0 pri $\frac{P}{P_E} = 0$ ter a^1 pri $\frac{P}{P_E} = 1$. Za posamezne obtežne primere je zavisnost a' od $\frac{P}{P_E}$ grafično prikazana v sl. 5.

Kot že znano je $a^0 = \frac{P_E \cdot \delta_I}{M_I}$,

medtem ko je $a^1 = \frac{2}{M_I \cdot 1} \int_0^1 M_I(z) \sin \frac{\pi x}{1} dx$

kar dobimo z lim a' ,

za $\frac{P}{P_E} \rightarrow 0$

oziroma s posebnim dokazom na osnovi Fourierjevih vrst. Za naše primere obtežb so na tretje decimalno mesto zaokrožene vrednosti za a^0 in a^1 naslednje:

	a^0	a^1
a)	$\frac{\pi^2}{12} = 0,822$	$\frac{8}{\pi^2} = 0,811$
b)	$\frac{5 \pi^2}{48} = 1,028$	$\frac{32}{\pi^3} = 1,032$
c)	$\frac{23 \pi^2}{216} = 1,051$	$\frac{6 \sqrt{3}}{\pi^2} = 1,053$
d)	$\frac{\pi^2}{8} = 1,234$	$\frac{4}{\pi} = 1,273$

Iz (7) sledi, da je točen izraz za K_δ tudi

$$K_\delta = \frac{a'}{a^0} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad \dots (8)$$

Približne izraze za K_M in K_δ pa dobimo tako, da v izrazih (6) in (8) nadomestimo spremenljivi a' , ki je odvisen od $\frac{P}{P_E}$, s konstantnim a , za katerega velja $a^0 \leq a \leq a^1$. Če uporabimo $a = a^0$ pomeni, da smo privzeli za obliko upogibnice sinusni polval. Če pa privzamemo $a = a^1$, potem imamo rešitev za K_M in K_δ s Fourierjevo vrsto za $m - 1$.

5. Rešitev z metodo virtualnega dela

Z uporabo virtualnega dela je upogibek v sredini prečno obtežene tlačene palice po sl. 2:

$$\delta = \int_0^1 \frac{M(z) M^*(z)}{EI} dz = \frac{2}{EI} \int_0^{\frac{1}{2}} (M_I(z) + P \cdot v) \frac{z}{2} dz = \delta_I + \frac{P}{EI} \int_0^{\frac{1}{2}} v \cdot z dz$$

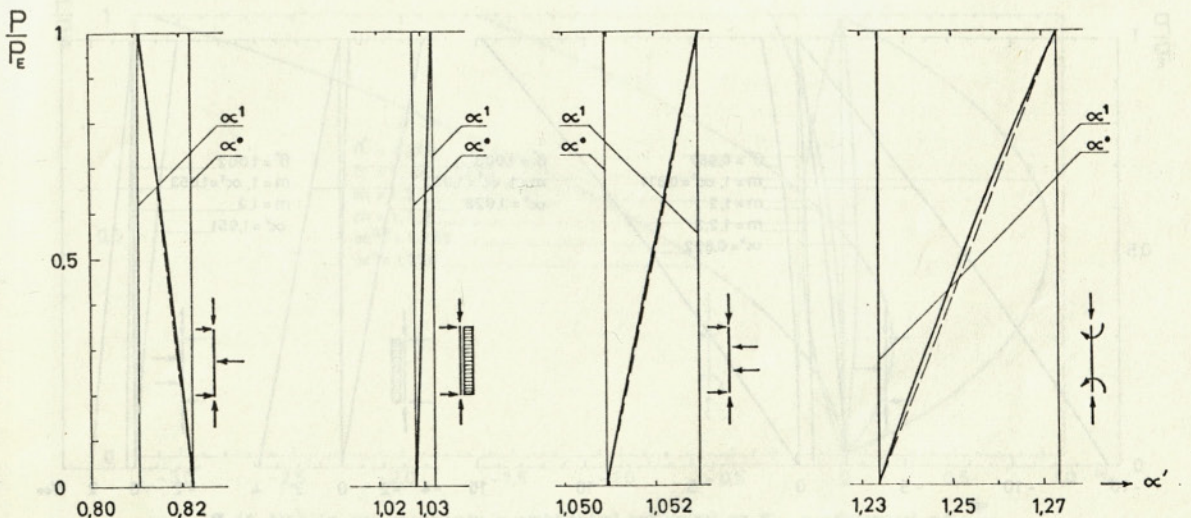
Pri tem je $M(z) = M_I(z) + P \cdot v$ in $M^*(z) = \frac{z}{2}$.

Če uporabimo za v in z brezdimenzionalne izraze, $v = \delta \cdot \bar{v}$ in $z = \frac{1}{2} \bar{z}$, dobimo

$$\delta = \delta_I + \delta \frac{P I^2}{EI 4} \int_0^1 \bar{v} \cdot \bar{z} dz$$

Z okrajšavami $P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ in $\beta = \frac{\pi^2}{4} \int_0^1 \bar{v} \cdot \bar{z} dz$

je $\delta = \delta_I + \delta \frac{P}{P_E} \beta$, kar nam da $\delta = \frac{\delta_I}{1 - \beta \frac{P}{P_E}}$



Sl. 5

Tako je $K_\delta = \frac{1}{1 - \beta \frac{P}{P_E}} \dots (9)$

za K_M pa velja izraz (4). Pri znani obliki upogibnice \bar{v} je mogoče torej z izrazom (9) točno določiti upogibek δ in nato z izrazom (4) še upogibni moment v sredini palice. Ker pa upogibnica v napreju ni znana, uporabimo približno vrednost za β in sicer

$\beta = \beta^0 + (1 - \beta^0) \frac{P}{P_E} \dots (10)$

Pri tem je $\beta^0 = \frac{\pi^2}{4} \int_0^{\bar{v}} v_1 z dz \dots (11)$

kjer je \bar{v} brezdimenzionalni upogibek samo zaradi prečne obtežbe, oziroma po teoriji I. reda. Za naše primere prečnih obtežb ima β^0 naslednje vrednosti:

a) $\frac{1}{10} \pi^2 = 0,987$

b) $\frac{61}{600} \pi^2 = 1,003$

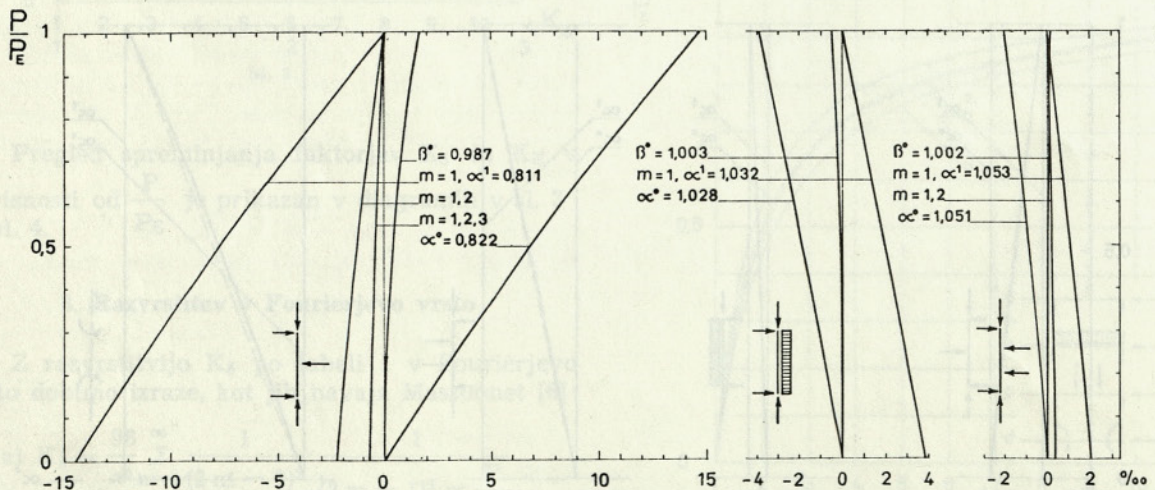
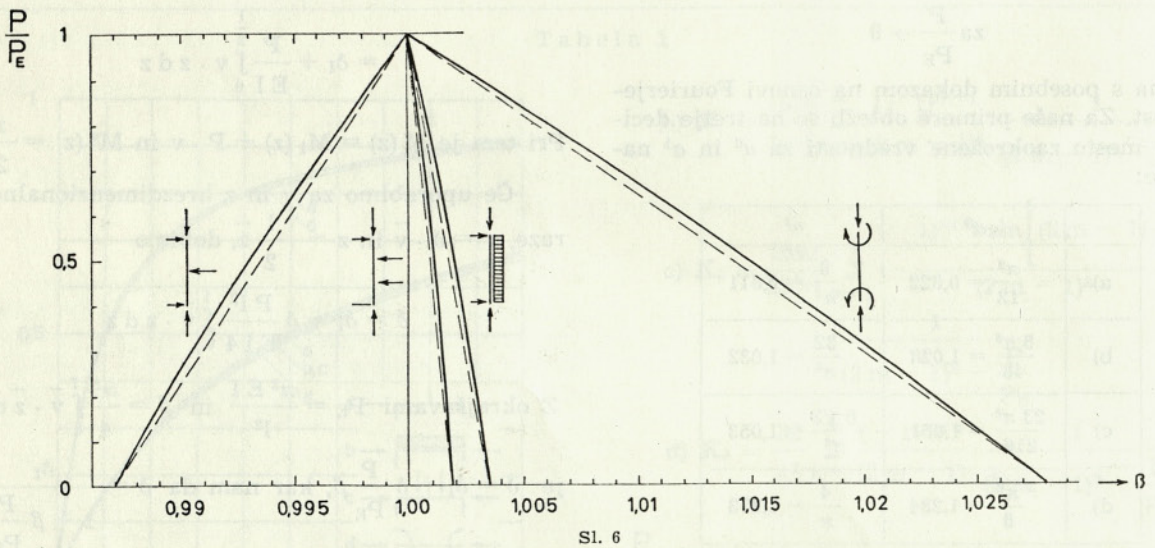
c) $\frac{1681}{16560} \pi^2 = 1,002$

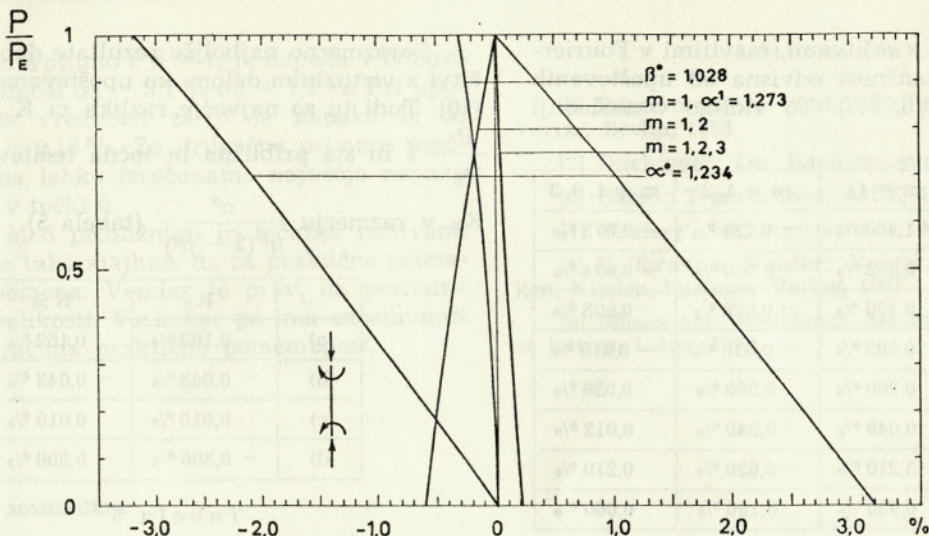
d) $\frac{5}{48} \pi^2 = 1,028$

Sl. 6 dokazuje upravičenost privzetka linearne zavisnosti za približni β po izrazu (10). Debeli črta pomeni točne vrednosti za β . Pri $\frac{P}{P_E} = 0$ je β^0 točna vrednost za β . Za sinusno obliko upogibnice je pa $\beta = \text{const.} = 1$.

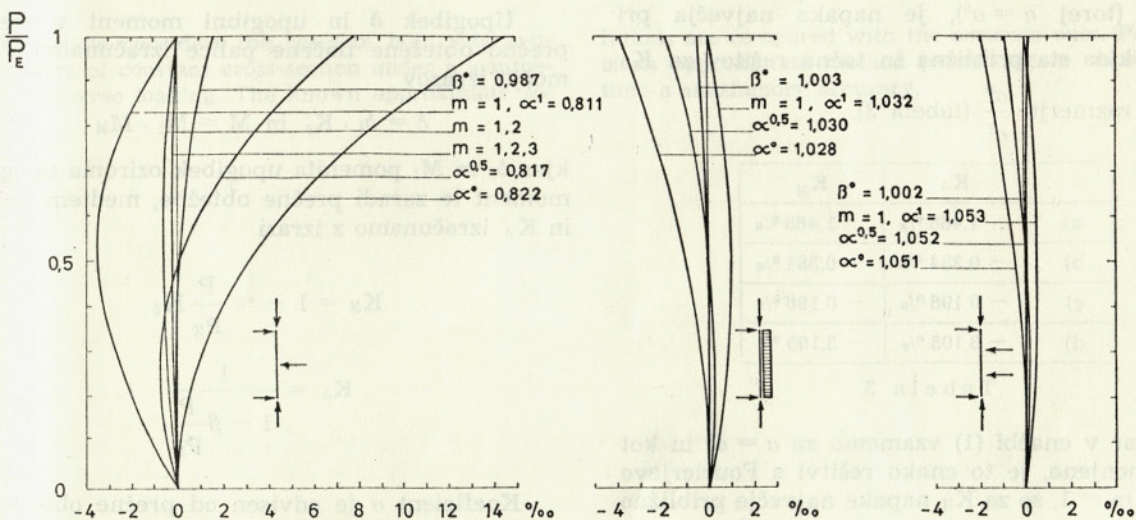
6. Napake pri uporabi približnih rešitev

V naslednjih tabelah so v odstotkih podane največje napake, ki nastanejo pri uporabi približnih rešitev za naše primere prečnih obtežb. Na slikah 7, 8, 9, 10 pa so še prikazane v odvisnosti od $\frac{P}{P_E}$.

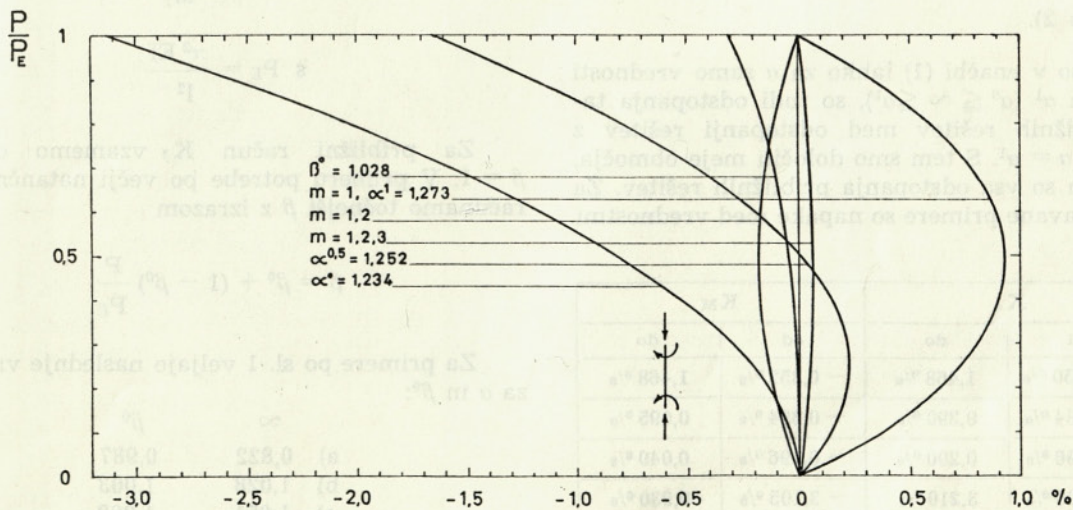




Sl. 8. Napake pri računanju s približnimi rešitvami za K_δ v odvisnosti od $\frac{P}{P_E}$



Sl. 9. Napake pri računanju s približnimi rešitvami za K_M v odvisnosti od $\frac{P}{P_E}$



Sl. 10. Napake pri računanju s približnimi rešitvami za K_M v odvisnosti od $\frac{P}{P_E}$

Pri računanju z rešitvami, razvitimi v Fourierjeve vrste, je natančnost odvisna od upoštevanih členov ($m = 1, 2, 3, \dots$). To vidimo v naslednji tabeli:

		$m = 1$	$m = 1, 2$	$m = 1, 2, 3$
a)	K_δ	-1,450 ‰	-0,231 ‰	-0,073 ‰
	K_M	-0,352 ‰	-0,060 ‰	-0,024 ‰
b)	K_δ	0,390 ‰	-0,028 ‰	0,005 ‰
	K_M	0,095 ‰	-0,018 ‰	-0,010 ‰
c)	K_δ	0,200 ‰	0,200 ‰	0,036 ‰
	K_M	0,049 ‰	0,049 ‰	0,012 ‰
d)	K_δ	3,210 ‰	-0,620 ‰	0,210 ‰
	K_M	0,930 ‰	0,180 ‰	0,060 ‰

Tabela 2

Če privzamemo za upogibnico obliko sinusnega polvala (torej $\alpha = \alpha^0$), je napaka največja pri $\frac{P}{P_E} = 1$, kjer sta približna in točna rešitev za K_δ in K_M v razmerju $\frac{\alpha^0}{\alpha^1}$ (tabela 3).

	K_δ	K_M
a)	1,468 ‰	1,468 ‰
b)	-0,384 ‰	-0,384 ‰
c)	-0,196 ‰	-0,196 ‰
d)	-3,105 ‰	-3,105 ‰

Tabela 3

Kadar v enačbi (1) vzamemo za $\alpha = \alpha^1$ in kot je že omenjeno, je to enako rešitvi s Fourierjevo vrsto za $m = 1$, so za K_M napake največje približno pri $\frac{P}{P_E} = 0,5$ (tabela 2), za K_δ pa pri $\frac{P}{P_E} = 0$. Tu sta približna in točna rešitev za K_δ v razmerju $\frac{\alpha^1}{\alpha^0}$ (tabela 2).

Ker so v enačbi (1) lahko za α samo vrednosti med α^0 in α^1 ($\alpha^0 \leq \alpha \leq \alpha^1$), so tudi odstopanja takih približnih rešitev med odstopanji rešitev za $\alpha = \alpha^0$ in $\alpha = \alpha^1$. S tem smo določili meje območja, v katerem so vsa odstopanja približnih rešitev. Za tu obravnavane primere so napake med vrednostmi v tabeli 4.

	K_δ		K_M	
	od	do	od	do
a)	-1,450 ‰	1,468 ‰	-0,352 ‰	1,468 ‰
b)	-0,384 ‰	0,390 ‰	-0,384 ‰	0,095 ‰
c)	-0,196 ‰	0,200 ‰	-0,196 ‰	0,049 ‰
d)	-3,105 ‰	3,210 ‰	-3,105 ‰	0,930 ‰

Tabela 4

Sorazmerno najboljše rezultate dobimo pri rešitvi z virtualnim delom, ko upoštevamo za β izraz (10). Tudi tu so največje razlike za K_δ in K_M pri $\frac{P}{P_E} = 1$ in sta približna in točna rešitev za K_M in

K_M v razmerju $\frac{\alpha^0}{\alpha^1 (2 - \beta^0)}$ (tabela 5).

	K_δ	K_M
a)	0,162 ‰	0,162 ‰
b)	-0,043 ‰	-0,043 ‰
c)	0,010 ‰	0,010 ‰
d)	-0,306 ‰	-0,306 ‰

Tabela 5

7. Predlog za praktični račun

Upogibek δ in upogibni moment v sredini prečno obtežene tlačene palice izračunamo s pomočjo izrazov

$$\delta = \delta_I \cdot K_\delta \text{ in } M = M_I \cdot K_M$$

kjer δ_I in M_I pomenita upogibek oziroma upogibni moment le zaradi prečne obtežbe, medtem ko K_M in K_δ izračunamo z izrazi

$$K_M = 1 + c \cdot \frac{P}{P_E} K_\delta$$

$$K_\delta = \frac{1}{1 - \beta \frac{P}{P_E}}$$

Koeficient a je odvisen od prečne obtežbe in ga določimo iz izraza

$$\infty = \frac{P_E \cdot \delta_I}{M_I}$$

$$\text{s } P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

Za približni račun K_δ vzamemo običajno $\beta = 1$. V primeru potrebe po večji natančnosti izračunamo točnejši β z izrazom

$$\beta = \beta^0 + (1 - \beta^0) \frac{P}{P_E}$$

Za primere po sl. 1 veljajo naslednje vrednosti za α in β^0 :

	∞	β^0
a)	0,822	0,987
b)	1,028	1,003
c)	1,051	1,002
d)	1,234	1,028

Če se zadovoljimo z $\beta = 1$, je napaka v odnosu na točno vrednost od $-3,1\%$ do $+1,5\%$. Pri uporabi točnejše vrednosti za β je napaka le od $-0,3\%$ do $+0,16\%$. Za drugačne primere prečne obtežbe pa lahko izračunamo največjo napako po napotkih v točki 6.

Razlike med približnimi in točnimi rešitvami so v glavnem tako majhne, da za praktične primere nimajo pomena. Vendar je prav, da poznamo njihov red velikosti. Vsekakor pa ima enostavnost približnega računa praktično pomembnost.

M. PREGL - M. MARINČEK:

ESTIMATION OF APPROXIMATE METHOD FOR A TRANSVERSALLY LOADED AND COMPRESSED BARS IN THE ELASTIC RANGE

Synopsis

The article considers the cases of both side articulated bars of constant cross-section under a symmetrical transverse loading. The known approximate so-

Literatura

[1] Bürgermeister: Stabilitätstheorie, Akademie-Verlag, Berlin, 1966.

[2] Dischinger: Der Bauingenieur, 1937, s. 487.

[3] Baron: Transactions, AICE, 1959, s. 967.

[4] Westergaard: Transactions, AICE, 1922, s. 576.

[5] Kollbrunner-Meister: Knicken, Biegedrillknicken, Kippen, Springer Verlag, 1961.

[6] Massonnet: Résistance des matériaux, Sciences et lettres, Liège, 1960.

lutions are compared with the accurate ones. Proposed is an approximate method permitting to obtain each time a satisfactory accuracy.

Prispevek k eksperimentalnemu določanju togostne matrike konstrukcij

DK 62.002:531.3

PROF. SLAVKO PUKL, DIPL. INŽ.

UVOD

Z napredkom numeričnih matematičnih sredstev se močno povečuje tudi zanimanje za dinamične odzive konstrukcij zaradi časovno spremenljivih vplivov. Važen del dinamičnih raziskav so preizkušnje za ugotavljanje dinamičnih parametrov konstrukcij.

Določitev elementov togostne matrike, ki predstavljajo bistvene parametre proračunov konstrukcij, je pri oblikovno razčlenjenih sistemih nezanesljiva. Omenimo naj le razne sekundarne konstrukcijske elemente, pri katerih je težko določljiva stopnja sodelovanja z osnovnim deformacijskim sistemom. V pričujočem sestavku so podane matematične osnove za določitev elementov togostne matrike na podlagi rezultatov dinamičnih preizkušenj, kot so lastne frekvence in lastne oblike nihanj konstrukcijskih sistemov.

Poznana je vrsta naprav za vzbujanje nihanj — vibratorjev, izpopolnjujejo pa se tudi instrumenti za ustrezne meritve. Določanje lastnih nihajnih frekvenc in dušilnih koeficientov postaja vsebina rutinskih preizkušenj. Bolj zamotano je ugotavljanje glavnih ali lastnih oblik nihanja, ki so v bistvu vektorske količine. Vendar obstoji matematična utemeljitev za določitev glavnih oblik nihanja, če je na voljo več vibratorjev.

Obravnavani postopek določanja elementov togostne matrike na podlagi eksperimentalnih rezultatov postaja zanimiv spričo hitrega razvoja dinamične preizkusne tehnike.

1. MATEMATIČNA FORMULACIJA PROBLEMA

Splošne gibalne enačbe in osnovne predpostavke

Pri proučevanju kompleksnih konstrukcij so se uveljavili postopki, ki so zasnovani na diskretnih matematičnih modelih. Zvezno razporejene lastnosti konstrukcij: vztrajnost, vzmeti in dušenje so v matematičnem modelu podane s posameznimi, ustrezno razvrščenimi elementi: mase ali vztrajnostni momenti, različne vrste vzmeti in dušilni elementi.

Splošna gibalna enačba nadomestnega matematičnega modela, ki podaja gibanje v smereh izbranih koordinat q , se glasi v matematični obliki:

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = f(t) \quad \dots 1-1$$

M je kvadratna n -vrstična matrika mas ali vztrajnostnih momentov z elementi m_{ij} ; C je

kvadratna n -vrstična matrika elementov viskoznega dušenja c_{ij} ; K je kvadratna n -vrstična matrika togostnih elementov k_{ij} ; q je n -vrstični stolpec izbranih pomikov ali zasukov q^j (s pikami so označeni časovni odvodi); $f(t)$ je n -vrstični stolpec vzbujevalnih sil $f(t)^j$ v smereh koordinat q .

Enačba (1-1) predstavlja simultani sistem n linearnih diferencialnih enačb drugega reda. Od lastnosti konstrukcij, ki jih proučujemo, je odvisna struktura matrik M , C in K , s tem pa tudi postopek reševanja enačbe. Če predpostavimo nepomične sisteme s stabilno ravnovesno konfiguracijo, sta matriki M in K simetrični in regularni, matrika M pa je poleg tega še pozitivno definitna. S to predpostavko se reševanje enačbe (1-1) bistveno poenostavi.

Drugi člen na levi strani enačbe (1-1) podaja vpliv viskoznega dušenja, ki nadomešča vse možne dušilne vplive v konstrukciji. Od sestava matrike C , ki je v splošnem lahko poljuben, je odvisen dinamični odziv konstrukcije. Omejimo se na konstrukcije, ki se odlikujejo z glavnimi ali lastnimi oblikami nihanja. Glavne oblike nihanja so tiste karakteristične oblike konstrukcije, ki nastopijo pri nihanju z določenimi krožnimi frekvencami, kadar na sistem ne delujejo vzbujevalne sile. Število glavnih oblik n je enako številu prostostnih stopenj konstrukcije, pri nadomestnem matematičnem modulu je to število enako številu izbranih koordinat q^j .

Glavne oblike nihanja, ki jih srečujemo pri večini dejanskih konstrukcij, so v matematičnem smislu pogojene z možnostjo, da lahko nadomestimo simultani sistem n enačb (1-1) z n med seboj neodvisnimi enačbami. Ob upoštevanju vektorskega značaja enačbe (1-1) uvidimo, da je pogoj izpolnjen tedaj, kadar lahko izberemo novi koordinatni sistem, v katerem so transformacije M , C , K izražene z diagonalnimi matrikami.

Iz teorije linearnih transformacij je poznano,^{1,2} da obstoji transformacija, ki hkrati prevede dve simetrični, regularni matriki, pri čemer je ena matrika pozitivno definitna, v diagonalno matriko. Matriki M in K sta takšni matriki. Če želimo, da bo ista transformacija prevedla v diagonalno obliko tudi matriko C , mora biti v splošnem izpolnjen pogoj komutativnosti.¹

$$CK = KC \quad \dots 1-2$$

Med množico matrik C , ki ustrezajo pogoju (1-2), se navadno omejimo na proporcionalne matrike viskoznega dušenja³

$$C = \alpha M + \beta K \quad \dots 1-3$$

kjer je matrika C linearna kombinacija matrik M in K .

Ob upoštevanju pogoja (1-3) se reševanje enačbe (1-1) precej poenostavi. Določiti je treba matriko T , prehoda na novi koordinatni sistem, v katerem bosta transformaciji, ki ju izražata matriki M in K , podani z diagonalnima matrikama. V novem koordinatnem sistemu bo tudi matrika C prevedena na diagonalno obliko.

Matrika T ima za stolpce lastne vektorje matrike M^{-1} , ki so normalizirani tako, da ustrezajo pogoju¹

$$T^T M T = I \quad \dots 1-4$$

T^T je matriki T transponirana matrika;

I je matrika enote.

Za matriko T velja tudi enačba

$$T^T K T = L \quad \dots 1-5$$

pri čemer je L diagonalna n -vrstična matrika z diagonalnimi elementi λ_i^1 , ki so koreni karakterističnega polinoma matrike $M^{-1}K$

$$\det(\lambda I - M^{-1}K) = 0 \quad \dots 1-6$$

Zaradi pogoja (1-3) lahko ob upoštevanju pravil matrične algebre zapišemo še

$$T^T C T = \alpha I + \beta L = G \quad \dots 1-7$$

G je diagonalna n -vrstična matrika z elementi

$$2 \gamma_i^1 = \alpha + \beta \lambda_i^1$$

Določitev matrike T in korenov λ_i^1 sestavlja vsebino problema lastnih vrednosti, ki je obsežno obdelan v literaturi.^{2,4}

Na voljo je tudi že vrsta programov za računanje z računalnikom. Zato opuščamo vprašanje določitve matrike T in korenov λ_i^1 . Omenimo le, da so pri predpostavljenih lastnostih matrik M in K koreni λ_i^1 , ki jih imenujemo tudi lastne vrednosti, vselej realna pozitivna števila. Vsaki lastni vrednosti ustreza enolično določena lastna smer, ki je podana s stolpcem t_i matrike T . Lastne smeri so med seboj ortogonalne. Problem je rešljiv tudi v primerih večkratnih lastnih vrednosti λ_i^1 .

S stolpci matrike T so podane tudi glavne oblike nihanja viskozno dušenih sistemov z dušilno matriko C po enačbi (1-2) oziroma (1-3). Vpeljimo v enačbi (1-1) transformacijo koordinat

$$q = T y \quad \dots 1-8$$

in pomnožimo nastalo enačbo z leve strani z matriko T^T . Tako dobimo enačbo

$$T^T M T \ddot{y} + T^T C T \dot{y} + T^T K T y = T^T f(t) \quad \dots 1-9$$

v kateri so vse transformacije izražene z diagonalnimi matrikami.

Enačbo (1-9) lahko zapišemo ob upoštevanju (1-4), (1-5) in (1-7) tudi takole:

$$I \ddot{y} + G \dot{y} + L y = g(t) \quad \dots 1-10$$

$g(t) = T^T f(t)$ je n -vrstični stolpec s komponentami $g(t)^i$. Simultani sistem enačb (1-1) je tako zamenjan s sistemom med seboj neodvisnih enačb. Značilna enačba se glasi

$$\ddot{y}^i + 2 \gamma_i^1 \dot{y}^i + \lambda_i^1 y^i = g(t)^i \quad \dots 1-11$$

Glavne oblike nihanja določimo, ako proučujemo homogeno enačbo (1-10) oziroma (1-11). Sistem bo nihal v eni od glavnih oblik, kadar bo

$$\begin{aligned} y^i &\neq 0; \quad (i = 1, 2, \dots, n); \\ y^k &= 0; \quad (k \neq i); \end{aligned} \quad \dots 1-12$$

Ob upoštevanju transformacije (1-8) uvidimo, da podajajo stolpci t_i matrike T glavne oblike nihanja. Ker je matrika T odvisna le od matrik M in K , tudi zaključimo, da so glavne oblike nihanja viskozno dušenih sistemov z matrikami C po enačbah (1-2) in (1-3) enake glavnim oblikam nihanja nedušenih sistemov.

Rešitev gibalne enačbe

Pri reševanju gibalne enačbe (1-10) oziroma (1-11) nas zanimajo le šibko dušeni sistemi, to so sistemi z diskriminantami karakterističnih enačb (1-11)

$$(\gamma_i^1)^2 - \lambda_i^1 < 0 \quad \dots 1-13$$

Koristna je še vpeljava dušilne mere ρ_i , ki je definirana z razmerjem med dejanskim in kritičnim dušenjem v značilni enačbi (1-11). Ob upoštevanju koeficientov značilne enačbe se glasi izraz za dušilno mero

$$\begin{aligned} \rho_i &= \gamma_i^1 / \sqrt{\lambda_i^1} < 1 \\ (i &= 1, 2, \dots, n) \end{aligned} \quad \dots 1-14$$

Homogeno rešitev enačb (1-11) izvedemo s pomočjo značilne enačbe

$$\begin{aligned} \ddot{y}^i + 2 \gamma_i^1 \dot{y}^i + \lambda_i^1 y^i &= 0 \\ (i &= 1, 2, \dots, n) \end{aligned} \quad \dots 1-15$$

Posamezne rešitve enačb (1-15) lahko sestavimo v stolpec y_h , ki se glasi v matrični obliki

$$y_h = D y(t) [D_c(t) a_1 + D_s(t) b_1] \quad \dots 1-16$$

$D y(t)$ je diagonalna n -vrstična matrika;

element v i -ti vrstici je $e^{-\gamma_i^1 t}$

$D_c(t)$ je diagonalna n -vrstična matrika;

element v i -ti vrstici je $\cos \varepsilon_i t$;

$D_s(t)$ je diagonalna n -vrstična matrika;

element v i -ti vrstici je $\sin \varepsilon_i t$;

a_i, b_i sta n -vrstična stolpca $2n$ integracijskih konstant.

Koeficienti ε_i predstavljajo krožne frekvence viskozno dušenega sistema in so podani z izrazom

$$\varepsilon_i = \sqrt{\lambda_i^i - (\lambda_i^i)^2} \quad \dots 1-17$$

Stolpca integracijskih konstant a_i, b_i določimo iz začetnih pogojev

$$\begin{aligned} \dot{q}^{(0)} &= T y^{(0)} \\ \dot{q}^{(0)} &= T \dot{y}^{(0)} \end{aligned} \quad \dots 1-18$$

$q(0), \dot{q}(0)$ sta n -vrstična stolpca začetnih pomikov, oziroma začetnih hitrosti;

$y(0), \dot{y}(0)$ sta n -vrstična stolpca začetnih vrednosti v transformirani homogeni enačbi (1-1).

Z upoštevanjem začetnih pogojev (1-18) in transformacije (1-7) se glasi homogena rešitev enačbe (1-1) v matrični obliki

$$q_n = T D_\gamma(t) (D_c(t) T^{-1} q(0) + D_s(t) \cdot \{ [D_s(0)]^{-1} [T^{-1} \dot{q}(0) - D_\gamma(0) T^{-1} \cdot q(0)] \}) \dots 1-19$$

$D_s(0)$ je diagonalna n -vrstična matrika — časovni odvod matrike $D_s(t)$ pri $t = 0$; element v i -ti vrstici je ε_i ; $D_\gamma(0)$ je diagonalna n -vrstična matrika — časovni odvod matrike $D_\gamma(t)$ pri $t = 0$; element v i -ti vrstici je γ_i^i ; T^{-1} je obratna matrika matrike T ($T^{-1} = T^T M$). Rešitev (1-19) je primerna za račun, saj so vse matrike, razen matrike T , diagonalne matrike.

Partikularno rešitev enačbe (1-1) podamo v obliki Duhamelovega integrala⁵, ki se glasi za značilno enačbo (1-11)

$$y_p^i = \frac{1}{\varepsilon_i} \int_0^t e^{-\gamma_i^i(t-\tau)} g(\tau)^i \sin \varepsilon_i(t-\tau) d\tau \quad \dots 1-20$$

($i = 1, 2, \dots, n$)

Če označimo izraz na desni strani enačbe (1-20) s h_ε^i , lahko partikularne rešitve združimo v n -vrstični stolpec

$$y_p = h_\varepsilon \quad \dots 1-21$$

Partikularna rešitev enačbe (1-1) se glasi ob upoštevanju transformacije (1-8)

$$q_q = T h_\varepsilon \quad \dots 1-22$$

Splošna rešitev enačbe (1-1) je podana s superpozicijo rešitev (1-19) in (1-22).

Pri dinamičnih preizkušnjah z več vibratorji nas zlasti zanimajo harmonične vzbujevalne sile

$$f(t) = f \sin pt \quad \dots 1-23$$

f je n -vrstični stolpec amplitud vzbujevalnih sil f^i , ki delujejo v smereh koordinat q^i , p je vzbujevalna krožna frekvenca.

Za vzbujevalne sile (1-23) in za začetne pogoje:

$q(0) - \dot{q}(0) = 0$ izvedeno splošno rešitev enačbe (1-1) v matrični obliki.

$$q = T D_\gamma(t) \cdot$$

$$\cdot \{ -D_c(t) D_p(0) + D_s(t) [D_s(0)]^{-1} [\dot{D}_\gamma(0) D_p(0) - \dot{D}_p(0)] \} T^T f + T D_p(t) T^T f \quad \dots 1-24$$

$D_p(t)$ je diagonalna n -vrstična matrika z elementi

$$d_{i_p}^i(t) = \frac{1}{(\lambda_i^i - p^2)^2 + 4 p^2 (\gamma_i^i)^2} \cdot [(\lambda_i^i - p^2) \sin pt - 2 \gamma_i^i p \cos pt] \quad \dots 1-25$$

$D_p(0)$ je diagonalna n -vrstična matrika z diagonalnimi elementi

$$d_{i_p}^i(0) = - \frac{2 \gamma_i^i p}{(\lambda_i^i - p^2)^2 + 4 p^2 (\gamma_i^i)^2} \quad \dots 1-26$$

$\dot{D}_p(0)$ je diagonalna n -vrstična matrika — časovni odvod matrike $D_p(t)$ pri $t = 0$ z diagonalnimi elementi

$$d_{i_p}^i(0) = \frac{p (\lambda_i^i - p^2)}{(\lambda_i^i - p^2)^2 + 4 p^2 (\gamma_i^i)^2} \quad \dots 1-27$$

Druge matrike so definirane v enačbi (1-19).

Prvi člen enačbe (1-24) v zavitem oklepaju podaja vpliv lastnih nihanj, ki se zaradi dušenja po časb t , odvisno od elementov diagonalne matrike $D_\gamma(t)$, približa vrednosti 0. Zanima nas le drugi člen, ki izraža stacionarno gibanje

$$q = T D_p(t) T^T f \quad \dots 1-28$$

2. VZBUJANJE GLAVNIH OBLIK NIHANJA Z VEČ VIBRATORJI

Poznano je, da je možno vzbujanje glavnih oblik nihanja z enim vibratorjem s harmonično silo $a \cdot \sin pt$. Pri tem je število določljivih glavnih oblik omejeno in odvisno od zasnove sistema ter stopnje dušenja.

Več sinhrono krmiljenih vibratorjev omogoča zanesljivejše ugotavljanje glavnih oblik nihanja. Predpostavimo, da je število vibratorjev enako številu prostostnih stopenj ustreznega matematičnega modela. Oglejmo si matematične osnove eksperimentalnega določanja glavnih oblik nihanja.

Delovanje sinhrono krmiljenih vibratorjev lahko izrazimo s stolpcem vzbujevalnih sil (1-23). Rešitev, ki se omejuje na stacionarno gibanje, je podana z izrazom (1-28).

Stolpec hitrosti \dot{q} na mestih in v smereh vzbujanja dobimo z odvajanjem izraza (1-28) po času t:

$$\dot{q} = T \dot{D}_p(t) T^T f \quad \dots 2-1$$

Stolpec ustreznih hitrostnih amplitud sledi neposredno iz izraza (2-1)

$$|\dot{q}| = T D_p T^T f \quad \dots 2-2$$

pri čemer je D_p diagonalna n-vrstična matrika z elementi

$$d_{ip}^i = \frac{p}{\sqrt{(\lambda_i^i - p^2)^2 + 4 p^2 (\gamma_i^i)^2}} \quad \dots 2-3$$

Označimo začetne amplitude vzbujevalnih sil v vibratorjih s stolpcem $f(1)$. Vzbujevalna krožna frekvenca p vibratorjev naj se približno ujema z j-to lastno krožno frekvenco sistema

$$p = \sqrt{\lambda_j^j} \quad \dots 2-4$$

Odziv sistema, izražen s stolpcem hitrostnih amplitud, se glasi ob upoštevanju izraza (2-4)

$$|\dot{q}(1)| = T D_{ij} T^T f(1) \quad \dots 2-5$$

z elementi diagonalne n-vrstične matrike D_{ij}

$$d_{ij}^{1ij} = \frac{\sqrt{\lambda_j^j}}{\sqrt{(\lambda_j^i - \lambda_j^j)^2 + 4 \lambda_j^j (\gamma_i^i)^2}} \quad \dots 2-6$$

(i = 1, 2, ..., n)

$$d_{ij}^{jjj} = \frac{1}{2 \lambda_j^j}$$

(j ≠ i)

Posredujemo pri drugem poskusu vibratorjem amplitude sil, ki ustrezajo stolpcu

$$f(2) = M \cdot |\dot{q}(1)| \quad \dots 2-7$$

M je matrika mas.

Nove hitrostne amplitude $|\dot{q}(2)|$ sledijo iz enačbe (2-2) ob upoštevanju pogoja (1-4)

$$|\dot{q}(2)| = T D_{ij}^2 T^T f(1) \quad \dots 2-8$$

S ponavljanjem postopka dobimo po r-ti stopnji hitrostne amplitude

$$|\dot{q}(r)| = T D_{ij}^r T^T f(1) \quad \dots 2-9$$

Če je r zadosti veliko število, lahko pri razumnih razlikah $(\lambda_j^i - \lambda_j^j)$ ter šibkem dušenju zanemarimo v diagonalni matriki D_{ij}^r elemente $(d_{ij}^{1ij})^r$.

Označimo

$$T^T f(1) = g(1) \quad \dots 2-10$$

in zapišimo enačbo (2-9) v obliki

$$|\dot{q}(r)| = T \text{diag}(0, 0, \dots, 0, (\lambda_j^{jj})^r, (0, \dots, 0) g(1) \quad \dots 2-11$$

Upoštevajmo pravila matičnega množenja in dobimo za hitrostne amplitude po r-ti iteracijski stopnji izraz

$$|\dot{q}(r)| = (d_{ij}^{jj})^r g(1)^j t_j \quad \dots 2-12$$

kjer je $g(1)^j$ -ta komponenta stolpca $g(1)$.

V izrazu (2-12) je le t_j vektorska količina, to je j-ti stolpec matrike T, oziroma j-ta glavna oblika nihanja. Pri zadosti velikem številu stopenj r postanejo amplitude odzivnih hitrosti proporcionalne komponentam j-te glavne oblike nihanja. Tako smo pokazali, da je možno iteracijsko vzbujanje glavnih oblik nihanja z več vibratorji. Vzbujevalne krožne frekvence so pri tem prilagojene ustreznim lastnim krožnim frekvencam sistema.

Iteracijski postopek obstaja torej v postopnem določanju amplitud vzbujevalnih sil na podlagi izmerjenih histrostnih amplitud po predpisu

$$f(s) = M \cdot |\dot{q}(s-1)| \quad \dots 2,13$$

Število potrebnih iteracijskih stopenj r je odvisno od razmerja $d_{ij}^{1ij} / d_{ij}^{jjj}$ in od privzetega stolpca $f(1)$. Na prvi pogoj vplivajo lastnosti sistema: stopnja dušenja in razlike med posameznimi lastnimi vrednostmi. Pri skoraj enakih lastnih vrednostih in večji stopnji dušenja postane konvergenca manj učinkovita. Postopek zelo pospešimo, če izberemo začetni stolpec amplitud sil $f(1)$ tako, da je približno enak stolpcu komponent iskane glavne oblike. Če je $f(1) = t_j$, postane iteracijski postopek nepotreben.

3. DOLOČITEV TOGOSTNE MATRIKE Z EKSPERIMENTALNIMI PARAMETRI

Prepričali smo se, da je možno eksperimentalno ugotavljanje glavnih oblik nihanja. Poznani so tudi postopki za določanje lastnih krožnih frekvenc $\sqrt{\lambda_i^i}$ ^{5, 6}, pri čemer gre v bistvu za iskanje vzbujevalnih frekvenc p_i , pri katerih nastopijo ekstremne vrednosti odzivov.

Zastavimo si vprašanje, če je možno določiti togostno matriko K na podlagi eksperimentalnih rezultatov in matrike M.

Pri reševanju problema izhajamo iz znanih količin:

- matrika M, ki je določljiva v razumnih natančnostnih mejah;
- skupina eksperimentalno določenih lastnih krožnih frekvenc $\sqrt{\lambda_i^i}$, (i = 1, 2, ..., n);
- skupina eksperimentalno določenih proporcionalnih glavnih oblik nihanja $c_i t_i$, (i = 1, 2, ..., n).

Določitev matrike K je elementarna, ako predpostavimo, da so vse eksperimentalne vrednosti enake natančnim vrednostim. Iz skupine lastnih krožnih frekvenc $\sqrt{\lambda_i}$ sestavimo n -vrstično diagonalno matriko lastnih vrednosti

$$L = \text{diag} (\lambda_i^{1/2}), (i = 1, 2, \dots, n) \quad \dots 3-1$$

Proporcionalne stolpce $c_i t_i$ sestavimo v zaporedju, ki ustreza zaporedju lastnih vrednosti v (3-1) v proporcionalno matriko T' . Reševanje gibalnih enačb je zasnovano na transformaciji T , za katero veljata zvezi (1-4) in (1-5). Izmerjeni stolpci matrike T' so proporcionalni stolpcem matrike T ter velja medsebojna odvisnost

$$T = T'D \quad \dots 3-2$$

D je diagonalna n -vrstična matrika z elementi $d_i^{1/2}$.

Neznane elemente $d_i^{1/2}$ določimo iz pogoja (1-4) ob upoštevanju (3-2)

$$DT^TMT'D = I \quad \dots 3-3$$

ali po preureditvi

$$D = (T^TMT')^{-1/2} \quad \dots 3-4$$

Matriko K izrazimo s pogojem (1-5) v obliki matričnega produkta

$$K = MT'DLD^TMT$$

T' je matrika, sestavljena iz stolpcev izmerjenih koordinat glavnih oblik nihanja.

Obrazec (3-5) ima le teoretičen pomen, saj v praksi ne zmoremo natančno določiti vseh lastnih vrednosti $\lambda_i^{1/2}$ in proporcionalnih stolpcev $c_i t_i$. Opisani postopek lahko priredimo za primere, kadar so poznane približne vrednosti.

Reševanje problema je zasnovano na predpostavkah:

- lastne vrednosti $\lambda_i^{1/2}$ se približno ujemajo z natančnimi vrednostmi, saj je tudi eksperimentalno določanje skalarnih količin manj zahtevno;
- natančnost izmerjenih komponent glavnih oblik nihanja se zmanjšuje od osnovne proti višjim oblikam, pri čemer naj bo osnovna oblika natančna;
- izmerjeni stolpci, označimo jih s $(p) t'_i$, so med seboj linearno neodvisni.

Izmerjene stolpce sestavimo zopet v ustreznem zaporedju v matriko $(p) T''$. Približna matrika $(p) T''$ ne zadošča pogoju (1-4). Matriki $(p) T''$ priredimo s transformacijo matriko $(p) S'$

$$(p) S' = M^{1/2} (p) T'' \quad \dots 3-6$$

Matrika $(p) S'$ je enolično določena, saj je matrika M po definiciji regularna matrika. Če bi bili

stolpci matrike $(p) T''$ natančni, bi veljal za matriko $(p) S'$ pogoj ortogonalnosti

$$(p) S'^T (p) S' = I \quad \dots 3-7$$

Zaradi merilnih napak pogoj (3-7) ne bo izpolnjen. Bistvo postopka je v ortogonalizaciji matrike $(p) S'_1$, pri čemer privzamemo prvi stolpec $(p) S'_1$ kot natančni stolpec. Ortogonalizacijo matrike $(p) S'$ izvedemo z iteracijskim postopkom.

Ortogonalno matriko $(p) S$ izrazimo z zaporedjem matrik

$$(p) S_{r-1} = (p) S_r (I + F_r) \quad \dots 3-8$$

Začnemo z matriko

$$(p) S_0 = (p) S' \quad \dots 3-9$$

Zaporedje matrik F_r sestavljajo zgornje trikotne matrike, ki jih tvorimo iz matrik

$$F_r' = I - (p) S_r^T (p) S_r \quad \dots 3-10$$

tako, da izpustimo vse elemente pod glavno diagonalo. Če stolpce matrik $(p) S_r$ po vsaki stopnji normaliramo na enoto, imajo matrike F_r zelo enostavno obliko, le z elementi nad glavno diagonalo, vsi ostali elementi so enaki 0. Med parom matrik F_r' , F_r velja zveza

$$F_r' = F_r + F_r^T \quad \dots 3-11$$

Iteracijski postopek je dobro zasnovan, če velja za normo matrike F_0' pogoj

$$\|F_0'\| = \|I - (p) S_0^T (p) S_0\| < 1 \quad \dots 3-12$$

Pri obravnavanem problemu predpostavimo, da je pogoj (3-12) vselej izpolnjen, saj gre za majhne napake pri določanju komponent glavnih oblik nihanja. Z opisanim postopkom dosežemo pogoj (3-7) že po dveh ali treh iteracijskih stopnjah.

Iteracijski postopek ortogonalizacije matrike $(p) S'$ ohranja prvi stolpec $(p) s_1$, za katerega smo predpostavili, da je natančen.

Ortogonalizirano matriko $(p) S$ prevedemo s transformaciji (3-6) obratno transformacijo v »popravljenno« matriko $(p) T'$

$$(p) T' = M^{-1/2} (p) S \quad \dots 3-13$$

»Popravljenno« matriko $(p) T'$ zmoremo ortogonalizirati glede na matriko M (izraz 1-4). Nadaljnji potek ustreza v celoti postopku, ki velja za natančne vrednosti (izrazi 3-2 do 3-5). Približna vrednost togostne matrike pK je podana z matričnim produktom

$$(p) K = M (p) T'D (p) LD (p) T'^T M \quad \dots 3-14$$

pri čemer je z indeksi (p) poudarjeno, da gre za približne vrednosti elementov matrik $(p) K$, $(p) T$ in $(p) L$.

Ob koncu še omenimo, da je možen tudi podoben postopek za določitev dušilnih elementov matrike C.

4. ZGLED

Pri proučevanju potresnih vplivov na pet-etažno okvirno konstrukcijo nas zanimajo vodoravni pomiki etaž. V nadomestnem matematičnem modelu izberemo za koordinate vodoravne pomike posameznih etaž, model ima torej pet stopenj prostosti. Masa konstrukcije je nadomeščena s petimi

masami, ki so razvrščene po etažah. Vzmet predstavlja okvirni nosilec. Elementi togostne matrike k_{ij} so definirani kot vodoravne reakcijske sile na mestih in v smereh koordinat q_i pri premikih $q_j = 1,0$, pri čemer velja: $q_i = 0, i \neq j$. Dušilnih vplivov ne upoštevamo.

Parametri matematičnega modela so podani z matrikama:

$$M = \text{diag} (7,136, 7,136, 7,136, 7,136, 6,625) \times \times \text{Mp m}^{-1} \text{sek}^2 \quad \dots 4-1$$

$$K = \begin{bmatrix} 24\,967 & -13\,309 & 1\,580 & -114 & 8 \\ -13\,309 & 23\,307 & 12\,416 & 896 & -60 \\ 1\,580 & -12\,416 & 17\,692 & -7\,147 & 479 \\ -114 & 896 & -7\,147 & 12\,652 & -6\,301 \\ 8 & -60 & 479 & -6\,301 & 5\,875 \end{bmatrix} \times \text{Mp m}^{-1} \quad \dots 4-2$$

Modelu ustrezajo lastne vrednosti λ_i^1 , sestavljene v diagonalno 5-vrstično matriko L

$$L = \text{diag} (94,1796, 681,6632, 1980,1980, 3236,2460, 5917,1597) \quad \dots 4-3$$

in proporcionalni lastni vektorji, sestavljeni v 5-vrstično matriko

$$T' = \begin{bmatrix} 0,20285 & 0,57960 & 0,75825 & 0,99696 & -0,83028 \\ 0,43961 & 0,97337 & 0,57041 & 0,01507 & 1,00000 \\ 0,64253 & 0,81770 & -0,46786 & -1,00000 & -0,61738 \\ 0,87831 & -0,16222 & -1,00000 & 0,92007 & 0,19299 \\ 1,00000 & -1,00000 & 0,83408 & -0,40333 & -0,04740 \end{bmatrix} \quad \dots 4-4$$

Predpostavimo približne, recimo izmerjene, vrednosti proporcionalnih komponent glavnih oblik nihanja, ki sestavljajo matriko

$$(p) T' = \begin{bmatrix} 0,2029 & 0,580 & 0,76 & 1,0 & -0,7 \\ 0,4396 & 0,973 & 0,57 & 0 & 1,0 \\ 0,6425 & 0,818 & -0,47 & -1,0 & -0,7 \\ 0,8783 & -0,162 & -1,00 & 0,9 & 0,1 \\ 1,0000 & -1,000 & 0,83 & -0,4 & -0,1 \end{bmatrix} \quad \dots 4-5$$

Matrike primerjamo med seboj z matričnimi normami. Pri obravnavanemu primeru ugotovimo le, da so največje razlike med komponentami petega stolpca. Razlike se postopno zmanjšujejo proti prvemu stolpcu, kar bi naj približno ustrezalo rezultatom dejanskih meritev.

Zaokrožimo še lastne vrednosti na dve decimalni mesti

$$(p) L = \text{diag} (94,18, 681,66, 1980,20, 3236,25, 5917,16) \quad \dots 4-6$$

»Popravljen« matrika $(p) T'$ z normalnimi stolpci je izračunana z izrazi (3-6), (3-8), (3-9), (3-10) in (3-11)

$$(p) T' = \begin{bmatrix} 0,04957 & 0,12734 & 0,17115 & 0,21728 & -0,21204 \\ 0,10742 & 0,21362 & 0,12840 & 0,00077 & 0,25782 \\ 0,15700 & 0,17958 & -0,10569 & -0,21486 & -0,16093 \\ 0,21461 & -0,03560 & -0,22476 & 0,19912 & 0,05142 \\ 0,24435 & -0,21959 & 0,18759 & -0,08751 & -0,01292 \end{bmatrix} \quad \dots 4-7$$

Približno togostno matriko (p) K določimo z iz-razom (3-12) ob upoštevanju (3-2), (3-3) in (3-4)

$$(p) K = \begin{bmatrix} 24\ 856 & -13\ 259 & 1\ 596 & -141 & 16 \\ -13\ 259 & 23\ 331 & -12\ 485 & 956 & -82 \\ 1\ 596 & 12\ 485 & 17\ 776 & -7\ 209 & 502 \\ -141 & 956 & -7\ 209 & 12\ 689 & -6\ 314 \\ 16 & -82 & 502 & -6\ 314 & 5\ 881 \end{bmatrix}$$

Elementi matrike (p) K se dobro ujemajo z dejanskimi vrednostmi (izraz 4-2). Če izvzamemo skrajne elemente, so vse razlike v mejah natančnosti, ki jih dopuščajo predpostavke za izračun elementov togostne matrike K.

LITERATURA

1. F. F. Hildebrand: *Methods of Applied Mathematics*, Prentice-Hall, Inc, Englewood, N. J., 1956.
2. S. H. Crandall: *Engineering Analysis*, McGraw Hill Book Comp, New York, 1956.
3. W. C. Hurty, M. M. Rubinstein: *Dynamic of Structures*. Prentice-Hall, Inc. Englewood, N. J., 1964.
4. V. N. Faddeeva: *Computational Methods of Linear Algebra*, Dover Publ., Inc., N. Y., 1959 (angleški prevod).
5. K. Klotter: *Technische Schwingungslehre*, I. del, Springer Verlag, Berlin, 1951.
6. L. S. Jacobsen, R. S. Ayre: *Engineering Vibrations*, McGraw-Hill Book Comp., Inc., N. Y., 1959.

S. PUKL:

A POSSIBILITY OF DETERMINING THE STIFFNESS MATRIX FROM THE MEASURED MODAL PROPERTIES

Synopsis

The article is concerned with the determination of the stiffness matrix from the experimentally determined modal properties of a structure. Systems with proportional damping possess unique normal modes and natural frequencies. The normal modes can be determined by several synchronized harmonic exciters. The appropriate mathematical explanation for the experimental determination is presented in the vector-matrix form. A method which enables to calculate the stiff-

ness matrix of a structure from the experimentally determined modal properties is given. The basic idea of the procedure is the orthogonalization of the measured inaccurate set of modal vectors. The orthogonalization keeps the first vector, which is supposed to be the exact modal vector, unchanged. An example for a five degrees of freedom is added. A fair consistency of both, the exact and the computed stiffness matrix is obvious.

Uporaba elektronskega računalnika za računanje nosilnosti tlačnih palic

DK 624.046:681.14

JANEZ REFLAK, DIPL. INŽ. — PROF. DR. MILOŠ MARINČEK, DIPL. INŽ.

1. Uvod

Pri obravnavanju dejanskih nosilnosti tlačnih palic je treba upoštevati gradbeno neizbežne ekscentričnost oziroma zakrivljenosti, plastifikacijo prereзов različnih oblik ob raznih oblikah delovnih diagramov ter vplivih zaostalih napetosti in nehomogenosti, kot tudi morebitne prečne obtežbe. Vse to pa zahteva zamuden iteracijski račun, ki ga lahko z zadostno natančnostjo in na ekonomičen način opravi le elektronski računalnik.

Ob splošni tendenci čimbolje izkoriščati nosilnost materiala tudi izven področja elastičnosti je bila na Katedri za metalne konstrukcije FAGG v Ljubljani že pred več leti uporabljena metoda korekcijskih faktorjev za obravnavanje elastoplastičnega obnašanja grednih nosilcev in posebno področje te metode predstavlja ugotavljanje dejanske nosilnosti zakrivljenih in prečno obteženih tlačnih palic. Osnova računa so diagrami korekcijskih faktorjev specifičnega zasuka K_φ pri istočasnem delovanju osne sile in upogibnega momenta. Ti diagrami so izdelani brezdimenzionalno za razne oblike poteka diagrama »napetost-deformacija« materiala ob eventualnem upoštevanju vpliva zaostalih napetosti in nehomogenosti v prerezu. Za poljubno kombinacijo osne sile in upogibnega momenta je možno za dani prerez iz teh diagramov direktno določiti elastoplastični upogibni zasuk na ta način, da se specifični zasuk po teoriji elastičnosti pomnoži s korekcijskim faktorjem K_φ .

Pred uporabo elektronskega računalnika je bila maksimalna nosilnost tlačnih palic z upoštevanjem elastoplastičnosti ugotavljana z diagramom »obtežba-upogibek«, ki je bil računat v glavnem grafično na osnovi virtualnega dela s splošnim izrazom

$$\delta = \int \frac{MM_v}{EJ} K_\varphi ds$$

Za vsako stopnjujočo obtežbo je bilo vselej treba napraviti poseben iteracijski račun. Natančnejši in hitrejši račun je bil dosežen z delitvijo plastičnih deformacij od elastičnih [1]. Izkazalo pa se je, da tako diagrami korekcijskih faktorjev kot tudi maksimalne nosilnosti tlačnih palic niso bile zadosti zanesljivo izračunane. Ko pa je bila dana možnost uporabe elektronskega računalnika, smo pri izbiri ustrezne numerične metode na osnovi vpogleda v metode elektronskega računanja tlačnih palic, ki se v svetu danes uporabljajo, glej npr. [2], [3], [4], obdržali separatno računanje vrednosti korekcijskih faktorjev K_φ , medtem ko smo za določevanje upogibkov uporabili način, v ZDA znan

kot Newmarkova metoda [5], ki smo jo za elektronsko računanje uporabili v matrični obliki. Prednost ima v tem, ker omogoča dobro natančnost z manjšim obsegom računanja.

V nadaljnjih izvajanjih bo opisana ta metoda v splošnem in njena aplikacija na obojestransko členkasto pritrjeno tlačeno palico v elastičnem in elastoplastičnem območju. Podan bo tudi praktični primer za tlačeno palico z enakima momentoma na koncih, z enakomerno prečno obtežbo in s koncentrirano prečno silo v sredini palice, vse za primer pravokotnega prereza palice in idealno elastičnega-idealno plastičnega delovnega diagrama materiala, ki ustreza dejanskemu obnašanju feritnega jekla brez zaostalih napetosti in nehomogenosti.

2. Newmarkova metoda za računanje upogibkov v matrični obliki

2.1. Predpostavke

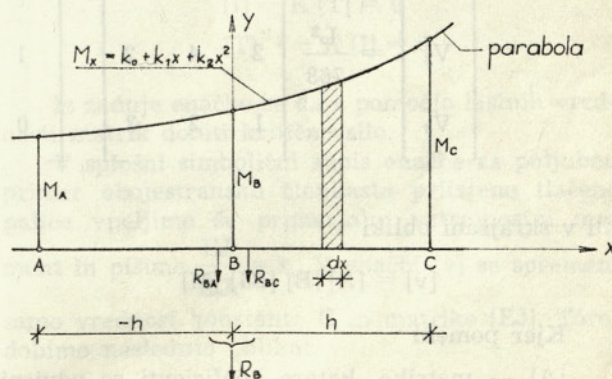
Predpostavimo, da ima krivulja M_x v sliki št. 1 obliko parabole med tremi sosednjimi točkami A, B, C. Splošna enačba parabole druge stopnje je $M_x = k_0 + k_1x + k_2x^2$, pri čemer so k_0 , k_1 in k_2 konstante, ki jih določimo iz pogojev vrednosti M_x v točkah A, B, C.

Ob upoštevanju robnih pogojev pri $x = 0$, $x = h$, $x = -h$, dobimo

$$k_0 = M_B, \quad k_1 = \frac{M_C - M_A}{2h}, \quad k_2 = \frac{M_A - 2M_B + M_C}{2h^2}$$

in enačba parabole ob danih pogojih se glasi:

$$M_x = M_B + \left(\frac{M_C - M_A}{2h}\right)x + \left(\frac{M_A - 2M_B + M_C}{2h^2}\right)x^2$$



Sl. 1. Parabolični potek upogibnih momentov

2.2. Račun reakcij

Za nadaljnji račun deformacij izračunamo posamezne dele reakcij R_A , R_B , R_C in sicer tako, da palico razrežemo na prostoležeče elemente z dolžinami »h«. Vrednosti teh reakcij dobimo z integracijo in sumiranjem delnih reakcij:

$$R_{BA} = \frac{1}{h} \int_0^h M (h-x) dx \quad R_{CB} = \frac{1}{h} \int_0^h M x dx$$

$$R_{BC} = \frac{1}{h} \int_0^h M (h-x) dx \quad R_B = R_{BC} + R_{BA}$$

Po integraciji dobimo naslednje vrednosti:

$$R_{BC} = \frac{h}{24} (3 M_C + 10 M_B - M_A)$$

$$R_{CB} = \frac{h}{24} (7 M_C + 6 M_B - M_A)$$

$$R_{BA} = \frac{h}{24} (3 M_A + 10 M_B - M_C)$$

$$R_B = R_{BC} + R_{BA} = \frac{h}{12} (M_A + 10 M_B + M_C)$$

2.3. Račun deformacij

Nosilec dolžine L obremenimo s fiktivno zunanjo obtežbo $p(x) = \frac{EJ_x}{M_x}$ (z reducirano momentno ploskvijo). Izračunamo reakciji A in B (slika št. 2) ter upogibne momente \mathfrak{M}_i v točkah »i«, ki so že deformacije nosilca v točkah »i« zaradi obremenitve z momentom M_i .

Pri razdelbi nosilca na $m = 4$ delov dobimo reakcijo A

$$A = \frac{3 R_1 + 2 R_2 + R_3}{4}$$

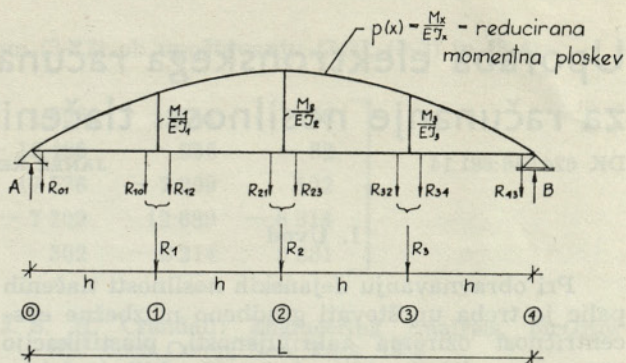
$$\begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \end{bmatrix} = \frac{L^2}{768} \begin{bmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 2 \\ 1 & 2 & 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 10 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 10 & 1 \\ 1 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{EJ_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{EJ_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EJ_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}$$

ali v skrajšani obliki

$$[v] = [A] [B] [EJ] [M]$$

Kjer pomeni

[A] — matrika, katere koeficienti so odvisni od števila razdelb m .



Sl. 2. Reakcije pri »obtežbi reduciranih momentnih ploskev« ob koncih elementov

Momenti v točki »i« pa so

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{L}{16} (3 R_1 + 2 R_2 + R_3)$$

$$\mathfrak{M}_2 = \frac{L}{16} (2 R_1 + 4 R_2 + 2 R_3)$$

$$\mathfrak{M}_3 = \frac{L}{16} (R_1 + 2 R_2 + 3 R_3)$$

Zapis momentov \mathfrak{M}_i v matrični obliki za naš primer je

$$\begin{bmatrix} \mathfrak{M}_1 \\ \mathfrak{M}_2 \\ \mathfrak{M}_3 \end{bmatrix} = \frac{L}{16} \begin{bmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 2 \\ 1 & 2 & 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{bmatrix}$$

Enačbe za reakcije R_i pa se glasijo:

$$\begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{bmatrix} = \frac{h}{12} \begin{bmatrix} 10 & 1 & 0 \\ 1 & 10 & 1 \\ 0 & 1 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{M}_1 \\ \bar{M}_2 \\ \bar{M}_3 \end{bmatrix}$$

\bar{M}_i — so momenti zaradi zunanje obtežbe reducirani z $\frac{1}{EJ_i}$. Končna oblika enačb za deformacije v matrični obliki se glasi

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 10 & 1 \\ 1 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{EJ_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{EJ_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EJ_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}$$

[B] — matrika, katere koeficienti so odvisni od predpostavljene momentne črte.

[EJ] — diagonalna matrika togosti.

[M] — stolpna matrika momentov.

Po omenjeni metodi dobimo za privzete pogoje v točkah »i« točne vrednosti deformacij. Če pa mo-

menta črta ni parabolična ali linearna, lahko z zmanjšanjem koraka dosežemo poljubno natančnost. Metoda je zelo primerna za račun deformacij pri nosilcih z različnimi EJ. Predvsem pri uporabi elektronskih računalnikov, kjer večje število korakov -h- ne dela posebnih težav.

$$\begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = \frac{L^2}{768} \begin{bmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 2 \\ 1 & 2 & 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 10 & 1 & 0 \\ 1 & 10 & 1 \\ 0 & 1 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{EJ_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{EJ_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EJ_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{\varphi 1} & 0 & 0 \\ 0 & K_{\varphi 2} & 0 \\ 0 & 0 & K_{\varphi 3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}$$

ali v skrajšani obliki

$$[v] = [A] [B] [EJ] [K_{\varphi}] [M]$$

3. Aplikacija na obojestransko členkasto pritrjeno palico

Vzemimo uklonsko palico dolžine L, ki je obojestransko členkasto pritrjena ter obremenjena s tlačno silo P in prečno obtežbo q pri začetni ekscentričnosti v_{oi}. Palica naj ima poljubno spremenjajoč se vztrajnostni moment ter je razdeljena na m enakih elementov. Izraz M_i na poljubnem mestu palice »i« ima obliko:

$$M_i = P(v_{oi} + v_i) + M_{qi}$$

Pri upoštevanju razdelbe m = 4 in z ozirom na splošne enačbe v točki 2 lahko zapišemo splošni izraz za upogibke v elasto-plastičnem območju:

$$\begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = \frac{L^2}{768} \begin{bmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 2 \\ 1 & 2 & 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 10 & 1 & 0 \\ 1 & 10 & 1 \\ 0 & 1 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{EJ_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{EJ_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EJ_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{\varphi 1} & 0 & 0 \\ 0 & K_{\varphi 2} & 0 \\ 0 & 0 & K_{\varphi 3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P(v_{o1} + v_1) + M_{q1} \\ P(v_{o2} + v_2) + M_{q2} \\ P(v_{o3} + v_3) + M_{q3} \end{bmatrix}$$

Splošni simbolični zapis zadnje enačbe, če razdelimo posamezne dele momentov v posebne matrike, dobimo:

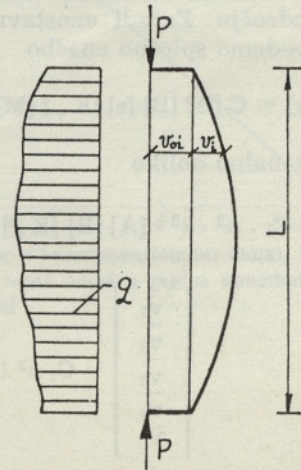
$$[v] = C [A] [B] [EJ] [K_{\varphi}] \cdot \{ [P \cdot v_0] + [P \cdot v] + [Mq] \}$$

- C — konstanta, ki je odvisna od števila m.
- [P · v₀] — stolpna matrika momentov zaradi osne sile in začetne ekscentričnosti.
- [P · v] — stolpna matrika momentov zaradi osne sile in novega dodatnega upogibka.
- [M_q] — stolpna matrika momentov zaradi prečne obtežbe.

V primeru, če imamo palico brez prečne obtežbe in brez začetne ekscentričnosti, se celoten račun enostavno prevede na obliko

$$[v] = C [A] [B] [EJ] [K_{\varphi}] [P \cdot v]$$

Če hočemo pri računu deformacij zajeti tudi vpliv plastifikacije prereza in vseh v uvodu navedenih vplivov, potem uvedemo še t. i. diagonalno matriko korekcijskih faktorjev K_φ. Enačbe za upogibke v elasto-plastičnem območju dobijo naslednjo obliko.



Sl. 3. Zakrivljena, ekscentrična in prečno obtežena tlačena palica

ki po množenju matrik in ureditvi preide v obliko

$$[I] - K [T] = 0$$

$$[T]^{-1} - K [I] = 0$$

Iz zadnje enačbe se da s pomočjo lastnih vrednosti matrik dobiti kritično silo.

V splošni simbolični zapis enačbe za poljuben primer obojestransko členkasto pritrjene tlačene palice vpeljimo še primerjalni vztrajnostni moment in pišimo $\frac{EJ}{E_i J_i} = s_i$. V enačbi [v] se spremeni samo vrednost konstante C in matrike [EJ]. Torej dobimo naslednjo obliko:

$$[v] = C_1 [A] [B] [s] [K_{\varphi}] \cdot \{ [P \cdot v_0] + [P \cdot v] + [Mq] \}$$

Zadnja enačba ima obliko za elastično kot tudi za elastoplastično območje. V elastičnem območju je diagonalna matrika $[K_\varphi]$ kar enotna matrika, v elastoplastičnem območju pa so členi matrike $[K_\varphi]$ vedno večji od 1. Če poznamo korekcijske faktorje specifičnega zasuka K_φ , ki so funkcija delovnega diagrama materiala, oblike preseka in notranjih sil, lahko z upoštevanjem t. i. matrike korekcijskih faktorjev z iteracijo dobimo dejanske nosilnosti tlačnih palic. Seveda pa se K_φ spreminjajo s spremembo obtežbe.

4. Praktični računski primeri

Po omenjeni metodi je narejen program za elektronski računalnik za račun uklona v elasto-plastičnem področju. Zaradi enostavnosti in preglednosti prevedemo splošno enačbo

$$[v] = C [A] [B] [s] [K_\varphi] [M]$$

v brezdimenzionalno obliko

$$[\bar{v}] = C_1 \cdot \pi^2 \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot [A] [B] [K_\varphi] [\bar{M}]$$

$$\begin{bmatrix} \bar{v}_1 \\ \bar{v}_2 \\ \bar{v}_3 \\ \bar{v}_4 \\ \bar{v}_5 \end{bmatrix} = C_1 \pi^2 \lambda^2 \begin{bmatrix} 11 & 12 & 11,5 & 14 & 4,5 \\ 12 & 23 & 23 & 28 & 9 \\ 12 & 24 & 33,5 & 42 & 13,5 \\ 12 & 24 & 34 & 55 & 18 \\ 12 & 24 & 33,5 & 57 & 21,5 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{\varphi 1} \cdot \bar{M}_1 \\ K_{\varphi 2} \cdot \bar{M}_2 \\ K_{\varphi 3} \cdot \bar{M}_3 \\ K_{\varphi 4} \cdot \bar{M}_4 \\ K_{\varphi 5} \cdot \bar{M}_5 \end{bmatrix}$$

Brezdimenzionalna oblika prečne obtežbe je tako definirana, da je \bar{M}_{max} vedno enak. To smo vzeli le zaradi lažje primerjave rezultatov.

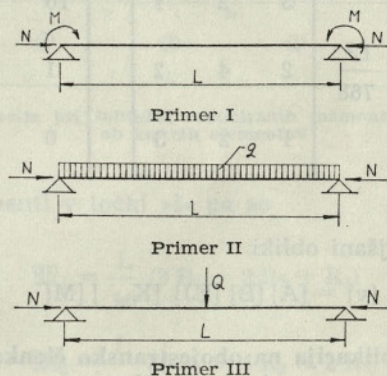
Kot je razvidno iz splošnega zapisa enačb, se za posamezne primere obtežb spreminja samo matrika $[K_{\varphi i} \bar{M}_i]$, medtem ko je produkt drugih matrik za določeno razdelbo, za določeno vrsto nosilca in določeno privzeto obliko momentne črte vedno isti.

Računski postopek teče tako, da si izberemo neke začetne vrednosti \bar{v}_i , \bar{M}_{max} , \bar{N} in $\bar{\lambda}$ pri dani obtežbi. V toku iteracije \bar{M}_{max} spreminjamo in iščemo prečno obtežbo na meji elastičnosti in maksimalno prečno obtežbo, ko nastopi nestabilnost — porušitev in sicer za določen \bar{N} in $\bar{\lambda}$. V točkah grede, kjer npr. obremenitev zaradi osne sile \bar{N} in upogibnega momenta \bar{M} prekorači mejo elastičnosti $\bar{M} + \bar{N} > 1$, moramo specifične upogibne zasuke popraviti z ustreznimi korekcijskimi faktorji K_φ . Analogno je možno, da v računskem postopku držimo konstantno prečno silo in spreminjamo osno silo. V sliki št. 5 in št. 6 so za vse tri obtežne primere prikazane odvisnosti med prečno obtežbo in maksimalnim dejanskim upogibnim momentom oziroma maksimalnim upogib-

$$\bar{v} = \frac{v}{k}, \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_e}, \bar{M} = \frac{M}{\sigma_e \cdot W}$$

$$k = \frac{W}{F}, \lambda_e = \pi \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}$$

Oglejmo si nekaj obtežnih primerov in njihov izračun ter rezultate.



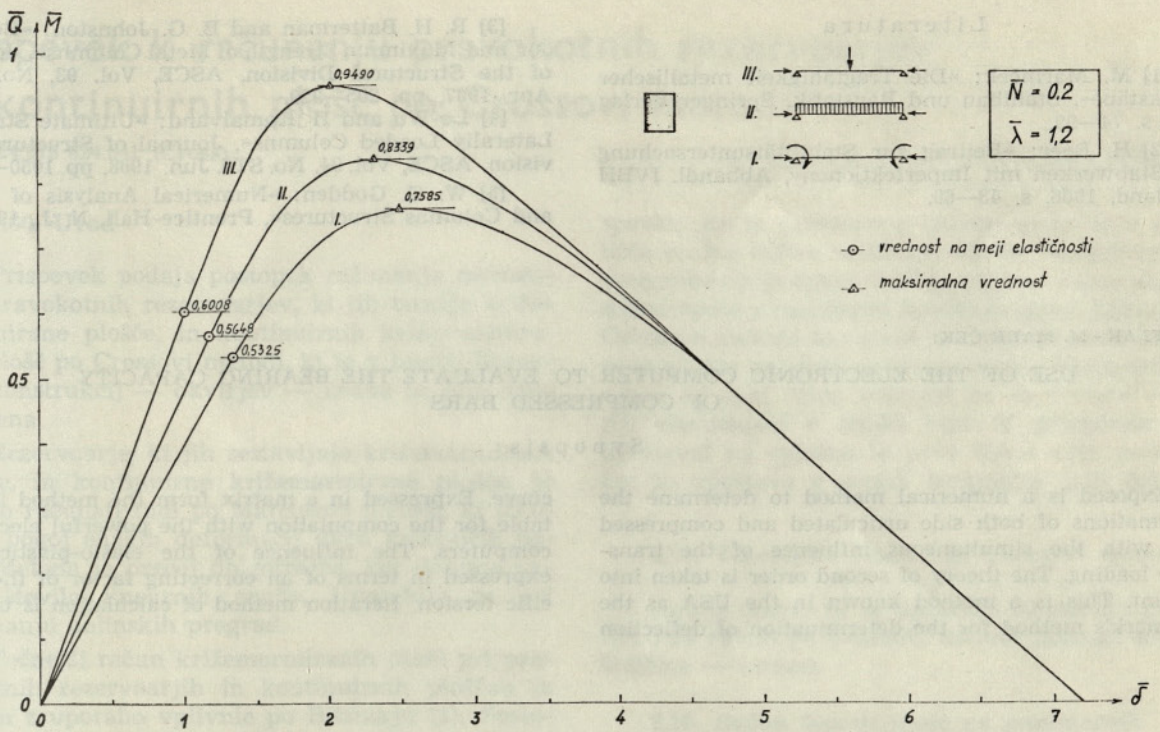
Sl. 4. Obravnavani praktični primeri

Za vse tri obtežne primere vzamemo $m = 10$ ter upoštevamo simetrijo in dobimo:

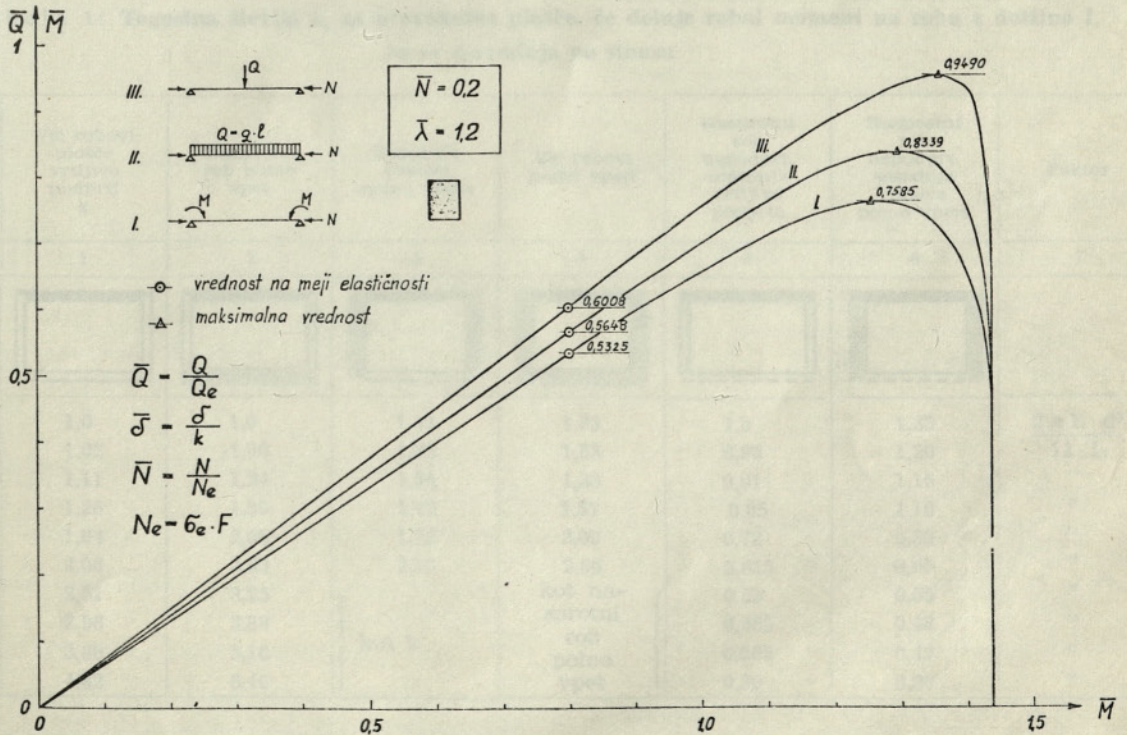
kom. Odvisnosti so izražene brezdimenzionalno in veljajo za primerjalno konstantno osno silo $\bar{N} = 0,2$ in primerjalno vitkost $\bar{\lambda} = 1,2$. Rezultat se nanaša na pravokotni presek in idealno elastični — idealno plastični material. Za primer poljubnega delovnega diagrama materiala in vpliv zaostalih napetosti ter nehomogenosti je potrebno upoštevati le druge korekcijske faktorje K_φ .

5. Zaključek

Z opisano metodo je možno s pomočjo elektronskega računalnika obravnavati poljubne obtežne primere, palice s poljubno spreminjajočimi se preseki v elastičnem in elastoplastičnem območju. Potrebno pa je imeti znane korekcijske faktorje specifičnega zasuka v odvisnosti od osne sile in upogibnega momenta. Pri ustrezni tipizaciji profilov, delovnih diagramov materiala in potekov zaostalih napetosti in nehomogenosti je možno napraviti za praktično uporabo primerne diagrame za direktno določanje maksimalne nosilnosti, kar bi v splošni praksi znatno olajšalo presojo dejanske nosilnosti.



Sl. 5. Potek maksimalnega upogibnega momenta v odvisnosti od prečne obtežbe v brezdimenzionalni obliki. Vrednost Q_e je mejna prečna obtežba po teoriji elastičnosti in po teoriji I.reda, ko je torej dosežen mejni upogibni moment $M_e = \sigma_e \cdot W$, kjer je σ_e meja elastičnosti



Sl. 6. Potek maksimalnega upogibka v odvisnosti od prečne obtežbe v brezdimenzionalni obliki

Literatura

[1] M. Marinček: »Die Tragfähigkeit metallischer Druckstäbe«, Stahlbau und Baustatik, Springer-Verlag 1965, s. 74—99.

[2] H. Beer: »Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung von Stabwerken mit Imperfektionen«, Abhandl. IVBH 26. Band, 1966, s. 43—60.

[3] R. H. Batterman and B. G. Johnston: »Behaviour and Maximum Strength of Metal Columns«, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST2, Apr. 1967, pp. 205—229.

[4] Le-Wu and H. Kamalvand: »Ultimate Strength Laterally Loaded Columns«, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST6, Jun. 1968, pp. 1050—1524.

[5] W. G. Godden: »Numerical Analysis of Beam and Columns Structures«, Prentice-Hall, N. J., 1965.

J. REFLAK - M. MARINČEK:

USE OF THE ELECTRONIC COMPUTER TO EVALUATE THE BEARING CAPACITY OF COMPRESSED BARS

Synopsis

Exposed is a numerical method to determine the deformations of both side articulated and compressed bars with the simultaneous influence of the transverse loading. The theory of second order is taken into account. This is a method known in the USA as the Newmark's method for the determination of deflection

curve. Expressed in a matrix form the method is suitable for the computation with the powerful electronic computers. The influence of the elasto-plasticity is expressed in terms of an correcting factor of the specific torsion. Iteration method of calculation is used.

Prispevek k računanju pravokotnih rezervoarjev in kontinuirnih plošč po Crossovi metodi

DK 624.073:624.041 (Cross)

RAJKO ROGAČ, DIPL. INŽ.

1,00. Uvod

Prispevek podaja postopek računanja momentov pravokotnih rezervoarjev, ki jih tvorijo križemarmirane plošče, in kontinuirnih križemarmiranih plošč po Crossovi metodi, ki je v teoriji linearnih konstrukcij — okvirjev — znana in zelo uporabljena.

Rezervoarje, ki jih sestavljajo križemarmirane plošče, in kontinuirne križemarmirane plošče, je možno računati tudi po Marcusovi metodi, ki izkorišča pogoj enakih deformacij dveh križajočih pasov. Metoda je precej dolgotrajna, ker dobimo veliko število linearnih enačb. Uporablja se pri računanju dolinskih pregrad.

Točnejši račun križemarmiranih plošč pri pravokotnih rezervoarjih in kontinuirnih ploščah je možen z uporabo vplivnic po Bittnerju (1). Postopek bazira na elastični teoriji plošč in je precej zamuden, zlasti še pri obtežbi z vodnim pritiskom po trikotniku, oziroma pri poljubni obtežbi. Če upoštevamo še elastično vpetost posameznih plošč, pa se račun po Bittnerju še bolj skomplicira. Račun po Crossovi metodi, ki ga navajam v tem pri-

spisku, pa je razmeroma enostaven in daje s stališča prakse dobre rezultate. Plošče morajo biti na vseh robovih podprte, bodisi vrtljivo, polno ali elastično vpete z različnimi kombinacijami. Osnova za Crossovo metodo so zasuki na robovih križemarmirane plošče za dani robni moment. Vrednosti zasukov za dani robni moment pa so podane v teoriji elastičnosti v obliki vrst. V prispevku sem upošteval na splošno le prve člene vrst, podobno kot to upošteva v svojih izvajanjih tudi Bittner.

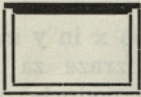
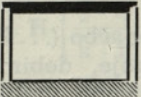
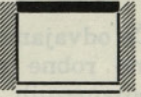
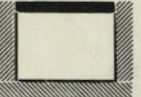
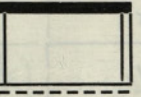
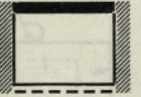
2,00. Teoretične osnove po Crossovi metodi

Kot je znano že iz linearnih konstrukcij, moramo za račun po Crossovi metodi poznati sledeče količine — izraze:

2,10. Račun togosti plošč na posameznih robovih

Za določitev togosti plošče na posameznih robovih uporabim izvajanja in vrednosti za togostna števila iz Bittnerja (1), ki jih navajam v naslednji tabeli.

Tabela 1: Togostna števila k , za pravokotne plošče, če deluje robni moment na robu z dolžino L in se spreminja po sinusu

$\frac{L}{h}$	Vsi robovi plošče vrtljivo podprti k	Nasprotni rob polno vpet	Sosednja robova polno vpeta	Vsi robovi polno vpeti	Nasprotni rob nepodprt, sosednja robova vrtljivo podprta	Nasprotni rob nepodprt, sosednja robova polno vpeta	Faktor
	1	2	3	4	5	6	7
							
0,0	1,0	1,0	1,33	1,33	1,0	1,33	$\frac{2 \pi E \cdot d^3}{12 \cdot L}$
1,0	1,02	1,06	1,33	1,33	0,98	1,20	"
1,5	1,11	1,24	1,34	1,38	0,91	1,15	"
2,0	1,26	1,50	1,42	1,57	0,85	1,10	"
3,0	1,64	2,05	1,72	2,09	0,72	0,80	"
4,0	2,06	2,63	2,10	2,66	0,615	0,65	"
5,0	2,51	3,25	} kot k	kot nasprotni rob polno vpet	0,53	0,55	"
6,0	2,98	3,88			0,465	0,48	"
8,0	3,88	5,10			0,365	0,37	"
10,0	4,82	6,40			0,30	0,30	"

Opomba: Rob, kjer iščemo togost plošče, ima dolžino L , pravokotni rob plošče pa ima dolžino h .

Togost plošče je podana z enačbo:

$$t_i = k_i \frac{2\pi \cdot E \cdot d_i^3}{12 \cdot L}, \text{ kjer pomeni:}$$

- t_i ... togost poljubne plošče na robu z dolžino L ($i = 1, 2, 3 \dots$)
- k_i ... togostno število poljubne plošče za dani rob z dolžino L , ki ga dobimo z ozirom na razmerje $\frac{L}{h}$ iz tabele 1,
- d_i ... debelina poljubne plošče,
- E ... prožnostni modul materiala poljubne plošče,
- L ... dolžina zadevnega roba, kjer iščemo togost plošče.

2,20. Račun elastične vpetosti plošč v posameznih robovih

Vpetost poljubne plošče za rob z dolžino L določimo po enačbi:

$$v_i = \frac{\sum t_s}{t_z + \sum t_s} \cdot 100 \text{ (v } \%)$$

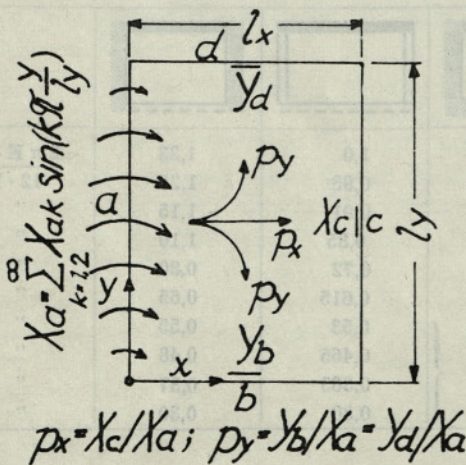
kjer pomeni:

- v_i = % vpetosti poljubne plošče na zadevnem robu z dolžino L
- t_s = togost sosednje plošče ob zadevnem robu z ozirom na dejansko podpiranje robov
- t_z = togost zadevne (obravnave) plošče ob zadevnem robu z dolžino L , ki jo vzamemo kot vsestransko vrtljivo podprto ploščo (podatke za k_i glej tabelo 1, kolono 1 za poljubno razmerje stranic plošče).

2,30. Račun polno vpetih momentov križemarmiranih plošč

za različne obtežne slučaje in različne načine podpiranja robov plošč.

Za enakomerno, trikotno in trapezno obtežbo se poslužimo lahko tabel in grafikonov naslednjih



Sk. 1

avtorjev: Czernya (2), Ertürka (3) itd. Za poljubno obtežbo pa lahko uporabimo vplivnice za polno vpete momente za sredino zadevnega roba po Pucherju (4) in G. Hoelandu (5).

2,40. Določitev prenosnih koeficientov (glej skico 1)

- p_x ... prenosni koeficient za nasprotni rob plošče.
- p_y ... prenosni koeficient za sosednji (pravokotni) rob plošče.

2,41. Zveza med robnim momentom in zasuki na robovih plošče

Obravnavam vsestransko vrtljivo podprto ploščo (glej skico 2, 3). Iz teorije elastičnosti za ploščo je znana diferencialna enačba, ki se glasi:

$$S \Delta \Delta w = p(x, y) \quad \dots 1$$

Če upoštevamo samo obtežbo z momentom na robu, preide zgornja diferencialna enačba (1) v homogeno diferencialno enačbo. Izraz za rešitev homogene diferencialne enačbe mora seveda zadostiti robnim pogojem. Rešitve so v literaturi znane.

Za nadaljnja izvajanja upoštevam, da se robni momenti spreminjajo po sinusu, kot npr.: $X_a = \sum_{k=1, 2} X_{ak} \sin(k \pi \frac{y}{l_y})$ (skici 2, 3). Obravnavam vpliv

robnege momenta $Y_b = \sum_{j=1, 2} Y_{bj} \sin(j \pi \frac{x}{l_x})$ na robu b

(glej skico 3). Upogibna ploskev — deformacijska ploskev — za dani robni moment je podana s sledečim izrazom:

$$S \cdot w = l_x^2 \sum_{j=1, 2, 3} \sin\left(j \pi \frac{x}{l_x}\right) \cdot \frac{Y_{bj}}{2 j^2 \pi^2 \sinh\left(j \pi \frac{l_y}{l_x}\right)} \cdot \left[j \pi \frac{l_y}{l_x} \sinh\left(j \pi \frac{l_y}{l_x}\right) \sinh\left(j \pi \frac{l_y - y}{l_x}\right) - j \pi \frac{l_y - y}{l_x} \cosh\left(j \pi \frac{l_y - y}{l_x}\right) \right] \quad \dots 2$$

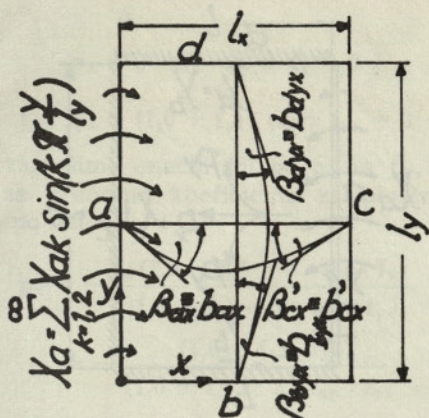
Če odvajamo enačbo (... 2) po x in y in upoštevamo robne pogoje, dobimo izraze za zasuke na posameznih robovih vrtljivo podprte plošče (glej skici 2, 3).

Za robni moment $Y_b = \sum_{j=1, 2} Y_{bj} \sin\left(j \pi \frac{x}{l_x}\right)$ s po-

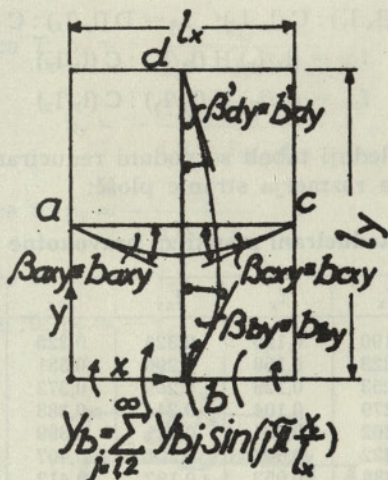
lovično valovno dolžino $\frac{l_x}{j}$ (j -ti člen vrste) na krajšem robu b dobimo naslednje robne zasuke (glej skico 3):

rob b, kjer deluje moment:

$$S \cdot b_{by} = Y_{bj} \sin\left(j \pi \frac{x}{l_x}\right) \cdot \frac{l_x}{2 j \pi} C\left(\frac{j \cdot l_y}{l_x}\right) \quad \dots 3$$



Sk. 2



Sk. 3

nasprotni rob d ($y = l_y$):

$$- S \cdot b'_{dy} = Y_{bj} \sin\left(j \pi \frac{x}{l_x}\right) \cdot \frac{l_x}{2 j \pi} D\left(\frac{j \cdot l_y}{l_x}\right)$$

соседни rob a ($x = 0$):

$$S \cdot b_{axy} = Y_{bj} \sum_{k=1,2} \sin\left(k \pi \frac{y}{l_y}\right) \cdot \frac{l_y}{2 k \pi} \cdot \frac{l_x}{j \cdot l_y} H\left(\frac{j \cdot l_y}{k \cdot l_x}\right) \dots 3$$

соседни rob c ($x = l_x$):

$$- S \cdot b_{exy} = Y_{bj} (-\cos j \pi) \sum_{k=1,2} \sin k \pi \frac{y}{l_y} \cdot \frac{l_y}{2 k \pi} \cdot \frac{l_x}{j \cdot l_y} H\left(\frac{j \cdot l_y}{k \cdot l_x}\right)$$

Robni moment $Y_d = \sum_{j=1,2} Y_{dj} \sin\left(j \pi \frac{x}{l_x}\right)$, ki deluje na krajšem robu d plošče, povzroči z ozirom na prejšnje vrednosti v enačbah (3) zrcalno enake zasuke plošče in jih posebej ne navajam.

Za robni moment $X_a = \sum_{j=1,2} X_{ak} \sin\left(k \pi \frac{y}{l_y}\right)$ s polovično valovno dolžino $\frac{l_y}{k}$ (k -ti člen vrste) na daljšem robu a dobimo naslednje robne zasuke (glej skico 2):

rob a, kjer deluje moment:

$$S \cdot b_{ax} = X_{ak} \sin k \pi \frac{y}{l_y} \cdot \frac{l_y}{2 k \pi} C\left(\frac{k \cdot l_x}{l_y}\right)$$

nasprotni rob c ($x = l_x$):

$$- S \cdot b'_{cx} = X_{ax} \sin k \pi \frac{y}{l_y} \cdot \frac{l_y}{2 k \pi} D\left(\frac{k \cdot l_x}{l_y}\right) \dots 4$$

соседни rob b ($y = 0$):

$$S \cdot b_{byx} = X_{ak} \sum_{j=1,2} \sin j \pi \frac{x}{l_x} \cdot \frac{l_x}{2 j \pi} \cdot \frac{l_y}{k \cdot l_x} H\left(\frac{k \cdot l_x}{j \cdot l_y}\right)$$

соседни rob d ($y = l_y$):

$$- S \cdot b_{dyx} = X_{ax} (-\cos k \pi) \sum_{j=1,2} \sin j \pi \frac{x}{l_x} \cdot \frac{l_x}{2 j \pi} \cdot \frac{l_y}{k \cdot l_x} H\left(\frac{k \cdot l_x}{j \cdot l_y}\right)$$

Robni moment $X_c = \sum_{k=1,2} X_{ck} \sin\left(k \pi \frac{y}{l_y}\right)$, ki deluje na daljšem robu c plošče, povzroči z ozirom na prejšnje vrednosti, navedene v enačbah (4), zrcalno enake robne zasuke plošče in jih tudi posebej ne navajam. Uporabljene okrajšave v enačbah (1), (2), (3) in (4) imajo naslednji pomen:

$$C\left(\frac{k \cdot l_x}{l_y}\right) = \operatorname{cotgh}\left(k \pi \frac{l_x}{l_y}\right) - \frac{k \cdot \pi \cdot \frac{l_x}{l_y}}{\sinh^2 k \pi \frac{l_x}{l_y}};$$

$$C\left(\frac{j \cdot l_y}{l_x}\right) = \operatorname{cotgh}\left(j \pi \frac{l_y}{l_x}\right) - \frac{j \cdot \pi \cdot \frac{l_y}{l_x}}{\sinh^2 j \pi \frac{l_y}{l_x}};$$

$$D\left(\frac{k \cdot l_x}{l_y}\right) = \frac{k \cdot \pi \cdot \frac{l_x}{l_y} \operatorname{cotgh} k \pi \frac{l_x}{l_y} - 1}{\sinh k \pi - \frac{l_x}{l_y}}$$

$$D\left(\frac{j \cdot l_y}{l_x}\right) = \frac{j \cdot \pi \cdot \frac{l_x}{l_y} - \cotghj \pi \frac{l_x}{l_y} - 1}{\sinhj \pi \frac{l_y}{l_x}}$$

$$H\left(\frac{k \cdot l_x}{j \cdot l_y}\right) = H\left(\frac{j \cdot l_y}{k \cdot l_x}\right) = \frac{4}{\left(\frac{j \cdot l_y}{k \cdot l_x} + \frac{k \cdot l_x}{j \cdot l_y}\right)^2} \dots 5$$

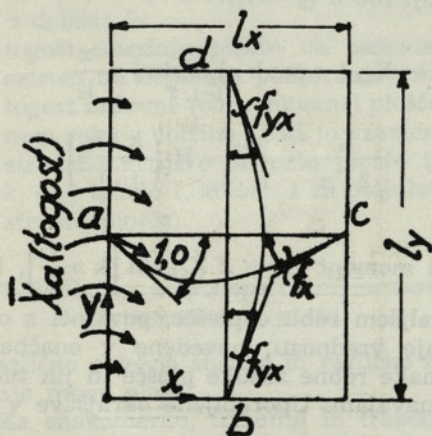
$$S = \frac{E \cdot d^3}{12(1 - \nu^2)} \dots \text{togost plošče } (\nu = 0)$$

w ... upogibek plošče

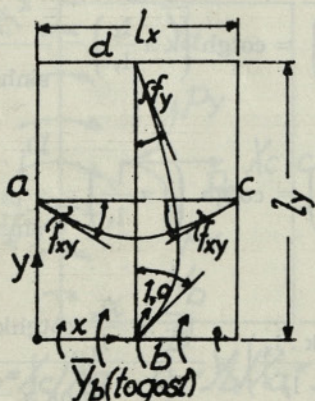
$\Delta\Delta$... dvojni Laplaceov operator ... 5

b ... zasuk na robovih plošče

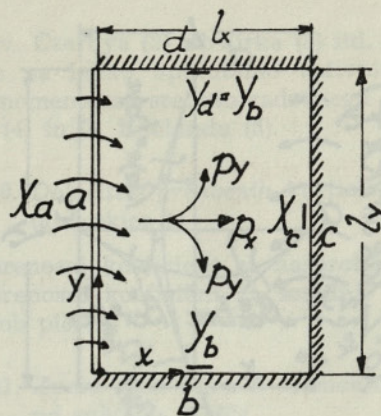
Če v enačbah (3) in (4) za zasuke upoštevamo samo prve člene vrst in delimo vse enačbe za zasuke z vrednostjo $C\left(-\frac{l_x}{l_y}\right)$ oziroma $C\left(\frac{l_y}{l_x}\right)$ ($k = j = 1$), dobimo tako imenovane reducirane zasuke, ki so odvisni samo od razmerja stranic plošč. Ti reducirani zasuki so podani z naslednjimi enačbami (glej skico 4, 5):



Sk. 4



Sk 5



Sk. 6

$$f_x = D(l_x/l_y) : C(l_x/l_y); \quad f_y = D(l_y/l_x) : C(l_y/l_x);$$

$$f_{xy} = (l_x/l_y) H(l_x/l_y) : C(l_x/l_y) \dots 6$$

$$f_{yx} = (l_y/l_x) H(l_y/l_x) : C(l_y/l_x)$$

V naslednji tabeli so podani reducirani zasuki za različna razmerja stranic plošč:

Tab. 2: Reducirani zasuki za pravokotne plošče:

l_y/l_x	f_x	f_y	f_{xy}	f_{yx}	$f_{xy} \cdot f_{yx}$
1,0	0,190	0,190	0,325	0,325	0,106
1,1	0,223	0,158	0,296	0,351	0,104
1,2	0,253	0,129	0,269	0,372	0,100
1,3	0,279	0,104	0,244	0,388	0,095
1,4	0,302	0,084	0,221	0,399	0,088
1,5	0,322	0,067	0,201	0,407	0,082
1,6	0,338	0,053	0,183	0,412	0,075
1,7	0,355	0,042	0,167	0,414	0,069
1,8	0,368	0,033	0,152	0,413	0,063
1,9	0,380	0,025	0,140	0,411	0,058
2,0	0,390	0,020	0,128	0,407	0,052

2,42 Določitev prenosnih koeficientov p_x in p_y

Vzamem ploščo po skici 6, ki je na vseh robovih polno vpeta razen na robu a, kjer deluje moment X_a je vrtljivo podprta. Če si mislimo v prvi fazi ploščo vsestransko vrtljivo podprto, nastopijo zasuki f_x in f_{yx} . Nato uvedemo robne momente X_c in Y_b in Y_d , ki zavrtijo robove tako, da so reducirani zasuki na robovih b, c in d enaki ničli in dobimo tako polno vpeto ploščo.

Zasuk na robu c:

$$1,0 \cdot X_c + f_x \cdot X_a + 2 \cdot f_{xy} \cdot Y_b = 0 \quad (Y_b = Y_d)$$

Zasuk na robu b oziroma d:

$$f_{yx} \cdot X_c + f_{yx} \cdot X_a + (1,0 + f_y) \cdot Y_b = (Y_b = Y_d) \dots 7$$

Če postavimo, da je prenosni koeficient definiran kot kvocient:

$$p_x = X_c/X_a \text{ in } p_y = Y_b/X_a$$

dobimo:

$$p_x + 2 \cdot f_{xy} \cdot p_y + f_x = 0$$

in

$$f_{yx} \cdot p_x + (1,0 + f_y) \cdot p_y + f_{yx} = 0 \quad \dots 8$$

Če razrešimo enačbi (8) po p_x in p_y , dobimo enačbi za prenosna koeficienta za ploščo, ki je podprta po skici 6:

$$p_x = - \frac{f_x (1,0 + f_y) - 2 \cdot f_{xy} \cdot f_{yx}}{(1,0 + f_y) - 2 \cdot f_{xy} \cdot f_{yx}}$$

$$p_y = - \frac{(1,0 - f_x) \cdot f_{yx}}{(1,0 + f_y) - 2 \cdot f_{xy} \cdot f_{yx}} \quad \dots 9$$

Za druge primere podpiranja robov pa imamo analogno naslednje izraze:

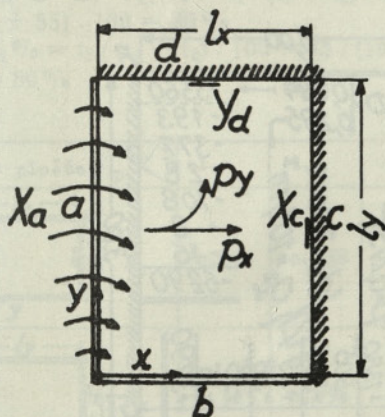
Skica 7: $p_x = - \frac{f_x - f_{xy} \cdot f_{yx}}{1,0 - f_{xy} \cdot f_{yx}}$

$$p_y = - \frac{(1,0 - f_x) \cdot f_{yx}}{1,0 - f_{xy} \cdot f_{yx}} \quad \dots 10$$

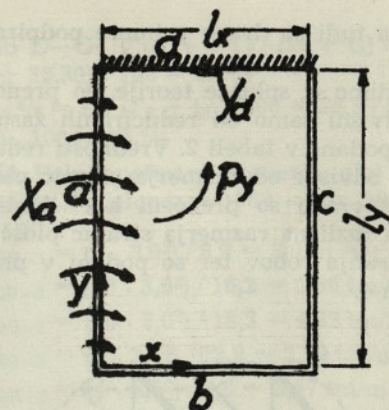
Skica 8: $p_y = - \frac{f_{yx}}{1,0 + f_y} \quad \dots 11$

Skica 9: $p_y = - f_{yx} \quad \dots 12$

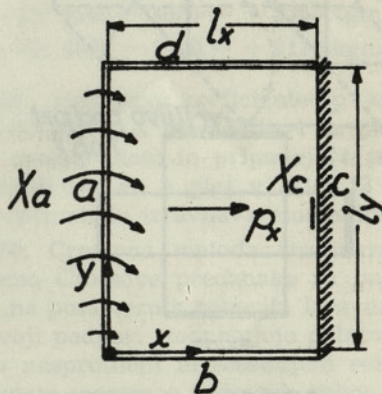
Skica 10: $p_x = - f_x \quad \dots 13$



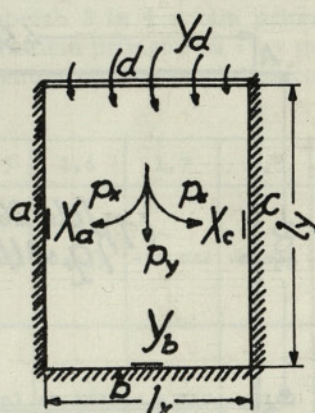
Sk. 7



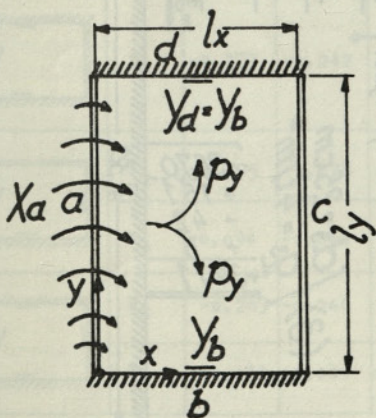
Sk. 9



Sk. 10



Sk. 11



Sk. 8

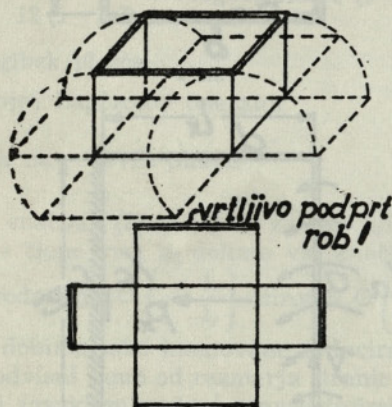
Prejšnja izvajanja za prenosne koeficiente veljajo, če deluje moment $X_a = 1,0 \cdot \sin \pi \frac{y}{l_y}$ na daljšem robu a oziroma c plošče. Če deluje moment $Y_b = 1,0 \cdot \sin \pi \frac{x}{l_x}$ na krajšem robu b oziroma d plošče, pa dobimo rešitve za prenosne koeficiente s permutacijo členov kot sledi iz naslednjega primera:

Skica 11: $p_x = - \frac{(1,0 - f_y) \cdot f_{vy}}{(1,0 + f_x) - 2 \cdot f_{xy} \cdot f_{yx}}$

$$p_y = - \frac{(1,0 + f_x) \cdot f_y - 2 \cdot f_{yx} \cdot f_{xy}}{(1,0 + f_x) - 2 \cdot f_{xy} \cdot f_{yx}}$$

Enako velja tudi za druge primere podpiranja robov.

Kot vidimo iz splošne teorije, so prenosni koeficienti odvisni samo od reduciranih zasukov, ki jih imamo podane v tabeli 2. Vrednosti reduciranih zasukov so odvisne od razmerja stranic plošče. Za praktično uporabo so prenosni koeficienti že izračunani za različna razmerja stranic plošč in različna podpiranja robov ter so podani v priloženih tabelah 3 in 4.



Sk. 12

3,00 Praktična navodila za računanje

3,10 Rezervoar razgrnemo v ravnino, da dobimo sistem križemarmiranih kontinuiranih plošč (skica 12).

3,20. Določimo togosti posameznih plošč za posamezne robove in določene robne pogoje.

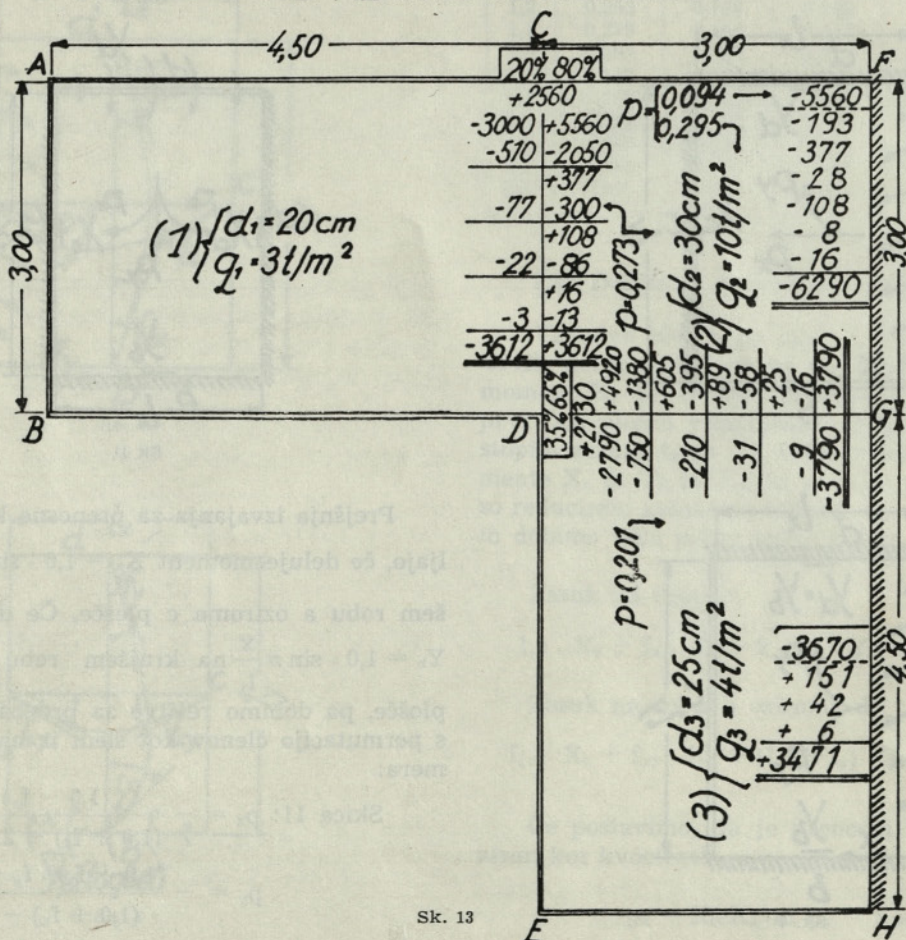
3,30. Določimo ν vpetosti posameznih plošč na posameznih robovih.

3,40. Določimo polnovpetostne momente za posamezne plošče in posamezne obtežbe po literaturi, ki jo navajam v poglavju 2,30.

3,50. V tabelah 3 in 4 poiščemo pripadajoče vrednosti prenosnih koeficientov, ki so odvisni od razmerja stranic plošč in od načina podpiranja plošč.

3,60. V shemo po skici 12 vpišemo posamezne količine (ν vpetosti, prenosne koeficiente posameznih plošč, polnovpetostne momente na robovih posameznih plošč) ter opravimo Crossov iteracijski postopek momentov po istem principu, kot smo ga navajeni pri linearnih konstrukcijah, tj. pri okvirjih in kontinuirnih nosilcih le z razliko, da se vpliv izravnalnega momenta ne prenaša samo na nasprotni elastično vpeti rob, ampak tudi na sosednja elastično vpeta robova. Praktični postopek tega dela je razviden iz primera, ki ga navajam na koncu tega prispevka v poglavju 5,00.

CROSSOVA METODA IZRAVNAVNE MOMENTOV:



Sk. 13

4.00 Zaključek

Iz izvajanj v prispevku je razvidno, da bazira postopek na principu ploskovnih konstrukcij. Ker so na razpolago tabele za prenosne koeficiente, je postopek računanja razmeroma enostaven in hiter ter upam, da si bo pridobil krog uporabnikov.

5.00. Praktični primer

Praktični primer obravnava račun križemarmiranih kontinuirnih plošč. Vsi podatki so razvidni iz skice 13.

5.10. Togosti plošč za dejansko podpiranje robov: za izračun vpetostnih koeficientov za Crossovo izravnavo momentov (glej tabelo 1).

Rob C—D: plošča 1: $t_1 = 1,013 (2 \pi E \cdot 20^3) / 12 \cdot 300 = 14,15$ (tab. 1, kolona 1)

plošča 2: $t_2 = 1,165 (2 \pi E \cdot 30^3) / 12 \cdot 300 = 55$ (interpol. kol. 1 in 3)

$E = 1,0$

Rob D—G: plošča 2: $t_2' = 1,33 (2 \pi E \cdot 30^3) / 12 \cdot 300 = 62,6$

plošča 3: $t_3 = 1,165 (2 \pi E \cdot 25^3) / 12 \cdot 300 = 32,30$ (interpol. kol. 1 in 3)

5.20. Vpetostni koeficient (v %) za posamezne robove plošč:

Rob C—D: $V_{k1} \% = t_1 / (t_1 + t_2) \cdot 100 = 14,15 / (14,15 + 55) \cdot 100 = 20 \%$

$V_{k2} \% = t_2 / (t_1 + t_2) \cdot 100 = 55 / (14,15 + 55) \cdot 100 = 80 \%$

Rob D—G: $V_{k2} \% = t_2' / (t_2' + t_3) \cdot 100 = 62,6 / (62,6 + 32,30) \cdot 100 = 65 \%$

$V_{k3} \% = t_3 / (t_2' + t_3) \cdot 100 = 32,3 / (62,6 + 32,3) \cdot 100 = 35 \%$

5.30. Polnovpetostni momenti: glej tabele Czernya v »Beton-Kalender« 1963 — str. 204.

$X_{CD-1} = (3 \cdot 3,0^2) / 8,9 = 3,0$ tm/m;

$X_{CD-2} = (10 \cdot 3,0^2) / 16,2 = 5,56$ tm/m = X_{FG-2}

$Y_{DC-2} = (10 \cdot 3,0^2) / 18,3 = 4,92$ tm/m;

$Y_{DG-3} = (4 \cdot 3,0^2) / 12,9 = 2,79$ tm/m

$X_{GH-3} = (4 \cdot 3,0^2) / 9,8 = 3,67$ tm/m

5.40. Gonilni momenti na robovih:

C—D: $5560 - 3000 = + 2560$ kgm

D—G: $4920 - 2790 = + 2130$ kgm

5.50. Prenosne koeficiente p za posamezne plošče določimo iz tabel 3 in 4 za posamezna razmerja stranic plošč in pripadajoča podpiranja robov (vrednosti za p glej v skici 13 — shema za Crossovo metodo izravnave momentov).

5.60. Crossova metoda izravnave momentov: Vpeljemo Crossove predznake za polnovpete momente na posameznih robovih. Izravnalni momenti, ki v svoji podpori zmanjšujejo polnovpeti moment, nam v nasprotnem in sosednjem robu povečujejo polnovpete momente zadevnih robov ob upoštevanju Crossovih predznakov. Prenosni koeficienti p imajo v tabelah 3 in 4 v tem primeru »—« predznak, v obratnem primeru pa »+« predznak. Izravnavo momentov po Crossu glej skico 13.

Vrsta plošče	$\frac{l_y}{l_x}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	
1		p_y	-0,190	-0,158	-0,129	-0,104	-0,084	-0,067	0,053	-0,042	-0,033	-0,025	-0,020
2		p_x	-0,325	-0,296	-0,269	-0,244	-0,221	-0,201	-0,183	-0,167	-0,152	-0,140	-0,128
3		p_x	-0,273	-0,242	-0,215	-0,191	-0,170	-0,152	-0,137	-0,123	-0,111	-0,102	-0,092
4		p_x	-0,295	-0,278	-0,260	-0,242	-0,222	-0,204	-0,187	-0,172	-0,157	-0,145	-0,132
		p_y	-0,094	-0,060	-0,032	-0,010	+0,0044	+0,0163	+0,0238	+0,0290	+0,0320	+0,0350	+0,0335
5		p_x	-0,269	-0,246	-0,223	-0,201	-0,178	-0,162	-0,146	-0,131	-0,118	-0,108	-0,098
		p_y	-0,014	+0,014	+0,0364	+0,0523	+0,0592	+0,0651	+0,0666	+0,0666	+0,0652	+0,0645	+0,0593

Tabela 3 Robni moment Y deluje na krajši stranici

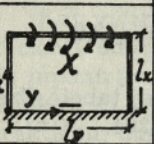

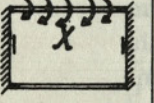
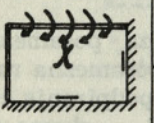
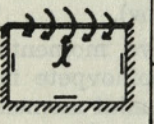
Vrsta plošče	$\frac{l_y}{l_x}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
1 	p_x	-0,190	-0,223	-0,253	-0,279	-0,302	-0,322	-0,338	-0,355	-0,368	-0,380	-0,390
2 	p_y	-0,325	-0,351	-0,372	-0,388	-0,399	-0,407	-0,412	-0,414	-0,413	-0,411	-0,407
3 	p_y	-0,273	-0,303	-0,330	-0,351	-0,368	-0,381	-0,391	-0,397	-0,400	-0,401	-0,399
4 	p_x	-0,094	-0,133	-0,170	-0,203	-0,235	-0,261	-0,284	-0,307	-0,326	-0,342	-0,357
	p_y	-0,295	-0,304	-0,309	-0,309	-0,305	-0,301	-0,295	-0,287	-0,279	-0,271	-0,262
5 	p_x	-0,014	-0,053	-0,092	-0,129	-0,167	-0,199	-0,228	-0,257	-0,280	-0,301	-0,321
	p_y	-0,269	-0,287	-0,299	-0,306	-0,307	-0,306	-0,302	-0,295	-0,288	-0,280	-0,271

Tabela 4 Robni moment X deluje na daljši stranici

Literatura

- (1) E. Bittner: »Momententafeln und Einflussflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten«.
- (2) F. Czerny: »Tafeln für vierseitig gelagerte Rechteckplatten«. Glej Beton-Kalender 1963 str. 204.
- (3) N. Ertürk: »Zwei-, drei- und vierseitig gestützte Rechteckplatten«.
- (4) A. Pucher: »Einflussfelder elastischer Platten«.

- (5) G. Hoeland: »Stützmomenten - Einflussfelder durchlaufender Platten«.
- (6) K. Girkmann: »Flächentragwerke«.
- (7) S. Timoshenko: »Theory of Elasticity«.
- (8) S. Timoshenko: »Theory of Plates and Shells«.
- (9) A. Kuhelj: »Teorija elastičnosti« (skripta za III. stopnjo študija).
- (10) S. Turk: »Plošče in lupine« (skripta-FAGG).
- (11) F. Tölke: »Praktische Funktionenlehre«.

R. ROGAČ:

CONTRIBUTION TO THE COMPUTATION OF RECTANGULAR TANKS AND CONTINUALLY CROSSWISE REINFORCED SLABS AFTER THE CROSS'METHOD

Synopsis

This article considers the way of computation of clamping moments of rectangular tanks constructed of crosswise reinforced slabs and continuous crosswise reinforced slabs after the Cross' method, very known and utilised one in the theory of linear structures-frames.

The article exposes the principles and gives some practical particulars for computation e. g.: determination of rigidity of slabs from a table of rigidity numbers, elastic clamping of slabs on different edges, par-

tion coefficients, calculation of full clamping moments and theoretical principles of determining the transfer coefficients for both directions of slabs taking account of the general theory of elasticity of slabs. Given are some practical directions for computation, two tables of transfer coefficients for different ratios of slabs and various systems of clamping. The article concludes with an illustrative example of usability of the method.

Ekonomsko dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij

(Prispevek k reševanju problematike)

DK 624.012.4:62.002.2

DR. INŽ. SRDAN TURK

1. Uvod v problematiko

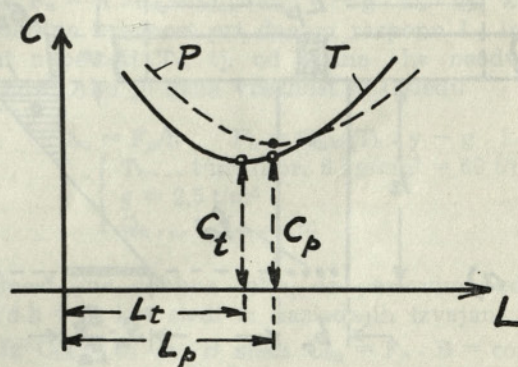
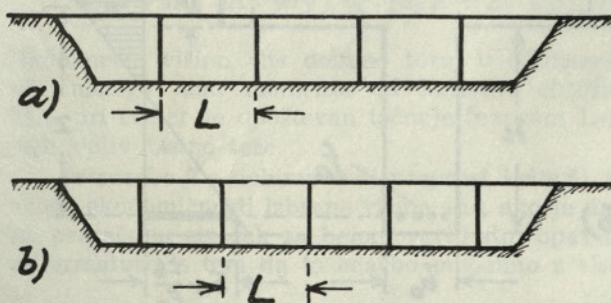
Znano je, kako obsežen je delež armiranobetonskih konstrukcij pri celotni vrednosti gradbenih konstrukcij. In v zvezi z veliko množino in vrednostjo armiranobetonskih konstrukcij more že manjša izboljšava tehnike dimenzioniranja teh objektov prinesiti našemu gospodarstvu znatne prihranke. Zato so v tem referatu zbrani nekateri zaključki iz avtorjevega študija te problematike. In ti zaključki omogočajo na dokaj preprost način, da hitro ugotavljamo ekonomske dimenzije običajnih armiranobetonskih zgradb. Za neobičajne in v tem elaboratu neobravnane vrste armiranobetonskih konstrukcij seveda skoro ni druge poti, kot da izračunamo ceno posameznih variant, in tako ugotovimo najbolj ekonomično med njimi. Tak postopek je seveda prilično zamuden, in zato ravno podajamo v naslednjem nekatere postopke, ki hitreje omogočajo ugotavljanje ekonomskih dimenzij in kriterije, ki veljajo za primer ekonomičnosti.

Postopki, ki jih elaborat navaja, so koristni najprej pri izdelavi idejnih projektov, ker omogočajo hitro ugotovitev ekonomskih osnovnih dimenzij. Podrobnejši obrasci, ki so v elaboratu navedeni, potem dobro služijo pri določevanju definitivnih dimenzij za glavni projekt. Končno podaja referat tudi enostavne sumarne kriterije za ekonomsko dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij, ki pridejo v poštev za neposredno oceno, presojo oz. kontrolo projektov v pogledu ekonomičnosti. Zlasti pravkar omenjeni kriteriji predstavljajo novost v teoriji ekonomike konstrukcij in je na osnovi teh kriterijev možno preverjati ekonomičnost konkretnega projekta že s preprostim proučevanjem stroškovnika za dani projekt.

Elaborat obravnava najprej problematiko razponskih konstrukcij tj. nosilcev, obremenjenih pretežno na upogib. Nato sledi izvajanja za podporne konstrukcije tj. za stebre stavb, podporne mostnih konstrukcij in podobno. S tem, da je najprej posebej obdelana problematika razponskih

konstrukcij in nato še podpornih konstrukcij, moremo končno preiti še na problematiko ekonomike celotnih konstrukcij tj. na kombinacije razponskih in podpornih konstrukcij, ter podati kriterije za ekonomski razstoj stebrov, za odnos med stroški armature in betona in podobno. Na koncu so podane še generalne cenitve, kolikšen je prihranek, če upoštevamo dane kriterije, s čimer je podana možnost, da hitro precenimo, ali je racionalno izpreminjati dimenzije, da bi dosegli še večjo ekonomičnost oz. da se to nadaljnje variiranje ne izplača.

Seveda predstavljajo podani kriteriji in obrazci le določen približek. Vendar je mogoče prikazati, da nam daje že upoštevanje teh približno zasnovanih formulacij v večini primerov zadostno ekonomičnost. Če npr. variiramo pri viaduktu z dolžino polja L po sk. 1, bi dobili celotno ceno objekta C v obliki krivulje »T«, upoštevajoč točne podatke iz posameznih izdelanih variant. Potem je ekonomska dolžina polja L_t s ceno C_t . Če pa uporabimo približne postopke, npr. po tem elaboratu, bi dobili ceno objekta po približni krivulji »P«, z ekonomsko dolžino polja L_p in točno ceno objekta pri tej dolžini polja C_p . Točnejša ekonomska dolžina polja L_t se pri tem morda res vidneje razlikuje od približne vrednosti L_p , toda ekonomski efekt te večje točnosti je majhen, če upoštevamo, da je razlika cen C_t in C_p sorazmerno le malo pomembna. Tako torej sorazmerno majhna točnost izpeljav za kriterije o ekonomskem dimenzioniranju že zadovoljivo pripelje do dovolj uporabnih rezultatov. Vzrok za ta zaključek pa je v tem, da so krivulje v okolici minimumov dokaj ploske in odmik od točnega minimuma le malenkostno poveča ceno nasproti točni najcenejši varianti. Za prakso je končno pomembno tudi to, da moramo število polj zaokrožiti na celo število in je s tem potreba po zelo točnem določevanju najugodnejšega razpona še manjša. Analogno velja tudi za druge obravnane primere.



Sk. 1

K izvajanim kriterijem in obrazcem je seveda treba pripomniti, da v nekaterih primerih ugotovljenih ekonomskih dimenzij ne moremo aplicirati, ker bi s tem prekoračili npr. dopustno napetost betona ali bi ne mogli vse armature udobno spraviti v dani profil ali bi dobili neestetsko velike ali majhne dimenzije. V takih primerih je treba usvojiti dimenzije, ki so izračunanem ekonomskim vrednostim čim bližje, pri čemer se zavedamo, da so tu pač še drugi vzroki, ki ne dopuščajo še večje pocenitve objekta. Ne bi bilo težko podati takih omejitev tudi v tem elaboratu, toda omejitev v razpoložljivem obsegu teksta nas sili, da se zadovoljimo le s to pripombo, in se v nadaljnjem v to problematiko ne spuščamo.

2. Problematika razponskih konstrukcij

2.1 Splošno

Med razponskimi konstrukcijami razlikujemo v pogledu ekonomske problematike zlasti nosilce, pri katerih je širina »b« voljena (fiksirana), nadalje nosilce, kjer je ta širina svobodno voljiva, in končno še primer, ko gre za svobodno voljivo širino, in pri tem še za variiranje debeline plošče nad nosilcem.

V prvo skupino nosilcev s fiksirano širino spadajo zlasti plošče, kjer imamo podatek za moment na 1 meter širine, in je torej vrednost »b« fiksirana z $b = 1,00$ m. Izpeljave za prvo tipo torej vsebujejo tudi primer ploščatih konstrukcij, s tem da vzamemo $b = 1,00$ m.

V drugo skupino zlasti spadajo rebrasti nosilci, pri katerih je debelina plošče iz teh ali onih razlogov že fiksirana. Gre tedaj le za določitev ekonomske višine rebra. V teh okoliščinah nam prerez rebra diktira prečna sila in z njo vezane glavne natezne napetosti. V tem primeru bi mogli prerez rebra tudi definirati z določenim razmerjem višine proti širini, kar pa nima globljega statičnega pomena. Je pa ta primer obravnavan pri stebrih (pod 3,3) kjer zahtevamo docela utemeljeno to, da je ta odnos fiksiran (npr.: stebri kvadratičnega prereza, z razmerjem stranic 1:2, 2:3 itd.).

Tretja skupina primerov upošteva, da dobimo lahko ploščo pri rebrastem nosilcu samo zase z najbolj ugodno debelino. Toda, če bi to debelino še zmanjšali, bi se zmanjšala obtežba rebra in bi se s tem cena konstrukcije še zmanjšala. Gre torej za istočasno ugotavljanje ekonomske debeline plošče in ekonomske višine rebra.

S tem smo torej v glavnem zajeli najpogostnejše razpanske konstrukcije, za druge zvrsti so ponekod možni analogni postopki, ali pa je treba ekonomsko izvedbo ugotoviti z zamudnejšo primerjavo variant.

2.2 Razpanska konstrukcija s fiksirano širino

$$b = b_0$$

Upošteevamo nosilec z višino »h« in širino b_0 , ki nosi montažne plošče po sk. 2 a oz. rebrasti nosilec z višino rebra »h« s ploščo višine »v«. V obeh primerih sta višina plošče »v« in širina nosilca b_0 fiksirani. Ker je torej plošča (monolitna oz. montažna) že dana, gre za minimalno ceno nosilca oz. rebra s prerezom betona $F_n = h \cdot b_0$:

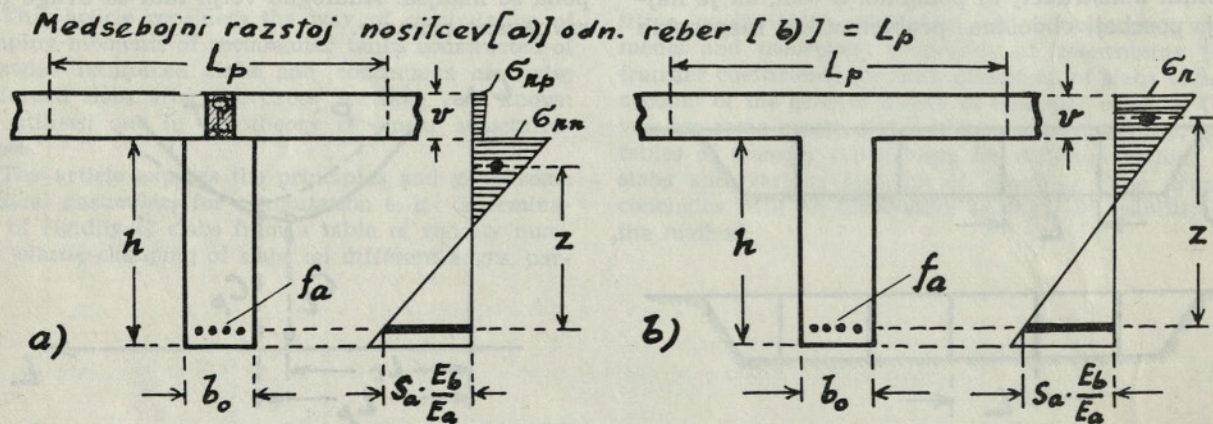
$$C_n = C_{an} + C_{bn} + C_{vn} = \min. \quad \dots 1$$

Tu pomeni C_n ceno nosilca s prerezom F_n , C_{an} ceno armature nosilca, C_{bn} ceno betona nosilca, in C_{vn} ceno vertikalnega opaža vse na 1 m nosilca. Cene horizontalnega opaža ne upoštevamo, ker je ne glede na variacije z h in b_0 konstanta pri zgradbi, in je enaka produktu iz florisne ploskve in cene na 1 m^2 .

Vrednost C_{bn} zavisi od cene betona B (za 1 m^3), vrednost C_{vn} od cene vertikalnega opaža V (za 1 m^2) in sledi (vse dimenzije v metrih):

$$C_{bn} = h \cdot b_0 \cdot B \quad C_{vn} = 2 \cdot h \cdot V \quad \dots 2 \text{ ab}$$

Vrednost C_{an} zavisi od upogibnega momenta M_n , ki ga razdelimo na moment zaradi lastne teže M_{n1} in na moment zaradi koristne obtežbe (plošča in kar plošča nosi): M_{nk} . Vrednost M_{n1} zavisi od prost. teže armiranega betona »g«, od razpona no-



Sk. 2

silca L_n in prop. faktorja »m« (ki velja za prosto-ležeči nosilec $m = 1/8$, za polnovpeti nosilec $m = 1/24$, splošno pri obtežbi p:

$$M_p = p \cdot L_n^2 \cdot m, m = M_p/p \cdot L_n^2$$

$$M_{nl} = b_0 \cdot h \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m, \text{ tukaj } p = b_0 \cdot h \cdot g, \\ M_p = p \cdot L_n^2 \cdot m, m = M_p/p \cdot L_n^2 \quad \dots 3 \text{ abcd}$$

Ako uvedemo prerez armature nosilca $f_n = M/y \cdot h \cdot S_a$ (cm^2), ako $M \dots \text{tm}$, $h \dots \text{m}$, $S_a \dots \text{t/cm}^2$, kjer je $y = z/h$, $z = \text{stat. višina}$ in $S_a = \text{dop. napetost armature}$. Pri skici 2 a velja $y \doteq 0,8$ (približno za pravokotni prerez) pri skici 2 b pa $y \doteq 1$ (rebrasti prerez). Teža armature je potem v kg/m $f_n \cdot 0,785 \cdot r_0 = f_n \cdot w$, kjer je r_0 korekcijski faktor zaradi stremen itd. po prof. dr. ing. Kasalu (literatura L-1) za razne konstrukcije:

prostoležeči nosilec $r_0 \doteq 1,34$; $0,785 \cdot r_0 = w \doteq 1,05$
 prostoležeča plošča $r_0 \doteq 1,30$; $0,785 \cdot r_0 = w \doteq 1,02$
 kontinuirni nosilec $r_0 \doteq 1,92$; $0,785 \cdot r_0 = w \doteq 1,50$
 kontinuirna plošča $r_0 \doteq 1,78$; $0,785 \cdot r_0 = w \doteq 1,40$

Opomba: v L-1 je oznaka $w = r!$

Cena armature na 1 kg naj znaša A, potem je cena armature na 1 m nosilca:

$$C_{an} = A \cdot f_n \cdot w = M_n \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a \\ w = 0,785 \cdot r_0 \quad \dots 4 \text{ ab}$$

Z upoštevanjem: $M_n = M_{nl} + M_{nk}$ sledi:

$$C_{an} = b_0 \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m \cdot A \cdot w/y \cdot S_a + \\ + M_{nk} \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a \quad \dots 5$$

Iz te enačbe vidimo, da je strošek armature zaradi momenta vsled lastne teže neodvisen od višine »h« in znese to $C_{anl} = (b_0 \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m/y \cdot S_a) \cdot A \cdot w$. Tako dobimo končno izraz za C_n :

$$C_n = C_{anl} + M_{nk} \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a + \\ + h \cdot b_0 \cdot B + 2 \cdot h \cdot V \quad \dots 6$$

Nosilec bo najcenejši v primeru, da postavimo $dC_n/dh = 0$:

$$- M_{nk} \cdot A \cdot w/y \cdot h^2 \cdot S_a + b_0 \cdot B + 2 \cdot V = 0 \\ \text{ali:} \quad \dots 7 \text{ a}$$

$$h = \sqrt{M_{nk} \cdot A \cdot w/y \cdot S_a \cdot (b_0 B + 2 \cdot V)} \dots 7 \text{ b}$$

Ekonomsko višino »h« dobimo torej v odvisnosti od znanega nam momenta od koristne obtežbe M_{nk} , pri čemer je upoštevan točneje (napram L-1) tudi vpliv lastne teže.

Iz enačbe 7 a dobimo tudi preprost kriterij za oceno ekonomičnosti izbrane višine »h«, ako je dan po proračunu strošek za beton, vertikalni opaž in za armaturo, s tem da to enačbo množimo z »h«:

$$M_{nk} \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a = b_0 \cdot h \cdot B + 2 \cdot h \cdot V \quad \dots 8$$

ali, z upoštevanjem, da je $M_{nk} = M_n \cdot \frac{M_{nk}}{M_n}$ in je vrednost $M_n \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a = C_{an}$:

$$C_{an} \cdot \frac{M_{nk}}{M_n} = C_{bn} + C_{vn} \quad \dots 9$$

Strošek armature zaradi kor. obtežbe $C_{an} \cdot M_{nk}/M_n$ je torej pri ekonomskem dimenzioniranju enak vsoti stroškov za beton in vertikalni opaž. Često je $M_{nk}/M_n \doteq 1$, in sledi, da je tedaj strošek armature približno enak vsoti stroškov za beton in vertikalni opaž.

Za ploščo [M_{nk} vzet na 1 m širine in pomeni vpliv kor. obtežbe na plošči] velja nekoliko izpremenjen izraz za »h« po enačbi 7 b, ker je tam vzeti $b_0 = 1,00 \text{ m}$ in $V \doteq 0$ [na 1 m plošče ne odpade skoraj nič vertikalnega opaža]. Enačba 9 pa ostane v veljavi pri $C_{vn} \doteq 0$.

2,3 Razponska konstrukcija s svobodno širino $b = b_0$

Upošteevamo iste nosilce po sk. 2 a in 2 b, s to razliko, da smemo sedaj širino b_0 prosto voliti. V takem primeru volimo širino b_0 čim ožjo, le toliko, da ne prekoračimo neke pametne vrednosti za glavno natezno napetost. Tu lahko volimo prerez, ko ni potreba poševne armature $T_b = 4,5 \dots 6 \dots 7,5 \text{ kg/cm}^2$, za marke 160, 220 ozir. 300 kg/cm^2 ali da je T_b za iste marke $12 \dots 15 \dots 18 \text{ kg/cm}^2$, ko imamo ob podpori ravno še možnost izvajati običajno poševno armaturo. Ali pa volimo T_b kje vmes. Iz tega sledi, ako je Q_n največja prečna sila v nosilcu:

$$T_b = Q_n/z \cdot b_0 = Q_n/y \cdot h \cdot b_0 \quad \dots 10 \text{ a}$$

Vrednost Q_n izrazimo z vplivom lastne teže: $Q_{nl} = b_0 \cdot h \cdot g \cdot L_n \cdot q$ (kjer je pri obtežbi p vrednost $Q_p = p \cdot L_n \cdot q$, $q = Q_p/p \cdot L_n$, za prostoležeči nosilec $q = 0,5$) in vplivom kor. obtežbe Q_{nk} , ki je znan. Sledi (po enačbi 10):

$$Q_n = Q_{nl} + Q_{nk} = b_0 \cdot h \cdot g \cdot L_n \cdot q + Q_{nk} = \\ = T_b \cdot h \cdot b_0 \cdot y \quad \dots 10 \text{ b}$$

Sledi $F_n = h \cdot b_0 = Q_{nk}/(T_b \cdot y - g \cdot L_n \cdot q)$, ki je konstantna vrednost pri danem razponu L_n in izbrani napetosti T_b , tj. od višine »h« neodvisna vrednost. Ako je dana vrednost »h« sledi:

$$b_0 = F_n/h \quad F_n = Q_{nk}/(T_b \cdot y - g \cdot L_n \cdot q) \\ \left\{ \begin{array}{l} T_b \dots \text{t/m}^2 \text{ (npr. } 6 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ t/m}^2) \\ g = 2,5 \text{ t/m}^3 \\ Q_k \dots \text{t, } L_n \dots \text{m} \end{array} \right. \quad \dots 11$$

Vrednost »h« dobimo tako, da postavimo odvod $dC_n/dh = 0$, kot sledi iz naslednjih izvajanj:

Iz $C_{bn} = b_0 \cdot h \cdot B$ sledi $C_{bn} = F_n \cdot B = \text{const.}$; ostane $C_{vn} = 2 \cdot h \cdot V$. Po enačbi 4 a in 3 a sledi:

$$C_{an} = M_n \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a,$$

$$M_n = M_{nk} + M_{nl} = M_{nk} + F_n \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m \dots 12 \text{ ab}$$

Ker je F_n konstanta pri danem razponu, je torej sedaj M_n konstanta, neodvisna od višine h . Sledi:

$$C_n = C_{an} + C_{bn} + C_{vn} =$$

$$= M_n \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a + F_n \cdot B + 2 \cdot h \cdot V \dots 13$$

In odvod:

$$d C_n / d h = - M_n \cdot A \cdot w/y \cdot h^2 \cdot S_a + 2 \cdot V = 0 \dots 14$$

Tako dobimo ekonomsko višino »h«:

$$h = \sqrt{(M_{nk} + F_n \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m) \cdot A \cdot w/y \cdot S_a \cdot 2 \cdot V} \dots 15$$

kjer smo za M_n že vpisali izraz iz enačbe 12. (Sledi b_0 po enačbi 11).

Zanima nas še splošni kriterij za pravilno izbrano višino h : Enačbo 14 pomnožimo z »h« in sledi:

$$M_n \cdot A \cdot w/h \cdot S_a \cdot y = 2 \cdot h \cdot V \text{ ali } C_{an} = C_{vn} \dots 16$$

Kriterij torej pravi, da je pri ekonomsko izbrani višini »h« strošek armature enak strošku vertikalnega opaža. To daje zelo visoke profile, in zato često vzamemo manjši »h«, kot je to ekonomsko.

2.4 Razpanska konstrukcija z variabilno širino b_0 , variabilno višino h in variabilno višino plošče v

Spet vzamemo v pretres konstrukcije po sk. 2 a in 2 b, toda sedaj upoštevamo dodatno še variabilnost debeline plošče »v«.

En način bi bil pri tem ta, da bi višino plošče izračunali po en. 7 b, z upoštevanjem, da je moment koristne obtežbe plošče na 1 m širine M_{pk} mesto M_{nk} , vrednost w_p mesto w , vrednost y_p mesto y , da je $b_0 = 1,00$ m, ter vpliv opaža V zanemarljiv, vse v smislu zaključka poglavja 2,2. Tudi dop. napetost in cena armature je lahko druga, tj. S_{ap} in A_p , in potem dobimo:

$$v = \sqrt{M_{pk} \cdot A_p \cdot w_p / y_p \cdot S_{ap} \cdot B} \dots 17$$

s tem podatkom bi potem izračunali višino rebra »h« po en. 15, vrednost M_{nk} upošteva pomično obtežbo in sedaj že znano lastno težo plošče.

Toda s tem, da to debelino plošče še nekoliko zmanjšamo, sicer malenkostno podražimo ploščo, a znatno pocenimo glavni nosilec tj. rebro in se le vprašamo, koliko je potrebno gornjo vrednost »v« zmanjšati, da dosežemo najcenejšo konstrukcijo. Pri prevelikem zmanjšanju namreč postane podražitev plošče prevelika.

Da rešimo ta problem, nastavimo enačbo za ceno celotne konstrukcije $C_{np} = C_{np}(h, v)$, in po-

stavimo pogoja $\partial C_{np} / \partial h = 0$, $\partial C_{np} / \partial v = 0$. Rezultati so naslednji:

$$C_{np} = C_n + C_p \dots 18$$

kjer je C_n cena nosilca na 1 m, in C_p cena plošče za eno polje razpona L_p in za 1 m dolžina nosilca. Po en. 13 imamo:

$$C_n = C_{an} + C_{bn} + C_{vn}, \quad C_{bn} = F_n \cdot B,$$

$$C_{vn} = 2 \cdot h \cdot V \quad C_{an} = M_n \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a \dots 19$$

Vrednosti F_n in M_n je treba sedaj podrobneje izraziti. Upoštevamo enačbo 10 a in 10 b in sledi v naših razmerah, ko je višina plošče variabilna:

$$T_b \cdot z \cdot z \cdot b_0 = T_b \cdot y \cdot h \cdot b_0 = Q_{nz} + b_0 h \cdot g \cdot$$

$$\cdot L_n \cdot q + q \cdot L_n \cdot (v \cdot g \cdot L_p \cdot q_p) \dots 20$$

kjer je prvi člen vpliv znane obtežbe na plošči, zadnji pa vpliv teže plošče, oba skupaj torej Q_{nz} po en. 10 b. Vrednost q_p velja za ploščo; če gre za razne vpetostne razmere pri plošči, more biti q_p različen od 1,00. (Vrednost q_p dobimo iz akcije A_{pl} plošče na nosilec: $A_{pl} = v \cdot L_p \cdot g \cdot q_p$ in iz tega $q_p = A_{pl} / v \cdot L_p \cdot g$). Iz tega:

$$b_0 \cdot h = F_n = (Q_{nz} + L_n \cdot v \cdot L_p \cdot g \cdot q \cdot q_p) /$$

$$/(y \cdot T_b - g \cdot L_n \cdot q) \dots 21 \text{ a}$$

$$b_0 = F_n / h \dots 21 \text{ b}$$

Opazimo, da je vrednost F_n funkcija višine »v«, ne pa tudi višine h , pri danih vrednostih Q_{nz} , L_p , q , q_p , g , T_b in L_n . Ostane še izračun momenta M_n . Z upoštevanjem gornjega velja ($M_{nz} \dots$ moment nosilca zaradi kor. obtežbe na plošči):

$$M_n = M_{nz} + v \cdot L_p \cdot g \cdot q_p \cdot L_n^2 \cdot m +$$

$$+ F_n \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m \dots 22$$

Pri tem predstavljata prva dva člena vrednost M_{nk} po en. 12 ab.

Vrednost C_p izrazimo v obliki cene za armaturo plošče C_{ap} , in cene za beton plošče C_{bp} ; oboje za 1 m dolžine nosilca, in za eno polje plošče širine L_p . Dobimo po en. 5, mutatis mutandis; in po en. 2 a:

$$C_{ap} = [1,00 \cdot g \cdot L_p^2 \cdot m_p \cdot A_p \cdot w_p / y_p \cdot S_{ap} +$$

$$+ M_{pk} \cdot A_p \cdot w_p / y_p \cdot v \cdot S_{ap}] \cdot L_p$$

$$C_{bp} = v \cdot L_p \cdot B, \quad C_p = C_{ap} + C_{bp} \dots 23$$

(M_{pk} = moment v plošči zaradi koristne obtežbe na plošči, za 1 m širine; m_p = vrednost »m« po en. 3, veljavna za ploščo.) S tem dobi enačba za C_{np} (= en. 18) obliko:

$$C_{np} = \frac{A \cdot w}{y \cdot h \cdot S_a} \left(M_{nz} + v \cdot L_p \cdot g \cdot q_p \cdot L_n^2 \cdot m + \right.$$

$$\begin{aligned}
 & + \frac{Q_{nz} + L_n \cdot v \cdot L_p \cdot g \cdot q \cdot q_p}{y \cdot T_b - g \cdot L_n \cdot q} \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m \Big) + \\
 & + \frac{Q_{nz} + L_n \cdot v \cdot L_p \cdot g \cdot q \cdot q_p}{y \cdot T_b - g \cdot L_n \cdot q} \cdot B + 2 \cdot h \cdot V + \\
 & + v \cdot L_p \cdot B + [g \cdot L_p^2 \cdot m_p \cdot A_p \cdot w_p / y_p \cdot S_{ap} + \\
 & + M_{pk} \cdot A_p \cdot w_p / y_p \cdot v \cdot S_{ap}] \cdot L_p \quad \dots 24
 \end{aligned}$$

Slede odvodi, ki jih postavimo enake ničli:

$$\begin{aligned}
 \partial C_{np} / \partial h = & - \frac{A \cdot w}{y \cdot h^2 \cdot S_a} \cdot (M_{nz} + v \cdot L_p \cdot g \cdot q_p \cdot \\
 & \cdot L_n^2 \cdot m + F_n(v) \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m) + 2V = 0 \quad \dots 25 a
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h = \sqrt{\frac{A \cdot w \cdot [M_{nz} + v \cdot L_p \cdot g \cdot q_p \cdot L_n^2 \cdot m + F_n(v) \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m]}{y \cdot S_a \cdot 2 \cdot V}} \\
 \dots 25 b
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_n(v) = & (Q_{nz} + L_n \cdot v \cdot L_p \cdot g \cdot q \cdot q_p) / \\
 & / (y \cdot T_b - g \cdot L_n \cdot q) \quad \dots 25 c
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \partial C_{np} / \partial v = & \frac{A \cdot w}{y \cdot h \cdot S_a} \{ L_p \cdot g \cdot q_p \cdot L_n^2 \cdot m + \\
 & + [L_n \cdot L_p \cdot g \cdot q \cdot q_p / (y \cdot T_b - g \cdot L_n \cdot q)] \cdot \\
 & \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m \} + L_p \cdot B + \frac{L_n \cdot L_p \cdot g \cdot q \cdot q_p}{y \cdot T_b - g \cdot L_n \cdot q} \cdot B - \\
 & - \frac{M_{pk} \cdot A_p \cdot w_p \cdot L_p}{y_p \cdot v^2 \cdot S_{ap}} = 0 \quad \dots 26 a
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v = \sqrt{\frac{M_{pk} \cdot A_p \cdot w_p / y_p \cdot S_{ap}}{\frac{A \cdot w}{y \cdot h \cdot S_a} \cdot (g \cdot q_p \cdot L_n^2 \cdot m + H_p \cdot g \cdot L_n^2 \cdot m) + H_p \cdot B + B}} \\
 \dots 26 b
 \end{aligned}$$

$$H_p = L_n \cdot g \cdot q \cdot q_p / (y \cdot T_b - g \cdot L_n \cdot q) \quad \dots 26 c$$

Izračun vrednosti »h« in »v« sledi s postopnim približevanjem. Volimo npr. najprej vrednost »v« približno po en. 17, vstavimo to vrednost v en. 25 c in 25 b, sledi prva aproksimacija za vrednost »h«. To vrednost »h« vstavimo v en. 26 b, sledi druga aproksimacija za višino »v«. Uporabimo potem spet en. 25 c in 25 b in dobimo izboljšano višino »h« itd. Na splošno zadostuje samo nekajkratna ponovitev postopka.

Kakor vidimo (en. 25 a), ostane kriterij za višino »h« neizpremenjen, tj. po enačbi 16, cena armature nosilca naj bo enaka ceni vert. opaža nosilca. Po en. 26 a pa sledi (množenje z »v«), da naj je strošek armature plošče zaradi M_{pk} enak skupaj prirastku stroškov armature in betona pri nosilcu, ki nastane zaradi obtežbe nosilca z lastno težo plošče, in strošku betona plošče.

2,5 Zaključki k poglavju 2

Iz podanega je razvidno, da je po en. 7 b, 15 in po sistemu enačb 25 b in 26 b možno neposredno izračunati ekonomske višine reber plošč oziroma kombinacije teh elementov (pod 2,4). V računu je natančneje upoštevan tudi vpliv lastne teže konstrukcije, kar npr. v literaturi L-1 še ni zajeto.

Nadalje nam omogočajo kriteriji pod 2,2 ter 2,3 in 2,4 neposredno kontrolo izbranih dimenzij z ekonomskega stališča. Pri tem je zlasti pomembno to, da so ti kriteriji kot taki neodvisni od dopustnih napetosti, cen posameznih materialov, velikosti konstrukcij itd. Zato jih je mogoče uporabljati neodvisno od tega, ali gre za konstrukcijo v naši državi ali kjerkoli v tujini.

Pri reševanju najbolj ekonomične kombinacije pri dimenzioniranju plošče z rebrom je sicer treba delati s poizkušanjem, ki pa ni dolgo. Z ozirom na koristnost postopka je čas, uporabljen za ta račun, primerno amortiziran.

Postavljajo se seveda še dodatna vprašanja, npr. ekonomska razdalja med rebri L_p ob ekonomski višini »h« in ekonomski višini »v« in podobno. Taki in podobni primeri pa so na programu za nadaljno raziskovanje.

3. Problematika podpornih konstrukcij

3,1 Splošno

Problematika ekonomskega dimenzioniranja podpornih konstrukcij je na splošno težja kot pro-

blematika pri razponskih konstrukcijah. Medtem ko nastopa pri razponskih konstrukcijah na splošno le ena bistvena obremenitev, tj. en bistven parameter, tj. upogibni moment (prečna sila je podrejenega značaja), imamo pri problematiki podpornih konstrukcij, tj. stebrov in podobnih elementov, tri pomembne parametre podobne vplivne stopnje, tj. upogibni moment, osno silo in upoštevanje uklona.

Zato bo mogoče v tem poglavju podati nekaj manj podatkov in kriterijev za direktno ekonomsko dimenzioniranje in kontrolo gospodarnosti. V toliko večji meri pride tu v poštev zamudna izdelava variant in izbira tiste, ki je najprimernejša. Vendar so dosedanje avtorjeve študije omogočile, da poda vsaj nekaj tozadevnih prijemov za hitro obravnavanje ekonomičnosti in naj bi bili ti postopki vzpodbuda za nadaljno delo na tem področju.

Med temi prijemi bi najprej obravnavali stebre z majhno ekscentričnostjo rezultante, potem

stebre z izrazito veliko ekscentričnostjo in končno splošni primer poljubne ekscentričnosti, kjer se bomo koristno oprli na avtorjev že objavljeni grafikon napetostnih stanj pri ekscentričnem tlaku (L-2).

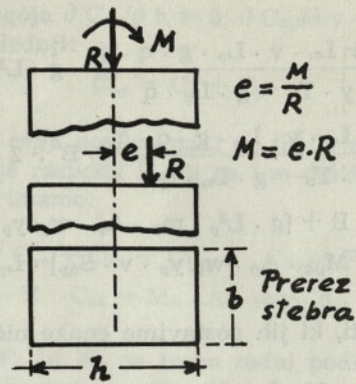
3,2 Stebri z majhno ekscentričnostjo rezultante

Ako prevladuje osna sila nad momentom, in je ves prerez tlačен, zlasti pa v primeru, da gre za skoro centrično rezultanto, imamo posebno pred očmi, da nadomesti 1 cm^2 armature 10 cm^2 betona. Ker pa stane 1 cm^2 armature znatno več kot 10 cm^2 betona (vse mišljeno kot prerez, ki nastopa npr. na dolžini 1 m), in sicer je tu razmerje približno $10 : 1$, navidez sledi, da armirani prerezi v teh okoliščinah niso racionalni, in da je treba voliti tolikšne prereze, da postane armatura nepotrebna.

V resnici zadeva ni tako enostavna, in to v zvezi s tem, da imamo pri nearmiranem prerezu manjše dopustne napetosti, in da imamo pri nearmiranem prerezu tudi znatno večji strošek za opaž. Če vse to proučimo, ugotovimo, da je najmanjša cena stebra v primeru majhne ekscentričnosti takrat, ko je statično potrebni prerez armature ravno enak predpisanemu prerezu minimalne armature.

To ugotovitev pojasnimo lahko po skici 3, kjer je podana cena stebra za 1 m dolžine v odvisnosti od prereza betona.

Ako volimo najprej zelo velik prerez betona (npr. točka 1), imamo primer nearmiranega betona pri neizkoriščenih dop. napetostih. Strošek je visok zaradi velike porabe betona in zaradi velike ploščine opaža. Z zmanjševanjem prereza betona (na liniji 1—2) se zmanjšuje tudi strošek opaža in cena pada dokaj enakomerno do točke 2. Na tem mestu smo dosegli dop. napetost nearmiranega betona, upoštevajoč ob enem tudi zmanjšanje te dop. napetosti zaradi uklonske nevarnosti. Če želimo še nadalje zmanjševati ceno, moramo sedaj profil armirati s predpisano minimalno armaturo. Cena skokoma naraste na črti 2—3, kjer predstavlja odsek



Sk. 4

2—3 strošek minimalne armature pri prerezu betona $F_b = F_{b2} = F_{b3}$. Nato cena še nadalje pada proti tč. 4, ker je pocenitev konstrukcije (manjši prerez betona, manj opaža) večja od povečanja predpisane minimalne armature, ki nekoliko narašča zlasti zaradi večje vitkosti pri manjšem prerezu. Tako dospemo končno do točke 4, ki predstavlja najnižjo točko naše črte, in ko je prerez toliko zmanjšan, da predpisana minimalna armatura več ne zadostuje in moramo vpeljati statično potrebno armaturo. Točka 4 torej predstavlja v naših razmerah najcenejšo rešitev: minimalna armatura po predpisu je tu enaka statično potrebni armaturi.

$$f_a - \text{stat.} = f_a - \text{min.}$$

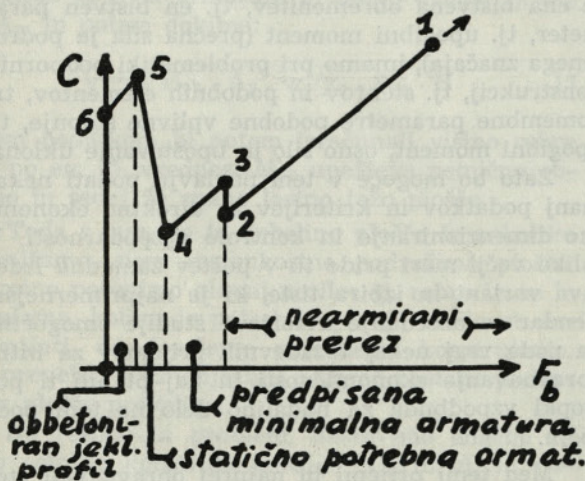
... 27

Če prerez betona še nadalje zmanjšujemo, moramo za vsako zmanjšanje v iznosu 10 cm^2 dodati ca. 1 cm^2 armature, v resnici nekaj več, ker se povečuje vitkost in se s tem dop. napetost betona zmanjšuje. Tak potek je od točke 4 do točke 5. V točki 5 je prerez armature že tolikšen, da je ceneje zanemariti nosilnost betona, in nadomestiti armaturo z jeklenim valjanim profilom. Pri slednjem tudi izkoristimo polno dop. napetost jekla, medtem ko je na liniji 4—5 napetost jekla le 10-kratna napetost betona, upoštevajoč naše predpise z $n = E_a/E_b = 10$. Na liniji 5—6 cena konstrukcije spet pada, ker se pri istem valjanem jeklenem profilu, ki računsko nosi celo težo, zmanjšuje samo obseg obložnega betona ter temu betonu pripadajočega opaža. V točki 6 dosežemo čisti jekleni stebel brez betona, vendar je tu cena normalno višja, kot v točki 4.

Pri majhni ekscentričnosti rezultante torej velja pravilo, da dobimo najcenejši prerez takrat, kadar je statično potrebna armatura ravno enaka po predpisih določeni minimalni armaturi, tj. približno takrat, kadar so dop. napetosti za arm. beton brez upoštevanja armature ravno izkoriščene.

3,3 Stebri z izrazito veliko ekscentričnostjo

Upoštevamo stebel pravokotnega prereza, s širino »b« in višino (v smeri momenta) »h« po sk. 4. Strošek za en meter dolžine takega stebra znaša:



Sk. 3

$$C = C_b + C_v + C_a \quad \dots 28$$

kjer sta vrednosti C_b in C_v (beton in opaž) enostavno določljivi:

$$C_b = b \cdot h \cdot B, \quad C_v = (2b + 2h) \cdot V \quad \dots 29$$

Cena za armaturo C_a ugotovimo iz prereza armature, ki ga v tem primeru izrazite ekscentričnosti ugotavljamo po Wuczkowskem. Ločimo primer z enojno (natezno) armaturo in primer z dvojno (natezno plus tlačno) armaturo. Ker pocenimo konstrukcijo, ki ima dvojno armaturo že s tem, da povečamo širino »b« in s tem izločimo tlačno armaturo, moramo v tej študiji primer dvojne armature izločiti, ker pride za ekonomsko dimenzioniranje v poštev le enojna armatura. (Izjeme so pri stebrih, kjer deformacija definira moment (temperatura, krčenje) in kjer event. vpliva na ekonomičnost bistveno še lastna teža). Za 1 cm^2 tlačne armature rabimo namreč v betonu nadomestek ca. 10 cm^2 tlačne betonske cone. Ker odpade na 10 cm^2 robne tlačne cone ca. 40 cm^2 osrednje tlač. cone in natezne cone, odpade na 1 cm^2 tlačne armature ca. 50 cm^2 betona, pri ohranitvi iste višine, in pri povečanju širine b. Ker stane 1 cm^2 armature približno toliko kot ca. 100 cm^2 betona, je torej nadomestitev tlačne armature z betonom umestna, če želimo cenejši prerez. Še večji uspeh imamo, če mesto povečanja širine uvedemo povečanje višine. Predpogoj za ekonomsko projektiranje pri veliki ekscentričnosti je torej na splošno enojna armatura. (Razen pri simetrični armature, kjer pa mora biti tlačna armatura manjša od natezne.) V takem primeru je prerez armature:

$$f_a = M_z/z \cdot S_a - R/S_a \quad M_z = M + R \cdot \dot{z} \quad \dots 30$$

Tu je M upogibni moment k težišču prereza, M_z k natezni armaturi, R rezultanta (tlačna sila), S_a napetost armature. Če uvedemo $z = y \cdot h$, $y = 0,80$ in $\dot{z} = 0,44 \cdot h$ (oddaljenost nat. armature od težišča), sledi:

$$f_a = M/y \cdot h \cdot S_a - 0,45 \cdot R/S_a \quad \dots 31$$

Iz tega dobimo po en. 4 ab (kjer je tu $w = 0,9 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{m}$):

$$C_a = f_a \cdot A \cdot w = M \cdot A \cdot w/y \cdot h \cdot S_a - 0,45 \cdot R \cdot A \cdot w/S_a \quad \dots 32$$

Uvedemo:

$$W = M \cdot A \cdot w/y \cdot S_a, \quad H = 0,45 R \cdot A \cdot w/S_a \quad \dots 33$$

in dobimo:

$$C_a = W/h - H; \quad W = \text{const.}, \quad H = \text{const.} \quad \dots 34$$

Če to uvedemo v en. 28 in 29, sledi:

$$C = b \cdot h \cdot B + (2b + 2h) \cdot V + W/h - H \quad \dots 35$$

Najcenejši steber sledi s tem, da odvod dC/dh postavimo enak ničli.

V prvem primeru upoštevamo širok mostni steber, ki ga računamo na 1 m širine, oziroma zanemarimo v drugem sumandu vrednost $2h$ nasproti vrednosti $2b$ in sledi:

$$C = b \cdot h \cdot B + 2bV + W/h - H \quad \dots 36$$

$$dC/dh = b \cdot B + 0 - W/h^2 - 0 = 0 \quad \dots 37$$

Če to enačbo pomnožimo z »h«, sledi po ureditvi:

$$h \cdot b \cdot B = W/h \quad \text{tj.} \dots C_b = C_a + H \quad \dots 38$$

Ker je vrednost H znana vrednost $0,45 \cdot R \cdot A \cdot w/S_a$ je možno uporabiti kriterij 38 v polni obliki. V mnogih primerih, zlasti pri zelo velikih ekscentričnostih, pa je vrednost H majhna nasproti vrednosti C_a in jo moremo zanemariti. Tedaj velja kot kriterij: Strošek armature naj bo pri primeru konstantne širine približno enak strošku betona. (Če upoštevamo kot montažno tlačno armaturo vrednost ca. $C'_a = H$, velja ta kriterij celo točneje: tedaj je C_a enak: $C_a = W/h - H + C'_a = W/h$.)

Če v tem primeru želimo zaradi momenta z obojnimi predznakom simetrično armaturo, velja

$$C_a = 2W/h - 2 \cdot H, \quad C_b = C_a + 2 \cdot H \quad (\text{kriterij}) \quad \dots 38 \text{ a}$$

kjer je člen $2 \cdot H$ težje zanemariti, a za prvo oceno lahko tudi to storimo v obliki kriterija:

$$C_b > C_a, \quad C_b \doteq C_a.$$

V drugem primeru upoštevamo steber s konstantno obliko, ko je razmerje b/h konstantno: $b = u \cdot h$, $u = b/h = \text{const.}$ in sledi po en. 35

$$C = u \cdot h^2 \cdot B + (2u + 2) \cdot h \cdot V + W/h - H \quad \dots 39$$

Z odvajanjem dobimo:

$$dC/dh = 2 \cdot u \cdot h \cdot B + (2u + 2) \cdot V - W/h^2 - 0 = 0 \quad \dots 40$$

Enačbo 40 pomnožimo z vrednostjo »h« in sledi:

$$2 \cdot u \cdot h^2 \cdot B + (2u + 2) \cdot h \cdot V - W/h = 0 \quad \dots 41$$

ali v obliki kriterija:

$$2 \cdot C_b + C_v = C_a + H \quad \dots 42$$

Pri velikih ekscentričnostih, in z upoštevanjem potrebe po montažni armaturi na tlačni strani velja podobno kot v prvem primeru približno: $2 \cdot C_b + C_v = C_a$, tj. strošek armature naj bo enak strošku opaža povečanemu za dvojni strošek betona.

V primeru momenta z dvojnimi predznakom želimo morda simetrično armaturo in podobno kot v prvem primeru imamo:

$$C_a = 2 \cdot W/h - 2 \cdot H,$$

$$2 C_b + C_v = 2 \cdot W/h = C_a + 2 \cdot H \quad \dots 43$$

Tudi tu je sumand $2 \cdot H$ težje zanemariti, ker sedaj ni montažne armature (po ena glavna na vsaki strani), a za prvo oceno se more tudi to tolerirati v obliki:

$$2 C_b + C_v > C_a, \quad 2 C_b + C_v \doteq C_a$$

Iz enačb 37 in 40 je možno tudi izračunati konkretno vrednost »h« in sledi:

po enačbi 37: $h = \sqrt{W/B \cdot b} \quad \dots 44 a$

po enačbi 40: $h =$

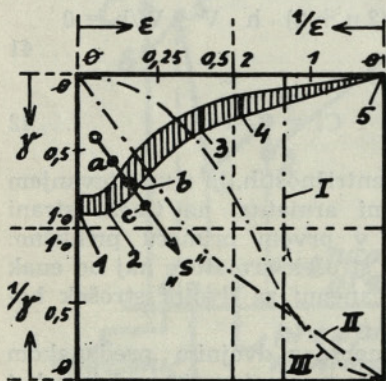
$$\sqrt[3]{-(u+1) \cdot V \cdot h^2/B \cdot u + W/2 \cdot u \cdot B} \quad \dots 44 b$$

Pomen teh enačb je manjši, enačbo 44 b rešimo najhitreje s poizkušanjem. (V primeru zahteve po simetrični armaturi vstavimo mesto W prednost $2W$ (po enačbi 33.)

3,4 Splošni primer poljubne ekscentričnosti

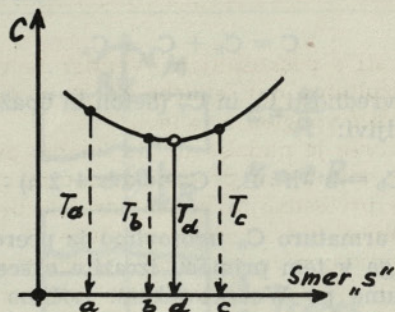
Iz poglavja 3,2 smo ugotovili, da ustreza pogoju ekonomičnosti enakost statično potrebne in predpisno določene minimalne armature pri majhnih ekscentričnostih, oziroma pogoj enojnosti armature pri velikih ekscentričnostih.

Čeprav igra pri teh kriterijih znatno vlogo tudi vpliv uklona (ustrezno zmanjšanje napetosti), in pa razmerje enotnih cen med betonom, opažem in armaturo (B, V, A), je možno na osnovi gornjega postaviti, da se v smislu sk. 5 mora nahajati na »Grafikonu napetostnih stanj« naša točka T (ϵ, γ) nekje na šrafiranem področju. Na odseku 1—2—3 smo tedaj na meji med statično in predpisano minimalno armaturo, na odseku 3—4—5 pa na področju ob meji enojne armature. Podrobneje je treba seveda najboljšo možnost ugotoviti s poizkusom, s tem da npr. na črti a—b—c ugotovimo stroške za primere s točko T v točkah a, b in c (Cene T_a, T_b in T_c po sk. 6 z optimumom v točki npr. d). Podrobneje o tem grafikonu gl. Gradbeni vestnik 1956/57,



Sk. 5

Primeri:
 za $h = \text{const.} \dots I$
 za $b = \text{const.} \dots II$
 za $b/h = \text{const.} \dots III$



Sk. 6

št. 45/46. Nekatere podrobnosti v zvezi s tem grafikonom pa kaže podčrtati že na tem mestu.

Ako je voljena točka T s koordinatama $\epsilon = \epsilon_i$ in $\gamma = \gamma_i$ sledi ob definicijah:

$$\epsilon = e/h, \quad \gamma = R/b \cdot h \cdot N, \quad e = M/R \quad \dots 45 abc$$

kjer je »e« ekscentričnost, »N« pa dop. napetost za beton za tak na robu armiranega prereza ($= [\sigma_r]$ po Gradbenem vestniku):

$$h = e/\epsilon_i, \quad b = R/\gamma_i \cdot h \cdot N \quad \dots 46$$

Če sedaj želimo, da je vrednost $h = \text{const.}$, sledi iz tega po enačbi 45 a

$$\epsilon = e/h = \text{const.} \quad \dots 47 a$$

in linija a—b—c je vertikala za dani ϵ . Če želimo, da je širina $b = \text{const.}$ sledi:

$$\epsilon = e/h, \quad \gamma = R/b \cdot h \cdot N, \quad \gamma/\epsilon = R/b \cdot N \cdot e = \text{const.} \quad \dots 47 b$$

tj. linija $\gamma = \gamma(\epsilon)$ je premica iz izhodišča. (Zaradi raznih meril na grafikonu so te linije na odsekih $\gamma < 1, \epsilon > 0,5$ in $\gamma > 1, \epsilon < 0,5$ ukrivljene.) Linija a—b—c naj bo del take linije.

Ako končno želimo, da je vrednost $u = b/h$ konstantna, tj. $b = h \cdot u$ sledi:

$$h = e/\epsilon, \quad \gamma = R/b \cdot h \cdot N = R/u \cdot h^2 \cdot N = (R/u \cdot e^2 \cdot N) \cdot \epsilon^2 \quad \dots 47 c$$

V tem primeru je linija $\gamma = \gamma(\epsilon)$ krivulja v vseh predelih grafikona, črto a—b—c je izbrati kot del te linije.

Po tem postopku je ugotoviti T_a, T_b, T_c itd. z upoštevanjem stroškov armature, betona in opaža in s tem dobimo dokaj hitro najcenejšo varianto.

Opomba: Ako je vitkost stebra večja od 35 (uklon!), je treba mesto dejanske obremenitve R, M uvesti v račun povečano (= »idealno«) obremenitev v smislu L-2, da bi ostala sk. 5 v veljavi.

3,5 Zaključki k poglavju 3

Problematika ekonomskega dimenzioniranja stebrov in drugih ekscentrično obremenjenih konstrukcij, je kot vidimo, komplicirana in je čisto

treba delati s poskušanjem. Vendar je tudi nekaj jasnih rezultatov npr. enačbe 27, 38 in 42, ki omogočajo dober vpogled v zadevo.

Zanimivo je nadalje to, da imamo pri vitkosti stebra 50, minimalni procent armature ca. 1,00 %, ko znaša pri sedanjih cenah strošek betona približno toliko, kot strošek armature. Tako se isti pogoj, merodajen za vel. ekscentričnost (enačba 38 z opombo), pokaže tudi pri mali ekscentričnosti in je torej uporabna v danih okoliščinah za vsakovrstne stebre.

Dodamo še to, da so podana izvajanja pripravnosti tudi za ekonomsko kontrolo ločnih konstrukcij, kjer tudi vidno nastopa ekscentrični tlak.

(Nadaljevanje sledi.)

Citirana literatura:

L-1: Kasal, Železobeton v praksi, Ljubljana 1944, str. 35, 36.

L-2: Turk, Poenostavitev računa armature pri ekscentričnem tlaku, Gradbeni vestnik, I. del. št. 45/46, (1956/57), II. del št. 61/64 (1958/59).

S. TURK:

ECONOMICAL DIMENSIONING OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS

Synopsis

Owing to the great multitude and value of existing reinforced concrete structures, even a little improvement of the dimensioning technique of those structures could bring considerable savings to our national economy. To this end some conclusions from the author's own investigations of these problems are brought together in the present article. These conclusions permit a rapid determination of the economical dimensions of reinforced concrete structures.

The methods, indicated in the article, are useful first in the elaboration of design since they permit a rapid determination of economical basic dimensions. Some more accurate formulas are well serving the determination of final dimensions for the principal design. At last the paper also exposes simple summary criteria for an economical dimensioning of reinforced concrete constructions to be considered in the evaluation resp. control of projects from the economical point of view.

Particularly the just mentioned criteria represent a novelty in the theory of economy of structures and some of them are given just in the present summary.

The article discusses first the problems of economy of girders subject to the bending load. From the argument it follows that the economical height of a girder is reached in the moment where the expenses for the reinforcement are equal to the expenses for the vertical forms. In the slabs resp. in the girders whose width is determined there is an economical requirement according to which the expenses for the reinforcement should be approximately equal to the sum of expenses needed for the concrete as well as vertical forms. From the arguments relating to the columns one can establish that in the case of a little excentricity of the resultant the cheapest cross-section is that when the static necessary reinforcement is identical to the prescribed minimal reinforcement i. e. when the expenses for concrete are approximately equal to the expenses for reinforcement. In the case of a great excentricity of the resultant it is appropriate from the economical point of view to use more reinforcement until the point is reached when the expenses of concrete, increased by the value of the vertical forms.

Problem konstrukcije težkih montažnih fasad

DK 62.002.2:72.012

IGOR BLUMENAU, DIPL. INŽ. ARH.

Uvod

Splošni trend razvoja oblikovanja fasad kaže tendence, ki bi se mogle zajeti v naslednjih skupinah:

— fasada postaja konstruktivni element ali pa obešeni zastor,

— kot zunanji material fasade se vedno bolj uporablja beton,

— fasadni elementi postajajo vse večji, težji in finalno obdelani v prefabrikaciji.

Tudi pri nas smo v zadnjih letih zabeležili mnogo uspešnih izvedb. Pokazali bomo nekaj objektov, pri katerih je GCS posredno ali neposredno sodeloval.

Vendar bo mogoče in koristno, ako najprej definiramo in analiziramo neke probleme, ki nastanejo pri projektiranju in izvedbi takih fasad. Pri tem bi se omejili samo na problematiko težkih montažnih fasad, kot je že v naslovu povedano.

Prvi problemi nastanejo pri formiranju projektne skupine. Pokazalo se je, da prav pri takih konstrukcijah velja pravilo, da ni več samostojnega projektanta, temveč da obstoji team enakopravnih soprojektantov, ki skupaj od vsega začetka zamišljajo, analizirajo in odločajo o projektu. Tak team mora biti sestavljen tako, da so zastopani: arhitekt oblikovalec, konstruktor, gradbeni fizik, organizator gradnje, strokovnjaki za opaže in prefabrikacijo (imenujemo jih tudi »tehnologi«), strojnik, zadolžen za mehanizacijo.

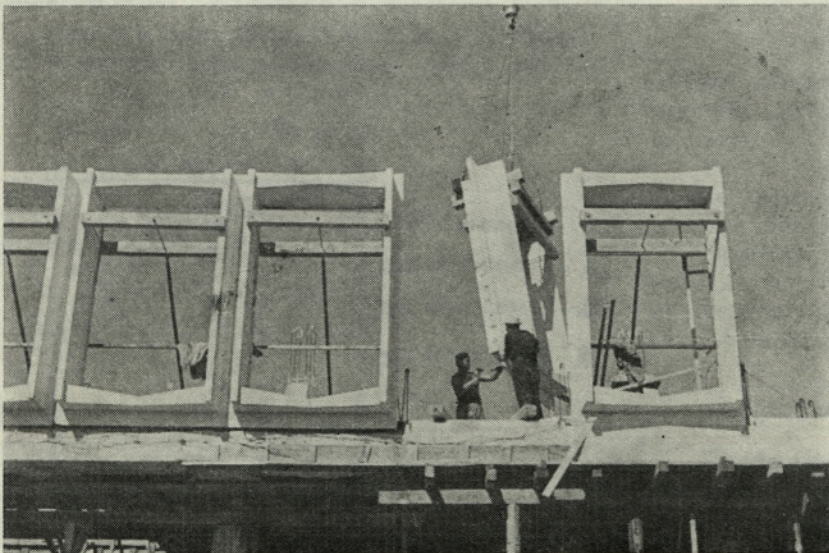
Kot drugo pravilo se kaže potreba, da se mora takoj po idejni zamisli najprej razpravljati o detajlu, da se mora montažni element fasade jasno definirati v obliki definitivnega izvedbenega načrta, vsaj v merilu 1 : 10 (a nekateri detajli tudi 1 : 1) in

da mora biti tehnologija izdelave in montaže že v teh fazah dela znana. Šele s takim elementom je mogoče pristopiti k izdelavi nadaljnje projektne in organizacijske dokumentacije.

Kot tretje pravilo se javlja potreba za izdelavo kompletne projektne dokumentacije, ki jo navadno imenujemo »integralni projekt« in ki ga definiramo tako, da taka projektna dokumentacija poleg znanega »glavnega objekta« vsebuje še: projekt organizacije gradbišča, mrežni plan akcije, operativne plane gradnje, plan mehanizacije, taktne plane napredovanja del in predvsem detajlne plane prefabrikacije in paralelizacije. Integralni projekt vsebuje tudi plan financiranja, plane delovne sile in delitev dela na brigade z njihovimi terminskimi plani, plan zagotovitve, dovoza in uskladiščenja materialov, plane kadrovske zasedbe itd. Ta drugi pasus sicer ni v neposredni zvezi s problemi težkih elementov fasade, vendar se že danes vidi, da tudi pri nas (kakor drugod po svetu) ni mogoče uspešno projektirati in izvesti industrializacije in racionalizacije nasploh, če se ne spustimo v detajlno planiranje in še bolj detajlno izvajanje akcije plana.

Kajti da gre, v danem primeru in obravnavani materiji, za industrijske metode gradnje, mora biti jasno. V industrijski metodi pa so glavni kontinuiteta del, planski roki prefabrikatov, finalnost teh prefabrikatov in uporaba ustrezne mehanizacije za izdelavo in montažo. Pri tem — da bi bili točnejši — razumemo pod mehanizacijo tudi opremo.

Kot četrto bi morali poudariti, da je pri taki gradnji potrebno vedeti celo vrsto novih stvari, ki jih v glavnem nismo prinesli iz šolskih klopi, ki pa se na žalost tudi redko najdejo v literaturi.



Sl. 1. Montaža elementov v Kopru

Poskusili bomo nekatere probleme pokazati v teoriji in na naših izvedbah.

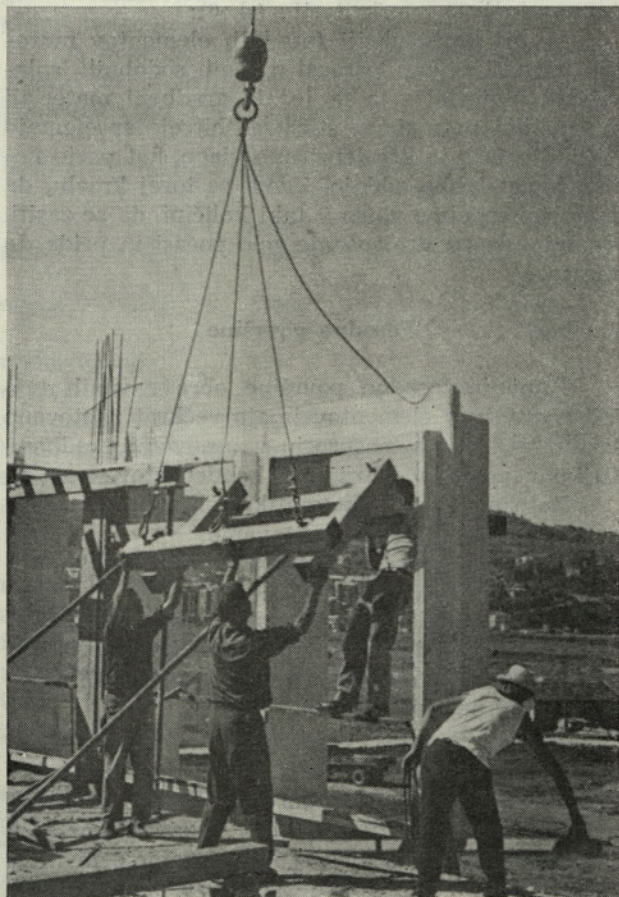
Pri tem ne bomo mogli prezreti tudi napak, ker te so pač zvesti spremljevalci vsakega napredka in se napake ne smejo jemati kot argument proti načelom, temveč samo kot pot do boljših izvedb. Napaka tudi ni znak nižje kvalitete projektnega in izvajalnega teama, večkrat pa je znak moralne moči, da se upamo prvič tvegati kako naknadno popravilo, da bi prišli naslednjič do višjih vrednot, konstruktorskih, estetskih in ekonomskih.

Tudi to je treba poudariti na tem kongresu, v obrambo pogumnih.

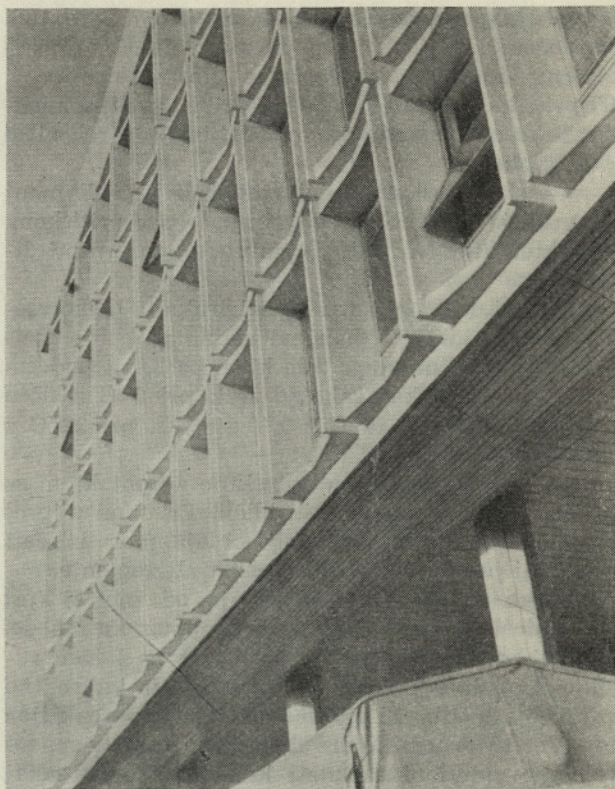
Zahteve gradbene fizike

Gradbena fizika, kot podlaga razvoja tehnologije v projektu in izvedbi, je v zadnjih desetih letih morala mnogo napredovati, da bi pojasnila storjene napake in dala podlago za korektne rešitve.

Naj mi bo dovoljeno, da kot majhno digresijo od teme pripomnim, da mi še danes niti teoretično niti praktično ne obvladamo nekaterih važnih domen, v katere spadajo predvsem: totalna akustična izolacija, poletni trend toplotne izolacije in osenče-



Sl. 2. Odvzem lesenega nosilnega jarma po montaži elementa v Kopru



Sl. 3. Končana fasada stavbe SDK v Kopru

vanja in mehanizem izmenjave zraka, povezan z ugodno klimo bivanja.

Pri vseh teh treh domenah smo šele na pol poti, a vse tri imajo svoj vpliv pri formiranju fasad iz težkih montažnih elementov.

Nemogoče je v kratkem referatu zajeti tudi zgolj najosnovnejše sektorje v taki obliki, da bi pojasnjevali sama dogajanja in načine izračunov. Zato bomo poskusili vsaj narediti neke vrste sistematizacijo problemov in pravil.

Kot prvo bi morali ugotoviti naslednje: kakor konstruktor vedno računa svojo konstrukcijo, tudi tedaj, ko že naprej ve, kakšen bo približno rezultat, tako mora tudi gradbeni fizik računati ali eksperimentalno dognati, kako se bo konstrukcija v fizikalnem pogledu ponašala. Danes nam znanost že nudi dovolj teoretskih in praktičnih pripomočkov, tabel, formul in modelov.

O difuziji in o kondenzatih

Na fasadah sta difuzija in določeni kondenzat vedno prisotna. Vprašanje je, ali v taki meri, da lahko pride do poškodb.

Difuzija temelji na naslednjih fizičnih zakonih: — topli zrak v prostorih ima manjšo ali večjo relativno vlažnost (pri objektih družbenega standarda od 30 do 80 odstotkov rel. vlage in normalno pozimi 18 do 22° C);

— taka mešanica zraka in vodne pare ima tendenco širjenja in zato povzroča določene pritiskne na zidove in horizontalne ploskve prostorov. Ti pritiski so mnogo večji kot laiki navadno mislijo. Tako npr. imamo pri $+20^{\circ}\text{C}$ in 75 % rel. vlagi $178,9\text{ kp/m}^2$;

— skoro vsi gradbeni materiali več ali manj propuščajo difundirajoči zrak in paro pod pritiskom. Karakteristiko imenujemo: faktor odpora proti difuziji;

— pri določeni temperaturi zraka ta lahko vsebuje samo določeno količino vodne pare (do zasičenosti). Količine vlage zelo hitro padajo s padcem temperature zraka. Tako je zrak pri 0°C zasičen s $4,86\text{ g/m}^3$, pri $+10^{\circ}\text{C}$ z $9,40\text{ g/m}^3$ in pri 22°C z $19,4\text{ g/m}^3$;

— zaradi difuzije ali direktno s kontaktom se zrak z relativno vlažnostjo hladi. Pri tem najprej postane zasičen, ko pa se dalje ohlaja, mora izločiti vlogo, ki jo imenujemo kondenzat ali znojenje.

Taka vlaga, ki torej prihaja od znotraj (pri hladilnicah v nasprotni smeri), povzroča škodo, najprej estetsko, potem kemijsko in na koncu rušilno (navadno direktno zaradi mraza in indirektno zaradi poškodb, ki povzročajo verižno reakcijo).

Ves ta proces danes obvladamo teoretično, torej smo sposobni računati kdaj, koliko in zakaj nastopajo difuzije in kondenzati in kakšne posledice moramo pričakovati.

Pri oblikovanju elementov fasade brez teh izračunov ne bi smeli smatrati, da je dokumentacija sposobna, da služi kot podlaga operativnemu izvajanju, a niti za nadaljnjo fazo projektiranja.

Pri formiranju težkih elementov fasade lahko pogosto nastopijo konstruktivni problemi, ki bi pri napačnih rešitvah povzročili kondenzate in škode.

Predvsem nastajajo težave pri postavljanju toplotno izolacijskih slojev, pri vrstnem redu položajev slojev in pri izbiri materialov za posamezne sloje. Velja nekaj pravil:

— večslojna fasadna konstrukcija mora biti tako sestavljena, da izhajajoč od mesta vstopa difundirajoče pare imamo najprej sloj z največjim faktorjem odpora proti difuziji, a na nasprotni strani sloj iz materiala z najmanjšim faktorjem odpora proti difuziji. To praktično pomeni, da je treba poskusiti čimbolj učinkovito preprečiti vstop difuzne pare v konstrukcijo, ali pa potem vlogo, ki je vstopila, čimprej odvesti navzven. Pri tem morajo biti ostali vmesni sloji razporejeni tako, da njihovi faktorji odpora proti difuziji čimbolj enakomerno padajo od znotraj navzven;

— če pa je moralo biti zgornje pravilo porušeno, se mora na onem mestu (sloju v konstrukciji), kjer je do porušenja prišlo, postaviti določeni sloj, ki rekompenzira storjeno napako. Konkretno: ali se odznotraj predvidijo za paro zaporni ali za paro zavorni sloji, ali pa se morajo pred zunanjo neprebojno fasadno membrano (zunanjim slojem z velikim faktorjem odpora proti difuziji) predvideti zračni in odzračevalni sloj, ali vsaj dovolj gosti kanali. Ker se bomo pri obravnavi poletnega režima srečali s problemi, ki so možni le pri kombinirani rešitvi, bomo tam pokazali eno od sodobnih konstrukcij po tem kriteriju (sl. 6);

— pri konstrukciji fasadnih elementov moramo poznati še eno lastnost mnogih sodobnih izolacijskih materialov, a ta je, da gradbeni materiali z zaprtimi porami ca. štirikrat hitreje sprejemajo difundirajočo in kondenzirano vlogo, kot pa jo potem zopet lahko oddajo. Zgodi se torej kmalu, da material sprejme vlogo v taki količini, da se zasiti, »vtopi«, da pa gre sušenje zelo počasi in pride do mraza.

Fasadne površine

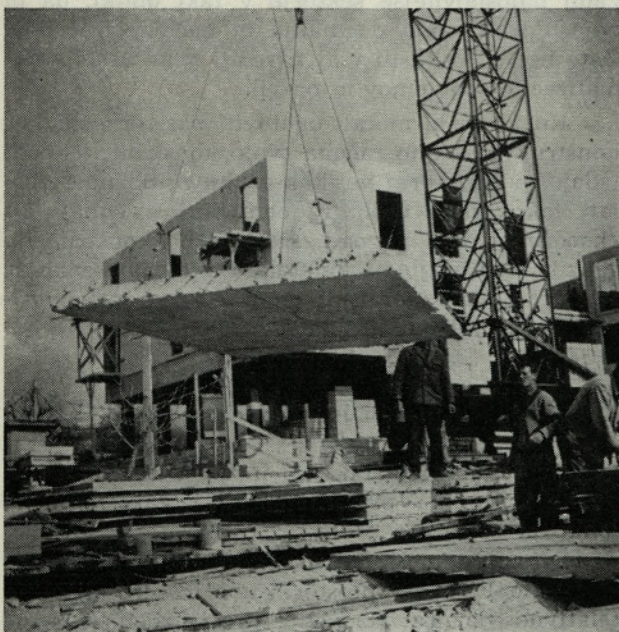
Zunanje fasadne površine obravnavanih težkih montažnih elementov imajo večkrat zahtevane lastnosti, ki so v nasprotju z osnovami gradbene fizike v pogledu difuzije in kondenzatov.

Zato na kratko sistematika teh zahtev:

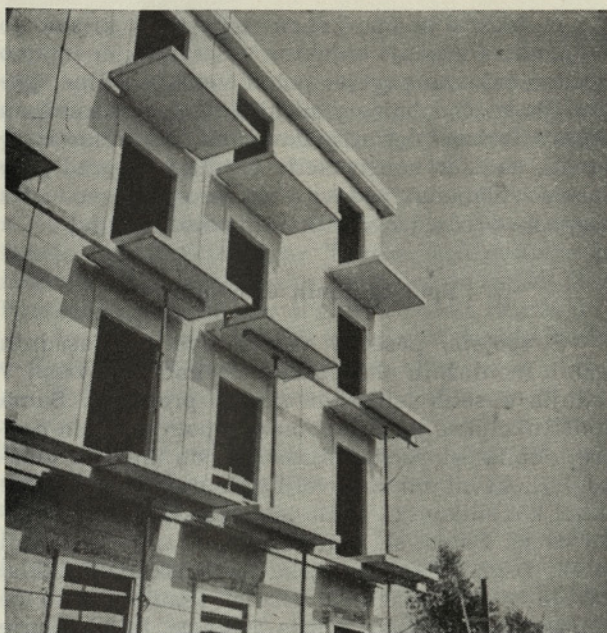
od fasadnega sloja zahtevamo:

- da zaščiti pred atmosferskimi vplivi, vetrom, dežjem in snegom;
- da ima določene estetske karakteristike;
- da ima določene trajnostne karakteristike;
- (ekonomskih montažnih in tehnoloških zahtev tukaj ne upoštevamo).

Vidi se, da so v glavnem vse tri zahteve v koliziji s potrebo, da bi morali zaradi difuzije formirati čimbolj porozen fasadni sloj. To ravnovesje še nekako dosežemo pri opečnih zidovih, ometanih z maltami, ki dihajo (torej hitro vzamejo in hitro spet izpustijo vlogo od dežja), toda pri betonskih fasadnih elementih tega ni mogoče tako enostavno doseči.



Sl. 4. Elementi stropa in v ozadju montirani elementi fasade pri gradnji hotela v Poreču



Sl. 5. Končana montirana fasada v Poreču. Balkonske plošče so lite v prefabrikaciji skupaj s ploščami stropa. Balkoni so finalizirani in brušeni pred montažo

Ker so faktorji odpora proti difuziji pri steklu in kovini praktično brezkončni, so pri takih oblogah prezračevani sloji za temi materiali brezpo- gojno potrebni.

Da bi dobili občutek o lastnostih materiala za fasade po kriteriju odpora proti difuziji pare, bi pogledali samo nekaj podatkov:

Material	Prostor- ninska teža	Vlažnost	Faktor odpora proti difuziji
	kg/m ³	vol. %	
smreka	400	4 ali 6 ali 8	230 ali 160 ali 110
opeka	1500		6,0
	1800		8,5
malta (omet)	1700		10,2
mavec	1120		6,2
stiropor	30 do 65		40 do 100
beton iz gramoza	2280 do 2400	0,9	20 do 28
azbestcement			60
ALU-folija			700.000

Ker delamo fasadne betone po pravilu visoke marke in tudi debelina teh elementov ni pod 6 cm, a navadno je mnogo večja, moramo smatrati, da fasadni betonski sloj praktično predstavlja za paro neprebojni sloj, ali vsaj močno parno zavoro, za katero moramo pričakovati kondenzate, če nismo predvideli nobene dodatne in učinkovite zaščite.

Z druge strani pa vendar tak betonski fasadni sloj sprejema atmosfersko vlago, posebno če je pod pritiskom vetra, in zadržuje to vlago precej dolgo. To zadrževanje in globina prodora vlage v betonsko maso sta za nas posebno važna, ker pogostoma privedeta do korozije montažne ali celo konstrukcijske armature.

Tak primer se nam je pripetil na enem izmed objektov, ki ga vidimo na slikah. To je tembolj nevarno, če delamo z belim cementom. Že tedaj smo predlagali pocinkane montažne armature, vendar so smatrali, da to ni v skladu z načeli armiranega betona. Zato smo tudi uvrstili v naše prikaze sliko ameriške izvedbe, kjer pri aplikaciji belega cementa za fasadne elemente dosledno uporabljajo pocinkane armature. Danes, ko imamo tudi pri nas na razpolago prefabricirane montažne armature v obliki punktiranih mrež z dovolj tankimi prerezi, ki so mnogo cenejše od klasičnega armiranja, si lahko že tudi ekonomsko privoščimo pocinkano montažno in vezno armaturo.

Tako imenovani »vidni beton« je dobil dominantno mesto v sodobni arhitekturi zaradi svojih izrednih lastnosti, oblikovanja, trajnosti in estetskih kvalitiet. Možnosti oblikovanja so zares skoraj neomejene. Povedali bi le nekaj besed o tako imenovani fakturi betonske površine. Najbolj znana oblika je formiranje fature tako, da deska (skupaj z grčami in neravninami) daje svoj pečat betonu.

Ravna opažna plošča daje ravno površino, metalni opaž zalito steklasto (večkrat madežasto) površino. Na Interbauu smo prvič videli betonsko fakturo, ki so jo dobil na ta način, da so opaže prevlekli s platnom ali celo s furnirjem.

Vedno več je opažev iz plastičnih, s steklenim vložkom armiranih materialov, ki dajejo najraznovrstnejše, večkrat fantastično komplicirane oblike in posebno fakturo.

Na naših objektih smo uporabili novo tehniko kombinacije lesenih opažev s površinami iz vodotesne vezane plošče, obložene z aluminijevimi profili. Pri dobrem vzdrževanju in pripravi takih opažev smo dobili zelo lepe efekte, tako da so bili elementi v belem cementu zelo podobni klesanemu kamnu. Slike kažejo take elemente v Kopru, Beogradu in Poreču.

Posebno poglavje predstavljajo betoni v barvah. Navadni portland ni ugoden za barvanje, ker siva barva cementa vsrka (ubije) vsako barvo. Pri uporabi belega cementa pa dobimo krasne efekte. Zapomniti si moramo, da so najcenejše zemeljsko oksidne barve najboljše in najtrajnejše. Uporaba indantrenskih barv ni priporočljiva brez obsežnih eksperimentov.

Prav tako je zelo priporočljivo operirati z različnimi agregati za elemente iz belega betona. Tako smo v Kopru uporabili drobljeni apnenec lepe sivkaste barve, a v Beogradu celo beli drobljeni venčaški marmor.

Razni posipi, kulerji, česljane tehnike itd. dopolnjujejo že tako velike možnosti efektov takih elementov.

Opozorili bi predvsem na vlogo vodocementnega faktorja pri oblikovanju fature betonske površine. Prav tako je bistveno važno, ali je vidna površina nastala v opažu, torej v kontaktu z opažno površino, ali je obdelana kot površina, ki je pri izlivu ostala vidna izven opaža. Zapomniti si je

treba, da tehnično ni možno doseči istih efektov na površinah, ki so v opažu bili znotraj in zunaj. Tudi naknadno brušenje navadno ne pomaga.

O brušenju še nekaj besed. Smatramo, da je brušenje površin betonskih prefabrikatov za fasade samo izjemoma na mestu, in še tam samo na površinah, ki so bile izven kontakta z opažem, pač pa je brušenje robov in odprava nastalih neravnin redna in potrebna operacija.

Poletni toplotni režim fasade

Pri fasadnih elementih, ki so izdelani iz betona, imamo že kršitev pravila zaporedja, ki ustreza optimalni difuziji. Torej moramo s konstruktivnimi ukrepi doseči, da bi to napako odpravili. To storimo tem raje, ker z našimi sedanjimi izolacijskimi materiali ne zmoremo dobro rešiti toplotne izolacije fasade poleti na zahodni in južni strani objekta. Pokazalo se je namreč, da šesturna direktna insolacija »prebije« večino naših fasadnih konstrukcij, če so sloji postavljeni enojno ali pa v sendviču. Šele spoznanje, da zračna in zračena plast za fasadno oblogo, pod določenimi pogoji, rešuje problem poletne izolacije, je pripeljala do korektnih rešitev s težkimi elementi za oblogo fasade na južni strani.

Princip je v tem, da se za fasadno zunanjo površino konstruira približno 6 cm debeli sloj zraka, ki se prezračuje tako, da se ta sloj pri segrevanju lahko prosto premika in odzračuje zgoraj. Če je taka konstrukcija pravilno projektirana in izvedena, postane njena izolacijska moč za poletno izolacijo do sedemkrat večja, kot bi jo dosegli, če bi vse plasti sendviča postavili v strnjjenem zaporedju.

Na sliki 6 imamo konstrukcijo GCS, ki smo jo namenili za gradnjo objektov v Sežani, kjer imamo izredno težavne pogoje: poleti velike vročine, pozimi pa močno burjo z nizkimi temperaturami in skoraj horizontalnimi padavinami. Ni težko izračunati, da taka konstrukcija varuje tudi pred prodorom vtisnjenih padavin. Za odcejanje vode na spojih je predviden vertikalni podložni kanal.

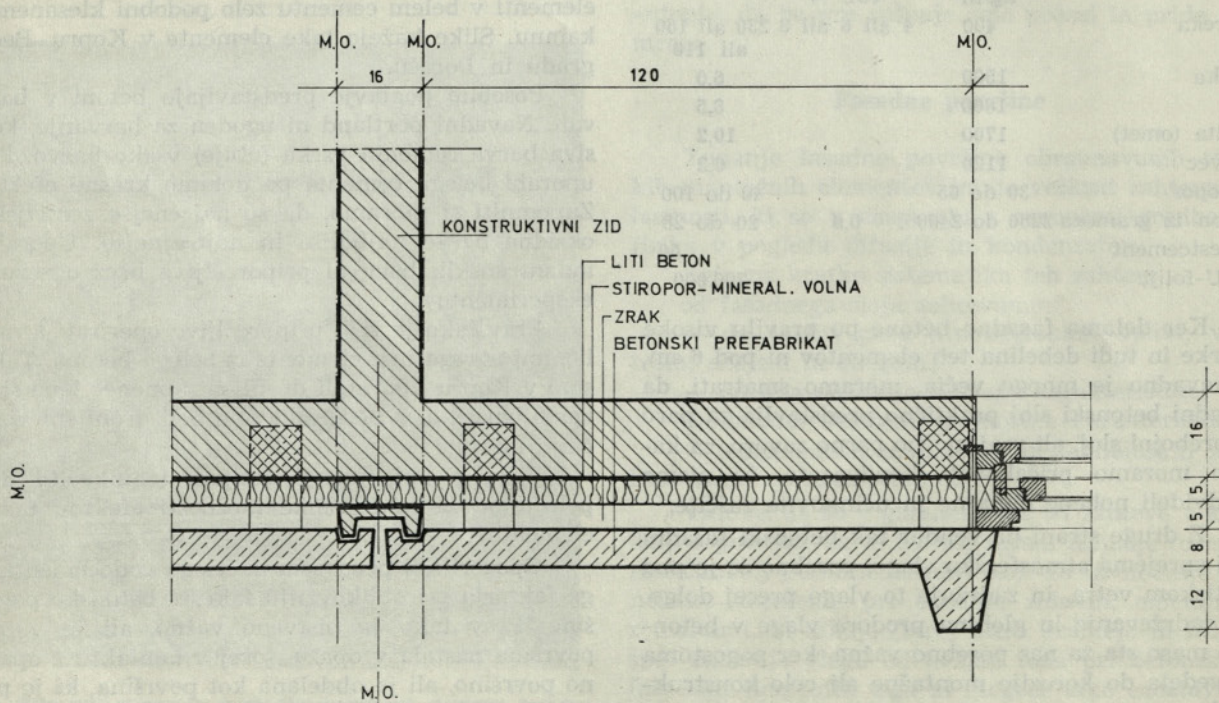
Spoj fasadnih elementov

S spojem, posebno vertikalnim pri fasadnih težkih montažnih elementih, smo imeli v Evropi v zadnjih desetih letih kar mnogo preglavic. Sama konstrukcija se je postopoma izpopolnjevala in najprej dobila celo vrsto najrazličnejših kitov in vložkov. Efekt ni bil zadovoljiv, čeprav so nekatere snovi kot silikonska guma in tiokolski kiti kar precej dragi. Potem se je formiral notranji vertikalni jašek, t. im. dekompresijska (ciklonska) vertikala, kar je v kombinaciji z dobrim tesnilom dalo že boljše rezultate. Šele odprta spojnica, ki odzračuje in odvaja vodo, je pokazala, da se tudi z velikimi težkimi montažnimi elementi lahko delajo poceni in korektno sodobne fasade.

Ta princip sedaj v Evropi uvajajo in smo ga v GCS že uvedli v mnoge konstrukcije. Celo pri polmontaži atrijskih objektov smo projektirali take termične zaščite južnih in zahodnih zidov.

Konstrukcija

Prvi kriterij konstrukcije takega težkega montažnega elementa je nosilnost razpoložljive mehanizacije. Pri nas so žerjavi navadno 45 tm, pa so elementi s težo čez 2500 kg neprikladni.



SI. 6. Prerez skozi fasado s prezračevanjem

Zanimiva je rešitev, ki jo je »Stavbenik« uporabil pri montaži elementov fasade v Brankovi ulici v Beogradu. Na strehi armiranobetonskega skeleta (10 etaž) je bil montiran konzolni žerjav, ki je poceni in se lahko montira in demontira. Elementi fasade, teški do 3000 kg, so bili izdelani po zelo kompliciranem načrtu (arh. Vulović). Team, ki se je lotil te zelo zahtevne naloge, je bil sestavljen takole: konstruktor Igor Tavčar; šef gradnje in montaže: Zdravko Toškan; tehnolog in opaži: Igor Blumenau, konzultant: arhitekt Tomaž Štrukelj.

Isti team je delal tudi na izvedbi fasade banke v Koprju, ki jo prikazujejo naše slike.

Pri tako težkih elementih je važno, da se točno določi, kako se bodo elementi dvigali iz opaža, kako se bodo položili za čas nege, kako se bodo dvigali in kakšno statično funkcijo bodo imeli v vgrajenem položaju. Imamo torej kar štiri paralelne izračune in superponiranje načrtov armature in nevarnih prerezov. Šele taka kombinacija armaturnih izračunov daje definitivni armaturni načrt.

Pri tem je važno, da se morajo armatura in predvsem prerezi v tlačnih conah posebej in pazljivo računati v fazi, ko elementi še nimajo dokončne trdnosti. To je večkrat zelo komplicirana naloga, ker so možne stalne deformacije elementov pri dviganju iz opaža. Zato tudi večkrat uporabljamo sisteme, ki predvidevajo, da se element iz horizontalne lege dviga v vertikalo skupaj z opažem, ki seveda mora biti ustrezno konstruiran.

Prav tako je montažna armatura za dvig še ne dovolj strjenega elementa dokaj drugačna, kot pa če bi jo konstruirali za elemente, ki bi lahko dokončno odležali v horizontalnem položaju.

Sploh priporočamo mrežne punktirane armature s čim več križanji, torej s tanjšimi profili. Ta zavarjena križanja namreč varujejo armaturo, da se ne izvleče iz betonske mase, ki še ni dovolj trdna.

Prav tako priporočamo ukrepe, da armatura ne bi zarjavela zaradi vlage, ki prodira v betonski element od zunaj med eksploatacijo objekta. To se doseže:

— prvič na ta način, da se armatura v opažih postavi na plastične vložke (imajo najrazličnejše oblike, a najbolj enostavni so kolobarji ali tronožci, ki jih tudi pri nas izdelujejo). Ti vložki imajo raz-

lične velikosti in je na njih navadno kar napisano, koliko mm bo znašal odstoj armature od fasadne površine, če vložek postavimo v ustrezno lego;

— drugi in pri belem cementu zelo potrebni ukrep je uporaba zunanjih montažnih armatur iz pocinkanih mrež ali pocinkanih sklopov armatur. Tudi vezne armature se delajo v pocinkani izvedbi.

Pri armaturnih načrtih imamo še nekaj problemov:

— armatura mora biti tako prefabricirana, da se lahko vgradi v sklopljeni opaž. Le-ta mora namreč biti za litje težkega elementa tako pripravljen, da ne pušča vode. Tega pa skoraj ni mogoče doseči, če se opaž sklaplja okoli armature;

— armatura mora biti tako konstruirana, da se v procesu dviganja in montaže res sile koncentrirajo na vezne točke armature. Prej smo uporabljali zavarjene komade, ki so bili vezani za armaturo in so štrleli izven elementa, tako da so kljuge (z obvezno zaporo) prijemale čez te zanke, za samo armaturo elementa. Pozneje so se pojavili sistemi, ki so bazirali na principu, da se v element (navadno med armaturo) postavi železna matica z navarjenimi palci (t. im. pajk). Najbolj znan je sistem »NOE«. V to matico se pred dviganjem zavijejo posebni elementi opreme, narejeni tako, da se na vijak montira zanka iz jeklene vrvi (navadno ϕ 15). Tudi ta izvedba se priporoča v pocinkanju;

— v zadnjih časih rajši dvigujemo element tako, da ga primemo skozi odprtino okna (če je to mogoče), ali pa na drug način direktno za beton. Na sliki montaže elementov na banki v Koprju se lepo vidijo taki leseni jarmi po sistemu Blumenau.

Slike kažejo naslednje objekte:

- banko v Koprju;
- hotel Luna v Poreču;
- banko v Beogradu;

za vse tri objekte je izvajalec »Stavbenik« Koper, z že navedenim teamom. Izvedeno 1967 in 1968;

- naselje: »Julino brdo« v Beogradu; izvajalca »Tehnograd« in »Vegrad«.

Team: projektant fasade Lojanica; opaži: Batelino; tehnologija: Blumenau; konstruktor elementov: Pejatović; konstruktor objektov: Dimitrijević. Izvedba v teku.

I. BLUMENAU:

PROBLEMS OF CONSTRUCTING OF PRECAST HEAVY FAÇADE ELEMENTS

Synopsis

The article deals with the problems of precast heavy façade elements which in the last years found an increasing use in our construction engineering. Some successfully executed cases prove it. Here are considered: problems of project team formation; composition of the complete project documentation (»integral

project«); demands of structural physics; problem of diffusion and condensate; façade areas; heat conditions of the façade; joining of the façade elements. Considered are in detail the criteria for a successful construction of prefabricated heavy façade elements particularly with regard to the reinforcement.

Uporaba prefabricirane gradbene armature v konkretnem primeru

DK 691.87

BRATISLAV PEJATOVIC, DIPL. INŽ.

Najprej uvodne opombe:

1. Vsi objekti stanovanjskega naselja, iz katerega so vzeti podatki za ta referat, so v celoti iz litega betona.

2. Projekt racionalizacije armature je sestavni del splošnega projekta tehnologije gradnje.

3. Armatura, s katero je zamenjana klasična armatura, je v celoti prefabricirana.

4. GCS je pristopil k tehnološkemu projektu in projektu organizacije gradnje naselja po dogotovitvi glavnih objektov. Z glavnim projektom je bila predvidena armatura iz gladkega jekla Č 37, obdelana in vgrajena na klasični način.

5. Racionalizacija gradbene armature je izhajala iz načela tehnologije in pojma integralne racionalizacije. Popolna racionalizacija bi ne bila dosežena, če ne bi s postopkom racionalizacije objeli tudi armature.

6. Projekt tehnologije gradnje in projekt organizacije gradnje sta bila predmet pogodbe med GCS in izvajalcem del. S to pogodbo je GCS prevzel obvezo, da predloži tehnološke principe in da po njihovem sprejetju s strani izvajalca izdelava ustrezne projekte; primer takega posebnega projekta je tudi projekt racionalizacije armature.

7. Glavni projekt je revidirala posebna komisija, osnovana v ta namen, ter je bilo na temelju tega projekta izdano gradbeno dovoljenje.

8. Predmet analize so zgolj tipske etaže. Za ostale manjkajo podatki glede količine armature v klasični varianti in zato primerjava ni mogoča.

Načela racionalizacije armature

1. Najti najugodnejšo varianto armiranja, ki bo ustrezala zadevni tehnologiji gradnje.

2. V smislu tega načela odrediti najracionalnejši način armiranja.

3. Zaradi jasnosti v kalkulativnem smislu obdelati armaturo v naslednjih treh variantah:

I. varianta: Armatura zidov, stebrov in stropov je iz gladkega jekla Č 37. Obdelana in vgrajena je na klasični način. Torej vse po konceptiji glavnega projekta.

II. varianta: Armatura stropov je mreža iz hladno vlečene žice, a armatura zidov in stebrov je prav tako mreža, samo iz gladkega jekla Č 37.

III. varianta: Razen armature stropov je tudi armatura zidov in stebrov mreža iz hladno vlečene žice.

Postopek pri obdelavi projekta racionalizacije armature

1. Predložena je specifikacija armature po I. varianti za posamezno tipsko etažo.

2. Predložena je specifikacija armature po II. varianti prav tako za posamezno tipsko etažo.

3. S podatki iz točke 1 in 2 ter cenami, ki smo jih dobili od izvajalca del ter proizvajalca mrež, je izdelana komparativna kalkulacija I. in II. variante na temelju povprečnih norm v gradbeništvu.

4. Predložena je specifikacija armature po III. varianti za posamezno tipsko etažo.

5. Na temelju podatkov s strani proizvajalca mrežaste armature je ocenjena vrednost te variante glede na varianti I. in II.

6. GCS je predlagal, da se tudi armatura umaknjenih etaž zamenja z mrežo iz hladno vlečene žice.

7. Ta predlog GCS je bil v celoti sprejet in referat vsebuje rezultate te variante z opombami, ki sledijo.

Varianta III. upošteva adaptacijo projekta za uporabo prefabricirane armature v celoti. Zaradi pomanjkanja časa je ostala klasična armatura v vseh pritličjih in »spuščenih« pritličjih. Izvajalci del so namreč začeli z deli, preden so bili načrti dokončani. Zaradi režijskih stroškov, ki so jih s tem imeli, smo morali odstopiti od zamisli, da bi zamenjali celotno armaturo, in sicer na zahtevo izvajalca. Iz istih razlogov je ostala v klasični varianti tudi armatura balkonov, preklad nad okni in podobnih konstruktivnih elementov. Prefabriciranje armature tudi za te dele ne bi predstavljalo posebnih težav, vendar je bil čas izključni razlog, da tega nismo izvedli.

Razen armature čisto konstruktivnih delov so bili s prefabricirano armaturo armirani tudi betonski prefabrikanti. Sem spadajo:

- plošče fasadne obloke,
- elementi balkonske obloge,
- balkonska zapirala,
- stopnišča,
- stopniščna obloga,
- predelne stene in podobno.

Analiza rezultatov je namenoma prikazana v odvisnosti od faktorja gradbišča (na neto plače). Mislim, da je mnogo bolj zanimivo, če poznamo vpliv faktorja gradbišča na ceno armature, kot pa če ugotovimo čisti rezultat določenega primera. Si-

cer pa rezultati s faktorjem $f = 5,0$ (na neto plače) ustrezajo gradbišču, za katero je projekt adaptiran glede na uporabo prefabricirane armature.

Pojem prihranka je v tem primeru kalkulativnega značaja in kot tak predstavlja materialni prihranek na bazi norm. Druga komponenta — imenujemo jo »tehnološki prihranek« — se še vedno

ne more izraziti s številčno vrednostjo zaradi pomanjkanja točnih podatkov ustreznih faktorjev gradbišča (faktor gradbišča, kadar gre za klasično armaturo, in faktor gradbišča v primeru prefabricirane armature). Ta komponenta prihranka je dosti važnejša od komponente, ki je odvisna od proizvodne cene prefabricirane armature.

Tabela 1. Teža materiala za posamezno tipsko etažo v odvisnosti od variante v kg

Konstruktivni del	Variante										
	I.		II.					III.			
Opis	Oznaka	C-37 v klasični obdelavi	CBM-50	C-37		Razlika $3 - (4 + 5 + 6)$	$\frac{3}{4 + 5 + 6}$	CBM-50	C-37 klasično	Razlika $3 - (9 + 10)$	$\frac{3}{9 + 10}$
				prefabric.	klasično						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Zidovi	Z	2.940	—	2.741	—	199	1,07	2.556	—	384	1,15
Stebri	S	495	—	459	—	36	1,08	430	—	65	1,15
Stropovi	ST	2.495	1.412	—	414	669	1,36	1.412	414	669	1,36

Tabela 2. Struktura prihranka v din

Konstruktivni del		Material	Faktor				
Opis	Oznaka		1	2	3	4	5
1	2	3	4	5	6	7	8
Zidovi	Z	Armatura	-317,50	118.345,00	237.082,50	355.820,00	474.557,50
		Beton	—	—	—	—	—
Stebri	S	Armatura	1.187,50	22.237,00	43.287,50	64.337,50	85.387,50
		Beton	—	—	—	—	—
Stropovi	ST	Armatura	130.692,50	214.342,50	297.992,50	381.642,50	465.292,50
		Beton	-8.593,75	-8.593,75	-8.593,75	-8.593,75	-8.593,75
Skupaj			122.968,75	346.595,35	569.768,75	793.206,25	1.016.643,75

Tabela 3. Rekapitulacija

PRIHRANKI PRI ZIDOVIH, STEBRIH IN STROPOVIH 125 TIPSkih ETAŽ					
Materialni		Denarni in časovni			
Teža	Teža	»Ročna« obdelava GN. 400, 201		»Strojna« obdelava GN. 400, 203	
Betonskega jekla C-37	Žice za vezanje	Denarni	Časovni	Denarni	Časovni
ton	ton	din	ur	din	ur
1	2	3	4	5	6
139,75	0,419	1,016.643,75	66.549,72	738.735,94	27.823.663

- Teža betonskega jekla iz kolone 1 in teža žice za vezanje iz kolone 2 kot pojem dinarske vrednosti sta vsebovani v zneskih iz kolone 3 in 5.
- Število normativnih ur za klasično armaturo je določeno na bazi GN, a število »normativnih« ur za vgrajevanje popolnoma prefabricirane armature je določeno z 10% časa, potrebnega za vgrajevanje enake količine klasično obdelane armature.

Opombe k analizi

Precizno izračunavanje prihranka kot posledice uporabe prefabricirane armature v primeru zadevnega gradbišča ob danih pogojih ni mogoče kot način, da se tudi tehnološki prihranki izrazijo dinarsko. Kot je že prikazano, manjkajo precizne vrednosti ustreznih komparativnih faktorjev gradbišča. Vendar pa je zato možno načelno poudariti tehnološke prednosti prefabrikacije, brez katere tudi najboljša tehnologija nima prave vrednosti.

Osnovni načeli osvojene tehnologije sta:

- a) paralelizacija in
- b) čim krajši takt.

Prvo kot drugo je mogoče uresničiti edinole pod pogoji visoke stopnje prefabrikacije. Zato morajo biti prefabricirani:

- celotni opaž,
- sanitarni voz,el,
- stopnice,
- stopniščna obloga,
- balkonska obloga, in balkonska zapirala,
- fasadna obloga,
- predelne stene in
- gradbena armatura.

Na ta način so v čisto montažo spremenjeni:

- opaži,
- instalacije,
- predelne stene,
- stopnice,
- stopniščne obloge,
- balkonske obloge in zapirala,
- fasadne obloge,
- sanitarni voz,el,
- gradbena armatura.

Monolitnost objekta je pri tem ostala ista kot v primeru klasičnega načina gradnje. Takt je reduciran na minimum.

Vse to najboljše ilustrirajo ciklogrami. Iz njih bi bilo videti, da je faza »vgrajevanja armature« časovno simbolična. Tako je z določenim armaturnim elementom pokrito ca. 6 m² zidne površine, pri čemer njegova teža znaša komaj 13 kg. Podobno je tudi z armaturo stropov. Z elementom, ki tehta 14,5 kg, je pokrito nekaj več kot 10 m² ravne površine. Obstoji dolga serija detajlov, ki logično in sugestivno ilustrirajo prednost uporabe prefabricirane armature.

B. PEJATOVIĆ:

USE OF PREFABRICATED CONSTRUCTION STEEL REINFORCEMENT IN A CONCRETE CASE

Synopsis

The author explains the principles of a rationalized use of the construction reinforcement illustrating them with a concrete case. He considers in detail the method of making the project of a rationalized reinforcement, weight of the material for a typical story

Rezultati uporabe prefabricirane armature na konkretnem primeru

Ker bi mogel biti ta naslov tema posebnega referata, bomo v naslednjem samo našli nekaj elementov.

1. Rezultati v tehničnem smislu:

- a) namesto velike pripravljavnice armature na gradbišču je zadostna pomožna delavnica;
- b) postopno dobavljanje v skladu z dinamiko gradnje;
- c) zagotovljena dobava;
- č) enotnost glede interpretacije načrtov.

2. Rezultati v tehnološkem smislu:

- a) paralelizacija;
- b) namesto ročnega dela pri vgrajevanju klasične armature je vgrajevanje popolnoma montažno;
- c) kratki takti;
- č) ročno in obrtniško delo pri obdelavi je zamenjano s tovarniškim delom.

3. Rezultati v kalkulativnem smislu:

- a) denarni prihranki;
- b) časovni prihranki;
- c) prihranki na materialu:
 - prihranki betonskega jekla,
 - prihranki žice za vezanje,
 - prihranki v elektroenergiji,
 - prihranki v mazilnem olju.

4. Rezultati v ekonomskem smislu:

- a) skrajšani rok izgradnje naselja;
- b) skrajšani rok angažiranja investicij;
- c) manjše obrestne obveze;
- č) manjši stroški zavarovanja;
- d) niso potrebna sredstva za nabavo opreme;
- e) objekti so prej izročeni v uporabo;
- f) zaradi manjšega števila delavcev je potreben manjši obratovalni prostor na gradbišču;
- g) zaradi manjše teže armature so manjši transportni stroški;
- h) ne pride do izgub v materialu;
- i) faktor gradbišča je manjši.

Prevedel B. F.

Zavarovanje gradbenih jam v mestih

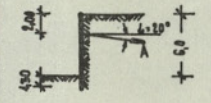
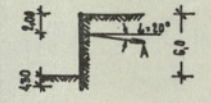
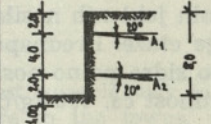
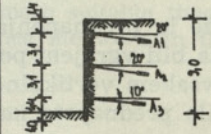
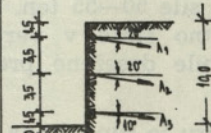
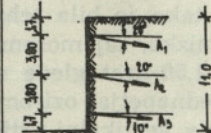
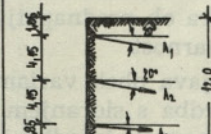
DK 624.153

MARIJA LAVRIČ, DIPL. INŽ.

1,0 Splošno

V središču Ljubljane se gradi vedno več stavb, ki imajo poleg nadzemnih etaž tudi dve do tri kleti. Večina teh objektov sega neposredno do obsto-

ječih stavb in prometnih potov. Klasičnega izkopa gradbene jame s poševnimi brežinami zato ni možno izvesti. Preostane le vertikalni izkop, zavarovan z oporno konstrukcijo, ki je sidrana v teren ali razprta v obstoječe objekte.

ŠTEVILO SIDRA	GLOBINA GRADBENE JAME		SIDRANA SILA A_{max}	DOLŽINA SIDRA			VERTIKALNI NOSILCI			DEBELINA PLOHOV d	VZDOLŽNIK	
				VEZNI DEL L_v	PROSTI DEL L_o	SKUPAJ L	DIMENZIE	ODPORN. MOMENT W_x	RAZSTOJ b			
1	do 6,0 m		47,3 t	3,60 m	5,40 m	9,0 m	ŽELEZNIŠKE TIRNICE $h = 14$ cm	205 cm ³	2,00 m	5 cm	2 C 18	
2	6,0 - 8,0 m		20,5 t	A_1	4,75	6,20	11,0	2 C 24	2 x 300 = 600 cm ³	2,00 m	8 cm	2 C 18
				A_2	4,50	2,90	7,40					
3	9,0 m		15,4 t	A_1	3,20	6,00	9,20	2 C 24	600 cm ³	2,00 m	8 cm	2 C 18
	A_2	2,40		3,00	5,40							
	A_3	4,80		4,20	6,00							
3	10,0 m		18,7 t	A_1	4,70	6,30	11,00	2 C 24	600 cm ³	2,00 m	8 cm	2 C 20
	A_2	2,90		3,70	6,60							
	A_3	2,30		4,60	6,90							
3	11,0 m		21,7 t	A_1	4,90	7,30	12,20	2 C 24	600 cm ³	2,00 m	8 cm	2 C 20
	A_2	3,30		6,20	9,50							
	A_3	2,40		5,20	7,60							
3	12,0 m		19,6 t	A_1	4,00	8,50	12,50	2 C 24	600 cm ³	1,50 m	8 cm	2 C 20
	A_2	2,70		6,50	9,20							
	A_3	2,40		4,00	6,40							

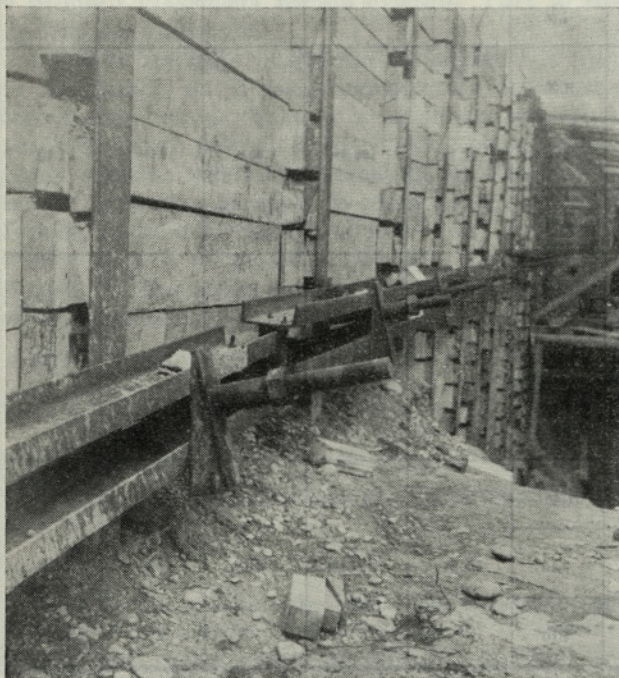
2,0 Primer grabbene jame garaž pri stolpnici v Trdinovi

Grabbeno podjetje »Tehnika« je pri izvedbi kletnih garaž poslovne stavbe na vogalu Titove ceste in Trdinove ulice preizkusilo oba načina. Izvedena je bila zagatna stena, sestavljena iz vertikalno prestavnih jeklenih I nosilcev, za katere so založeni horizontalni plohi. Prvi del te zagatne stene je bil razprt v skelet stolpnice s sistemom lese-nih okroglih razpor. Zaradi precejšnje dolžine razpiranja so bile razpore dvakrat uklonsko zavarovane s horizontalnimi jeklenimi profili $2 \square 18$, ki so potekali vzporedno z zagatnico in so bili z jeklenimi vrvmi obešeni na stebre v 1. nadstropju stolpnice. Vsako uklonsko vozlišče je bilo poleg tega podprto še z vertikalnimi stojkami. Drugi del zagatne stene pa je bil sidran v zaledno zemljino s prednapetimi sidri. Sidranje je izvedel Geološki zavod, ki je za sidrna telesa uporabil stara švedska vrtalna drogovja $\phi 50$ mm iz manganovega jekla. Delo je potekalo po naslednjem vrstnem redu:

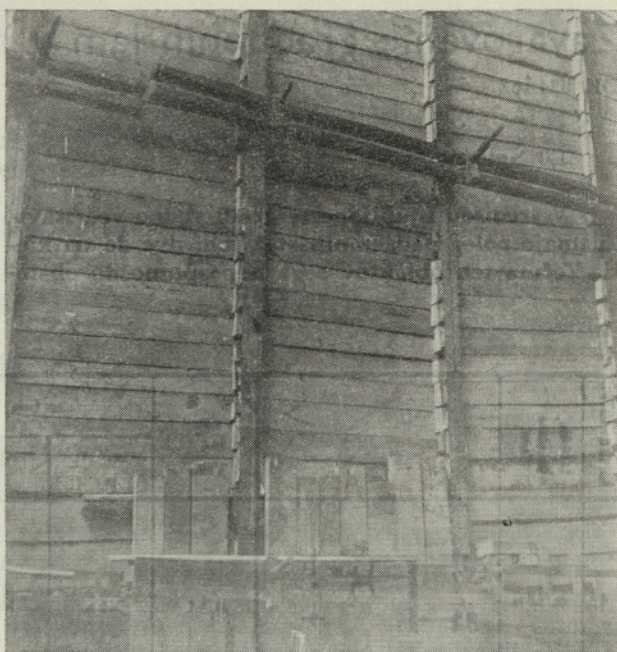
a) vrtanje vrtin $\phi 300$ mm in vstavitev jeklenih zvarjenih nosilcev $2 \square 24$;

b) strojni izkop do prve vrste sider. Vzporedno z izkopom se vrši zalaganje s plohi, ki so pritrjeni z zagozdami v pasnico $2 \square$ profila;

c) vrtanje vrtin za zgornjo vrsto sider z votlim drogovjem. Drogovje je sestavljeno iz trimetrskih palic, ki so z navojem privite druga na drugo. Vrtanje se vrši s polno krono, na katero je privito votlo drogovje, ki obenem služi za sidro. Ko je uvrstana potrebna dolžina sidra, se skozi cev injektira cementno mleko z vodocementnim faktorjem $v/c = 0,5 - 0,8$. Po zadostni strditvi cementnega kamna (minimalna tlačna trdnost 250 kg/cm^2)



Sl. 2. Sidrana zagatna stena grabbene jame ob Trdinovi ulici



Sl. 3. Sidrana zagatna stena grabbene jame ob Trdinovi ulici

sledi nataknitev vzdolžnih jeklenih nosilcev $2 \square 18$ na sidra in odkop druge etaže. Prednapenjanje sider je možno šele, ko so sidra polno nosilna, tj. ko ima cementni kamen trdnost ca. 450 kg/cm^2 ;

č) vrtanje, vgrajevanje sider in nameščanje vodil v drugi vrsti sider;

d) izkop tretje etaže in prednapenjanje druge vrste sider. Po višini sta bili vgrajeni po dve sidri, po horizontalni pa na vsakem vertikalnem nosilcu (na 2,00 m). Sidra so bila prednapeta na 25 t.

Omenjena stara vrtalna drogovja so bila najprej preizkušena na sam nateg kot jekleni material in so bile pretržne sile 50—55 ton. Nato se je preizkusilo še kompletno sidro v vertikalni izvedbi, pri čemer so bile dosežene pretržne sile 42—47 ton.

Računska sila v sidru je suponirana na 20 ton. Vsako sidro pa se je prednapelo na 25—30 ton. Popuščenja zaradi razmeroma kratkega roka trajanja nismo opazovali. Prav tako je bila tehnična varnost stene razmeroma nizka, saj moremo računati le na varnost 1,25 do 1,50-krat glede na stvarno preizkusno silo (sila prednapetja) oziroma le 2- do 2,3-krat na porušno silo v vertikalni vrtni.

Pri oceni varnosti smo se ravnali po navodilih, ki so navedeni za pilote ter smatramo, da je ob elastični pomičnosti sidra ob prednapetju dosežena minimalna 1,5-kratna varnost.

Ekonomska primerjava obeh variant je pokazala, da je cenejša izvedba s sidranjem v zaledno zemljino; tudi po enostavnosti izvedbe je ta ugodnejša in omogoča čisto delo v grabbeni jami, dočim je pri varianti z razpiranjem delo zamudnejše. Cena za 1 m^2 sidrane zagatne stene je 539 din (od

tega odpade 56 % na delo in 44 % na material), za 1 m² razprte stene pa 592 din (50 % delo, 50 % material).

3,0 Gradbene jame različnih globin

V zgornjem delu gradbene jame stolpnice v Trdinovi ulici je do globine 1,8 do 2,8 m pod površino nasut umazan prod, v večjih globinah pa dobro granuliran savski prod. Za podobne materiale ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 40^\circ$) smo za razne globine gradbenih jam izračunali oporno konstrukcijo in potrebno število sider. Način oporne konstrukcije je v vseh primerih enak, tj. zavrtane železniške tirnice ali 2 [] profili, spreminja se le njihova medsebojna razdalja ter število sider in sidrna sila.

Za dimenzioniranje zagatnic smo privzeli obtežbo po Kahl-Neumenerju (Grundbau Taschenbuch I/1955, str. 85), upoštevali pa smo še prometno obtežbo s 1800 kg/cm², kar ustreza povečani višini gradbene jame za 1 m. Izračun sider je izve-

den po Jessbergerju (Theorie und Praxis eines neuzeitlichen Verankerungsverfahrens, Die Bau-technik 1963). Rezultate podajamo v tabeli.

4,0 Zaključek

Način izvedbe zagatne stene s horizontalno založenimi plohi je za kompaktno prode še primeren, v sipkem terenu pa se ne obnese in je v tem primeru priporočljivo preiti na vertikalne, med vodila zabite plohe. Pri horizontalno založenih plohih se namreč teren spodsipava in ni možno nadaljevati z delom, če zemljine prej ne utrdimo.

Iz navedenega sledi, da je možno z vrtalnimi garniturami, ki jih imajo naši geološki zavodi, izvajati zagatnice do globine 10—12 m, kar je nekako v visoki gradnji v centru mesta sedaj »običaj«. Z odprto gradbeno jamo pa je možno delo v njej mnogo bolj uspešno organizirati in izvršiti v krajšem času, kar je pri teh delih še dodaten člen k varnosti.

M. LAVRIČ

PROTECTION OF THE EXCAVATIONS IN THE TOWNS

Synopsis

The most suitable way to protect the excavations for structure in the towns, where usually it is not possible to make the excavation with the slopes in the construction of an anchored retaining wall. The anchoring is more suitable than splaying with wooden elements since the work in the basin proceeds undi-

sturbed. At the same time the anchoring is cheaper since the old drilling bars could be employed as the anchors. Where the soil is compact the retaining wall may be executed with horizontally placed wooden blocks. In the case of a loose soil the vertically rammed wooden block should be used instead.

Rudarski izvozni stolp v Boru

DK 622.28:624.97

BOŽIDAR SAMEC, DIPL. INŽ.

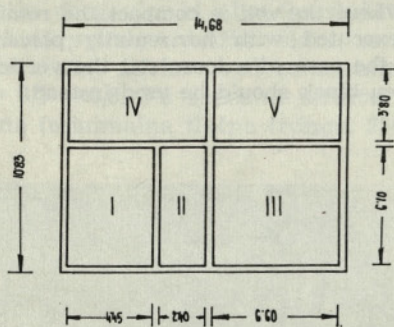
Poslovno združenje »Rudis« Trbovlje je dobilo leta 1968 delo v Boru na izgradnji novega izvoznega okna bakrene rude. Delo je bilo sestavljeno iz več objektov: izvoznega stolpa višine 77 m, izvoznega jaška globine 505 m, horizontalnega rova dolžine nad 1 km, primarne drobilnice pod zemljo, ter vseh pripadajočih pripravljalnih del.

»Rudis« je vse to prevzel v kooperaciji s podjetjem Deilmann iz Dortmundu in podjetjem »Tehnika« iz Ljubljane. »Tehnika« je prevzela zgraditev celotnega stolpa, pripravo betona in armature za rudarska dela ter celotnih gradbenih pripravljalnih del.

S pripravami in izgradnjo smo pričeli takoj, ker je bil rok izgradnje kratek in naj bi služil stolp že v prvi fazi, kot pomožni izvozni stolp pri dolbenju jaška. V končni fazi bo stolp služil za izvoz rude iz jame. V njem so nameščeni strojnica z izvoznimi stroji, bunker za 400 m³ rude, odvod rude v sekundarno drobilnico in vsi pomožni prostori s komandnimi mesti.

Stolp sestoji iz petih vertikalnih celic, od katerih ima vsaka svoj namen (sl. 1).

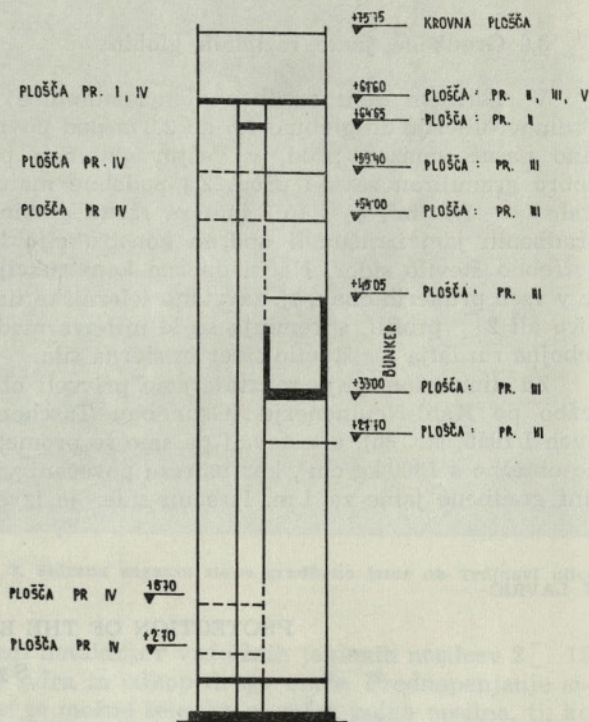
V celici I je nameščeno jekleno stopnišče in dvigalo z vmesnimi podesti, v celici II je mehanizem za dviganje rude ter transport rude do bunkerja, v



Sl. 1

celici III je bunker in horizontalen odvoz rude ter prostori za ventiliranje, v celici IV so nameščeni komandni prostori, a celica V služi kot vertikalni jašek za transport, montažo in remont vseh naprav v stolpu. V teh celicah so postavljene na različnih višinah armiranobetonske plošče za posamezne že omenjene prostore in bunker. Na višini 68 m se nahaja strojnica, ki sega čez celotno tlorisno površino stolpa. Od tod do vrha so le obodni zidovi (sl. 2).

Projekti za stolp so bili izvršeni na Švedskem in sicer tako, da se je pri betoniranju stolpa uporabila tehnika drsnega opaža, po principu neprekinjenega drsenja opaža zidov. Plošče in bunker naj se zabetonirajo naknadno. S tem bi bila dosežena monolitnost celotnega stolpa, po drugi strani pa bi stolp že takoj služil kot pomožni izvozni, za dolbenje okna in to že pred dokončno dograditvijo.



Sl. 2

Zato smo morali izpustiti eno notranjo steno do višine 28 m, kjer je bila montirana pomožna konstrukcija, potrebna pri dolbenju okna (sl. 6, 7). Montaža te konstrukcije se je pričela takoj, ko smo prekoračili z betoniranjem višino 28 m. Z izvozom izkopanega materiala sta podjetji Deilmann in Rudis pričeli prej, kot smo mi zabetonirali vse zidove z drsnim opažem.

Drsni opaž smo izdelali v Ljubljani v opažarskem obratu pod vodstvom ing. Obrana in tov. Kurenta.

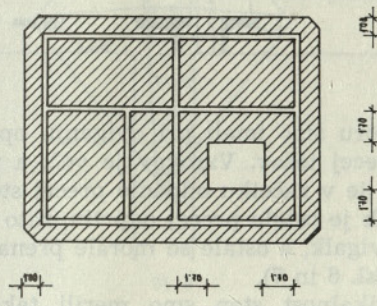
Konstrukcija in izdelava opaža

Sestavni deli celotnega drsnega opaža so bili naslednji: opaž, remenati, jarmi, delovni in viseči oder ter mehanizem za dviganje.

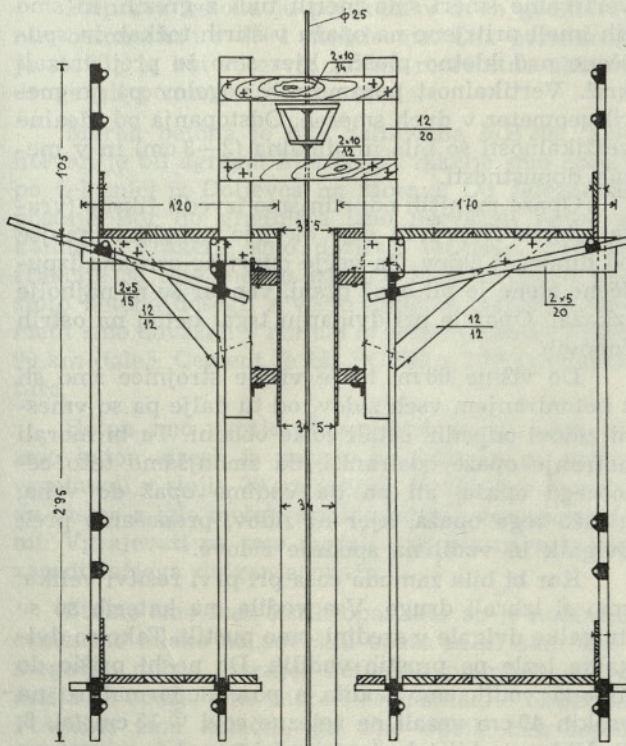
a) **Opaz.** Ker smo hoteli dobiti čim lepše, ravne in gladke površine betona, smo uporabili za opaž vezane plošče dolžine 2,5 m, višine 1,22 m in debeline 2 cm. Stolp je imel na zunanji strani vdolbine dolžine 40 cm in globine 4 cm. Opaž vdolbin je bil prav tako izdelan iz vezanih plošč. Vložki so bili spojeni z lesnimi vijaki na opaž. Spoji opažnih plošč so bili nameščeni za temi vložki tako, da se spoji opažnih plošč sploh niso videli na betonski površini fasade. Opaž je bil pritrjen na remenate z lesnimi vijaki, z vdolbenimi glavami. Glave so bile premazane s poliestrom, da smo dobili popolnoma gladko površino opaža (sl. 4).

b) **Remenati** so bili izdelani iz lesa $16/8\text{ cm}^2$. Na notranji strani celic so bili izdelani iz enega kosa, na zunanji pa spojeni enkrat po dolžini stolpa in enkrat po širini. Remenati so služili kot povezava opaža z jarmi (sl. 4).

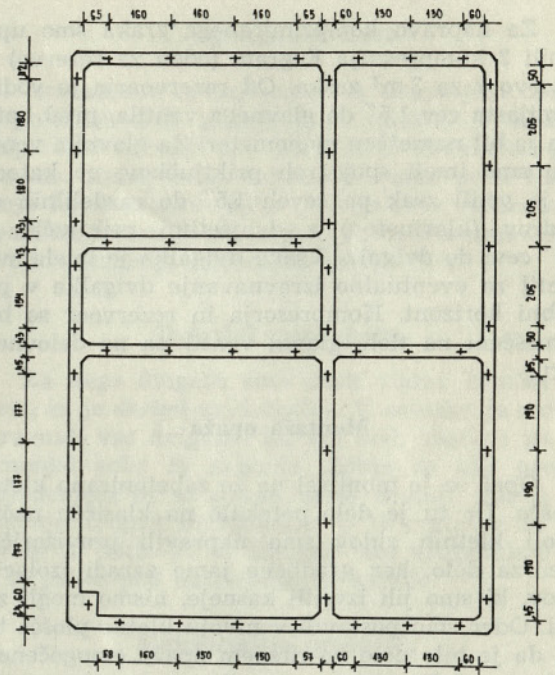
c) **Jarmi** so bili leseni in sicer vertikalne preseka $12/20\text{ cm}^2$, dolžine 2,20 m, zgornja horizontala $10/14\text{ cm}^2$, spodnja $10/12\text{ cm}^2$. Spoje horizontala z vertikalami smo izvedli z dvema vijakoma $\phi 16$ in $\phi 14$. Jarmi so bili izdelani v konus tako, da je bil opaž na gornji strani 0,5 cm ožji od debeline zidu, a na spodnjem širši za 0,5 cm. Zožitev opaža je bila potrebna zaradi lažjega drsenja, zmanjšanja napetosti v spodnjem delu zaradi povečanja prostornine betona, ki nastane pri vezanju cementa. Spoj med remenatimi in jarmi je bil izveden s kotniki $100 \times 100 \times 10\text{ mm}$ dolžine 12 cm in vijaki $\phi 16$ (sl. 4).



Sl. 3



Sl. 4



Sl. 5

č) **Delovni in viseči oder.** Betoniranje je bilo predvideno na notranji strani stolpa. Zato je bil oder izdelan na notranji strani oboda zidov prek cele površine razen v celici III, ki je bila največja. Tu je bil izdelan oder širine 1,70 m. Okoli zunanje oboda stolpa pa je bil oder za montažo armature širine 1,00 m. Plohi odra so bili priklovani na nosilne plohe in prek klešč na jarme. Klešče pa so bile podprte še s poševnimi ročicami (sl. 4) (sl. 3).

Viseči delovni oder je tekel po celotnem obodu vseh celic in na zunanji strani stolpa. Ti odri so služili za končno obdelavo betonskih površin in nego betona (polivanje). Nosilna konstrukcija visečih odrov je bila izdelana iz brezšivnih cevi, za cevne odre. Dohodi na te odre so bili izvedeni iz zgornjega odra z odprtini in loputami.

Vsi odri so imeli zaščitno ograjo z vertikalnimi zaščitnimi deskami.

d) **Dvigalni mehanizem.** Za dviganje opaža smo uporabili italijanske pnevmatične dvigalke tipa S. A. M. E. (Società Attrezzature Macchine Edilizia) iz Milana, ki so plezale po železnih palicah $\phi 25$ kvalitete jekla ST 52. Enakomerna razdelitev dvigalk ni bila mogoča zaradi različnih dimenzij posameznih celic (sl. 5). Najmanjša razdalja je bila 1,30 m, a največja 2,05 m. Skupno število dvigal je bilo 52.

Palice, po katerih so plezale dvigalke, so bile dolge 4 m in so se podaljševale s privijanjem ene na drugo. Pri prvi montaži so se postavile palice različnih dolžin od 1,5 m do 4,0 m. Zaradi tega so bili spoji pri podaljšanju palic v različnih višinah. Tako je bilo v eni horizontali le 9 enakih podaljškov. Nosilnost dvigalke je znašala 4,5 tone, dele pa so na pritisk 6 atmosfer.

Za napravo komprimiranega zraka smo uporabili 2 kompresorja Fagram (eden za rezervo) in rezervoar za 3 m^3 zraka. Od rezervoarja je vodila gumijasta cev $1,5''$ do glavnega ventila, pred katerim je bil nameščen manometer. Za glavnim ventilom smo imeli spoj treh priključkov, po katerih se je vodil zrak po ceveh $1,5''$ do razdelilnih cilindrov (klarinetov) z dvajsetimi priključki za $3/4''$ cevi do dvigalk. Vsaka dvigalka je imela svoj ventil za eventualno izravnavanje dvigalke v potrebni horizont. Kompresorja in rezervoar so bili nameščeni na tleh, glavni ventil pa na delovnem odru.

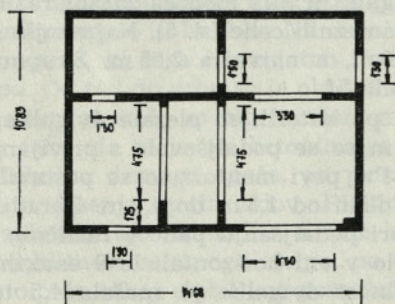
Montaža opaža

Opaž se je montiral na že zabetonirano kletno ploščo. Do tu je delo potekalo na klasičen način. Okoli kletnih zidov smo napravili provizoričen oder za delo, ker gradbene jame zaradi izolacije zidov, ki smo jih izvedli kasneje, nismo mogli zasuti. Oder smo postavili v nivoju kletne plošče tako, da je bilo delo na drsnem opažu omogočeno z vseh strani. Prvo smo postavili eno stranico opaža, jo sočasno pritrdili z jarmom. Nato smo položili armaturo in zaprli opaž še z druge strani. Ko je bil opaž zaprt in nameščeni vsi jarmi, smo začeli z montažo dvigalk in vodil, dovodov zraka in montiranjem delovnega odra. Celotna montaža opaža je trajala 8 dni. Obenem smo tudi pripravili vse za postavitev visečega odra.

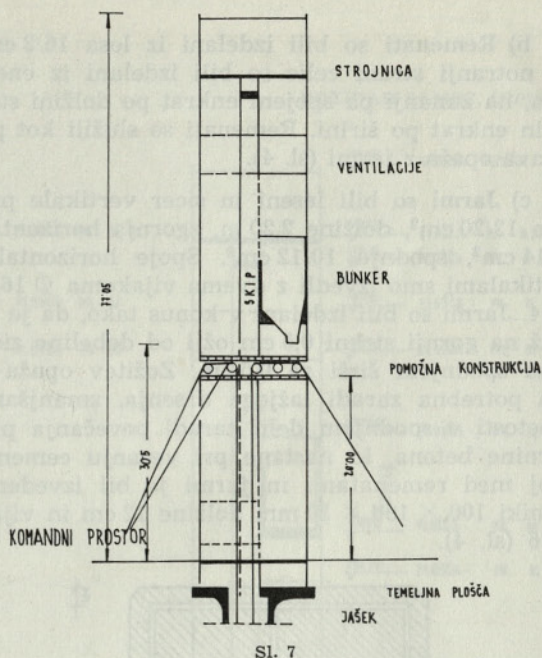
Delo z drsnim opažem

Osnovna karakteristika pri gradnji z drsnim opažem je princip kontinuirnega betoniranja in ravno to je prednost tega opaža. Nujno je, da med samim betoniranjem ne pride do kakih zastojev. Paziti moramo, da imamo dobro mehanizacijo za napravo betona, mehanizem za dviganje opaža ter mehanizem za transport betona in zadostnih količin materiala, potrebnega za napravo betona. Imeti moramo tudi ugodno vreme brez padavin in nizkih temperatur, ki zavirajo vezanje cementa.

Posebno je paziti pri začetnem betoniranju, ko je drsni opaž še klasičen opaž, da se nam beton ne zalepi s stranicami opaža. Važno je, da prvi sloj betona ni večji od 30 cm in da začnemo pravočasno z dviganjem opaža.



Sl. 6



Sl. 7

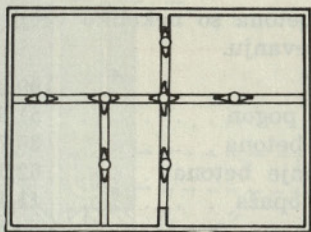
V Boru smo imeli pri dviganju opaža na začetku precej težav. Vzrokov je več: a najvažnejši je ta, da je v začetku odpadlo precej sten. V ostalih stenah je ostalo precej odprtin, zato je odpadlo precej dvigalk, a ostale so morale prenašati dodatno težo (sl. 6 in 7).

Vertikalnost sten smo merili tako, da smo imeli napeljane v vse štiri vogale vodne tehtnice in prek njih oziroma križa merili višino posameznih jarmov in celotne strani opaža. Odstopanje od vertikalne smeri smo merili tudi z grezili, ki smo jih imeli pritrjene na opažu v štirih točkah in spuščene nad kletno ploščo, kjer smo že prej vrezali križ. Vertikalnost posameznih vogalov pa je meril geometer v dveh smereh. Odstopanja od idealne vertikalnosti so bila minimalna (2—3 cm) in v mejah dopustnosti.

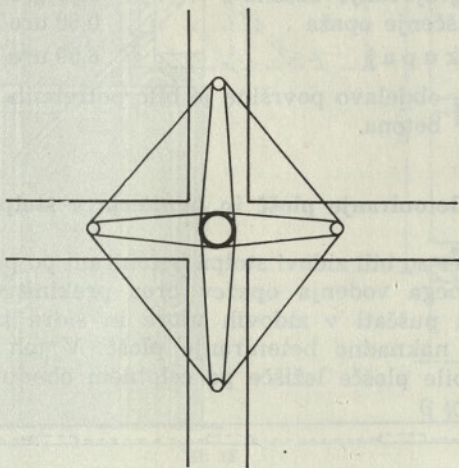
Opaže manjših odprtih smo izvedli fiksne (vrata, okna). Napravili smo okvirje nekoliko manjše od dimenzij zidov. Za večje odprtine oziroma izpuščene stene je bil opaž drsni, vendar se ni najbolje izkazal. Opaž je pri dviganju trgal beton na ostrih robovih.

Do višine 68 m, to je višine strojnice smo šli z betoniranjem vseh zidov, od tu dalje pa so vmesni zidovi odpadli, ostali so le obodni. Tu bi morali notranje opaže odstraniti, da zmanjšamo težo celotnega opaža, ali pa da vodimo opaž do vrha, a težo tega opaža, kjer ni zidov, prenašamo prek dvigalk in vodil na spodnje zidove.

Ker bi bila zamuda časa pri prvi rešitvi velika, smo si izbrali drugo. Vsa vodila, na katerih so se dvigalka dvigale v sredini, smo pustili. Tako so dvigalka lezle po prostih vodilih. Da ne bi prišlo do uklona vodil, smo vodila s posebno armaturo na vsakih 40 cm vezali na železne cevi $\phi 15\text{ cm}$ (sl. 8, 9). Uklon je bil tako nemogoč in opaž je nemoteno lezel k vrhu. Tu smo opaž izvlekli toliko iz zidov, da je bila demontaža čim lažja.



SI. 8



SI. 9

Betoniranje

Priprava betona je potekala v dveh gradbiščnih betonarnah s 400 l mešalcema. Ena betonarna je služila le kot rezerva, zaradi morebitne okvare druge ali pomanjkanja materiala.

Marka betona je bila zahtevana MB 300. Zahtevan je bil agregat Moravec. Frakcije smo dobili po železnici iz Doljevca na Moravi. Od železniške postaje Bor do gradbišča smo prevažali pesek s kamioni. Frakcije smo dozirali težinsko. Drobne frakcije so bile močno izprane in smo dobro gostoto betona dosegli z večjo količino cementa. Cement smo dovažali v rinfuzi iz cementarne Popovac 90 km daleč. Cement je bil PC 350 z 20 % dodatka tufa.

Beton smo vgrajevali s pervibratorji tako, da smo beton stresli iz posode na oder in ga ročno vmetavali v slojih 30 cm v opaž. Paziti smo morali, da nismo z iglo mešali starih slojev betona z novimi. Vgrajevati pa smo morali bolj plastičen beton zaradi lažjega dviganja opaža.

Stalno smo tudi čistili opaž, ker se je nabiralo cementno mleko na površini opaža in bi nam onemogočilo dobro drsenje. Betonsko površino, ki je prišla iz opaža, smo morali še naknadno obdelati. Površino smo krtačili, da smo dobili čim lepšo površino betona. Površino betona smo obdelovali na zunanji in notranji strani stolpa. Delo se je vršilo na spodnjem visečem odru.

Polaganje armature

Istočasno z betoniranjem in dviganjem opaža je potekalo tudi polaganje armature. V zidove stolpa smo vgradili 120 ton železa. Vertikalne palice smo podaljševali v zamikih vsako peto. Polaganje horizontalnih palic je bilo zelo otežkočeno zaradi majhnega prostora med jarmi. Posebno težko je bilo polaganje debelejših profilov.

Dvigalni mehanizem

Za nego dvigalk smo imeli stalno ključavničarja, ki je skrbel za dvigalke. V začetku je moral naravnati vse dvigalke na isti hod, kasneje pa je zamenjal zobe in zagozde. Zobje so bili precej obremenjeni in so pokali in se drobili. Palice za plezanje dvigalk smo imeli iz $\phi 25$ kvalitete ST 52, ker se je jeklo ST 37 izkazalo kot neuporabno in so se palice pod obremenitvijo krivile.

Mehanizacija gradbišča

Na gradbišču smo imeli naslednjo mehanizacijo: žerjav Weitz, osebno tovorno dvigalo Alimak. 2 betonarni, 60 dvigalk, 2 kompresorja Fagram in 2 kompleta vibratorjev.

Žerjav Weitz z dosegom roke 30 m je bil postavljen na poseben temelj ob robu stolpa. Prvih 40 m je stal prosto, nato pa je bil sidran v stolp. Z žerjavom smo izvršili montažo opaža, transport betona in železa, demontažo drsnega opaža, v končni fazi smo transportirali material za opaže, železo in beton notranjih plošč, kakor tudi montažo dela opreme.

Osebno tovorno dvigalo je služilo za prevoz delovne sile na stolp, v času dviganja žerjava pa tudi za prevoz betona in železa.

Delovna sila

Za delo pri betoniranju stolpa smo potrebovali skupino devetindvajset ljudi v vsaki izmeni. Delali smo v dveh izmenah po 12 ur. Od tega je bilo petnajst betonarjev, trije tesarji, pet železokrivcev, ključavničarja, 3 strojnike, električarja in delovodja.

Za pripravo betona je bilo pet delavcev, štirje so vgrajevali beton, dva čistila opaž in odre, štirje pa obdelovali beton. Tesarji so skrbeli za pravilno dviganje opaža in polaganje škatel in sider v opaž. Železokrivci so polagali železo, ključavničar je skrbel za dvigalke, strojniki pa so delali na žerjavu, dvigalu in kompresorju. Dežurni električar je bil v stalni pripravljenosti zaradi morebitne okvare. Celotno delo je vodil delovodja.

Napredovanje del

Napredovanje del je odvisno v prvi vrsti od hitrosti vezanja cementa, vremena, v katerem se betonira, mehanizacije in zadostne količine materiala,

potrebne za gradnjo. V Boru se je višina betoniranja spreminjala od enega metra do treh. Vreme v času betoniranja ni bilo najbolj ugodno. Več dni je deževalo, a pihala je tudi močno košava, ki nam je zelo ovirala delo, zlasti z žerjavom. Delo je trajalo skupno z vsemi zastoji 48 dni, to je povprečno $77 : 48 = 1,60$ m/dan. Imeli smo nekaj dni zastoja zaradi okvare žerjava, dviganja opreme za podjetje Deilmann in raznih manjših naknadnih zastojev. Če seštejemo dejanske ure, bi bilo potrebno 34 delovnih dni ali $77 : 34 = 2,30$ m/dan ali 9,6 cm/uro.

Hitrost dviganja bi lahko precej povečali z idealnimi pogoji dela in, če bi imeli bolj izvežbano ekipo.

Demontaža opaža

Za pomoč pri demontaži opaža in kasneje pri spravljaju materiala v stolp smo napravili v višini bodoče strojnice — tam, kjer so odpadli vmesni zidovi — pomožni oder. Tako je bil celoten stolp od zgoraj zaprt in je bil preprečen vsak padec materiala od zgoraj, po stolpu navzdol. V posameznih celicah, kjer so spodaj plošče, pa smo pustili odprtine za kasnejši transport materiala.

Demontaža opaža je trajala 7 dni, delo je oviral močan veter. Opaže smo spustili na zemljo z žerjavom. Najbolj komplicirana je bila demontaža odra, ker je obstajala nevarnost, da nam pade kakšen del navzdol.

Ekonomija drsnega opaža

Prednosti drsnega opaža so naslednje:

Konstrukcija opaža je istočasno tudi oder za betoniranje zidov in oder za obdelavo fasade. Opaž se montira le enkrat, kar je nasprotno klasičnemu, ki ga menjamo večkrat.

Vlečenje opaža se opravi od pritličja do strehe mehanično oziroma pnevmatično s pomočjo dvigalk.

Opaž se poceni z višino objekta ali z njegovo večkratno uporabo, za več objektov. Nekoliko dražje je samo betoniranje, če je brzina dviganja manjša. V Boru je ibl opaž uporabljen le enkrat in je zato tudi celoten opaž nekoliko dražji.

Materialni stroški 356.061

Delo na opažu 98.654

Skupni stroški 454.715

1 m² opaža je stal $454.715 : 10.843 = 41,93$ din na m² od tega materialni strošek 32,83 din/m² in delo 9,10 din/m².

Za samo dviganje opaža po 23,00 din/m² od tega materialni strošek 19,00 din/m² in delo 4,00 din na m².

Za celoten opaž, montažo, dviganje in demontažo je bilo porabljenih 6042 ur ali za 1 m² $6042 : 10842 = 0,56$ ure/m². Za samo dviganje le 0,25 ure na m².

Stroški betona so nekoliko večji kot pri klasičnem vgrajevanju.

Material 190,26 din/m³

Stroji + pogon 51,99 din/m³

Naprava betona 30,70 din/m³

Vgrajevanje betona 52,50 din/m³

Čiščenje opaža 11,40 din/m³

S k u p a j 336,85 din/m³

Potrebno število ur za 1 m³ betona je bilo:

Naprava betona 2,16 ure/m³

Vgrajevanje betona 3,55 ure/m³

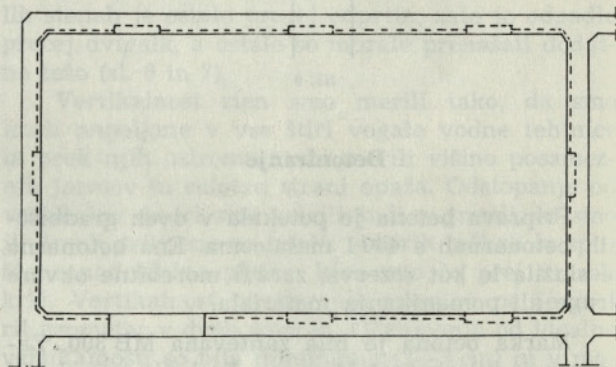
Čiščenje opaža 0,88 ure/m³

S k u p a j 6,59 ure/m³

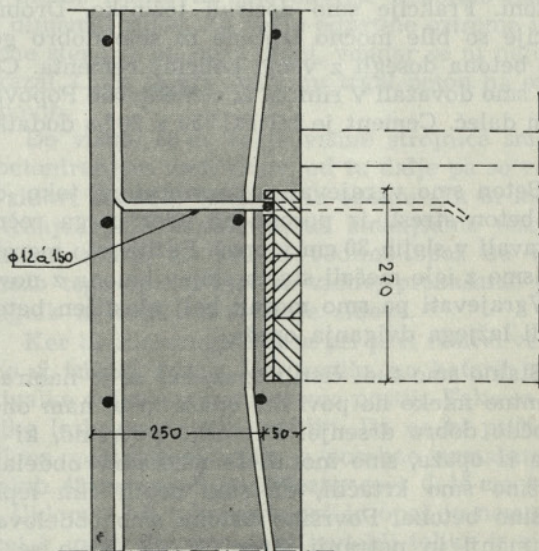
Za obdelavo površine je bilo potrebnih še 2,50 ure/m³ betona.

Betoniranje plošč in bunkerja v stolpu

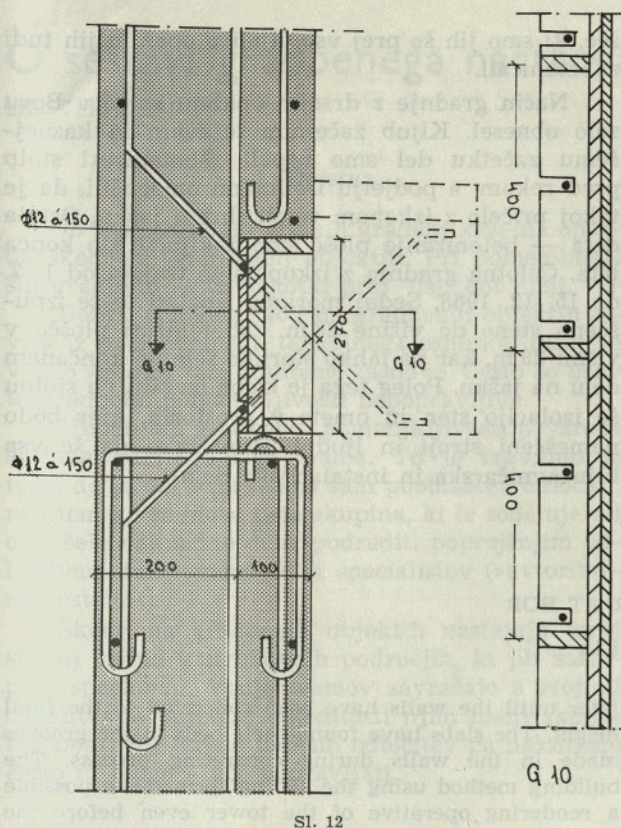
Ker so bili zidovi stolpa betonirani po principu strnjenege vodenja opažev brez prekinitve, smo morali puščati v zidovih utore in sidra iz železa za naknadno betoniranje plošč. V teh utorih so dobile plošče ležišče po celotnem obodu zidov.



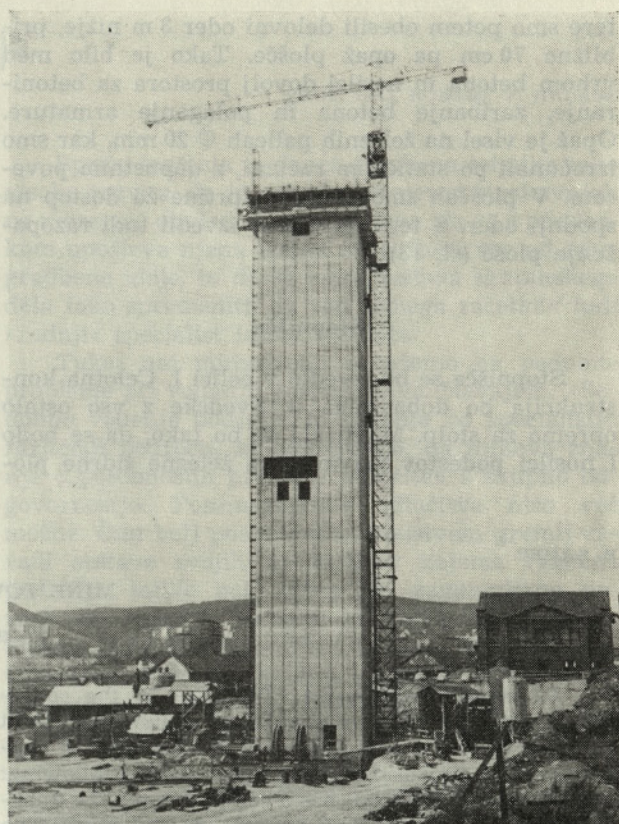
SI. 10



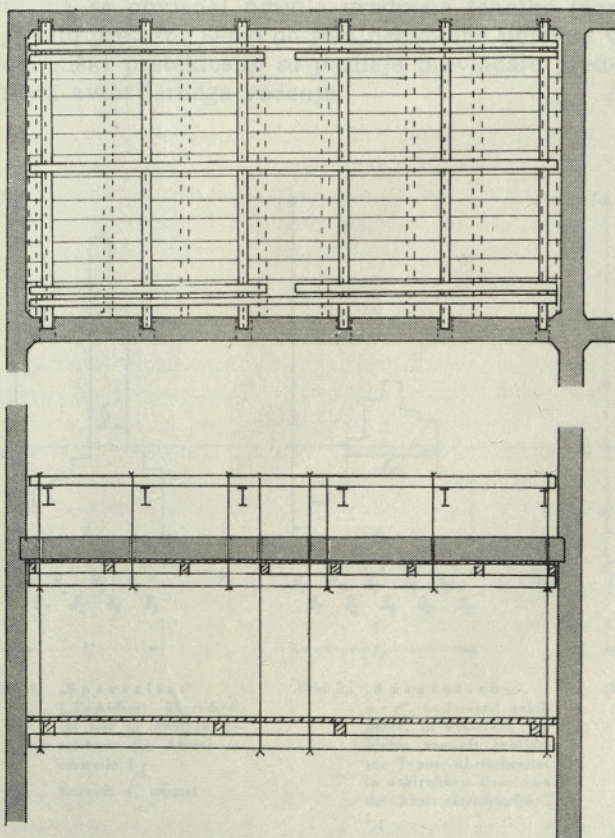
SI. 11



Sl. 12



Sl. 14. Novi izvozni stolp v Boru



Sl. 13

To smo dosegli na ta način, da smo vstavili škatle v drsni opaž na določeni višini, po celem obodu zida. Utori so bili globoki izmenično 5 do 10 cm zaradi boljšega naleganja. Računsko naleganje je bilo le 5 cm, a je bilo na gotovih mestih povečano na 10 cm (sl. 10). Zidovi so bili debeli 25 do 30 cm in bi bile večje odprtine, prevelike oslabilte zidov, dokler se ne bi zabetonirale plošče. Armaturo, ki je bila potrebna za sidranje, smo skrivili v opaž, a pri razopazanju škatel smo izvlekli tudi armaturo. Debeline plošč so bile različne od 27 cm do 65 cm, k temu so bile prirejene tudi škatle (sl. 11 in 12).

Ker so bile plošče na raznih višinah in raznih celicah, nismo mogli vseh plošč enako podpirati. Pred začetkom naprave plošč smo napravili v višini 30 m v prvih treh prekatih zaščito nad stroji podjetja Deilmann. Tu so bili postavljeni nosilci, nad njimi pa leseni zaščitni pod, na katerega smo nasuli pesek. Od tega platoja navzgor se je začelo naše betoniranje plošč in bunkerja.

Višinska razlika med ploščami je bila zelo različna od treh metrov do petdeset metrov. Ene plošče smo podpirali klasično, s podporami druge pa obesili.

Ploščo v strojnici smo poleg nalaganja zlepili še z epoksi smolo tako, da je bil kontakten stik plošče z zidom neprekinjen. Viseče opaže smo izvlekli na tak način, da smo nad bodočo ploščo montirali v že napravljene utore I nosilce, na ka-

tere smo potem obesili delovni oder 3 m nižje, približno 70 cm pa opaž plošče. Tako je bilo med vrhom betona in nosilci dovolj prostora za betoniranje, zaribanje betona in polaganje armature. Opaž je visel na železnih palicah ϕ 20 mm, kar smo izračunali po statičnem računu, z dopustnim povodom. V ploščah smo pustili odprtine za dostop na spodnji oder. S tega odra smo izvedli tudi razopazje plošč (sl. 13).

Stopnišče

Stopnišče se bo izvedlo v celici I. Celotna konstrukcija bo dobavljena iz Švedske z vso ostalo opremo za stolp. Montirala se bo tako, da se bodo I nosilci podestov privarili na železne sidrne plo-

šče, ki smo jih še prej vstavljali v opaž in jih tudi zabetonirali.

Način gradnje z drsnim opažem se je v Boru zelo obnesel. Kljub začetnim težavam in kasnejšemu začetku del smo uspeli zabetonirati stolp pred rokom, a podjetju Deilmann omogočili, da je takoj pričelo z izkopom vertikalnega jaška. Ostala dela — betoniranje plošč smo zaključili do konca leta. Celotna gradnja z izkopom je trajala od 1. 7. do 15. 12. 1968. Sedaj moramo izdelati le še izpuščeno steno do višine 28 m, zabetonirati ploščo v višini 28 m, kar pa lahko storimo šele po končanem delu na jašku. Poleg tega je treba izvršiti na stolpu še izolacijo sten in omete v prostorih, kjer bodo nameščeni stroji in ljudje. Prav tako pa še vsa ključavničarska in instalacijska dela.

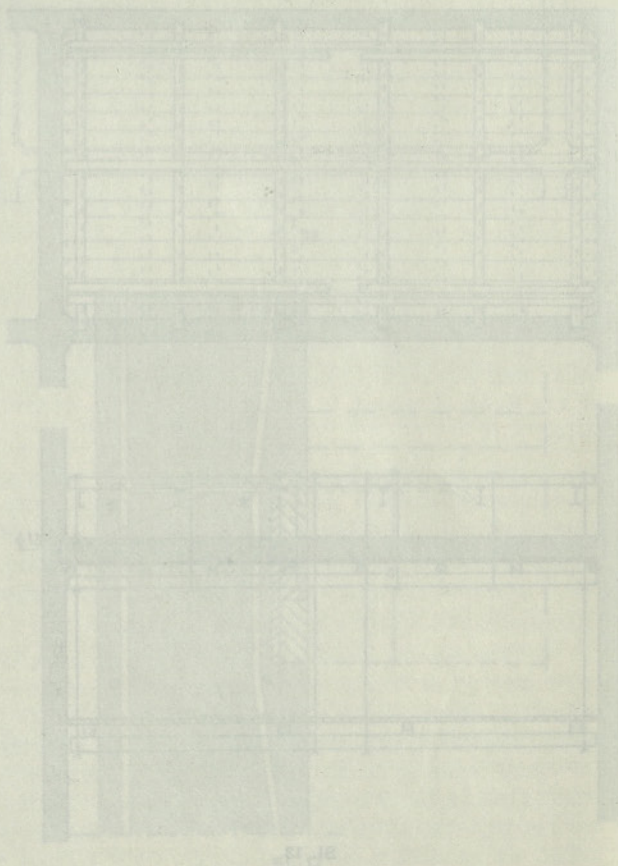
B. SAMEC

MINE TOWER AT BOR

Synopsis

Engineering enterprise »Tehnika« in the cooperation with the business association »Rudis« has built in the year 1968 a new tower for the transport of copper ore. The dimensions of the tower are the following: $14,68 \times 10,83 \times 77,05$ and has 5 compartments the thickness of walls is comprised between 29 and 34 cm. The tower has been constructed by making use of a sliding form. The slabs in the interior have been concreted

later until the walls have been concreted to the final height. The slabs have found their beds in the grooves made in the walls during concreting process. The building method using the sliding form made possible a rendering operative of the tower even before the concreting of the walls has been accomplished whereas all other work proceeded simultaneously.



○ sestavi gradbenega načrtovanja

DK 711:658.51

PROF. ING. ROBERT V. HALÁSZ

1. Dejstva

70 % vseh novih visokih gradenj kaže na opazne škode na gradbenih objektih. Pri pomembnejših gradnjah so ti odstotki prej višji kot nižji.

Dobra polovica škod na gradbenih objektih izvira iz načrtovalnega temeljnega osnutka, torej že v zelo zgodnji fazi gradbene zasnove. Često so prav te gradbene pomanjkljivosti nepopravljive.

Mnogo teh gradbenih pomanjkljivosti povzroča sestava načrtovalnega teama. To je razvidno iz tega, da je del tega teama sam pooblaščen odločati, medtem ko se mora tista skupina, ki le sodeluje ali celo šele naknadno dela, podrediti poprejšnjim odločitvam tako imenovanih specialistov (»avtoritar-na sestava«).

Škode na gradbenih objektih nastajajo torej skoraj vedno v strokovnih področjih, ki jih zastopajo specialisti. Vodje teamov zavračajo s svojimi odločitvami posebne zakonitosti njim manj zaupanih področij. Ravno takšnih odločitev pa naknadno često ni mogoče več popravljati.

2. Posledice

Dokler je samo odločujoči del načrtovalnega teama še obvladal pravila gradbene tehnike (kar je bilo pretežno samo ob sebi nedvomno umevno v obrtniški preteklosti), so pozneje prevladale prednosti avtoritarnega vodenja.

Spričo tega, da je danes gradbena tehnika tako visoko razvita, da je noben posamezen strokovnjak ne more več obvladati, ona zahteva, da se s poudarkom upošteva njena lastna zakonitost, vse od prve gradbene ideje, in da se mora sestava skupinskega dela tako spremeniti, da »od samega začetka« tudi »zadnji« specialist lahko soodloča.

Tukaj naj mimogrede pokažemo na podobne probleme pri vodenju gospodarstva. Navajam: »Sodobno vodenje podjetja je vodenje po specialistih različnih področij, ki dovoljujejo, da njihovo znanje o posebnostih preide v odločitev s skupno odgovornostjo. Posameznikove odločitve niso več možne. Čim bolj posvetovalni vodstveni gremij zaradi sestave svojih specialistov zajema različna področja, toliko bolj mora biti zagotovljeno poznavanje možnih posledic in toliko bližje resnici morajo biti odločitve.« (Prof. dr. ing. W. F. Riestler, Clausthal: Führungsprobleme des Grossunternehmens. Rationalisierung 1968, H. 2, S. 29 ff.)

3. Specialisti in generalisti

(posebni in splošni strokovnjaki, slika 1—4)

Nanesem na abscisi obsege $B_1, B_2, B_3 \dots B_n$ znanja ali zmogljivosti ali izkušnje ali vpogleda, ki jih človek mora obvladati, da lahko plodno deluje, in nanesem diagram specialista z njemu običajnim oblikovanjem po sliki 1, diagram splošnega strokovnjaka ali enciklopedista po sliki 3 in

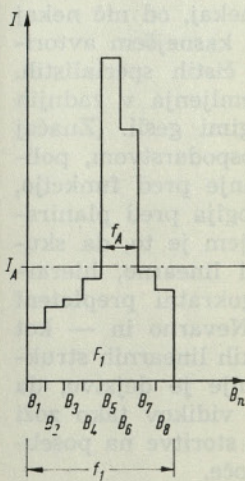


Bild 1. „Spezialist“ („Fachidiot“) überschreitet nur in wenigen Bereichen die Aktivitätsschwelle I_A .
Bereich f_1 schmal

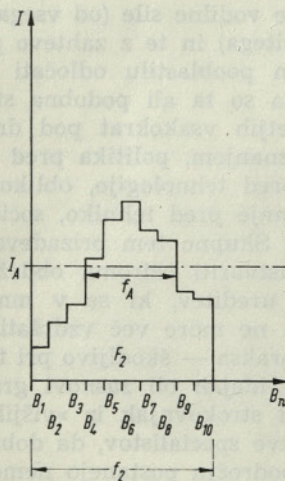


Bild 2. „Ausgeglichener“, umfassend gebildeter, in einzelnen Gebieten vertieft gebildeter Typus, überschreitet in zahlreichen Bereichen die Aktivitätsschwelle I_A .
Bereich f_2 angemessen

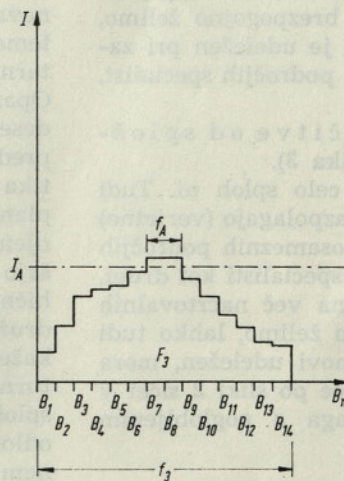


Bild 3. „Generalist“ („Allround man“, „Schwätzer“) überschreitet in wenigen (oder gar keinen) Bereichen die Aktivitätsschwelle I_A , daher von Spezialisten abhängig oder diese ver-gewaltigend.
Bereich f_3 weit

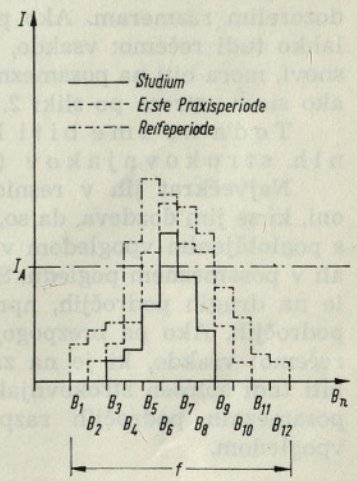


Bild 4. Entwicklungsperioden

Erläuterungen zu den Bildern 1 bis 4:

I = Intensität } des Wissens und des Könnens
 B = Bereiche } oder der Erfahrung oder der Einsicht oder der Intuition

I_A = Aktivitätsschwelle

$$F = \sum_i^n f_i \cdot I_i \text{ (Kapazität) } F_1 = F_2 = F_3$$

diagram dobro izenačenega, mnogostransko izobraženega, v posameznih strokah pa poglobljenega tipa po sliki 2.

Zdaj je splošno znano, da je človekova duševna zmogljivost ($F = \sum_1^n f_n \cdot i_n$) v splošnem omejena, in posebno je znano, da šele doseganje nekega znanja i_s , nekega vpogleda, neke intuitivne intenzitete ali nekega obsega izkušenj usposobi človeka za ravnanje. Znano je, da gole »orientacijske študije« (npr. arhitektove v tehniki sistema ali inženirja pri gradnji mest itd.) najprej ostajajo relativno neplodne. Šele prekoračenje »praga aktivnosti« I_a — kot bi ga jaz rad imenoval — vodi k sposobnosti za odločanje (poglobljeni študij).

Ker ima vsak problem (poudarjam: vsak, tudi vsak specialen) več aspektov, lahko padajo odločitve le, če se upoštevajo prav ti aspekti. Zato ne sme odločati niti specialist po sliki 1 niti splošni strokovnjak po sliki 3; prvi, ker njegovo preozko — čeprav globoko — znanje ne dovoljuje pregledati mnogostranosti aspektov, drugi pa, ker je njegov »pregled« preplitev in v mnogih področjih komaj doseže mejo aktivnosti (npr. v strokovnih področjih svojih specializiranih kolegov).

Praksa kaže, da ozki specialisti po sliki 1 (npr. specialist statik brez vpogleda v konstruktivne obratovno-gospodarske, arhitektonske posledice svojega dela, ali formalističen graditelj mest brez vpogleda v gospodarske posledice in brez zadostnega poznavanja tehničnih možnosti za uresničitev svojih idej) takrat, če imajo avtoritarno pooblastilo za odločanje, izvajajo zgrešena načrtovanja.

Ne sme biti nikake ločitve od specialistov.

Že beseda »specialist« naj se črta iz našega besednjaka. Izvira iz zgodnjega obdobja graditve industrijske družbe in ne ustreza več današnjim že dozorelim razmeram. Ako pa brezpogojno želimo, lahko tudi rečemo: vsakdo, ki je udeležen pri zasnovi, mora biti na posameznih področjih specialist, ako sicer ustreza po sliki 2.

Toda ne sme biti ločitve od splošnih strokovnjakov (slika 3).

Največkrat jih v resnici celo sploh ni. Tudi oni, ki se jim dozdeva, da so, razpolagajo (verjetno) s poglobljenim vpogledom v posameznih področjih ali v posameznem pogledu. So specialisti kot drugi, le na drugih področjih, npr. na več načrtovalnih področjih. Ako pa brezpogojno želimo, lahko tudi rečemo: vsakdo, ki je na zasnovi udeležen, mora biti tudi splošen strokovnjak, če po sliki 2 sicer v posameznih področjih razpolaga s poglobljenim vpogledom.

4. Sodobne strukture načrtovanja

Kaj pa je najvažnejše: nobenemu od udeležencev se ne sme dodeliti pooblastila, da avtoritarno odloča, niti specialistu po sliki 1 niti splošnemu strokovnjaku po sliki 3 niti izenačenemu tipu po sliki 2.

V javnosti je še vedno močno razširjeno mnenje, da splošni strokovnjak (generalist), vodilna sila, član generalnega štaba ne potrebuje nobenega specialističnega znanja, da sme odločati. V prejšnjem odstavku navedena dejstva pa dokazujejo, da je to mnenje vzrok škod na naših novih gradnjah.

Moderna družba ne prenese več nobene posamične odločitve, ker je naša družbena sestava postala tako zapletena, da pooblastila za odločitve ne morejo nič več ostajati v roki ene, čeprav še tako pomembne osebnosti.

Docela moramo odvrniti to, da bi posamezne osebnosti že vnaprej izobrazili kot vodilne sile, kakor na žalost še vedno propagirajo. Razvoj se mora vedno začeti s posameznimi specialističnimi poglobitvami, da preprečimo nevarnost diletantizma.

Po predstavi, ki jo tu predočujemo (in za katero pisec glede na svojo dolgoletno prakso v industriji, projektantskem biroju in poučevanju verjame, da jo je mogoče izpeljati), bo vsak posameznik ne glede na to, če je načrtovalec mest, arhitekt ali inženir, opravil svoj razvoj nekako po sliki 4. Že med študijem se bo namreč moral poglobiti v prvo ali drugo strokovno smer. Poleg tega bo v drugih »glavnih strokah« glede na svoje nagnjenje študiral tudi interfakultetno. Končno si bo glede na svojo duševno zmogljivost ustvaril varen temelj f.

V praksi, ki sledi študiju, bo poglobil to, kar je obdelal, ob priložnosti utrdil poglobljena področja, da bi si nato pridobil v zrelem obdobju v nekaterih strokah široko podlago in s tem razgled, ki ga usposobi sprožiti odločitve in skupaj z drugimi teamskimi sodelavci opravljati delo.

Kar jaz tukaj zastopam, začasno še ni povsod priznano: na vseučiliščih najdemo študijske usmeritve z opredeljenim ciljem izoblikovati tako imenovane vodilne sile (od vsega nekaj, od nič nekaj temeljitega) in te z zahtevo po kasnejšem avtoritarnem pooblastilu odločati o čistih specialistih. Opazna so ta ali podobna stremjenja v zadnjih desetletjih vsakokrat pod drugimi gesli. (Značaj pred znanjem, politika pred gospodarstvom, politika pred tehnologijo, oblikovanje pred funkcijo, planiranje pred tehniko, sociologija pred planiranjem.) Skupno tem prizadevanjem je to, da skušajo ustvariti oziroma obdržati linearno, hierarhično ureditev, ki se v mnogokratni prepleteni družbi ne more več vzdržati. Nevarno in — kot kaže praksa — škodljivo pri takih linearnih strukturnih idejah ob zasnovi gradnje je dejstvo, da splošni strokovnjak iz »višjih« vidikov tako zoži odločitve specialistov, da dobre storitve na posebnem področju postanejo nemogoče.

5. Prihajajoči razvoj

Prihodnost pripada torej načrtovalni skupnosti enakih upravičencev. V tej skupnosti strokovnjakov po sliki 2 je morda eden primus inter pares

(prvi med enakimi). Toda pooblastilo za odločanje ne leži na njem. To ne leži pri nobenem, ker je vsak član teama upravičen do pravice veta.

Naj nihče ne reče, da mora voditi le posameznik. Načelo takega vodstva je preživela hierarhična, torej linearna struktura. Ta lahko deluje le v območjih, ki so pregledna za posameznika. Tega pa ni več. Znanost in tehnika dosežata danes svoje veliko zmago slavje skoraj le še v mrežni strukturi teama enakih upravičencev. Tudi v zgodnji zgodovini gradbeništva so nastajale že velike storitve v anonimnem skupnem delu (npr. v srednjem

veku ceh stavbenikov). V prihodnosti bo pa obstajal samo ta način dela.

Večini škod na gradbenih objektih našega časa bi se lahko izognili, ako bi bil vsak sodelavec načrtovalnega teama upravičen do veta. Pravica veta zagotavlja varstvo pred nasiljem posameznih strok, v splošnem je psihološko koristna, ker varuje pred oblastnostjo (ta je vedno nerodovitno tlo za dobra dela), in je v najglobljem temelju demokratična.

(Objavljeno v reviji »Die Bautechnik«, Berlin, št. 1/1969. Prevod z dovoljenjem avtorja.)

Prevedel ing. Vladimír Cadež

R. v. HALÁSZ

ABOUT THE STRUCTURE OF THE CONSTRUCTION DESIGN

Synopsis

Nearly 75 per cent of new erected building constructions exhibit a number of noticeable damages occurred in the construction works. With more important buildings this percentage is rather high than low. More than 50 per cent of damages occurred in the building works may be attributed to an imperfect construction plan that is in an earlier phase of the construction design. Frequently just these structural imperfections can not be corrected.

The author deals with the problems relating to the composition of the research team and proportion of specialist versus general experts. In his opinion the modern society also in the field of construction engineering is not to allow any individual decision since our society structure is very complicated so that the power of making decisions could any more rest in hands of one person although of importance.

iz naših kolektivov

15-LETNICA PODJETJA TIG »TEHNOGRADNJE« V MARIBORU

15. marca se je poleg številnih gostov zbrala v Domu JLA v Mariboru k svečani proslavi 15-letnice obstoja vsa delovna skupnost podjetja za inženirsko-tehnične gradnje »Tehnogradnje« Maribor.

Podjetje je v tej dobi dokončalo izgradnjo hidrocentrale Mariborski otok (48 MV), nato pričelo z gradnjo hidrocentrale Vuzenica (prav tako 48 MV), kateri so sledile še hidrocentrale Vuhred (60 MG), Ožbalt (60 MV), in sedaj izgradnja hidrocentrale Srednja Drava 1 (127 MV). Poleg dravskih elektrarn je podjetje zgradilo tudi 78 m visoko pregrado v kanjonu reke Like. Od 1965 do danes je podjetje TIG »Tehnogradnje« izdelalo projekte in zgradilo mostove prek Drave v Vuzenici, Vuhredu, Podvelki, Rušah, Mariboru, Ptuj in Ormožu, dalje na cesti Maribor—Dravograd—Ravne, na cesti Šentilj—Sladki vrh, most prek Ljubljane v Vevčah, podporno konstrukcijo za železniški most prek Save v Zagrebu, most prek Like, most prek Željeznice v Bosni in prek Mure v Murskem Središču. Tudi v tujini so bili zgrajeni mostovi in sicer 3 prek Evfrata v Siriji (večji dolžine 413 m in širine 16 m, dva manjša pa približno 90 m dolga) ter most v Raki dolžine 525 m in širine 12 m. Podjetje je gradilo tudi ceste in sicer od Vuzenice proti Dravogradu, sodelovalo pa pri gradnji avto ceste Ljubljana—Zagreb, na rekonstrukciji ceste Dravograd—Ravne, na gradnji magistrale v Mariboru, ceste Rosin—Studenci in lani tudi začelo z gradnjo cest v Bosni. Od visokih gradenj je treba omeniti šolski center ter hotel »Slavija« v Mariboru, kakor tudi gradnjo stanovanjskih in industrijskih objektov. Lani je podjetje pričelo z deli na obrežnih zavarovanjih v sklopu hidroenergetskega giganta Djerdap. Trenutno pa izvaja dela na cestah v Bosni, na mostovih v Varaždinu prek Drave, v Lasinju prek Kolpe, v Žitomislícih prek Neretve, v tujini pa 650 m dolg most prek Evfrata v Siriji. V programu ima podjetje še dovršitev del na nadvozu pri Ilidži, sedaj pa zaključuje dela na HE Srednja Drava-1.

Našteti najpomembnejši objekti so dovolj zgovern dokaz organizacijske in tehnične sposobnosti tega kolektiva in hkrati tudi jamstvo za nadaljnje še večje uspehe. Za izredne zasluge pri delu je predsednik republike Josip Broz Tito odlikoval sedanjega direktorja ing. Jožeta Mušiča z redom dela z zlatim vencem, z redom dela s srebrnim vencem pa je odlikoval ing. Danila Bevka, ing. Vlada Hreščaka, ing. Vlada Cimperška, Mihaela Cerpesa, Andreja Ježa in Kolomana Špilaka, 34 članov delovne skupnosti pa je prejelo medaljo dela.

Vsej delovni skupnosti TIG »Tehnogradnje«, posebej pa še odlikovancem in jubilarantom iskreno čestitam!

PROIZVODNI SESTANKI GRADBENE OPERATIVE

V marcu in delno tudi v aprilu so se sestali predstavniki gradbene operative v vseh osmih gradbeno-tržišnih področjih (bazenih) Slovenije. Obravnavali so obseg za letos že prevzetih ali delno zagotovljenih gradbenih del, kakor tudi drugo problematiko podjetij ob pričetku letošnje sezone. Nadalje je dnevni red obsegal tudi izdelavo programa razvoja gradbeništva Slovenije, samoupravno dogovarjanje v gradbeni operativi, osebne dohodke, garancijsko pismo ob predaji stanovanj, podatke iz zaključnih računov podjetij gradbeništva za preteklo leto itd.

V problematiki podjetij so navzoči zlasti poudarili: — podjetja imajo sorazmerno veliko sklenjenih pogodb, večinoma že za 50 %—70 % vrednosti lani

opravljenih del. Vendar jih je tudi nekaj, katerim dela primanjkuje bodisi zaradi njihove specializirane dejavnosti, ali pa zato, ker na njihovem neposrednem terenu letos ni predvidenih obsežnejših investicij (Gorenjska in celjsko področje);

— v prvih mesecih letošnjega leta je bila zaradi dolge in izredno neugodne zime onemogočena skoraj vsa gradbena dejavnost. Zato tudi ni bilo dovolj dohodka in imajo nekatera podjetja dokaj težavno finančno stanje;

— znaten obseg že sklenjenih pogodb ima svojo slabost v tem, ker cene materialov, transportov in drugi stroški močno in nenehno naraščajo (betonsko železo, žica za prednapeti beton, pocinkana pločevina, radiatorji, delno prevozi cementa itd.). Ker je večina pogodb sklenjenih za »fiksno ceno«, bo težko doseči izplačilo nastalih razlik v ceni od investitorjev in kupcev;

— gradbeno tržišče je še vedno dokaj neurejeno. Investitorji izsiljujejo vedno hujše in skoraj nesprejemljive pogoje ob priliki oddaje del, kar si gradbena podjetja še sama otežkočajo s pristajanjem na takšne pogoje in z nerednimi primeri nelojalne konkurence. Rešitev je le v enotnosti in sodelovanju vse gradbene operative;

— vrednost opravljenih, a še neplačanih gradbenih del je v primerjavi z istim obdobjem lani narasla za 22 %, kar povzroča dodatne poslovne težave;

— že sedaj ob samem začetku sezone manjka tesarjev, opažarjev, betonarjev, železokrivcev, zidarjev in nekaterih drugih gradbenih delavcev. Med zimo so podjetja organizirala številne tečaje, vendar je tudi to še vse premalo. Ostra kritika je letela na podjetja, ki ne vlagajo nikakršnih naporov za osposobitev lastnih kadrov, temveč jih enostavno prevzemajo in preplačajo od drugih.

V takšni situaciji je treba začasno omogočiti spremembo v gradbene vajsenske šole tudi tistim, ki nimajo končane osemletke, imajo pa vse pogoje, da bodo postali dobri kvalificirani gradbeni delavci;

— manjka tudi gradbenih inženirjev, tehnikov in drugih strokovnih kadrov. Tudi pri teh nekatera podjetja strokovnjake samo »kupujejo«, nič pa ne store za njihovo štipendiranje, prakso, pripravništvo itd.

Takšnih nekorektnih metod se zlasti poslužujejo tudi investitorji za opravljanje nadzorstva.

— glede gradbenih materialov so podjetja preokrbljena, le če se ne bo v sezoni zopet pojavilo pomanjkanje cementa, siporeksa, instalacijskih in nekaterih drugih obrtniških materialov;

— poseben problem predstavlja nevzdržna zaščita domače strojegradnje. Navzlic izredno visokim cenam so stroji nekvalitetni, kar povzroča tudi nadalje nesorazmerno visoke stroške popravil ter vzdrževanja, po drugi strani pa sedanji sistem onemogoča uvoz kvalitetnejših in cenejših strojev iz tujine.

To je le nekaj perečih problemov, ki močno zavirajo uspešnejše poslovanje gradbene operative in katere bo treba v prihodnje dosti bolj učinkovito reševati kot doslej.

POSVETOVANJE V RABCU

O doslej največjem gradbišču SGP »Konstruktor« Maribor, ki gradi v Rabcu na istrski obali turistične objekte v vrednosti okrog 5 milijard S din, smo na tem mestu že poročali.

19. in 20. marca 1969 je bila na gradbišču prikazana proizvodnja in uporaba novega sistema montažnih plošč filigran. Poleg organizatorja demonstracije, avstrijskega podjetja »Hutter in Schrantz« z Dunaja, so bili navzoči predstavniki številnih projektantskih in

gradbenih podjetij, ne samo iz Slovenije, temveč tudi iz drugih krajev države.

Plošče z nosilci filigran so bile uporabljene na tem gradbišču za 26.000 m² stropnih konstrukcij. Plošče so betonirane na samem gradbišču na zbrušeni (teraco) podlagi, so debele 4 cm, težke pa približno 100 kg/m² in nadomeščajo ves opaž. Širina plošč je lahko različna od 1,20 do 2,50 m, dolžina pa je prilagojena razpetini prostora. Razstoj nosilcev filigran je 60—70 cm. Ker tehtajo plošče navadno 600 do 1000 kg, je njihova velikost odvisna tudi od nosilnosti dvigalnih naprav. Za odlepljenje plošče od podloge je potrebna sila, približno enaka dvojni teži plošče. Elementi se lahko že po 24 urah nameršajo na mesto uporabe, nakar jih dobetonirajo do dokončne debeline. Vidne površine so zelo gladke ter ne potrebujejo naknadne obdelave. Stiki med posameznimi ploščami so tesnjeni s posebnimi kiti. Vidne površine so le arhitektonsko obdelane z zato pripravljenimi plastičnimi premazi v različnih barvah.

SGP »Konstruktor« je prvo v državi pričelo uporabljati sistem stropov filigran in bo tudi v prihodnje sodelovalo pri nadaljnjem razvoju proizvodnje ter uporabe tega sistema pri nas.

NASTOP PODJETJA »GRADIS« V TUJINI

V ZR Nemčiji delajo delavci GIP »Gradisa« že šesto leto. Prevezeta dela po obsegu stalno naraščajo in jih izvaja sedaj že več kot 200 delavcev. Treba pa bo še novih 80, da bodo v redu in pravočasno dokončane že prevzete naloge. Stalno narašča potreba po tesarjih, opažarjih in gradbenih delavcih, ki znajo prijeti za vsako delo, le klasičnih zidarjev je treba vedno manj. Zato imajo tudi tesarji v kolektivnih pogodbah v ZR Nemčiji nekoliko višjo osnovo kot zidarji. Dela bodo letos koncentrirana v okolici Frankfurta. Poleg subakorda bo tudi nekaj samostojno prevzetih del, saj je Gradis v Münchnu ustanovil svoje lastno gradbeno podjetje.

Tudi v Avstriji je letos pričakovati večji obseg gradbenih del. Predvidevajo zaposlitev 60 delavcev na Dunaju, če pa bodo uspela pogajanja, ki so v teku, bo treba še nadaljnjih 50 ljudi. Letos so osnovne plače v Avstriji za 3—8 % višje, naši delavci pa imajo po kolektivni pogodbi, če so poročeni, tudi vsak mesec plačano vožnjo domov. S kooperacijo so zadovoljni tako v Gradisu, kot v avstrijskem podjetju.

Obseg del na stanovanjski stavbi v Franciji blizu švicarske meje je sicer še skromen, vendar je upanje, da se bo po začetnih pripravah povečal. Pogoji prehrane in stanovanja v Franciji niso tako dobri kot v Nemčiji ali Avstriji, vendar so zaslužki delavcev še kar primerni.

V sporazumu s SGP Slovenija ceste je Gradis prevzel tudi gradnjo poslovnega objekta v mestu Agedabia v Libiji. S tem stopa Gradisov kolektiv prvič na afriška tla in upa na uspešno angažiranje tudi na tem tržišču.

V podjetju menijo, da je treba na tuja tržišča poslati le dobre, preizkušene delavce, ki so svojo sposobnost in prizadevnost pokazali na domačih gradbiščih. Za pokritje vseh potreb v tujini bi potrebovali približno 20 % delavcev z domačih gradbišč (lani jih je bilo povprečno 2300). S tem si bo podjetje očevalo ugled, ki ga je doslej pridobilo v tujini. Nastale vrzeli na domačih tržiščih bo seveda treba izpolniti s pridobitvijo novih delavcev.

BETONIRANJE KUPOL BREZ OPAŽEV

Iz glasila kolektiva »Ingrad« Celje povzemamo, da je arhitekt Bini iz Bologne razvil nov sistem tehnološke betoniranja kupol.

Izvedba ne zahteva nobenih opažev, odrov, dvigal ali žerjavov in je uporaba časa mnogo manjša. Za betoniranje se uporablja fleksibilna »neopren« membrana, ki se razprostire po tleh. Na obodu je tesno povezana s temelji. Na membrano se položi ojačevalno armaturno pletivo in sveža betonska mešanica. Z dovanjanjem zraka pod membrano se le-ta dviga na željeno višino. Pri tem ne služi jekleno pletivo le kot armatura betona, temveč preprečuje tudi njegovo drsenje med dviganjem. Beton je vibriran pred vpihavanjem zraka pod membrano in po njem. Tanka betonska lupina se hitro strdi in se lahko membrana že po kratkem času odstrani ter ponovno uporabi.

S tem postopkom je mogoče v pol ure izdelati kupolo premera 30 m in deb. 5 cm s površino 700 m² in s prostornino 4000 m³. Za to delo je potrebno le 8 delavcev.

IZBOLJŠAVE ZIDNIH ELEMENTOV ZA ZUNANJI ZID

GIP »Ingrad« poroča tudi o izboljšavi zidakov iz enozrnatega betona V-12 in T-12 velikosti 19 × 29 × 39 cm, ki jih proizvaja za zidavo zunanjih zidov. Z izboljšavami naj bi dosegli ustrezno nosilnost in toplotno izolacijsko sposobnost. Po proizvodnem postopku z vibriranjem so trdnosti betonskih zidakov višje od zahtevanih. Zato posvečajo toliko več pozornosti sedaj še rešitvi zadovoljive toplotne izolacijske sposobnosti.

Pretežni del Slovenije je v III. klimatski coni s predpisanim koeficientom K 1,10 kcal/m²h⁰ C za zunanje zidove. To vrednost dosežemo z zidom iz polne opeke debeline 51 cm, ki je obojestransko ometan. »Ingrad« pa namerava to doseči s svojimi prefabriciranimi zidaki T-12 in sicer na 2 načina:

- s spremembo agregata, in
- s spremembo oblike zidaka.

S tem, da je bila namesto peska uporabljena žilindra, se je izboljšala toplotna izolacijska sposobnost za okrog 27 %. Ti žilindrini zidaki po obeh zahtevanih sposobnostih ustrezajo predpisom JUS standardov z oznako TBB-25 1,35/75 JUS U. N 1.100. Dosežene trdnosti so povprečno 86 kg/cm².

Druga izboljšava je bila dosežena z izdelavo mrežaste strukture. S tem se je izolacijska sposobnost tega zidaka povečala za 25 % v primerjavi s prejšnjim V-12. Če združimo obe ugotovitvi, tedaj bo zidak T-12, izdelan iz žilindre, ustrezal veljavnim zahtevam za zunanje zidove tako po trdnosti, kakor tudi po svoji izolacijski sposobnosti. Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij v Ljubljani izvaja vse potrebne raziskave in podjetje računa, da bo lahko kmalu pričelo s serijsko proizvodnjo.

PETI NAVEZ ZA LUKO KOPER

V februarju je bila predpisana pogodba za izgradnjo 175 m dolgega obalnega naveza št. V za luko Koper. To je podaljšek navezov, ki jih je »Gradis« gradil v prejšnjih letih, le s to razliko, da bo novi navez iz jeklenih zagatnic (prejšnji iz betonskih blokov). Zagatnice bodo zabite kot široki valji premera 20 cm in zasute s kamnitim materialom. Preko valjev bodo v vzdolžni smeri železobetonski nosilci za žerjavno progo in plošča. Global z navezom bo zasuta, površina pa asfaltirana. V drugi fazi bodo tu zgrajena skladišča ločne izvedbe, enaka kot sta 2 že zgrajeni po projektih Gradisovega projektivnega biroja. Skupaj bo 5 takih skladišč. Vrednost naveze štev. V znaša 1,285 milijarde S din, vendar znaten del tega zneska predstavljajo nabava, transport in carina 2.300 ton zagatnic iz Nemčije. Čista gradbena dela znašajo le 190 milij. S din, za kar bo treba vgraditi oz. uporabiti 1.700 m³ betona,

180 ton armature, 2800 m² opažev ter raznih odrov. Rok dovršitve je 240 dni. Za predčasno zgraditev naveza je pogodbeno predvidena premija, ker za luko pomenijo prav zimski meseci čas največjega prometa.

Tak sistem graditve naveza bomo v Jugoslaviji prvič uporabili, se pa zanj zanima že uprava luke Bar. Zato kaže, da bo »Gradis« podobna dela prevzel tudi v Baru.

PISMO IZ IRAKA

Ing. J. Z. opisuje z gradbišča SGP Slovenija ceste v Iraku težave, s katerimi se na tem oddaljenem gradbišču bori ta vztrajni kolektiv. Zaradi zanimivosti iz tega pisma povzemamo:

»Cesta Kut—Nasirya je dolga 176 km. Razdeljena je na 3 odseke, od katerih dva gradi naše podjetje, vmesni, drugi odsek pa gradi bolgarsko podjetje iz Sofije. Povedal bi nekaj o gradnji tretjega odseka, ki veže mesti Nasirya in Nasir. Trasa tega odseka je dolga 36 km. Vsa cesta poteka po nasipu, visokem 1,20 do 1,80 m. Skupna širina cestišča je 13,30 m, od tega je asfaltno vozišče široko 7,30 m. Na odseku je 180 ploščatih in cevnih propustov.

V nasipe je treba vgraditi 1.600.000 m³ zemlje, kar je večinoma že opravljeno. Na trasi je bilo istočasno tudi po 14 skreperjev, poleg teh pa še buldozerji, valjarji, ježi, brane, grederji in drugi stroji. Čeprav tudi po 6 mesecev ne pade niti kaplja dežja, je gradnja nasipov izredno težavna. Tla so kljub temu razmočena, ker je gradbišče le 200 km od morja in samo 5 m nad morsko gladino. Zato so tla zamočvirjena in slana, kar predstavlja izredno hudo oviro in onemogoča za naše razmere normalno delo na gradbišču.

Drug, ne dosti lažji problem pa predstavlja pomanjkanje kamna, brez katerega ceste ni mogoče graditi. Najbližje nahajališče gramozja je oddaljeno 75 km od Nasirye, kar pomeni 100 km za dovoz gramozja. Pa ne samo gramoz, tudi sam prevoz je problem zase. Naše podjetje namreč nima lastnih vozil v Iraku, ker bi po tukajšnjih predpisih izredno težko uvozili v Irak vozila. Še težje je s šoferji. Po iraških predpisih bi morali kot tuje podjetje na vsakega našega šoferja zaposliti 9 Arabcev, kar pomeni 360 Iračanov za 40 naših jugoslovanskih šoferjev.

Zato smo skušali najeti za prevoz iraške prevoznike. Seveda smo morali najprej odkupiti izkoriščanje gramozja. Že tu so nastale velike težave, ki izhajajo iz upravnih razmer, saj smo morali za končno pridobitev dovoljenja opraviti skupaj 4.000 km poti. Potem je bilo treba pripraviti dovozno cesto, od katere je bilo le 2 km asfalta, vse drugo pa zemlja, močvirje in živi pesek. Na 25 km dolgem odseku čez močvirje smo morali praktično zgraditi še cesto na nasipu, visokem 40—80 cm.

Vse te probleme smo nekako rešili, vendar prevoznikov kljub vsemu prizadevanju gradbišča in našega predstavnika v Bagdadu nismo mogli dobiti. Sklenili smo veliko pogodb, ustnih in pismenih, vendar niti ena ni bila izpolnjena. Vzrok je v pomanjkanju domačih prevoznikov in kamionov, zlasti pa v njihovi mentaliteti, ki izhaja iz poslovanja po sistemu »inšala«, kar pomeni »če Alah dovoli«. Če Arabca vprašate, če bo jutri delo narejeno, odgovori: »inšala — bo«, kar bi se po naše reklo »bo, ali pa tudi ne bo«. To pa je toliko kot nič. Zato smo končno opustili vsako upanje, da bi z arabskimi prevozniki dobavili gramoz. Zdaj potekajo zaključni pogovori z jugoslovanskim prevoznikiškim podjetjem, da se ta problem dokončno reši. Seveda pa je bilo treba prej z izrednimi naporimi prebiti birokratske ovire.«

O naporih in uspehih tega iraškega gradbišča bomo še pisali.

ATRIJSKA HIŠA V BAD GODESBERGU

Na gradbišču »Konstruktorja« v ZR Nemčiji, kjer raste nova stanovanjska soseka METZENTAL v Bad Godesbergu, se že kažejo oblike novozgrajenih objektov. Tako je v grobem dograjena prva atrijska hiša velikosti 44 × 44 m, ki je petnadstropna. Razen nekaj elementov je vsa zgrajena iz litega betona. To je prvi objekt, ki so ga v ZR Nemčiji zgradili delavci »Konstruktorja« z lastnim vodstvom vse od temelja do strehe. Nekaj metrov stran pa že raste druga, enaka atrijska hiša in desetnadstropna stolpnica, ki bo prav tako vsa iz litega betona.

Gradbišče je zelo dobro opremljeno s potrebno težko in lahko mehanizacijo in lastno betonarno. Kvaliteta vgrajenega betona je prvovrstna. Tesarji so se že zelo uvežbali v uporabi »hünebeck« opažev. Tudi železokrivci in druge skupine v ničemer ne zaostajajo, kar je nedvomno jamstvo, da bodo objekti, ki jih gradi podjetje »Konstruktor-Bau« München, v pogodbenem roku in kvalitetno zgrajeni.

SGP SLOVENIJA CESTE UVELJAVLJA PLASTIČNE MASE

Že 3 leta obstaja pri tem podjetju oddelek za plastične mase in je v tem času prešel normalno razvojno pot, ki je potrebna od prvih poskusov do samostojnega uveljavljanja. Uspeli smo v prvi vrsti z epoksidno smolo araldit (proizvod švicarske tovarne CIBA), ki zaradi svojih izrednih lastnosti nudi zelo široko področje uporabe. Iz laboratorijskega dela je po nekajtedenski praksi v Švici ekipa prešla na konkretno izvajanje del. Položenih je že nekaj tisoč m² oblog za tla, premazov iz lepljivih površin. Razveseljivo je tudi, da so obloge, ki smo jih položili že pred 2 letoma in pol, še vedno intaktne, kljub najtežjim obratovalnim pogojem.

Te obloge polagajo predvsem v industrijskih objektih, kjer močno agresivno okolje (kemikalije, mehanske obremenitve itd.) uničijo vsak klasični material. Obloga za tla iz aradita je odporna proti vsem kislinam in lugom, oljem, bencinu in maščobam. Hrapava površina zagotavlja varno hojo in če dodamo še lep videz ter visoko mehansko odpornost, res skoraj ni primernejše obloge za industrijske prostore, za šole, bolnišnice in sanitarije.

Doslej so bila izvedena naslednja pomembna dela: 2400 m² obloge tal v dvorani »Saturnus«, 600 m² v galvaniki tovarne »Krom-metal« v Velenju, 3 galvanike v »Iskri«, galvanika v »Rogu«, Tovarna kovinske galanterije, Tovarna silikatnih naprav v Mariboru, »Tekstil-Indus« Kranj in »Šumi« Ljubljana. Na področju zaščitnih premazov so bila opravljena dela na kovinskih silosih v Papirnici Vevče, dalje v nevtralizacijskem bazenu v Mariborski livarni, v »Iskri«, na Otočah, v bolnišnici Ankaran itd.

Lepa, gladka in trpežna tla so bila položena v laboratorijih carinarne v Ljubljani, v ateljeju zlatarnice in v baru v Novi gorici. Omeniti je treba še lepljenje odtočnih cevi, premaze betona, vmesne lepilne plasti za dobetoniranje k staremu betonu, nove materiale za streho itd.

Za vnaprej so prišle številne ponudbe, med njimi nedvomno najpomembnejša za zaščito 10.000 m² podslapja pri HE Djerdap, ki bo izpostavljen močnemu abrazivnemu in kavitacijskemu delovanju vode. Razen tega so na tem gigantskem objektu predvidene tudi obloge za tla in obstajajo velike možnosti, da bo ponudba sprejeta. Sicer se pa tudi številni drugi investitorji in izvajalci zelo zanimajo za uveljavitev in uporabo tovrstnih oblog na svojih objektih.

Bogdan Melihar

Stabilizacija tal z apnom v gradnji cest

Namen uporabe

Stabilizacija z apnom zmanjša stroške za gradnjo in vzdrževanje cest. Stabilizirajo se kmečke in gozdne poti, makadamske ceste, avto ceste, parkirišča, nosilna tla objektov, letališke steze, železniške proge, športni objekti (dirkalne steze, teniška igrišča) idr.

Apno stabilizira glinena tla. V preteklosti je predstavljala glina vedno problem cestarjev, material je bilo treba odnašati ali pa nanositi v debelih plasteh zrnati material za podlago. Danes se uporablja glina kot cestni material, ki je ekonomičen in omogoča trajnost in manjša stroške vzdrževanja.

Apno se dodaja v stabilizacijsko plast, ki pokriva širino ceste in je debela 15 cm. Tako npr. lahko računamo pri štiripasovnih cestah 12,6 m širine na 1 km cestišča $12,6 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 1000 \text{ m} = 1890 \text{ m}^3$ stabilizacijske plasti, kar ustreza pri 6% dodatku apna ca. 113 t hidriranega apna za km cestišča. Poraba apna je 11 do 13 kg na m^2 površine za 15 cm debelo plast.

Običajno se doda za stabilizacijo 4–6% apna na suho težo zemlje.

Stabilizira se podlaga (zemlja pod ustrojem), ki je fino zrnata in kohezivna in ne vsebuje grobega materiala, ali pa spodnji ustroj, ki vsebuje plastičen zrnati material npr. glinast prodec z manj kot 50% ostanka na situ 0,42 mm. Dodatek hidriranega apna je 0,5–4% na težo suhih tal za podlago in 3–6% hidriranega apna za spodnji ustroj odvisno od preiskav, načrtov in tehnološke ocene. Običajno se stabilizira podlaga. Posebno se je obnesla stabilizacija za asfaltirane ceste. 15 cm debela plast stabilizirane gline ustreza 30-centimetrski plasti kamna (sl. 1).

Uporablja se hidrirano apno, apno v prahu ali 30-odstotna apnena kaša. Primernejše je hidrirano apno, ker ob vetrovnem vremenu manj draži oči delavcev.

Uporabljeno hidrirano apno je lahko apneno ali dolo-mitno. Stroški za stabilizacijo v ZDA znašajo 3,70–8,00 din/m^2 za 15 cm debelo plast.

Vpliv stabilizacije na zemljo

Apno se uporablja za stabilizacijo slabo do zmerno plastičnih zemelj. Zemlje z indeksom plastičnosti 8–50 so glinaste ali prodnate zemlje. Če je indeks plastičnosti manjši od 8, se uporablja za stabilizacijo kot dodatek apnu pucolan (elektrofiltrski pepel, vulkanski pepel, tuf idr.). Za zemlje z indeksom plastičnosti večjim od 20, se najbolje obnese samo apno.

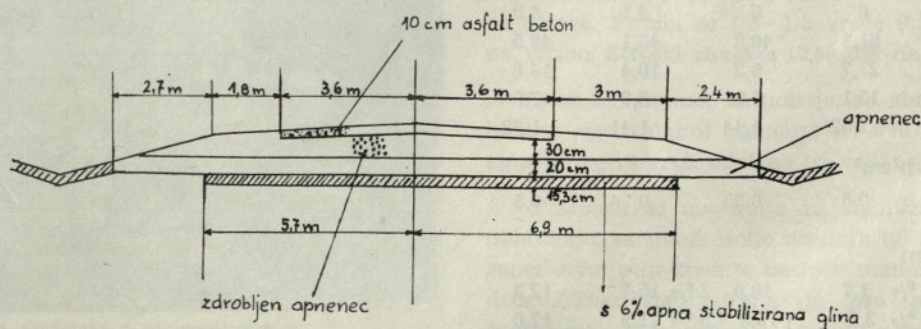
V posameznih primerih je dodatek 5% hidriranega apna zemlji zreduciral indeks plastičnosti od 20 na 5%, linearni skrček od 12 na 3,5% oziroma indeks plastičnosti od 29 na 19% in linearni skrček od 8,6 na 0,2%.

Tlačna trdnost se poveča z dodatkom 4,5–6% apna 5-krat do 30-krat (glej tabelo).

Apno aglomerira glino v večje delce, ki postanejo zrnati in porozni, da se dajo mešati in komprimirati. Pri tem se mehke grude zdrobijo, mešanica se cementira v močnejši in stabilnejši material.

Po valjanju nastane pucolanska ali cementna reakcija Ca^{++} iz apna ter SiO_2 in Al_2O_3 iz gline ali iz pucolanov. Tvorijo se kalcijevi silikati, ki povečajo stabilnost in trdnost tal oziroma podlage cestišča. Vlažno vreme pospešuje vezanje. Tako stabilizirana podlaga z apnom je suha, ker voda odteka, in tudi gradbena dela se lahko nadaljujejo hitreje.

Pri stabilizaciji se poveča nosilnost tal, zemlja postane stabilnejši material, poveča se trajnost ceste, indeks plastičnosti močno pada (3- ali večkrat). Meja plastičnosti naraste, meja židkosti običajno pada, vseb-



Sl. 1

nost veziva (gline) pada, ker se veže na apno. Linearni skrček pada. Brez dodatka apna so spremembe prostornine večje. Apno in voda pospešujeta dezintegracijo gline. Tlačna trdnost in nosilnost izrazito naraste. V močvirnih področjih apno olajša sušenje tal.

Kompaktna stabilizirana glina preprečuje dviganje zaradi zmrzali. Plast, stabilizirana z apnom, tvori pregrado, odporno za vodo. Med deževjem voda odteka, ker je plast za vodo odporna in preprečuje penetracijo vode. Z dodatkom apna se zmanjša kapilarnost plasti in poveča odpornost proti zmrzovanju. Po zgoščevanju imajo z apnom stabilizirana tla večjo nosilnost in odpornost proti vremenu. Ob navzočnosti hidravličnih materialov nastopa sčasoma hidravlično utrjevanje, poveča se nosilnost tal in obstojnost proti vremenu.

Hidravlični materiali so v zemlji ali so posebej dodani (npr. hidravlično apno, tras, žindra, elektro-filtrski pepel).

Sestavni deli tal (gline) so aktivni in reagirajo z apnom — pri tem pride do stabilizacije tal. Razlikujemo naslednja stanja stabilizacije:

1. začetno stanje $\text{Ca}(\text{OH})_2$ disociira Ca^{++} in OH^- ione. Delci se privlačujejo, kar povzroča aglomeriranje;

2. gelasto stanje. Gel zgosti mineralne delce tal in strukturo por, malo navzema vodo in postane odporen proti vodi. Gre za reakcijo med Ca hidratom in Si , Al minerali tal. Nastanejo podobni produkti kot pri hidrataciji portlandskega cementa, vendar je čas za doseg trdnosti daljši;

3. »neolit« stanje. Tvorijo ga kristaliti, ki počasi izkristalizirajo iz gelastega stanja v odsotnosti zraka;

4. karbonatno stanje. Nastane le ob dostopu zraka.

Postopki stabilizacije

Poznamo stabilizacijo podlage, spodnjega ustroja, ali stabilizacijo z vrtnami. Apno se je prvič uporabljalo uspešno za stabilizacijo cest po letu 1945 v Teksasu. Njegova uporaba se je razširila v Evropo, Južno Ameriko, Avstralijo, Južno Afriko in drugam.

Tabela: Preiskava zemlje in mešanic zemlje in apna za stabilizacijo podzemlja

Surova zemlja	Glina 1	Glina 2	Glina 3	Glina 4
Meja židkosti . .	79,0	69,5	56,4	67,1
Plasticit. indeks .	50	35	25	34
Linearni skrček .	23,0	20,9	17,7	19,8
Razmerje skrčka .	1,86	1,88	1,86	1,88
Mešanica z apnom				
Dodatek apna % .	6	6	4,5	4,5
Meja židkosti . .	61,8	40,8	43,1	49,5
Plasticit. indeks .	27,7	9,2	10,4	14,8
Linearni skrček .	13,1	5,2	5,7	7,8
Razmerje skrčka .	1,52	1,44	1,41	1,38
Tlačna trdnost kp/cm^2				
Surova zemlja . .	0,6	0,35	0,74	0,5
Mešanica z apnom				
Dodatek apna: 4 %	1,7	18,0	3 % 15,7	12,3
6 %	3,0	15,3	4,5 % 21,9	17,0
8 %	3,2	13,7	6 % 28,8	12,3

a) Stabilizacija podlage

Teksaški postopek

je običajen in boljši postopek mešanja.

V Teksasu je bil uporabljen naslednji postopek stabilizacije z apnom: namesto 10—15-centimetrsko plasti kamna so vzeli 15-centimetrsko stabilizirano podlago, 20-centimetrsko plast kamna v spodnjem ustroju, nato 30-centimetrsko klast kamna in 10-centimetrsko plast asfaltbetona.

Dodatek apna je bil 3 %, 4,5 % in 6 %. Največji dodatek je bil pri visoko plastični glini z indeksom plastičnosti 50. Širina stabilizirane plasti je bila 12,6 m za vsak pas.

Teksaški postopek vsebuje naslednje delovne operacije:

1. ureditev podlage tako, da se z diskasto brano ali rezkalcem nareže 8 cm globoko plast zemlje;

2. vrhnja 8-centimetrsko plast zemlje se odrine z graderjem — buldozerjem ob rob cestišča, spodnja 8-centimetrsko plast se pusti in brana;

3. v štirih prehodih se razpršuje hidrirano apno iz cisterne, tako da se doda 6 % apna, sledi škropljenje (sl. 2);

4. iz kupa ob robovih cestišča se vrača 8-centimetrsko vrhnja plast zemlje. Podlago pustijo stati 48 ur z zadostno vlažnostjo;

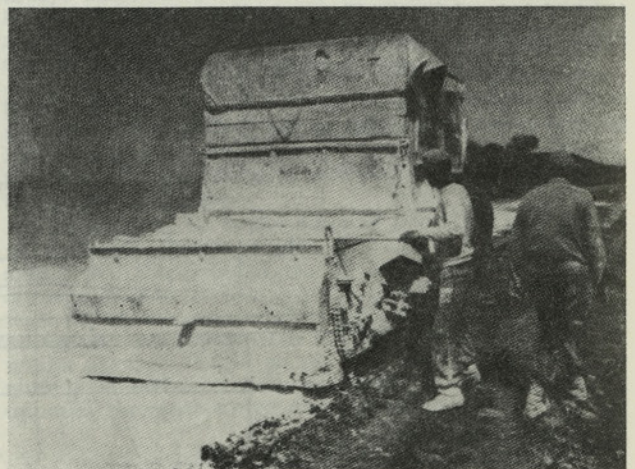
5. podlaga se meša in zdrobi v prah z rotacijskim pulvomikserjem. Po potrebi se škropi z vodo (sl. 3);

6. vsa zemlja (gline), obdelana z apnom, se spravi z graderjem — buldozerjem zopet na kup ob robovih cestišča;

7. material se vrača postopoma na cestišče in zgoščuje v štirih plasteh po 4 cm s 5-tonskim pnevmatskim valjem, v sredini in na vrhu plasti pa pa s 50-tonskim pnevmatskim valjem (sl. 4);

8. površina se oblikuje z graderjem in podložna plast odleži v vlagi 7 dni.

Prednost tega postopka je, da se razpršeno hidrirano apno pokrije z zemljo, da se ne praši ali moči. Odstranitev zemlje v kupe ob robu cestišča omogoča boljše mešanje mešanice. Zgoščevanje zemlje v tanjših



Sl. 2. Razprševanje apna

plasteh nam da zemljo z maksimalno gostoto. Za lahko valjanje se uporabljajo valji z več osmi.

V podlago se lahko doda zdrobljeni kamen, če je zemlja zelo plastična.

Za rezkanje zemlje se uporablja Fergusonova diskasta brana, ki jo vleče traktor. Zemljo zbira grader Caterpillar na straneh cestišča. Apno se razpršuje s cisterno z razpršilec za cement Hercules v 4 redi po 3 m. Za vsako red so potrebni 4 prehodi, da se apno razdeli. Apno se škropi z vodo in pokrije z 8 cm materiala, zbranega na robovih cestišča. Podlaga se škropi z vodo in pusti 48 ur, da reagira in da se laže zdrobi v prah. Mešanje in zdrobitev v prah se opravi s pulvomikserjem Seamon-Andwäll, ki se sam vrti in dodaja vodo po potrebi. Dovolj sta 2 prehoda. Ko je mešanje končano, se 15-centimetrska plast materiala spravi na rob cestišča, nato se material vrača nazaj, nakar se valjajo 4 plasti po 4 cm s 5-tonskim pnevmatskim valjem, ki ga vleče traktor. Končno valjanje v sredini in na vrhu plasti se opravi s 50-tonskim pnevmatskim valjem, ki ga vleče traktor. Zadostujejo 3—4 prehodi 50-tonskega valja. Po valjanju se površina oblikuje z graderjem — buldozerjem. Med 7-dnevnim odležavanjem se škropi in valja s 5-tonskim valjem.

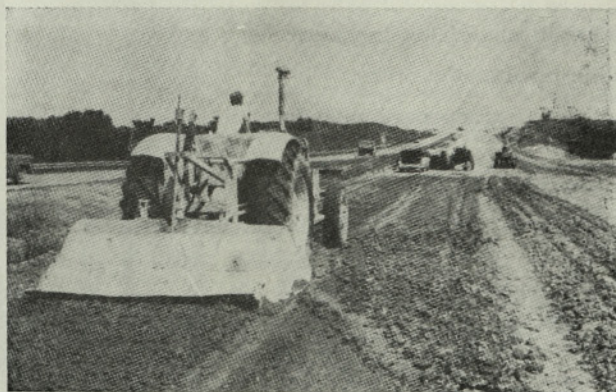
Postopek Kansas

je enostavnejši. 10-centimetrska plast podlage se zbrana navlaži do optimalne vrednosti in razprši apno. Po razpršitvi se škropi voda, da se prepreči sušenje. Plast se zbrana (narezka) z graderjem, sledi mešanje z dvema pulvomikserjema. Voda se doda po potrebi. Na koncu se mešanica zapre s pnevmatskim valjem in plast odleži 48 ur. Zapiranje plasti je potrebno, da v primeru hudega dežja voda odteče.

V tem času kemična reakcija pospešuje drobljenje zemlje. Sledi ponovno mešanje s pulvomikserjem v 2 prehodih in valjanje v 2 prehodih z vibrirajočim valjem pri 3600 vibracijah/min in hitrost 1—2 obr/min. Za konec se uporabljata pnevmatski valj in grader, nato plast odleži 7 dni, V tem času se valja in škropi z vodo. Stabilizirane ceste morajo biti neprodušno pokrite, ker niso odporne proti prometu.

Ostali postopki

Način stabilizacije spodnjega ustroja je približno podoben opisani stabilizaciji podlage, razlika je le v količini dodatka apna.



Sl. 3. Obdelava s pulvomikserjem



Sl. 4. Zgoščevanje tal

Znan je način stabilizacije, po katerem se v obratu zmeša zemlja, apno, pucolan ter voda in se mešanica pripelje na cestišče ter vgradi.

Nemci uporabljajo rezkalni stroj, razpršilec za apno in vodo. Za zgoščevanje uporabljajo valje z gumijastimi in gladkimi kolesi.

b) Stabilizacija z vrtinami

Postopek se uporablja za popravilo poškodovanih cest. Skozi poškodovani asfalt se zvrtajo luknje 15 do 25 cm premera in 50 do 75 cm globine s težkim prenosnim vrtalnim strojem, ki je montiran na zadnji strani traktorja. Globina penetracije v glinasto plast je najmanj 30 cm. Vrtine so posejane v poškodovani tlak po naključju ali v pravilnih presledkih krogov 13—15 cm. Bankine se obdelajo na podoben način. Hidrirano apno se napolni v jame suho iz posod, v vrtine se vlije voda, da se stvori kaša, ki jo hitro premešajo s palico. S podlago in zemljo, ki jo odstrani sveder, se zopet napolni in nabije vrtina do 5 cm pod vrh. Nato se nanese bitumenska plast s hladnim asfaltom. Višek cestnega materiala se odstrani in promet se odvija nemoteno. V nekaj mesecih se zaradi usedanja in prometa asfalt vdre pod površino ceste. V času 6 mesecev se ponovno nanese asfaltna plast, ki pokrije vrtine in se tako obnovi ravna površina. Zaradi prometa se apno v vrtini pomika bočno za 1,5 m.

Apneno kašo lahko injektiramo pod pritiskom ali z elektronskim impulzom, da se izkoristi elektroozmožni učinek. Porabi se 1/3—1/2 vreče (ca. 10 kg) hidrata na vrtino. Stroški znašajo 12,50 din na vrtino.

Cestne bankine, ki polzijo, se stabilizirajo z globokimi vertikalnimi vrtinami do 9 m globine. Poraba apna je 1—10 vreč, odvisno od velikosti jame.

Postopek se uporablja za stabilizacijo podlag, ki nabrekajo, za stabilizacijo nosilnih tal zgradb, kot upor zoper erozijo in drsenje nasipov namakalnih jarkov in drugo. Tako stabilizirana tla niso tako dovzetna za spremembe prostornine med cikli namakanja.

Povzetek

Prikazan je namen stabilizacije zemljišč z apnom. Apno stabilizira glinena tla. V zemlji nastane puco-lanska ali cementna reakcija z apnom. Stabilizacija z apnom zmanjša stroške za gradnjo in vzdrževanje cest. Opisani so postopki za stabilizacijo podlage (tek-saški in kansaški) z mešanjem in z vrtnami.

Literatura:

Frey, Bucher, Nies: Strassenbau Technik Nr. 17163.
Lime Stabilized Subgrade for Kansas I Project, Roads and Streets, february 1959.

Metcalf J. B.: Use of hydrated Lime for Soil Sta-bilization, R, N. 9. The Calk Lime and Allied Indu-stries Research Association.

W. Brand: Probleme bei der Verwendung schlupfi-ger und toniger Boden als Baustoff im Erd und Stras-senbau, Zement Kalk Gips, 1963, H. 6, S. 237.

Vorläufiges Merkblatt für die Bodenstabilisierung mit Kalk, 1960, Forschungsgesellschaft für das Stras-senwesen.

Befestigung ländlicher Wege, 1960, Forschungsge-sellschaft für das Strassenwesen.

R. Boyton; Chemistry and Technology of Lime and Limestone, 1966, Interscience Publishers.

Marjan Orel, dipl. inž.
Marjanca Gspan, dipl. inž.

Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij

LJUBLJANA, Dimičeva 12

- izvršuje vse preiskave gradbenih materialov in konstrukcij;
- izvaja aplikacije raziskovalnih rezultatov v praksi;
- uvaja nove postopke na področju gradbenega materiala in konstrukcij;
- sodeluje pri uvajanju novih strojev in strojnih naprav;
- uvaja sodobne raziskovalne metode v laboratorijih in na terenu.

S tem omogoča solidno, hitro in ekonomično gradnjo.



Prevozno dvigalo MD-5

Transport raznovrstnega materiala in druga dela lahko opravljate z našimi:

- prevoznimi dvigali z vrtljivim krakom, nosilnosti 5 Mp na polmeru 1,8 m, višina dviganja 6 m in maks. dosegom 6,5 m; z dizelskim motorjem TAM-F 4 L 514
- viličarji nosilnosti 2, 3,5, 5 in 7,5 Mp in z različnimi bremenskimi prijemali

Obiščite nas. Zahtevajte prospekte in v razgovoru z našimi strokovnjaki razložite svoje zahteve.

LITOSTROJ

III. SEJA GLAVNEGA ODBORA ZGIT

14. aprila 1969 se je sestal glavni odbor Zveze gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije. Obravnaval je in potrdil poročilo o delu Zveze v preteklem obdobju ter finančni obračun za leto 1968. Sprejel je tudi finančni proračun Zveze za leto 1969. Delo Zveze je ocenil ugodno, sprejel pa odločitev, da naj Zveza z enako prizadevnostjo nadaljuje z uresničevanjem sprejetega programa.

Povzetek zapiska te seje bomo objavili v naslednji številki.

OGLED MODERNE GRADNJE CEST PRELOŽENE

V aprilu predvideni strokovni ogled nekaterih za nas še posebej zanimivih cestnih odsekov, ki se na novo grade ali se obnavljajo, smo morali preložiti na junij.

Obveščamo udeležence seminarja o cestah, ki jim je ta ogled v prvi vrsti namenjen, da je v inozemstvu že manjša skupina naših strokovnjakov, ki bo s pristojnimi graditelji cest pripravila podrobnejši program, na obiskanih gradbiščih pa se dogovorila za primerno strokovno vodstvo. Podjetja in udeleženci seminarja bomo o datumu ekskurzije pravočasno obvestili. Člani Zveze GIT Slovenije bodo imeli v tej specializirani ekskurziji prednost.

ZA GRADBIŠČE HC DJERDAP VEDNO VEČ ZANIMANJA

Zaradi vedno večjega zanimanja za naše največje gradbišče HC Djerdap, ki je tik pred zaježitvijo, bo Zveza GIT Slovenije poleg jesenskih ekskurzij privedila pred počitnicami še en, že 14. strokovni ogled.

Odhod iz Ljubljane bo v četrtek 12. junija zvečer.
— Prihod v Ljubljano v nedeljo 15. junija zjutraj.

Razen ogleda obeh gradbišč je na romunski strani predviden strokovni ogled 20 kilometrov preložljive železnice in ceste na izjemno zahtevnem bregovitem terenu. Zato ekskurzijo priporočamo tudi našim članom iz cestnih podjetij.

Ker so montažna dela v polnem teku, bodo udeleženci po ogledu gradbenih del seznanjeni tudi s potekom obsežne montaže.

Ekskurzija bo potekala po že znanem programu. Tudi tokrat bo prenočevanje dvakrat v vlaku, enkrat pa v romunskem mestu Turn Severinu v novo zgrajenem »Park« hotelu.

Cena ekskurzije za člane znaša 457 dinarjev.

Druge informacije dobite pri Zvezi gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23 158.

PRIJAVE ZA STROKOVNE IZPITE

Kandidate za strokovne izpite, ki še niso bili na informativno-pripravljalnem seminarju, obveščamo, da bo jesenski **VIII. seminar od 3. do 7. novembra 1969.**

Seminarski program bo razširjen. Po informativnem delu programa bo prirejen še ogled gradbene mehanizacije, obratov separacije, betonarne in železo-krivnice. Ogled narekuje ugotovitev, da mladi inženirji in tehniki gradbeno mehanizacijo in proizvodne naprave zelo slabo poznajo. Zato je za take ogled med kandidati za strokovne izpite veliko zanimanja.

Na prvem ogledu specializiranih obratov je bilo navzočih nad 50 kandidatov, medtem ko propaganda za ta ogled ni potrebna.

Kandidati in podjetja naj naslovijo svoje prijave za informativno-pripravljalni seminar na naslov: **Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15.**

Kandidati bodo vključeni v seminar po vrstnem redu sprejetih prijav. Naslednji tak seminar bo predvidoma šele februarja 1970.

V. Marinko

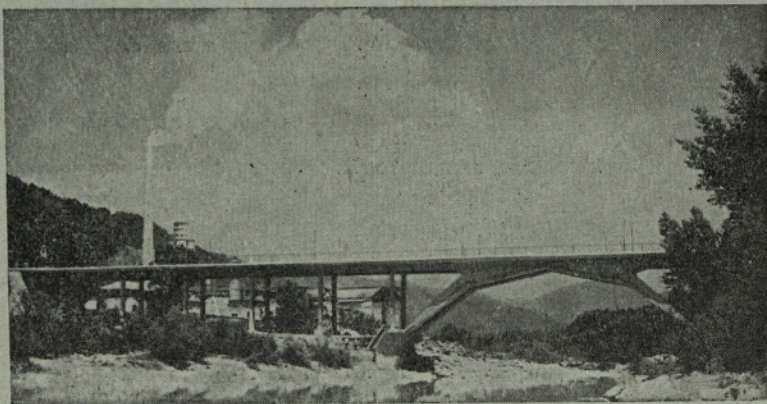
Splošno gradbeno podjetje

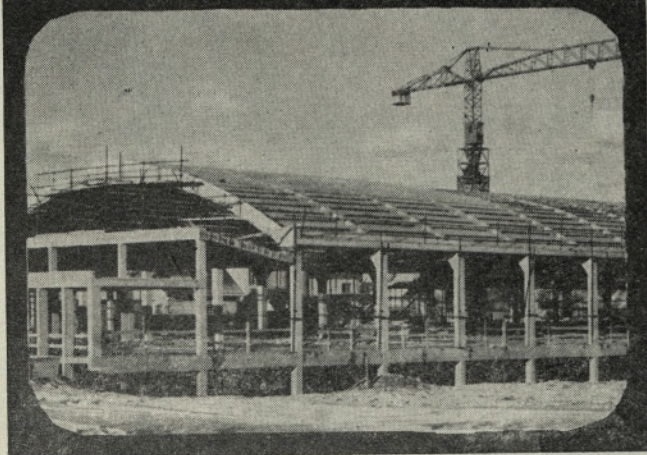
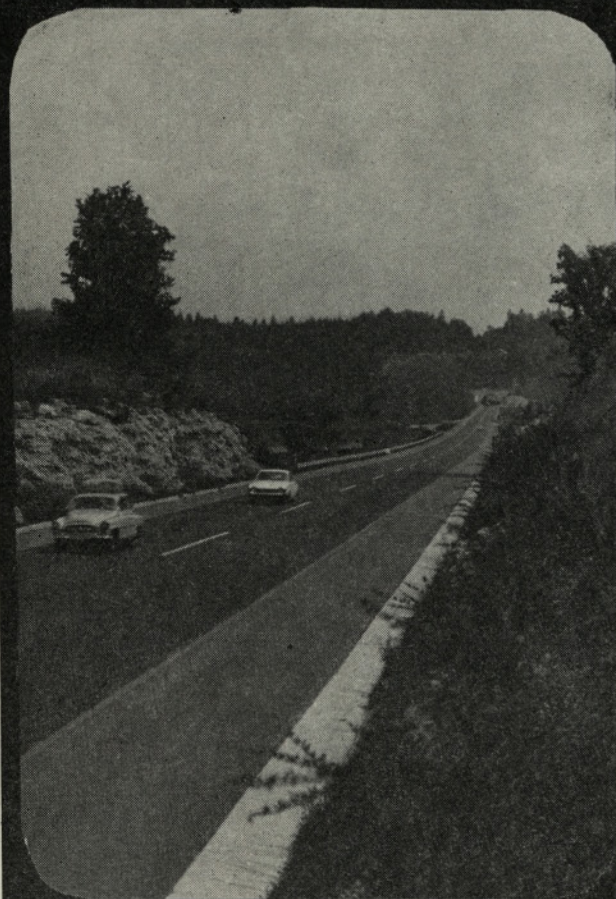
Primorje

AJDOVŠČINA

Splošno gradbeno podjetje
PRIMORJE, Ajdovščina

Izvoja: visoke, nizke, Industrijske in hidrogradnje po naročilu za trg ali po sistemu inženiring





Splošno
gradbeno
podjetje

SLOVENIJA
CESTE 

direkcija: LJUBLJANA, TITOVA C. 38

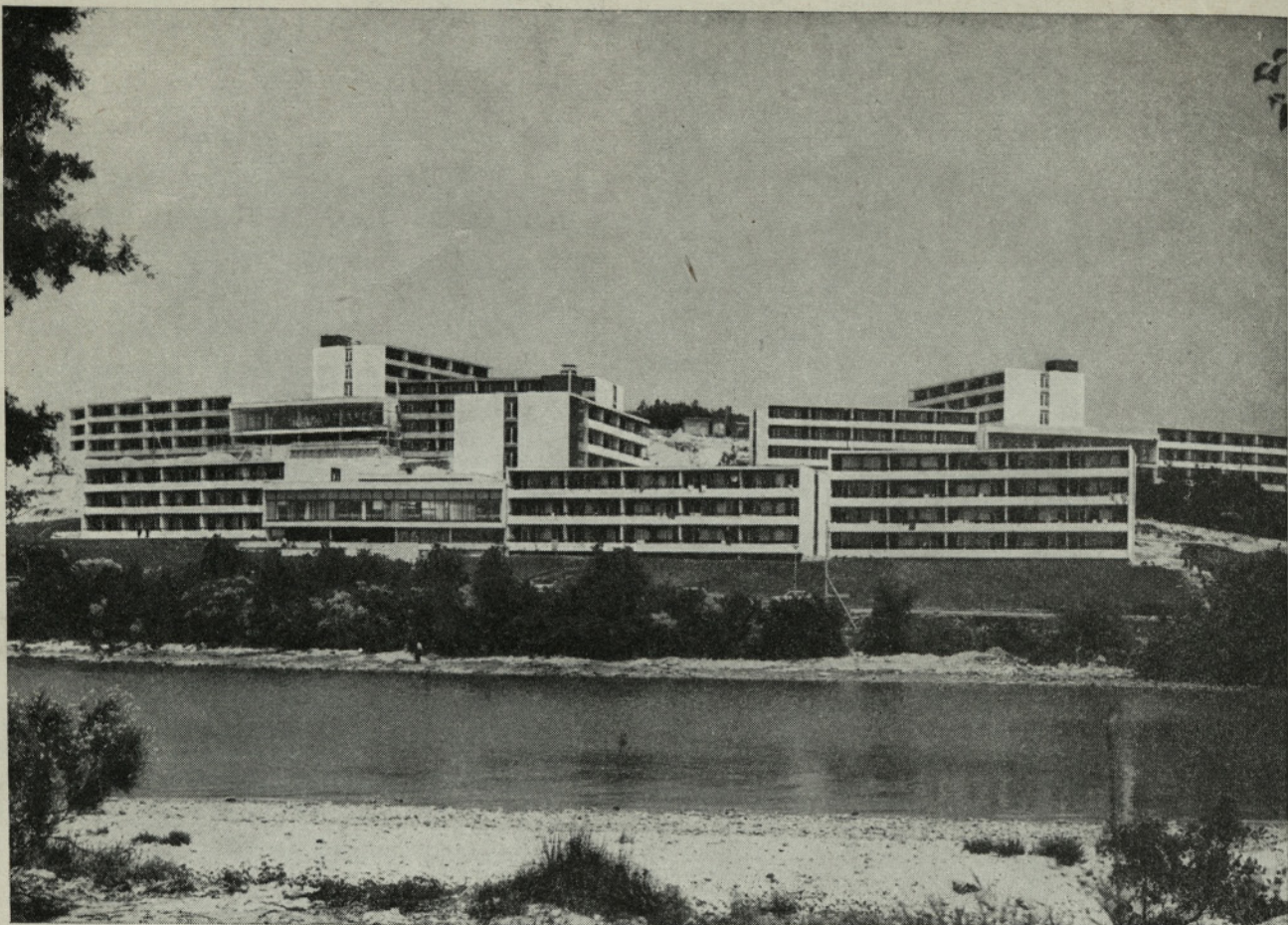
Program dejavnosti podjetja:

- Podjetje gradi vse vrste objektov s področja nizkih in visokih gradenj v tuzemstvu in inozemstvu
- Specializacija podjetja je v gradnji in modernizaciji cest s težkim asfaltnim ali betonskim voziščem
- Podjetje gradi mostove, predore in letališča
- Opravlja gradbena dela za industrijo in družbeni standard
- Izvaja vsa v asfaltno stroko spadajoča dela, kot so ureditve parkirnih površin in komunikacij v naseljih, liti asfalt za tlake in kritine v industriji itd.
- Posebne ekipe izvajajo izolacije in tlake, ki so visoko kemično in mehansko odporni za objekte v industriji in arhitekturi v vseh niansah – po postopku »ARALDIT«-CIBA
- V mehaničnih obratih opravlja remont gradbenih strojev. Izdeluje opremo za separacije kamnolomov in gradbeništvu
- Iz obratov gradbenega materiala dobavlja opečne izdelke in apnenčeve agregate
- Projektivni biro podjetja izdeluje po naročilu projekte za objekte nizkih in visokih gradenj

■ Asfaltni finiše ABG, kapaciteta vgrajevanja 300 ton mase na uro.

■ Hitra cesta na Gorenjskem, odsek pri Ljubnem.

■ Javna skladišča v Ljubljani. Hala »A« v gradnji, objekt 300 × 60 m.



Turistični objekti v Poreču — Zelena laguna

SPLOŠNO GRADBENO PODJETJE

P I O N I R

NOVO MESTO

Gradi vse vrste visokih in nizkih gradenj kvalitetno
in v postavljenih rokih. Velika proizvodnja stanovanj
za tržišče