

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY



ZESZYTY NAUKOWE 66

BUDOWNICTWO 14

BYDGOSZCZ - 1980

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE 66

BUDOWNICTWO 14



BYDGOSZCZ - 1980

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO
doc. dr hab. Juliusz Skonieczny

REDAKTOR NAUKOWY
dr inż. Witold Czarnecki

OPRACOWANIE REDAKCYJNE
mgr Grażyna Winiarska

Wydano za zgodą Rektora
Akademii Techniczno-Rolniczej
w Bydgoszczy

**WYDAWNICTWO UCZELNIANE AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ
W BYDGOSZCZY**

Wyd. I. Nakład 150+20 egz. Ark. wyd. 9.2. Ark. druk. 16.75
Papier offset. kl. V, B1. Oddano do druku 23.V.1980 r. Druk ukończono w lipcu 1980 r.
Zam. nr 827/80. Cena zł 30,- MNSzWiT TR-8-11 Nr B-5
Uczelniany Zakład Małej Poligrafii ATR

1. Barbara Zając, Nil Konopka: Rozwiązania konstrukcyjne OSBN	5
2. Jan Kaźmierczak: Badania nad możliwością zastosowania odpadowego piasku wapieniowego z rejonu Kujaw do betonów zwykłych	13
3. Jan Kaźmierczak, Halina Ferens-Budzyńska: Badania nad przydatnością wapieniowych szlamów popłucznych do betonów lekkich	25
4. Franciszek Baj, Halina Ferens-Budzyńska: Badania wstępne nad możliwością zastosowania szlamów z cementowni Górażdże i Sitkówka do farb budowlanych	35
5. Julita Rojek: Metoda Walza, jako podstawa do określenia konsystencji mieszanki betonowej przy pomocy EMC	43
6. Józef Zegarliński: Wpływ wymagań procesów realizacyjnych na projektowanie obiektów o konstrukcji prefabrykowanej ...	55
7. Jadwiga Bizon: Ustalenie norm czasu pracy w warunkach niepewności	67
8. Jerzy Majewski: Pomiar filtracji jako wskaźnik stateczności podłoża	75
9. Wojciech Weiner: Zmienność modułu sprężystości przy zginaniu żywicy epoksydowej zbrojonej matą szklaną w zależności od wielkości kształtki pomiarowej i poziomu naprężeń	87
10. Wacław Kwiecień : Siatki realizacyjne w aspekcie ich trwałości w okresie budowy	101
11. Jan Gadomski: Badanie dokładności montażu konstrukcji prefabrykowanych w oparciu o pomiary geodezyjne	115
12. Janusz Kwiecień: O możliwościach zastosowania geodezyjnych urządzeń laserowych w pomiarach przemieszczeń	123
13. Edmund Lubieniecki, Józef Strzelecki: Sprężone belki podsuwnicowe o przekroju trójkątnym ze stopu aluminium	131
14. Andrzej Skarżyński, Piotr Jankowiak: Wpływ metody montażu na dobór sprzętu montażowego na przykładzie hal systemu FERMSTAL	145
15. Andrzej Nowicki: Charakterystyczny parametr odcinka drogi i jego wpływ na szybkość samochodów	159
16. Maria Szramka: Wpływ odległości przystanków tramwajowych na prędkość komunikacyjną	169

17. Andrzej Płamowski: Optymalizacja kształtu poszerzenia jezdni drogowej na łukach z kłotoidalnymi krzywymi przejściowymi 179
18. Aleksander Gandecki, Wacław Kędziora, Maria Szczaniecka: Ocena parametrów fotometrycznych podświetlanych znaków drogowych 187
19. Andrzej Krych, Jerzy Piotrowski, Bernard Rzczyński: Metoda ankietowa badań ruchu kołowego w miastach średnich 197
20. Jerzy Piotrowski: Zastosowanie modeli matematycznych do oceny wypadkowości drogowej 209
21. Bernard Rzczyński: Problemy parkowania w centrum historycznym Inowrocławia 217
22. Andrzej Krych: Ruch zewnętrzny w badaniach ruchu kołowego miast średnich 227
23. Tadeusz Boguta: Przesłanki urbanistyczne do określenia potrzeby wprowadzenia w Bydgoszczy środka komunikacji zbiorowej o wyższym standardzie przewozowym 237
24. Jan Klugiewicz: Analiza przyczyn awarii sieci kanalizacyjnej w Ciechocinku 247
25. Bernard Rzczyński : Koncepcja lotnisk krótkiego startu i lądowania 259

Barbara Zając
Nil Konopko

ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE OSBN

W artykule przedstawiono lekką konstrukcję prefabrykowaną szkieletu żelbetowego dla budynków niskich Otwartego Systemu Budownictwa Niskiego /OSBN/. Istotą konstrukcji jest sposób łączenia w ramy przestrzenne elementów konstrukcyjnych w postaci słupów żelbetowych oraz płyt i belek za pomocą kleju na bazie żywic syntetycznych.

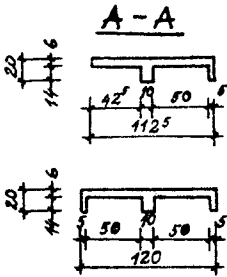
Obecnie w budownictwie polskim i zagranicznym stosowane są konstrukcje szkieletowe jedynie do realizacji obiektów przemysłowych typu halowego oraz użyteczności publicznej tj. pawilonów usługowych i handlowych, biur, obiektów szkolnych, a rzadziej wysokich budynków mieszkalnych, które są znane zwłaszcza z rozwiązań zagranicznych [3]. Szkielet konstrukcyjny w stosowanych rozwiązaniach tworzą belki żelbetowe lub sprężone oraz słupy, które są łączone w węzłach za pomocą spawania. Elementami stropowymi są płyty kanałowe oraz panelowe żelbetowe lub sprężone. Wymienione elementy szkieletu charakteryzuje nietechnologiczność form konstrukcji, np. ramy H, duży ciężar, znaczne przekroje poprzeczne oraz wysokie zużycie stali, a także kłopotliwe łączenie elementów w węzłach, wymagające w czasie montażu spawania i betonowania. Mając na uwadze przedstawione wady stosowanych systemów szkieletowych oraz argumenty przemawiające za koniecznością stosowania szkieletów [1, 2], w Zakładzie Technologii Konstrukcji Betonowych - IBL pod kierunkiem Z. Wiśniewskiego opracowano lekką prefabrykowaną konstrukcję betonową - Otwarty System Budownictwa Niskiego /OSBN/ [7].

*Autorzy koncepcji systemu: dr inż. Witold Czarnecki i doc. dr hab. Zygmunt Wiśniewski

Charakterystyczną cechą konstrukcji OSBN jest mała liczba typów prefabrykatów, z których będą wykonywane szkielety stanowiące konstrukcję nośną budynków. Podstawowymi elementami nośnymi są belki, rygle, słupy i płyty (rys. 1). Słupy będą produkowane jako elementy żelbetowe, a płyty i belki w wersji żelbetowej i sprężonej jako elementy strunobetonowe. Te dwa rodzaje rozwiązań podyktowane są możliwością stosowania elementów o jednakowych przekrojach poprzecznych do siatek konstrukcyjnych o rozpiętościach 3,60 lub 4,80 w budynkach mieszkalnych, oraz 12,6m w pawilonach usługowych i innych obiektach budownictwa ogólnego. Rozpiętości belek wynoszące 12,6 m uzyskane będą drogą scalania belek strunobetonowych o podstawowych długościach równych 3,90 i 5,10 m śrubami sprężającymi na miejscu budowy. Pozwala to na ograniczenie ciężaru elementów do 1,0 t bez względu na rozpiętości siatki konstrukcyjnej i ma też istotne znaczenie dla ekonomiczności technologii wytwarzania oraz efektywnego wykorzystania sprzętu montażowego. Łączenie belek i słupów w węzłach będzie odbywało się bez udziału betonu monolitycznego lub spawania połączeń elementów. Efekt ten będzie można uzyskać przez specjalne skonstruowanie głowic słupów i przekrojów belek, łączonych klejem na bazie żywic syntetycznych lub śrubami sprężającymi.

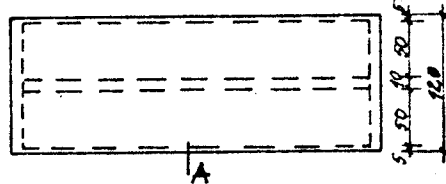
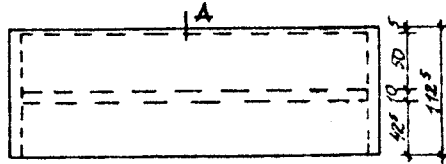
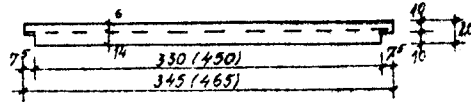
Istota połączeń belek ze słupami polega na tym, że z dolnej i górnej krawędzi słupa wystają zęby w ilości 1 - 3, które wchodzi od góry i od dołu w otwory w ryglach o tych samych wymiarach oraz rozstawie osiowym co zęby słupa. Wysokość belki jest równa sumie wysokości dolnego i górnego zęba słupa (rys. 2, 3). Połączenia pracują w ten sposób, że siły pionowe ze słupów górnych przekazywane są na słupy dolne przez powierzchnie czołowe zębów. Siły pionowe z rygli przekazywane są bezpośrednio na powierzchnie wsporcze głowic słupów. Siły poziome wywołane przez momenty zginające i skręcające rygli przekazywane są z jednego rygla na drugi przez zęby i głowice lub podstawy słupów. Momenty zginające ze słupów przekazywane są na rygle przez parę sąsiednich zębów w postaci pary sił. Na ostatniej kondygnacji w celu przeniesienia sił poziomych od momentu zginającego i skręcającego z jednego rygla na drugi będą stosowane śruby sprężające. Tworzenie ram przestrzennych z wymienionych elementów oraz uzyskanie różnorodnej konfiguracji przestrzennej budynków możliwe jest dzięki narzuceniu wysokich wymagań dotyczących tolerowania

PŁYTY:



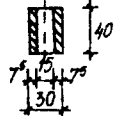
P360-112^s
P480-112^s

P360-120
P480-120

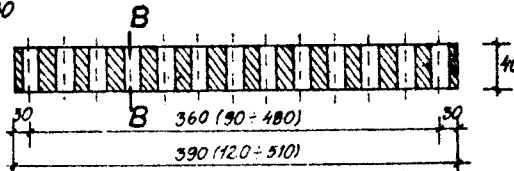


BELKI:

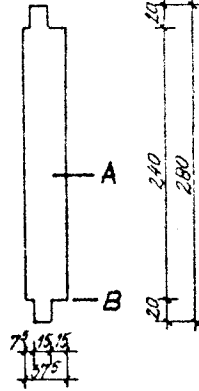
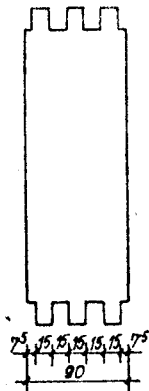
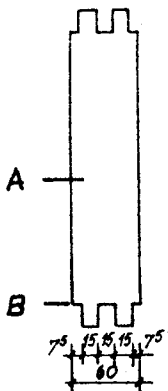
B-B



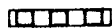
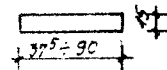
B 90 ÷ 480



SŁUPY:



A-A



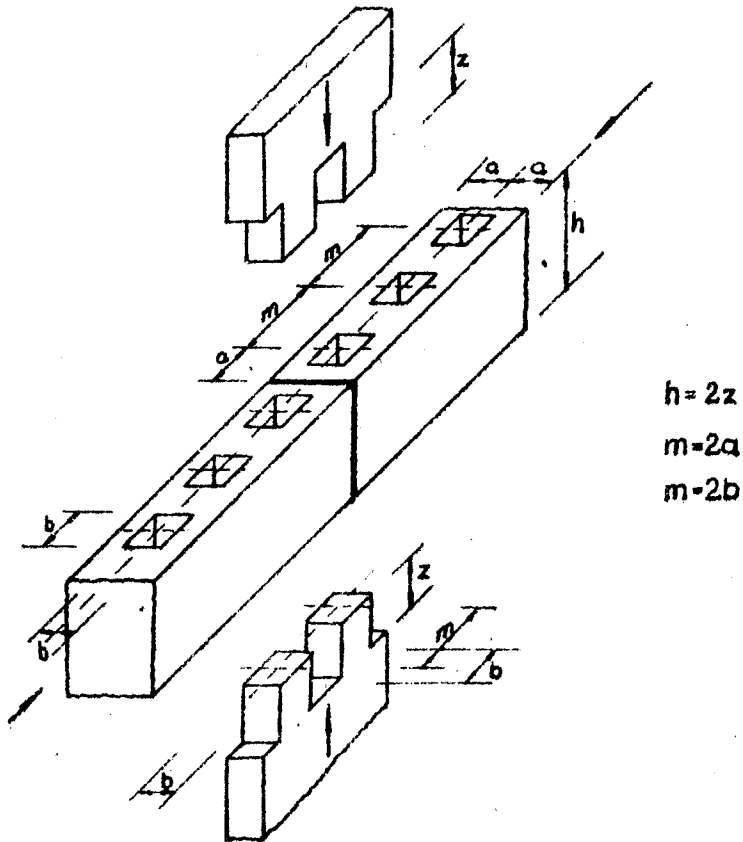
B-B

S280-60

S280-90

S280-37^s

Rys.1. Podstawowe elementy konstrukcyjne szkieletu

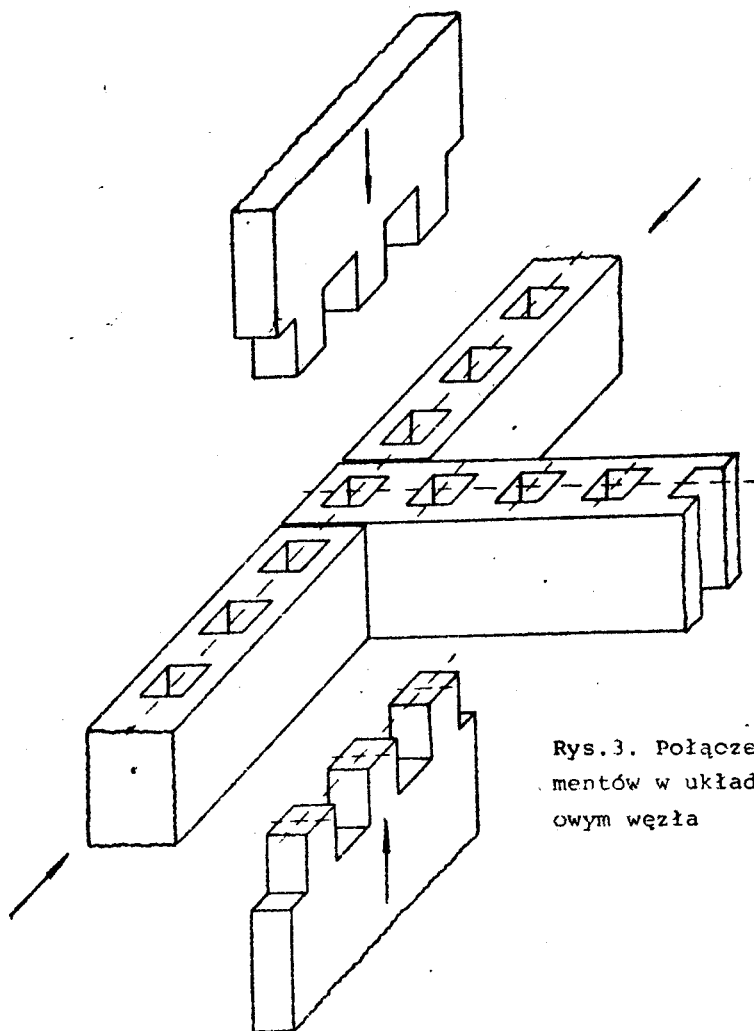


Rys.2. Połączenie elementów w układzie szeregowym węzła

wymiarów elementów oraz tolerancji montażu.

Podstawową sztywność budynków zapewniają ramy podłużne i poprzeczne, stanowiące części układu przestrzennego. Zwiększenie sztywności szkieletu budynków o wysokości powyżej pięciu kondygnacji można uzyskać przez:

- usytuowanie w jednej płaszczyźnie na niższych kondygnacjach w miejscach przywęzłowych więcej niż jednego słupa obok siebie,
- dodanie skratowania z prętów stalowych wstępnie napiętych, łączonych w przekrojach przywęzłowych z belkami za pomocą śrub przechodzących przez otwory w belkach,



Rys.3. Połączenie elementów w układzie te -
owym węzła

- wklejenie dodatkowych przepon żelbetowych.

Posadowienie budynków podpiwniczonych o wysokości powyżej dwóch kondygnacji projektuje się na ławach fundamentowych lub rusztach w zależności od rozstawu słupów w szkielecie. Fundamenty te traktowane są w obliczeniach jako belki na sprężystym podłożu, przy uwzględnieniu wpływu sztywności nadbudowy i podatności podłoża oraz wzajemnego oddziaływania konstrukcji i fundamentu. Budynki niepodpiwniczone o wysokości do dwóch kondygnacji można posadowić na stopach płytowych ułożonych bezpośrednio w poziomie

terenu, na gruncie stabilizowanym cementem w obciążeniu - do głębokości przemarzania. Grunt może być też stabilizowany metodą iniekcji. Dla budynków o wysokości od trzech do jedenastu kondygnacji można stosować w razie potrzeby posadowienie na studniach prefabrykowanych lub palach.

Przedstawiony system OSBN ma szereg zalet konstrukcyjnych w stosunku do stosowanych obecnie rozwiązań /np. system SBO lub ramy H/. Należy podkreślić jego uniwersalność w zakresie możliwości realizacji budynków o różnorodnym przeznaczeniu funkcjonalnym i użytkowym oraz stosowanie suchego montażu, który pozwala na wykonanie robót w temperaturze do -10°C . Ciężar budynków jest mniejszy, występuje o wiele mniejsza ilość typów prefabrykatów o niedużym i bardzo wyrównanym ciężarze, rzędu do 1,0 t. Ograniczenia w możliwości masowego stosowania systemu wynikać mogą z wprowadzenia nowej technologii połączeń, która powoduje konieczność bardzo dokładnego przestrzegania ustaleń technologicznych i tolerancji.

LITERATURA

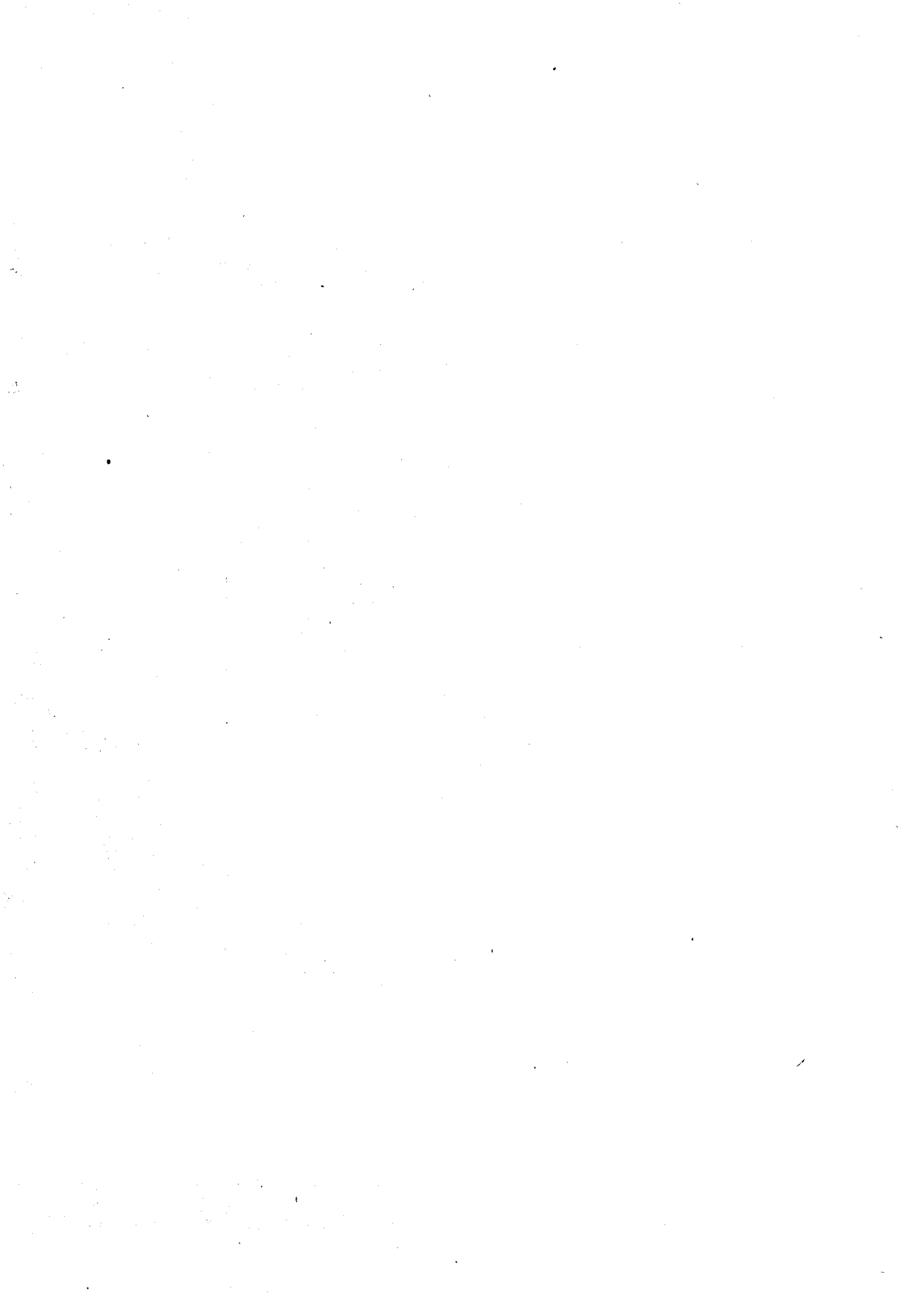
1. Dowgird R.: Prefabrykowane żelbetowe konstrukcje szkieletowe
Wyd. 2 Warszawa 1975
2. Konopko N., Zając B.: Możliwości zmniejszenia ciężaru budynków mieszkalnych wielorodzinnych /maszynopis/
3. Koncz T.: Handbuch der Fertigteil - Banweise. Band 1, 2, 3, Wiesbaden und Berlin
4. Sieczkowski J.: Projektowanie budynków wysokich z betonu Warszawa 1976
5. Nechay J.: Budowle miejskie. Budownictwo betonowe IX, Warszawa 1964
6. Wiśniewski Z., Czarnecki W.: Sposób połączeń rygli i słupów ram. Zgłoszenie patentowe nr P-182135
7. Wiśniewski Z.: Opracowanie części konstrukcyjno budowlanej systemu OSBN - PW-01.2.3 /BZ-112/75/

КОНСТРУКЦИОННОЕ РЕШЕНИЕ OSBN

В статье представлена легкая сборная конструкция железобетонного каркаса для низких зданий Открытой Системы Городского строительства /OSBN/. Суть конструкции состоит в способе соединения в пространственные рамы конструктивных элементов в виде железобетонных столбов, панелей и балок с помощью клея на базе синтетических смол.

CONSTRUCTIONAL SOLUTION OF OSBN

The light prefabricated structure of ferroconcrete skeleton in low buildings Of Open System of Low Building /OSBN/ has been presented in this article. The chief point of the structure is the way of joining into the spatial frames the constructional elements in the form of ferroconcrete columns and plates and beams with glue on the base of synthetic resins.



Jan Kaźmierczak

BADANIA NAD MOŻLIWOŚCIĄ ZASTOSOWANIA ODPADOWEGO
PIASKU WAPIENIOWEGO Z REJONU KUJAW DO BETONÓW ZWYKŁYCH

W artykule omówiono wyniki badań nad możliwościami stosowania odpadowego piasku wapieniowego do betonów zwykłych. Wykazano, że przy stosowaniu piasku wapieniowego w połączeniu z piaskiem naturalnym kopanym i z dodatkiem kruszywa wapieniowego frakcji 5-20 mm można uzyskać betony zwykle przy zachowaniu normatywnych ilości cementu na 1 m³ betonu.

1. Wstęp

Z analizy potrzeb i produkcji kruszyw w zakładach na terenie województwa bydgoskiego wynika, że na skutek potężnie rozwijającego się budownictwa, wzrasta stale deficyt dobrych kruszyw do betonów. Przewiduje się, że w 1980 r. na ogólne potrzeby województwa w wysokości 7.390 tys. ton, deficyt ten wyniesie już 565 tys. ton, co stanowi 7,6%.

Aby zaradzić kruszywowemu deficytowi i nie dopuścić do jego wzrostu konieczna jest jak najbardziej racjonalna gospodarka istniejącymi zasobami kruszyw, przy równoczesnym wykorzystaniu wszystkich możliwych rezerw i rozwiązań. Jednym z nich jest lepsze i pełniejsze niż dotąd zagospodarowanie kruszywa z nie nadających się do wypału wapna /z uwagi na przerosty krzemionki/ węglanowych skał wapieniowych z rejonu Kujaw.

Przydatność tych skał na kruszywa do betonów zwykłych potwierdziły badania przeprowadzone przez Instytut Techniki Budowlanej, Politechnikę Gdańską oraz Zakład Badań i Doświadczeń przy Bydgoskim Zjednoczeniu Budownictwa [5,7,8,9]. Dalsze ba-

dania przeprowadzone w Instytucie Budownictwa Lądowego Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy wykazały ich przydatność również do betonów wysokich marek i betonów sprężonych [3,4].

Aktualnie kruszywo z przedmiotowych skał węglanowych produkowane jest w Zakładzie Kruszyw przy Kombinacie Cementowo-Wapienniczym "Kujawy" w Bielawach w ilości 3500 tys. ton wg założeń na rok 1976 i 450 tys. ton począwszy od roku 1978. Produkcja tego kruszywa obejmuje dwie zasadnicze grupy frakcji, tj $5 \div 20$ mm i $20 \div 40$ mm. W procesie produkcji wymienionych frakcji powstaje ponadto, jako efekt kruszenia, piasek wapieniowy frakcji $0 \div 5$ mm, stanowiący 10-15% ogólnej masy kruszonej skały węglanowej. Piasek ten, zawierający średnio 17 do 20% pyłów o składzie chemicznym podobnym do rodzimej skały węglanowej, nie jest dotychczas - wskutek braku odpowiedniej technologii - zbyt często użytkowany w jednostkach budowlanych jako składnik betonu. Ponieważ jednak pełne i racjonalne jego wykorzystanie /45 + 67 tys. ton w roku 1980/ może między innymi przyczynić się do obniżenia deficytu kruszyw budowlanych, w Zakładzie Technologii Materiałów Budowlanych i Prefabrykacji Instytutu Budownictwa Lądowego Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy podjęto w ramach prowadzonych od kilku lat kompleksowych badań nad przydatnością kruszyw wapieniowych z Kujaw do betonów - prace badawcze mające na celu określenie możliwości stosowania do betonów, również przedmiotowego kruszywa frakcji $0 \div 5$ mm.

Prace przeprowadzono w dwóch etapach. W pierwszym wykonano badania dla określenia optymalnych składów mieszanek betonowych oraz badania wytrzymałości wyprodukowanego betonu, w drugim - określono jego cechy fizyko-mechaniczne. Przebieg i wyniki badań etapu pierwszego stanowią treść niniejszej pracy ^{1/}.

2. Ustalenie składu mieszanek betonowych

Z uwagi na powszechny deficyt żwirów, problem racjonalnego wykorzystania do betonów kruszywa wapieniowego frakcji $0 \div 5$ mm powiązано - w przeprowadzonych badaniach - z wykorzystaniem występujących wszędzie w dużych ilościach naturalnych piasków kopanych.

1/ Pozytywne wyniki badania cech fizyko-mechanicznych będą ogłoszone odrębnym opracowaniem.

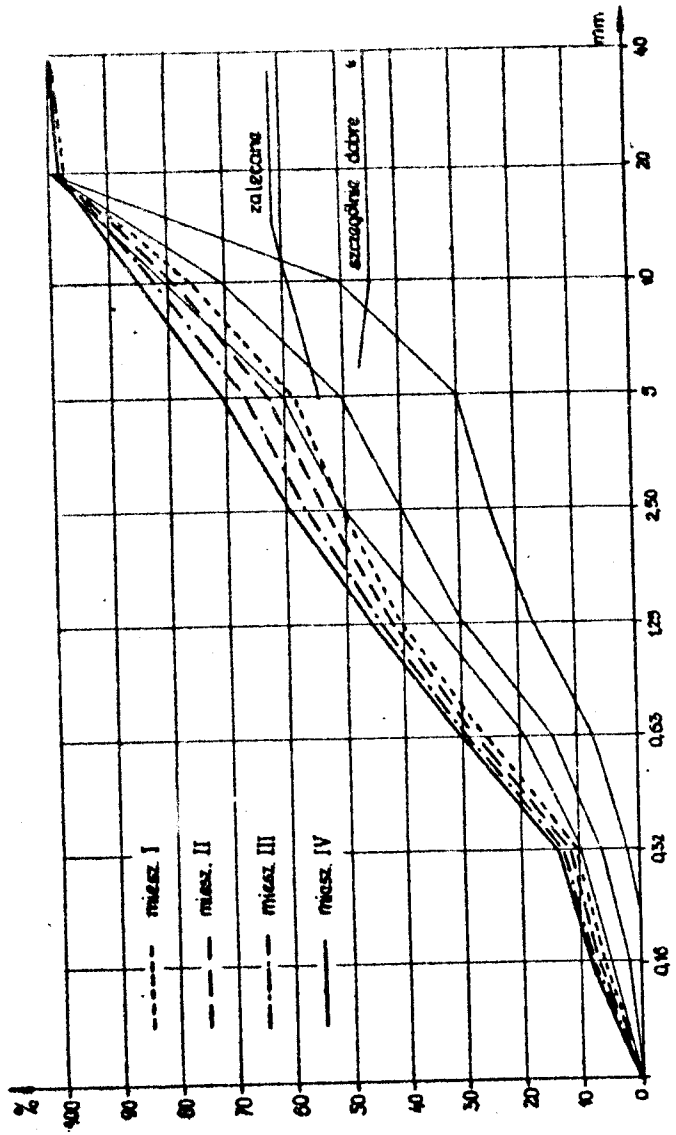
Jako kruszywo podstawowe przyjęto zatem kujawski piasek wapie - niowy frakcji 0 ÷ 5 mm z przewagą ziaren poniżej 2,5 mm-/65% / i zapyleniu około 18% oraz piasek kopany z kopalni "Grupa" ko - ło Grudziądza, również z przewagą ziaren poniżej 2,5mm /85%/.Ja - ko kruszywo uzupełniające zastosowano kujawskie kruszywo wa - pieniowe frakcji 5 ÷ 20 mm o zapyleniu około 4%. Jako spoiwo zastosowano cement portlandzki marki "350" z ce - mentowni "Kujawy".

Doboru składu mieszanek kruszywowych dokonano w opar - ciu o przeprowadzone badania wpływu stopnia zapylenia kruszywa wapieniowego na wytrzymałość betonu [1] zakładając maksymal - ne wykorzystanie frakcji drobnych, tj. frakcji piaskowych przy równoczesnym nieprzekraczaniu normatywnych ilości cementu. Badania te wykazały najkorzystniejsze wyniki przy stosowaniu mieszanek kruszywowych o zawartości pyłów w granicach 5 do 7, a nawet do 8%. Mieszanki o takim właśnie /zróżnicowanym/ stopniu zapylenia, a zetem o zmiennej ilości kruszywa wapieniowego fra - kcji 0 ÷ 5 mm użyto w badaniach zasadniczych. Zastosowane skła - dy mieszanek kruszywowych ujęto w tablicy 1, a ich krzywe uziar - nienia pokazano na rysunku 1.

Tablica 1

Skład mieszanek kruszywowych

Rodzaj kruszywa	Mieszanka kruszywowa nr:			
	I	II	III	IV
	%	%	%	%
Wapień frakcji 0-5 mm	20	25	30	35
Wapień frakcji 5-20 mm	40	35	30	25
Piasek kopany "Grupa"	40	40	40	40
Zawartość pyłów wapie - niowych w mieszance	5,4	5,0	6,7	7,4
Punkt piaskowy - ziarna do 2,5 mm	50,3	53,3	56,2	59,1
Punkt piaskowy - ziarna do 5 mm	58,7	62,7	66,8	70,9



Rys. 1. Krzywe uziarnienia zastosowanych mieszanek kruszywowych

Na bazie ustalonych /ujętych w tablicy 1/ czterech składów mieszanek kruszywowych opracowano doświadczalne receptury robocze na beton marek "200" i "170" / a ponadto "140" i "110" / dla dwóch najczęściej stosowanych w prefabrykacji żelbetowej konsystencji, tj. plastycznej i gęstoplastycznej. Wybrane z nich receptury optymalne - zastosowane do wykonania próbnich ciał badawczych - przedstawiono w tablicy 2.

Tablica 2

Receptury betonów

Konsystencja	Mieszanka kruszywo-wa	Marka betonu	Cement portland "350" kg	Wapierń 0-5 mm kg	Wapierń 5-20 mm kg	Piaszek "Grupa" kg	Woda dm^3	Wskaźnik
								cem-wod. $\frac{C}{W}$
gęstoplastyczna	I	110	150	428	856	856	138	1,09
		140	180	421	843	843	141	1,28
		170	209	414	829	829	145	1,44
		200	250	403	804	804	156	1,60
	II	110	154	533	745	852	140	1,10
		140	186	523	732	836	145	1,28
		170	214	514	720	828	149	1,44
		200	262	494	692	791	164	1,60
	III	110	160	625	625	834	156	1,03
		140	200	614	615	820	158	1,27
		170	230	604	604	806	160	1,44
		200	270	587	589	783	169	1,61
	IV	110	162	728	520	832	157	1,03
		140	209	706	504	806	166	1,26
		170	240	698	493	798	169	1,42
		200	280	677	484	774	174	1,61
plastyczna	I	110	170	415	831	831	156	1,09
		140	210	403	807	807	165	1,28
		170	258	389	776	777	179	1,44
		200	312	369	736	736	194	1,61
	II	110	178	515	721	824	160	1,10
		140	215	502	702	803	168	1,28
		170	263	481	674	770	183	1,44
		200	318	459	643	734	199	1,60
	III	110	186	602	602	802	177	1,05
		140	231	580	580	773	180	1,28
		170	269	573	573	764	187	1,44
		200	324	546	546	728	203	1,59
	IV	110	190	694	496	793	185	1,03
		140	235	678	484	774	188	1,25
		170	272	665	474	760	190	1,43
		200	330	638	456	730	200	1,65

3. Sposób przeprowadzenia badań. Wyniki

Ciała próbne - walce o średnicy i wysokości 16 cm wykonano z betonu wg receptur z tablicy 2. Wszystkie próbki /ponad 2000szt./ uformowano zagęszczając je na stole wibracyjnym SW-1. Do czasu badania wszystkie próbki przechowywano w temperaturze $18 \pm 2^{\circ}\text{C}$ i wilgotności względnej powyżej 90%. Zgniatania próbek dokonano po 3,7,14,28 i 90 dniach dojrzewania.

Uzyskane wyniki wytrzymałości na ściskanie po sprowadzeniu ich do wartości średnich, zestawiono w tablicy 3, a przyrost wytrzymałości badanych próbek w czasie uwidoczniło za pomocą wykresu /rys.2/.

Tablica 3

Średnie wyniki badań wytrzymałości na ściskanie betonów wykonanych według receptur ujętych w tablicy 2

Konsysten- cja	Mieszanka kruszywowa	Projekt ma- rka betonu	Średnia wytrzymałość na ściskanie po dniach:									
			3		7		14		28		90	
			kg cm ²	%	kg cm ²	%	kg cm ²	%	kg cm ²	%	kg cm ²	%
gestoplasty- czna	I	110	46	42	59	53	92	84	103	94	127	116
		140	67	48	82	59	126	90	131	94	155	111
		170	94	55	146	86	186	109	186	109	242	142
		200	116	58	168	84	184	92	195	98	228	114
	II	110	70	64	100	91	107	97	113	103	143	130
		140	100	72	134	96	152	108	166	119	176	126
		170	128	75	147	87	157	93	166	97	211	124
		200	112	56	199	99	230	115	215	104	274	137
	III	110	55	50	83	75	115	104	122	111	131	119
		140	60	43	83	59	99	71	126	90	141	101
		170	76	45	146	86	174	103	181	107	228	134
		200	99	49	164	82	188	94	209	104	218	109
IV	110	53	48	64	58	102	93	108	93	152	139	
	140	71	51	100	71	132	95	153	109	174	124	
	170	91	54	127	75	131	77	166	98	199	117	
	200	138	69	203	101	206	103	212	106	316	158	
I	110	45	41	84	58	86	78	102	93	121	110	
	140	75	53	116	83	120	86	157	112	172	123	
	170	95	56	128	75	172	101	178	105	208	122	
	200	101	51	154	77	178	89	193	97	241	120	
II	110	63	58	93	85	111	101	129	117	143	130	
	140	86	61	110	79	135	96	150	107	165	118	
	170	102	60	138	81	154	91	168	99	214	126	
	200	109	55	149	74	160	80	203	102	224	112	

c.d.tablicy 3

III	110	58	53	87	80	110	100	129	117	144	131
	140	83	59	118	84	143	102	146	104	188	134
	170	81	47	115	68	121	71	162	95	187	110
	200	83	42	144	72	159	80	205	102	267	134
IV	110	50	45	66	60	105	96	118	107	129	117
	140	81	58	109	78	136	97	158	113	198	141
	170	144	85	145	85	183	108	186	109	222	131
	200	115	58	177	89	188	94	217	109	306	153

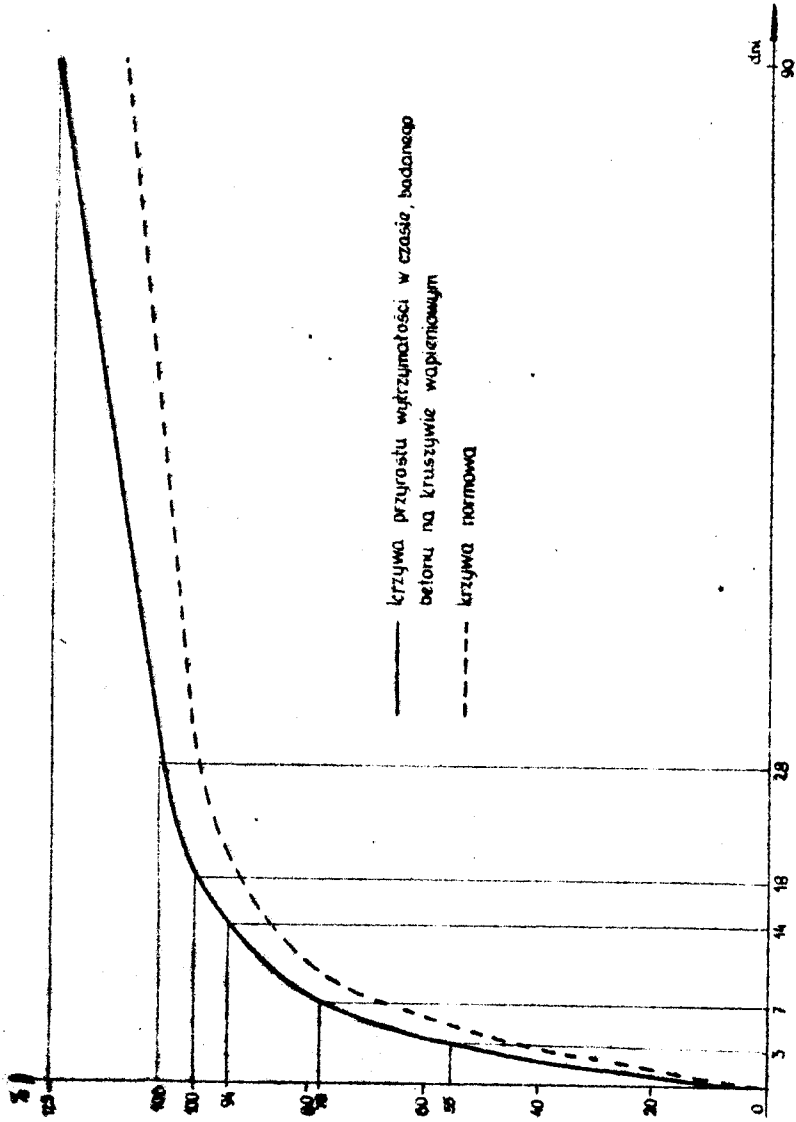
Dla bliższego określenia jakości wykonanego betonu przeprowadzono analizę statystyczną uzyskanych wyników 28-dniowych, oddzielnie dla poszczególnych marek betonu, tj. 110, 140, 170 i 200. Wyniki tej analizy w postaci podstawowych wskaźników statystycznych ujęto w tabelicy 4.

Tabelica 4

Podstawowe statystyczne wskaźniki jakości betonów wykonanych według receptur ujętych w tabelicy

2

Podstawowe wskaźniki statystyczne	Beton marki			
	110	140	170	200
Srednia wytrzymałość betonu \bar{R} $\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$ [kg/cm ²]	116,0	148,6	174,3	206,1
Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu s $s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}$ [kg/cm ²]	15,05	15,98	13,80	16,17
Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu V . $V = \frac{s}{\bar{R}} \cdot 100$ [%]	12,91	10,75	7,91	7,85
Minimalna wytrzymałość betonu R_{\min} , przy $t_{\min} = 1,65$ $R_{\min} = \bar{R} - t_{\min} \cdot s$ [kg/cm ²]	91,3	122,2	151,5	179,4
Współczynnik jednorodności betonu k $k = \frac{R_{\min}}{\bar{R}}$	0,79	0,82	0,87	0,87



Rys.2. Przyrost wytrzymałości betonu w czasie
 — krzywa przyrostu wytrzymałości w czasie badanego betonu na kruszywie wapieniowym
 - - - - - krzywa normowa

4. Ocena wyników badań

Ocenę wyników przeprowadzono na podstawie uzyskanych wyników jednostkowych oraz wyników uśrednionych ujętych w tablicach 3 i 4. Z analizy tych tablic wynika, że po 28 dniach dojrzewania, na 32 serie wykonanego i zbadanego betonu w 32 przypadkach uzyskano projektowaną markę betonu w granicach 90% do 119%. Z tego 11 serii przypada w granicach od 90% do 100% i 21 serii w granicach 102% do 119% projektowanej wytrzymałości 28-dniowej.

We wszystkich 32 wykonanych seriach betonu, w okresie od 28 do 90 dni dojrzewania nastąpił dalszy wzrost wytrzymałości. Dla większości przypadków wytrzymałość 90-dniowa przekracza o 20% projektowaną wytrzymałość 28-dniową. Również w większości przypadków /dla 24 serii/ wytrzymałość projektowana osiągnięta została już po 14 dniach dojrzewania /w granicach 90 do 100 %/.

Dla mieszanek, w których zastosowano maksymalną ilość /35%/ kruszywa wapieniowego, a więc o zawartości pyłów około 7,4% nie uzyskano gorszych wyników, lecz przeciwnie - nieco lepsze. Świadczy to, że taka ilość piasku wapieniowego nie jest szkodliwa, a zawarte w nim pyły wpływają korzystnie na zwiększenie wytrzymałości betonu i jej wcześniejsze uzyskanie.

Z przeprowadzonej analizy statystycznej /tabl.4/ wynika także, że pod względem oceny stopnia jakości, tak według wymagań PN-75/B-06250 jak i ACJ /Amerykański Instytut Betonu/zbadany beton marek 170 i 200 można zaklasyfikować jako bardzo dobry / $\sqrt{V} < 10$ /, a beton marek 140 i 110 jako dobry / $10 < \sqrt{V} < 14$ /.

Uzyskane wyniki potwierdzają zarazem korzystne wnioski odnośnie działania zawartych w kruszywie wapieniowym pyłów, postawione na podstawie badań przeprowadzonych dla uzyskania przy pomocy kłifca wapieniowego betonów wysokich marek [1,3].

O korzystnym wpływie zapyłonego piasku wapieniowego na wytrzymałość betonu świadczy również fakt, że projektowane wytrzymałości zostały osiągnięte, a nawet przekroczone przy zachowaniu normatywnych ilości cementu, mimo bardzo niekorzystnego składu granulacyjnego zastosowanych mieszanek kruszywowych, zawierających nadmierną ilość kruszywa bardzo drobnego - /wykres, rys.1/. Z wykresu tego wynika, że krzywe uziarnienia zastosowanych mieszanek mieszczą się poza /powyżej/ granicami po-

ła nie tylko szczególnie dobrego, lecz również zalecanego.

Taki granulacyjny skład naturalnych kopanych *fosfolek* piaskowo-żwirowych nie zapewnia uzyskania przez beton wytrzymałości rzędu 200 kg/cm^2 i wiąże się zawsze z dużym ponadnormatywnym zużyciu cementu.

Zatem uzyskanie takich wytrzymałości przy użyciu piasku wapieniowego przy zachowaniu normatywnych ilości cementu wskazuje, że stosowanie do betonów odpadowego kruszywa wapieniowego frakcji $0 \div 5 \text{ mm}$ jest korzystne i ekonomiczne, a zatem celowe.

5. Wnioski

1. Kujawskie kruszywo wapieniowe frakcji $0-5 \text{ mm}$, fabrycznie płu-
kane, zawierające $17 \pm 20\%$ pyłów o składzie zbliżonym do ro-
dzimej skały wapieniowej, nadaje się na betony zwykłe, jako
składnik mieszanek kruszywowych.
2. Najlepsze wyniki wytrzymałościowe przy zachowaniu normatywnej
ilości cementu na 1 m^3 betonu zapewniają mieszanki w skła-
dzie: ok. 40% piasek zwykły kopany, $30-35\%$ piasek wapieniowy,
 $25-30\%$ kruszywo wapieniowe frakcji 5 do 20 mm .
3. Stosowanie mieszanek w takim składzie pozwoli na celowe użyt-
kowanie odpadowego piasku wapieniowego do betonów zwykłych o
wytrzymałości do 200 kg/cm^2 , przy równoczesnym wykorzystaniu
piasków kopanych zamiast deficytowych żwirów i zaoszczędzeniu
kruszywa wapieniowego grubszych frakcji, które nadaje się i
powinno być stosowane przede wszystkim do produkcji betonów
wysokich marek i betonów sprężonych [3,4].
4. Przy stosowaniu innych /niż niżej podane/ składów kruszywowych,
łączny udział w nich kruszywa wapieniowego winien być zapro-
jektowany przy wstępnym ustaleniu optymalnej ilości pyłów
wapieniowych, tj. $6 \div 8\%$ w mieszance.

LITERATURA

1. Kaźmierczak J., Wierzbicki K.: Wpływ stopnia zapylenia kruszy-
wa wapieniowego z rejonu Kujaw na czas dojrzewania i wytrzyma-
łość betonu. Zeszyty Naukowe Akademii Techniczno - Rolniczej 34,
Budownictwo /8/, Bydgoszcz 1976

2. Kaźmierczak J., Baj F., Ferens-Budzyńska H.: Sprawozdanie z badań nad możliwością wykorzystania kruszywa wapieniowego frakcji 0 - 5 mm do betonów, wykonane dla Kombinatoru Cemento - wo-Wapienniczego "Kujawy" w Bielawach, 1975
3. Kaźmierczak J.: Opadowy kamień wapieniowy z rejonu Kujaw w produkcji betonów wysokiej jakości. Przegląd Budowlany 5, 1976
4. Kaźmierczak J.: Możliwości zastosowania kruszywa wapieniowego z rejonu Kujaw w kablobetonowych konstrukcjach sprężonych, Zeszyty Naukowe Akademii Techniczno-Rolniczej 34, Budownictwo /8/, Bydgoszcz 1976
5. Kruszywo mineralne. Kruszywo łamane z wapieni, marmurów i dolomitów. Norma branżowa BN-68/6723-03
6. Młynarczyk J.: Zastosowanie kruszywa wapieniowego zsilifikowanego do betonów zwyczajnych. Informacja Bieżąca Bydgoskiego Zjednoczenia Budownictwa nr 7-8/1969
7. Nowacki A.: Przydatność kamienia wapieniowego z rejonu Kujaw w budownictwie. Biuletyn Branżowy Przemysłu Kamienia Wapieniowego nr 11/1965
8. Nowacki A.: Kujawskie wapienie zsylikowane jako wysokowartościowe kruszywo budowlane - Cement - Wapno - Gips nr 7/1966
9. Zakład Żelbetnictwa Politechniki Gdańskiej - Orzeczenie nr I - 156/64 z dnia 8 stycznia 1965

ИССЛЕДОВАНИЯ ВОЗМОЖНОСТЕЙ ПРИМЕНЕНИЯ ОТХОДНОГО
ИЗВЕСТКОВОГО ПЕСКА ИЗ РАЙОНА КУЯВ ДЛЯ ОБЫКНО-
ВЕННЫХ БЕТОНОВ

В статье обсуждены результаты исследований возможностей применения отходного известкового песка для обыкновенных бетонов. Установлено, что при применении известкового песка в соединении с природным копаным песком и прибавлением известкового заполнителя фракции 5-20 мм можно получить обычные бетоны при соблюдении нормативного количества цемента на 1 м³ бетона

TESTS ON THE POSSIBILITY OF MAKING USE OF WASTE CALCAREOUS
SAND FOR ORDINARY CONCRETE FROM THE KUJAWY DISTRICT

The results of tests on the possibilities of making use of waste calcareous sand for ordinary concrete have been described in this article. It has been proved that while using calcareous sand with naturally-banded sand and with the addition of limestone aggregate fraction 5-20 mm, we can achieve ordinary concrete at the maintenance of standard quantities of cement by 1m³ concrete.

Jan Kaźmierczak

Halina Ferens-Budzyńska

BADANIA NAD PRZYDATNOŚCIĄ WAPIENIOWYCH SZLAMÓW POPLUCZNYCH DO BETONÓW LEKKICH

W referacie omówiono przebieg i wyniki badań dotyczących zastosowania w produkcji pianobetonu odpadowego wapieniowego szlamu popłucznego zamiast piasku. Wykazano, że produkcja takiego betonu jest możliwa i wiąże się z poważnymi korzyściami ekonomicznymi.

1. Wstęp

W Zakładzie Technologii Materiałów Budowlanych i Prefabrykacji Instytutu Budownictwa Lądowego Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy z powodu korzyści techniczno-ekonomicznych jakie płyną z celowego zagospodarowania odpadów przemysłowych, prowadzone są od kilku lat badania dotyczące zastosowania w budownictwie odpadów powstających w procesie produkcji wapna i cementu w Kombinacie Cementowo-Wapienniczym "Kujawy" w Bielawach.

Odpady te, to przede wszystkim: nie nadający się do wypału wapna - z uwagi na zawartość krzemionki - kamień wapieniowy, uzyskiwane jako produkt płukania skały wapieniowej szlamy popłuczne oraz zagrażające środowisku-powstające w procesie produkcji materiałów podstawowych pyły cementowe i wapiennicze.

Przeprowadzone obszernie kompleksowe badania wymienionych odpadów wykazały, że są one cennymi materiałami nadającymi się do wykorzystania w budownictwie i to przede wszystkim w produkcji betonów: lekkich, zwykłych i wysokiej jakości [1,2,3].

Między innymi przeprowadzono badania nad celowym wykorzystaniem określonych wyżej szlamów popłucznych w produkcji betonów komór-

kowych typu pianobetonu. Przebieg i wyniki tych badań są treścią przedmiotowego opracowania.

2. Cel badań

Składnikami pianobetonu dotychczas produkowanego są:

- spoiwo: cement portlandzki lub hutniczy marki nie niższej niż "350", albo wapno
- wypełniacz: piaski, wielkopięcowe żużle granulowane i popioły lotne
- środki pianotwórcze.

Celem niniejszego opracowania są badania, których wyniki mają na celu określić czy i w jakim stopniu istnieją możliwości zastąpienia dotychczas stosowanego wypełniacza szlamem popłucznym przy równoczesnym zastosowaniu jako spoiwa cementu portlandzkiego marki "350" z cementowni "Kujawy".

3. Badania wstępne

W celu zorientowania się, czy zastąpienie piasku szlamem popłuczynym jest możliwe, wykonano szereg zarobów próbnych wg ogólnie znanych receptur zastępując w nich piasek zmiennymi ilościami szlamu popłuczynego. Równocześnie stosowano emulsje pianotwórcze o różnym składzie.

Uzyskane wyniki badań wstępnych pozwoliły na właściwe u kierunkowanie badań zasadniczych oraz na wstępne sformułowanie tezy, że użycie szlamu popłuczynego zamiast piasku jest możliwe. Równocześnie jednak szeroki rozrzut uzyskanych wyników i ich różnorodność wskazały na konieczność:

- szczegółowego określenia własności składników pianobetonu i ich wzajemnych proporcji,
- szczegółowe określenia optymalnych składników emulsji pianotwórczej.

4. Dobór składników pianobetonu

W badaniach zasadniczych zastosowano:

- odpowiadający warunkom normy [5] cement portlandzki marki "350" "Kujawy"
- piasek mikroziarnisty, którego uziarnienie dobrano tak, aby odpowiadało warunkom normy [6]
- wapieniowy szlam popłuczny o uziarnieniu podobnym jak zastoso- wany piasek, a więc do 1 mm [6]

- emulsję pianotwórczą sporządzoną doświadczalnie /gdyż emulsje określone literaturą [4], jak również emulsja przemysłowa "Sulfapol", nie dały pozytywnych rezultatów/ w następującym składzie na 1 l emulsji:

klej kostny	300 g
woda do kleju	0,3 dm ³
NaOH	2,4 g
woda do NaOH	0,227 dm ³
kalafonia	120 g

5. Skład mieszanek i zakres badań

Biorąc pod uwagę wyniki badań wstępnych, badania zasadnicze przeprowadzono dla dwóch odmian pianobetonu, tj. odmiany 08 i 09. Odmianę 09 zaprojektowano w pięciu wariantach mieszanek kruszywowych, o składach podanych w tab. 1 .

Tabela 1
Zestawy mieszanek do poszczególnych odlewów pianobetonu

Rodzaj składnika	Symbol mieszanki				
	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5
piasek /%/	100	-	25	50	75
szlam/%/	-	100	75	50	25

Odmianę 08 po uzyskaniu dla odmiany 09 najkorzystniejszych wyników przy mieszance M-2 /a więc zawierającej 100% szlamu/ ograniczono do wykonania tylko przy składzie M-2/ zgodnie z celem pracy, tj. wykorzystaniem maksymalnej ilości szlamów/.

Po wykonaniu szeregu zarobów próbnych, w których stosowano zmienne ilości cementu, emulsji i wody przy zachowaniu składów kruszywowych jak w tab. 1 oraz zachowaniu objętości absolutnych jako najkorzystniejsze uznano składy mieszanek zamieszczone w tab. 2.

Tabela 2

Skiady robocze zastosowanych mieszanek
betonowych

Odmiana	Nr mieszanki kruszywowej	Ilość składników na 1 m ³ beto-					Gęstość pozorna /kg/m ³
		C /kg/	P /kg/	szl. ^{nu} /kg/	W /dm ³ /	E _m /dm ³ /	
09	M-1	400	420	-	280	2	920
09	M-2	400	-	420	290	3,1	932
09	M-3	400	100	320	285	2,8	900
09	M-4	400	210	210	280	2,7	938
09	M-4	400	320	100	280	2,6	946
08	M-2	400	-	380	285	5	788

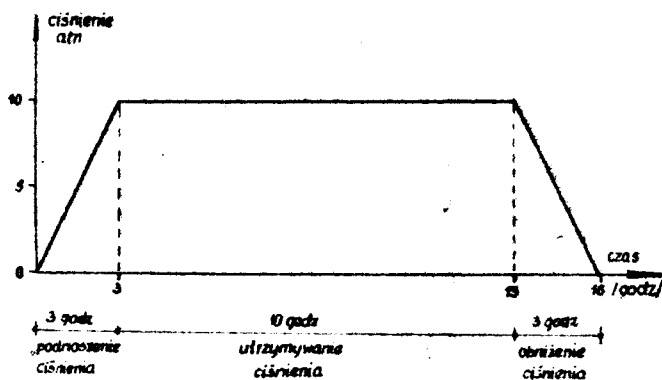
Skiady te zastosowano w badaniach zasadniczych.

6. Przebieg i wyniki badań

Dla przeprowadzenia badań wykonano odlewy pianobetonu wg składów zamieszczonych w tab. 2. Część tych odlewów poddano naturalnemu dojrzewaniu, a część dojrzewaniu przyspieszonemu w warunkach laboratoryjnych i przemysłowych. W warunkach laboratoryjnych odlewy wykonano, pielęgnowano i badano zgodnie z warunkami podanymi w literaturze [6]. Po 24 godzinach od chwili wykonania odlewu mierzono osiadanie masy pianobetonowej. We wszystkich wypadkach wartość liczbowa osiadania mieściła się w granicach normy, tj. poniżej 0,5 cm. Temperatura otoczenia w okresie wykonywania prób i dojrzewania wahała się w przedziale 20-23°C.

Wycięte po okresie dojrzewania próbki /kostki o wymiarach 15x 15x 15 cm / suszono przez okres 48 godzin do stałego ciężaru, a następnie poddawano dalszym badaniom. Po wykonaniu badań wytrzymałościowych sprawdzono cechy zewnętrzne na uzyskanych przełomach. Pianobeton wykazywał jednolite zabarwienie i równomierną, drobno porowatą strukturę. Średnica porów w nielicznych przypadkach dochodziła do 5 mm, na ogół jednak nie przekraczała 4 mm. Wytrzymałość na ściskanie badano w kierunku równoległym do kierunku nalewania masy.

W warunkach laboratoryjnych przeprowadzono dojrzewanie wyprodukowanej masy pianobetonowej w autoklawie laboratoryjnym do 10 atm., temperatura około 190° , w parze nasyconej, w czasie 16 godzin. W autoklawie umieszczono próbki o wymiarach $6,4 \times 6,4 \times 6,4$ cm, wycięte z bloku $49 \times 24 \times 24$ cm po 24 godzinach dojrzewania naturalnego. Po zakończeniu naparzenia próbki suszono do stałego ciężaru w czasie 48 godzin i poddawano dalszym badaniom. Przebieg autoklawizacji przedstawia wykres na rys. 1.



Rys.1. Przebieg autoklawizacji pianobetonu

Dojrzewanie przyspieszone w warunkach przemysłowych przeprowadzono w Zakładach Produkcji Elementów Budowlanych w Solcu Kujawskim, w autoklawach służących do naparzenia gazobetonu. Reżim autoklawizacji był analogiczny jak w warunkach laboratoryjnych/rysunek 1/.

Wyniki badań wytrzymałościowych przeprowadzonych na prasie hydraulicznej o zakresie 30 T, uzyskane dla próbek w trzech wyżej opisanych warunkach dojrzewania, sprowadzone do wartości średnich, przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3

Wyniki wytrzymałościowe w różnych warunkach dojrzewania

Odmiana	Nr mieszanki kruszywowej	Uśrednione wyniki wytrzymałościowe w kG/cm^2 przy dojrzewaniu			
		naturalnym	autoklawizacji w war. lab.	autoklawizacji w war. przem.	po badaniu mrozoodporności
09	M-1	17	-	-	-
09	M-2	22	18	18	-
09	M-3	23	-	-	-
09	M-4	19	17	17	-
09	M-5	19	-	-	-
08	M-2	13	-	-	12

W tabeli tej przedstawiono również wyniki wytrzymałościowe próbek poddawanych badaniom mrozoodporności. Badanie mrozoodporności przeprowadzono zgodnie z wymogami norm /6,7/.

7. Analiza wyników badań

Analizę wyników badań przeprowadzono na podstawie wartości ujętych w tab. 3, dokonując porównania z wymogami normowymi. Jak wynika z tab. 3 wytrzymałości średnie próbek badanych na ściskanie po okresie dojrzewania naturalnego posiadały wartości różne od $13\text{--}23 \text{ kG/cm}^2$, w zależności od zastosowanej odmiany i mieszanki kruszywowej. Najkorzystniejsze wyniki uzyskano dla mieszanki M-2 i M-3 odmiany 09. Odmiana 08 uzyskała wytrzymałość 13 kG/cm^2 .

Biorąc pod uwagę, że wyniki uzyskane dla próbek z mieszanek M-2 i M-3 są bardzo zbliżone /dla odmiany 09/, korzystniejsza w stosowaniu jest odmiana M-2, jako wykonana wyłącznie z wypełniacza w 100% szlamowego.

Na podstawie uzyskanych wyników można zaliczyć badane próbki [6] do odmiany 08 i 09. Odmiany te odpowiadają klasie II, w której to wytrzymałość dla odmiany 08 wynosi co najmniej 11 kG/cm^2 , a dla odmiany 09 - 17 kG/cm^2 . I klasa nie została zatem osiągnięta. W warunkach dojrzewania przyspieszonego; tak la-

laboratoryjnych, jak i przemysłowych uzyskano wartości niższe, jednak odpowiadające wymogom normy [6], odnośnie klasy II. Uzyskanie w procesie dojrzewania przyspieszonego niższych wartości jest uzasadnione badaniem wytrzymałości zaraz po skończonym procesie autoklawizacji, a nie po 2-ch tygodniach od jej zakończenia.

Poddany badaniom na mrozoodporność pianobeton odmiany 08 wykazał nieznaczny tylko stratę wytrzymałości / o 1 kg/cm^2 /, tj. 8%, a więc znacznie niższą aniżeli dopuszczalne normą /6/, tj. 20%.

8. Wnioski

1. Przy zastąpieniu w części lub całości wypełniacza piaskowego odpadowym szlamem popłuczynym można uzyskać pianobeton klasy II.
2. Najkorzystniejsze wyniki uzyskuje się przy zastosowaniu wypełniacza w 100% w postaci szlamu.
3. Pianobeton na bazie szlamu popłuczynego może dojrzewać w warunkach dojrzewania przyspieszonego.
4. Pianobeton na bazie szlamu popłuczynego są mrozoodporne.
5. Stosowanie do pianobetonów zamiast piasku wapieniowych szlamów popłuczynych przyniesie gospodarce narodowej duże korzyści w postaci:
 - a/ zaoszczędzenia wydobywania piasku i jego uzdatnienia,
 - b/ zaoszczędzenia pewnej ilości areału rolnego w związku z brakiem potrzeby eksploatacji piasku.
 - c/ zagospodarowania celowego i ekonomicznego uciążliwych odpadów przemysłowych, prowadzącego do ochrony naturalnego środowiska człowieka.

LITERATURA

1. Kaźmierczak J., Wierzbicki K.: Odpadowe popłuczne szlamy wapieniowe i pyły wapiennicze w produkcji betonów komórkowych. XXI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, t. IV Materiały budowlane. Krynica 1975
2. Kaźmierczak J., Baj F., Ferens-Budzyńska H.: Sprawozdanie z badań nad możliwością wykorzystania kruszywa wapieniowego frakcji 0-5 mm do betonów wykonanych dla Kombinatu Cementowo-Wapienniczego "Kujawy" w Bielawach. 1975

3. Kafmierczak J., Wierzbicki K.: Badania w zakresie przydatności kamienia wapieniowego dla potrzeb budownictwa. Sprawozdanie z badań wykonanych na zlecenie Kombinatu Cementowo - Wapienniczego "Kujawy" w Bielawach. 1973
4. Praca zbiorowa: Budownictwo betonowe. t.IV, Arkady, Warszawa 1967
5. PN-73/B-04320: Oznaczanie wytrzymałości cementu
6. PN/B-06565: Pianobeton-projekt normy
7. PN-63/B-06250: Beton zwykły

ИССЛЕДОВАНИЯ НАД ПРИГОДНОСТЬЮ ИЗВЕСТНЯКОВЫХ СМЫВНЫХ
ШЛАМОВ ДЛЯ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ.

В докладе сказано о течении и результатах исследований касающихся применения в производстве пенобетона отбросного известнякового смывного шлама вместо песка.

Доказано, что производство такого бетона возможно и связано с серьезной экономической выгодой.

TESTS ON USABILITY OF LIMESTONE MUD WASHINGS TO LIGHTWEIGHT
CONCRETE

The procedure and test results relating to the usage of production of waste limestone mud washings foamed concrete instead of sand have been presented in this article. It has been also shown that the production of such the concrete is possible and is connected with the considerable economic increase.

Franciszek Baj
Halina Ferens-Budzyńska

BADANIA WSTĘPNE NAD MOŻLIWOŚCIĄ ZASTOSOWANIA
SZLAMÓW Z CEMENTOWNI GÓRAŹDZE I SITKÓWKA DO
FARB BUDOWLANÝCH

W pracy omówiono wyniki badań wstępnych nad możliwością zastosowania jako pigmentów szlamów powstających przy piu - kaniu kamienia w Cementowniach Góraźdze i Sitkówka do farb klejowych.

Uzyskane wyniki badań potwierdziły możliwość stosowania badanych pigmentów do farb klejowych oraz pozwoliły na określenie możliwości ich stosowania do innych farb budowlanych i tynków barwnych.

1. Wstęp

Dynamiczny rozwój budownictwa pociąga za sobą ogromny wzrost zużycia materiałów budowlanych. W związku z tym, w celu niedopuszczenia do ich braku koniecznym jest zagospodarowanie odpadów i wykorzystanie wszystkich możliwych rezerw.

Do materiałów odpadowych nadających się do zagospodarowania należą między innymi szlamy popłuczne powstające w istniejących i nowobudowanych cementowniach. Szlamy te powstają w oddziale kruszenia na skutek płukania kamienia. Podlegają one następnie sedymentacji, w czasie której oddzielają się frakcje grubsze. . Pozostały szlam usuwany jest za pomocą pomp na składowisko. Uziarnienie i skład mineralogiczny szlamów w poszczególnych cementowniach nie są takie same. Zależą one od rodzaju stosowanego procesu technologicznego oraz składu mineralogicznego kamienia i występujących zanieczyszczeń.

Problem zagospodarowania szlamów nie jest sprawą białą, bowiem w skali rocznej powstają one w ilości około 350.000 m³.

Celem niniejszej pracy jest przedstawienie przebiegu badań i wyników, jakie autorzy przeprowadzili nad możliwością zastosowania szlamów popłucznych z Cementowni Góraźdże i Sitkówka jako pigmentów do farb budowlanych ze względu na ich efektowną barwę /zbliżoną do ochry/.

2. Pigmenty do farb budowlanych

W budownictwie stosuje się do farb wodnych pigmenty /zwane również barwidłami/ zarówno organiczne, jak i nieorganiczne. W Polsce używa się na ogół pigmentów nieorganicznych naturalnych. Pigmenty są drobnoziarnistymi substancjami barwiącymi, praktycznie nierozpuszczającymi się w wodzie ani w rozpuszczalnych spoiwach tworząc w nich zawiesiny.

Pigmenty nieorganiczne naturalne otrzymuje się z różnych minerałów barwnych, poprzez mielenie, odsiewanie, przemywanie lub obróbkę cieplną /np. ochry i umbry/.

Właściwości pigmentów mają duży wpływ na właściwości fizyko-chemiczne powłok. Związane są one z gęstością pigmentów, barwą, zdolnością barwienia, siłą krycia, odpornością na działanie światła, wody i substancji chemicznych oraz z właściwościami toksycznymi. W oparciu o istniejący szeroki wachlarz pigmentów naturalnych nieorganicznych wykonuje się farby klejowe przygotowywane bezpośrednio na budowach lub też produkuje się farby suche, przeznaczone do malowania po zarobieniu wodą.

3. Badania własne

Podczas badań przeprowadzonych nad w/w szlamami [4] zwrócono uwagę na ich efektywną barwę, jej niezmiennosc w trakcie przechowywania ich na powietrzu /w zmiennych warunkach atmosferycznych/ oraz w czasie suszenia.

Spostrzeżenia te skłoniły autorów do przeprowadzenia wstępnych badań laboratoryjnych i rozważań nad możliwością zastosowania szlamów z Góraźdży i Sitkówki jako pigmentów do farb budowlanych. Pigmenty z omawianych szlamów można zaliczyć do pigmentów mineralnych pochodzenia naturalnego otrzymywanych z odpadów przemysłowych. Badania szlamów przeprowadzono konsekwentnie pod kątem przydatności przede wszystkim do farb kle-

jowych, nie wykluczając jednak możliwości zastosowania ich do innych farb budowlanych.

Zakres badań został określony w ten sposób, aby można było wstępnie ocenić zarówno przydatność szlamów jako pigmentów do farb klejowych, jak również jakość farb wykonanych z w/w pigmentów. Analizę badań przeprowadzono w oparciu o wymagania techniczne podane w literaturze [dla pigmentów [3], a dla farb klejowych [3,1] /.

3.1. Zakres badań

W celu określenia przydatności szlamów wyselekcjonowano zestaw badań dla pigmentów i farb traktując je jako charakterystyczne i wystarczające.

Ustalono następujący zakres badań identyczny zarówno dla szlamów z Góraźdzy, jak i z Sitkówki:

1. analiza chemiczna,
2. nierozpuszczalność pigmentu w wodzie,
3. odporność pigmentu na działanie światła,
4. gęstość pigmentu,
5. odporność pigmentu na działanie wapna,
6. odporność pigmentu na cement,
7. wpływ pigmentu na czas wiązania cementu,
8. pozostałość na sicie 0,06 mm,
9. odporność farby na działanie światła
10. badanie siły klejenia farb,
11. badanie farb na wycieranie,
12. zdolność krycia farb,
13. zawartość wody w szlamie.

3.2. Przeprowadzenie badań. Wyniki

Badanie przeprowadzono w oparciu o dane zawarte w literaturze [2,3,5]. W tabeli 1 zestawiono wyniki analizy chemicznej szlamów z Góraźdzy i Sitkówki wykonanej przez Zakład Chemii Nieorganicznej Instytutu Technologii Chemicznej ATR w Bydgoszczy.

Tabela 1

Lp.	Oznaczone składniki	szlam Góraźdże %	szlam Sitkówka %
1.	Części nierozpuszczalne	18,7	51,4
2.	Krzemionka SiO ₂	8,4	7,2
3.	Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃	5,8	6,9
4.	Fe ₂ O ₃	3,4	3,2
5.	Al ₂ O ₃	2,4	3,7
6.	CaO	33,3	14,6
7.	MgO	1,4	0,7
8.	K ₂ O + Na ₂ O	-	-
9.	CaO + MgO /wolny/	0,025	0,012
10.	Siarczany w przeliczeniu na SO ₃	0,34	0,13
11.	CaCO ₃	57,8	28,1
12.	Straty przy prażeniu	16,3	12,4

Wyniki pozostałych badań zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Lp.	Wykonanie oznaczenia	szlam Góraźdże	szlam Sitkówka
1.	Nierozpuszczalność pigmentu w wodzie /3/	odpow.wymag.	odpow.wymag.
2.	Odporność pigmentu na działanie światła /3/	"	"
3.	Gęstość pigmentu ^{III}	2,5g/cm ²	2,35 g/cm ²
4.	Odporność pigmentu na działanie wapna /3/	odpow.wymag.	odpow.wymag.
5.	Odporność pigmentu na działanie cementu /5/	"	"
6.	Wpływ pigmentu na czas wiązania cementu /5/	nie wykazuje ok.1%	nie wykazuje ok.1%
7.	Pozostałość na sicie 0,06mm ²		
8.	Odporność farby na działanie światła ³	odpow.wymag.	odpow.wymag.
9.	Badanie siły klejenia farb /3/	"	"
10.	Badanie farb na wycieranie /3/	"	"
11.	Badanie zdolności krycia farb/2/	"	"
12.	Zawartość wody w szlamie	24,26%	34,54%

- (1)- Oznaczenie gęstości poszczególnych szlamów wykonano metodą pośrednią na podstawie różnicy objętości zajmowanej przez badany szlam i nie reagujący z nim rozpuszczalnik organiczny.
- (2)- W trakcie wstępnych obserwacji zauważono, że grudki suchego szlamu ulegają rozmyciu w wodzie, w związku z tym oznaczenie pozostałości na sicie 0,06 mm wykonano na mokro.
- (3)- Przygotowane zestawy farb klejowych naświetlane były przez 8 godzin promieniami ultrafioletowymi /lampa typ L 6/58 - odległość ok. 50 cm/. Badaniu temu poddano farby o następującym składzie suchych składników:

Szlam Góraźdze

zestaw nr 1	- pigmenty + klej
pigment	- 100%
klej roślinny	- 3% - odcień ciemnej ochry
zestaw nr 2	- pigment + kreda + klej
pigment	- 50%
kreda mal.	- 50% - odcień jasnej ochry
klej roślinny	- 3%

Szlam Siłkówka

zestaw nr 1	- pigment + klej
pigment	- 100%
klej roślinny	- 3% - odcień kakaowy
zestaw nr 2	- pigment + kreda + klej
pigment	- 50%
kreda mal.	- 50% - odcień jasnokakaowy
klej roślinny	- 3%

Szlamy w obydwu wypadkach spełniały podwójną rolę: pigmentu i wypełniacza mineralnego. Dozowanie kredy można traktować w sposób indywidualny, w zależności od potrzeby uzyskania odpowiedniego odcienia farby.

3.3. Analiza wyników badań

1. Przeprowadzone badania wstępne szlamów z Górażdzy oraz z Sitkówki i uzyskane wyniki pozwalają sugerować, że obydwa te szlamy można traktować jako pigmenty o barwie zbliżonej do ochry, zgodnie z ich definicją podaną w punkcie 2.
2. Obydwa pigmenty w postaci czystej oraz poszczególne zestawy farb odznaczają się dużą odpornością na działanie światła.
3. Uzyskane wyniki gęstości obydwu szlamów pozwalają sądzić, że będą się one dobrze mieszały z kredą malarską $\rho = 2,7\text{g/cm}^3$.
4. Dodatek poszczególnych szlamów do cementu nie ma zasadniczego wpływu na czas wiązania cementu, powoduje tylko pewne odchyłki w czasie początku i końca wiązania, pozostaje to jednak w zgodzie z wymaganiami [5].
5. W celu praktycznego stwierdzenia jakości wykonanych farb pomalowano farbą na bazie szlamu z Górażdzy ściany pomieszczenia o powierzchni użytkowej 20 m^2 , natomiast farbą na bazie szlamu z Sitkówki ścianę o powierzchni 6 m^2 . W obydwu przypadkach nie stwierdzono zmian barwy, ani łuszczenia się powłoki po upływie 4 miesięcy.
6. Zdolność krycia szlamów zmieszanych z kredą jest większa niż samych szlamów z klejem.
7. Ilość dodawanego pigmentu w postaci szlamu do kredy jest znacznie większa [1] niż przy innych znanych pigmentach ze względu na niezbyt intensywną barwę samego szlamu.
8. Farby klejowe na bazie badanych szlamów nadają się do malowania świeżych tynków [3], ponieważ są odporne na działanie cementu i wapna.
9. Poszerzony zakres badań pozwala sądzić o możliwości zastosowania szlamów do wypraw szlachtetnych. Stosowanie szlamów do barwienia betonu jest ograniczone ich niezbyt intensywną barwą.

4. Wnioski

1. Przeprowadzone badania wstępne potwierdziły przydatność szlamów jako pigmentów do farb klejowych.
2. Pomyślne wyniki badań pozwalają sugerować możliwość rozszerzenia stosowania obydwu szlamów jako pigmentów do innych rodzajów farb budowlanych, a nawet do tynków barwnych.

3. Szlamy odpadowe z Cementowni Górażdże i Sitkówka można stosować jako pigmenty do farb klejowych zarówno w postaci mokrej, jak i suchej. W drugim przypadku należałoby jednak szlam poddać suszeniu, mieleniu oraz przesiewaniu. Analiza ekonomiczna pozwoliłaby ustalić czy taniej jest transportować szlam mokry w beczkach czy też otrzymywać pigment suchy. Suszenie szlamu byłoby procesem niezbędnym w przypadku produkcji farby suchej.
4. Dla potwierdzenia uzyskanych wyników badań oraz określenia zakresu stosowania omawianych szlamów do farb budowlanych należałoby zlecić przeprowadzenie badań pełnych przez Doświadczalny Zakład Farb i Lakierów we Wrocławiu.

LITERATURA

1. Jarząbek T., Konkowska A.: Materiały budowlane mineralne i chemiczne. PWE, Warszawa 1972
2. Parczewski W.: Materiały budowlane PWN, Warszawa 1974
3. PN-71/C-04403: Pigmenty do farb wodnych. Metody badań.
4. Praca zbiorowa: Kompleksowe zagospodarowanie złóż i okręgów w górnictwie odkrywkowym. Praca naukowo-badawcza, problem węzłowy nr 01.2.4. Bydgoszcz 1975
5. Praca zbiorowa: Poradnik laboranta budowlanego. Wyd.2. Arkady, Warszawa 1967

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ
ШЛАМОВ ЦЕМЕНТНЫХ ЗАВОДОВ ГУРАЖДЖЕ И СИТУВКА ДЛЯ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КРАСОК

В работе обсуждены итоги предварительных исследований
возможности применения в качестве пигмента шламов
образующихся при полоскании камня на цементных заводах
Гураждже и Ситувка для клеевых красок. Полученные итоги
исследований подтвердили возможность применения иссле -
дованных пигментов для клеевых красок и позволили опре -
делить возможность их применения для других строитель -
ных красок и цветных штукатурок.

PRE-TESTS UPON THE POSSIBILITY OF MAKING USE OF SLUDGE
FROM GORAŻDZE AND SITKÓWKA CEMENT PLANTS FOR MAKING
PAINTS

The results of pre-tests upon the possibility of making use
as pigments of sludge forming through the rinsing of stone at
Górażdże and Sitkówka cement plants for producing paints, have
been presented in this article.

The obtaining results have confirmed the possibility of ma -
king use of testing pigments for producing paints, as well as,
allowed to determine the possibilities of their usage to pro -
duce other paints and coloured plasters.

Julita Rojek

METODA WALZA, JAKO PODSTAWA DO OKREŚLANIA KONSYSTENCJI
MIESZANKI BETONOWEJ PRZY POMOCY EMC

W pracy omówiono sposoby określania konsystencji mieszanki betonowej. Przedstawiono związki pomiędzy określeniem rodzaju konsystencji w ujęciu PN-75/B-06250, przepisów CEB, DIN-1048 oraz wykresu Pilnego. Wykorzystano metodę Walza do rozbudowania modelu cybernetycznego betonu Z. Wiśniewskiego o model konsystencji.

1. Wstęp

Konsystencją nazywamy stopień plastyczności mieszanki betonowej, który decyduje o zdolności jej do rozpliwania lub o podatności jej na deformacje [1]. Stanowi ona często jedno z założeń do zaprojektowania składu betonu.

Na świecie stosuje się szereg różnych metod doświadczalnych pozwalających określić konsystencję mieszanki betonowej [1], [2]. J. Szwabowski [3] podzielił je na dwie grupy:

- a/ wykorzystujące energię potencjalną masy /np. Abramsa/,
- b/ wykorzystujące dostarczenie energii /np. Ve-Be, Grafa, Powersa, Walz'a/

Do najczęściej stosowanych testów wg Bukowskiego [1] zaliczamy:

- metodę stożka opadowego Abramsa - polegającą na mierzeniu wielkości osiadania $/S_A/$ czubka babki uformowanej za pomocą blaszanego stożka o ściśle określonych wymiarach,
- metodę spłaszczenia stożka $V_e - B_e$ - polegającą na mierzeniu czasu $/T_v/$ potrzebnego do rozplinięcia się do poziomu betonowej babki uformowanej stożkiem Abramsa pod wpływem wibrowania z określoną intensywnością, przy równoczesnym nacisku talerza obciążającego,

- metodę spłaszczenia stożka Powersa - polegającą na określeniu ilości wstrząsów $[^{\circ}P]$ potrzebnych do spłaszczenia babki betonowej uformowanej przy pomocy stożka Abramsa i dodatkowo obciążonej talerzem dociskowym,
- metodę rozpiływania się stożka Grafa - polegającą na mierze - niu średnicy $/D/$ rozpiętej babki betonowej pod wpływem uderzenia ręcznego w ściśle określony sposób,
- metodę zagęszczania Walza - polegającą na określeniu stosunku objętości zajmowanej przez luźno ułożony beton $/V_0/$ do objętości $/V_e/$, jaką zajmie mieszanka betonowa pod wpływem bardzo intensywnego zagęszczenia $V_w/$,
- próby gęstości, spływu rynnowego, pogrążenia, rozmieszania itp.

Wymienione wyżej metody pozwalają określić pewne, charakterystyczne dla warunków pomiaru, umowne wielkości wyrażone w różnych jednostkach.

J.Szwabowski określił cechy konsystencji w oparciu o kryteria reologiczną [3].

2. Związki i zależności pomiędzy różnymi metodami pomiaru konsystencji

Spośród uprzednio wymienionych metod doświadczalnych, norma obowiązująca w Polsce [4], zaleca ustalać konsystencję metodą V_e-B_e i stożka opadowego Abramsa. Wielkości odpowiednich wskaźników dla poszczególnych konsystencji przedstawia tablica 1. Jak z niej wynika obie metody uzupełniają się, dzięki czemu można określić wszystkie rodzaje konsystencji.

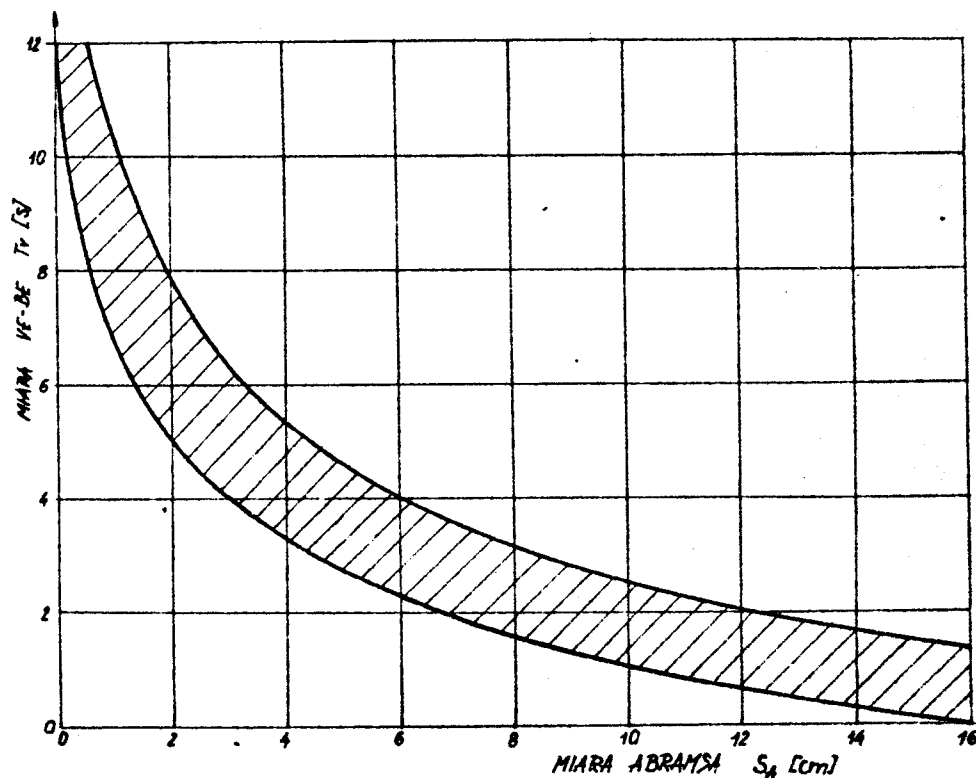
Tablica 1

Wskaźniki konsystencji mieszanek betonowych wg PN-75/B-06250

[4]

Konsystencja mieszanki betonowej	Symbol konsystencji	Wskaźniki konsystencji wg metody:	
		Ve-Be Tv [s]	stożek opad. S_A [cm]
wilgotna	K-1	powyżej 30	-
gęstoplastyczna	K-2	16-30	-
plastyczna	K-3	8-16	-
półciekła	K-4	5-8	2-3
ciekła	K-5	-	powyżej 12

Badaniem zależności pomiędzy wynikami uzyskanymi metodą V_e-B_e a metodą Abramsa zajmował się O. Beijer [5]. Wyniki jakie uzyskał obrazuje rys.1.



Rys.1. Zależność pomiędzy miarą czasu T_v a opadem stożka Abramsa S_A

Shu - tien Li i V. Ramakrisham wykorzystali te badania i określili powyższą zależność w formie matematycznej [6]:

$$T_v = \frac{4,70}{S_A^{0,125}}, \quad \log T_v = 0,680 - 0,125 \log S_A \quad (1)$$

Nowe przepisy CEB [7] przedstawione w tablicy 2 wprowadzają 7 rodzajów konsystencji scharakteryzowanych: opadem stożka Abramsa, czasem $V_e - B_e$ i miarą zagęszczenia Walza.

Tablica 2

Wskaźniki konsystencji mieszanek betonowych wg przepisów CEB [7]

Konsystencja mieszanki betonowej	Symbol konsystencji	Wskaźniki konsystencji wg metody		
		Ve-Be Tv [s]	stożek opadowy S_A [cm]	miara Walza Vw [l]
beton o konsystencji mokrej ziemi	K-1	40-20	0	1,54-1,47
beton bardzo suchy	K-2	20-10	0	1,47-1,31
beton o konsystencji suchej	K-3	10-5	0-1	1-31-1,26
beton o konsystencji zwartej /gęstoplastycznej/	K-4	5-3	2-4	1,26-1,19
beton o konsystencji plastycznej	K-5	-	5-9	1,16-1,09
beton o konsystencji mokrej /półcieklej/	K-6	-	10-15	1,07-1,04
beton o konsystencji ciekłej	K-7	-	15	1,04

Natomiast norma niemiecka DIN 1048 [8] wprowadza podział jedynie na trzy rodzaje konsystencji scharakteryzowane średnicą rozprysku Grafa i miarą zagęszczenia Walza.

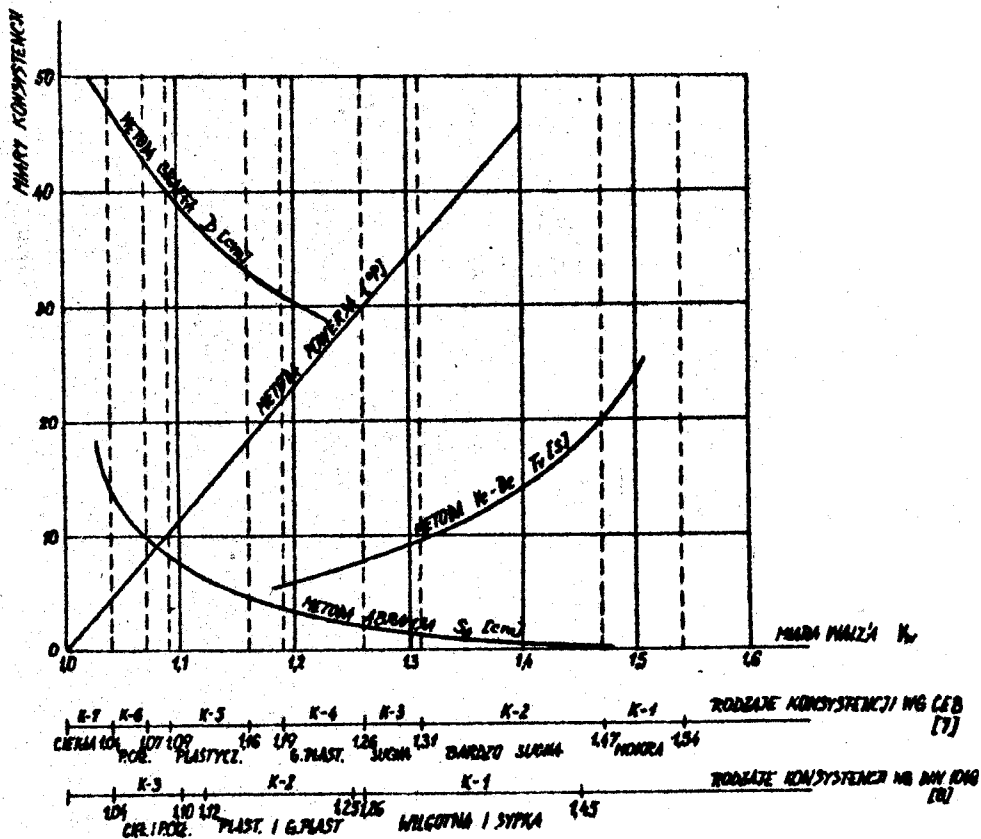
Tablica 3

Wskaźniki konsystencji mieszanek betonowych wg przepisów
DIN 1048 [8]

konsystencja mieszanki betonowej	symbol konsysten- cji	wskaźniki konsystencji wg metody:	
		miara Walza Vw [l]	średnica rozply- wu Grafa D [cm]
konsystencja sztywna/wil- gotna i sypka/	K-1	1,45-1,26	-
konsystencja plastyczna i gęstoplasty- czna	K-2	1,25-1,12	40
konsystencja miękką /cie- kłą i półcie- kłą/	K-3	1,10-1,04	41 - 50

Z kolei relację pomiędzy wszystkimi wymienionymi poprzednio miarami konsystencji a miarą Walza obrazuje rys.2 opracowany zbiorczo przez Pilnego [9].

Analizując tablicę 1,2,3 oraz rys.2 możemy zauważyć, że pomimo różnego podziału na rodzaje konsystencji istnieje dosyć dobra zgodność pomiędzy miarami konsystencji różnych autorów. Je-
dyńie miara $V_e - B_e / Tv$ przedstawiona w tablicy 1 znacznie odbiega od pozostałych wyników. Aby to zweryfikować należałoby mie-
rzyć konsystencję nie za pomocą samej pracy włożonej, ale za po-
mocą efektu tej pracy, który będzie różny w zależności od składu
i struktury betonu. Takim efektem pracy jest w metodzie Walza
uzyskanie z mieszanki jamistej mieszanki szczelnej przez zwibro-
wanie w dowolny sposób.



Rys. 2. Zależność pomiędzy różnymi metodami pomiaru konsystencji a metodą Walz'a wg Pilnego [9]

3. Metoda Walza, jako podstawa do określania konsystencji betonu przy pomocy EMC

Dotychczas stosowane metody projektowania mieszanek betonowych uwzględniały żądany rodzaj konsystencji poprzez wprowadzenie wskaźników wodozadržności ustalonych doświadczalnie. Jest to metoda niedokładna, czasochłonna, wymagająca każdorazowo weryfikacji doświadczalnej. Wydaje się właściwsze ustalenie składu w oparciu o modele cybernetyczne betonu Z. Wiśniewskiego [10] i cząstkowy model konsystencji [11]. W modelu tym wykorzystano metodę K. Walz'a.

Z definicji miary konsystencji wg K. Walza, wynika że

$$V_w = \frac{V_o}{V_e} \quad (2)$$

gdzie: V_o - objętość luźno ułożonej mieszanki,

V_e - objętość maksymalnie zagęszczonej mieszanki

W celu wykorzystania jej do określenia konsystencji przy pomocy EMC bardziej przydatne jest przekształcenie wzoru (2) do postaci:

$$V_w = \frac{1}{1 - \beta_{ov}} \quad (3)$$

gdzie: β_{ov} - wskaźnik ilości powietrza

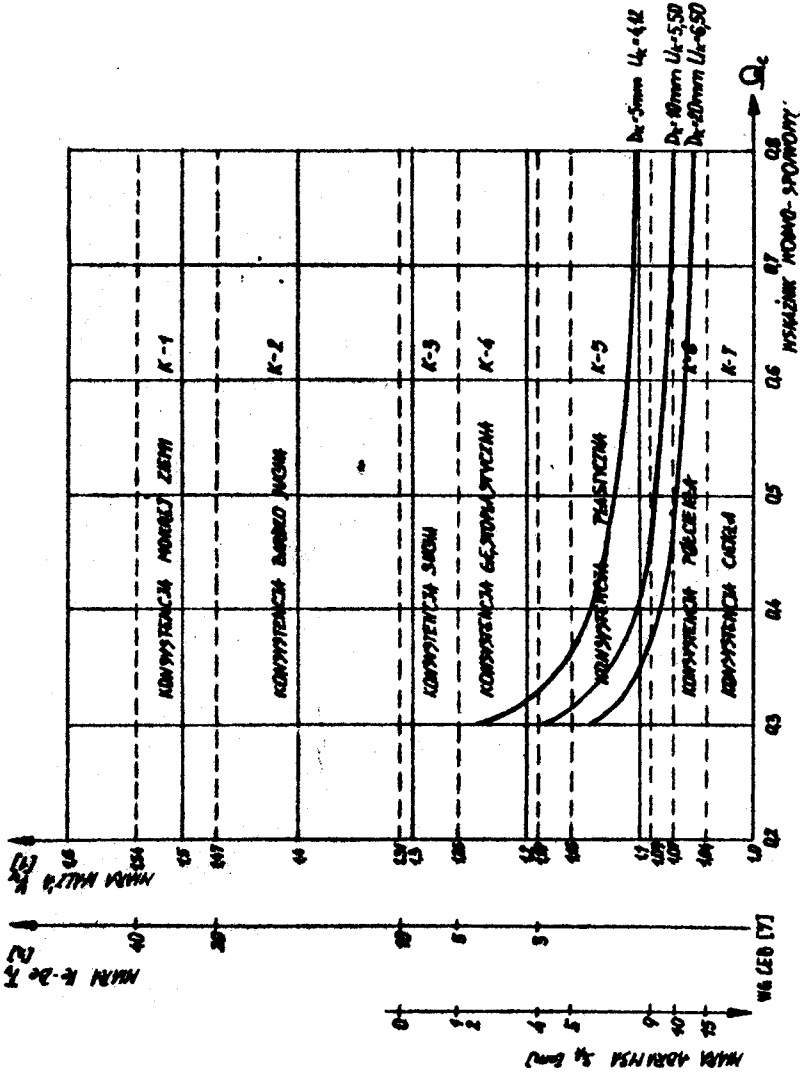
Przy wykorzystaniu cząstkowego modelu konsystencji [11] ustalenie konsystencji sprowadza się do obliczania ilości powietrza zawartego w luźno ułożonej mieszance betonowej.

Tok postępowania jest następujący:

- przy pomocy modelu cybernetycznego ustalamy skład betonu szczelnego, dla przyjętych parametrów techniki zagęszczania,
- wprowadzając uzyskaną informację do modelu betonu jałstego określamy wskaźnik β_{ov} , dla wymienionego składu betonu w założeniu, że będzie luźno ułożony,
- wykorzystując wzór (3) otrzymujemy miarę konsystencji wg Walza.

W ramach pracy naukowo-badawczej pt. "Realizacja cybernetycznego modelu na EMC Odra 1204 w ujęciu systemowym" [11] prowadzonej pod kierownictwem Z. Wiśniewskiego, określono rodzaj konsystencji w funkcji uziarnienia kruszywa i wskaźnika wodno-spoiwowego, przy stałej technice zagęszczania i stałym rodzaju cementu, dla różnych betonów zaprojektowanych, jako szczelne, w zależności od wskaźnika wodno-spoiwowego.

Na rys.3 przedstawiono wyniki uzyskane dla kruszyw: piaskowego o $D_k = 5$ mm i $U_k = 4,12$, żwirowego o $D_k = 10$ mm i $U_k = 5,50$ oraz $D_k = 20$ mm i $U_k = 6,50$ o $d_k = 2,65$ g/cm³; cementu P 350 o $d_c = 3,10$ g/cm³, techniki wibracji scharakteryzowanej przez $p/q = 5$, $f = 50$ Hz, $t_z = 150$ s dla betonów szczelnych w zakresie $R_c = 0,3 \div 0,8$



Rys.3. Zależność pomiędzy miarą konsystencji walca, Ve-Be i Abramsa a wskaźnikiem wodno-spolwowym R_c wyznaczona przy pomocy EMC

Powyższy wykres sporządzono w oparciu o wyniki zawarte w tabulogramach uzyskanych z EMC Odra 1204. Jako podstawowe dane maszyna otrzymała wymienione uprzednio informacje dot. własności składników betonu i techniki wibracji oraz skokowo zmienną wartość R_c .

Z przedstawionego materiału wynika, że przy projektowaniu betonu szczelnego należy w miarę obniżania wskaźnika wodno-spoiwowego R_c podnosić wskaźnik konsystencji V_w np.

dla $D_k = 5$ mm i $U_k = 4,12$ przy $R_c = 0,8 - V_w = 1,10$ /k.gęstoplast/
przy $R_c = 0,3 - V_w = 1,24$ /k.gęstoplast/

Natomiast stosowanie bardziej mialkiego kruszywa, przy tym samym R_c , wiąże się z potrzebnym wyższym wskaźnikiem konsystencji np. dla $R_c = 0,5$ przy $D_k = 20$ mm i $U_k = 6,50$ $V_w = 1,07$ /k.półciekła/
przy $D_k = 5$ mm i $U_k = 4,12 - V_w = 1,12$ /k.plastyczna/

Wszystkie rozpatrywane tutaj mieszanki betonowe powinny mieć konsystencję półciekłą, plastyczną lub gęstoplastyczną. Konsystencja nie może być dowolnie założona, lecz dostosowana do przyjętego wskaźnika R_c , rodzaju kruszywa i stosowanej techniki wibracji.

4. Wnioski

Konsystencja jest funkcją nie tylko pracy włożonej, ale również struktury betonu. Efektywnym miernikiem tej pracy może być między innymi sprowadzenie ilości powietrza w betonie do zera, a to z kolei stanowi istotę metody Walza'a, w której nie interesuje nas sposób w jaki uzyskamy maksymalne zagęszczenie, ale efekt jakim jest uzyskanie szczelnej mieszanki z jamistej.

Ten czynnik, jak i możliwość łatwego matematycznego wyrażenia miary zagęszczenia Walza, zadecydował o zastosowaniu jej do określania konsystencji mieszanki betonowej przy pomocy EMC.

Projektując szczelną mieszankę betonową należy oprócz danych dotyczących stosowanych materiałów i techniki zagęszczania ustalić również wskaźnik wodno-spoiwowy i znaleźć odpowiadającą konsystencję lub przy założonej konsystencji określić przy należną wartość wskaźnika R_c . Wielkość ta nie może być dowolna. Ograniczają ją przy ustalonej technice wibracji żądania potrzebnej wytrzymałości betonu. Najszybszą metodą jest posługiwanie się modelem cybernetycznym betonu [10, 11] i wykonanie



obliczeń na EMC.

LITERATURA

1. Bukowski B.: Technologia betonu t.1.cz.2, Arkady 1973
2. Albrecht W., Schäffler H.: Konsistenzmessung von Beton. Heft 158 des DAF St, 1964
3. Szwabowski J.: Granica płynności łupkoporytowej masy betonu + wej w funkcji syntetycznych parametrów jej składu. Praca doktorska Politechnika Śląska, 1975
4. PN-75/B-06250-Beton zwykły
5. Beijer O.: Vee-Bec Scale an International Standard for Consistency of Concrete ? ABI Journal /News Letter/, Vol,26, sept. 1954
6. Shu-tien si, V.Ramakristan: Workability of Gap-Graded versus Continuously - Graded Concrete and the Correlation of Slump with VeBe Time. Cement and Concrete Research, Vol.1 Pergamon Press, 1971
7. Bulletin D'international N°11. Comite Europe'n du beton
8. DIN - 1048
9. Schrage J. von Berg W.: Consistenzprüfung das Frischbetons mit dem Setzzeitversuch. Beton Fertigteil - Technik Heft 9/1972
10. Wiśniewski Z.: Studium wiedzy na temat warunków i możliwości stosowania p.l. do betonu zwykłego jako mikropełniacza i spoiwa pucolanowego. WSI. Bydgoszcz 1974
11. Wiśniewski Z., Pączkowska B., Rojek J.: Modele cząstkowe i przykłady rozwiązań 7 zadań cząstkowych, ATR Bydgoszcz, BZ 115, 1975

МЕТОД WALZA КАК ОСНОВА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОНСИСТЕНЦИИ БЕТОННОЙ СМЕСИ С ПОМОЩЬЮ EMC

В работе обсуждены способы определения консистенции бетонной смеси. Представлены связи между определением вида консистенции в трактовке PN-75/B-06250, правил CEB, DIN-1048 и графика Pилнего. Был использован метод Walza для расширения модели кибернетического бетона. Z. Wiśniewskiego на модель консистенции.

THE WALZA'S METHOD AS THE BASIS TO DEFINE THE CONSISTENCE OF CONCRETE MIX WITH THE HELP OF EMC

The procedures of specifying the consistence of concrete mix have been presented in this work. The relationships in specification of the kinds of the consistence as given in PN-75/B-06250, regulations of CEB, DIN-1048 and the Pилнего's diagram have been given here. The Walza's method has been used to develop the Z. Wiśniewski's cybernetic model of concrete by the consistence model.

Józef Zegarliński

WPLYW WYMAGAŃ PROCESÓW REALIZACYJNYCH NA PROJEKTO-
WANIE OBIEKTÓW O KONSTRUKCJI PREFABRYKO-
WANEJ

W artykule w formie skondensowanej podano ograniczenia i wymagania występujące we wszystkich etapach technologicznego procesu realizacji konstrukcji, tj. w produkcji elementów, transporcie i montażu oraz omówiono zasady jakimi należy kierować się przy projektowaniu obiektów o konstrukcji prefabrykowanej.

1. Wstęp

Dynamiczny wzrost działalności inwestycyjnej i wynikające z niego poważnie zwiększające się zadania polskiego budownictwa podyktowały konieczność wprowadzenia mechanizacji procesów budowlanych oraz uprzemysłowienia produkcji budowlanej.

Warunki te wymagały wprowadzenia zmian zarówno w zakresie technologii wznoszenia obiektów budowlanych jak i metodyki projektowania, która musi być podporządkowana wymaganiom technologii budownictwa uprzemysłowionego. Dlatego też kompleksowe powiązanie projektu technicznego, technologicznego i organizacyjnego budowli uprzemysłowionej w jednolite rozwiązanie i potraktowanie elementów tego projektu w sposób równorzędny może zapewnić temu rodzajowi budownictwa - charakteryzującemu się pełną kompleksowością - efektywność ekonomiczną. Świadczy to równocześnie o tym, iż w budownictwie uprzemysłowionym nie można oddzielać tematyki konstrukcji od tematyki produkcji elementów oraz od tematyki metod organizacyjnych.

2. Ogólne kryteria i założenia projektowania i realizacji konstrukcji prefabrykowanych

Realizacja obiektów o konstrukcji prefabrykowanej charakteryzuje się wielką ilością procesów technologicznych posiadających swoistą specyfikę, wyróżniającą je ze wszystkich rodzajów budownictwa. Występuje tu ścisła zależność i wzajemne oddziaływanie projektowania technicznego na procesy realizacyjne, a szczególnie w kierunku odwrotnym, tj. oddziaływanie procesów realizacyjnych na projektowanie techniczne. Zależność ta spowodowana jest pewnymi ograniczeniami oraz określonymi wymaganiami jakie stawia technologia realizacji poszczególnym elementom jak i całym konstrukcjom.

Konstrukcje monolityczne przyjmą schemat statyczny założony w projekcie konstrukcyjnym dopiero po ich całkowitym wykonaniu. W czasie wykonywania konstrukcje te nie są poddawane obciążeniom z uwagi na to, że przed uzyskaniem pełnej wytrzymałości nie mogłyby one tego obciążenia przejąć.

Uwzględniając powyższe, projektant konstrukcji monolitycznej może wykonać obliczenia statyczne tej konstrukcji przy założeniu obciążeń występujących w fazie użytkowej zakładając, że wszelkie obciążenia robocze działające na tę konstrukcję w czasie jej wznoszenia zostaną przejęte przez dodatkowe konstrukcje pomocnicze /np. deskowanie, stemplowanie/ podtrzymujące tę konstrukcję do chwili uzyskania przez konstrukcję odpowiedniej wytrzymałości.

Odmienne przedstawia się sprawa z konstrukcjami montowanymi z prefabrykatów, które narażone są na różnego rodzaju obciążenia dodatkowe występujące w całym okresie trwania procesu realizacyjnego, tj. produkcji elementów, ich składowania, transportu i montażu. Obliczenia dla konstrukcji prefabrykowanej na warunki zaistniałe po całkowitym zmontowaniu i połączeniu są niewystarczające, gdyż pomijają one obciążenia dodatkowe przenoszone przez tę konstrukcję, a występujące w poszczególnych fazach procesu realizacyjnego.

Instotną i charakterystyczną cechą wyrunków pracy przy konstrukcjach montowanych jest ich zmienność w czasie procesu realizacyjnego /w przeciwieństwie do pracy konstrukcji zmontowanej - użytkowanej/ oraz to, że na konstrukcje montowane w pewnych fazach procesu działają oprócz obciążeń statycznych róż-

wnień obciążenia dynamiczne pochodzące od sił bezwładności samej konstrukcji.

Ponadto konstrukcje prefabrykowane w mniejszym lub większym stopniu posiadają możliwość samodzielnego przejmowania obciążeń roboczych bez konieczności stosowania dodatkowych konstrukcji pomocniczych. Jest ona w dużej mierze zależna od właściwego zaprojektowania całej konstrukcji, jak też poszczególnych jej elementów. Projekt i jego obliczenia statyczne powinny uwzględniać możliwość przyjęcia przez elementy i konstrukcję określonego rodzaju obciążeń roboczych występujących we wszystkich etapach procesu realizacyjnego.

Wieloletnia praktyka dowiodła, że sprawne przeprowadzenie montażu konstrukcji prefabrykowanych zależy nie tylko od sprawności organizacyjnej wykonawcy, lecz co najmniej w równej mierze od przyjęcia właściwych rozwiązań konstrukcyjnych całego obiektu, a także jego poszczególnych elementów.

Zależność ta stwarza potrzebę podporządkowania metodyki projektowania wymaganiom technologii budownictwa uprzemysłowionego. Dobry projekt poza poprawnością rozwiązań techniczno-użytkowych powinien charakteryzować się wysoką jakością technologiczną. Zagadnienie technologii i technologiczności jest w wielu przypadkach pomijane przy projektowaniu technicznym, doprowadzając do rozwiązań projektowych sprawiających trudności realizacyjne i w konsekwencji zwiększających nakłady pracy żywej, pracy kosztownych maszyn budowlanych oraz obniżających jakość techniczną konstrukcji budowlanych, ich wykończenia i wyposażenia.

Jakość technologiczną projektowania budowlanego należy definiować jako spełnianie przez nią warunków wysoce sprawnej i efektywnej realizacji. Powinna ona charakteryzować się:

- zastosowaniami efektywnych materiałów, tworzyw i prefabrykatów,
- optymalnymi rozwiązaniami konstrukcji obiektów, spełniającymi wymagania ich pracy w eksploatacji i sprawnej realizacji,
- możliwościami wysokiego wykorzystania maszyn i urządzeń pomocniczych, dobranych do potrzeb realizacji według przesłanek mechanizacji kompleksowej,
- ograniczeniem nakładów pracy żywej z jednoczesnym jej usprawnieniem,
- oszczędnością nakładów materiałowych,
- sprawnością wykonawstwa, skracającą w sposób istotny cykl realizacji zadań i przedsięwzięć inwestycyjnych;

Wymienione czynniki i zależności stwarzają konieczność wnikliwego i kompleksowego rozważenia we wszystkich etapach projektowania konstrukcji prefabrykowanej (począwszy od założeń techniczno-ekonomicznych/ rzeczywistych warunków i możliwości wykonania elementów, transportowania ich na plac budowy oraz montowania.

Istnieje więc ścisły związek i wzajemne oddziaływanie między projektowaniem technicznym danej konstrukcji, a projektowaniem jej procesu wykonawczego, których celem jest ekonomiczność tej konstrukcji zarówno w wykonawstwie, jak i użytkowaniu.

Najważniejsze warunki, jakie powinny być uwzględnione przy projektowaniu konstrukcji wznoszonych metodą montażu polegają na:

- przyjęciu właściwego kształtu i wymiarów całej bryły konstrukcji,
- dokonaniu właściwego podziału całej konstrukcji na elementy lub części,
- przyjęciu właściwej wielkości i ciężaru poszczególnych elementów,
- zaprojektowaniu odpowiedniego kształtu tych elementów,
- zapewnieniu stateczności poszczególnych elementów oraz całej konstrukcji w czasie jej realizacji,
- zaprojektowaniu najbardziej właściwej konstrukcji złączy i styków montażowych.

W rozwiązaniach tych muszą być uwzględnione warunki techniczno-ekonomiczne występujące we wszystkich etapach technologicznego procesu realizacji konstrukcji, tj. w produkcji elementów, transporcie i montażu. Warunki te stwarzają poważne ograniczenia oraz stawiają określone wymagania szczególnie w odniesieniu do kształtu i wielkości, a także ciężaru poszczególnym elementom.

Ograniczenia występujące w procesie realizacji konstrukcji montowanych, które muszą być uwzględnione w projektowaniu limitowane są przez następujące czynniki:

- w procesie produkcji elementów: wielkość i rodzaje stanowisk produkcyjnych, usprzętowanie mechaniczne i technologiczne stanowisk produkcyjnych oraz udźwig i zasięg urządzeń przeładunkowych,

- w procesie transportu elementów: udźwig i zasięg urządzeń przeładunkowych, nośność i pojemność środków transportowych oraz skrajania taboru kolejowego i drogowego,
- w procesie montażu elementów: udźwig i zasięg urządzeń do obsługi placu składowego i scalania konstrukcji, nośność i pojemność urządzeń do podawania - przemieszczania elementów do montażu oraz udźwig, zasięg i wysokość użyteczna podnoszenia maszyn montażowych.

Powyższe ograniczenia muszą być w projekcie uwzględnione, gdyż warunkują one wykonanie określonego procesu. Jednak nie należy ich przyjmować bezkrytycznie, konieczna jest kompleksowa analiza tych ograniczeń i rozwiązań projektowych. Np. wielkość i rozmiary elementów w poszczególnych etapach procesu technologicznego realizacji konstrukcji mogą ulegać zmianom w zakresie, na jaki pozwala ich układ konstrukcyjny - mogą one być wykonane i transportowane w częściach, a następnie scalane w większe elementy lub części na placu budowy/ prefabrykaty kablobetonowe, stalowe, drewniane itp./.

Wymagania, jakie procesy technologiczne stawiają konstruktorom montowanym to:

- w procesie produkcji elementów: prostota kształtów, powtarzalność /typowość/, masowość, łatwość składowania,
- w procesie transportu elementów: odpowiednia wytrzymałość i odporność na wstrząsy i uderzenia, łatwość przewożenia środkami transportowymi, stateczność własna,
- w procesie montażu konstrukcji: łatwość podwieszania elementów do zawiesia, duża stateczność własna poszczególnych elementów, jak najmniejsza ilość złącz, łatwość wykonania połączeń, pełna stateczność konstrukcji w czasie montażu.

Wymagania te powinny być uwzględnione w projektowaniu konstrukcji. Nie warunkują one możliwości wykonania, ale w decydujący sposób wpływają na techniczną i ekonomiczną stronę wykonania budowli.

3. Kształtowanie przestrzenne konstrukcji obiektów przeznaczonych do montażu

Przyjęcie określonego kształtu oraz wielkości wymiarów obiektu o konstrukcji prefabrykowanej powinno być dokonane z uwzględnieniem możliwości montażu tej konstrukcji według określonej metody montażu i przy zastosowaniu dostępnych maszyn i urządzeń montażowych.

Na wielkość i kształt obiektu w decydujący sposób wpływają wymagania użytkowe i funkcjonalne, estetyczno-architektoniczne, wymiarowanie modułowe itp., jednak w większości przypadków istnieje duża swoboda w kształtowaniu wielkości konstrukcji przy zachowaniu wymienionych wymagań.

Z uwagi na bardzo rygorystyczne wymogi bezpieczeństwa montażu należy tak kształtować konstrukcję, by w całym procesie montażu zachowana była pełna stateczność montażowa obiektu.

Również z punktu widzenia poprawnej organizacji montażu pożądanym jest, by konstrukcja umożliwiała dokonanie podziału obiektu na skończone, samodzielne części mogące służyć jako działki robocze, co jest podstawowym warunkiem zastosowania metody pracy równomiernej dla realizacji tej konstrukcji. Ponadto podział obiektu na odpowiednią ilość działek roboczych umożliwia rozpoczęcie wykonywania robót instalacyjnych i niektórych wykończeniowych już w trakcie robót montażowych, co przyspiesza realizację obiektu i przynosi efekty ekonomiczne.

4. Podział konstrukcji na elementy lub części

Podział konstrukcji na elementy ma dominujący wpływ na technologię, organizację i koszty we wszystkich etapach realizacji. Dokonanie właściwego podziału jest sprawą bardzo trudną, gdyż wymaga od konstruktora wnikliwego przeanalizowania całego procesu technologicznego i uwzględnienia wszystkich ograniczeń i wymagań występujących w tym procesie.

Projektant dokonujący podziału konstrukcji prefabrykowanej na elementy lub części powinien kierować się następującymi zasadami ogólnymi:

- zasadą najmniejszej liczby typów elementów,
- zasadą zbliżonych ciężarów poszczególnych elementów,
- zasadą najmniejszej liczby połączeń między elementami.

4.1. Zasada najmniejszej liczby typów elementów

Podstawowym wymaganiem produkcji elementów prefabrykowanych jest ich masowość i powtarzalność /typowość/. Spełnienie tego wymogu ma zasadniczy wpływ na koszt elementów, a więc i na koszt całej konstrukcji. Produkowanie pojedynczych lub w niewielkiej ilości elementów jest nieopłacalne, bowiem koszt wykonania form i stanowisk produkcyjnych może wielokrotnie przekroczyć wartość bezpośrednią elementu.

Powtarzalność elementów prowadzi do zmniejszenia liczby typów i równoczesnego zwiększenia liczby elementów jednego typu. Powoduje to nie tylko zmniejszenie kosztów wytwarzania elementów przez wielkoseryjność produkcji, ale również ułatwia i przyspiesza montaż .

4.2. Zasada zbliżonych ciężarów poszczególnych elementów

Montaż konstrukcji dokonywany jest za wyjątkiem sporady - cznych przypadków za pomocą jednego żurawia. Udźwig żurawia musi być z reguły dobrany do najcięższych elementów montowanej konstrukcji. Z punktu widzenia maksymalnego wykorzystania zdolności eksploatacyjnej przyjętej maszyny pożądanym jest, aby ciężary elementów były jednakowe lub zbliżone do siebie. W przypadku dużych różnic w ciężarach elementów, a szczególnie gdy ilość elementów ciężkich jest mała a lekkich duża, stopień wykorzystania udźwigu maszyn montażowych jest bardzo niski, co powoduje powstawanie dużych strat przy realizacji tak zaprojektowanych konstrukcji.

Aby zmniejszyć niekorzystne skutki tego zjawiska należy, dokonując podziału konstrukcji na elementy dążyć do tego, aby ich ciężary były zbliżone do siebie.

4.3. Zasada najmniejszej liczby połączeń między elementami

Pracochłonność wykonania robót montażowych zależy w znacznej mierze od liczby i rodzajów połączeń między montowanymi elementami . Również ilość i rodzaj połączeń w znacznym stopniu wpływają na koszty konstrukcji oraz oddziałują na techniczne i eksploatacyjne walory budynków.

Projektant dokonując podziału konstrukcji na elementy, winien dążyć do takiego podziału, który dawałby najmniejszą liczbę złączy

i najmniejszą długość spoin połączeniowych. Zmniejszenie liczby połączeń można uzyskać nie tylko drogą powiększenia wymiarów elementów, ale też przez nadanie elementom odpowiednich kształtów oraz zaprojektowanie właściwego typu złącz.

5. Projektowanie elementów konstrukcji prefabrykowanej

Przy projektowaniu wielkości i kształtu poszczególnych elementów konstrukcji prefabrykowanej należy uwzględnić warunki w jakich przebiegać będzie realizacja produkcji elementów, ich transportu i montażu oraz dążyć do uzyskania rozwiązań wymagających najmniejszych nakładów pracy, o najniższych kosztach i o wysokim stopniu bezpieczeństwa pracy.

Efekty te można osiągnąć, jeżeli projektowanie tych elementów oparte będzie o następujące zasady:

- zasadę prostoty kształtów elementów,
- zasadę prostych uchwytów montażowych,
- zasadę stateczności własnej elementu,
- zasadę odpowiedniej wytrzymałości i sztywności elementów we wszystkich stadiach procesu technologicznego,
- zasadę prostych i bezpiecznych złącz i styków montażowych.

5.1. Zasada prostoty kształtów elementów

Elementy o prostych kształtach są łatwe do wykonania, nie wymagają skomplikowanych form i stanowisk produkcyjnych. Mogą być wykonane w wyciornicach stałych, poligonowych a nawet bezpośrednio na placu budowy. Ponadto proste elementy ułatwiają realizację następnych etapów procesu technologicznego tj. transportu, składowania, i montażu. Prostota kształtów daje ogromne efekty ekonomiczne i przyspiesza realizację obiektu. Ponieważ kształt elementów wywiera istotny wpływ na wszystkie etapy procesu realizacyjnego obiektów, projektant jest zobowiązany do przeanalizowania i uwzględnienia w projektowanej konstrukcji optymalnych rozwiązań wynikających z powyższej zasady.

5.2. Zasada prostych uchwytów montażowych

Elementy prefabrykowane są w trakcie całego procesu technologicznego kilkakrotnie podwieszane do haka maszyn

ładunkowych i montażowych. Czynność ta jest jedną z najbardziej odpowiedzialnych i pracochłonnych. Dogodne i szybkie podwieszenie elementu do zawiesia zależy od kształtu i wielkości elementu oraz rodzajów uchwytów montażowych.

Uchwyty do podwieszania elementów należy umieszczać w miejscach do tego celu najdogodniejszych z punktu widzenia warunków pracy elementów w czasie podnoszenia, a ich kształt powinien być dostosowany do sposobu i kierunku działania siły podnoszenia przekazywanej przez zawiesie. Należy dążyć do projektowania uchwytów mieszczących się w obrysie elementu gdyż uchwyty wystające utrudniają składowanie i transport elementów, a po wbudowaniu elementów wymagają obciążenia.

5.3. Zasada stateczności własnej elementu

Przy projektowaniu należy dążyć do nadania elementowi takiego kształtu, ażeby uzyskał on jak największą stateczność własną. Elementy samostateczne są łatwe w składowaniu i transporcie, a podczas montażu nie wymagają stosowania kosztownych i pracochłonnych usztywnień tymczasowych.

Warunek ten nie może być spełniony w odniesieniu do wszystkich elementów konstrukcyjnych, np. słupy, płyty ścienne itp., jednak wiele elementów może uzyskać większy stopień stateczności przy odpowiednim zaprojektowaniu ich kształtów.

Elementy niesamostateczne znacznie wydłużają czas montażu, ponieważ element musi być utrzymywany na haku maszyny montażowej do czasu założenia usztywnień tymczasowych i zapewnienia elementowi pełnej stateczności.

5.4. Zasada zapewnienia odpowiedniej wytrzymałości i sztywności elementów we wszystkich stadiach procesu technologicznego

Elementy prafabrykowane narażone są w czasie produkcji, transportu i montażu na działanie różnego rodzaju sił i obciążeń roboczych odmiennych od tych, które wystąpią po całkowitym zamontowaniu konstrukcji i w czasie jej użytkowania.

W procesie produkcji elementów żelbetowych najistotniejsze obciążenia występują na ogół w czasie rozformowania, a powstają głównie z przyczepności betonu do ścian formy. Na etapie składowania i transportu elementu kilkakrotnie zmienia się układ działania obciążeń, a ponadto występują obciążenia dynamiczne i

uderzenia. Również podczas montażu większość elementów pracuje w zmiennych układach obciążeń oraz występują obciążenia dynamiczne.

Powyższe warunki muszą być uwzględnione przy projektowaniu konstrukcji elementów prefabrykowanych. Zabezpieczenie wytrzymałości i sztywności osiągnąć można przez:

- nadanie elementom odpowiedniego kształtu i wymiarów,
- odpowiednie podwieszenie elementów do zawiesia,
- zastosowanie dodatkowej, prowizorycznej konstrukcji usztywniającej.

5.5. Zasada prostych i bezpiecznych złącz i styków montażowych

Wykonanie połączeń i styków montażowych jest najbardziej pracochłonną i odpowiedzialną czynnością w procesie montażu.

Konstrukcje muszą być tak zaprojektowane, ażeby stateczność budowli w czasie montażu i w okresie użytkowania była zapewniona przez odpowiednie wzajemne połączenia poszczególnych elementów.

Wobec tych wymagań przy projektowaniu należy dążyć do uproszczenia i ograniczenia do minimum czynności połączeniowych, które zależą głównie od rodzaju i konstrukcji złącz i styków montażowych. Muszą one być tak zaprojektowane, ażeby zdolne były przejąć i przekazać występujące w nich największe siły, zarówno w czasie montażu, jak w trakcie użytkowania obiektu. Ponadto tam gdzie jest to wymagane złącza i styki montażowe muszą posiadać odpowiednią szczelność i przewodność termiczną.

Z punktu widzenia wymagań realizacyjnych rozwiązania konstrukcyjne wszelkiego rodzaju złącz i styków montażowych powinny uwzględniać:

- możliwość dokładnego i łatwego wykonania części stykowych oraz łączników,
- możliwość występowania dopuszczalnych /normowych/ odchyłek w wymiarach elementów i montażu konstrukcji,
- łatwość wprowadzania łączonych elementów na miejsce styku,
- ograniczony zakres lub całkowitą eliminację stosowania specjalnych dodatkowych urządzeń stężających w czasie ich łączenia,
- łatwość i szybkość wykonania połączeń,
- możliwość wykonania złącz w okresie zimowym.

6. Wnioski

W konstrukcjach budowlanych montowanych z elementów prefabrykowanych realizacyjne procesy technologiczne stawiają poważne i różnorodne wymagania nie tylko na placu budowy podczas bezpośredniego montażu, ale obejmują także cały proces technologiczny realizacji konstrukcji, tj. produkcję, transport i montaż.

W związku z tym w fazie projektowania technicznego obiektów o konstrukcji prefabrykowanej konieczny jest udział / w formie bezpośrednich opracowań, konsultacji, uzgodnień, opinii itp. / wszystkich przyszłych realizatorów obiektów począwszy od produkcji elementów, poprzez ich transport i montaż, aż do robót wykończeniowych.

LITERATURA

1. Ciołek R.: Próba teorii montażu konstrukcji budowlanych. IOMB, Wa-wa 1964
2. Dyżewski A.: Technologia i organizacja budowy, cz. I. Arkady, Wa-wa 1971
3. Lenkiewicz W., Monikowski E.: Montaż budowli z prefabrykatów żelbetowych. Arkady, Wa-wa 1968
4. Rowiński L.: Organizacja technicznego i technologiczno-organizacyjnego przygotowania produkcji budowlanej. TNOiK, Bydgoszcz 1974
5. Rowiński L., Widera J.: Zmechanizowane roboty budowlane. Arkady, Wa-wa 1967
6. Stefański A.: Technologia Zmechanizowanych robót budowlanych. Arkady 1974
7. Zegarliński J.: Wpływ zasad i wymagań montażu na projektowanie obiektów przemysłowych. Materiały z III Krajowej Konferencji Naukowo-Technicznej SIMP, Wa-wa 1974

ВЛИЯНИЕ ТРЕБОВАНИЙ РЕАЛИЗАЦИОННЫХ ПРОЦЕССОВ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБЪЕКТОВ СО СБОРНОЙ КОНСТРУКЦИЕЙ

В статье в компактной форме изложены ограничения и требования выступавшие на всех этапах технологического процесса реализации конструкции т.е. в производстве элементов, транспорте и монтаже. Обсуждены принципы какими следует руководствоваться при проектировании объектов со сборной конструкцией.

THE EFFECT OF THE REQUIREMENTS OF REALISATION PROCESSES ON OBJECTS DESIGN OF PREFABRICATED STRUCTURE

Restrictions and requirements appeared throughout all the technological stages of the realization process of structure i.e. in the production of elements, in transport and assembly have been presented in this article. Above all, the principles that one must obey while designing the objects of prefabricated structure have been discussed.

Jadwiga Bizon

USTALENIE NORM CZASU PRACY W WARUNKACH NIEPEWNOŚCI

W referacie przedstawiono konieczność normowania czasu pracy w oparciu o metody statystyczne, uwzględniające rzeczywiste warunki produkcji budowlanej. Podstawą opracowania są doświadczenia zebrane podczas wyliczenia norm czasu pracy dla produkcji szybów windowych.

1. Wstęp

Prawidłowe wykorzystanie czasu pracy stanowić może źródło rezerw, tkwiących w przedsiębiorstwach budowlano - montażowych naszego kraju. Norma czasu stanowi podstawę do wyliczenia normy wydajności /jest jej odwrotnością/, określającej ilość produkcji wykonanej w jednostce czasu. Służy ona między innymi do przeprowadzenia harmonizacji czasu pracy. Dlatego też zwrócić należy szczególną uwagę na właściwą jej ocenę.

W dotychczasowej praktyce, normy czasu pracy ustalono w oparciu o metody deterministyczne, zakładające regularność badanych zjawisk. Założenie to powoduje liczne zaburzenia w produkcji, jak również powstawanie przestojów międzyoperacyjnych.

W niniejszej pracy przedstawiono sposób ustalania norm czasu pracy, uwzględniający rzeczywiste warunki, których jednoznacznie określić nie można. Powodują to zarówno przesłanki tkwiące w człowieku, jak również od niego niezależne, a wynikające ze specyfiki produkcji budowlanej. Przyjęto zasadę uwzględnienia elementów ryzyka w oparciu o metody statystyki matematycznej. Podstawą opracowania są doświadczenia zebrane podczas normowania czasu pracy w stałym zakładzie produkcji prefabrykatów.

2. Norma czasu pracy w ujęciu probabilistycznym

Czas pracy można mierzyć w sposób sumaryczny i analityczny. W metodach sumarycznych normę pracy stanowi zbiór czasów niezbędnych dla wykonania badanych procesów, łącznie z przerwami podczas pracy. Bardziej dokładne i obiektywne są metody analityczne, polegające na analizie czynników kształtujących czas trwania poszczególnych elementów procesu pracy oraz ustaleniu czasu ich trwania drogą bezpośrednich obserwacji.

W tym celu niezbędne jest ustalenie schematu podziału czasu pracy robotnika, który przedstawiono na rys.1, [1]

Normowanym czasem pracy wg schematu zamieszczonego na rys.1 jest czas niezbędny. Norma czasu pracy ustalona metodą analityczną nie uwzględnia czasu bezproduktywnie traconego, nie mającego związku z technologią produkcji. Określa ona ilość czasu niezbędnego na prawidłowe wykonanie zadania w określonych warunkach technologiczno-organizacyjnych i przy normalnym tempie pracy robotnika.

Wielkość normy czasu oblicza się poprzez dodanie do czasu pracy podstawowej i pomocniczej procentowego udziału dodatku na odpoczynek i roboty przygotowawczo-zakończeniowe.

$$N_c = t_{pp} + N_c \frac{do + dpz}{100} \quad (1) \quad [1]$$

czyli

$$N_c = \frac{100 t_{pp}}{100 - /do+dpz/} \quad (2)$$

gdzie:

t_{pp} - praca podstawowa i pomocnicza

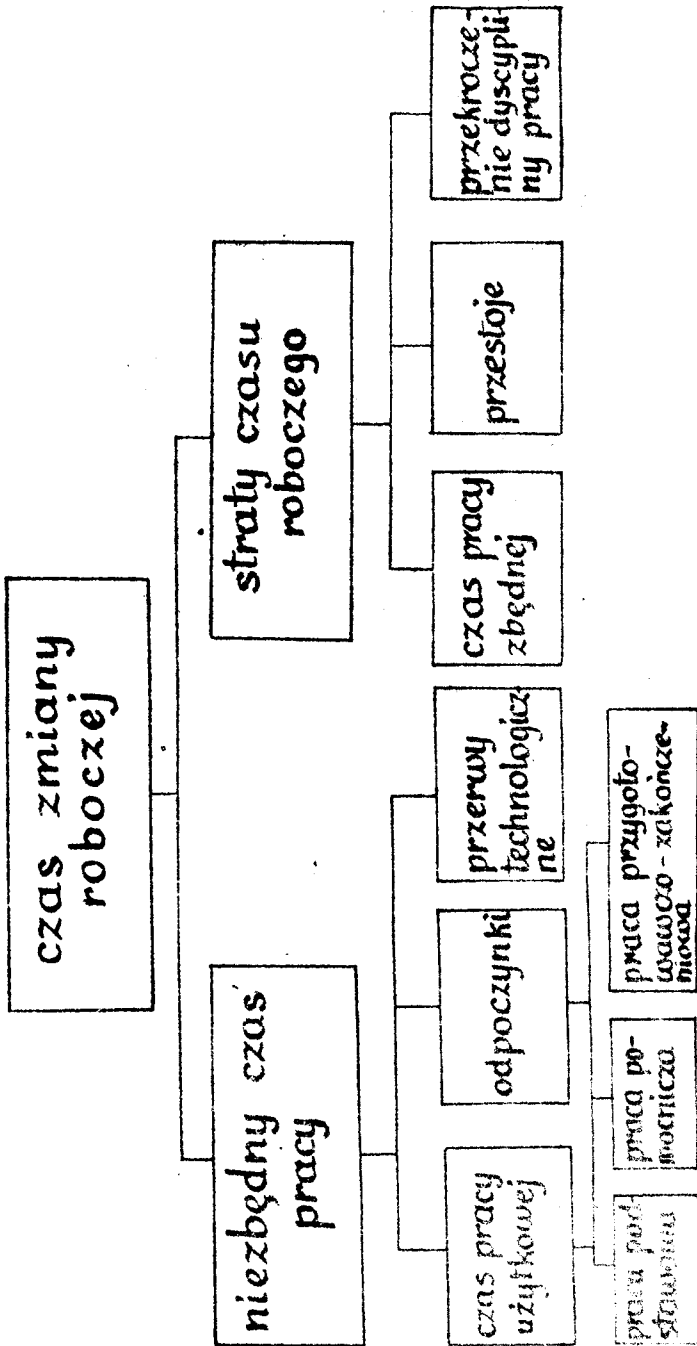
do - dodatek procentowy na potrzeby fizjologiczne

dpz - dodatek procentowy na roboty przygotowawczo-zakończeniowe

Dla określenia tak przedstawionej normy czasu należy dokonać fotografii dnia pracy, stosując jeden ze sposobów:

- chronometraż,
- obserwacje migawkowe,
- obserwacje filmowe.

Następnie ze sporządzonych pomiarów wyłowić należy czas trwania normowanych operacji lub czynności /praca podstawowa i pomocnicza / oraz czas potrzebny na roboty przygotowawczo-zakończeniowe.



Z uzyskanych wyników obserwacji tworzy się szeregi chronometryczne, które poddawane są statystycznej ocenie.

Czasu na potrzeby fizjologiczne nie można przyjmować na podstawie badań, dla potrzeb normowania pracy, a jedynie do ustalania panującej struktury czasu pracy. Dodatki te wylicza się za pomocą analizy uciążliwości wykonywanej pracy.

Opracowanie statystyczne pomiarów pracy podstawowej wraz z pomocniczą i czasokresów prac przygotowawczo-zakończeniowych polega na uporządkowaniu wyników / odrzuceniu wyrazów skrajnych/, sporządzeniu szeregów rozdzielczych, a następnie wyznaczeniu przeciętnej wartości czasu, tj. wartości najbardziej prawdopodobnej.

W celu prawidłowego jej określenia niezbędna jest znajomość rozkładów analizowanych czasów pracy.

Prowadzone są badania nad ustaleniem charakteru zjawisk niektórych procesów budowlanych.

Formowanie elementów przestrzennych metodą stendową [2], wykazuje dużą zgodność z rozkładem logarytmiczno-normalnym. Przy takim rozkładzie prawdopodobieństwa wartością przeciętną jest mediana, dla której dystrybuanta wynosi 0,5. Właśnie wartość medianą badanych szeregów przyjmować należy do obliczenia normy czasu w stendowej produkcji prefabrykatów przestrzennych. Jeśli normowaniu podlegają procesy o niezależnych rozkładach, sporządzać należy histogramy częstości, których kształt sugeruje teoretyczny rozkład krzywej gęstości i na tej podstawie przyjmować wartość przeciętną.

Dla procesów o dużym stopniu mechanizacji i wyższym poziomie zorganizowania, celem uzyskania większej dokładności należałoby przeprowadzić weryfikację stawianej hipotezy o zgodności rozkładu badanej zmiennej z założonym rozkładem teoretycznym. Zwrócić należy także uwagę na możliwość wykorzystania wykreślonych histogramów do oceny stanu organizacji badanych procesów. Histogramy regularne /zbliżone do hipotetycznych rozkładów/ świadczą o jakościowo dobrym poziomie ich zorganizowania.

3. Praktyczne uwagi odnośnie ustalania składników normy czasu pracy na przykładzie produkcji szybów windowych w stałym zakładzie produkcji prefabrykatów.

Wyliczenia norm czasu pracy, oparte na rachunku prawdopodobieństwa, a których założenia przedstawiono w poprzednim punkcie

pracy, zostały przeprowadzone dla produkcji szybów windowych. Badania przeprowadzono według systematyki przedstawionej w literaturze [3], metodą chronometrażu ciągłego. Obserwacjom poddano stanowiska robocze, a nie robotników, ponieważ ci często zmieniali się odchodząc do innych prac. Podczas notowań, zwrócić należało szczególną uwagę na konieczność rejestrowania za każdym razem tych samych punktów granicznych. Dla potrzeb normowania należało odnotować czas pracy podstawowej i pomocniczej oraz przygotowawczo-zakończeniowej. Ponieważ normę czasu pracy ustala się w jednostkach czasu niezbędnym na wykonanie określonej pracy /np. roboczogodziny/, zmierzony przy wykonywaniu określonej czynności czas należy przemnożyć przez liczbę zaangażowanych w tę czynność robotników. Tak przygotowane wyniki badań stanowiły materiał do statystycznego opracowania. Wykorzystując przeprowadzone badania dla tego typu produkcji [2], do normowania przyjęto wartości medialne rozpatrywanych szeregów. Dodatki na odpoczynek i potrzeby naturalne ustalono na podstawie oceny uciążliwości pracy. W skład ich weszła część stała w wysokości 5,1% i część zmienna zależna od czynników psychicznych, fizycznych i środowiskowych stanowiąca 6% zmiany roboczej.

4. Podsumowanie

W dobie przechodzenia do coraz wyższych form organizacyjnych, teorię technicznego normowania pracy należy bezwzględnie oprzeć na przesłankach uwzględniających rzeczywiste warunki. Czas pracy to jeden z czynników budowy planu techniczno-ekonomicznego stanowiący między innymi wyznacznik wielkości zużycia środków pracy. Faktem natomiast jest zmienność czasu wykonania tej samej czynności, przez tego samego pracownika i w niezmiennych warunkach. Dlatego wielkość czasu pracy wyznaczyć można jedynie z pewnym prawdopodobieństwem i w określonym przedziale zmienności. Poznanie statystycznego charakteru zjawisk występujących w procesach budowlanych prowadzi do możliwości właściwego planowania i programowania produkcji z prawdopodobieństwem możliwie największym, tj. dla przedmiotnej wartości czasów realizacji zadań. Zmniejszy też przesłanki międzyoperacyjne i pozwoli na wprowadzenie pracy równomiernej.

Przedstawiony sposób określania norm czasu pracy ujęty został w aspekcie wprowadzenia do spotykanych już w literaturze wzorów - wartości szacowanych w oparciu o zasady statystyki matematycznej. Podano również praktyczne wskazówki odnośnie przeprowadzenia badań w celu zebrania materiału statystycznego wraz z jego opracowaniem.

LITERATURA

1. Piórecki S.: Normowanie i kosztorysowanie w budownictwie - cz.1. Normowanie. Wydawnictwo uczelniane Politechniki Poznańskiej, Poznań 1971.
2. Stefański A., Bizon J.: Badanie charakteru rozkładów czasu pracy w procesie technologicznym formowania elementów przetrzennych metodą stendową. Księga zjazdowa XXI Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii PAN i Komitetu PZITB tom 5, s. 77-85, Krynica 1975
3. Stefański A., Bizon J.: Próba zastosowania statystycznej oceny jakości procesu produkcji prefabrykatów budowlanych do harmonizacji tego procesu. Zeszyty Naukowe Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy, Zeszyty Naukowe Nr 34 - Budownictwo /8/, 1976

УСТАНОВЛЕНИЕ НОРМ ВРЕМЕНИ РАБОТЫ В УСЛОВИЯХ НЕУВЕРЕННОСТИ.

В докладе представлена необходимость нормирования времени работы, исходя из статистических методов, и учитывая реальные условия строительного производства. Основой разработки являются опыты накопленные во время вычисления норм времени работы для производства лифтовых шахт.

THE ESTABLISHMENT OF STANDARD WORKTIME UNDER CONDITIONS OF UNCERTAINTY

The necessity of standard worktime on the base of statistics methods including the actual conditions of building production has been presented in this paper. The basis for the elaboration are the experiences collected during the enumeration of the standard worktime for the production of lift shafts.

Jerzy Majewski

POMIARY FILTRACJI JAKO WSKAŹNIK STATECZNOŚCI
PODŁOŻA

W pracy przedstawiono propozycję wykorzystania pomiaru prędkości filtracji wód gruntowych jako dodatkowego wskaźnika przy analizie procesów hydrogeologicznych zachodzących pod budowlami ciężkimi, zwłaszcza monolitycznymi. Przedstawiono w niej różne wersje pomiarowe bazujące na czujnikach termistorowych umieszczonych: w otworach wiercniczych, sondach do pomiarów pozaotworowych i bezpośrednio w gruncie.

1. Wstęp

Szybki rozwój budownictwa przemysłowego i hydrotechnicznego sprawia, że pochłania ono coraz większe tereny. Tereny te automatycznie są wyłączane z zasobów rolnych, mimo iż nigdy nie zaznacza się ich nadmiar.

Dążność do minimalizacji strat, jakie z konieczności ponosić musi rolnictwo na rzecz technicznego rozwoju kraju sprawia, że coraz częściej nawet pod wielkie inwestycje przemysłowe wyznacza się tereny słabe, o złożonej strukturze hydrogeologicznej oraz skomplikowanym reżimie wód powierzchniowych i w głębinnych.

W tych warunkach przygotowanie inwestycji wiąże się z koniecznością przeprowadzenia dokładnych badań terenu w celu zapewnienia bezpieczeństwa przyszłej budowli przy jednoczesnym zminimalizowaniu jej kosztów.

Podstawowym źródłem informacji o terenie są wiercenia, powiązane z pobieraniem próbek i laboratoryjna ich analiza.

Nawet przy prawidłowym wykonaniu otworu i pełnej reprezentatywności przeanalizowanych próbek, informacje uzyskane z wierceń nie są pełne.

Bogatym źródłem informacji w strukturze nawodnionego terenu, mogą być pomiary filtracji, wykonane z wykorzystaniem tych otworów. Pomiary te mogą być przeprowadzane już w czasie projektowania budowy oraz kontynuowane w czasie jej realizacji i eksploatacji. W każdym z tych okresów, mogą one dostarczyć cennych informacji o zjawiskach zachodzących w gruncie. W poszczególnych okresach będą to informacje o strukturze gruntu przed podjęciem inwestycji, zmian tej struktury w czasie trwania budowy oraz w okresie eksploatacji inwestycji.

Pomiary tego typu poza znaczeniem czysto praktycznym z punktu widzenia objętej kontrolą budowy, mogą dostarczyć cennych informacji poznawczych i weryfikacyjnych do powszechnie stosowanych metod badań.

Mogą one wreszcie dostarczać systematycznych danych o zmianach zachodzących w podłożu pod budowlą, w wyniku dalszych inwestycji w jej sąsiedztwie, względnie w wyniku przeprowadzenia regulacji stosunków wodnych. Mogą sygnalizować zbliżający się stan zagrożenia budowy znacznie wcześniej niż uczynią to pojawiające się pęknięcia spowodowane osiadaniami.

Wykorzystanie do omawianych celów tradycyjnych metod pomiaru filtracji wydaje się mało uzasadnione i nie zawsze możliwe do realizacji. Stosowane niezmiennie metody studni chłonnych i czerpalnych są bowiem czasochłonne i kosztowne, a wykorzystanie ich w obrębie pracujących budowli może być związane z ryzykiem.

Tylko nowoczesne metody pomiarów filtracji z wykorzystaniem termistorowych czujników pomiarowych, mogą sprostać omawianym potrzebom. Metody, te zróżnicowane dla różnych warunków i potrzeb, są znacznie tańsze od metod tradycyjnych i nie wprowadzają absolutnie żadnych zanieczyszczeń lub zakłóceń stosunków wodnych w terenie. Mogą być prowadzone systemem ciągłym, lub cyklicznym z rejestracją lub odczytem wyników pomiaru.

W zależności od lokalnie dostępnych warunków oraz wymagań stawianych: uzyskanym wynikom pomiaru termistorowe mogą podlegać daleko idącym zróżnicowaniom. W ogólnym zarysie podzielić je można na:

- pomiary z wykorzystaniem wszelkiego rodzaju otworów wiertniczych jak na przykład: po pobieraniu próbek gruntu, melioracyjne, filtracyjne, piezometryczne, a nawet eksploatacyjne/ujęcia wodne, dla celów miejskich lub przemysłowych/ itp.
- pomiary bezpośrednio w gruncie, przy szeroko zróżnicowanej metodyce pomiaru i sposobach wprowadzenia czujnika na miejsce pomiaru.

Problematyka wykorzystania filtracji jako wskaźnika sta-
teczności podłoża jest problematyką obszerną, znacznie wykra-
czającą poza ramy niniejszego referatu. Stąd zadaniem niniej-
szych rozważań jest jedynie zasygnalizowanie możliwości pomia-
rowych w celu zwrócenia na nie uwagi specjalistów zajmujących
się problematyką badań gruntowych.

2. Termistorowa metoda pomiaru filtracji

Termistorowa metoda pomiaru filtracji bazuje na prędkoś-
ciomierzu termistorowym złożonym ze specjalnych czujników ter-
mistorowych i współpracującego z nimi układu elektronicznego.
Czujniki są łączone z układem za pomocą kabla o długości do
kilkuset metrów. W zależności od wymagań, układ elektroniczny
podlegać może daleko idącym zróżnicowaniom zarówno pod wzglę-
dem sposobów obróbki wyników pomiaru, jak i końcowej postaci sy-
gnału.

Specjalistycznymi elementami prędkościomierzy termistoro-
wych są czujniki termistorowe będące półprzewodnikami rezysto-
rami o dużej czułości pomiarowej, wzrastającej w miarę zmniej-
szania się prędkości przepływu. Są więc szczególnie predyspo-
nowane do pomiaru filtracji.

Aktualnie istnieje kilkanaście różnych typów czujników
termistorowych do pomiaru filtracji, zróżnicowanych w zależnoś-
ci od przewidywanego miejsca pomiaru i rodzaju mierzonej wiel-
kości. W ogólnym zarysie zróżnicować można czujniki do pomia-
ru:

- wartości bezwzględnej prędkości przepływu,
- kierunku przepływu,
- kierunku i zwrotu, ze zróżnicowaniem na półpłaszczyznę, płaszczyznę i przestrzeń,
- łączącego w sobie wszystkie wyżej wymienione cechy.

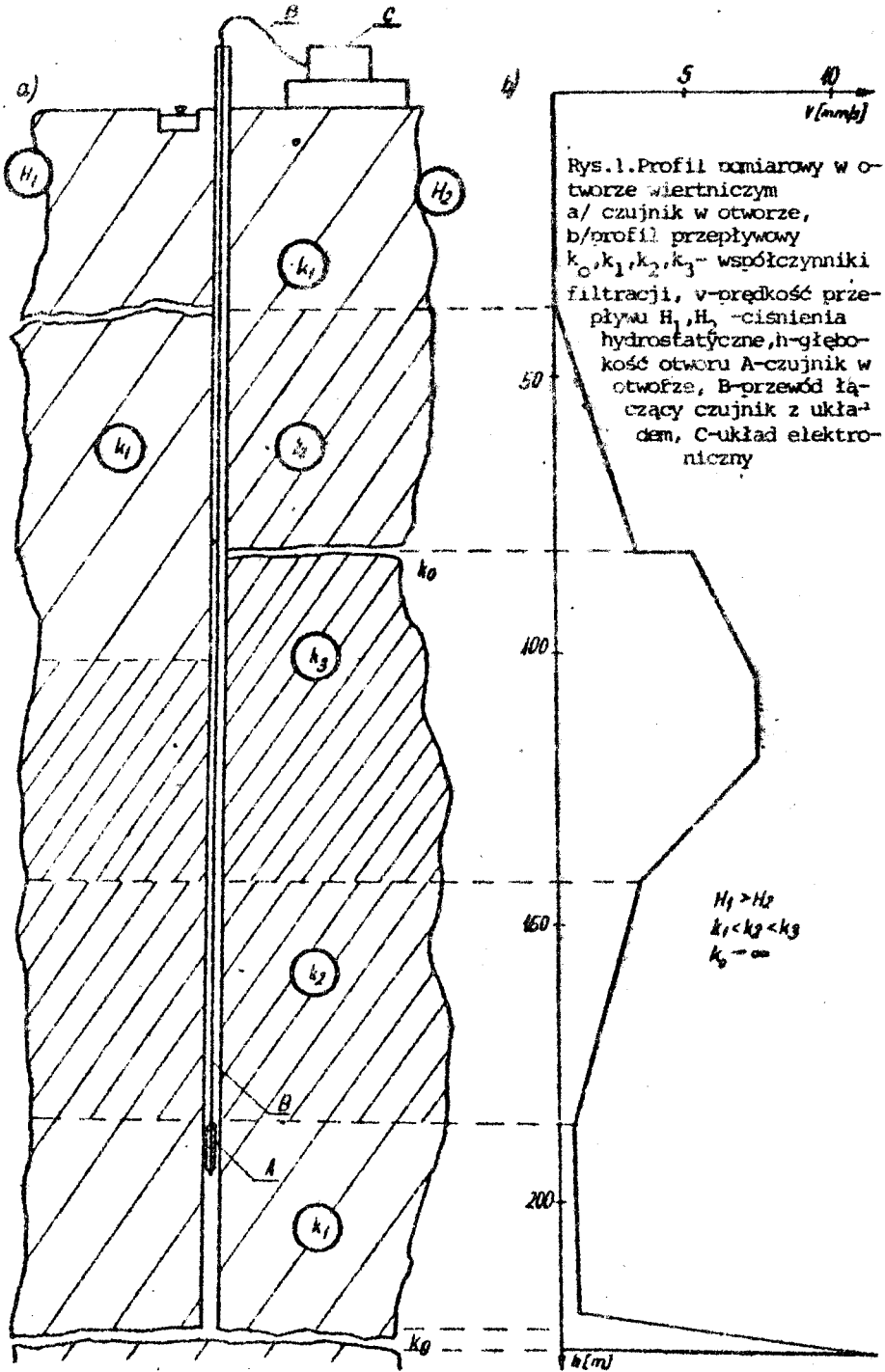
Czujniki te przeznaczone są do pomiaru zarówno w wodach niefiltrujących, jak i filtrujących. W tym ostatnim przypadku zaopatrzone są w filtr porowaty, zapewniający stały układ cząstek gruntu wokół czujnika i chroniący go przed uszkodzeniami mechanicznymi.

Czujniki pracujące w wodzie niefiltrującej mierzą z wystarczającą dokładnością prędkości przepływu większe od 0,1 mm/s. Dla czujników pracujących w wodzie filtrującej, prędkość ta jest o dwa rzędy prędkości niższa, czyli od 0,001 mm/s.

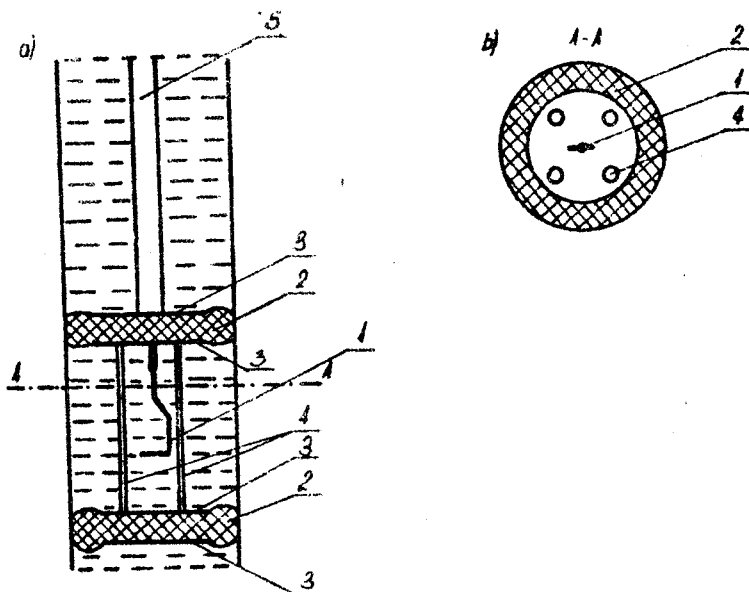
3. Pomiary w otworach wiertniczych

Termistorowe pomiary prędkości mogą być przeprowadzone we wszelkiego rodzaju otworach wiertniczych zarówno wierconych w skałę, jak i wydrążonych w gruntach sypkich i wzmocnionych rurą perforowaną. W zależności od stosunków wodnych panujących w terenie i wynikającej stąd potrzeby uzyskania określonej informacji o aktualnie występujących prędkościach przepływu, można stosować następujące rodzaje pomiarów /rys.1 a/:

1. Za pomocą czujnika termistorowego luźno zwisającego w otworze i mierzącego wartość bezwzględną prędkości przepływu oraz kierunek i zwrot ewentualnej prędkości wzdłużnej. Przeprowadzając pomiar w szeregu punktach położonych wzdłuż otworu oraz wykreślając wyniki pomiaru we współrzędnych: prędkość przepływu i głębokość otworu, można uzyskać rozkład prędkości przepływu w przekroju objętym otworem. Przykładowe wyniki pomiaru przedstawiono na rys.1 b.
2. Za pomocą czujnika mierzącego zwrot wektora prędkości wprowadzonego do otworu przy użyciu żerdzi, umożliwiającej pokrętne i wzdłużne manipulacje czujnikiem w otworze. Pomiary te przeprowadza się w miejscach, w których w czasie pomiaru z punktu 1 stwierdzono duże nieregularności w profilu przepływowym /np. obszar k_0 na rys.1/. Po wprowadzeniu czujnika na miejsce pomiaru, obracając go w poziomie za pomocą znalezionej maksimum wskazań, znajduje się kierunek, z którego woda dopływa do otworu.



3. Za pomocą sondy czujnikowej izolującej wybrany odcinek otworu od pozostałych /rys.2/ przy użyciu napełnianych powie + trzem uszczeltek o charakterze dętkowym. Sonda nie hamuje wzdłużnego przepływu między odcinkami otworu nie objętymi badaniem. Jest to więc pomiar w wybranej warstwie gruntu z eliminacją wpływu na wynik pomiaru pozostałych partii otworu. Przesuwając sondę wzdłuż otworu można uzyskać dokładniejszy profil przepływu w wybranym przekroju gruntu, niż w przypadku pomiarów opisanych w punkcie 1.



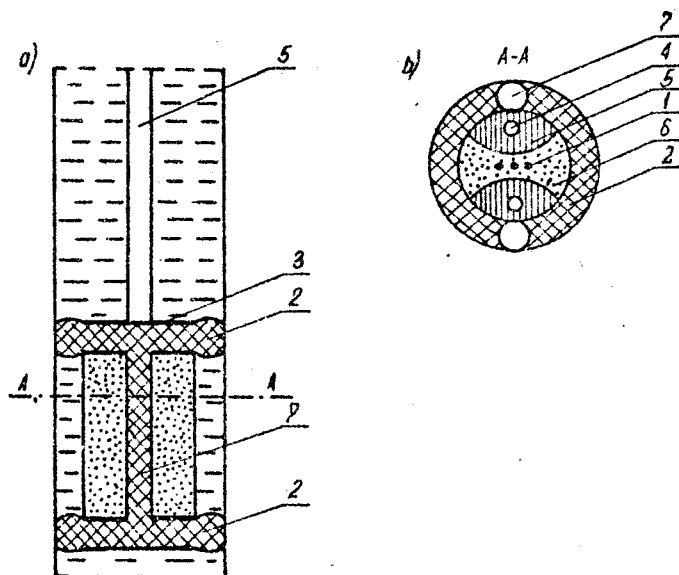
Rys.2. Sonda do pomiarów warstwowych

a/ przekrój wzdłużny, b/ przekrój poprzeczny

1-czujnik termistorowy, 2-uszczelka dętkowa, 3-płytki mocujące sondę, 4- rurki dla przepływu wzdłużnego

Pomiary opisane w punktach 1, 2 i 3 przeprowadzone są w warunkach, w których mimo pomiarów gruntowych, czujniki pracują w wodach niefiltrujących, dla których obowiązuje stosunkowo wysoka dolna granica mierzalnych prędkości przepływu /0,1 mm/s/. Pomiary te mogą więc być przeprowadzane w gruntach o dużym współczynniku filtracji lub dużym spadku hydraulicznym. Dla mniejszych prędkości filtracji istnieje konieczność użycia czujnika pracu-

jącego w wodzie filtrującej. W tym przypadku możliwe są pomiary za pomocą sondy czujnikowej, izolującej wybraną partię otworu w sposób opisany w punkcie 3, oraz uszczelniającej czujnik w otworze za pomocą dodatkowych wzdłużnych uszczeltek. W tej sondzie czujnik jest umieszczony w filtrze porowatym, obniżającym mierzalną prędkość do 0,001 mm/s. Wprowadzenie do sondy czujnika w filtrze umożliwia nadanie mu kształtów, a więc i parametrów czujnika do pomiarów filtracji /rozd.4/.



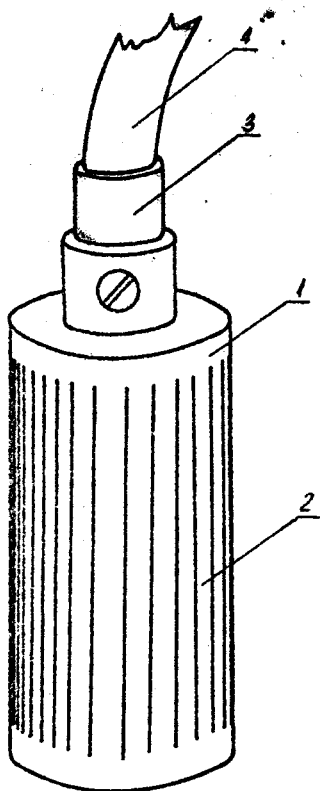
Rys.5. Sonda do pomiarów warstwowych z czujnikiem w ośrodku porowatym

a/ przekrój wzdłużny, b/ przekrój poprzeczny

1-4 jak na rys.2, 5-wkładka nieprzepuszczalna, 6-prze-
strzeń wypełniona ośrodkiem porowatym, 7-uszczelka wzdłu-
żna

4. Pomiaru bezpośrednio w gruncie

Termistorowe pomiary bezpośrednio w gruncie, przeprowadzane są za pomocą czujników trwale umieszczonych w filtrze porowatym zabezpieczonym osłoną metalową. Przykładowy wygląd czujnika w filtrze wraz z osłoną przedstawiono na rys.4.



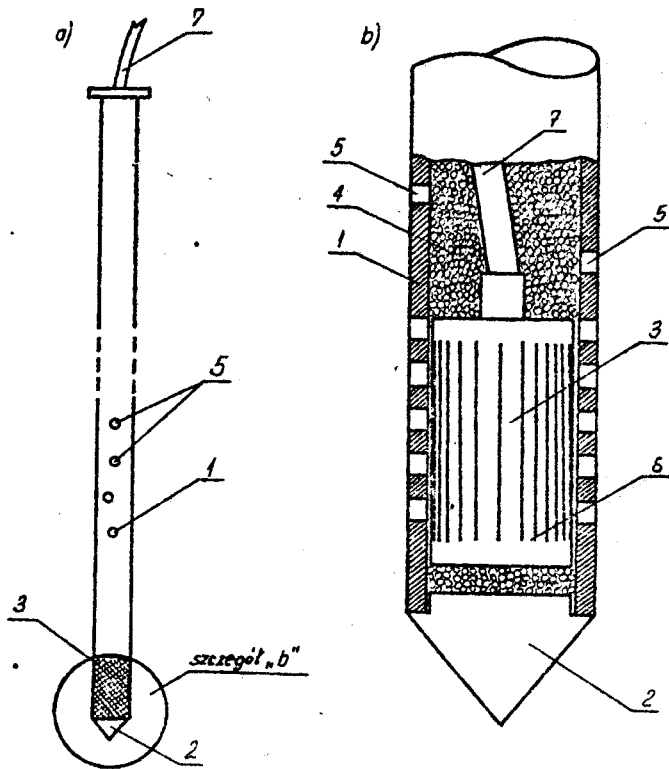
Rys.4. Czujnik do pomiarów bezpośrednich w gruncie 1-filtr, 2-szczeliny przepuszczalne, 3-fragment czujnika, 4-kabel łączący czujnik z układem

Czujniki do pomiarów bezpośrednio w gruncie podlegają daleko idącym różnicowaniom. Wraz ze stopniowym wzrostem ich złożoności mogą one mierzyć:

- wartość bezwzględną prędkości filtracji
- wartość bezwzględną oraz kierunek i zwrot wektora prędkości odpowiednio w płaszczyźnie, płaszczyźnie lub przestrzeni.

Przez odpowiedni dobór parametrów filtru, można wskazania czujnika uczynić niezależnymi od parametrów gruntu, w którym przeprowadza się pomiary. Za pomocą czujnika dwufiltrowego można mierzyć współczynnik filtracji w gruncie, bez konieczności pobierania próbek.

Osobny problem stanowi sposób wprowadzania czujników do gruntu. Można to wykonać metodą bezpośrednią lub przy użyciu specjalnej sondy /rys.5/, umożliwiającą szybką przeprowadzenie pomiarów filtracji na dużym obszarze.



Rys.5. Sonda do wielokrotnych pomiarów filtracji w terenie
 a/ widok ogólny, b/przekrój części czujnikowej
 1-obudowa, 2-stożek ułatwiający wprowadzenie do gruntu, .
 3-część czynna sondy, 4-ośrodek porowaty, 5-otwory fil -
 tracyjne przyspieszające ustalenie się warunków wodnych w sondzie,
 6-czujnik z rys.4, 7-przewód łączący czujnik z układem

5. Wnioski

Jak wynika z przedstawionych rozważań, założona objętość referatu pozwoliła jedynie na wymienienie metod pomiarowych mogących znaleźć zastosowanie w badaniach stateczności podłoża, pod budowlami osadowionymi na słabych gruntach. Każda z wymienionych metod wymaga szczegółowego omówienia dotyczącego zakresu zastosowań i szczegółowej interpretacji wyników. Jest to z konieczności tematyka do dyskusji i ewentualnych, w miarę zapotrzebowania -

nia dalszych prac na ten temat.

LITERATURA

1. Majewski J.: Problemy efektywności termistorowych pomiarów prędkości przepływu wód gruntowych, PWN Warszawa - Poznań 1968
2. Majewski J.: Prędkościomierze termistorowe w pomiarach przecieków ze zbiorników wodnych. Rozpr. Hydrot. z 29 1971
3. Majewski J.: Termistorowe pomiary prędkości i kierunku filtracji wód gruntowych. Rozpr. Hydrot. z 37 1976

ИЗМЕРЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИИ КАК ПОКАЗАТЕЛЬ УСТОЙЧИВОСТИ ПОЧВЫ

В работе представлено предложение использования скорости фильтрации грунтовых вод как добавочного показателя при анализе гидрогеологических процессов происходящих под тяжелыми сооружениями, особенно монолитными. Представлены в ней различные измерительные версии, базирующие на термисторных датчиках размещенных: в буревых отверстиях, зондах для внеотверстных измерений и непосредственно в грунте.

MEASUREMENTS OF FILTRATION AS AN INDICATOR OF BASE STABILITY

The suggestion of making use of the velocity of the underground water filtration as an additional indicator for the analysis of hydrogeological processes occurring under the heavy buildings, mainly monolithic, has been presented in this work. Various rodman versions based on thermistor sensor placed in drilling holes, in probes for measurements out of holes and directly in the ground.

Wojciech Weiner

ZMIENNOŚĆ MODUŁU SPRĘŻYSTOŚCI PRZY ZGINANIU
ŻYWICY EPOKSYDOWEJ ZBROJONEJ MATĄ SZKLANĄ W
ZALEŻNOŚCI OD WIELKOŚCI KSZTAŁTKI POMIAROWEJ
I POZIOMU NAPRĘŻEN

W artykule omówiono wpływ "współczynnika skali" przy zginaniu laminatu epoksydowego zbrojonego matą szklaną. Badaną zmienną był moduł sprężystości przy zginaniu E_g .

1. Wstęp

W zakresie oznaczania cech wytrzymałościowych przy zginaniu tworzyw sztucznych obowiązuje norma PN-69/89027 /oznaczanie wytrzymałości na zginanie/.

Analizując tę normę można stwierdzić, że:

- a/ określa ona niezmiennie warunki prób dla wszystkich tworzyw zbrojonych i nie zbrojonych bez względu na rodzaj wzmocnienia /tkanina, matą, roving/ i technologię wykonania,
- b/ umożliwia dużą swobodę w doborze wymiarów próbki /grubość od 1 do 50 mm, szerokość od 10 do 50 mm/: oznacza to, że pole przekroju poprzecznego próbki wynosić może od 10 do 2500 mm²,
- c/ stosunek grubości do szerokości próbki podany w normie nie jest stały i zmienia się w zakresie od 1:25 do 1:1,
- d/ norma nie określa warunków przeprowadzenia odrębnej próby dla wyznaczania modułu sprężystości przy zginaniu w przypadku tworzyw zbrojonych.

2. Zakres badań

Rozpatrując stan normalizacji w zakresie badań wytrzymałościowych tworzyw zbrojonych włóknem szklanym, należy stwierdzić dużą swobodę w ustalaniu warunków oznaczania, co może prowadzić do uzyskiwania nieporównywalnych wyników.

Nieznany jest dotychczas sposób przeliczania wyników uzyskanych na różnych co do wymiarów próbkach, przy czym nie przeprowadzono badań zależności cech wytrzymałościowych od wymiarów pola przekroju poprzecznego.

W takiej sytuacji niezbędnym wydaje się opracowanie sposobu porównywania wyników prób i określenie modułu sprężystości jako funkcji zmiennego przekroju poprzecznego. Moduł sprężystości przy zginaniu E_g przyjęto jako średnią ważoną z modułów linii siecznej, stycznej i odciążeń [1].

Materiał doświadczalny stanowiły płytki o niżej podanej ilości warstw i grubości:

- 1/ 4 warstw maty o grubości - 3 mm
- 2/ 7 warstw maty o grubości - 5,8 mm
- 3/ 10 warstw maty o grubości - 7 mm
- 4/ 13 warstw maty o grubości - 9,5 mm
- 5/ 19 warstw maty o grubości - 12,7 mm
- 6/ 22 warstw maty o grubości - 15,5 mm
- 7/ 25 warstw maty o grubości - 17,4 mm
- 8/ 28 warstw maty o grubości - 18,8 mm
- 9/ 31 warstw maty o grubości - 20 mm

Płytki wykonano z żywicy Epidian 53 i maty EM 1002 o gramaturze 300 metodą kontaktową. Jako utwardzacz użyto Z-1 /TECZA/ w stosunku wagowym 10,5:100.

Po dwu tygodniach od chwili wykonania płytki wygrzewano przez 24 godziny w temperaturze 60°C.

Przed wykonaniem pomiarów i prób kształtki wycięte z płyt były klimatyzowane przez 48 godzin w warunkach naturalnych (21°C, 65% wilgotności względnej)/.

Do badań przygotowano 9 serii próbek.

W poszczególnych seriach próbki różniły się grubością i szerokością, przy czym przyjęto:

- | | | |
|---------|-----|---------|
| seria 1 | b = | 9 mm |
| seria 2 | b = | 14,7 mm |

Zmienność modułu sprężystości przy zginaniu...89

seria 3	b =	16,4 mm
seria 4	b =	26,1 mm
seria 5	b =	37,5 mm
seria 6	b =	43,2 mm
seria 7	b =	48,9 mm
seria 8	b =	54,6 mm
seria 9	b =	60,3 mm

Szerokość próbek uzależniono od ich grubości przyjmując

$$b = 3 g$$

Rozbieżności są wynikiem przyjęcia szerokości kształtek przed pocięciem płyt na podstawie pomiarów grubości w czterech miejscach, w połowie szerokości boków. Wyniki podane są średnią z pomiaru kształtek.

Obróbki powierzchni płyt nie przeprowadzono, by nie uszkodzić struktury tworzywa.

Pomiarów grubości i szerokości próbek dokonano za pomocą śrub mikrometrycznych o zakresie: 0 + 25 mm, 25 + 50 mm i 50 + 75 mm. Pomiaru grubości próbek dokonano dla szerokości:

- 9 mm - w trzech punktach
 - 14,7; 16,4; 26,1: w sześciu punktach
 - przy pozostałych - w dziewięciu punktach
- Otrzymane wyniki posłużyły do wyznaczania średniej grubości próbek.

Pomiaru szerokości próbek dokonano w trzech miejscach każdej próbki.

Średnie wartości pomiaru grubości i szerokości przyjęto do obliczenia pola przekroju poprzecznego próbki.

Przyrosty obciążeń dla każdej serii ustalono proporcjonalnie do naprężeń niszczących oraz do średniej grubości kształtek i przedstawiono w tab. 1.

Pomiarów dokonano na:

- przyrządzie do badania sprężyn K12 w zakresie 0 ÷ 200 KG i wartości działki 0,2 KG dla próbek serii 1,
- zrywarcie ZDM - 1000 w zakresie A-0÷200 KG i wartości działki 0,5 KG dla próbek serii 2,3,4,
- zrywarcie ZDM - 10 w zakresie A-0÷200 KG i wartości działki 5 KG dla próbek serii 5,6,7,8,9.

Tabela 1

Obciążenia i rozstawy podpór

Seria Nr obciążenia g/cm/	1	2	3	4	5	6	7	8	9
		0,2914	0,5902	0,7093	0,9286	1,2543	1,4894	1,6627	1,8676
P30	5,4	18	32	55	99	142	177	223	270
P40	7,2	24	43	73	231	188	235	296	358
P50	9,0	30	54	91	164	231	293	369	446
P60	10,8	36	65	109	196	280	351	442	534
P70	12,6	42	76	127	228	326	409	515	622
Przyrost siły KG	1,8	6	11	18	32	46	58	73	88
Rozstaw podpór 16 g /cm/	46,6	94,4	113,5	148,6	200	238	266	299	328

Użyto do tego celu oprzyrządowania do zginania z podporami o regulowanym rozstawie.

Wielkość sił odczytywano z siłomierzy, a wielkość odkształceń za pomocą czujnika zegarowego EFZET o działce 0,01 i zakresie 10 mm.

3. Statystyczne opracowanie wyników

Normalność rozkładów Eg w seriach sprawdzono w oparciu o eksces i asymetrię [2] uzyskując ich potwierdzenie /na EMC Odra 1204/.

Wobec powyższego dalszą analizę przeprowadzono tak, jak dla rozkładów normalnych. Sprawdzone, czy zmiana przekroju różnicuje wartość modułu sprężystości przy zginaniu [3], [4], [5]. Analizę powyższą przeprowadzono w oparciu o wartość współczynników korelacji, co zweryfikowano testem istotności dla układu współrzędnych białogarytmicznych.

Analizę tę przeprowadzono dla wartości modułu ważonego Eg dla czterech poziomów naprężeń. Jako poziom odniesienia przyjęto poziom pierwszy $\sim 30\% \sigma$ niszczenia.

Obliczono współczynnik "a" i "b" prostej $y=a+b \cdot x$ metodą najmniejszych kwadratów uzyskując proste:

$$\lg Eg_1 = 0,4600 + 0,3192 \cdot \lg \bar{g}$$

$$\lg Eg_2 = 0,4669 + 0,2878 \cdot \lg \bar{g}$$

$$\lg Eg_3 = 0,4466 + 0,2943 \cdot \lg \bar{g}$$

$$\lg Eg_4 = 0,4114 + 0,3203 \cdot \lg \bar{g}$$

Równania te przyjmują w układzie naturalnym postać $Eg=a \cdot g^b$

$$Eg_1 = 2,88 \cdot g^{0,3192} \cdot 10^2 \text{ KG/mm}^2 \quad /10^9 \text{ N/m}^2/$$

$$Eg_2 = 2,93 \cdot g^{0,2878} \cdot 10^2 \text{ KG/mm}^2$$

$$Eg_3 = 2,78 \cdot g^{0,2943} \cdot 10^2 \text{ KG/mm}^2$$

$$Eg_4 = 2,55 \cdot g^{0,3203} \cdot 10^2 \text{ KG/mm}^2$$

- Współczynniki "a"

a/ Sprawdzenie, czy współczynniki "a" równań są funkcją naprężeń

$$a = f(\sigma)$$

$$a = A + B\sigma$$

	Wartość współczynnika a	Naprężenie σ
1	2,88	672
2	2,93	840
3	2,78	1008
4	2,55	1176
4	11,14	3696
n	$\sum a$	$\sum \sigma$

Wartości pomocnicze	
$\sum a^2$	31,09
$\sum \sigma^2$	3556224
$\sum a\sigma$	10197,60

b/ Interpretacja liniowa zależności współczynnika "a" od naprężeń rzeczywistych

zestawienie a - σ

$$n s_{\sigma}^2 = \sum \sigma^2 - \frac{(\sum \sigma)^2}{n} = 3556224 - \frac{3696^2}{4} = 141120$$

$$n s_a^2 = \sum a^2 - \frac{(\sum a)^2}{n} = 31,09 - \frac{11,14^2}{4} = 0,065$$

$$n s_{a\sigma} = \sum a\sigma - \frac{(\sum a)(\sum \sigma)}{n} = 10197,6 - \frac{11,4 \cdot 3696}{4} = 95,76$$

$$r_{a\sigma} = \frac{n \cdot s_{a\sigma}}{\sqrt{n \cdot s_{\sigma}^2 \cdot n s_a^2}} = \frac{-95,76}{\sqrt{141120 \cdot 0,065}} = -0,999$$

dla $\nu = n-2=2$

$$t_{0,05} = 4,303$$

$$t^{\circ} = \frac{r \sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} = \frac{-0,999 \cdot 1,4142}{0,045} = 3139$$

$$t^{\circ} > t_{0,05}$$

dowodzi, że współczynnik krętkowy B jest istotnie różny od zera, wobec czego funkcja:

$a = f / \sigma$ - jest funkcją malejącą, a poszczególne współczynniki wynoszą :

$$A = \frac{\sum \sigma^2 \cdot \sum a - \sum \sigma a - \sum \sigma}{n \sum \sigma^2 - (\sum \sigma)^2} = \frac{196005,76}{564480,00} = 3,412$$

$$B = \frac{4 \cdot 10197,6 - 11,14 - 3696}{564480,00} = -0,0006$$

$$a = 3,412 - 0,0006 \sigma$$

- Współczynniki "b"

a/ Sprawdzenie, czy współczynniki "b" równa są funkcją na -
przezeń

$$b = f(\sigma)$$

$$b = C + D\sigma$$

	Wartość współczynnika b	Napężenie σ
1	0,3192	672
2	0,2878	840
3	0,2943	1008
4	0,3203	1176
4	1,2216	3696
n	$\sum b$	$\sum \sigma$

Wartości pomocnicze	
$\sum b^2$	0,3737
$\sum \sigma^2$	3556224
$\sum b\sigma$	1129,58

b/ Interpretacja liniowa zależności współczynnika "b" od napreżeń rzeczywistych

zestawienie b - σ

$$n s_{\sigma}^2 = \sum \sigma^2 - \frac{(\sum \sigma)^2}{n} = 3556224 - \frac{(3696)^2}{4} = 141120$$

$$n s^2 b^2 \sum b^2 - \frac{(\sum b)^2}{n} = 0,3737 - \frac{1,2216^2}{4} = 0,0007$$

$$n s_{\sigma b} = \sum b \sigma - \frac{(\sum b) \cdot (\sum \sigma)}{n} = 1129,58 - \frac{1,2216 \cdot 3696}{4} = 0,8216$$

$$r_b = \frac{n \cdot s_{\sigma b}}{\sqrt{n s_{\sigma}^2 \cdot n s b^2}} = \frac{0,8216}{98,784} = 0,0826$$

dla $\nu = n-2=2$

$t_{0,5}=4,303$

$$t^0 = \frac{r \sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} = \frac{0,0826 \cdot 1,4142}{0,995} = 0,1173$$

$t^0 < t_{0,05}$

dowodzi to, że współczynnik b jest różny od zera wobec tego $b=f(\sigma)$ jest funkcją stałą o postaci:

$$b = c = \frac{\sum \sigma^2 \sum b - \sum \sigma b \cdot \sum \sigma}{n \sum \sigma^2 - (\sum \sigma)^2}$$

$$b = \frac{3556224 \cdot 1,2216 - 1129,58 \cdot 3696}{4 \cdot 3556224 - (3696)^2} = \frac{169335,55}{564480,00} = 0,300$$

Współczynnik "b" jest więc stały /z pięcioprocentowym ryzykiem błędu / i nie zmienia się wraz ze wzrostem naprężeń, a jego wartość wynosi $b = 0,3$.

Zatem w oparciu o przeprowadzoną analizę szczegółową zależność modułu sprężystości przy zginaniu od wielkości kształtki pomiarowej, gdy:

$$b = 3 \text{ g}$$

$$l_r = 16 \text{ g}$$

przyjmuje postać

$$E_g = (341,2 - 6 \sigma) \text{ g}^{0,3} \quad \text{KG/mm}^2 \quad (\sim 10^7 \text{ N/m}^2)$$

Zależność ta uwzględnia jednocześnie regresję modułu E_g wraz ze wzrostem poziomu naprężeń.

Równanie uzyskane dobrze przystaje do wyników pomiarów /tab.2 /.

4. Wnioski

Uzyskana zależność pozwala dla badanego zakresu zmienności $A_0 = f(g)$, wynoszącego od około 25 mm^2 do około 1300 mm^2 , oraz dla zakresu zmienności naprężeń od około 30% do około 70% wartości naprężeń niszczących określić moduł sprężystości przy zginaniu. Zauważyć można, że w miarę wzrostu naprężeń moduł sprężystości $E_g = f(\sigma)$ $g = \text{const.}$ maleje /tab.3, rys.1/.

Degresja modułu sprężystości przy zginaniu zwiększa się ze wzrostem grubości próbki.

Zdecydowanie krzywoliniowy charakter przebiegu funkcji $E_g = f(g)$ $\sigma = \text{const.}$ pozwala przypuszczać, że dla wartości $g < 2 \text{ mm}$ istnieje punkt przecięcia rodziny krzywych przedstawionych na rys.2. Świadczyłoby to o zanikającym zróżnicowaniu wartości modułu sprężystości przy malejącej grubości kształtki.

Przyjęte stałe proporcje wymiarowe próbek $b=3 \text{ g}; l_r=16g/$ potwierdziły istnienie współczynnika skali o znacznym wpływie, co wskazuje na konieczność uporządkowania proporcji wymiarowych w normie PN-69/C-89027.

Graficzne przedstawienie wzoru i jego interpolacja daje podstawy porównywalności danych uzyskanych z badań na różnych kształtkach pomiarowych objętych ogólną proporcją przyjętą wyżej w odniesieniu do badanego tworzywa.

LITERATURA

1. Weiner W.: Degresja modułu sprężystości przy zginaniu żywicy epoksydowej zbrojonej matą szklaną pod wpływem promieniowania podczerwonego. Praca doktorska, Bydgoszcz 1975
2. Leontiew M.L.: "Technika statystycznych wyciszczeń Gos - liesbumizdat. Moskwa 1961
3. Oktaba W.: Elementy statystyki matematycznej i metodyka doświadczeń. PWN W-wa 1970
4. Romanowski W.J.: Matematyckaja statistika Izd.A.N. Uzbe - kskoj SSR. Taszkient 1963
5. Strelajew W.S.: Wytrzymałość tworzyw sztucznych w ujęciu statystycznym. III Konf. Wytr. - mat. konf. W-wa 1963

Tabela 2

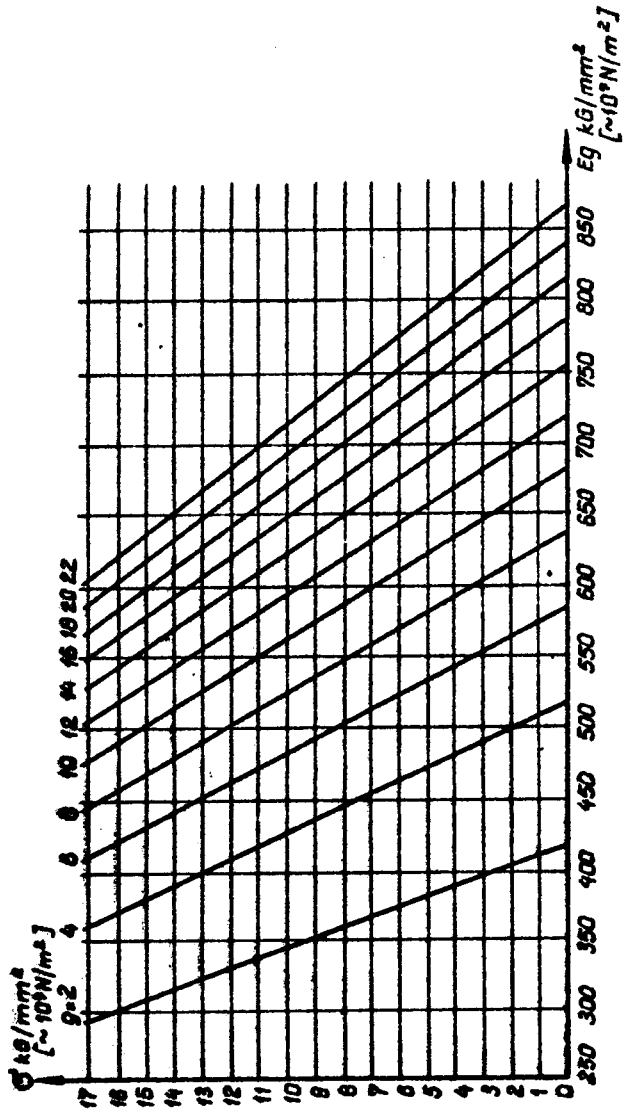
Różnica /w % / między średnimi wynikami pomiarów a wartościami uzyskanymi z zależności empirycznych

seria	1	2	3	4	5	6	7	8	9
KG/mm ²	2,914	5,902	7,093	9,286	12,543	14,894	16,627	18,676	20,524
6,72	448	450	501	570	715	709	693	744	753
/poz.1/	415	511	541	587	644	677	699	724	745
błąd %	7,4	-13,5	-7,9	-2,9	9,9	4,5	-0,8	2,7	1
8,40	414	453	505	570	600	672	688	684	661
/poz.2/	401	494	523	567	622	654	676	699	720
błąd %	3,1	- 9,0	-3,5	0,5	-3,6	2,7	1,7	-2,2	-8,9
10,08	272	493	472	569	608	635	616	651	668
/poz.3/	387	477	505	547	601	632	653	675	695
błąd %	-4,0	3,2	-7,0	3,8	1,1	0,5	-6,0	-3,7	-4,0
11,76	359	456	478	538	572	662	618	672	641
/poz.4/	373	460	487	528	579	609	629	651	670
błąd %	-3,9	-0,8	-1,8	1,8	-1,2	+8,0	-1,7	+3,1	-4,5

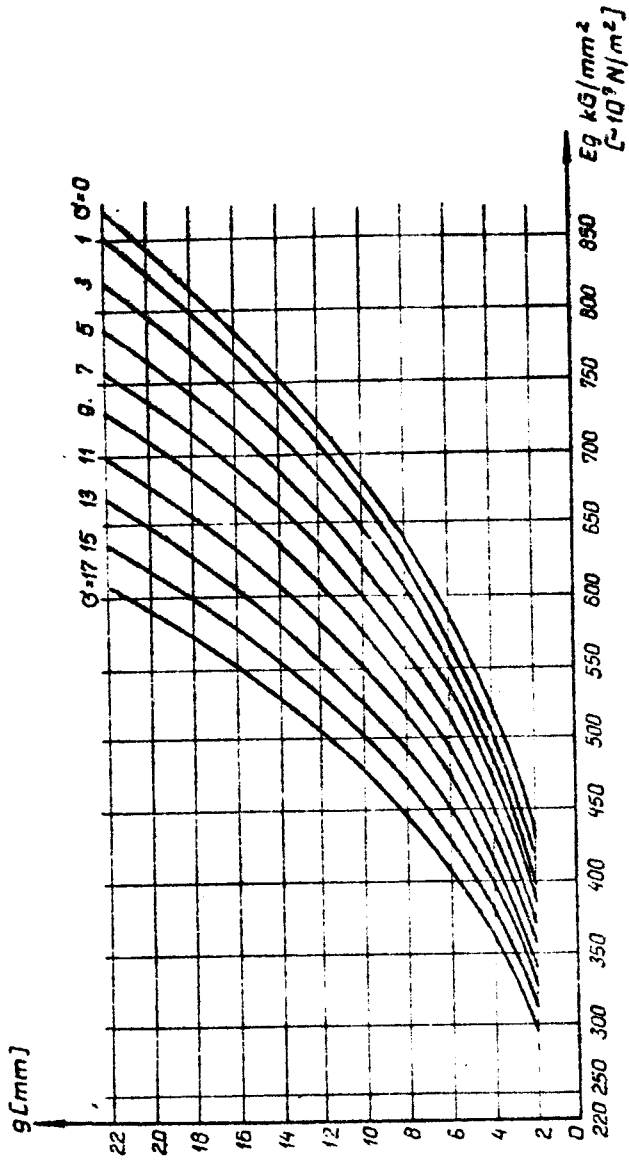
Tabela 3

Tabularyczne przedstawienie zależności
 $E_g = (341,2-66) \cdot g \cdot 0,3 \text{ KG/mm}^2 (\sim 10^7 \text{ N/m}^2)$

σ (mm) KG/mm ²	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
= 0	420,1	517,2	584,1	636,7	680,8	719,1	753,1	783,9	812,1	838,1	862,5
= 1	412,7	508,1	573,8	625,5	668,8	706,4	739,8	770,1	807,8	823,4	847,3
= 2	405,3	449,0	563,5	614,3	656,8	693,8	726,6	756,3	783,3	808,7	832,1
= 3	397,9	489,9	553,2	603,1	644,9	681,1	713,4	742,5	769,2	793,9	817,0
= 4	390,5	480,8	543,0	591,9	632,9	668,5	700,1	728,7	754,9	779,2	801,8
= 5	383,1	471,7	532,7	580,7	620,9	655,8	686,9	714,9	740,7	764,4	786,6
= 6	375,7	462,6	522,4	569,5	609,0	643,2	673,6	701,2	726,4	749,7	771,5
= 7	368,4	453,5	512,2	558,3	597,0	630,5	660,4	687,4	712,1	735,0	756,3
= 8	361,0	444,4	501,9	547,1	585,0	617,9	647,1	673,6	697,8	720,2	741,1
= 9	353,6	435,6	491,6	535,9	573,0	605,3	633,9	659,8	683,5	705,5	726,0
= 10	346,2	426,2	481,3	524,7	561,1	592,6	620,7	646,0	669,3	690,8	710,8
= 11	338,3	417,1	471,1	513,5	549,1	580,0	607,4	632,2	655,0	676,0	695,6
= 12	331,4	408,0	460,8	502,3	537,1	567,3	594,2	618,5	640,7	661,3	680,5
= 13	324,0	398,9	450,5	491,1	525,2	554,7	580,9	604,7	626,4	646,5	665,3
= 14	316,7	389,8	440,3	480,0	513,2	542,0	567,7	590,9	612,1	631,8	650,1
= 15	309,3	380,7	430,0	468,8	501,2	529,4	554,4	577,1	597,9	617,1	635,0
= 16	301,9	371,7	419,7	457,6	489,2	516,7	541,2	563,3	583,6	602,3	619,8
= 17	294,5	362,6	409,5	446,4	477,3	504,1	528,0	549,5	569,3	587,6	604,6



Rys.1. Zależność modułu sprężystości od naprężeń /przy stałych grubościach kształtek/



rys. 4. Zależność modułu sprężystości od grubości kształtki /przy stałych wartościach naprężeń/

ИЗМЕНЧИВОСТЬ МОДУЛЯ УПРУГОСТИ ПРИ СГИБАНИИ ЭПОКСИДНОЙ
СМОЛЫ АРМИРОВАННОЙ СТЕКЛЯННЫМ МАТОМ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ
ВЕЛИЧИНЫ ИЗМЕРИТЕЛЬНОЙ ФАСОННОЙ ЧАСТИ И УРОВНЯ
НАПРЯЖЕНИЙ

В статье обсуждено влияние "коэффициента шкалы" при сгибе -
нии эпоксидного ламината армированного стеклянным матом.
Исследованной переменной был модуль упругости при сгибании E_g

THE VARIATION OF THE MODULE OF ELASTICITY IN BENDING OF
THE EPOXY RESINS REINFORCED BY THE GLASS MAT DEPENDING
ON THE SIZE OF A RODMAN SHAPED BRICK AND THE STRESS LEVEL

The effects of "a scale factor" in the bending of the epoxy
laminates reinforced by the glass mat have been presented in
this article. The testing variable has been the module of elas-
ticity in the bending E_g .

Wacław Kwiecień

SIATKI REALIZACYJNE W ASPEKCIE ICH TRWAŁOŚCI W OKRESIE BUDOWY

W artykule omówiono problem osnowy realizacyjnej. Uodólniając należy stwierdzić, że poziomą osnowę realizujemy w następujących etapach:

- opracowanie projektu osnowy podstawowej z podaniem dokładności dla całej sieci;
- prowizoryczne, a następnie ostateczne wyniesienie osnowy podstawowej na grunt;
- trasowanie fragmentów osnowy lokalizacyjnej w miarę postępu budowy;
- wyznaczenie i rozbudowa osnowy szczegółowej;

Prostota i stabilność przy jednoczesnej elastyczności konstrukcji osnowy realizacyjnej zapewnia jej przydatność w każdym okresie budowy. Łatwość rozeznania na placu budowy z możliwością wykonania niezbędnych obliczeń sprawdzających poprawność prowadzonych operacji trasowania, zapewnia z ekonomiczno-technicznego punktu widzenia pełną efektywność pomiarów.

1. Wstęp

Środkiem technicznym na drodze przeniesienia projektu budowlanego na grunt jest osnowa realizacyjna. Dotychczas stosowane osnowy nie spełniają, zdaniem autora, oczekiwanych wymagań techniczno-ekonomicznych [4].

Dlatego przedstawiono koncepcję zasad tworzenia osnow realizacyjnych ze względu na ich pełną przydatność i możliwość przetrwania w czasie realizacji zadania inwestycyjnego.

2. Charakterystyka stosowanych osnów realizacyjnych

Najczęstszym rozwiązaniem jest regularna siatka kwadratów o module geodezyjnym równym 100 metrów.

Prostota konstrukcji, łatwość obliczania współrzędnych prostokątnych punktów siatki i naroży budynków oraz ułatwienie orientacji na budowie to zalety, które upowszechniły tego rodzaju rozwiązanie.

Przedstawiony model siatki realizacyjnej posiada dwie ujemne cechy, na które do tej pory nie zwracano większej uwagi. Cechami tymi jest zbyt duża, jednakowa i to najczęściej bardzo wysoka dokładność położenia wyznaczonych naroży siatki i nietrwałość zastabilizowanych punktów siatki w okresie budowy.

Rodzaj budowli i jej przeznaczenie funkcjonalne, narzucają różne wymagania dokładnościowe trasowania całego obiektu, jak i poszczególnych jego części, czy też fragmentów.

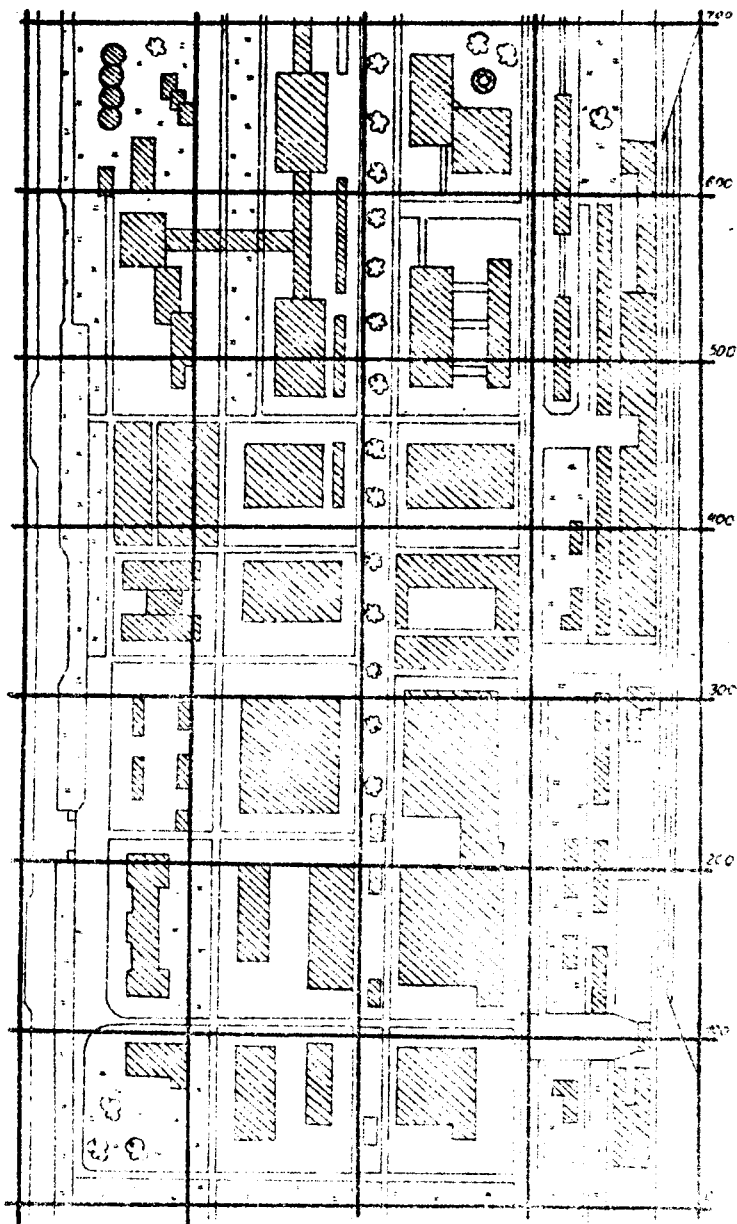
O ile położenie wolnostojącego budynku może być wyznaczone z dokładnością plus minus 10 cm, to już położenie dwu budynków funkcjonalnie ze sobą związanych, np. zespołem suwnic czy transporterów, wymaga znacznie dokładniejszego ich usytuowania na placu budowy.

Wyznaczenie położenia wszystkich punktów siatki z jednakową dokładnością jest nieuzasadnione technicznie.

Nietrwałość zastabilizowanych punktów siatki w czasie prowadzenia prac budowlanych wymaga ciągłej rekonstrukcji siatki i utrzymanie jej w pełnej przydatności dla potrzeb budowlanych.

Wpływa to na wzrost kosztów robót geodezyjnych i dodatkowe zatrudnienie przy tych pracach wysoko kwalifikowanych specjalistów. Wprawdzie koszty pomiarów są małe w porównaniu do wysokości nakładów budowlano-montażowych, lecz stwierdzić należy, że oprócz tych dodatkowych kosztów bezpośrednich obciążających roboty geodezyjne, powstają koszty pośrednie, na skutek przestoju poszczególnych ekip montażowych.

W oczekiwaniu na wznowienie fragmentów siatki i kolejno na wyznaczenie położenia budowli inżynierskiej, zespół budowlany jest albo bezczynny, albo przechodzi na inne miejsce placu budowy, co oczywiście powoduje stratę czasu na przejście, przygotowanie i zaopatrzenie stanowiska pracy, a następnie na powrót ekipy montażowej na stare stanowisko



Rys. 1. Typowy układ siatki realizacyjnej dotychczas stosowanej

3. Zmodernizowane osnowy realizacyjne

Nowoczesne i w pełni przydatne osnowy realizacyjne powinny spełniać następujące warunki:

- a/ zachowanie korelacji z projektem budowlanym,
- b/ prosta konstrukcja i łatwość obliczania współrzędnych,
- c/ nawiązanie do modułu budowlanego,
- d/ zróżnicowanie pod względem dokładności,
- e/ trwałość i stabilność.

Projektowanie zakładów przemysłowych, dzielnic fabrycznych, czy osiedli mieszkaniowych, wymaga nie tylko optymalnego pogodzenia różnych wewnętrznych zależności technologicznych lecz także optymalnego opracowania zależności przestrzennych nawiązujących do warunków, jakie każdorazowo narzuca teren przewidziany pod budowę [3].

Dlatego w etapie projektowania szczegółowego powinni brać udział specjaliści z dziedziny geodezji, którzy jako twórcy podkładu mapowego posiadają najlepszą znajomość terenu i tym samym ich udział w modelowaniu przestrzennym jest nieodzowny. Wynikiem tej współpracy będą, między innymi rodzajami prac, prawidłowo zaprojektowane osnowy realizacyjne.

Osnowę poziomą powinna stanowić:

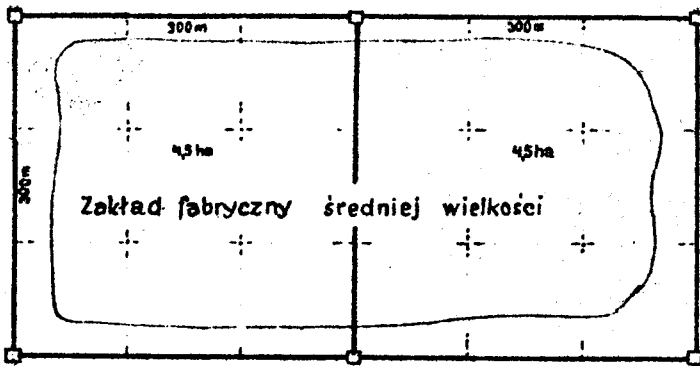
osnowa podstawowa, osnowa lokalizacyjna i osnowa szczegółowa.

Jako osnowę podstawową przyjmujemy sieć kwadratów o wymiarach równych wielokrotności modułu budowlanego, lecz o bokach nie mniejszych od 300 metrów [1,2,3].

Sieć ta powinna być projektowana w ścisłej koordynacji z projektantem budowy. Pozostałe osnowy realizacyjne powinno się projektować i realizować już na budowie w nawiązaniu do zastabilizowanych punktów narożnych siatki podstawowej.

Dla zakładów przemysłowych średniej wielkości 74,5 ha do 9,0ha/ siatkę podstawową stanowić będzie jeden lub dwa kwadraty o bokach 300 m, lub to ile to okaże się korzystne 318 m.

Celem jest dobranie takiej ilości i wielkości kwadratów, aby ich naroża znalazły się w bezpiecznej strefie.



Rys.2. Obnova podstawowa./zakład mały/

Natomiast dla dużych kombinatów fabrycznych należy dobrać taką liczbę i wielkość kwadratów, aby ich naroża wypadały poza zasięgiem robót ziemnych. Można tu wykorzystywać pasy terenu przewidzianego na ciągi komunikacji kołowej, kolejowej czy też pieszej.

Pasy zieleni stanowiąc strefy ochronne rozdzielają w pewnym sensie kombinat na poszczególne działnice. Znakomicie nadają się dla celów geodezyjnych [1,3].

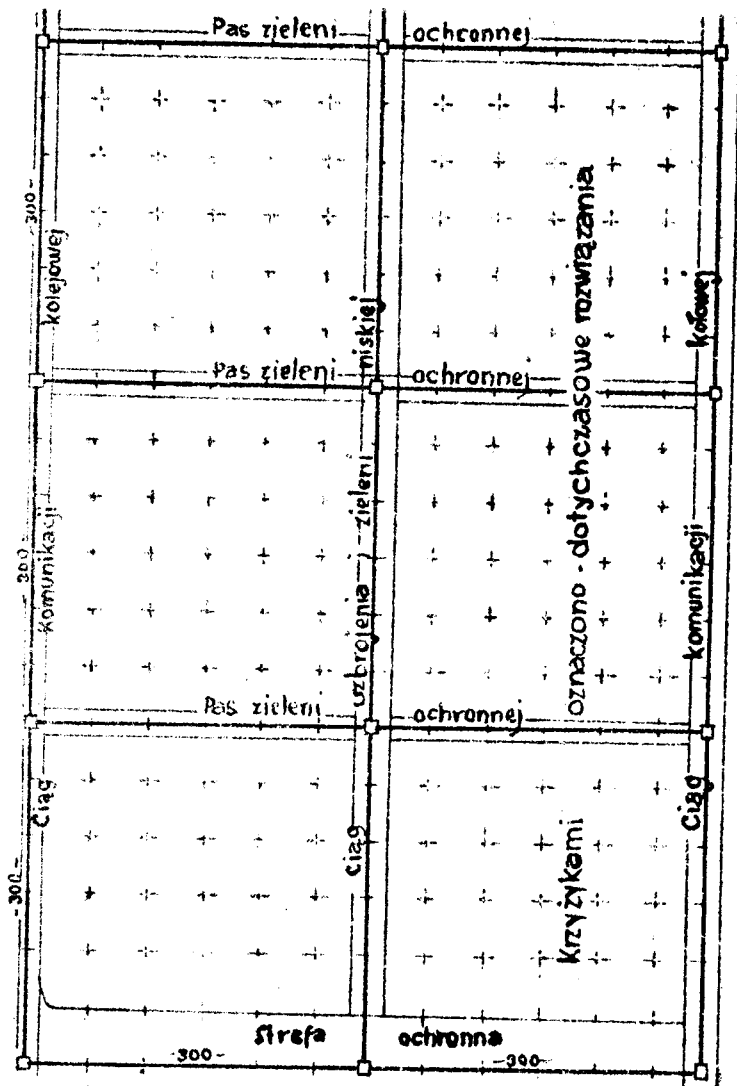
Łatwo zauważyć, że zamiast dotychczas stabilizowanych 49 punktów siatki stumetrowej, utrwała się tylko 9 punktów zajmując obszar 36 ha. Dla uzyskania oczekiwanych korzyści należy postawić warunek, że 9 punktów osnowy podstawowej nie może być zniszczonych w okresie budowy.

Na etapie projektowania ustalić należy kryteria dokładności dla poszczególnych rodzajów osnów.

Dokładność tyczenia uzależniona jest głównie od rodzaju budowli, jej przeznaczenia funkcjonalnego, wymagań bezpieczeństwa, wyglądu estetycznego zakładu czy osiedla i związanych z tym klas dokładności montażu.

Zarysowuje się następujący podział:

- grupa obiektów ukształtowanych przestrzennie, w których trzy wymiary główne mają z punktu widzenia tyczenia jednakowe znaczenie,
- grupa obiektów ukształtowana liniowo, a więc drogi komunikacji wewnętrznej, sieć uzbrojenia nad- i podziemnego,



Rys. 3. Osnowa podstawowa na obszarze kombinatu fabrycznego

-- grupa urządzeń fabrycznych jak: zespoły maszyn, dźwigarów, suwnic, pieców obrotowych, transporterów i innych urządzeń, dla których montaż wymaga różnego i często bardzo wysokiego stopnia dokładności tyczenia.

3.1. Realizacyjna siatka podstawowa

Zgodnie z zatwierdzonym projektem osnowy wynosi się siatkę na grunt i następnie utrwała słupami betonowymi uzbrojonymi w główce metalowe. Swobodny sposób projektowania małej architektury, charakteryzujący się dążnością do równania rzeźby terenu do możliwie poziomej płaszczyzny jest źródłem intensywnych robót ziemnych.

W tej sytuacji nieuzasadnionym ekonomicznie jest wynoszenie w teren siatki podstawowej z przewidzianą dużą dokładnością [4]. Trasowanie powinno się prowadzić kolejno w dwu etapach. Pierwszego tyczenia dokonuje się z małą dokładnością - 1:500. Obszar gruntu położony w promieniu kilku metrów od wyznaczonych w ten sposób naroży siatki powinien być zniwelowany do wysokości projektowej ukształtowania terenu.

Dopiero na tak przygotowanym miejscu wyznacza się ponownie naroża siatki z pełną wymaganą dokładnością rzędu 1:30 000, czy też 1:40 000.

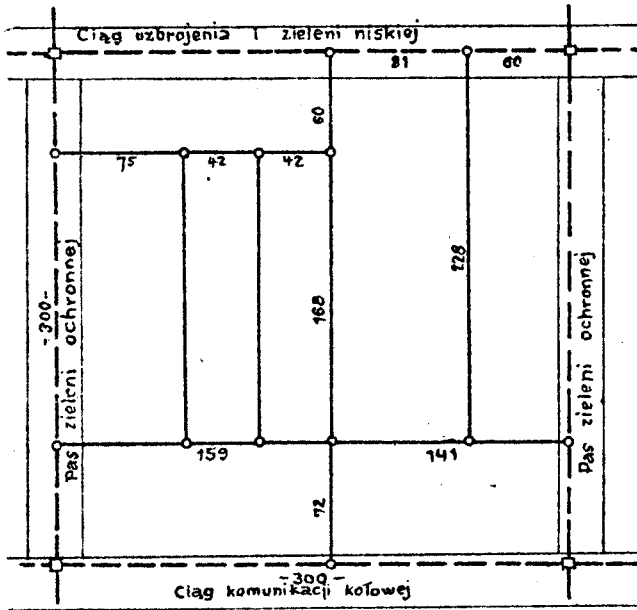
Ponieważ te kilka, czy kilkanaście punktów siatki zostało zlokalizowanych i uzgodnionych na szczeblu projektanta, w miejscach wolnych od podstawowych prac budowlanych i nie przewidzianych na składnicę materiałów budowlanych, istnieje prawdopodobieństwo przetrwania słupów betonowych siatki w okresie budowy, które wg rozeznania autora wynosi $P_{\text{minimum}} = 0,95$.

Zwiększenie pewności przetrwania uzyskujemy przez wykonanie kolorowego ogrodzenia ochronnego wysokości 1 metra. W ten sposób zabezpieczamy przed bezmyślną dewastacją.

Każde 9 ha budowy będzie uzbrojone geodezyjnie czterema punktami siatki podstawowej, stanowiącej bazę wyjściową do nawiązania i wyznaczania na gruncie siatki lokalizacyjnej.

3.2. Realizacyjna osnowa lokalizacyjna

Konstrukcja tej osnowy jest uzależniona od rodzaju grupy obiektów fabrycznych. I tak dla budowli liniowych osnowę stanowią ciągi poligonizacji technicznej bądź sytuacji, czy nawet linie pomiarowe.



Rys.4. Realizacyjna osnowa lokalizacyjna

Grupa obiektów o charakterze powierzchniowym tyczona będzie z siatki modularnej, jaką utworzy optymalnie dobrana sieć kwadratów, czy prostokątów wypełniających poszczególne oczka podstawowej siatki realizacyjnej.

W pierwszej kolejności wyznacza się prowizoryczną osnowę lokalizacyjną o dokładności wystarczającej dla prowadzenia robót ziemnych. W miarę postępu tych prac ziemnych ponownie wyznacza się osnowę lokalizacyjną, ale już z dokładnością przewidzianą dla osnowy szczegółowej, z której przystępuje się do usytuowania osnowy szczegółowej, bądź do bezpośredniego tyczenia budynków.

W związku z takim rozwiązaniem osnowy niepotrzebne jest stabilizowanie punktów siatki lokalizacyjnej masywnymi słupami betono -

wymi. W zależności od warunków terenowych i wymagań technicznych wystarczy punkty tej osnowy utrwalać prowizorycznie /paliki, rurki żelazne, nacięcia na włazach itp./

Osnowa lokalizacyjna ma charakter przejściowy i z chwilą u-sytuowania położenia realizacyjnej osnowy szczegółowej w przy-jętym układzie odniesienia dla siatki podstawowej, zagadnienie trwałości punktów osnowy lokalizacyjnej staje się bezprzedmioto-we.

3.3. Realizacyjna osnowa szczegółowa

Osnowa ta jest środkiem technicznym przystosowanym do ty-czenia budowli i jej szczegółów.

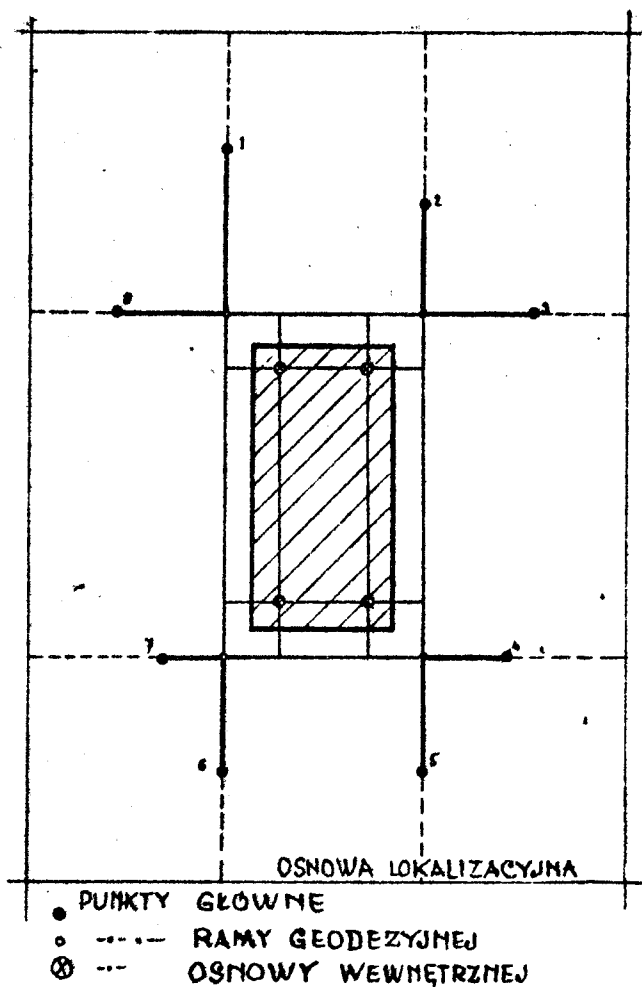
Najprzydatniejszym kształtem tej osnowy jest układ poziomych linii równoległych do pionowach płaszczyzn konstrukcyjnych wzno-szonego budynku, względnie znajdujących się w tych płaszczyz-nach. Ze względu na ułatwienie prowadzenia obserwacji i dostęp do zabudowanych w międzyczasie fragmentów budowli, rozróżnia się układ powiązanych ze sobą osnów: zewnętrznej i wewnętrznej.

Ze stanowisk obserwacyjnych osnowy zewnętrznej prowadzi się prze-noszenie osi konstrukcji na poszczególne kondygnacje metodą stałej prostej, czy metodą rzutowania.

W miarę postępu robót korzysta się ze stanowisk osnowy wewnętrznej stosując metodę pionowania i metodą biegunową. Poza tym za-kłada się wewnątrz budowli specjalnego rodzaju osnowę do tycze-nia położenia maszyn czy urządzeń.

Jednym z podstawowych warunków uzyskania efektów tyczenia w granicach określonych tolerancji jest stałość punktów obserwa-cyjnych osnowy. Dlatego punkty tej osnowy muszą być starannie utrwalone i zabezpieczone dodatkową osnową kontrolną .

Wynikiem współdziałania z kierownictwem budowy będzie ustalenie 8 miejsc nie narażonych na zwiększenie z jednoczesnym zapewnie-niem 4 wizur wolnych od przeszkód. Dalsze punkty tworzą osnowę zewnętrzną /rama geodezyjna/ o rozmaitej stabilizacji. Punkty te są przewidziane jako krótkotrwałe na czas tyczenia niższych par-tii /kondygnacji/ budynku i założenia osnowy wewnętrznej. Nato-miast wspomniane 8 punktów głównych jest bazą oparcia dla ramy geodezyjnej w sensie jej wyznaczenia i zabezpieczenia trwałości, jest także pomocne przy tyczeniu wyższych partii budynku, a poza tymi wchodzi do specjalnej sieci geodezyjnej, której zadaniem



Rys.5. Realizacyjna osnowa szczegółowa

jest pomiar wielkości przemieszczeń nowej budowli w układzie przestrzennym.

Stąd powstaje konieczność długotrwałości tych punktów nie tylko w okresie budowy, lecz i w czasie późniejszym, to jest w okresie produkcyjnym inwestycji.

LITERATURA

1. Czarnecki W.: Zagadnienie kształtowania dzielnicy przemysłowej miasta średniej wielkości. Zeszyty Naukowe (27) Budownictwo /5/. Akademia Techniczno-Rolnicza w Bydgoszczy 1976
2. Czarnecki W., Kwiecień W.: Studia nad możliwością koordynacji geodezyjnej siatki realizacyjnej z modułem stosowanym w budownictwie przemysłowym. Przegląd Geodezyjny 8, s.319, 1974
3. Przegląd Techniczny 37, s.6, 1974
4. Szota B.: Prace geodezyjne przy budowie Huty Katowice, Przegląd Geodezyjny 10, s.411, 1976

СЕТКИ РЕАЛИЗОВАННЫЕ В АСПЕКТЕ ПРОЧНОСТИ ИХ В ПЕРИОД СТРОЙКИ

В статье обсуждена проблема реализованной основы. Обобщая, следует заметить, что горизонтальную основу реализуем в следующих этапах:

- разработка проекта главной основы с подачей точности для всей сети,
- временное а затем конечное вынесение главной основы на грунт,
- трассирование фрагментов локализованной основы по ходу стройки,
- определение и расширение подробной основы.

Простота и устойчивость с одновременной эластичностью конструкций реализованной основы обеспечивает её пригодность в любой период стройки. Простая ориентировка на стройплощадке с возможностью выполнения необходимых проверяющих правильность проводимых операций трассирования расчетов, обеспечивает с экономическо-технической точки зрения полную эффективность измерений.

THE REALIZATION NETWORK IN THE ASPECT OF THEIR DURABILITY
DURING THE BUILDING TIME

The problem of the realization warp has been discussed in this article. To generalize, it must be stated that a horizontal warp has been achieved at the following stages.

- establishment of the project of a basic warp with the exactitudes for the whole network,
- temporary and the next final upheval of the basic warp on to the ground,
- lay out some of the parts of the site warp as the need of the building development arises,
- demarcation and rebuilding of the detailed warp.

Simplicity, stability and at the same time flexibility of the realization structure warp make its usability during any time of building. The facility of discernment at the building site with the possibility of making the necessary calculations checking the correctness of lay out operations, ensures the full efficiency of measurements.

Jan Gadomski

BADANIE DOKŁADNOŚCI MONTAŻU KONSTRUKCJI PREFABRYKOWANYCH
W OPARCIU O POMIARY GEODEZYJNE

W pracy przedstawiono możliwości wykorzystania analizy wariancyjnej do oceny dokładności montażu konstrukcji z elementów prefabrykowanych. Zadaniem takiej analizy jest wykrycie wpływu błędów systematycznych na wielkość odchyłek montażowych. Przytoczono również dwuczynnikową analizę wariancyjną z przykładem liczbowym.

Dokładność realizacji budynku określa się miarą zgodności jego siatek geometrycznych; zrealizowanej i projektowanej. Ocenę stopnia zgodności usytuowania elementów prefabrykowanych z projektowaną siatką geometryczną przeprowadza się w oparciu o geodezyjne powykonawcze pomiary kontrolne. W wyniku tych pomiarów uzyskuje się odchyłki ΔX .

ΔY , ΔZ położenia prefabrykatów konstrukcyjnych. Pomiar wykonywane w czasie montażu mają na celu niedopuszczenie, aby odchyłki te były większe od wartości dopuszczalnych, ustalonych w instrukcjach.

Stwierdzone przez geodetów odchyłki są analizowane przez specjalistów w ramach tzw. interpretacji branżowej. Ostatnio coraz częściej poruszana jest również w literaturze geodezyjnej problematyka interpretacji wyników z pomiarów inwentaryzacyjnych. Celem tej interpretacji jest poznanie przyczyn powstawania odchyłek. Wiąże to się z tendencją do wprowadzania nowych materiałów budowlanych, konstrukcji o skomplikowanych schematach statycznych oraz oszczędniejszego projektowania. Pociąga to za sobą ciągłe obniżenie współczynników bezpieczeństwa, natomiast zwiększa wymagania co do dokładności montażu w celu zapewnienia prawidłowej pracy konstrukcji.

Zakładając, że poszczególne błędy popełnione przy montażu są niezależne i mają charakter błędów przypadkowych, można określić średnie odchylenie wzdłuż osi x lub y .

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n \Delta x^2} \quad , \quad \sigma_y = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n \Delta y^2}$$

gdzie:

σ_x, σ_y - średnie odchylenie wzdłuż osi x lub y ,
 $\Delta x, \Delta y$ - pomierzone odchyłki wzdłuż osi x lub y ,
 n - liczba obserwacji.

Określenie wielkości odchyłek σ_x i σ_y pozwala zorientować się o jakości wykonywanych prac budowlano-montażowych.

W praktyce ważne znaczenie ma kierunek, wzdłuż którego błąd położenia węzła osiąga ekstremalną wielkość. Dla pełnego scharakteryzowania dokładności położenia węzła w przestrzeni zaleca się stosować elipsoidy błędów [4]. Autor proponuje wyznaczenie elipsoidy błędów dla n - węzłów. Otrzymane wielkości osi elipsoidy oraz kąty ich obrotu w stosunku do wyjściowego przestrzennego układu współrzę -

drych są uzależnione od metodyki i dokładności prowadzenia operacji montażowych. Chcąc uzyskać zmianę kątów obrotu osi należy wprowadzić korektę całego procesu technologicznego wznoszenia obiektu, a w szczególności [4]:

- zwiększyć dokładność geodezyjnych prac wyniesienia,
- zwiększyć dokładność przygotowania elementów,
- zmienić metodykę montażu.

Możliwości takie z teoretycznego punktu widzenia istnieją. Stosowanie elipsoid w praktyce jest trudne. Trudności te wiążą się z tym, że czynniki składowe błędów montażu nie są czynnikami wydzielonymi. Występują one łącznie i znajdują się w złożonym współdziałaniu ze sobą oraz mają swój specyficzny charakter dla każdego typu konstrukcji. Poza tym, aby elipsoidy błędów mogły spełniać rolę korygującą, należy ustalić wpływ poszczególnych czynników na obrót osi elipsoidy w odniesieniu do różnych typów konstrukcji.

Inną trudnością ograniczającą stosowalność elipsoid błędów jest charakter rozkładu odchyłek montażowych.

To co powiedziano o elipsoidach jest słuszne przy założeniu, że odchyłki ΔX , ΔY , ΔZ podlegają rozkładowi normalnemu. Na podstawie przeprowadzonych wielu badań można przyjąć, że odchyłki ΔX i ΔY mają rozkład normalny, natomiast odchyłki ΔZ odbiegają od tego rozkładu i charakteryzują się cechami zbliżonymi do rozkładu równomiernego.

Rozwój techniki pozwolił znacznie zmniejszyć wpływ błędów o charakterze przypadkowym. W stosunku do nich wzrosło znaczenie błędów o charakterze systematycznym. Wykazanie błędów systematycznych w szeregach odchyłek montażowych i ich wpływu, postawi konstruktorów i geodetów przed koniecznością dokonania korekty procesów wyniesienia elementów geodezyjnych i montażu lub obracowania nowej metodyki prac budowlano-montażowych i geodezyjnych.

Błędy procesów technologicznych znajdują się w złożonej zależności współdziałań ze sobą, a wynikiem ich jednoczesnego wpływu są odchyłki montażowe. W związku z tym, w ce-

lu badania pojedynczych procesów niezbędne jest wydzielenie ich i określenie prawidłowości rządzących nimi. Ustalenie stopnia wpływu tego lub innego czynnika na błąd ogólny Δ położenia węzła można uzyskać drogą prowadzenia prac eksperymentalnych.

Podobny efekt uzyskuje się poprzez odpowiednie opracowanie wyników pomiarów inwentaryzacyjno-kontrolnych budowli. Do tego typu opracowania korzystne jest zastosowanie metody analizy wariacyjnej. Polega ona na podziale wariancji wszystkich wyników na niezależne składniki odpowiadające czynnikom powodującym zmienność położenia węzła. Dzięki takiemu podziałowi można stwierdzić działania badanych czynników za pomocą testów F.

Rozpatrzenie przypadku klasyfikacji podwójnej z jedną obserwacją w każdej podklasie.

Wyniki pomiarów przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1

		Czynnik B				Suma wierszowa $x_{.j}$
		Poziomy czynnik B				
		1	2	...	b	
Czynnik A Poziomy czynnik A	1	x_{11}	x_{12}	...	x_{1b}	$x_{1.}$
	2	x_{21}	x_{22}	...	x_{2b}	$x_{2.}$

	a	x_{a1}	x_{a2}	...	x_{ab}	$x_{a.}$
	Suma kolumnowa	$x_{.j}$	$x_{.1}$	$x_{.2}$...	$x_{.b}$

Schemat analizy wariacji w przypadku klasyfikacji pod

wójnej z jedną obserwacją w każdej podklasie (tablica 2)
 W analizie tej udawadnia się, że jeżeli

$$\frac{MQ_A}{MQ_R} < F_{\alpha}(f_A, f_R) \quad ; \quad \frac{MQ_B}{MQ_R} < F_{\alpha}(f_B, f_R)$$

to z zadanyą prawdopodobieństwem popełnienia błędu α hipotezy o równości środków rozkładów względem odpowiednich czynników będą prawdziwe.

W przypadku, kiedy

$$\frac{MQ_A}{MQ_R} > F_{\alpha}(f_A, f_R) \quad ; \quad \frac{MQ_B}{MQ_R} > F_{\alpha}(f_A, f_R)$$

hipotezy o równości odrzucamy, ponieważ nierówności te ujawniają systematyczne różnice między środkami rozkładów.
 Przykład

W literaturze często poruszany jest problem wzrostu wielkości odchyłek wraz ze wzrostem ilości kondygnacji jak również ze wzrostem ilości pionów. W tablicy 3 podane są wielkości przesunięć płyt górnej kondygnacji w stosunku do płyt dolnej kondygnacji (Δp).
 Zgodnie z tablicą 3 obliczono następujące sumy kwadratów:

$$SQ_A = \frac{6800}{10} - \frac{246^2}{11 \cdot 10} = 129,9 \quad ; \quad SQ_B = \frac{6813}{11} - \frac{246^2}{11 \cdot 10} = 68,2$$

$$SQ_{\text{reszt}} = 1194 - 630,0 - 619,3 + 550,1 = 444,8$$

$$SQ_{\text{całk}} = 1194 - 550,1 = 643,9$$

Tablica wariancji wygląda następująco:

Tabela 2

Wzrost miernik	Suma kwadratów SQ	Stopnie swobody Fg	Wariancja empir. MQ	Kryterium F
Czynnik A	$SQ_A = \sum_{i=1}^a \frac{x_i^2}{b} - \frac{x^2}{ab}$	$f_A = a-1$	$MQ_A = \frac{SQ_A}{f_A}$	$\frac{MQ_A}{MQ_B}$
Czynnik B	$SQ_B = \sum_{j=1}^b \frac{x_j^2}{a} - \frac{x^2}{ab}$	$f_B = b-1$	$MQ_B = \frac{SQ_B}{f_B}$	$\frac{MQ_B}{MQ_A}$
Wzrost elastycz- nosc	$SQ_{rest} = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \frac{x_{ij}^2}{ab} - \sum_{i=1}^a \frac{x_i^2}{b} - \sum_{j=1}^b \frac{x_j^2}{a} + \frac{x^2}{ab}$	$f_R = (a-1)(b-1)$	$MQ_R = \frac{SQ_R}{f_R}$	
	$SQ_{castr} = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \frac{x_{ij}^2}{ab} - \frac{x^2}{ab}$	$a \cdot b - 1$		

Tabela 3

Nr. pom. kond.	F. pom.											$\Sigma \Delta p$	$(\Sigma \Delta p)^2$	$\Sigma \Delta p^2$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\Sigma \Delta p$			
1	4	0	3	8	0	0	0	5	0	5	25	625	139	
2	2	0	2	7	4	2	0	0	0	5	24	576	106	
3	0	4	3	4	3	0	1	0	0	4	21	441	83	
4	3	6	0	0	4	1	3	1	5	1	24	576	98	
5	1	2	0	0	0	0	2	2	4	0	11	121	29	
6	2	9	0	7	0	0	0	2	3	0	49	2401	383	
7	0	3	0	6	6	3	8	0	3	0	31	961	179	
8	0	1	0	3	2	5	3	1	0	16	256	50		
9	0	1	2	3	4	5	4	3	2	1	25	625	85	
10	2	2	2	0	0	0	0	2	2	0	13	169	29	
11	2	0	0	1	2	1	0	0	0	1	7	49	11	
$\Sigma \Delta p$	16	30	12	39	33	28	33	16	22	17	246	6800		
$(\Sigma \Delta p)^2$	256	900	144	1521	1089	784	1089	256	484	289		6817		
$\Sigma \Delta p^2$	42	168	30	233	153	186	193	48	72	69			1194	

Tablica 4

SQ	f _B	MQ	P	F z tablic	
				F _{0,05}	F _{0,01}
SQ _A = 129,9	f _A = 10	12,99	2,65	2,53	1,94
SQ _B = 69,2	f _B = 9	7,69	1,68	2,62	1,98
SQ _{reszt} = 444,8	f _R = 90	4,94			
SQ _{cażk} = 643,9	109				

Z tablicy widać, że dla pierwszego przypadku granice krytyczne zostały przekroczone i w związku z tym hipotezę o równości środków rozkładów należy odrzucić. Można twierdzić, że odchyłki na różnych kondygnacjach charakteryzują się różną jakością, a wynika to z wpływu błędów systematycznych. Dla dalszej analizy błędów systematycznych, np. dla zbadania miary systematycznych zmian dla poszczególnych kondygnacji należy posłużyć się odpowiednimi metodami statystycznymi.

Zastosowanie wieloczynnikowej analizy wariancyjnej do opracowania dużej ilości obserwacji winno pozwolić na uzyskanie pełniejszej i pełnowartościowej oceny dokładności montażu.

LITERATURA

1. Ahrens H.: Analiza wariancji. PWN. Warszawa 1970
2. Przewłocki S.: Dokładność pomiarów przy montażu budowli z prefabrykatów. Arkady. Warszawa 1971
3. Smirnow N.W., Dunin Barkowski I.W.: Kurs rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej. PWN. Warszawa 1973
4. Wojtienko S.P.: Rasčet tocznosti prostranstwennowo polożeniya uzłow sbornych сооруženij. Inżynierskaja gieodezija, 10. Kijew 1972

ИССЛЕДОВАНИЕ ТОЧНОСТИ МОНТАЖА СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ИСХОДЯ ИЗ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

В работе представлены возможности использования дисперсионного анализа для оценки точности монтажа конструкции из сборных элементов. Задачей такого анализа является обнаруживание влияния систематических ошибок на величину монтажных отклонений. Дан тоже дисперсионный анализ с двумя факторами с численным примером.

THE PRECISION TEST OF THE ASSEMBLY OF PREFABRICATED CONSTRUCTIONS BASED UPON SURVEYINGS

The possibilities of making use of the variance analysis for the estimation of the precision of the assembly of prefabricated constructions based upon surveyings have been present in this work. The task of such analysis is to detect the effect of systematic errors on the quantity of assembly deviations. The two-factor variance analysis with a numerical example has also been given here.

Janusz Kwiecień

O MOŻLIWOŚCIACH ZASTOSOWANIA GEODEZYJNYCH URZĄDZEŃ LASEROWYCH W POMIARACH PRZEMIESZCZEŃ

W artykule przedstawiono propozycje pomiaru odkształceń konstrukcji budowlanych przy użyciu lasera. Podano metody pomiaru bezpośredniego linii wtyczeniowej i przy pomocy siatki dyfrakcyjnej. Przeprowadzona wstępna analiza dokładności wyznaczania linii odniesienia wykazała przydatność geodezyjnych urządzeń laserowych z uwagi na szybkość i automatyzację pomiaru.

1. Wstęp.

Technika laserowa stanowi praktyczne wykorzystanie wielu dziedzin nauki i techniki, a przede wszystkim najnowszej z nauk - elektroniki kwantowej.

W systemach laserowych wartość laserów stanowi średnio 10% wartości urządzeń, reszta to koszty podzespołów: elektroniki, optyki, zasilania, mechaniki precyzyjnej itp. Jednakże lasery są w tych urządzeniach zespołami podstawowymi.

W ciągu lat, które upłynęły od uruchomienia pierwszych laserów na świecie opracowano, uruchomiono i rozpoczęto produkcję setek typów i rodzajów laserów o bogatym wachlarzu zastosowań.

Technika laserowa w geodezji jest stosowana w konstrukcji laserowych instrumentów geodezyjnych takich jak: teodolity, niwelatory, pionowniki i dalmierze laserowe. Przy pomocy tych urządzeń możemy wykonać wiele zadań wchodzących w zakres geodezyjnej obsługi budownictwa, przemysłu i innych dziedzin.

W Zakładzie Geodezji Instytutu Budownictwa Lądowego podjęto badania nad zastosowaniem pewnych metod wyznaczania przemiesz-

czeń i odkształceń wydłużonych konstrukcji budowlanych przy pomocy lasera.

Przeprowadzone pierwsze próby adaptacji aparatury laserowej do tego typu pomiarów wykazały wiele zalet tych urządzeń, do których należy zaliczyć przede wszystkim szybkość i automatyzację pomiaru.

Obecnie prowadzi się badania nad określeniem dokładności tych metod w różnych warunkach atmosferycznych.

2. Określenie wielkości odkształceń i przemieszczeń wydłużonych konstrukcji budowlanych przy pomocy lasera

Pomiary odchylen od linii odniesienia są często stosowane przy określaniu odkształceń i przemieszczeń konstrukcji budowlanych takich jak: mosty, belki i tory podsuwnicowe, zapory wodne, piece obrotowe i inne [5].

Wytyczenie linii odniesienia przy pomocy laserów może być uzyskane w sposób następujący [3]:

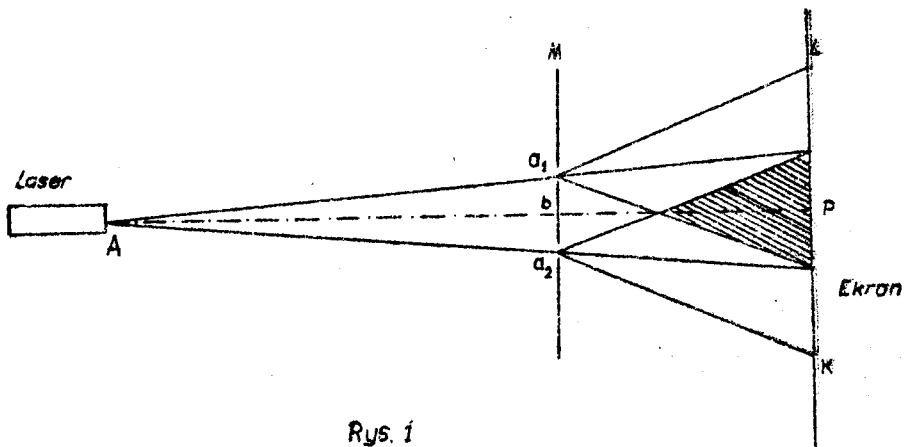
- metodą bezpośrednią, w której oś energii wiązki promieniowania laserowego służy jako linia odniesienia,
- metodą dyfrakcyjną, w której linia odniesienia jest linią łączącą punktowe źródło światła, geometryczny środek przesłony ze szczelinami dyfrakcyjnymi i środek interferencyjnego obrazu przesłony utworzonego na końcu linii wytyczeniowej,
- metodą interferencyjną przy użyciu przyzmatów Kostersa.

2.1. Dyfrakcyjna metoda wytyczeniowa

Metoda ta początkowo nie znalazła szerokiego zastosowania w praktyce z uwagi na brak odpowiednich źródeł światła spójnego. Dopiero w momencie pojawienia się laserów powstała możliwość ich wykorzystania. Wykorzystano również zjawisko dyfrakcji. Próby zastosowania tej właśnie metody przeprowadza się w Zakładzie Geodezji IBL.

Zasada metody dyfrakcyjnej pokazana jest na rys. 1. Linia odniesienia jest wyznaczona następującymi trzema punktami:

- A - środek kołowej apertury /punktowe źródło światła/
- P - geometryczny środek obrazu dyfrakcyjnego utworzonego na ekranie z zaznaczonym wskaźnikiem centrowania /np. krzyż/
- b - geometryczny środek siatki dyfrakcyjnej



Rys. 1

Promieniowanie laserowe służy w tej metodzie jedynie jako intensywne światło monochromatyczne, które wytwarza punktowe źródło światła na aperturze. Wiązka światła laserowego zostaje przepuszczona przez szczeliny przesłony M a_1 i a_2 , które są źródłem drgań wzbudzanych tego promieniowania. Wychodząc ze szczelin, dwie rozbieżne wiązki światła interferują, dzięki czemu w płaszczyźnie ekranu L powstaje widmo składające się szeregu prążków. Przemieszczenie przesłony M umieszczonej na konstrukcji w kierunku prostopadłym do linii AP powoduje przesuwanie się widma interferencyjnego względem wskaźnika na ekranie.

3. Pomiar przemieszczeń pionowych i częstości drgań przęsła konstrukcji mostowej

Cele badań mostów pod obciążeniem dynamicznym są szersze od celów pomiarów przeprowadzanych pod obciążeniem statycznym. Badania dynamiczne umożliwiają dostarczenie danych wyjściowych do projektowania mostów na podstawie analizy dynamicznej, uwzględniającej bardziej zbliżone do rzeczywistości zachowanie się konstrukcji pod występującymi obciążeniami zmiennymi.

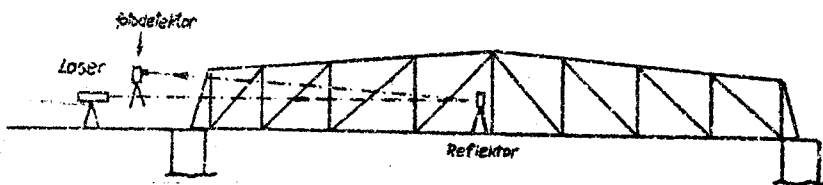
Zastosowanie lasera przy tego typu pomiarach pozwala na automatyczną rejestrację zachowania się przęsła. Proponowane poniżej metody pomiaru ugięć pionowych i drgań przęsła konstruk-

cji mostowej są w trakcie badań polowych w Zakładzie Geodezji.

3.1. Metoda bezpośrednia pomiaru ugięć i drgań

Zestaw przyrządów pomiarowych w tej metodzie powinien zawierać:

- 1/ Geodezyjny laser typu He - Ne na statywie
- 2/ Retroreflektor odbijający wiązkę laserową / na statywie/
- 3/ Fotodetektor odbierający odbitą wiązkę / na statywie/
- 4/ Scyntylator /samopiszący rejestrator drgań i ugięć/

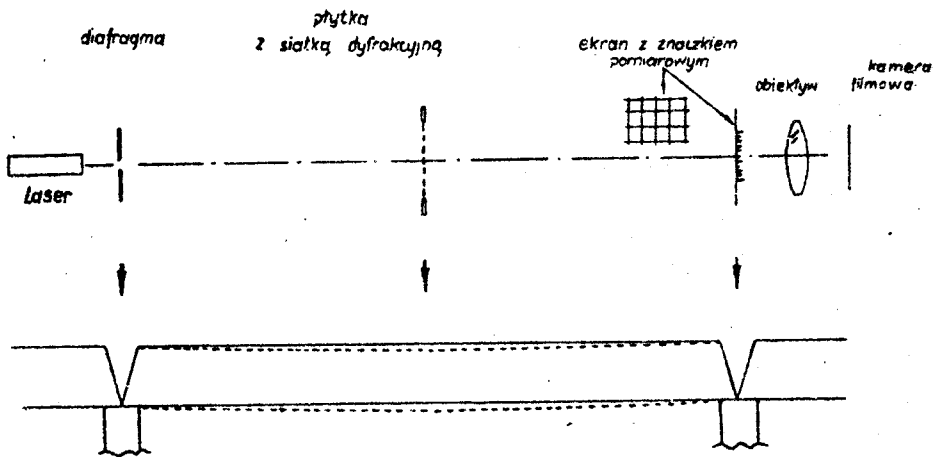


Rys.2. Pomiar odkształceń metodą bezpośrednią

Laser ustawiamy na przyczółku lub sąsiednim przęśle badanego mostu /rys.2/ i kierujemy jego wiązkę na retroreflektor umieszczony na konstrukcji przęsła lub statywie. Odbita wiązka od retroreflektora wraca do fotodetektora połączonego z urządzeniem samopiszącym /może być scyntylator/. Każda zmiana położenia retroreflektora w kierunku pionowym powoduje przesunięcie wiązki laserowej wpadającej w fotodetektor. Zmiany natężenia promieniowania w odbiorniku fotodetektora są przekazywane automatycznie do rejestratora samopiszącego.

3.2. Metoda dyfrakcyjna pomiaru ugięć i drgań

Schemat pomiaru tą metodą pokazuje rysunek 3. Rejestracja przemieszczeń obrazu dyfrakcyjnego może być wykonana przy pomocy kamery filmowej lub specjalnego diodowego fotodetektora z rejestracją graficzną. Zaletą tej metody jest nieczułość systemu na zmiany kierunkowe wyjściowego promieniowania laserowego spowodowanego turbulencją powietrza /wirowość powietrza/.



Rys.3. Pomiar odkształceń metodą dyfrakcyjną

4. Wstępna ocena dokładności wyznaczenia linii odniesienia

Próbne badania autora i innych nad wyznaczeniem prostej odniesienia przy pomocy lasera przedstawia tabela 1.

Tabela 1

Metoda pomiaru	Wyznaczenie centrum osi wiązki promieniowania	Średni błąd wyznaczenia prostej mm	Zródło informacji
bezpośrednia	ocena środka wiązki "nieuzbrojonym" okiem przez obserwatora	$\pm 1 \div \pm 3$	badanie własne
bezpośrednia	fotograficzna rejestracja wiązki	± 1	literatura [3]
bezpośrednia	fotodetekcyjna rejestracja	$\pm 0.01 + 0.1$	literatura [1] [2] [3]
dyfrakcyjna	ocena środka wiązki "nieuzbrojonym" okiem	$\pm 0.1 + \pm 0.5$	badanie własne

5. Wniosek

Przedstawione propozycje pomiaru odkształceń konstrukcji budowlanych przy pomocy lasera w wyniku wstępnie przeprowadzonych badań potwierdziły słuszność stosowania tych metod oraz prowadzenia dalszych badań nad zastosowaniem ich w praktyce.

LITERATURA

1. Ahmed F. New laser Instruments and New Methods for Mine Orientation Surveys, 1971
2. Chrzanowski A. Ahmed F.: Alignment Surveys in a Turbulent Atmosphere using Laser, 1974
3. Chrzanowski A., Jarzymowski: Precision Alignment Methods in Deformation Measurements Using Laser. Międzynarodowe Sympozjum - Pomiaru Odkształceń Metodami Geodezyjnymi, Kraków 1975
4. Klejman : Lasery. PWN Warszawa 1974
5. Kwiecień J.: Wyznaczanie odkształceń konstrukcji budowlanych metodami geodezyjnymi. Maszynopis. Sympozjum z okazji "Dni Budowlanych", WSI Bydgoszcz 1973
6. Wyrębski W.: Lasery - Właściwości Budowa Zastosowania 1973
7. Pachuta S., Kościeleski R.: Uniwersalny laserowy instrument geodezyjny. ULIG KP-4 Przegląd Geodezyjny nr 4, 1975

О ВОЗМОЖНОСТЯХ ПРИМЕНЕНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ЛАЗЕРНЫХ
УСТРОЙСТВ В ИЗМЕРЕНИЯХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

В статье представлены предложения измерения деформаций строительных конструкций с помощью лазера. Даны методы непосредственного измерения трассировочной линии и с помощью дифракционной решетки. Проведен предварительный анализ точности определения базовой линии, который показал пригодность геодезических лазерных устройств, учитывая быстроту и автоматизацию измерений.

ABOUT THE POSSIBILITIES OF MAKING USE OF THE GEODETIC
LASER DEVICES IN THE SURVEYING OF DISPLACEMENTS

The suggestions of the surveying of building constructions deformations with the help of laser have been presented in this article. The methods of direct surveying of the and with the help of diffraction grating have been given here. The preliminary analysis of precision of determining of a reference line has shown the usability of the geodetic laser devices because of the speed and the automatization of the measurement.

Edmund Lubieniecki
Józef Strzelecki

SPRĘŻONE BELKI PODSUWNICOWE O PRZEKROJU
TRÓJKĄTNYM ZE STOPU ALUMINIUM

W referacie przedstawiono w zwięzłej formie najważniejsze zagadnienia z zakresu projektowania sprężonych belek podsuwnicowych o przekroju trójkątnym ze stopu aluminium, ze szczególnym uwzględnieniem charakterystyki geometrycznej przekroja.

Dzięki sprężeniu kablem w dolnej strefie belki uzyskuje się oszczędności materiałowe rzędu 15 + 20% w stosunku do belki niesprężonej, a tym samym i zmniejszenie ciężaru o wyżej wymienione wartości.

1. Wstęp

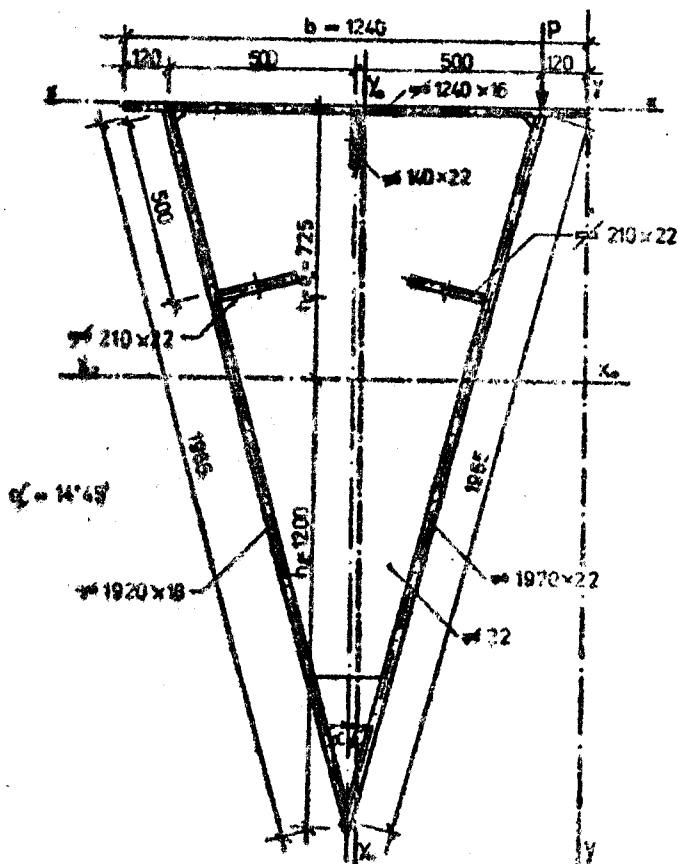
Ze względu na małą wytrzymałość czystego aluminium zastosowanie konstrukcyjne znajdują jedynie stopy. Wśród nich wyróżnić należy stopy: PA-3 i PA-4 oraz PA-6, PA-7 i PA-9/ w konstrukcjach silnie obciążonych/.

Przy obliczaniu dźwigara wykonanego ze stopu aluminium decyduje dla większych rozpiętości czynnik sztywności, a nie względy wytrzymałościowe, z uwagi na trzykrotnie mniejszy moduł sprężystości aluminium niż stali.

W literaturze krajowej brak jest danych dotyczących projektowania sprężonych aluminiowych belek podsuwnicowych o przekroju trójkątnym. Wskazuje to na potrzebę prowadzenia prac teoretycznych i doświadczalnych celem uzyskania danych odnośnie optymalnego projektowania tego typu konstrukcji.

2. Przyjęcie przekroju poprzecznego belki

Konstrukcja skrzynkowa z szyną umieszczoną nad jednym ze środników pozwala na poprawne wykorzystanie materiału. Wewnątrz belki można roznieść urządzenia mechaniczne i elektryczne, które zwykle umieszcza się na zewnątrz belki. Ustawienie szyny jezdnej nad grubszym środnikiem pozwala na wykorzystanie pasa górnego na komunikację. Nad drugim środnikiem należy wykonać balustradę. Pas górny spełnia jednocześnie rolę tężnika poziomego.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny belki niesprężonej

Zalecane wstępne wymiary dźwigara: szerokość pasa górnego w granicach $b=110-130$ cm. Z warunku stateczności obliczamy grubość środka g_2 . Dla średników stalowych z warunku stateczności smu - kłość średnika można przyjąć

$$100 \cdot g_2 \approx 0,75 h; \quad \lambda_{st} = \frac{h}{g_{st}} = \frac{100}{0,75} = 133; \quad \text{średnio } \lambda_{st} = 130$$

gdzie: $g_{st} = g_2$

oraz z zależności [5]

$$g_{al} = 1,44 g_{st} \quad (1)$$

ustalono zalecaną smukłość średników aluminiowych

$$\lambda_{al} = \frac{h}{g_{al}} = \frac{h}{g_{st} \cdot 1,44} = \frac{100}{0,75 \cdot 1,44} = 92,6;$$

średnio

$$\lambda_{al} = 92 \quad (2)$$

$$F_{sr} = h \cdot g_2 \cdot 2$$

ponieważ $\lambda = \lambda_{al} \cdot g_2$ więc $F_{sr} = \lambda_{al} \cdot g_2^2 \cdot 2 = 184 \cdot g_2^2$

wówczas

$$g_2 = \sqrt{\frac{F_{sr}}{184}} \quad (3)$$

gdzie: g_2 - grubość średnika, nad którym umieszczona jest szyna zwiększona co najmniej o 2 mm

g_1 - grubość średnika przeciwnego

F_{sr} - pole przekroju średnika

h - wysokość belki

Wysokość belki obliczamy wg wzoru [2]

$$h = - \beta \cdot F_p + \sqrt{\beta \cdot F_p^2 + 2 \beta \cdot \frac{M_{max}}{k}} \quad (4)$$

We wzorze tym

$$\beta = \frac{3}{g_1 + g_2} \cdot \frac{1 - \alpha}{1 - 3\alpha} \quad (5)$$

gdzie: α - współczynnik wg PN-64/B-03220 zależny od stosunku naprężeń krawędziowych

F_p - pole przekroju pasa górnego
 M_{max} - maksymalny moment zginający
 k - naprężenie dopuszczalne dla stopu aluminium

Występujący tu dwuosiowy stan naprężeń sprowadzamy do prostego zginania zwiększając wielkość momentu zginającego w płaszczyźnie $x-x$ o 25%. Takie powiększenie M_x odpowiada w dużym przybliżeniu wzrostowi naprężeń, z powodu działania M_y [2].

$$F_{sr} = (g_1 + g_2) \cdot h$$

$$F_{całk.} = F_p + F_{sr}$$

Współczynnik asymetrii ustalono z wielkości $A = \frac{h_d}{h_g} = 1,90 \div 2,00$,

natomiast współczynnik geometrycznej charakterystyki przekroju z warunku optymalizacji przekroju [2]

$$m = \frac{F_{sr}}{F_{całk.}} = 0,545 \div 0,550$$

3. Zasady obliczeniowe

3.1. Momenty zginające, siły poprzeczne i momenty skręcające

Wielkości statyczne obliczono według kojarzenia I, II i III [3]. Współczynniki dynamiczne natomiast przyjęto na podstawie opracowania CBKM [4].

Sumaryczne naprężenia normalne w pasie

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y \leq k \quad (6)$$

Maksymalne naprężenia tnące w ściankach belki od zginania w płaszczyźnie pionowej i skręcania

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_s = \frac{Q_x \cdot b_y}{J_x \cdot g_{4r}} + \frac{M_s}{2 F_z \cdot g_{4r}} \leq k_t \quad (7)$$

gdzie:

- F_z - przekrój obejmujący średnią linię zamkniętego profilu
 q_{sr} - grubość sumaryczna ścianek środka

3.2. Momenty bezwładności dźwigara

Momenty bezwładności obliczać należy przez zastosowanie wzorów na transformację przez obrót osi.

$$\begin{aligned} J_{x1} &= J_n \cdot \cos^2 \alpha + J_v \cdot \sin^2 \alpha - I_{nv} \cdot \sin^2 \alpha \\ J_{y1} &= J_n \cdot \sin^2 \alpha + J_v \cdot \cos^2 \alpha + I_{nv} \cdot \sin^2 \alpha \end{aligned} \quad (8)$$

oraz na transformację przez przesunięcie osi /twierdzenie Steiner/

$$\begin{aligned} J_{x0} &= J_{x1} + F \cdot a^2 \\ J_{y0} &= J_{y1} + F \cdot b^2 \end{aligned} \quad (9)$$

- gdzie: J_n, J_v - główne momenty bezwładności poszczególnych prostokątnych przekrojów
 I_{nv} - odśrodkowy moment bezwładności poszczególnych prostokątnych przekrojów równy zero
 J_{x1}, J_{y1} - momenty bezwładności poszczególnych przekrojów względem osi przechodzących przez ich środki ciężkości i równoległych do głównych osi bezwładności całego przekroju

Przy transformacji przez obrót, człony $J_v \cdot \cos^2 \alpha$ oraz $J_v \cdot \sin^2 \alpha$ są wartościami bardzo małymi, w związku z czym można je w obliczeniach pominąć. Wzory (8) przyjmują postać

$$\begin{aligned} J_{x1} &= J_n \cdot \cos^2 \alpha \\ J_{y1} &= J_n \cdot \sin^2 \alpha \end{aligned} \quad (10)$$

3.3. Naprężenia od skręcania i docisku kół suwnicy

Ponieważ wycinkowy moment bezwładności względem środka ścinania dla przekroju trójkątnego $J_{\omega} = 0$, oraz iloczyn $\mathcal{H} \geq 5$, dlatego zgodnie z zasadą Saint-Venanta bimomenty, a zatem i wycinkowe naprężenie styczne τ_{ω} można pominąć [5].

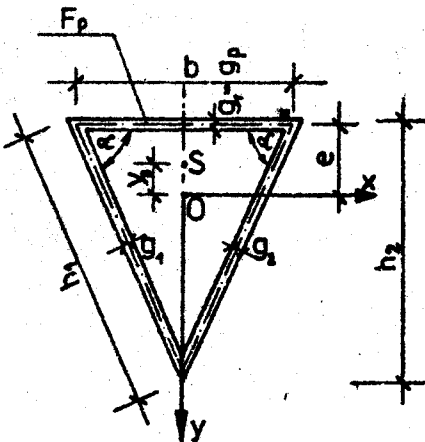
$$\text{gdzie: } \mathcal{H} = \sqrt{\frac{G \cdot J_S}{E \cdot J_{\omega}}} \mu \quad \text{oraz} \quad \mu = 1 - \frac{J_S}{J_k}$$

Pręt poddany jest więc skręcaniu swobodnemu i naprężenia styczne obliczamy według wzoru Bred'ta od swobodnego skręcania.

$$\tau = \frac{M_S}{2 \cdot F_w \cdot g} \leq k_t \quad (11)$$

- M_S - moment skręcający liczony względem środka ścinania
- J_S - moment bezwładności pręta przy swobodnym skręcaniu
- J_k - kierunkowy moment bezwładności
- μ - współczynnik dystorsji /zniekształcenia/

Współrzędne środka ścinania /rys.2/



Rys.2. Współrzędne środka ścinania

$$g_{sr} = \frac{g_1 + g_2}{2} \quad x_s = 0$$

$$y_s = \frac{b}{4} g_{sr} \frac{g_1 \cdot \cos \alpha + g_{sr} \cdot \cos \alpha / \tan \alpha}{g_1 \cdot \cos \alpha + g_{sr} / (g_1 + g_{sr} \cdot \cos \alpha)} \quad (12)$$

Naprężenia górnej krawędzi środka " grubego" od nacisku koła suwnicy

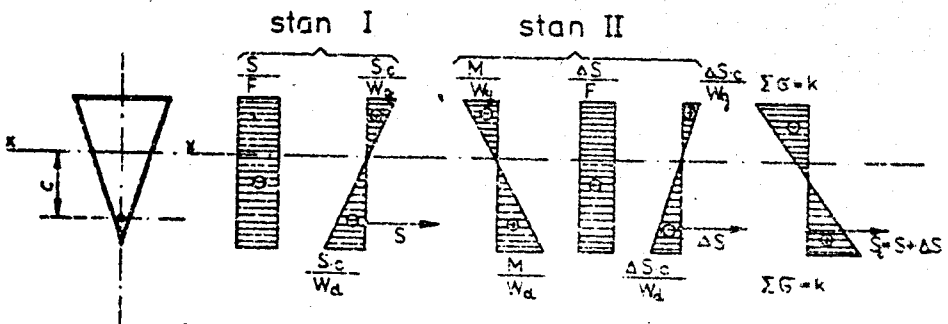
$$\sigma_d = \frac{P \cdot \psi \cdot M_1}{z \cdot g} \quad (13)$$

gdzie: $M_1 = 1$; h_{sz} - wysokość szyny
 z - obliczeniowa długość rozkładu nacisku koła suwnicy
 ψ - współczynnik dynamiczny /1,2/
 P - nacisk koła suwnicy

$$z = 2 \cdot h_{sz} + 3,25 \sqrt[3]{\frac{J_p}{g_2}} \quad (14)$$

3.4. Wstępne sprężenie dźwigarów

Sprężenie za pomocą cięgien związane jest z wprowadzeniem do przekroju mimośrodowej siły sprężającej, wywołującej moment sprężenia o znaku przeciwnym do momentu zginającego, wywołanego obciążeniem obliczeniowym. W zakresie sprężystym dźwigara powstają w przekrojach naprężenia od maksymalnego momentu zginającego dla dwóch stanów - podczas sprężania /stan I/ i eksploatacji /stan II/. Naprężenia normalne we włóknie górnym i dolnym sprawdzamy jak dla pręta ściśnianego mimośrodowo /rys.3 / [7]



Rys. 3

$$\sigma_{II} = \frac{\alpha_1 \cdot S}{F} + \frac{\alpha_1 \cdot S \cdot c}{W_{xd}} \leq R \quad (15)$$

$$\sigma_{II}/I = \frac{\alpha_1 \cdot S \cdot m_w}{F} + \frac{\alpha_1 \cdot S \cdot c}{W_{xd}} \leq 1,05 R \quad (16)$$

Napężenie w II fazie /eksploatacji/

Do przeniesienia obciążeń pozycmych względem osi y uwzględnia się cały przekrój belki z uwagi na dużą sztywność konturu i rozporowo-ściągowy wpływ łożysk.

$$\begin{aligned} \sigma = & - \frac{S_o \cdot m_w}{F} \pm \frac{H_r \cdot m_w}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \pm \frac{H_r \cdot c_x}{W_x} \pm \\ & \pm \frac{H_r \cdot c_y}{W_y} \pm \frac{S_o \cdot e_x}{W_x} \pm \frac{S_o \cdot e_y}{W_y} \leq 1,1 k \quad (17) \end{aligned}$$

gdzie: S, S_o - siła sprężająca i kolejno siła sprężająca powiększona o przyrost siły od ciężaru własnego i ruchomego

m_w - współczynnik wybożeniowy

H_p, H_r - siła pozioma prostopadła do toru i kolejno równoległa

c_x, c_y - rzędne odległości siły H_r od osi x i y

Dopuszczalną siłę sprężającą ustalono z warunku stateczności pasa dolnego

$$S = \frac{1,05 \cdot k \cdot F \cdot W_{xd}}{m_w \cdot W_{xd} + F \cdot c} \quad (18)$$

Kontrolowaną siłę sprężającą uwzględniającą straty opóźnione i doraźne, wyznaczamy ze wzorów

$$S_k = \frac{S}{0,95} + 4z \frac{F_c \cdot E_c}{l_c} + 1 \cdot \left[\frac{2j\alpha + \frac{j-1}{j}}{2k\alpha + j-1} \right] S \quad (19)$$

gdzie: $\alpha = \frac{EF}{E_c \cdot F_c}$ - współczynnik

$\Delta z, j$ - wielkość poślizgu ciągną w zakotwieniu i liczba ciągnięć kolejno naciąganych

$E_c \cdot F_e \cdot l_c$ - moduł sprężystości podłużnej ciągną, pole poprzeczne-go przekroju i długość ciągną

Przemieszczenie pionowe dźwigara stanowi ugięcie belki po sprężeniu $/f_s/$ i w stanie II podczas eksploatacji $/f_e/$.

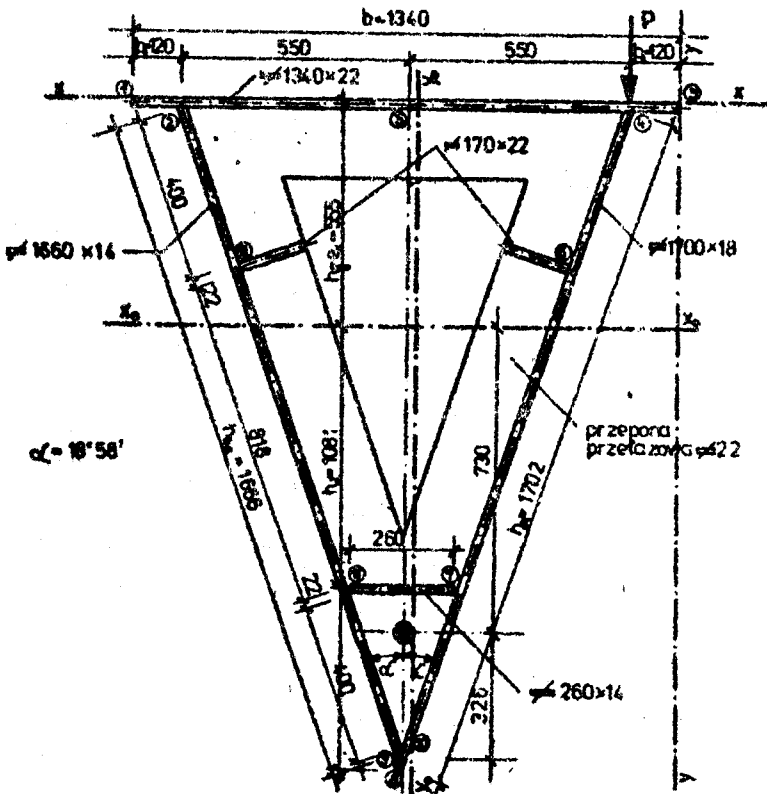
$$f_s = - \frac{S \cdot c}{2 EJ_x} / \frac{l^2}{4} - a^2/ \leq f_{dop} \quad (20)$$

$$f_e = \frac{M_x + H_r \cdot h / l^2}{10 EJ_x} - \frac{S_o \cdot c}{2 EJ_x} / \frac{l^2}{4} - a^2/ \leq f_{dop} \quad (21)$$

Przykład

Most belki podsuwnicowej zaprojektowano o przekroju trójkątnym o udźwigu $Q = 50/5$ T i rozpiętości $L=12,0$ m ze stopu aluminium PA-3 /AlMg5MnCr/. Naprężenie dopuszczalne przyjęto $k = 950$ kg/cm².

Na rys. 1 i 4 przedstawiono zwymiarowane przekroje dźwigara niesprężonego i sprężonego, natomiast w tablicy 1 podano wielkości charakterystyczne dwóch wersji belek.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny belki sprężonej

Tablica 1

Porównanie wielkości charakterystycznych belki sprężonej z belką niesprężoną

Symbol	Jednostka miary	Belka niesprężona	Belka sprężona	Różnice w %
b	cm	124	134	+ 8,0
g_p	mm	16	22	+37,5
F_p	cm ²	198	294,8	+48,8
h_1	cm	197,2	170,2	-13,7
g_2	mm	22	18	-18,1
h_2	cm	192,5	163,6	-13,8
g_1	mm	18	14	-22,2
F_{gr}	cm ²	782	539,6	-31,0
F	cm ²	1103	983	-10,9
A	-	1,65	1,95	-
m	-	0,709	0,549	-
I_{x0}	cm ⁴	4 043 000	2 785 000	-31,2
I_{y0}	cm ⁴	962 000	1 053 000	+ 9,5
W_{xg}	cm ³	55 800	50 200	-10,1
W_{xd}	cm ³	33 700	25 750	-23,5
W_{y1}	cm ³	15 070	15 300	+ 1,5
W_{yp}	cm ³	15 970	16 150	+ 1,1
G_c	kG	5 948	4 846	-18,5

F - całkowite pole przekroju poprzecznego dźwigara

G_c - całkowity ciężar belki

m; A - współczynnik geometryczny charakterystyki belki i asymetrii

J_x, J_y, W_x, W_y - momenty bezwładności i wskaźniki wytrzymałości /sym-

mbol q i d - włókna górne i dolne/

4. Wnioski

Wszystkie elementy przekroju poprzecznego biorą udział w przenoszeniu obciążenia głównego:

- konstrukcja belki trójkątnej jest bardziej prosta i przejrzystsza niż konstrukcja belki dwuteowej. Odpadają prace przy wykonaniu wiązań poziomych i dźwigara pomocniczego;
- momenty skręcające mają tylko minimalny wpływ na wymiary przekroju belki;
- sprężenie kablem w dolnej strefie belki wolnopodpartej pozwala na zmniejszenie ciężaru dźwigara o blisko 20% w stosunku do belki niesprężonej /tabl. 1/;
- istnieje realna możliwość prefabrykacji wolnopodpartych, sprężonych belek podsuwnicowych o przekroju trójkątnym;
- stosunkowo duży koszt stopów aluminiowych nie sprzyja rozwojowi na szerszą skalę, tego typu konstrukcji;
- zastosowanie stopów aluminium, jak również ograniczona powierzchnia zewnętrzna przedmiotowych belek prowadzi do stosunkowo łatwej ochrony antykorozyjnej;
- w stosunku do analogicznych konstrukcji stalowych uzyskuje się oszczędność na ciężarze w granicach $10 \div 12\%$ [7];
- wskutek istnienia dwóch środków duża część przekroju poprzecznego zgrupowana zostaje w pobliżu osi doświetnej przekroju i nie może być wykorzystana wytrzymałościowo.

LITERATURA

1. Mromliński R.: Konstrukcje aluminiowe. W-wa 1975
2. Mortensen M.: Bestimmung des optimalen Querschnitts vorge-spannter stählerner Vollwandträger "Der Stahlbau" 8/64
3. PN-66/M-45453
4. Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe mostów suwnic typowych zmodernizowanych. Dział St. Labor. Ustr. Nośn. cz. I i II CBKM, Bytom 1972
5. Fabiszewski A., Lubieniecki E.: Sztywność stalowych mostów suwnicowych typu skrzynkowe /Zesz. Nauk. Polit. Szczecińskiej Nr 110, Budownictwo, 1970
6. Bródka J., Łubiński M.: Lekkie konstrukcje stalowe. W-wa 1978
7. Bogucki W.: Konstrukcje stalowe cz. I i II. Arkady, 1976/77

НАПРЯЖЕННЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ С ТРЕУГОЛЬНЫМ СЕЧЕНИЕМ ИЗ СПЛАВА АЛЮМИНИЯ

В докладе представлены в сжатой форме важнейшие проблемы из области проектирования напряженных подкрановых балок с треугольным сечением из сплава алюминия, с особым учетом геометрической характеристики сечения. Благодаря напряжению кабелем в нижней зоне балки получаем экономию материала порядка 15-20 % по отношению к балке ненапряженной и заодно уменьшение веса на вышеуказанную величину.

PRESTRESSED TRIANGULAR CROSS-SECTION CRANE BEAMS MADE OF ALUMINIUM ALLOY

The most important problems within the range of design of prestressed triangular cross-section crane beams made of aluminium alloy have been presented very briefly in this paper. Thanks to the prestressing with the help of a cable at the bottom of a beam, material saving of the order 15-20% regarding the inelastic beam, and at the same time reducing weight by the above mentioned values.



Andrzej Skarżyński
Piotr Jankowiak

WPLYW METODY MONTAŻU NA DOBÓR SPRZĘTU MONTAŻOWEGO
NA PRZYKŁADZIE HAL SYSTEMU FERMSTAL

W artykule przedstawiono 6 metod montażu hal stalowych systemu FERMSTAL oraz wpływ zaprezentowanych metod na dobór maszyn montażowych. Dobór żurawi poprzedzono szczegółową analizą każdej metody montażu oraz możliwości montażowych żurawi. Przedstawiono również wpływ metody montażu na prędkość montażu.

1. Wstęp

Metoda montażu konstrukcji determinuje typ i wymagane parametry sprzętu montażowego.

W przypadku możliwości zastosowania kilku metod montażu do realizacji tej samej konstrukcji okazuje się często, że każda z tych metod wymaga zastosowania sprzętu o innych parametrach. Od wielkości zaś żurawia zależą koszty jego zatrudnienia, co z kolei wpływa na koszty montażu.

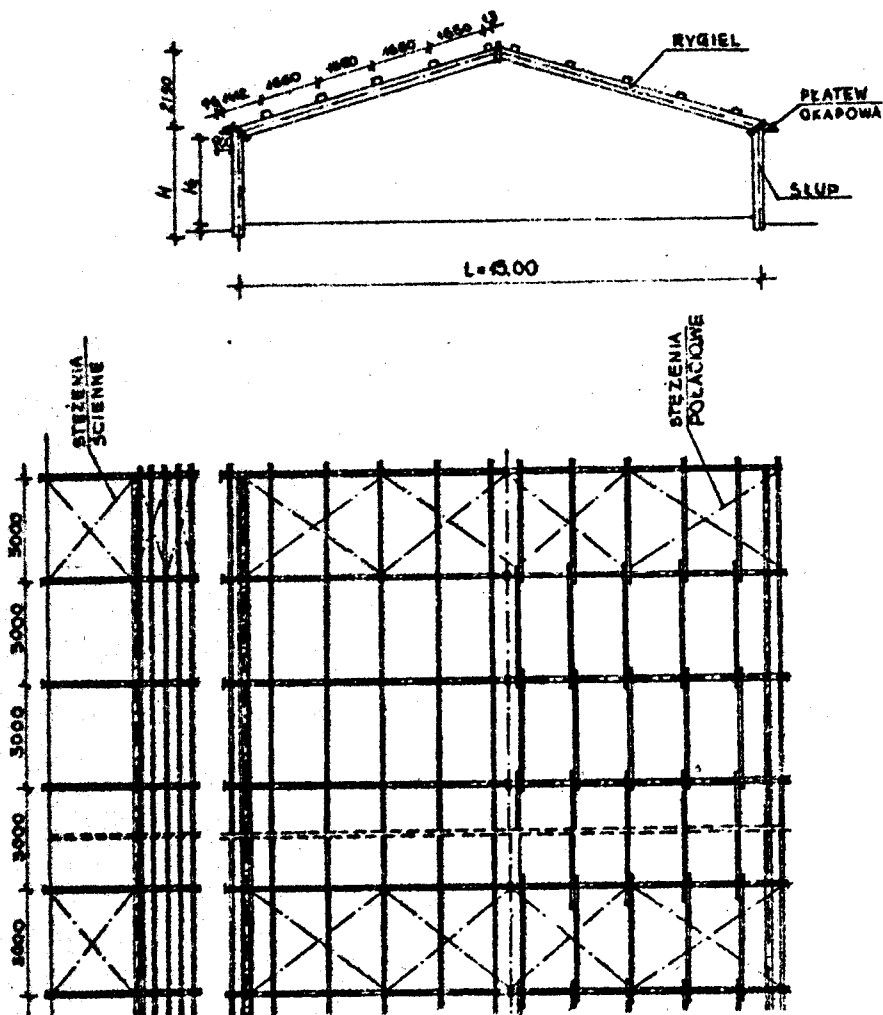
Koszt pracy sprzętu - w przypadku montażu konstrukcji stalowej - stanowi przeszło 50% całkowitego kosztu montażu /wg KCK-3-05 / . A więc przyjęcie tańszego sprzętu wpłynie zasadniczo na obniżkę kosztów całkowitych.

Również prędkość, która określa czas zatrudnienia żurawia zależy zarówno od zastosowania żurawia, jak i od zastosowanej metody.

Tak więc z kilku wariantów należy wybrać metodę montażu pozwalającą na zastosowanie możliwie najmniejszego żurawia, przy możliwie najmniejszej prędkości montażu.

Analizę wpływu metod montażu na dobór sprzętu przeprawa - dzono na przykładzie montażu hal typu FERMSTAL.

System FERMSTAL przewidziany jest do realizacji obiektów inwentarskich. Konstrukcja hal w tym systemie składa się ze słupów i rygli tworzących ramy, których rozstaw podłużny zaprojektowano co 3,0 m, a rozpiętość w granicach od 9,0 m do 24,0 m oraz elementów uzupełniających /płatwie, belki, podłużne



Rys.1. Schemat konstrukcji hali w systemie FERMSTAL /na przykładzie hali o rozpiętości 15,0 m/

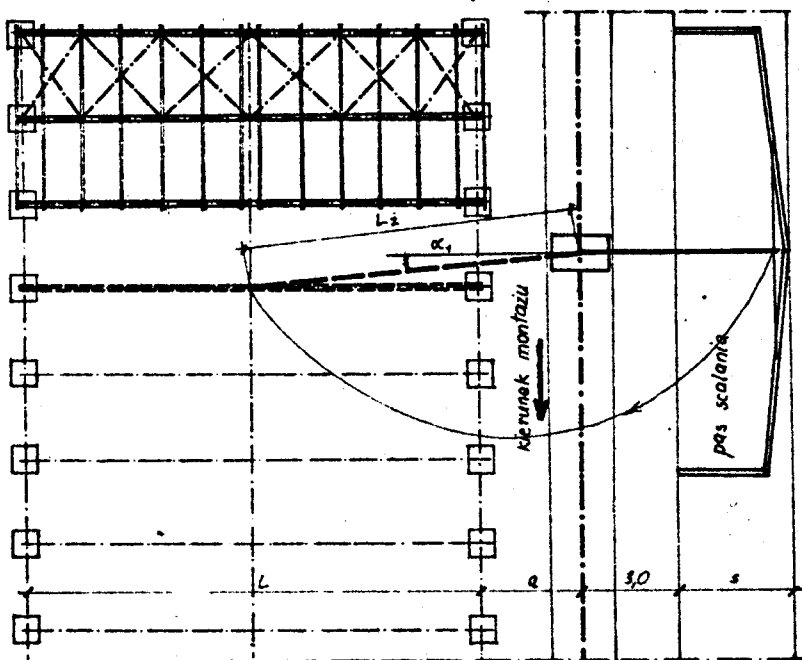
ścienne, tężniki połączone i ścienne/. Na rys.1 przedstawiono schemat konstrukcji hali o rozpiętości 15,0 m.

2. Metody montażu

Do analizy przyjęto 6 metod montażu. Przedstawione niżej metody praktycznie wyczerpują warianty możliwe do zastosowania.

Projektowane hale podzielić można na 2 typy:

- typ I - hale posiadające wyposażenie wewnętrzne, które należy wykonać przed rozpoczęciem montażu konstrukcji hali / w tym przypadku montaż można prowadzić żurawiem ustawionym wyłącznie na zewnątrz hali/.



Rys.2. Schemat montażu wg metody 1

- typ II - hale, w których wyposażenie wewnętrzne można wykonać po zakończeniu montażu konstrukcji hali /żuraw może pracować zarówno wewnątrz, jak i na zewnątrz hali/.

Dla I typu hali opracowano 3 następujące metody montażu /metody nazwano w zależności od sposobu montażu zasadniczego elementu konstrukcyjnego - ramy stalowej/:

- a/ metoda 1 - montaż ram scalonych na placu przyobiekowym przy zastosowaniu jednego żurawia /rys.2/
 b/ metoda 2 - montaż rozdzielczy słupów i rygli przy zastosowaniu jednego żurawia /rys.3/
 c/ metoda 3 - montaż ram scalonych na miejscu wbudowania przy zastosowaniu dwóch żurawi /rys.4/

II typ hal, pozwala na zastosowanie metod montażu 1,2,3 oraz kolejnych metod /żuraw pracuje wewnątrz hali wzdłuż jej osi/:

- d/ metoda 4 - montaż ram scalonych w miejscu wbudowania /rys.5/
 e/ metoda 5 - montaż ram scalonych wewnątrz hali w kierunku podłużnym /rys.6/ metoda zalecana dla ram o rozp.21.0 i 24,0 m/

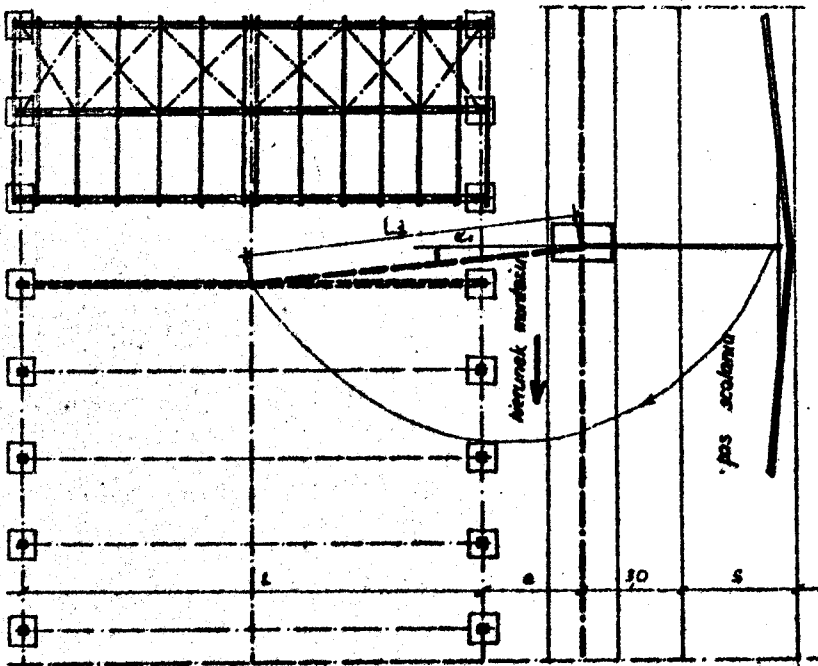
- f/ metoda 6 - montaż rozdzielczy słupów i rygli /rys.7/

Zastosowano następujące oznaczenia w rysunkach:

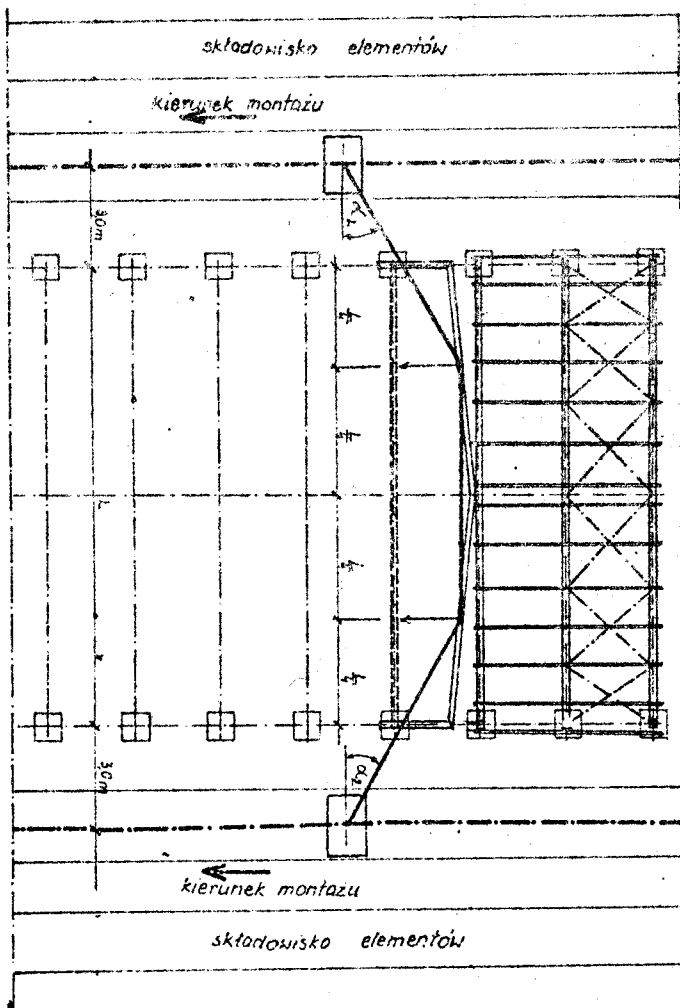
L - rozpiętość hali,

a - odległość osi żurawia montażowego od osi słupów /typ I/,

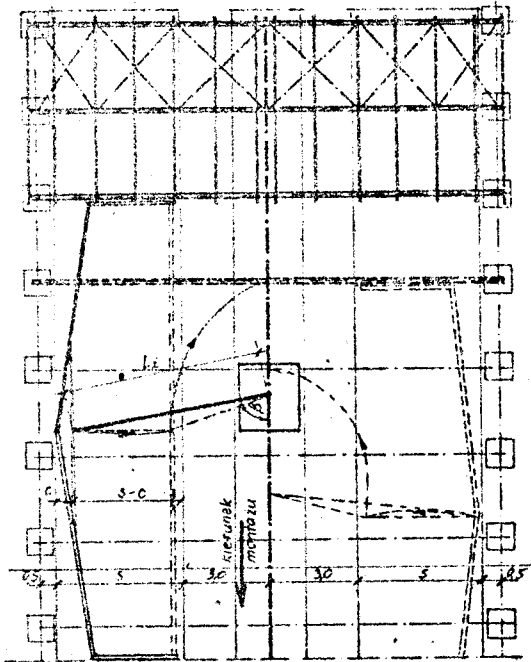
S - szerokość pasa scalania



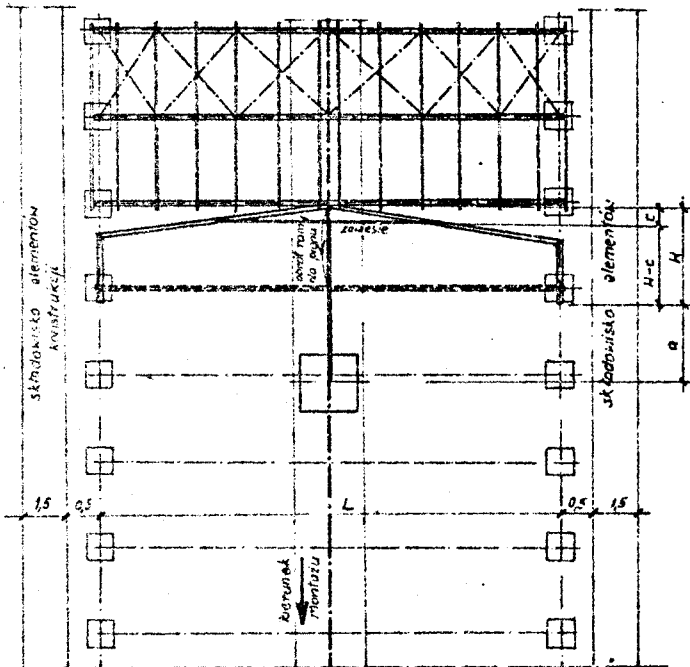
Rys.3. Schemat montażu wg metody 2



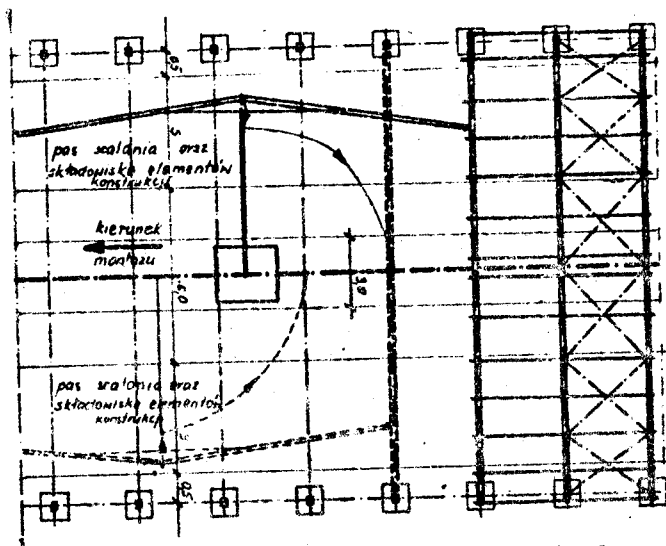
Rys. 4. Schemat montażu wg metody 3



Rys.5.Schemat montażu wg metody 4



Rys.6.Schemat montażu wg metody 5



Rys. 7. Schemat montażu wg metody 6

3. Dobór sprzętu montażowego

Do analizy przyjęto stosowane i dostępne w Polsce żurawie samochodowe /Star 4, BDW-20, ŻSH-6s, ŻK-51 "WARS", ŻK-101, "LECH" BDS-16T, K-161, K-255/ żurawie wieżowe /ŻW-45, ŻB-80W/ oraz kilka lekkich żurawi samochodowych firm zachodnich.

Dla powyższych żurawi sporządzono wykres udźwigów i wysokości podnoszenia, który w prosty sposób pozwalał określić przydatność danego żurawia dla kolejnych metod montażu /rys.8/. Przeanalizowano możliwość montażu ram oraz pozostałych elementów: płyty, rygli, stężeń dachowych i pokrycia dachowego. Zakres stosowania przyjętych żurawi do montażu wyżej wymienionych elementów dla poszczególnych rodzajów hal przedstawiono przykładowo w tabelicy 1^x.

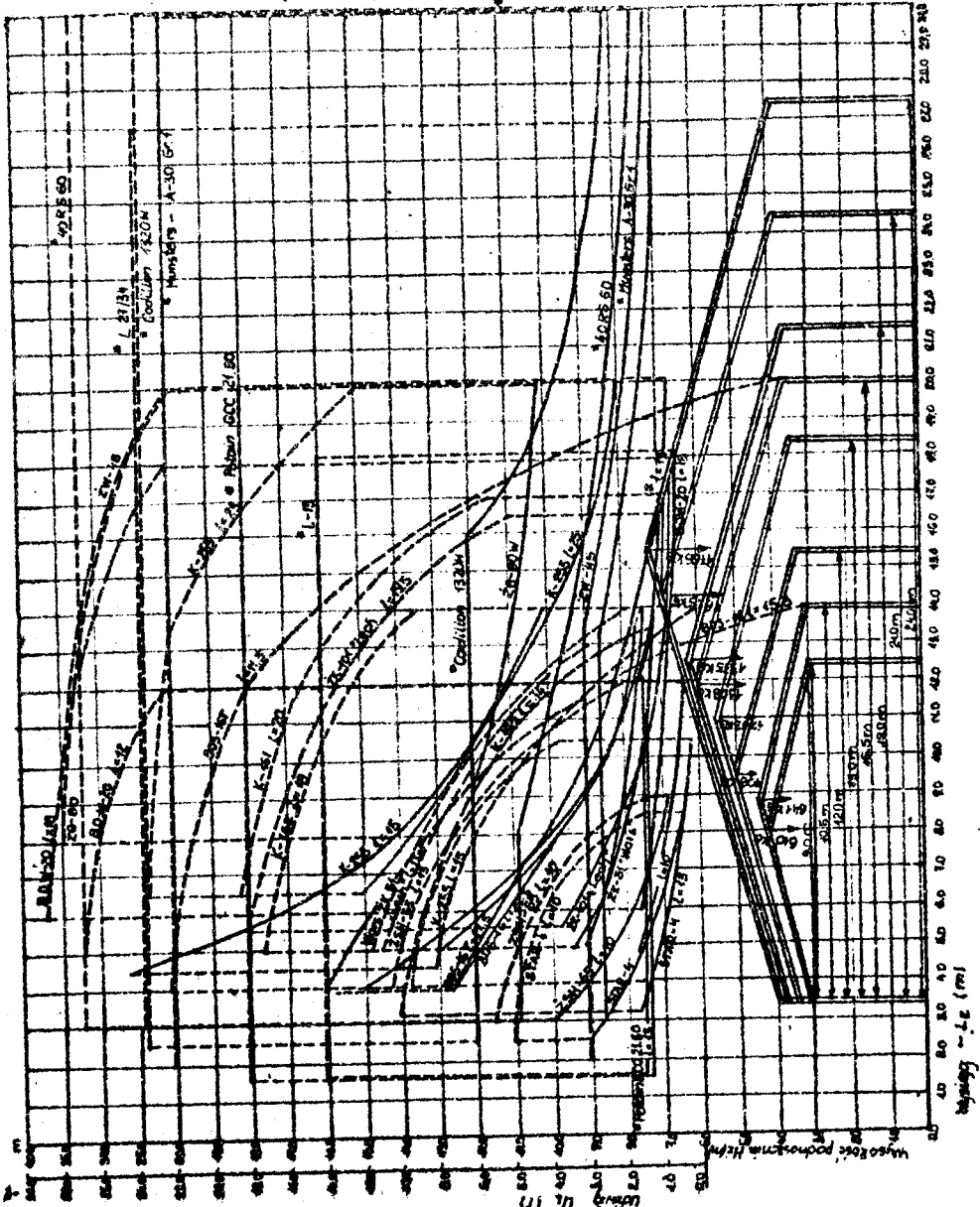
^x/z uwagi na ograniczenia objętościowe opracowania zamieszczono wykresy ilustrujące tylko dobór żurawi dla metody 1. Wykresy sporządzono również dla pozostałych metod.

Rys. 8. Dobór żurawii metodą wykreślną dla hal systemu "FERMA-STAL" - metoda montażu nr 1

— Leknia

--- Wysokość podnoszenia

• Zwrócić uwagę w Podaje



l(m) H(m)

Tabela 1

Zakres stosowania przyjętych żurawi do montażu hal systemu "FERMAT" dla metody montażu nr 1

a - ramy, c - płatwie, stężenia, rygle podłużne, obudowa połaciowa - na całą szerokość hali,
e - płatwie, stężenia, rygle podłużne, obudowa połaciowa - na połowę szerokości hali.

Rozpiętość hali (m)		Zurawie		Szerokość hal	
		120000		150000	
		200000		300000	
		400000		500000	
		600000		800000	
		1000000		1500000	
240	210	180	165	150	140
165	150	140	130	120	110
120	110	100	90	80	70
90	80	70	60	50	40
60	50	40	30	20	10
40	30	20	10	0	0
30	20	10	0	0	0
20	10	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

Legenda: a - ramy, c - płatwie, e - stężenia, r - rygle podłużne, ob - obudowa połaciowa

Typ żurawia: Sier 4, Sier 5, Sier 6, Sier 7, Sier 8, Sier 9, Sier 10, Sier 11, Sier 12, Sier 13, Sier 14, Sier 15, Sier 16, Sier 17, Sier 18, Sier 19, Sier 20, Sier 21, Sier 22, Sier 23, Sier 24, Sier 25, Sier 26, Sier 27, Sier 28, Sier 29, Sier 30, Sier 31, Sier 32, Sier 33, Sier 34, Sier 35, Sier 36, Sier 37, Sier 38, Sier 39, Sier 40, Sier 41, Sier 42, Sier 43, Sier 44, Sier 45, Sier 46, Sier 47, Sier 48, Sier 49, Sier 50, Sier 51, Sier 52, Sier 53, Sier 54, Sier 55, Sier 56, Sier 57, Sier 58, Sier 59, Sier 60, Sier 61, Sier 62, Sier 63, Sier 64, Sier 65, Sier 66, Sier 67, Sier 68, Sier 69, Sier 70, Sier 71, Sier 72, Sier 73, Sier 74, Sier 75, Sier 76, Sier 77, Sier 78, Sier 79, Sier 80, Sier 81, Sier 82, Sier 83, Sier 84, Sier 85, Sier 86, Sier 87, Sier 88, Sier 89, Sier 90, Sier 91, Sier 92, Sier 93, Sier 94, Sier 95, Sier 96, Sier 97, Sier 98, Sier 99, Sier 100

Porównanie zakresów stosowania żurawi dla przyjętych metod montażu wykazało duże różnice w możliwościach montażowych w zależności od metody montażu /tablica 2/.

Tablica 2

Zakres stosowania żurawi montażowych w zależności od przyjętej metody montażu

metoda montażu		metoda 1		metoda 2		metoda 3		metoda 4		metoda 5		metoda 6	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
Żurawie stosowane w Polsce	STAR 4 l=100m	9.0	0	9.0	0	10.5	48.7	9.0	0	—	—	12.0	33.3
	STAR 4 l=130m	—	—	9.0	0	12.0	33.3	—	—	—	—	12.0	33.3
	ZSH-65 l=130m	12.0	0	12.0	0	12.0	0	12.0	0	—	—	16.0	25.0
	BDW-20 l=120m	16.5	0	16.5	0	24.0	46.4	24.0	45.4	—	—	24.0	46.4
	BDW-20 l=180m	10.5	0	12.0	12.5	18.0	41.6	12.0	12.5	—	—	18.0	41.6
	ZK-31 "WARS" l=180m	15.0	25.0	15.0	25.0	18.0	50.0	12.0	0	—	—	18.0	50.0
	ZK-101 "LECH" l=150m	12.0	0	15.0	25.0	18.0	50.0	12.0	0	—	—	18.0	50.0
	ZK-101 "LECH" l=185m	12.0	0	16.5	37.5	18.0	50.0	12.0	0	—	—	21.0	75.0
	BDS 167 l=155m	15.0	26.0	12.0	0	18.0	50.0	24.0	100	21.0 24.0	75.0 100.0	15.0	25.0
	BDS 167 l=215m	16.5	0	18.0	8.3	24.0	45.4	24.0	45.4	24.0	27.5	24.0	46.4
	K-162 l=14m	15.0	0	15.0	0	18.0	26.0	24.0	60.0	—	—	15.0	0
	K-255 l=180m	12.0	0	12.0	0	15.0	25.0	24.0	100.0	—	—	15.0	25.0
	K-162 l=180m	16.5	0	18.0	8.3	24.0	45.4	24.0	45.4	21.0 24.0	27.5 45.4	24.0	46.4
	K-255 l=250m	24.0	0	24.0	0	24.0	0	24.0	0	21.0 24.0	0	24.0	—
ZW-45 l=26.0m	24.0	0	24.0	0	24.0	0	0	—	—	—	—	—	
Żurawie nie stosowane w PRL	Reich L-15	15.0	25	16.5	37.5	24.0	100.0	12.0	0	—	—	21.0	75.0
	Potain GCC 21.5	16.5	0	16.5	0	24.0	45.4	18.0	8.3	—	—	21.0	—
	Munsters A300r 1	24.0	0	24.0	0	24.0	0	24.0	0	21.0 24.0	0	24.0	0
	Reich 40 R5 60	24.0	0	24.0	0	24.0	0	24.0	0	21.0 24.0	0	24.0	0

W tabelicy tej przedstawiono maksymalną rozpiętość hali montażowej wg danej metody oraz procentowy wzrost możliwości montażowych, dla każdego z wybranych żurawi. Za 100% przyjęto rozpiętość ram w metodzie dającej najniższe efekty /pod względem rozpiętości montażowych ram/. W rubryce /%/ wpisano procentowy wzrost wydajności żurawi w stosunku do rozpiętości przyjętej za 100%.

4. Wpływ metody montażu na pracochłonność robót montażowych

Pracochłonność montażu obliczono wg KNP dla dwóch wariantów montażu:

- montaż pojedynczych elementów /np. najpierw słupy, potem rygle/,
- montaż scalonych ram.

Z porównania pracochłonności montażu /tablica 3/ wynika, że montaż prowadzony metodą pojedynczych elementów jest bardziej pracochłonny dla wszystkich rozpiętości analizowanych ram /dla hal o rozpiętości 9,0 - o 28%, dla 16,5 m - 38%, dla 24,0 m - 36%/.

W tabelicy 4 przedstawiono procentowe porównanie nakładów robocizny dla obu metod montażu, przyjmując nakłady robocizny w metodzie montażu pojedynczych elementów za 100%/.

Tablica 3

Nakłady robocizny /wg KNP/ na montaż 1 segmentu i lm^2 rzutu hali

Wymiary segmentu m	Pow. segm. m^2	Nakład robocizny na montaż					
		Metoda montażu					
		pojedynczych elementów			scalonych elementów		
		na seg. r-g	na lm^2 r-g	%	na seg. r-g	na lm^2 r-g	%
9,0 x 3,0	27,0	51,77	1,977	100	36,99	1,370	100
16,5 x 3,0	49,5	73,76	1,692	88	51,97	1,049	76
24,0 x 3,0	72,0	86,22	1,192	63	55,22	0,770	56

Tablica 4

Procentowe porównanie nakładów robocizny dla obu metod montażu

Wymiary segmentu	metoda montażu		
	pojedynczych elem.	scalonych elem.	różnica
9,0 x 3,0	100%	71,05%	28,95%
16,5 x 3,0	100%	70,12%	29,88%
24,0 x 3,0	100%	54,0%	46,0%

5. Wnioski

1. Uwzględniając wyniki analizy doboru żurawi oraz pracochłonność montażu zaleca się w zależności od rozpiętości L hali następujące metody montażu i żurawie:

- dla hal typu I :

$L = 9,0$ m - metoda 1

Star 4/1=10,0 m/

$L = 10,5, 12,0$ m - met. 1

2SH-6S /1=13,0m/lub

2K-101 "Lech" /1=15,0m/,

$L = 15,0, 16,5$ m - met. 1

BDS-16T /1=21,3/lub

BDW-20 /1=12,0 m/,

$L = 18,0$ m - met. 2

BDS-16T /1=21,3m/ lub

2K-101 "Lech" /1=15,0m/,

$L = 21,0, 24,0$ m - met. 3

BDS-16T /1=21,3 m/ lub

BDW-20 /1=12,0 m/,

- dla hal typu II - można stosować metody jak dla hal typu I oraz:

$L = 10,5, 12,0$ m - met. 4

2SH-6S /1=13,0 m/ lub

2K-101 "Lech" /1=15,0 m/,

$L = 15,0 + 24,0$ m - met. 4

BDW-20/1=12,0 m/,

$L = 21,0, 24,0$ m - met. 5

BDS-16T /1=15,3 m/

2. Bardzo dużą przydatność dla potrzeb montażu hal systemu "FER-MSTAL" wykazują lekkie samontujące się żurawie z grupy żurawi nie stosowanych w Polsce /np. żuraw Reich L-13 zmontuje wy metody 1 hale do rozpiętości 15,0 m, a Münsters A-30 Gr1 - do 24,0 m/.

3. Przyjęta metoda montażu ma bezpośredni wpływ na możliwości montażowe żurawia. Wariantowanie metod montażu pozwala na wybór metody optymalnej z uwagi na wykorzystanie żurawia. W przedstawionych 6 metodach montażu w przypadku niektórych żurawi /np. BDS-16T/ poprawa parametrów pracy dochodzi aż do 100% /tabela 2/, tzn., że w przypadku montażu hal systemu FERMSTAL wg jednej z metod, żuraw może montować hale o rozpiętości 12,0 m, podczas gdy ten sam żuraw stosowany w innej metodzie montuje hale o rozpiętości 24,0 m.
4. Zastosowanie metody montażu ram scalonych pozwala na znaczne /do ok. 40%/ skrócenie czasu zatrudnienia żurawia do montażu elementów konstrukcyjnych /tablica 3/.

LITERATURA

1. Skarżyński A., Jankowiak P.: Optymalizacja systemu konstrukcyjnego FERMSTAL, maszynopis JT i KB. Politechniki Poznańskiej, 1976
2. Stefański A.: Technologia zmechanizowanych robót budowlanych. PWN, 1973

ВЛИЯНИЕ МЕТОДА МОНТАЖА НА ОТБОР МОНТАЖНОЙ ТЕХНИКИ
НА ПРИМЕРЕ ЦЕХОВ СИСТЕМЫ "FERMSTAL"

В статье представлено 6 методов монтажа стальных цехов системы "FERMSTAL" и влияние представленных методов на отбор монтажных машин.

Отбору кранов со стрелой предшествовал подробный анализ каждого метода монтажа и монтажных возможностей кранов со стрелой. Представлено было тоже влияние метода монтажа на трудоемкость монтажа.

THE EFFECT OF AN ASSEMBLY METHOD UPON THE SELECTION OF
ASSEMBLY EQUIPMENT ON THE EXAMPLE OF HALLS SYSTEM
"FERMSTAL"

Six methods of assembly of steel halls system "Fermstal" as well as, the effect of the presented method upon the selection of assembly machines, have been presented in this article.

The selection of cranes has been preceded by the detailed analysis of each assembly method and the possibility of assembly cranes. The effect of an assembly method upon an assembly labour-consuming has been inserted here.

Andrzej Nowicki

CHARAKTERYSTYCZNY PARAMETR ODCINKA DROGI I JEGO WPŁYW NA SZYBKOŚĆ SAMOCHODÓW

W artykule przedstawiono parametry oceny trasy drogi w oparciu o wielkości kątów zwrotu na jednostkę długości drogi /1 km/, a także w oparciu o odległość widoczności. Do parametrów tych zaliczyć należy stopień krzywizny trasy drogi i charakterystyczny parametr odcinka drogi. Pierwszy z w/w posłużyć może do oceny trasy istniejących dróg, jak też do porównywania wariantów dróg projektowanych. Przedstawiono wzory określające zależność szybkości empirycznej od wielkości charakterystycznego parametru odcinka drogi będące wynikiem badań w RFN.

1. Wstęp

Oceny układu geometrycznego określonego odcinka drogi w planie, a także wyboru wariantu projektowanej trasy dokonywać się winno w oparciu o odpowiednie kryteria jakościowe. Do niedawna brak było takich kryteriów opartych o formułę matematyczną. W 1968 r. w RFN Borchardt wprowadził pojęcie stopnia krzywizny trasy drogi [1]. Pojęcie to zawarte jest w aktualnych wytycznych projektowania dróg RAL-L₂ 1973 r. [5].

2. Stopień krzywizny trasy drogi

Stopień krzywizny trasy drogi K wyraża się wzorem

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} |\alpha|}{L} \quad / \text{ }^\circ/\text{km}/ \quad (1)$$

gdzie:

$|\alpha|$ - bezwzględna wartość kąta zwrotu trasy drogi w gra-

dach /lub stopniach/

$$\alpha = \beta + \tau$$

β - kąt łuku kołowego

τ - kąt klotoidy

L - długość odcinka drogi w km

n - liczba wierzchołków trasy drogi

Dla najczęściej występującego układu geometrycznego drogi w planie prosta - krzywa przejściowa - łuk kołowy - krzywa przejściowa - prosta wzór 1 może być przedstawiony w postaci:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{L_i}{R_i} \cdot 63,7 + \sum_{i=1}^{i=n} \frac{L_j}{2R_i} \cdot 63,7}{L} \quad \text{/grad/km/} \quad (2)$$

gdzie:

L_i - długość łuku kołowego

L_j - długość klotoidy

R_i - promień łuku kołowego

Wartość stopnia krzywizny i kształt linii zsumowanych kątów zwrotu trasy jest podstawą do podziału badanej drogi na tzw. odcinki jednorodne - [3]. Im większy jest stopień krzywizny rozpatrywanego odcinka drogi zawierającego blisko siebie usytuowane krzywe poziome, tym promienie łuków kołowych i parametry klotoid będą o mniejszej wartości.

Możliwe są jednak przypadki, że stopnie krzywizny dwóch badanych dróg na określonym odcinku będą równe lub zbliżone podczas gdy na jednej drodze występują krzywe przejściowe, a druga droga, wybudowana w przeszłości, ich nie posiada. Geometria pierwszej z wymienionych dróg z punktu widzenia wygody i bezpieczeństwa ruchu winna być oceniona wyżej. Stąd też wniosek, że krzywizna drogi winna być scharakteryzowana nie tylko jako suma kątów zwrotu trasy na 1 km długości drogi, lecz także przy pomocy stopnia krzywizny poszczególnych elementów krzywych poziomych i ich odchylenia standardowego [4].

Stopień krzywizny poszczególnego elementu krzywej poziomej ku_1 lub ku_2 określić można ze wzoru:

$$ku_1 = \frac{\beta}{L_i} \quad \text{/grad lub stopni/km/} \quad (3)$$

dla klotoidy

$$ku_j = \frac{\rho_j}{L_j} \quad /grad \text{ lub stopni/km/} \quad (4)$$

Odchylenie standardowe krzywizny poszczególnych elementów drogi oblicza się ze wzoru

$$Q = \sqrt{\frac{1}{\sum L_i} \left[\sum ku_i^2 \cdot L_i - \frac{1}{\sum L_i} \left(\sum ku_i \cdot L_i \right)^2 \right]} \quad /grad/km/ \quad (5)$$

gdzie:

ku_i - stopień krzywizny poszczególnego odcinka krzywej poziomej /tj.klotoidy i łuku kołowego/;

dla prostej $ku_i = 0$

L_i - długość odcinka krzywej

Tabela 1

Charakterystyka układu geometrycznego odcinka drogi w planie i schemat obliczeniowy odchylenia standardowego krzywizny poszczególnych elementów trasy drogi wg [5]

A/ droga z krzywymi przejściowymi

km	R_i lub A_i /m/	L_i /km/	ku_i /grad/km/	$/ku_i L_i/$ /grad/	$ku_i^2 \cdot L_i$
0,000	A 300	0,016	5,6	0,1	1
0,016	A 300	0,100	35,4	3,5	125
0,116	R 900	0,031	70,8	2,2	155
0,147	A 300	0,100	35,4	3,5	125
0,247	A 350	0,138	35,4	4,9	173
0,395	R 900	0,089	70,8	6,3	446
0,474	A 382	0,162	35,4	5,7	203
0,636	A 382	0,182	39,8	7,2	288
0,813	R 900	0,240	79,6	19,1	1521
1,058					
		1.058		52.5	3037

a/ droga bez krzywych przejściowych

0,000	R 1000	0,232	63,3	14,8	941
0,232	R 1300	0,060	49,0	2,9	144
0,292	R 1850	0,190	34,4	6,3	255
0,482	R ∞	0,040	0	0	0
0,522	R 500	0,150	127,4	19,1	2435
0,672	R ∞	0,316	0	0	0
0,988	R 750	0,180	84,9	15,3	1298
1,168	R 1500	0,020	42,5	0,8	36
1,188					
		1,188		59,4	5079

$$Q_A = \sqrt{\frac{1}{1,058} / 3037 - \frac{52,5^2}{1,058}} / = 20 \text{ grad/km}$$

$$Q_B = \sqrt{\frac{1}{1,188} / 5079 - \frac{59,4^2}{1,188}} / = 42 \text{ grad/km}$$

Stopień krzywizny dwóch tras drogowych, których elementy zawarte są w tab.1 jest identyczny i wynosi 50 grad/km. Odchylenie standardowe trasy składającej się wyłącznie z krzywych przejściowych i łuków kołowych /średnia wartość promienia łuku: wynosi 867 m/ wynosi 20 grad/km, natomiast odchylenie standardowe trasy składającej się z prostych i łuków kołowych /bez krzywych przejściowych, lecz o średniej wielkości promienia łuku 1150 m/ wynosi 42 grad/km, a więc jest istotnie większe.

Wpływ promieni łuków poziomych i parametrów kłotoid na krzywiznę drogi wyraża zmodyfikowane przez Lamna w 1975 r. pojęcie stopnia krzywizny określone jako charakterystyczny parametr odcinka drogi [2].

3. Charakterystyczny parametr odcinka drogi

Charakterystyczny parametr odcinka drogi SP może być przedstawiony przy pomocy wzoru:

$$SP = \frac{\sum_{i=1}^{j=n} \left| \frac{L_i}{R_i} \right| \cdot 63,7 \cdot k_i + \sum_{j=1}^{j=n} \left| \frac{L_j}{2R_i} \right| \cdot 63,7 \cdot k_j}{S_1 + S_2} / \text{grad/km/} \quad (6)$$

gdzie:

- R_i - promień łuku kołowego
- L_i - długość łuku kołowego
- L_j - długość klotoidy
- k_i - współczynnik krzywizny łuku kołowego / z tabeli 2/
- k_j - współczynnik krzywizny klotoidy / z tabeli 2/
- S_1 - odległość widoczności jezdni drogi w kierunku obranego przekroju poprzecznego drogi zgodnie z kierunkiem jazdy /w km/
- S_2 - odległość widoczności jezdni drogi w kierunku przeciwnym do obranego przekroju poprzecznego drogi zgodnie z kierunkiem jazdy /w km/

Tabela 2

Wartości liczbowe współczynników uwzględniających wpływ elementów łuków poziomych na wielkość charakterystycznego parametru odcinka drogi

R_i /m/	k_i	k_j	R_i /m/	k_i	k_j	R_i /m/	k_i	k_j
50	2,60	1,93	160	1,57	1,19	330	1,17	1,00
55	2,58	1,85	170	1,53	1,16	340	1,16	1,00
60	2,41	1,78	180	1,50	1,13	350	1,15	1,00
65	2,33	1,72	190	1,47	1,11	360	1,13	1,00
70	2,26	1,67	200	1,43	1,08	370	1,12	1,00
75	2,19	1,61	210	1,41	1,07	380	1,11	1,00
80	2,13	1,57	220	1,38	1,05	390	1,10	1,00
85	2,08	1,53	230	1,35	1,04	400	1,08	1,00
90	2,03	1,50	240	1,33	1,02	410	1,07	1,00
95	1,97	1,47	250	1,31	1,00	420	1,07	1,00
100	1,93	1,43	260	1,29	1,00	430	1,06	1,00
110	1,85	1,38	270	1,27	1,00	440	1,05	1,00
120	1,78	1,33	280	1,24	1,00	450	1,05	1,00

c.d. tabeli 2

130	1,72	1,29	290	1,23	1,00	460	1,04	1,00
140	1,67	1,25	300	1,22	1,00	470	1,03	1,00
150	1,61	1,22	310	1,20	1,00	480	1,02	1,00
			320	1,19	1,00	490	1,02	1,00
						500	1,00	1,00

Wzór 6 określający wartość charakterystycznego parametru odcinka drogi, różni się od wzoru 2 na stopień krzywizny K współczynnikami k_1 i k_2 uwzględniającymi wpływ krzywizny poziomych tras oraz tym, że odległość odcinka drogi L zastąpiona została sumą $S_1 + S_2$ odległości widoczności. Współczynniki zwiększające k_1 występują dla promieni łuków poziomych mniejszych od 500m, współczynniki k_2 dla łuków o promieniach mniejszych od 250 m/, stąd też dla dróg o nienormatywnych elementach geometrycznych na określonym ich odcinku wartości SP będą z reguły większe od wartości K . Przy łukach poziomych o promieniach większych od 500 m i zapewnionej widoczności jezdni drogi co najmniej 500 m w obu kierunkach $S_1 + S_2 = 1 \text{ km/}$ zatem przyjmując można $S_1 + S_2 = L/$ wzory określające wielkości SP i K będą miały jednakową postać, a zatem także wartości liczbowe SP i K będą równe.

4. Wpływ charakterystycznego parametru odcinka drogi SP na szybkość samochodów

Badania nad wpływem wartości parametru SP na szybkość samochodów prowadzone były na 200 odcinkach dróg w RFN. W ich wyniku ustalone zostały wzory empiryczne opisujące tę zależność. Dla nowowybudowanych dróg typu B 2 i B 2 s, których wartości SP nie przekraczają 300 grad/km, zależność tę przedstawiają równania:

$$V_{85\%} = 84,19 + 37,80 \cdot e^{-\frac{SP}{152}} \quad /km/h/ \quad (7)$$

$$V = 69,71 + 32,58 \cdot e^{-\frac{SP}{163}} \quad /km/h/ \quad (8)$$

Dla dróg o niższych szybkościach projektowych typów C 2 i D 2, których wartości SP dochodzą do 800 grad/km, przyjmując można

$$V_{85\%} = 69,75 + 36,80 \cdot e^{-\frac{SP}{201}} \quad /km/h/ \quad (9)$$

$$\bar{V} = 54,85 + 30,06 \cdot e^{-\frac{SP}{201}} \quad /km/h/ \quad (10)$$

gdzie:

$V_{85\%}$ - wartość kwantyla 85 rozkładu szybkości samochodów

\bar{V} - szybkość średnia samochodów /osobowych/

5. Podsumowanie i wnioski

Kryteria oceny układu geometrycznego drogi w planie ulegają stopniowej modyfikacji przybierając bardziej złożoną formułę matematyczną. Oprócz zawartego w RAL-L 1973 pojęcia stopień krzywizny trasy drogi wprowadzono pojęcia stopień krzywizny pojedynczego odcinka drogi /krzywa przejściowa i łuk kołowy/ oraz charakterystyczny parametr odcinka drogi SP uwzględniający oddziaływanie łuków poziomych o promieniach mniejszych od 500 m na warunki ruchu samochodów. Ustalono w RFN zależności empiryczne pomiędzy wartością SP, a szybkością samochodów.

W Polsce - poza pojedynczymi przypadkami - badań takich dotąd nie podjęto. Mając na uwadze właściwą ocenę układu geometrycznego istniejących dróg, realizacja tych badań wydaje się niezbędna przed podjęciem decyzji o ich modernizacji.

LITERATURA

1. Borhardt: Bemerkungen zum "Räumliche Linienführung" der RAL Stuttgart 1968
2. Lamm R.: Strassenentwurf - Geschwindigkeit. Strassen und Tiefbau nr 3 1975
3. Nowicki A.: Studium szybkości projektowej drogi istniejącej Problemy projektowania dróg i mostów nr 1 1975
4. Nowicki A.: Kryteria oceny krzywizny trasy drogi. Problemy projektowania dróg i mostów /w druku/
5. Schlichter H.G.: Streckencharakteristik. Strasse und Autobahn nr 2 1976
6. Richtlinien für die Anlage von Landstrassen /RAL/ Teil II III-

nienführung /RAL-L/ Kirschbaum Verlag Bonn 1973

ХАРАКТЕРИСТИЧЕСКИЙ ПАРАМЕТР УЧАСТКА ПУТИ И ЕГО
ВЛИЯНИЕ НА СКОРОСТЬ АВТОМАШИИ.

В статье представлены параметры оценки трассы пути, опираясь на величину углов поворота на единицу длины пути /км/, а также на базе расстояния видимости. К этим параметрам следует прибавить степень кривизны пути и характеристический параметр участка пути. Первый из вышеуказанного может служить как для оценки трасс существующих путей, так и для сравнения вариантов проектируемых путей. Представлены образцы определяющие зависимость эмпирической скорости от величины характеристического параметра участка пути, являющиеся итогом исследований в Ф.Р.Г.

THE CHARACTERISTIC PARAMETER OF A WAY SECTION AND ITS EFFECT
ON THE VELOCITY OF CARS

Parameters of estimation of a highway location based upon the sizes of an angles' turn by a unit of the way length /1 km/, as well as on the basis of sight distance have been presented in this article. Within these parameters we can also include the degree of the highway location curvature and a characteristic parameter of a way section. The first, mentioned above can be used as an evaluation of the existing highway location, as well as, for comparison with alternatives design of roads.

Formulas, determining a relationship of empirical speed to a quantity of characteristic parameter of a way section being the result of tests in West Germany, have been presented here.

Maria Szramka

WPLYW ODLEGŁOŚCI PRZYSTANKÓW TRAMWAJOWYCH NA PRĘDKOŚĆ KOMUNIKACYJNĄ

W opracowaniu wykorzystano metody statystyki matematycznej, dzięki którym określono średnią odległość między przystankami przy założonej średniej prędkości lub odwrotnie.

1. Wstęp

Istotną cechą środków komunikacji zbiorowej obok pojemności jest prędkość. Z punktu widzenia pasażera ważna jest tzw. prędkość komunikacyjna, tj. przeciętna prędkość podróży od stacji rozpoczynającej podróż do stacji docelowej. Prędkość komunikacyjna uzależniona jest od ilości przystanków z czym związane są straty czasu na postoje na przystankach, co wiąże się z odległością między przystankami.

Przeciętnie długości międzyprzystankowe wahają się w miastach małych i średnich w granicach 200-400 m, w większych, bardzo dużych i w śródmieściu 300-600 m, w dzielnicach słabo zaludnionych do 800 m, w okolicach podmiejskich - 1000 m i więcej.

Na dobór miejsc przystankowych wpływa szereg czynników; mając na uwadze względy eksploatacyjne odległości międzyprzystankowe powinny być możliwie duże dla uzyskania większej prędkości i oszczędności energii elektrycznej, natomiast z punktu widzenia dostępności przystanki powinny być zlokalizowane możliwie w niewielkiej odległości od siebie.

Dotychczas przystanki komunikacji zbiorowej wyznaczane były w sposób przypadkowy kierując się jedynie ich wzajemną odległością.

Określenie niżej przystankowych metodami statystyki matematycznej w literaturze nie jest znane, jedynie w RFN zastosowano podobną metodę, lecz w odniesieniu do linii metra.

2. Współczynnik korelacji

Przeprowadzono pomiary prędkości na wybranych liniach tramwajowych w Bydgoszczy, uzyskane wyniki pomiarów prędkości przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1

N	Średnia odległość między przystankami w metrach x	Średnia prędkość tramwaju w km/godz. y
1	270	14,1
2	280	14,7
3	320	14,8
4	330	15,8
5	360	16,4
6	370	20,8
7	380	18,5
8	410	25,0
9	425	20,1
10	430	19,8
11	432	20,0
12	465	24,6
13	480	20,6
14	570	25,1
15	575	24,4
16	630	34,9
17	700	29,3
18	820	32,8
19	825	31,6
20	840	39,8

Z powyższego zestawienia danych widoczne jest, że im większe są średnie odległości między przystankami na linii tramwajowej, tym większa jest prędkość na tej linii.

W celu określenia jaki wpływ i w jakim stopniu ma jedna cecha na drugą, obliczono współczynnik korelacji:

$$r = \frac{1/N \sum xy - \bar{x}\bar{y}}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \quad (1)$$

Wartość tego współczynnika zawarta jest w przedziale :

$$-1 < r < 1$$

Jeżeli współczynnik korelacji jest dodatni, to wzrost wartości jednej cechy powoduje również wzrost wartości drugiej cechy, natomiast wartość ujemna oznacza, że wzrost wartości jednej cechy powoduje maleńie wartości drugiej cechy.

Dodatkowo współczynnik korelacji określa siłę powiązań tych dwu cech - im większa jest wartość bezwzględna współczynnika korelacji, tym ściślejszy jest związek tych cech.

Obliczenia współczynnika korelacji przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Lp.	x	y	x ²	y ²	xy
1.	270	14,1	72 900	189,81	3 807,0
2.	280	14,7	78 400	216,09	4 116,0
3.	320	14,8	102 400	219,04	4 736,0
4.	330	15,8	108 900	249,64	5 214,0
5.	360	16,4	129 600	268,96	5 904,0
6.	370	20,8	136 900	436,81	7 696,0
7.	380	18,5	144 400	342,25	7 030,0
8.	410	25,0	168 100	625,00	10 250,0
9.	425	20,1	180 625	404,01	8 542,5
10.	430	19,8	184 900	392,04	8 514,0
11.	432	20,0	186 624	400,00	8 640,0
12.	465	24,6	216 225	605,16	11 439,0
13.	480	20,6	230 400	424,36	9 888,0
14.	570	25,1	324 900	630,01	14 307,0
15.	575	24,4	330 625	595,36	14 030,0
16.	630	34,9	396 900	1218,01	21 987,0
17.	700	29,3	490 000	858,49	20 510,0
18.	820	32,8	672 400	1075,84	26 896,0
19.	825	31,6	680 625	998,56	26 070,0
20.	840	39,8	705 600	1584,04	33 432,0
Σ	9 912	463,1	5 541 424	11 733,48	253 848,5

Na jej podstawie można obliczyć kolejno:

- średnią odległość między przystankami:

$$\bar{x} = \frac{9\ 912}{20} = 495,6 \text{ m}$$

- średnią prędkość tramwajów:

$$\bar{y} = \frac{463,1}{20} = 23,1 \text{ km/godz.}$$

odchylenia standardowe:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum x^2}{n} - \bar{x}^2} = \sqrt{\frac{5\,541\,424}{20} - 495,6^2} = 177,4 \text{ m}$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum y^2}{n} - \bar{y}^2} = \sqrt{\frac{11\,733,48}{20} - 23,1^2} = 7,29 \text{ km/godz}$$

- współczynnik korelacji:

$$r = \frac{1/20 \cdot 253\,848,5 - 495,6 \cdot 23,1}{7,29 \cdot 177,4} = 0,96$$

3. Równania regresji

Na podstawie danych: średniej odległości między przystankami i średniej prędkości obliczono współczynnik korelacji $r=0,96$. Wysoka wartość współczynnika pozwala wnioskować o dużej współzależności obu badanych cech. Jeżeli istnieje korelacja dwu cech, to możliwe jest szacowanie wartości jednej cechy, zakładając określone wartości drugiej. Służą do tego celu równania regresji:

a/ szacujemy wartość "y" na podstawie założonych wartości "x"

$$y - \bar{y} = r \frac{\sigma_y}{\sigma_x} / x - \bar{x} / \quad (2)$$

b/ szacujemy wartość "x" na podstawie założonych wartości "y"

$$x - \bar{x} = r \frac{\sigma_x}{\sigma_y} / y - \bar{y} / \quad (3)$$

Podstawiając obliczone poprzednio wartości otrzymano następujące równania regresji:

$$y = 0,028 x + 9,22$$

Równanie to pozwala na obliczenie średniej prędkości tramwaju przy założonej odległości między przystankami.

x	200	300	400	450	500	600	700	800
y	14,32	17,62	20,42	21,82	23,22	26,02	28,22	31,62

Można też, posługując się drugim równaniem regresji (3) szacować wielkość średniej odległości między przystankami, aby uzyskać od-

powiednią prędkość tramwaju.

$$x = 23,36 y - 44,02$$

y	15	16	17	18	19	20	25	30
x	306,38	329,74	353,10	376,46	399,82	423,18	539,98	656,78

4. Błąd standardowy

Porównując otrzymane wyniki równań regresji z danymi wyjściowymi /patrz wykres 1/ widoczne jest, że nie są one w zupełności zgodne - punkty nie leżą dokładnie na liniach regresji.

Dla ustalenia tej "rozbieżności" wykorzystano błąd standardowy:

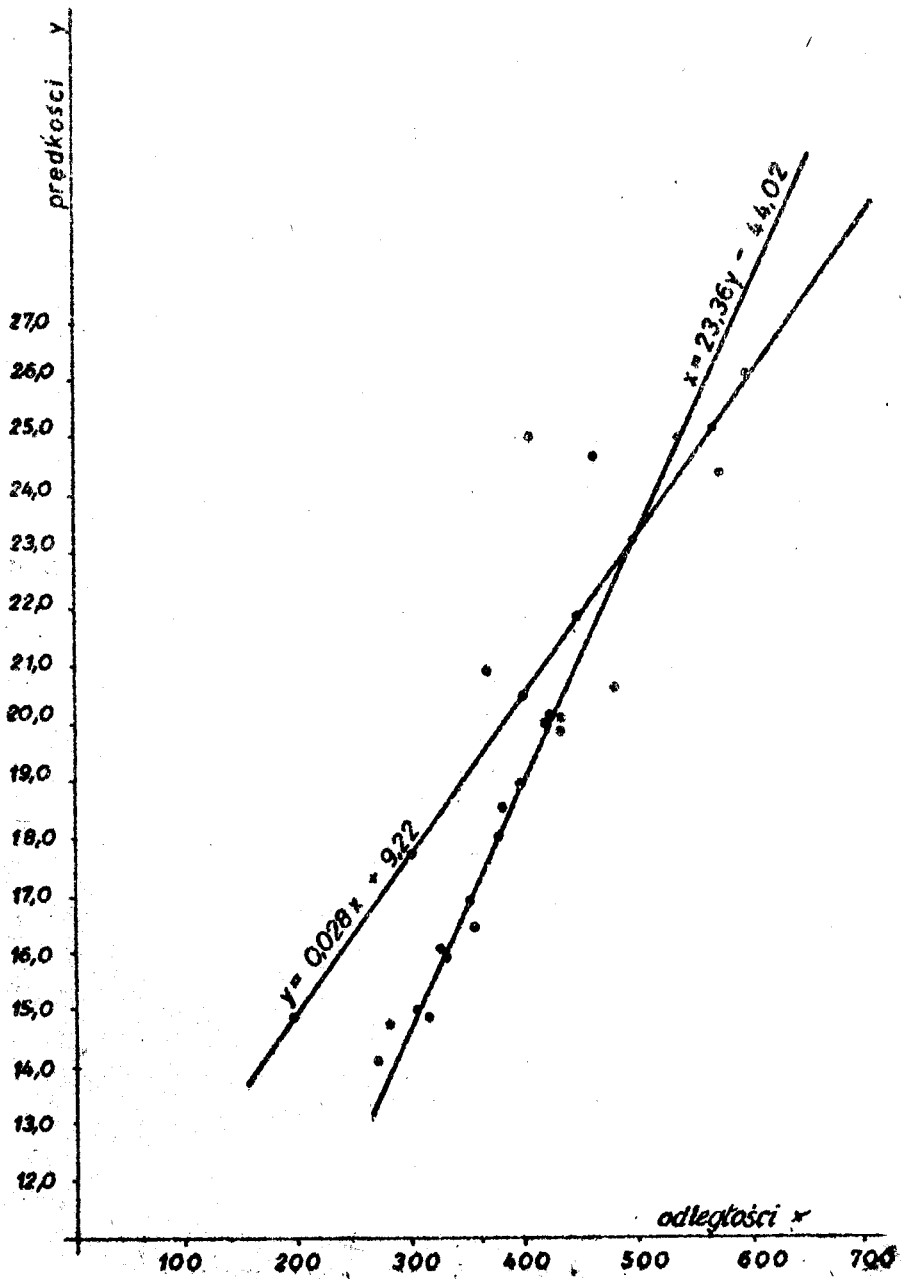
$$s_y = \sigma_y \sqrt{1-r^2} \quad \text{i} \quad s_x = \sigma_x \sqrt{1-r^2}$$

$$s_y = 2,04 \text{ km/godz.} \quad \text{i} \quad s_x = 49,67 \text{ m}$$

Po określeniu średniej prędkości tramwaju, zakładając pewne wartości dla średniej odległości między przystankami, można posługując się błędem standardowym ustalić średnią prędkość tramwaju w pewnym przedziale /tabela 3/.

Tabela 3

średnia odległość między przystankami w metrach	średnia prędkość tramwaju w km/godz.	
200	12,78-16,86	/ 14,82 ± 2,04/
300	15,58-19,66	/ 17,62 ± 2,04/
400	18,38-22,46	/ 20,42 ± 2,04/
500	21,18-25,26	/ 23,22 ± 2,04/
600	23,98-28,06	/ 26,02 ± 2,04/
700	26,18-30,26	/ 28,22 ± 2,04/
800	29,58-33,66	/ 31,62 ± 2,04/



Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla ustalenia średniej odległości między przystankami, zakładając średnią prędkość tramwaju /tabela 4/.

Tabela 4

średnia prędkość tramwaju w km/godz.	średnia odległość między przy- stankami w metrach
15	256,71-356,05 / 306,38+49,67/
16	280,07-379,41 / 329,74+49,67/
17	303,43-402,77 / 353,10+49,67/
18	326,79-426,13 / 376,46+49,67/
19	350,15-449,49 / 399,82+49,67/
20	373,51-472,85 / 423,18+49,67/
25	490,31-589,65 / 539,98+49,67/
30	607,11-706,45 / 656,78+49,67/

Przedziały przedstawione w tabelach 3 i 4 należy rozumieć następująco:

przy założonej wartości jednej cechy / x lub y/ oszacowana wartość drugiej cechy będzie mieściła się w tym przedziale.

5. Wnioski

Z przeprowadzonej powyżej analizy zależności prędkości przejazdu i odległości między przystankami widać, że przy zmniejszeniu odległości międzyprzystankowych przykładowo z 500 m do 200 m obniża się prędkość o około 35%.

Większa ilość małych odległości, międzyprzystankowych na danej trasie znacznie więc obniża prędkość komunikacyjną, a w konsekwencji przedłuża czas jazdy i zmniejsza wykorzystanie taboru.

Małe odległości między przystankami szczególnie obniżają prędkość komunikacyjną w trakcji tramwajowej z uwagi na "sztywność" tych środków transportowych w ruchu miejskim.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń sugerują następujący wniosek: aby spełnić warunek uzyskania możliwie wysokich prędkości komunikacyjnych należy dążyć do rozstawu przystanków co najmniej w odległościach około 500 metrów.

LITERATURA

1. Mazurek T.: Komunikacja miejska. Wyd. WKŁ. Warszawa 1968
2. Puchalski T.: Wnioskowanie statystyczne. PWN Warszawa 1973
3. Sobolewski E., Sikorski A., Łowiński J.: Miejska komunikacja szynowa. Arkady Warszawa 1971
4. Zieliński R.: Tablice statystyczne. PWN Warszawa 1972

ВЛИЯНИЕ РАССТОЯНИЙ ТРАМВАЙНЫХ ОСТАНОВОК НА КСММУНИ -
КАЦИОННУЮ СКОРОСТЬ.

В разработке использованы методы математической статистики, благодаря которым было определено среднее расстояние между остановками, при предположенной средней скорости или наоборот.

THE INFLUENCE OF A DISTANCE BETWEEN TRAM STOPS ON THE
SCHEDULE SPEED

Owing to the methods of mathematical statistics which have been utilized in this elaboration, a medium distance between stops at the assumed medium velocity or reciprocally has been defined here.



Andrzej Flamowski

OPTIMALIZACJA KSZTAŁTU POSZERZENIA JEZDNI DROGOWEJ
NA ŁUKACH Z KLOTOIDALNYMI KRZYWYMI PRZEJŚCIOWYMI

Opracowanie przedstawia próbę znalezienia kształtu krzywej poszerzenia, opartej o matematyczny opis zagadnienia, dla łuku poziomego, składającego się z klotoidy, łuku kołowego i klotoidy, po którym odbywa się ruch pojazdów samochodowych ze stałą szybkością.

1. Wstęp

Jednym z podstawowych elementów prawidłowego kształtowania krzywizn drogowych w planie jest zapewnienie pojazdom znajdującym się w ich obrębie co najmniej takich warunków bezpieczeństwa ruchu, jakie występowały na poprzedzających je prostych. Wymagania związane z geometrią pojazdów samochodowych w ruchu po łuku występują równocześnie z wymaganiami mechaniki ruchu i wiążą się bezpośrednio z zastosowaniem odpowiedniej wielkości poszerzenia jezdni na łuku zasadniczym /kołowym/ i sposobem jego narastania w obrębie drogowych krzywizn przejściowych. Jak dotąd, najczęściej i najchętniej stosowany jest w praktyce proporcjonalny przyrost poszerzenia jezdni na długości klotoidalnej krzywej przejściowej. Przepisy [3] zalecają nadawać linii narastania poszerzenia kształt złożony z paraboli III stopnia, prostej i paraboli II stopnia, celem zapewnienia płynności zarysu krawędzi jezdni. Przepisy RFN, omówione w [2] podają zalecane krzywizny oparte o doświadczenia Guhlmanna.

2. Matematyczny opis zagadnienia

W dalszych rozważaniach przejazd pojazdu samochodowego po łuku poziomym modelowany jest przez odcinek OA, którego:

- długość odpowiada bazie pojazdu, czyli odległości od przodu pojazdu do osi tylnej;
- położenie jest zmienne, styczne do bieżącego punktu krzywej /klotoidy, koła/ w punkcie O;
- przesunięcie wiąże się z odpowiednim obrotem;
- punkt początkowy O przemieszcza się po łuku ze stałą szybkością;
- punkt końcowy A zakreśla kształt krzywej poszerzenia.

Przypadek ogólny występuje wówczas, gdy długość bazy pojazdu znajduje się całkowicie w obrębie krzywej klotoidalnej. W tym przypadku dla danych:

τ_1 - kąt odpowiadający dowolnemu punktowi bieżącemu klotoidy,

a - parametr klotoidy [m],

L - długość miarodajna pojazdu samochodowego do wyznaczenia niezbędnego poszerzenia, zwana długością bazy pojazdu, lub długością bazy zastępczej pojazdów członowych i złożonych [2],

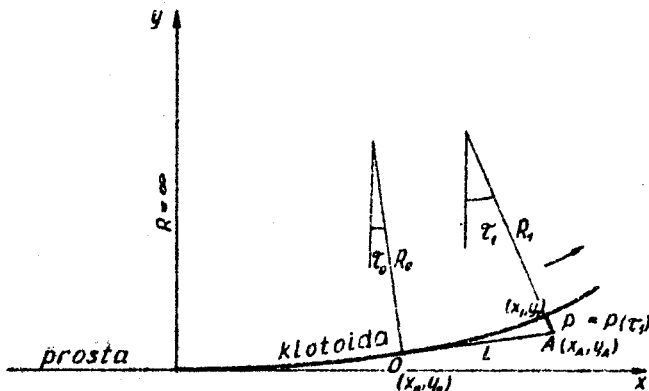
należy znaleźć:

τ_0 - kąt odpowiadający położeniu tylnej osi pojazdu na klotoidzie,

x_0, y_0 - współrzędne klotoidy o parametrze a dla τ_0 ,

x_A, y_A - współrzędne punktu A /rys.1/

p - wielkość poszerzenia odpowiadającego kątowi τ_1 .



Rys. 1.

Na podstawie znanych wzorów na długość s klotoidy od jej początku do punktu odpowiadającego kątowi τ w postaci:

$$s = a \sqrt{2\tau} \quad (1)$$

otrzymujemy

$$\Delta s = a \sqrt{2\tau_1} - a \sqrt{2\tau_0} \quad (2)$$

Podstawiając : $\Delta s \approx L$

można otrzymać:

$$\tau_0 = \left(\sqrt{\tau_1} - \frac{L}{a\sqrt{2}} \right)^2 \quad (3)$$

Z rys. 1 wynika, że:

$$x_A = x_0 + L \cos \tau_0, \quad (4)$$

$$y_A = y_0 + L \sin \tau_0$$

Poszukiwana wielkość p wyraża się wzorem:

$$p = \sqrt{(x_A - x_1)^2 + (y_A - y_1)^2} \quad (5)$$

w którym:

x_1, y_1 - współrzędne punktu bieżącego klotoidy, odpowiadającego kątowi τ_1 .

Wielkości współrzędnych punktów znajdujących się na klotoidzie poszukuje się np dla danych τ_1 i τ_0 [1].

Dla przypadku, gdy długość bazy pojazdu znajduje się na początku klotoidy /rys.2/:

$$\tau_0 = 0 \quad (6)$$

stąd po podstawieniu do wzoru 3 otrzymuje się:

$$\tau_1 = \frac{L^2}{2a^2} \quad (7)$$

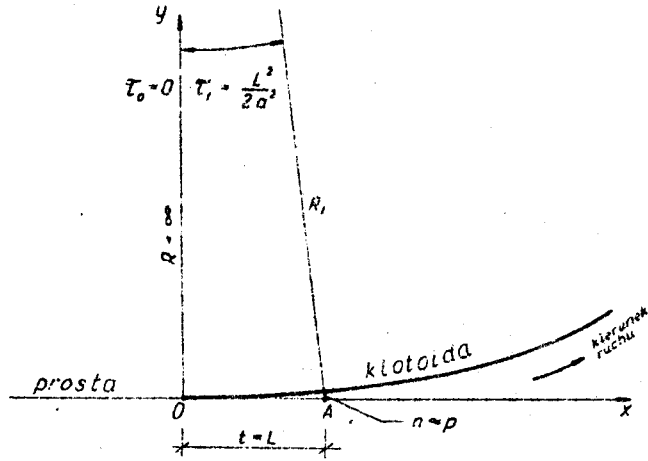
Do wielkości tego kąta poszerzenie

$$p \approx y_0 \cdot a \quad y_0 \approx n \quad (8)$$

których wartości podają tablice [1].

Tabela 1

l	s_1	τ_1	x_1	y_1	R_1	τ_1	τ_0	x_0	y_0	R_0	F_0	F_1
0,050	5,00	0°04'18"	5,0000	0,0021	2000,00	0,0012508	0,0000000	0,0000	0,0000	∞	0,002	0,025
0,100	10,00	0°17'11"	10,0000	0,0167	1000,00	0,0049984	0,0012492	5,0000	0,0021	2000,00	0,017	0,050
0,150	15,00	0°38'40"	14,9998	0,0562	666,67	0,0112477	0,004995	10,0000	0,0167	1000,00	0,041	0,075
0,200	20,00	1°08'45"	19,9992	0,1333	500,00	0,0199999	0,004995	10,0000	0,0167	1000,00	0,066	0,100
0,250	25,00	1°47'26"	24,9976	0,2604	400,00	0,031251	0,012502	14,9998	0,0562	666,67	0,092	0,125
0,300	30,00	2°34'42"	29,9939	0,4499	333,33	0,044000	0,0193352	19,9992	0,1333	500,00	0,118	0,150
0,350	35,00	3°30'34"	34,9869	0,7144	285,71	0,061251	0,0312507	24,9976	0,2604	400,00	0,143	0,175
0,400	40,00	4°35'01"	39,9744	1,0662	250,00	0,0799999	0,0449999	29,9939	0,4499	333,33	0,166	0,200
0,450	45,00	5°48'04"	44,9539	1,5176	222,22	0,101248	0,0612485	34,9855	0,7144	285,71	0,193	0,225
0,500	50,00	7°09'43"	49,9219	2,0810	200,00	0,124999	0,0799993	39,9744	1,0662	250,00	0,217	0,250
0,550	55,00	8°39'58"	54,8743	2,7684	181,82	0,151252	0,1012517	44,9539	1,5176	222,22	0,242	0,275
0,600	60,00	10°18'48"	59,8059	3,5917	166,67	0,180002	0,1250017	49,9219	2,0810	200,00	0,266	0,300
0,650	65,00	12°06'13"	64,7105	4,5625	153,85	0,211248	0,1512483	54,8743	2,7684	181,82	0,292	0,325
0,700	70,00	14°02'15"	69,5810	5,6922	142,86	0,245001	0,1800010	59,8059	3,5917	166,67	0,316	0,350
0,750	75,00	16°06'52"	74,4089	6,9916	133,33	0,281250	0,2112501	64,7105	4,5625	153,85	0,342	0,375
0,800	80,00	18°20'05"	79,1847	8,4711	125,00	0,320001	0,2450009	69,5810	5,6922	142,86	0,367	0,400
0,850	85,00	20°41'53"	83,8974	10,1404	117,65	0,361249	0,2812492	74,4089	6,9916	133,33	0,391	0,425
0,900	90,00	23°12'17"	88,5349	12,0084	111,11	0,404999	0,3199992	79,1847	8,4711	125,00	0,417	0,450
0,950	95,00	25°51'17"	93,0837	14,0831	105,25	0,451250	0,3612500	83,8974	10,1404	117,65	0,441	0,475
1,000	100,00	28°38'52"	97,5288	16,3714	100,00	0,499998	0,4049983	88,5349	12,0084	111,11	0,467	0,500



Rys. 2.

Gdy baza pojazdu samochodowego przemieszcza się z kłotoïdy na łuk kołowy /patrz rys.3/, można napisać równania okręgu i prostej SA, których punkt przecięcia wyznacza punkt o współrzędnych x_1, y_1 :

$$x_1 = x_s + \frac{R}{\sqrt{1 + \left(\frac{y_A - y_s}{x_A - x_s} \right)^2}}$$

(9)

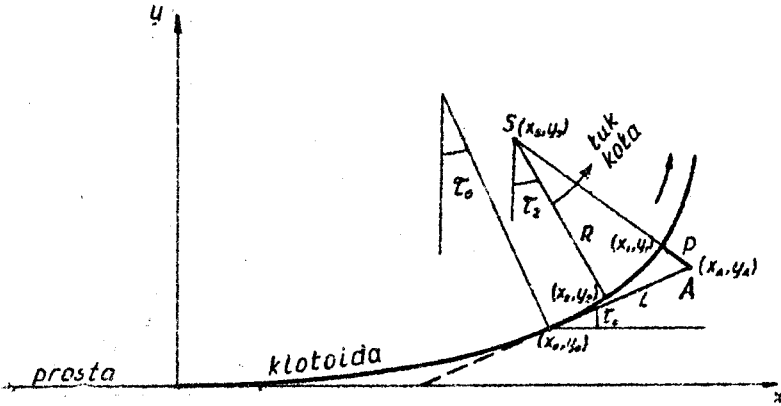
$$y_1 = y_s + \frac{R}{\sqrt{1 + \left(\frac{x_A - x_s}{y_A - y_s} \right)^2}}$$

Wartość poszerzenia dla tego przypadku obliczyć można z wzorów:

$$p = \sqrt{(x_A - x_s)^2 + (y_A - y_s)^2} - R \quad (10)$$

$$p = \sqrt{(x_1 - x_A)^2 + (y_1 - y_A)^2} \quad (11)$$

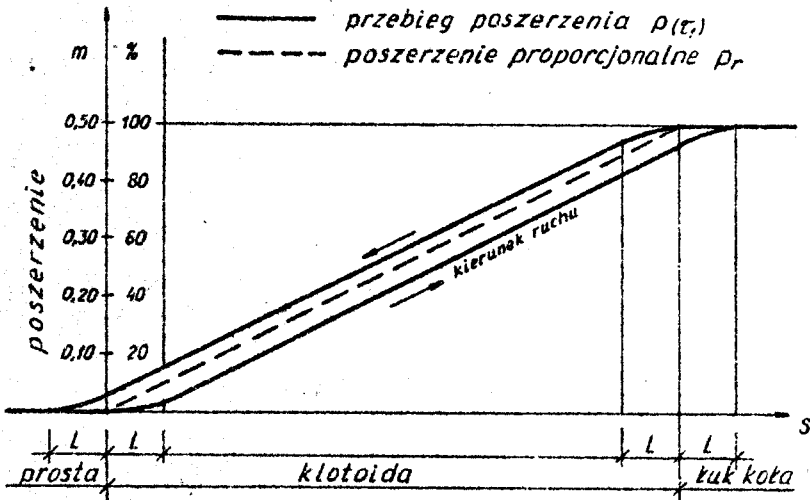
We wzorach 9,10 i 11 zastosowano oznaczenia jak na rys.3



Rys. 3.

W tabeli 1 i na rys.4 przedstawiono przykładowo wyznaczenie wartości p_{τ_1} - zarysu narastania poszerzenia, oparte na podanych wyżej rozważaniach, oraz wartości p_x , odpowiadające proporcjonalnemu przyrostowi poszerzenia na długości krzywej przejściowej.

W przykładzie przyjęto : $L = 10$ m, $a = 100$ m



Rys. 4

3. Wnioski

Zarys optymalnego z geometrycznego punktu widzenia kształtu krzywizny narastania poszerzenia wskazuje na:

- zróżnicowanie wielkości poszerzeń w analogicznych przekrojach klotoidy "wjazdowej" i "zjazdowej" oraz przesunięcie odcinków poszerzeń odpowiednio na łuk kołowy i na prostą;
- dużą analogię z proporcjonalnym przyrostem poszerzenia;
- możliwość jego uproszczenia w wielu przypadkach, przez pominięcie niewielkich, krzywoliniowych przebiegów na początkowych i końcowych odcinkach jego zarysu.

LITERATURA

1. Lipiński M.: Tablice do tyczenia krzywych. cz.II.Klotoida. Warszawa 1956
2. Rudnicki A.: Kształtowanie poszerzeń jezdni na łukach poziomych. Drogownictwo nr 8 i 9. 1970
3. Wytyczne szczegółowe do NTP-DP-22. Warszawa 1966

ОПТИМАЛИЗАЦИЯ ФОРМЫ РАСШИРЕНИЯ МОСТОВОЙ НА ДУГЕ
С КЛОТОНДАЛЬНЫМИ ПЕРЕХОДНЫМИ КРИВЫМИ

В работе представлены попытки найти форму кривой расширения, опираясь на математическое описание проблемы, для горизонтальной дуги, состоящей из клотоиды, круговой дуги и клотоиды, по которой происходит движение автомашин с одинаковой скоростью.

OPTIMALIZATION OF THE SHAPE OF WIDENING THE ROADWAY AT
THE ARCHES WITH THE CLOTHOID TRANSITION CURVE

The elaboration presents the attempts of finding the shape of widening curve, based on the mathematical description of a problem, consisting of the clothoid, circular arc and clothoid, on which vehicular traffic with the constant velocity takes place.

Aleksander Gandecki
Wacław Kędzióra
Maria Szczaniecka

OCENA PARAMETRÓW FOTOMETRYCZNYCH PODŚWIETLANYCH ZNAKÓW DROGOWYCH

W pracy omówiono stawiane wymogi fotometryczne i kolorymetryczne oraz wyniki przeprowadzonych badań dla grupy znaków drogowych podświetlanych.

1. Wstęp

Szybki rozwój motoryzacji i ruchu drogowego sprawia, że czytelność znaków drogowych wpływa w ważki sposób na bezpieczeństwo jazdy. Dotychczas stosowane są dwa typy znaków drogowych.

Pierwszym z nich jest znak, którego tarcza z zawartymi na niej informacjami wykonana jest z materiału nieprzeświecalnego. Taki znak staje się czytelny przy naświetleniu go światłem kierunkowym lub rozproszonym pochodzącym od nieboskłonu, opraw oświetleniowych bądź naświetlaczy pojazdów poruszających się po drogach.

Drugim typem stosowanych znaków drogowych jest znak, którego tarcza z zawartymi informacjami wykonana jest z materiału przeświecalnego. Tego typu znak jest czytelny przy oświetleniu go światłem kierunkowym i rozproszonym, a ponadto, umieszczone za tarczą znaku świecące źródła światła zdecydowanie poprawiają jego czytelność, szczególnie przy niedostatecznym jego naświetleniu. Znaki tego typu nazywano podświetlanymi znakami drogowymi.

2. Wymagania fotometryczne

Czytelność informacji zawartych na tarczy znaku drogowego zależy między innymi od bezwzględnej wartości luminancji pól barwnych na tarczy znaku, różnicy luminancji tarczy znaku i otoczenia, wielkości kątowej znaku oraz czasu obserwacji znaku. Są to podstawowe czynniki warunkujące widzenie, wynikające z fizjologicznych zasad oświetlania.

W miarę wzrostu prędkości pojazdów poruszających się po drogach maleje czas obserwacji znaku drogowego. Zatem pozostałe, wyżej wymienione parametry muszą być tak dobrane, aby zapewniły właściwą czytelność tarczy znaku.

Jak dotychczas w Polsce brak jest norm ujmujących ten problem. W tej sytuacji można skorzystać z norm zagranicznych, które zawierają odpowiednie wymogi co do poziomu luminancji i jej równomierności. Do norm tych można zaliczyć między innymi normy niemieckie /DIN 67521, 6163, 6171/, na bazie których w Polsce przeprowadzono badania prototypowych znaków drogowych [1]. Do wielkości podstawowych zawartych w tych normach należą wartości maksymalne L_{max} , minimalne L_{min} i średnie L_{sr} luminancji w zależności od barwy znaku tarczy /tablica 1/.

Czytelność znaków wzrasta z równomiernością rozkładu luminancji na tarczach znaków drogowych. Stąd też oprócz bezwzględnych wartości luminancji zestawionych w tablicy 1 w/w norma określa również wartości równomierności luminancji danej barwy, która oceniana jest tzw. gradientem luminancji.

Gradient luminancji jest stosunkiem różnicy luminancji dwoma kołowymi polami w miejscach wizualnie największej różnicy luminancji do odległości między ich środkami tj.:

$$\text{grad } L = \frac{L_2 - L_1}{a} \quad \text{cd/m}^2 \cdot \text{cm}$$

Zgodnie z wymogami normy $\text{grad } L < p \cdot L_0$, przy czym $p = 0,1 \text{ cm}^{-1}$, a L_0 - luminancja odniesienia. Luminancję odniesienia należy wyznaczyć w połowie odległości między L_2 i L_1 [1].

W warunkach oświetlenia dziennego czytelność podświetlanych znaków drogowych /gdy źródła światła służące do podświetlenia znaku nie świecą/ zależy od własności fotometrycznych /współczynnika odbicia, rozproszenia itp./, materiałów i farb stosowanych na tarczy znaków drogowych. Własności te ujmuje ilościowo współ-

Tablica 1

Wartości pomierzone i normowane wg DIN poziomów, równomierności i współczynnika luminancji podświetlanych znaków drogowych

Lp	Barwa	Wartości pomierzone				Wartości wg DIN				Uwagi
		Luminancja		L _{gr}	grad L	Luminancja		L _{sr}	grad L	
		L _{min} nt	L _{max} nt	nt	p·L ₀	L _{min} nt	L _{max} nt	nt	p·L ₀	
1.	Biała	od 3,78 do 30,6	od 37,8 do 140,4	od 20,8 do 85,5	od 0,43 do 0,81	od 0,73 do 0,75	150 ⁺ -60	1	od 0,75 do 0,90	
2.	Żółta	od 3,41 do 4,31	od 27,0 do 39,9	od 15,6 do 22,1	od 0,64 do 0,72	od 0,30 do 0,6	150 ⁺ -60	1	od 0,50 do 0,65	Znaki starego typu
3.	Czerwo- niebieska	od 0,9 do 11,3	od 2,7 do 21,6	od 1,9 do 15,4	od 0,26 do 0,91	od 0,08 do 0,12	10 ⁺ -5	1	od 0,07 do 0,13	
4.	Niebieska	od 0,27 do 0,35	od 2,5 do 3,4	od 1,4 do 1,8	od 0,79 do 1,17	od 0,08 do 0,09	20 ⁺ -5	1	od 0,06 do 0,10	
5.	Biała	od 46,8 do 216	od 126 do 486	od 86,4 do 342	od 0,14 do 0,61	od 0,83 do 0,87	150 ⁺ -60	1	od 0,75 do 0,90	
6.	Żółta	od 101 do 234	od 103 do 558	od 102 do 396	od 0,01 do 0,27	od 0,51 do 0,56	150 ⁺ -60	1	od 0,50 do 0,65	Znaki nowego typu
7.	Czerwo- niebieska	od 28,8 do 39,6	od 46,8 do 54,0	od 41,4 do 43,2	od 0,03 do 0,30	od 0,07 do 0,10	10 ⁺ -5	1	od 0,07 do 0,13	
8.	Niebieska	od 2,7 do 9,0	od 14,4 do 24,8	od 11,3 do 13,8	od 0,23 do 0,54	od 0,08 do 0,10	20 ⁺ -5	1	od 0,06 do 0,10	

czynnik luminancji $\beta [1]$ /tablica 1/.

3. Wymagania kolorymetryczne

Treść znaków drogowych wyrażona jest również poprzez dobór odpowiednich barw. Zatem właściwa czytelność znaków zależy niewątpliwie od jakości tych barw.

Odcień i nasycenie każdej barwy można przedstawić liczbowo lub graficznie przez podanie jej współrzędnych trójchromatycznych. Wyrażają one względny udział trzech bodźców odniesieniowych w promieniowaniu o danej barwie.

Współrzędne trójchromatyczne barwy niesamoistnych źródeł światła, jakimi są podświetlane znaki drogowe zmieniają się w zależności od rozkładu widmowego oświetlających je źródeł światła. W szczególności barwy na tarczy znaku mają inne współrzędne trójchromatyczne przy oświetleniu ich np. światłem dziennym, a inne przy oświetleniu własnym, najczęściej żarowym źródłem światła.

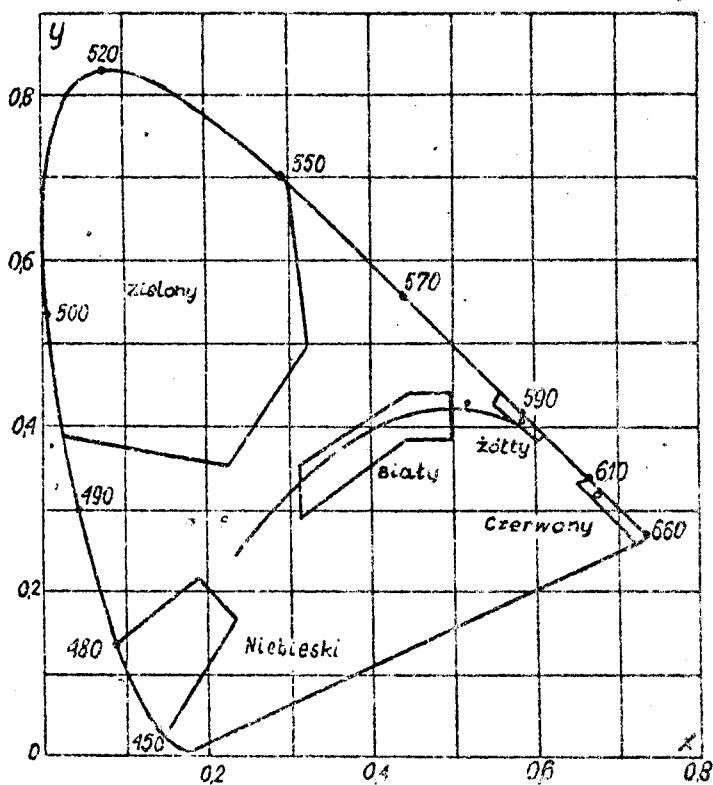
Graniczne wartości współrzędnych trójchromatycznych dla barw występujących na znakach drogowych, podaje odmiennie dla pory dziennej i nocnej norma DIN [1]. Położenie tych barw na obszarze trójkąta barw przedstawia rys.1.

4. Badania znaków drogowych

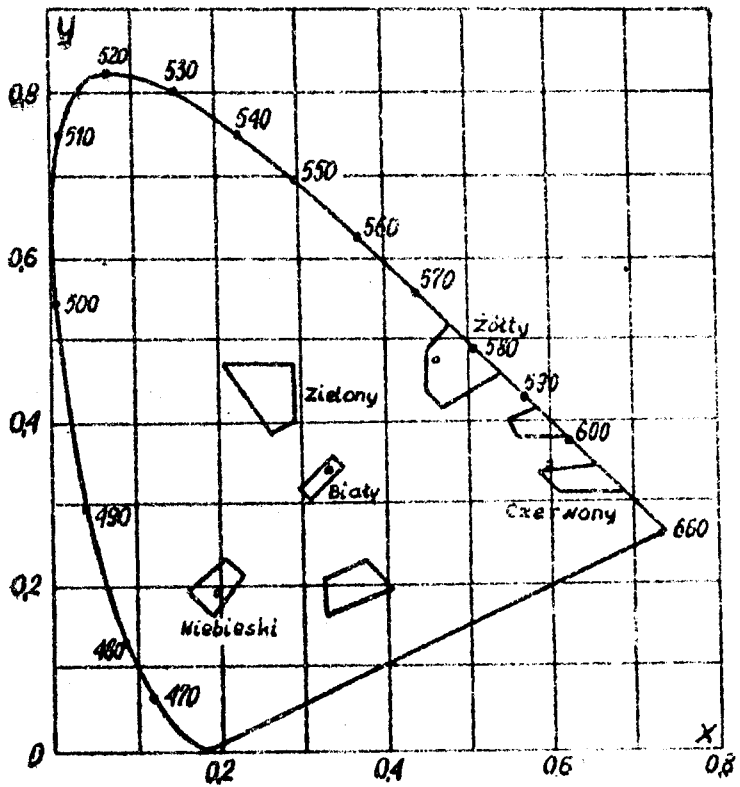
W Zakładzie Techniki Świetlnej Instytutu Elektrotechniki Przemysłowej Politechniki Poznańskiej dokonano pomiarów wielkości fotometrycznych i kolorymetrycznych podświetlanych znaków drogowych. Badania przeprowadzono dla całego asortymentu znaków starszego typu o średnicy 550 mm podświetlanych źródłami żarowymi oraz kilku rodzajów znaków nowego typu o średnicy 900 mm ze źródłami fluorescencyjnymi. Badaniu poddano znaki w warunkach eksploatacyjnych z obszaru miasta Poznania.

Luminancję L poszczególnych pól barwnych znaków mierzono przenośnym nitomierzem wyposażonym w ogniwo selenowe skorygowane wraz ze wzmacniaczem elektronicznym. Pole fotometrowane miało średnicę 20 mm. Znaki podświetlone były własnymi źródłami światła lub oświetlone światłem dziennym.

Współczynniki luminancji dla poszczególnych barw badanych znaków wyznaczono poprzez pomiar luminancji badanego pola i płytki wzorcowej, przy zachowaniu jednakowych warunków oświetlenia zewnętrznego.



Rys.1a. Wykres chromatyczności z zakresami tolerancji wg DIN i punktami uzyskanymi z pomiarów podświetlanych znaków drogowych - oświetlonych od wewnątrz żarówkami



Rys. 1b. Wykres chromatyczności z zakresami tolerancji wg DIN i punktami uzyskanymi z pomiarów podświetlanych znaków drogowych
 - oświetlonych światłem dziennym

Współrzędne trójchromatyczne promieniowania poszczególnych barw znaków podświetlonych własnym źródłem oraz oświetlonych z zewnątrz, wyznaczono przy pomocy kolorymetru trójchromatycznego z fotopowielaczem 10-cio stopniowym.

5. Wyniki i ocena pomiarów

Wyniki pomiarów poziomów luminancji, gradientu luminancji, współczynnika luminancji oraz współrzędnych trójchromatycznych poszczególnych pól barwnych badanych znaków przedstawiono w tabelicy 1 i na rys.1.

Uzyskane wyniki pomiarów luminancji wykazują znaczne rozbieżności. Zanotowano zarówno wartości luminancji nieco większe od maksymalnych /znaki nowego typu-barwa biała i żółta/, jak również mniejsze od minimalnych, zalecanych dla danej barwy /znaki starego typu - barwa niebieska/.

Wyniki pomiarów gradientu luminancji są zadowalające, co oznacza, że rozkład luminancji na powierzchniach barwnych znaków podświetlanych jest dość równomierny.

Wyznaczone wartości współczynnika luminancji w większości wypadków są zgodne z zalecanymi. Znaczący to, że badane znaki na ogół są czytelne również przy oświetleniu ich światłem dziennym. Dużą rolę odgrywa w tym przypadku czystość znaków - wyniki negatywne uzyskano bowiem dla znaków zabrudzonych.

Pomiary chromatyczności badanych znaków podświetlanych żarowymi źródłami światła wykazały, że barwy: czerwona i żółta spełniają wymagania normy, natomiast barwa biała leży poza zakresem tolerancji przesunięta w kierunku barwy żółtej, a barwa niebieska przesunięta jest w kierunku zieleni. Odmiennie wyniki uzyskano przy oświetleniu tych znaków światłem dziennym. W tym przypadku barwy: biała, żółta i niebieska mieszczą się w zalecanym obszarze trójkąta barw, a barwa czerwona nieco wykracza poza zalecany obszar w kierunku barwy pomarańczowej.

6. Wnioski

Z przeprowadzonych badań wynika, że nie wszystkie będące w eksploatacji podświetlane znaki drogowe spełniają wymagania dobrej ich czytelności w różnych warunkach oświetleniowych. Na uwagę zasługują znaki podświetlane żarówkami, a w szczególności pola niebieskie tych znaków, tak pod względem poziomu luminancji jak

i chromatyczności. Znaki nowego typu wykonane z innych materiałów i podświetlone świetlówkami lepiej spełniają wymagania fotometryczne. Mimo wyższych nakładów inwestycyjnych i utrudnionej konserwacji znaki te należałoby instalować na drogach państwowych szybkiego ruchu, gdzie szczególnie dobra czytelność znaków drogowych jest warunkiem bezpieczeństwa.

Podkreślić trzeba również wyraźną potrzebę wprowadzenia w Polsce precyzyjnych przepisów odnośnie wymogów, stawianych znakiem drogowym.

LITERATURA

1. Cichocka E.: Oświetlenie znaków drogowych. Przegląd Elektrotechniczny R.XLIV Z. 9/1968

ОЦЕНКА ФОТОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ПОДСВЕЧИВАЕ-
МЫХ ДОРОЖНЫХ ЗНАКОВ

В работе обсуждены фотометрические и цветометрические предъявляемые требования и итоги проведенных исследований для группы дорожных подсвечиваемых знаков.

THE ESTIMATION OF PHOTOMETRIC PARAMETERS LIT FROM
BELOW TRAFFIC SIGNS

In this article, the demanded photometric and colorimetric requirements and the results of tests for the number of lit from below traffic signs have been discussed.

Andrzej Krych
Jerzy Piotrowski
Bernard Rzeczyński

METODA ANKIETOWA BADAŃ RUCHU KOŁOWEGO W MIASTACH ŚREDNICH

W referacie omówiono ankietową metodę badań ruchu kołowego w miastach średnich. Podstawą scharakteryzowania prze-mieszczeń w ruchu wewnętrznym miasta jest opisana w refera-cie ankieta korespondencyjna, natomiast w ruchu zewnętrznym - ankieta bezpośredniego wywiadu z użytkownikiem pojazdu. Przedstawiono również analizę dokładności badań ankieto-wych.

1. Wstęp

W pracowni Inżynierii Miejskiej Politechniki Poznańskiej pod-jęto długoletnie badania ruchu kołowego miast średnich przy za-stosowaniu metod reprezentacyjnych. Bazując na doświadczeniach w organizacji badań ruchu w miastach Trzciance i Ostrzeszowie w latach 1971 - 1972 - zorganizowano kompleksowe badania ruchu w Inowrocławiu, Gorzowie Wlkp. oraz w Kaliszu.

Podstawowym celem badań było ustalenie struktury i wielkości przemieszczeń w relacjach przestrzennych, sposobu użytkowania po-jazdów samochodowych, ustalenia związków pomiędzy wielkościami ruchu i zagospodarowaniem przestrzennym miast i przyległych ob-szarów. Dane te były konieczne m.in. dla dalszych studiów prog-nostycznych i analizy warunków ruchu w miejskich układach drogowo-uli-cznych.

W stosowanej metodyce badań szczególną uwagę zwrócono na problematykę ruchu zewnętrznego obciążającego w/w miasta wielkoś-cią 25-50% globalnego ruchu miejskiego, co stanowi o konieczności bardziej dokładnych studiów i analiz tej specyficznej dla miast średnich problematyki.

Metodą dającą zdaniem autorów możliwość uzyskania żadanego zakresu informacji jest metoda reprezentacyjna w formie ankietyzacji:

- a/ bezpośredniej - ruchu zewnętrznego,
- b/ korespondencyjnej - ruchu wewnątrzmiastowego.

2. Studia wstępne i uzupełniające

Studia wstępne obejmują badania nad strukturą przestrzenną miasta w aspekcie podziału na rejony komunikacyjne oraz związków ruchu z elementami zagospodarowania przestrzennego, analizę wstępną potencjału ruchowego miasta, ocenę sieci drogowo - ulicznej i systemu organizacji ruchu - oraz zebranie informacji o stanie bezpieczeństwa ruchu kołowego i pieszych. W szczególności sprowadzają się do:

- rekonesansu w terenie,
- ustalenia powiązania sieci ulicznej miasta z siecią dróg zewnętrжных,
- podziału badanego obszaru na rejony komunikacyjne,
- ustalenia struktury rodzajowej i ilościowej parku samochodowego,
- badania rozmieszczenia pojazdów w rejonach komunikacyjnych analizowanego obszaru,
- badania stanu bezpieczeństwa ruchu,
- określenia geometrii elementów układu komunikacyjnego i analizę przepustowości elementów układu,
- uzupełniających pomiarów przekrojowych natężeń ruchu.

Rejonizację miasta przeprowadzono z dużą dokładnością konfrontując plany inwentaryzacyjne z autopsją terenu.

Strukturę i liczebność parku pojazdów ustalono na podstawie danych Wydziałów Komunikacji lub Oddziałów PZU. Stwierdzono znaczne niedokładności w ewidencjach pojazdów w Wydziałach Komunikacji, stąd też dane dotyczące pojazdów prywatnych uzupełniano na podstawie materiałów PZU.

Informacje dotyczące liczby i miejsca wypadków uzyskiwano z rejestrów Milicji Obywatelskiej. Należy jednak zaznaczyć, że zakres tych informacji nie jest wystarczający dla pełnej analizy bezpieczeństwa.

Badania warunków ruchu na ogół ograniczono do analizy przepustowości, natężeń i bezpieczeństwa ruchu w elementach układu.

Dla celów właściwej organizacji bezpośredniej ankietyzacji ruchu zewnętrznego, określenia funkcji i ważności istniejących ciągów komunikacyjnych oraz ustalenia godzin szczytowych obciążeń sieci ruchem kołowym - organizowano pomiary bazowe - ustalając posterunki pomiarowe w najbardziej istotnych elementach układu. Pomiary bazowe zwykle miały charakter pomiarów przekrojowych.

3. Ankieta ruchu wewnątrzmijskiego

Dla ankietyzacji ruchu wewnątrzmijskiego zredagowano trzy typy ankiet:

- ankietę L - dla użytkowników pojazdów osobowych,
- ankietę Ł - dla kierowców użytkowanych pojazdów ciężarowych,
- ankietę Y - zbiorczą dla parku pojazdów w przedsiębiorstwach i instytucjach uspołecznionych

Wzory ankiet typu L i Ł przedstawiono w opracowaniu. Ankieta Y obejmowała zestaw informacji dotyczących liczby, struktury, sposobu użytkowania i miejsca garażowania pojazdów będących w gestii użytkownika. Wszystkie trzy typy ankiet były wypełniane dla tego samego dnia porównawczego. Informacje uzyskane z ankiet L i Ł dotyczyły przede wszystkim celów i źródeł ruchu, czasów i trasy przejazdu, miejsca i sposobu użytkowania pojazdu.

Ankieta realizująca wywiad pośredni z respondentem kolportowana była drogą korespondencyjną indywidualnie do użytkowników pojazdów prywatnych oraz drogą bezpośredniego kolportażu przez dyspozytorów pojazdów wśród kierowców pojazdów państwowych. Adres respondenta wypisywany był na części formularza ankietowego, którą dla zachowania anonimowości respondent mógł odciąć od zasadniczej części blankietu.

Zasadniczym problemem ankietyzacji drogą korespondencyjną jest uzyskanie takiej liczby zwrotów prawidłowo wypełnionych formularzy ankietowych, która zapewniałaby reprezentatywność próby. W tym celu kolportażem ankiety obejmowano prawie 100% populacji, przede wszystkim najbardziej ruchliwych użytkowników pojazdów. W przeprowadzonych badaniach uzyskano zwroty ankiet w następujących wielkościach próby w stosunku do populacji wymienionych

rodzajów pojazdów:

- motocykle 5-12%, przy populacji 1800-3000
- samochody osobowe 14-18%, przy populacji 1650-3440
- samochody ciężarowe 15-25%, przy populacji 1580-2250

Dla uzyskania oceny wiarygodności rezultatów badań ankietowych metodą reprezentacyjną w dniu ankietyzacji ruchu wewnątrzmięjskiego organizowano pomiary kontrolne. Polegały one na przeprowadzeniu pomiarów przekrojowych w godzinach szczytu komunikacyjnego w elementach charakterystycznych układu oraz w tzw. kordonie zewnętrznym - na drogach wylotowych z miasta. Ustawienie przekrojów pomiarowych wewnątrz kordonu zewnętrznego sprowadzało się z reguły do ustalenia niewielkiej liczby miejsc o maksymalnej koncentracji różnych relacji przestrzennych. Najczęściej były to zespół mostów lub wiaduktów /np. w Kaliszu 5 mostów wokół centrum miasta, w Gorzowie most na Warcie/. Porównanie wyników badań analitycznych ankietyzacji po uzyskaniu macierzy relacji przestrzennych z wynikami pomiarów kontrolnych - ma decydujące znaczenie dla oszacowania dokładności prowadzonych badań. Gdy wyniki zbyt mocno się różnią, można przeprowadzić dodatkową korektę niektórych wskaźników.

4. Ankieta ruchu zewnętrznego

Przyjęta metoda badań ruchu zewnętrznego integralnie związana jest z badaniami ruchu wewnątrzmięjskiego. Polega ona na bezpośrednim ankietowaniu kierowców wszystkich pojazdów wjeżdżających do miasta na tzw. kordonie zewnętrznym w 12 godzinach ruchu dziennego /w przypadku Inowrocławia przeprowadzono pomiar 8 godzinny/. Badania prowadzono w ciągu trzech dni tygodnia, każdego dnia w innym okresie 4-godzinny. Wyniki badań sprowadzono w fazie analizy do wielkości określonych w dobie porównawczej. Wzór formularza ankietowego przedstawiony jest w załączniku. Na podstawie ankiety ruchu zewnętrznego uzyskano następujące informacje:

- rozkład źródeł i celów ruchu w mieście i regionie /obraz relacji ruchowych/,
- strukturę przestrzenną i rodzajową przemieszczeń,
- zmienność czasową relacji wjazdowych do miasta.

Badania ankietowe prowadzono równolegle z pomiarem przekrojowym dla uzyskania informacji o populacji ruchu zewnętrznego.

go na wlotach i wylotach z miasta. Uzyskana próba statystyczna wahała się w granicach 80 do 90% ruchu dziennego, a w stosunku do ruchu dobowego na poziomie 65 do 75% całej populacji ruchu zewnętrznego. Sposób organizacji badań, jak również decyzje o wyłączeniu niektórych mało obciążonych wlotów z kordonu zewnętrznego poprzedzono przekrojowymi pomiarami bazowymi. Dla uzyskania wysokiej próby przestrzegano zasady ankietowania wszystkich pojazdów - organizując liczebność ankietatorów na postach - punktach do poziomu 50-60 pojazdów na ankietera w godzinie szczytu. Bezpieczeństwo i sprawność ruchu na wlotach zapewniono przez odpowiednie oznakowanie miejsca pomiarów i udział funkcjonariuszy MO. Na najbardziej obciążonych wlotach pełna obsada posterunku wynosiła: 4 ankietatorów, obserwator /pomiar przekroju/ i 2 funkcjonariuszy MO.

5. Ogólne wnioski i ocena metody badań

Dążeniem organizatorów badań było uzyskanie właściwej-reprezentatywnej próby badań ankietowych, jako podstawowego źródła informacji o ruchu kołowym. Wiadomym jest, że poziom reprezentacji /względna wielkość próby/ pożądanej przy tych samych warunkach istotności i błędu względnego - jest tym większa im mniejsza jest liczebność populacji. W przypadku miast rozpatrywanej wielkości uzyskanie próby reprezentatywnej na poziomie ufności 0,9 i przy pożądanej dokładności dopuszczającej błąd 5% - jest bardzo trudne. W ogólnym przypadku pożądaną reprezentację można obliczyć na podstawie wzoru^x:

$$\frac{n_r}{N_r} = \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{\delta_{\max}^2}{t} \frac{r}{N_r}} \quad (1)$$

gdzie:

- r - rodzaj pojazdu
- n_r - zbiorowość próby
- N_r - zbiorowość użytkowników pojazdów/populacja/
- δ_{\max} - błąd bezwzględny-dopuszczalny
- t - współczynnik przedziału ufności

Zakładając wyżej opisane warunki dotyczące poziomu ufności i błędu względnego, wzór ten przyjmie postać:

$$\frac{n_r}{N_r} = \frac{1}{1 + 0,0037 N_r} \quad (2)$$

Uzyskanie informacji o wielkości błędu przy uzyskanym poziomie reprezentacji próby, jest możliwe po przekształceniu wzoru 2 i 1 i sprowadzeniu do postaci:

$$\mu_r = 0,82 \frac{1}{n_r} - \frac{1}{N_r} \quad (3)$$

Przy uzyskanych wielkościach próby w Kaliszu, Gorzowie Wlkp. i Inowrocławiu uzyskano rezultaty przedstawione w tab. 1.

Tabela 1
Wielkości błędu względnego w badaniach ankietowych wg warstwowanej próby [%]

Warstwa próby	Inowrocław	Gorzów Wlkp.	Kalisz
motocykle	5,2	5,6	6,5
samochody osobowe	5,0	4,2	3,6
taksówki	18,1	11,4	-
samochody dostawcze	-	8,0	8,6
samochody ciężarowe	-	7,2	5,1
ogółem samochody ciężarowe i dostawcze	4,9	5,8	4,4

Problemem reprezentacji nie występuje tak ostro w przypadku przyjętej metody badań ruchu zewnętrznego z uwagi na znaczną liczebność próby /por.rozdz.4/.

Wyniki sprawdzenia rezultatów badań analitycznych z wynikiem pomiaru kontrolnego dla w/w miast przedstawiono w tab.2

Tabela 2

Porównanie różnic wyników badań analitycznych i pomiaru kontrolnego w wielkościach względnych w stosunku do faktycznego obciążenia ruchem przekrojów kordonowych

Miasto	Kordon wewnętrzny	Kordon zewnętrzny
Inowrocław	15,0%	5,3%
Gorzów Wlkp.	7,9%	1,9%
Kalisz	4,2%	4,5%

Należy oczekiwać, że wypracowany w toku poprzednich lat pracy /1974 - Inowrocław, 1975 - Gorzów, 1976 - Kalisz/ system analizy, zastosowany system warstwowania materiału próby, pozioma reprezentacji itp. spowodują dalszą poprawę dokładności rezultatów studiów i analiz. Oceniając wartości przedstawione w obu tabelach, należy stwierdzić, że zastosowane metody charakteryzują się wystarczającą dokładnością dla szacunkowych studiów i analiz. Przyjęte modyfikacje metody badań i algorytmu analizy przyniosły widoczne rezultaty badań w Gorzowie Wlkp. i Kaliszu. W stosunku do niektórych rezultatów badań można mówić o wystarczającej dokładności dla celów badawczych /np. badań ruchu zewnętrznego/. Zastosowanie korekty wskaźników po wprowadzeniu do analizy rezultatów pomiaru kontrolnego przynieść może dalsze uściślenie wyników badań. Istotną rolę w tym względzie spełnić powinno opracowanie algorytmu procesu analitycznego przy pełnym wykorzystaniu doświadczeń z wstępnego-eksperymentalnego okresu badań.

ZAKŁAD INŻYNIERII MIEJSKIEJ POLITECHNIKI PRZEMYSŁOWEJ		L		ANKIETA KOMUNIKACYJNA											
Wszystkie informacje dotyczą dnia:															
Rodzaj pojazdu (niepobrane skreślić)				Sposób garażowania (niepobrane skreślić)				Przebieg przebieg miejscowy w km				Wielkość mieszczącego długość (niezależnie od długości)			
D		Prywatny		b		W przypadku braku jazdy		1. Układający pojazd							
D _o		y		u		W miejsce w danym dniu		2. Używający stopnia							
M		Dariuszowy		go		podkreślić przyczynę		3. Porządek techniczny							
A		a		pa				4. Wzrost kierowcy							
D		y		pa				5. Wzrostowa różnica między 6. Inne							
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											
M		a		pa											
A		a		pa											
D		y		pa											

ANKIETA KOMUNIKACYJNA (PRĘDZĄC TOVAROM)

ZAKŁAD INŻYNIERII MIĘSKIEJ
POLITECHNIKI POZNAŃSKIEJ

2

Wszystkie informacje dotyczą dnia

UWAGA! Prosimy o wypełnienie prostokątów oznaczonych krzyżykami wierszami: porzeźdżonych jazd

Rodzaj pojazdu (Wspierzebnio skreślenie)	Sposób garazowania (Wspierzebnio skreślenie)	Przebieg misji w km	liczba taborów przemieszczonych taborów w dniu
Dostawczy	<input type="checkbox"/>	Liczba przejeżdżanych w dniu km	Liczba jezd w dniu
Sam ciężarowy do 3T	<input type="checkbox"/>	Liczba przejeżdżanych w dniu km poza miastem	Liczba jezd poza miasto w dniu
ciężar. pow. 3T lub z przyczep.	<input type="checkbox"/>		
Ciągniki	<input type="checkbox"/>		

Data	Godz.	Miejsce rozpoczęcia jazdy	Miejsce zakończenia jazdy	Kierunki jazdy	Cele jazdy	liczba taborów w jezdzie	tytuł jezd
7.12.75	15:45	Wymienie ulic, nr domu znany bytynek lub najbliższe skrzyżowanie ulic	Wymienie ulic, nr domu znany bytynek lub najbliższe skrzyżowanie ulic	W kierunku ulic, znany bytynek, mijana nowej ulicy w połowie trasy	Stacje miejscowe pojeździ, Kąciorek zamieszkania, woziki, mieszkanie, Urząd, administracja, podziemny, Zakład przemysłowy, produkcja, Budowa, Baza materiałów, skład, sprzętu itp., Placow. kultural. oświat. sportow. klubow. zdrowia, Handel, gastronomia, usługi, rzemiosła, Drobny produkt, Drobny produkt	2	2
8.12.75	14:30	Drzewa, kłosek, miejscowości	Drzewa, kłosek, miejscowości	Moż	Urobieg / Druż. kłosek	600	2.5
Przykład							
7.12.75	15:45	Drzewa, kłosek, miejscowości	Drzewa, kłosek, miejscowości	Moż	Urobieg / Druż. kłosek	600	2.5

АНКЕТНЫЙ МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЙ КОЛЕСНОГО ДВИЖЕНИЯ В ГОРОДАХ СРЕДНЕЙ ВЕЛИЧИНЫ

В докладе обсужден анкетный метод исследований колесного движения в городах средней величины. Основой для охарактеризования перемещений во внутреннем движении города является описанная в докладе, проведенная путем корреспонденции анкета, а во внешнем движении - анкета непосредственного интервью у пользующихся транспортными средствами. Представлен тоже анализ точности анкетных исследований.

THE QUESTIONARY METHOD OF VEHICULAR TRAFFIC TESTS IN MIDDLE-SIZE TOWNS

The questionnaire method of vehicular traffic tests in the middle-size towns has been presented in this article. The basis for characterization of relocation in the inner town traffic has been the described questionnaire in the paper. In the outer traffic - the direct inquiry with the user of a vehicle. The analysis of exactitude of questionnaire tests has also been presented here.

Jerzy Piotrowski

ZASTOSOWANIE MODELI MATEMATYCZNYCH DO OCENY
WYPADKOWOŚCI DROGOWEJ

W artykule przedstawiono możliwości opisu procesu występowania wypadków drogowych w elementach sieci ulicznej kilkoma rozkładami prawdopodobieństwa. Podano również sposoby weryfikacji hipotez o tych rozkładach.

Uważając proces występowania wypadków w elementach sieci ulicznej za proces losowy zasygnalizowano wykorzystanie rachunku regresji wielokrotnej do opisu zagrożenia wypadkowego w funkcji charakterystyk drogi i ruchu. Wykazano wysoką korelację pomiędzy liczbą wypadków w elemencie sieci a pracą przewozową wyrażoną w pojazdokilometrach.

1. Wstęp

Istnienie ruchu na sieci komunikacyjnej jest zjawiskiem losowym pomimo działania pewnych czynników zdeterminowanych, powtarzalnych w czasie i przestrzeni. Konsekwencją ruchu jest występowanie zagrożenia wypadkowego, które ogólnie można opisać funkcją

$$Z = f / c, d, p, r, i / \quad (1)$$

gdzie:

Z-zagrozenie wypadkowe, jako funkcja czynników c-człowiek, d-droga, p-pojazd, r-ruch drogowy, i-incydentalne.

Wpływ poszczególnych czynników na zagrożenie wypadkowe przedstawiany przez statystyki krajowe budzi pewne wątpliwości w porównaniu ze statystykami światowymi [3]. Daje się zauważyć, że statystyki krajowe potęgują bardzo istotnie wpływ człowieka na powstawanie wypadków. Jest to wytłumaczalne nie tylko tym, że największe trudności wpływają w mniemaniu określenia wpływu drogi i ruchu na powstanie zagrożenia wypadkowego, a dalej korelacji drogi i ruchu z zagrożeniem wypadkowym, ale również i faktem, że jedynie organa prewencyjne zainteresowane są analizą wypadku, a więc

w aspekcie bardziej określenia sprawy, niż pozaludzkich przyczyn.

Wydaje się, że bliższy rzeczywistości wpływ czynników na zagrożenie wypadkowe podają statystyki światowe i dlatego na drodze odpowiedniej analizy tego zjawiska należy szukać ścisłego określenia udziału poszczególnych czynników jako przyczyn wypadków.

2. Modele probabilistyczne

W analizach bezpieczeństwa ruchu wyróżnić można analizy ogólne i szczegółowe, zarówno przy zastosowaniu metod ścisłych, jak i prowadzonych intuicyjnie, w oparciu o wielkości wskaźnikowe. W analizach ogólnych wypadków stosuje się najczęściej modele probabilistyczne. Są to na ogół analizy typu "przed i po" niezależnie od powodu przyjęcia okresów porównawczych. Analizy takie sprowadzają się do oceny rozkładu występowania liczby wypadków danego rodzaju /lub łącznej liczby wypadków/, a konkretnie do oceny parametrów tych rozkładów. W modelach tych brak bezpośredniego powiązania funkcyjnego liczby wypadków z czynnikami wpływającymi na zagrożenie wypadkowe.

Autor wykazał zastosowanie czterech różnych rozkładów do opisu występowania liczby wypadków na wybranym odcinku ulicy Głogowskiej m. Poznania. Były to rozkłady Poissona, ujemno dwumianowy, normalny i Polya. Na poziomie istotności $\alpha = 0.05$ wykazano brak podstaw do odrzucenia hipotezy o prawdziwości przyjętych rozkładów. Dane statystyczne wypadków przyjęte do analizy zestawiono w tabelicy 1.

Tabela 1
Liczba wypadków na odcinku ulicy Głogowskiej w m. Poznaniu

Lata	Liczba wypadków											
	Miesiąc											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1971	2	2	3	6	4	8	3	5	5	4	6	8
1972	3	5	8	5	6	11	5	6	11	10	16	5
1973	6	11	4	3	10	9	10	8	7	9	5	6
	Razem										235	

W analizie przyjęto za podstawowy okres - jeden miesiąc .
Oczekiwana liczba wypadków w ciągu miesiąca wyniesie:

$$E \langle x \rangle = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = \frac{235}{36} = 6.528$$

a wariancja

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n} - (E \langle x \rangle /)^2 = \frac{1869}{36} - 6.528^2 = 9.305$$

Rozkłady występowania liczby wypadków przedstawiono w tabelicy 2

Tabela 2

Rozkłady empiryczny i teoretyczne liczby wypadków

Liczba wypadków	Liczba obserwacji	Częstość empiryczna P_i	Rozkład Poissona P_i	Rozkład ujemno dwumian. P_i	Rozkład normalny P_i	Rozkład Polya P_i
0	0	0.0	0.002	0.019	0.049	0.003
1	0	0.0	0.009			0.020
2	2	0.056	0.032	0.070	0.074	0.049
3	4	0.111	0.069			0.084
4	2	0.083	0.112	0.123	0.080	0.114
5	7	0.194	0.145	0.145	0.106	0.134
6	6	0.167	0.158	0.142	0.124	0.135
7	1	0.028	0.146	0.125	0.123	0.124
8	4	0.111	0.119	0.103	0.124	0.100
9	2	0.056	0.085	0.081	0.106	0.080
10	3	0.083	0.056	0.061	0.082	0.059
11	3	0.083	0.023	0.045	0.055	0.040
12	0	0.0	0.034	0.032	0.035	0.025
13	0	0.0		0.023	0.020	0.016
14	0	0.0	0.007	0.013	0.014	0.018
15	0	0.0		0.011		
16	1	0.028				
$\sum x^i$	36	1.000	1.000	1.000	0.997	1.000
			12.411	14.182	8.284	9.513

Testem zgodności χ^2 sprawdzono hipotezę, że badana populacja ma przyjęty rozkład teoretyczny. Test zgodności oparto na statystyce:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(n_i - np_i)^2}{np_i} \quad (2)$$

która przy założeniu prawdziwości hipotezy ma rozkład asymptotyczny χ^2 o stopniach swobody $\nu = k-r-1$, gdy z próby szacuje się "r" parametrów. Obliczoną wartość statystyki χ^2 porównuje się z wartością krytyczną $\chi_{\alpha\nu}^2$, i jeżeli zachodzi nierówność $\chi^2 < \chi_{\alpha\nu}^2$, nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy, że rozkład występowania liczby wypadków jest danego typu na przyjętym poziomie istotności α .

Testy istotności wykazały brak podstaw na przyjętym poziomie istotności do odrzucenia hipotezy o przyjętych w analizie rozkładach występowania liczby wypadków. Rozpatrywane rozkłady dobrze opisują występowanie liczby wypadków, a najlepiej opisują rozkład normalny i Polya, potem Poissona i ujemno dwumianowy. Z tych względów, jak również na łatwość obliczeń należałoby stosować rozkład normalny lub Poissona - istnieją bowiem stabilizowane wartości dla tych rozkładów.

Powstaje zasadnicze pytanie, kiedy zastosować jaki model? Jeden i ten sam model stosować można do opisanie obserwacji z różnych przedziałów czasowych lub różnych obszarów. Z drugiej strony należy zwrócić uwagę na warunki stosowania modeli jednoparametrycznych. W przypadku braku pewności o jednorodności próby opisanie procesu na przykład modelem Poissona scharakteryzowanym przez jeden parametr może być ryzykowane. W takim przypadku stosować można modele z dwoma lub więcej parametrami.

Zastosowanie rozkładu normalnego może być dyskusyjne ze względu na przyjmowanie wartości ujemnych. Jednakże rozkład normalny tak jak rozkład Poissona i ujemno dwumianowy należy do tej samej klasy rozkładów. Ta klasa rozkładów ma tę właściwość, że każdy rozkład może być uzyskany jako granica splotu niezależnych rozkładów typu Poissona [1]. Jednak zawsze podstawowym kryterium zastosowania danego modelu będzie odpowiednie pasowanie modelu do zbioru danych statystycznych.

3. Model regresji

Modele opisane wyżej stosuje się do analiz ogólnych wypadkowości. Brak w nich powiązania funkcyjnego z czynnikami wpływającymi na zagrożenie wypadkowe.

Możliwość takiego powiązania funkcyjnego istnieje w modelach regresji. Zagrozenie wypadkowe przyjmuje się jako zmienną zależną i w zależności od rozkładu tej zmiennej buduje się model regresji. Regresję przedstawić można na przykład w modelu normalnym lub Poissona. W pracy [2] zastosowano oba modele do tych samych danych i uzyskano wyniki podobne, tzn. estymatory współczynników regresji były bardzo podobne dla modelu normalnego i Poissona. To samo dotyczyło przedziałów ufności. Dlatego wydaje się, że nie jest istotne jaki model zastosuje się do analizy wypadkowości.

W analizie przyjęto model regresji w postaci liniowej

$$E /y/ = X \beta + \varepsilon \quad (3)$$

gdzie:

$E /y/$ - oznacza oczekiwaną liczbę wypadków

X - wektor zmiennych niezależnych,

β - wektor współczynników,

ε - przyjęto, że ma rozkład normalny $N(0, \sigma^2)$ o nieznannej wariancji σ^2

Zakładając, że x_1 będzie średniodobowym natężeniem ruchu w tysiącach pojazdów w przekroju ulicznym, a x_2 będzie przedstawiać "pracę przewozową" na rozpatrywanym odcinku ulicy, poszukiwano zależności liniowej pomiędzy zmiennymi niezależnymi x_1 a liczbą wypadków y_1

$$y_1 = b_1 x_{11} + b_2 x_{12} + b_3 x_{13} \quad /i=1.2.3.4.5/ \quad (4)$$

Wartości zmiennych losowych y_1 przyjęto dla odcinków ulicznych możliwie jednorodnych, odpowiednich dla okresu sprawozdawczego / w przykładzie przyjęto okres jednego roku/. Wartości zmiennych dotyczących elementów układu komunikacyjnego m. Poznania dla roku 1971 zestawiono w tablicy 3 .

Tablica 3

Wartości zmiennych w modelu regresji

Odcinek	Liczba wypadków y_i	Średniodobowe natężenie ruchu w tys. poj. x_{i1}	Długość odcinka w km l_i	Wielkość pracy przewozowej w poj.km x_{i2}
1	56	10.0	0.8	8.0
2	14	5.0	0.32	1.6
3	31	8.0	1.07	8.56
4	12	10.0	0.20	2.0
5	21	6.0	0.55	3.3

Równanie regresji dla badanej jednostki sieci ulicznej przyjęło postać:

$$y_i = 1.138 x_{i1} + 4.142 x_{i2} - 1.535 \quad (5)$$

Przytoczony wyżej trywialny przykład analizy przy zastosowaniu rachunku regresji wielokrotnej, w którym to modelu oczekiwana liczba wypadków na odcinku ulicznym jest funkcją średniodobowego natężenia ruchu kołowego i "pracy przewozowej" ma na celu naświetlenie ujęcia modelowego zagadnienia wypadkowości. Ale nawet w tym przykładzie, pomimo daleko idących uproszczeń, wykazano wysoką korelację pomiędzy natężeniem ruchu, ilością pojazdokilometrów a liczbą wypadków na odcinkach międzywęzłowych ulic m. Poznania.

Określony w przykładzie współczynnik determinacji $R^2=0.712$ wskazuje na bardzo istotny wpływ ruchu na liczbę wypadków na analizowanych odcinkach ulic. Sens równania (5) jest oczywisty. Ze wzrostem natężenia ruchu i długości odcinka międzywęzłowego ulicy wzrasta liczba wypadków. Przy wzroście średniego natężenia ruchu w dobie o tysiąc pojazdów liczba wypadków wzrasta o 1.138, a przy wzroście "pracy przewozowej" o jeden pojazdokilometr liczba wypadków wzrasta 4.142 razy /lub przy niezmiennym natężeniu ruchu wzrost długości odcinka ulicy o jeden kilometr powoduje wzrost liczby wypadków 4.142 razy/.

4. Podsumowanie

Przedstawione modele matematyczne znajdują zastosowanie w analizie wypadkowości drogowej i to zarówno w aspekcie ujęcia zjawiska wypadkowości przez towarzystwa ubezpieczeniowe, jak i przez projektantów i organizatorów ruchu.

Przy możliwości korzystania z EMC analizy takie z powodzeniem mogą być stosowane w szerszym zakresie, oczywiście pod warunkiem uzyskiwania niezbędnych informacji o czynnikach mających wpływ na zagrożenie wypadkowe. Dotyczy to przede wszystkim prawidłowości prowadzenia rejestracji wypadków i danych ruchowych.

W literaturze krajowej brak opisu ścisłych metod analizy wypadkowości drogowej. Adaptacja znanych ogólnie metod statystycznych do tej problematyki miała miejsce niejednokrotnie za granicą, jednak wyniki tych badań nie można bezkrytycznie stosować w krajowych warunkach ruchowo-drogowych. Początki tego rodzaju analiz dają się już w kraju zauważać.

LITERATURA

1. Erlander S.: A review of some statistical models used in automobile insurance and in road accident studies. *Accid. Anal. and Prev.* Vol. 3, 1971
2. Erlander S., Gustavsson J., Larusson E.: Some investigations on the relationship between road accidents and estimated traffic. *Accid. Anal. and Prev.* Vol. 1, 1968
3. Materiały Konferencyjne: Wypadki drogowe w Wielkopolsce. UAM - Poznań 1974
4. Greń J.: Modele i zadania statystyki matematycznej. Warszawa 1970

ПРИМЕНЕНИЕ МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ ДЛЯ ОЦЕНКИ ДОРОЖНЫХ КАТАСТРОФ

В статье представлены возможности описания процесса выступления дорожных катастроф в элементах уличной сети несколькими разложениями вероятности. Даны тоже способы верификации гипотез об этих разложениях.

Считая процесс выступления катастроф в элементах уличной сети стихийным процессом, сигнализируется использование исчисления множественной регрессии для описания угрозы катастроф в функции характеристик путей и движения. Доказана высокая корреляция между числом катастроф в элементе сети и перевозной работой выраженной в машинокилометрах.

THE USAGE OF THE MATHEMATICAL MODELS FOR THE ESTIMATION OF ROAD ACCIDENTS

The possibilities of description of the process of occurrence of road accidents in the traffic network with the help of several probabilities of distributions have been presented in this article. Some procedures of verification of hypothesis of the same kinds of distributions have also been given here. Considering the process of the occurrence of road accidents in the elements of the traffic network as the incidental process, it has been informed that the utilization of the multiple regression account for the description of the accidental impendence in the function of road and traffic characteristics. The high correlation between the number of accidents in the element of the network, and the transport work expressed in a vehicle/km has been presented in this work.

Bernard Rzczyński.

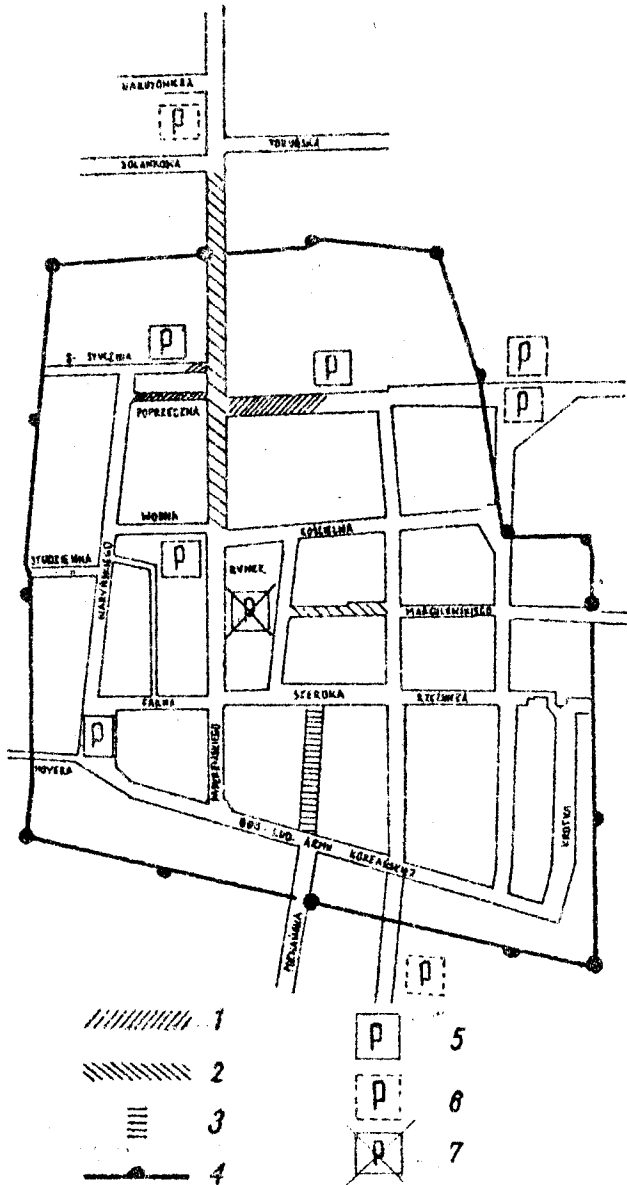
PROBLEMY PARKOWANIA W CENTRUM HISTORYCZNYM
INOWROCŁAWIA

W pracy przedstawione są częściowe wyniki badań nad układem komunikacyjnym Inowrocławia, prowadzone w latach 1973-1975 przez Zakład Inżynierii Miejskiej Politechniki Poznańskiej.

Inowrocław - stolica zachodnich Kujaw, jest miastem liczącym niemal 60 tys. mieszkańców, ważnym ośrodkiem kulturalnym i węzłem w regionalnej sieci komunikacyjnej. W ostatnich latach podjęto prace nad modernizacją układu ulicznego miasta, wyznaczając obszary wyłącznego ruchu pieszego, układając nowe, bitumiczne nawierzchnie ulic, budując kilka odcinków dwujezdniowych obwodnic itd.

W najbliższym czasie przewiduje się wyraźne zintensyfikowanie budownictwa mieszkaniowego, co około roku 1990 da w efekcie dodatkową liczbę mieszkańców równą niemal dzisiejszemu miastu. Rozwija się również przemysł. Duże znaczenie ma węzeł kolejowy. Znane są powszechnie walory uzdrowiskowe miasta, którego park kuracyjny - Solanki też podwoją swą powierzchnię. Żupy solne są obok Wieliczki drugim dostawcą soli jadalnej w Polsce.

W każdym mieście obok ruchu płynnego występuje znaczny ruch postojowy. Szczególnego znaczenia nabiera ten ostatni w śródmieściu, a zwłaszcza w historycznie ukształtowanym centrum miasta. Dzisiejsze centrum Inowrocławia obejmuje praktycznie obszar średniowiecznego miasta w granicach jego murów obronnych, wzniesionych w XIV wieku i rozebranych w drugiej połowie XVIII wieku, gdy miasto zaczęło wchłaniać powstałe za jego murami przedmieścia. W obsłudze komunikacyjnej centrum partycypują również ulice położone tuż za dawnymi murami /rys.1/.



Rys.1. Plan centrum historycznego Inowrocławia, obejmującego obszar miasta średniowiecznego, z lokalizacją parkingów istniejących i planowanych. Oznaczenia: 1/ ruch pieszy, 2/ ruch pieszo-jezdny, 3/ ulica przebita w 1941r., 4/ mury średniowieczne, 5/ miejsca parkingowe istniejące, 6/ miejsca parkingowe planowane, 7/ miejsca parkingowe do likwidacji

W centrum Inowrocławia mieszka 21% ludności miasta. Znajduje się tam 28 % wszystkich miejsc pracy oraz 60 % powierzchni handlu, usług i gastronomii. Jazdy mające cel w centrum w stosunku do wszystkich jazd docelowych w komunikacji indywidualnej stanowią 23,8%. Struktura celów podróży wskazuje, że podróże związane z zakupami, usługami i gastronomią w centrum są o przeszło 100% częstsze niż do innych obszarów miasta /tab.1/.

Tabela 1

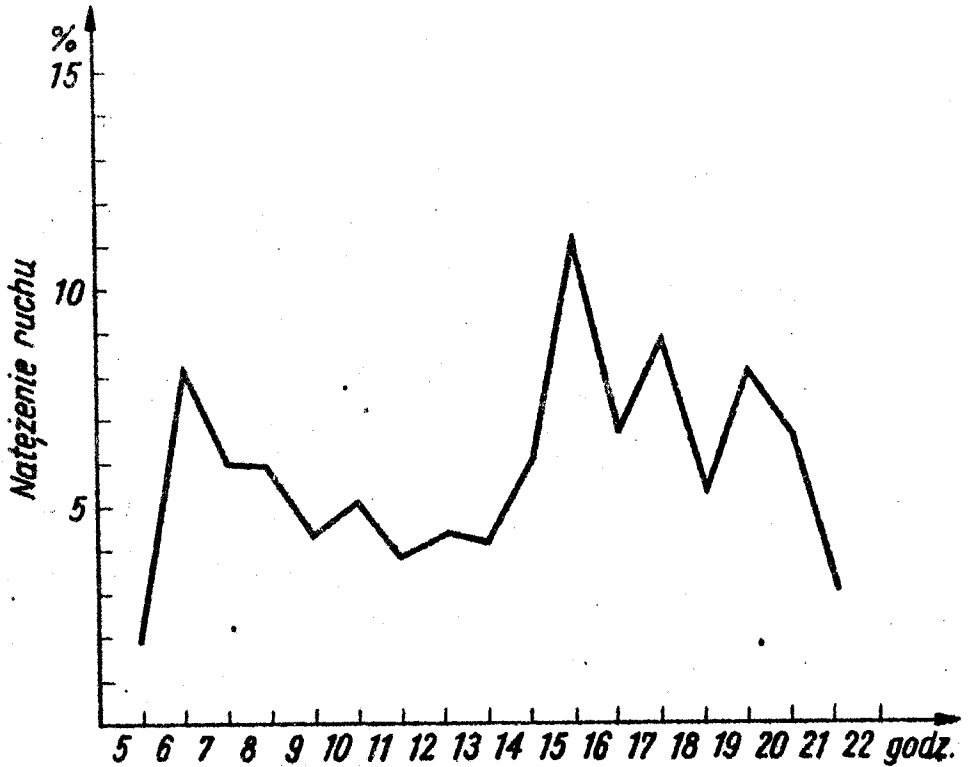
Struktura celów podróży w osobowym ruchu samochodowym

Cel podróży	Udział %	
	miasto	centrum
Mieszkanie, garaż	27,2	16,2
Praca	21,6	24,4
Sprawy służbowe i osobiste	25,9	26,6
Zakupy, usługi i gastronomia	9,0	18,1
Rekreacja	5,4	4,9
Inne	10,9	9,8

Zmienność czasowa osobowego ruchu samochodowego obciążającego centrum wykazuje dwa szczyty: poranny /godz.6-7/ - 404 jazdy, stanowiące 8,1 % wszystkich jazd badanych w godzinach 5-22 oraz popołudniowy /godz.15-16/ - 552 jazdy, stanowiące odpowiednio 11,0% /rys.2/.

Na bazie pomiarów rozpoznawczych w ciągu doby, szczegółowe badania ruchu postojowego przeprowadzono w godz. 8 - 16. W tym czasie sieć uliczną centrum obciąża 66,8% ruchu dobowego. Największe zapotrzebowanie na miejsca parkingowe występuje w godz.9-10 i wynosi 16,5% zapotrzebowania dobowego.

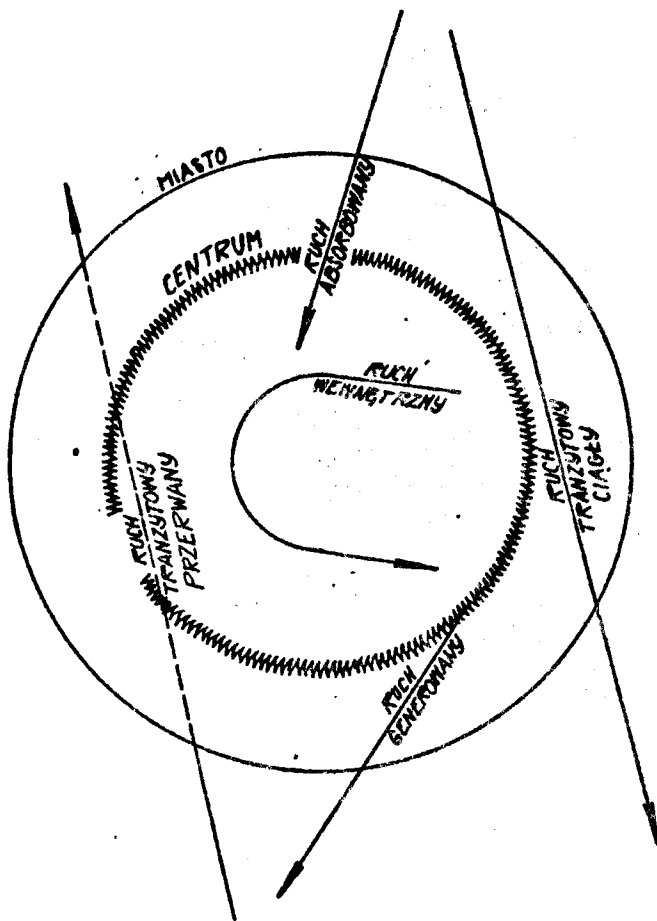
Pojemność parkingowa badanego obszaru wynosi 683 stanowiska, przy czym jako stanowisko uznano powierzchnię wyznaczoną parametrami geometryczno-manewrowymi samochodu osobowego, traktowanego jako obliczeniowy pojazd parkujący. Mniejsze w tym względzie wymagania motocykli rekompensowane są wymaganiami pojazdów dostawczych, a zwłaszcza ciężarowych. Struktura rodzajowa ruchu obciążającego centrum jest następująca: samochody osobowe



Rys.2. Zmienność czasowa ruchu samochodowego obciążającego centrum Inowrocławia

39,6%, motocykle 34,6% i samochody ciężarowe 25,8%.

W ciągu doby wykonywanych było 4055jazd związanych z centrum /tab.2/. Ruch tranzytowy ciągły omija centrum, przebiegając położonymi na jego obrzeżu obwodnicami. Ruch tranzytowy przerwany traktowany jest jako ruch zewnętrzny absorbowany i generowany /rys.3/.



Rys.3. Schemat ruchu samochodowego obciążającego centrum Inowrocławia

Tabela 2

Struktura przestrzennajazd w osobowym ruchu samochodowym
związanych z centrum

Rodzaj ruchu	Liczba jazd
Wewnętrzny centralny* miejski	755 2120
Zewnętrzny absorbowany generowany	643 537
Całkowity	4055

Liczba pojazdów parkujących w godzinie szczytu wynosi:
 $4055 \times 0,165 = 669$. Uwzględniając udział pojazdów parkujących
w poszczególnych przedziałach czasowych określony na podsta-
wie badań w godz. 8 - 16 oraz średni czas parkowania w każdym z
tych przedziałów okazuje się, że w godzinie największego zapo-
trzebowania na miejsca parkingowe /godz.9-10/ dzięki rotacji
wykorzystywane są 403 stanowiska /tab.3/ czyli 59% potencjału
parkingowego.

Tabela 3

Zapotrzebowanie na miejsca parkingowe
w centrum

Przedział czasowy min	Udział Liczba		Średni czas parkowania w przedziale czasowym h	Liczba po- trzebnych miejsc parkingowych	Udział w ogólnej liczbie wykorzy- stywanych
	pojazdów parku- jących w prze- dziale czasowym				
0- 5	0,119	80	0,042	3	0,008
6-10	0,088	59	0,125	7	0,018
11-30	0,207	139	0,333	46	0,114
31-60	0,265	177	0,750	132	0,330
61-120	0,102	68	1,0	68	0,169
120	0,219	146	1,0	146	0,362
	1,000	669		403	1,000

Badania wykazują, że 32,1 % pojazdów parkujących w centrum zajmuje 53,1% powierzchni parkingowej tego obszaru. Wyeliminowanie tej liczby pojazdów parkujących przykrawężnikowo na parkingi wydzielone na obrzeżu historycznego centrum miasta /placze miejskie, odcinki ulic zamknięte dla ruchu plynego i specjalne parkingi /rys.1/ pozwoliłoby prawidłowej gospodarzyć posiadaną powierzchnią parkingową.

Z badań nad średnim czasem parkowania dla określonego celu podróży wynika, iż jest on największy, gdy celem tym jest praca, a w następnej kolejności mieszkanie lub garaż /tab.4/.

Tabela 4

Średni czas parkowania w centrum w zależności od celu podróży

Cel podróży	Średni czas parkowania min
Mieszkanie, garaż	63,5
Praca	95,4
Sprawy służbowe i osobiste	60,2
Zakupy, usługi i gastronomia	29,3
Rekreacja	29,0
Inne	25,8
Średni czas parkowania ogólny	62,1

Wyniki badań upoważniają do przedstawienia następujących wniosków:

1. Perspektywiczny rozwój miasta zmniejszy wprawdzie niemal o połowę udział ogólnomiejskiej powierzchni handlu i usług na terenie centrum, ale nie zmniejszy to ogólnej atrakcyjności tej części miasta. Stąd też zapotrzebowanie na powierzchnię parkingową wyniesie w roku 1980 950 stanowisk, a w roku 1990 2.270 stanowisk.
2. W celu nieinwestycyjnego uzyskania dodatkowej powierzchni parkingowej należy wyłączyć z parkowania na obszarze historycznego centrum miasta wszystkie postoje, których celem jest praca oraz mieszkanie bądź garażowanie. Odległość czasowa z któregośkolwiek miejsca pracy czy zamieszkania w centrum do plano -

wanych parkingów poza dawnymi murami miejskimi nie przekracza 10 min.

LITERATURA

1. Rzeczyński B., Krych A., Piotrowski J.: Studium etapowe rozwoju układu drogowo-ulicznego m. Inowrocławia. Maszynopis. Politechnika Poznańska. Instytut Inżynierii Lądowej. Poznań 1974.
2. Rzeczyński B., Kubiak J.: Analiza obsługi komunikacyjnej centrum m. Inowrocławia. Maszynopis. Politechnika Poznańska. Instytut Inżynierii Lądowej. Poznań 1975

ПРОБЛЕМЫ ПАРКОВАНИЯ В ИСТОРИЧЕСКОМ ЦЕНТРЕ
ИНОВРОЦЛАВА

В работе представлены частичные итоги исследований коммуникационной системы Инновроцлава, проводимых в 1973-75 годы Кафедрой Городского Инженерного дела Познаньского Политехнического института.

THE PARKING PROBLEMS IN THE HISTORICAL CENTER OF
INOWROCLAW

The partial results of the tests on the traffic system of Inowroclaw have been presented in this work. They have been established in 1973-1975 by the Town Engineering Institute of the Poznań Technical University.

Andrzej Krych

RUCH ZEWNĘTRZNY W BADANIACH RUCHU KOŁOWEGO MIAST
ŚREDNICH

Artykuł nawiązuje do prowadzonych w latach 1973 - 1975 w Pracowni Inżynierii Miejskiej Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej badań i studiów ruchu kołowego w miastach Inowrocławiu, Gorzowie Wlkp. i Kaliszu. Badania te stanowią podstawę sprecyzowania szeregu problemów, które w planowaniu układów komunikacyjnych odgrywają istotną rolę, a których rozwiązanie może mieć zasadnicze znaczenie dla praktyki inżynierskiej i planistycznej miast średniej wielkości.

1. Wstęp

Specyfika problematyki ruchu kołowego miast średnich wynika przede wszystkim ze struktury przestrzennej przemieszczeń - w szczególności ze znacznego udziału przemieszczeń ruchu zewnątrz - nego, rzutującego na cechy i wielkości ruchu w mieście /tab.1/.

Tabela 1

Struktura i wielkości przemieszczeń /liczba jazd w dobie/

miasto	ogólna liczba jazd	liczba jazd wewnętrz-miejskich	liczba jazd tranzytowych	liczba jazd generowanych	liczba jazd absorbowanych	udział ruchu tranzyto-wego	udział ruchu genr. i absorb.
Inowrocław	22 900	11 000	2 700	4 800	4 400	11,8%	40,2%
Gorzów	40 100	29 900	2 300	5 700	2 200	5,7%	19,7%
Kalisz	35 700	20 700	2 800	7 600	4 600	7,3%	34,2%

Wychodząc z założenia, że struktura przestrzenna przemieszczeń jest podstawowym czynnikiem kształtowania geometrii układu, a wielkość ruchu - geometrii elementów układu, należałoby na drodze syntezy szerokiego materiału badawczego stworzyć przesłanki dla właściwego modelowania układów drogowo-ulicznych miast średnich, przede wszystkim w aspekcie obsługi ruchu nowoczesnymi arteriami komunikacyjnymi oraz powiązania układu miejskiego z siecią dróg zewnętrznych, przy pełnym uwzględnieniu struktury przestrzennej przemieszczeń i tendencji zmian cech i wielkości ruchu w czasie.

Analiza powyższej problematyki winna się skupiać na:

- badaniach stanu istniejącego w zakresie struktur przestrzennych przemieszczeń, zarówno w systemie "miasto-region", jak i w obszarze przestrzennym miasta,
- sformułowaniu metod analitycznych określania przyszłych potoków ruchu z uwzględnieniem wzrostu i rozkładu motoryzacji oraz przekształceń w strukturze administracyjno-urbanistycznej kraju.

Do podstawowych wniosków, które można przedstawić na obecnym etapie prowadzonych badań, należą wyniki obserwacji struktury przestrzennej i cech koncentracji potoków ruchu w miastach średnich. Bardziej hipotetyczne rozważania dotyczą problemu obszaru ciężenia tych miast. Badania obszaru ciężenia stanowią podstawę dla ewentualnych analiz prognostycznych. Zdaniem autora obecna struktura przestrzenna przemieszczeń nie jest elementem stabilnym i kształtowana jest przez znaczne dysproporcje w rozmieszczeniu motoryzacji oraz aktualnie przekształconą strukturę administracyjno-urbanistyczną kraju. Wprawdzie zmiany administracyjne nie stanowią jeszcze wystarczających przesłanek dla radykalnych zmian w ciężeniach komunikacyjnych, ale początkując przekształcanie struktury urbanistycznej będą miały wpływ na przegrupowanie celów ruchu w obszarze ciężenia miast średnich.

W analizie struktury przestrzennej i stopnia koncentracji jako miarę ilości ruchu przyjęto liczbę jazd w dobie - rozumianą jako natężenie ruchu w relacji pomiędzy ściśle określonymi przestrzennie zespołami źródeł i celów ruchu. Relacje przestrzenne można umownie opisać wylotami / ruch tranżytowy/ lub wylotami i rejonami komunikacyjnymi miasta /ruch docelowo-powrotny/ ab-

strahując od konkretyzacji tras przejazdu. Zewnętrzny ruch docelowo - powrotny podzielono na generowany przez miasto ruch pojazdów rejestrowanych w mieście - wraz z jazdami powrotnymi, oraz absorbowany przez miasto ruch pojazdów rejestrowanych poza miastem - również wraz z jazdami powrotnymi.

W ruchu generowanym i absorbowanym występują te same relacje przestrzenne, ale odrębne są związki pomiędzy ruchem i zagospodarowaniem przestrzennym - co wpływa istotnie na różnice strukturalne w tych dwu warstwach ruchu.

2. Wielkość i stopień koncentracji potoków ruchu tranzytowego

Miejscem maksymalnej koncentracji ruchu tranzytowego są drogi wlotowe do miasta. Biorąc pod uwagę fakt, że każda jazda ruchu tranzytowego przez miasto obciąża wyloty podwójnie, oraz, że przeważająca liczbajazd ruchu tranzytowego koncentruje się na jednej do kilku relacjach pomiędzy wylotami - można powiedzieć, że ruch tranzytowy charakteryzuje się najwyższym stopniem koncentracji w relacjach przestrzennych spośród wszystkich rodzajów przemieszczeń /dotyczy to nie tylko relacji przestrzennych, ale i przypisanych im tras przejazdu/. Pomimo więc nieznanego udziału tranzytowego ruchu w ruchu miejskim, często staje on w centrum zainteresowania inżynierów komunikacji.

We wszystkich badanych przypadkach stwierdzono bardzo wyraźne wyodrębnienie się relacji przyjmujących największe potoki ruchu tranzytowego /tab.2/. Określając te relacje jako podstawowe oceniano ich udział w przejmowaniu ruchu tranzytowego na około 70%. Obciążenie relacji podstawowych liczbą jazd tranzytowych w dobie wynosiło we wszystkich przypadkach powyżej 400. Maksymalne potoki ruchu tranzytowego na wylotach dochoodziły do 2000 jazd w dobie.

Tabela 2

Stożień koncentracji ruchu tranzytowego

	liczba relacji między wy- lotami	liczba relacji podstaw- wowych	udział relacji podstaw- wowych w ruchu tranzy- towym miasta	udział naj- bardziej obciążonej relacji	zakres obciążenia relacji podstawowych- liczba jazd w dobie	maksymalne obciążenie wlotu ruchem tranzytowym- liczba jazd w dobie
Inowrocław	21	3	69,0%	29,5%	420-790	1780
Gorzów Wlkp.	15	1	70,1%	70,1%	1610	2030
Kalisz	21	4	72,7%	25,5%	410-710	1590

Tabela 3

Stopień koncentracji ruchu generowanego i absorbowanego

	Liczbajazd absorbowanych i generowanych do centrum-liczba jazd w dobie	udział centrum w absorbcji i generacji ruchu przez miasto %	zakres wielkości potoków ruchu pomiędzy wylotami i centrum-liczba jazd w dobie	zakres obciążenia wlotów ruchem absorbowanym i generowanym przez miasto-liczba jazd w dobie
Inowrocław	2360	25,75	150-630	500-2300
Gorzów Wlkp.	2000	25,24	150-700	500-2900
Kalisz	2990	24,77	230-500	800-2900

3. Wielkość i stopień koncentracji ruchu absorbowanego i generowanego

Miejszem koncentracji potoków ruchu absorbowanego i generowanego przez miasto /ruchu docelowo-powrotnego/ są drogi wylotowe z miasta oraz centrum miasta /tab.3/. Można powiedzieć, że w rozważanej grupie miast około 25% ruchu docelowo-powrotnego związanego jest z centrum miasta. Największe potoki pomiędzy wylotami i centrum kształtują się w granicach 500-700 jazd w dobie. Maksymalne obciążenia wlotów ruchem docelowo-powrotnym dochodzą do niemal 3000 jazd na dobę.

4. Wpływ odległości na wielkość przemieszczeń w ruchu absorbowanym i generowanym przez miasto

Strefa wpływów komunikacyjnych miasta kształtuje się pod wpływem struktury i cech sieci osadniczej w regionie oraz wielkości, znaczenia administracyjno-gospodarczego miasta. Wielkość przemieszczeń pomiędzy miastem, a strefą jego oddziaływania kształtować się będzie pod wpływem odległości pomiędzy celami i źródłami ruchu, oraz ich koncentracji w przestrzeni. W analizie zasięgu przemieszczeń docelowo-powrotnych posłużono się rozkładem liczby jazd w klasach odległości od miast Gorzowa i Kalisza. Rozkłady empiryczne miały charakter wykładniczy. Za podstawę rozważań przyjęto kwantyle 80 i 90% dystrybuanty rozkładu. Kwantyl 90% o-

kreśla podzbiór przemieszczeń docelowo-powrotnych oddziałyujący na cechy i wielkości ruchu miejskiego w granicach błędu 5% przy założeniu 50%-owego udziału tego ruchu w ogólnym ruchu w mieście^x. Kwantyl 80% w porównaniu z 90%-owym ilustruje dynamikę krzywej rozkładu. Zarówno w przypadku Kalisza, jak i Gorzowa Wlkp. kwantyl x_{90} jest w przybliżeniu dwukrotnie wyższy od kwantylu x_{80} /tab.4/. Podobną dynamikę rozkładu zaobserwowano w badaniach ruchu zewnętrznego w Düsseldorfie [1].

Silny wpływ odległości na wielkość przemieszczeń między miastem a jego strefą wpływu można scharakteryzować na przykładzie wskaźnika liczby jazd samochodów osobowych absorbowanych przez Kalisz na każde 100 pojazdów zarejestrowanych w strefach odległości od miasta Kalisza. W strefie do 6 km /poza granicami miasta/ wskaźnik ten kształtuje się w wysokości 130, w strefie 7 do 9 km - 75, 10-12 około 60, 13 do 15 km - 30 oraz 16-18-25 jazd na dobę [3].

Analizując generowanie ruchu przez Kalisz do stref na podstawie wskaźnika liczby jazd na 10 tys. mieszkańców - stwierdzono przeszło 10-krotne zmniejszenie wskaźnika w strefie 12,5 do 27,5 km od miasta w porównaniu do obszaru w strefie do 12,5 km. Liczba podróży "miasto-region" maleje więc bardzo szybko już w odległości kilkunastu kilometrów od miasta [3].

x Założenie to daje gwarancję objęcia analizą cech i wielkości istotnej części ruchu docelowo-powrotnego. W trzech analizowanych miastach udział ten był mniejszy od 50%./tab.1/ Nie ma podstaw sądzić, że są to wartości maksymalne dla rozpatrywanego przez nas rzędu wielkości miast. Związek pomiędzy wielkościami $\alpha = 5\%$, $d = 50\%$ i $x = 90\%$ jest konsekwencją równania

$$x = \left(1 - \frac{\alpha}{d}\right) 100\%$$

gdzie x określa kwantyl rozkładu, d -udział ruchu docelowo-powrotnego w ruchu w mieście, a α - dopuszczalną względną ilość ruchu, której możemy przypisać cechy całej zbiorowości bez udziału tej warstwy ruchu w badanej próbie statystycznej.

5. Strefa ciężenia

Porównanie wyników badań rozkładu liczbyjazd w funkcji odległości /tab.4/ dla Gorzowa Wlkp. i Kalisza wykazuje istotne różnice w zasięgu przemieszczeń do tych miast. Gorzów i Kalisz wykazując podobieństwo cech i wielkości miasta, różnią się wielkościami i strukturą przemieszczeń ruchu zewnętrznego /tab.1/, a także parametrami rozkładu liczby przemieszczeń w funkcji odległości.

Zasadniczym czynnikiem różnicującym cechy i wielkości przemieszczeń jest sposób zagospodarowania obszarów wpływu obu tych miast. Region kaliski charakteryzuje się większą gęstością zaludnienia, wyższym poziomem urbanizacji i mniejszymi odległościami głównych skupisk ludności w regionie od jego urbanistycznego "centrum". Zrozumiałym więc zjawiskiem jest większa liczba przemieszczeń pomiędzy regionem i Kaliszem. Natomiast wyższe parametry rozkładu charakteryzujące większy zasięg przemieszczeń do m. Gorzowa wynikają ze zwiększonego udziału przemieszczeń o dalekim zasięgu w globalnej liczbie przemieszczeń docelowo-powrotnych.

Powyższe zjawisko sugeruje następującą hipotezę: - istnieje pewna wielkość graniczna zasięgu przemieszczeń, powyżej której liczbajazd absorbowanych i generowanych przez miasto zależy wyłącznie od wielkości, stopnia motoryzacji i funkcji administracyjno-gospodarczych miasta. Ta wielkość graniczna - która można określić jako zasięg strefy ciężenia - wyznacza obszar, w którym charakter, wielkość i sposób rozmieszczenia sieci osiedleńczej determinować będzie liczbę przemieszczeń generowanych i absorbowanych przez miasto.

Hipotezę powyższą sprawdzono dla miast Kalisza i Gorzowa określając zasięg strefy ciężenia na 80 km. Obydwa miasta spoza tej strefy generują i absorbuja podobne wielkości ruchu /około 1300 jazd w dobie/. Także charakter rozkładu poza strefą 80 km jest dla obu miast podobny.

Tabela 4

Zasięg przemieszczeń wg rozkładu empirycznego dla Gorzowa Wlkp. i Kalisza. Parametry rozkładu

		kwantyl 80% x_{80} km	kwantyl 90% x_{90} km	średnia arytmetyczna \bar{x} km
ruch absorbowany i ge- nerowany łącznie	K	39,5	85,9	33,9
	G	56,6	113,7	49,5
ruch generowany	K	33,6	65,2	29,6
	G	39,2	80,4	48,3
ruch absorbowany	K	47,5	108,2	36,3
	G	114,4	168,4	52,3

6. Kierunek dalszych badań

Dysponując jak dotąd niewielkim materiałem badawczym nie można wysuwać wielu dalej idących wniosków. Niektóre z przedstawionych wyników badań znajdują potwierdzenie w badaniach zagranicznych, np. klasycznych już w inżynierii ruchu wynikach badań Departamentu Transportu i Komunikacji USA [1] przedstawiających strukturę przestrzenną przemieszczeń zewnętrznych w funkcji wielkości miasta, albo wspomnianych wyżej wyników badań w Düsseldorfie.

Mając na względzie dalszy dynamiczny rozwój motoryzacji w Polsce i wspomnianą dyslokację celów podróży w konsekwencji przekształcania struktury urbanistycznej kraju, konieczna jest intensyfikacja badań ruchu zewnętrznego w szczególności w aspekcie prognozowania wielkości przemieszczeń i modelowania systemu obsługi ruchu kołowego w miastach średnich. Jedną z dróg rozwiązywania powyższych problemów mogą być badania zależności i zasięgu strefy ciężenia i wielkości ruchu spoza tej strefy od wielkości miasta oraz wielkości przemieszczeń między strefą ciężenia a miastem, w funkcji cech gospodarczych i urbanistycznych strefy. Zdaniem autora; badanie i analiza strefy ciężenia stanowi podstawowy warunek sformułowania prawidłowych metod prognostycznych ruchu zewnętrznego.

Problem jest ważny, dotyczy bowiem wg programu budowy dróg

szybkiego ruchu [2] około 35 miast o liczbie ludności od 20 do 100 tys. mieszkańców i nakładów rzędu 16 mld zł, niezbędnych dla realizacji programu w tych miastach. Optymalne więc projektowanie układów drogowo-ulicznych dostosowanych do potrzeb ruchowych winno przynosić wymierne korzyści ekonomiczne.

LITERATURA

1. Korte J.W.: Grundlagen der Strassenverkehrsplanung in Stadt und Land. - Berlin. Bauverlag 1960
2. Mickiewicz W.: Program budowy dróg ruchu szybkiego w miastach wydzielonych. Materiały Konferencji nt. planowania i projektowania dróg ruchu szybkiego w miastach. NOT Szczecin 1972
3. Cejrowski M., Krych A.: Strefa ciążenia w badaniach ruchu kołowego miast średnich. Maszynopis w przygotowaniu do druku w Instytucie Inżynierii Lądowej PP. 1975

НАРУЖНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ИССЛЕДОВАНИЯХ КОЛЕСНОГО ДВИЖЕНИЯ ГОРОДОВ СРЕДНЕЙ ВЕЛИЧИНЫ

Статья обращается к проводимым в годы 1973-75 в Лаборатории Городского Инженерного дела Познаньского Политехнического института исследований колесного движения в городах Инвороцлав, Горуэ Вельконольски и Калиш. Эти исследования являются основой для уточнения ряда проблем, которые в планировке коммуникационных систем играют существенную роль, решение которых может иметь основное значение для инженерной и планировочной практики городов средней величины.

THE EXTERNAL MOVEMENT IN TESTING VEHICULAR TRAFFIC FOR MIDDLE-SIZED CITIES

This article refers to experiments and studies of vehicular traffic in the towns of Inowrocław, Gorzów Wlkp and Kalisz that took place in 1973-1975 in a laboratory of town engineering at the Institute of Civil Engineering, the Poznań Technical University. These tests have been the basis for specifying the series of problems, which are of the great importance in the communication system and whose solving can have a big significance in engineering practice and planning of middle-size cities.

Tadeusz Boguta

PRZESŁANKI URBANISTYCZNE DO OKREŚLENIA POTRZEBY WPROWADZENIA W BYDGOSZCZY ŚRODKA KOMUNIKACJI ZBIORCWEJ O WYŻSZYM STANDARDZIE PRZEWOZOWYM

W artykule przeprowadza się analizę urbanistyczną miasta Bydgoszczy na tle przewidywanych kierunków urbanizacji tego obszaru.

Przedstawiono w sposób zwięzły kierunki dotychczasowej myśli planistycznej zmierzającej do ustalenia optymalnej obsługi zurbanizowanego obszaru miasta Bydgoszczy. Przeanalizowano przewidywane podziały zadań przewozowych między poszczególnymi środkami transportowymi przyjmując różne koncepcje obsługi transportowej miasta nie wyłączając koncepcji rezygnacji z systemów komunikacji zbiorowej przy założeniu obsługi miasta tylko przy pomocy komunikacji indywidualnej.

Bydgoszcz na przełomie roku 1975/76 osiągnęła liczbę około 320,0 tys. mieszkańców. Aktualne prognozy zakładają, że wzrost ludności w mieście kształtował się będzie w poszczególnych okresach następująco:

1980 - około 350,0 tys.

1985 - około 390,0 tys.

1990 - około 430,0 tys.

2000 - około 500,0 tys.

Układ przestrzenny miasta wykazuje coraz silniejszą tendencję rozwoju zainwestowania w układzie pasmowym o rozciągłości 15-25 km wzdłuż doliny rzeki Brdy pełzając na krawędzie skarpy południowej o przeciętnej miąższości na kierunku N-S około 3-5 km.

Główne centrum ogólnomiejskie zajmuje obszar w obrębie historycznego "starego miasta" oraz zwartej zabudowy XIX wiekowej.

Założenia perspektywiczne nie przewidują zasadniczych przeobrażeń przestrzennych lokalizacji tego centrum. W kierunku zachodnim od obecnego centrum rozciągają się na przestrzeni około 5-7 km dzielnice o przewadze mieszkalnictwa niskiego - jednorożnego - szynowego i zasada ta utrzymana będzie w okresie perspektywicznym. W kierunku południowo-wschodnim od centrum peizując częściowo na krawędź skarpy południowej rozciąga się obszar wypełniających się dzielnic mieszkaniowych o intensywnej zabudowie osiągając zaludnienie rzędu 120-150 tys. mk. Obszary te z planistycznego punktu widzenia są już całkowicie zdefiniowane i trwa tu intensywna działalność inwestycyjna, która wyczerpuje chłonność tego obszaru do około 1982 roku. Dalej w kierunku północno-wschodnim w przeciętnej odległości od centrum około 5-7 km rozciągają się obszary przemysłowo - składowe opierając się o granice Wisły i Brdyujścia stanowiące podstawowe obszary zatrudnienia dla mieszkańców miasta. Jeszcze dalej w kierunku pn-wschodnim o przeciętnej odległości od centrum około 15 km rozciąga się obszar dzielnicy Fordon o docelowej chłonności rzędu 120-150 tys. mieszkańców. Na obszarze tym zapoczątkowano działalność inwestycyjną od lokalizacji Zespołu Szkół Wyższych, a od roku 1977/78 ruszy intensywna działalność wysokiej zabudowy mieszkaniowej.

Na przełomie lat 1985-90 nastąpi pierwsze wejście na krawędź skarpy północnej /Osielsko-Myślęcinek/ uruchamiając dalsze chłonne tereny rozwojowe. Ogólną chłonność najbliższych terenów rozwoju miasta określić można na wielkość 600-700 tys. mieszkańców.

Głównym środkiem komunikacji zbiorowej w Bydgoszczy w chwili obecnej jest trakcja tramwajowa, która przetrwała kilka "kryzysów koniunkturalnych" i w głównych zarysach rozwija się na kierunkach intensywnej zabudowy zgodnej z pasmowym charakterem zabudowy miejskiej.

Tendencja ta utrzyma się w najbliższej przyszłości jeżeli nie liczyć drobnych likwidacji linii tramwajowych w centrum, a ściślej mówiąc korekt przestrzennych wynikających głównie z potrzeby poprawy warunków bezpieczeństwa oraz ochrony środowiska, w strefach ruchu pieszego na obszarze śródmieścia miasta.

Mimo wyraźnie kształtującego się pasmowego charakteru miasta kolej w chwili obecnej nie odgrywa żadnej roli w obsłudze przewozów miejskich, jeżeli nie liczyć jej roli jako środka dowozowego w najbliższym obszarze oddziaływania miasta Bydgoszczy.

Sytuacja ta wynika głównie z tego, że linie kolejowe przebiegają skrajnie w stosunku do zainwestowania i w odwrotnej proporcji do poprzecznego zainwestowania nowych skupisk mieszkaniowych - z wyjątkiem Fordonu.

W 1966 r. uchwałą nr 173/487/66 Prezydium MRN w Bydgoszczy zarządzona została kolejna weryfikacja planu ogólnego zagospodarowania przestrzennego miasta. Studia nad układem komunikacyjnym powierzone zostały zgodnie z uchwałą powołanemu wcześniej Biuru Studiów Komunikacji i Inżynierii Miejskiej w Bydgoszczy.

W toku studiów planistycznych w wyniku przyjętej prognozy motoryzacyjnej kluczowym zagadnieniem stało się określenie podziału zadań przewozowych między środki przewozowe.

Zadanie to w praktyce okazało się bardzo skomplikowane i pracochłonne między innymi wskutek niedostatków warsztatowych. W wyniku jednak obliczeń i pewnych analogii przyjęto podział zadań przewozowych obejmujący ruch wewnątrzmijski i regionalny w strefie podmiejskiej związany z miejscami pracy w Bydgoszczy.

Środek przewozowy	% udziału w przewozach	
	1965 r	Kierunek
Samochody osobowe	17,8-24,5	29,6-38,0
Tramwaje	22,3-30,5	19,8-25,5
Autobusy	22,4-30,6	19,8-25,5
Kolej	10,5-14,4	8,5-11,0
Pieszo	ok.27	ok.22,3

Przed ostatecznym ustaleniem podziału zadań przewozowych okazało się niezbędne określenie roli kolei w mieście. W tym celu zlecono w latach 1967-70 opracowanie specjalistyczne - "Studium technologiczno-ruchowe węzła kolejowego PKP w Bydgoszczy".

Zasadniczym celem tego studium było ustalenie możliwości włączenia kolei do zadań przewozowych w mieście. W wyniku tego opracowania ustalono, że po elektryfikacji węzła w promieniu 30-50 km na wszystkich kierunkach wybiegowych PKP usprawni się przewozy związane z zatrudnieniem w Bydgoszczy. W tym systemie jedynie obszar Fordonu mógłby stanowić potencjalny teren obsługi komunikacyjnej w mieście przejęty częściowo przez PKP. W ostatecznym rachunku ustalono udział kolei w przewozach jak podano w powyższej tabeli. W rezultacie główny ciężar przewozów pasażerskich obciążył trakcję tramwajową i autobusową osiągając na kierunkach równoleżnikowych potoki pasażerskie rzędu 6000 pasażerów/h w jednym kierunku na rozciągłości 8-12,0 km. Jednoczesna analiza wa-

runków ruchu i przewidywanego kształtowania się czasu przejazdu, na tak wydłużonych odcinkach sieci wykazała, że w tych warunkach eksploatacyjnych na większości odcinków sieci, a szczególnie w obszarach intensywnej zabudowy i śródmieścia będzie możliwe osiągnięcie średniej szybkości komunikacyjnej najwyższej rzędu 10-20 km/h. Przy tak rozległych obszarach obsługiwanych przez naziemne - uliczne środki komunikacji zbiorowej uzyskane standardy nie mogą być akceptowane w perspektywie.

W toku studiów komunikacyjnych nad nową wersją planu ogólnego ostatecznie sformułowano następujące tezy :

- badania efektywności ekonomicznej traktacji tramwajowej i autobusowej okazały się niewystarczającą przesłanką dla wyboru przyszłościowego systemu komunikacji zbiorowej,
- zbadano skutki zlikwidowania komunikacji zbiorowej w ogóle i oparcia systemu obsługi na komunikacji indywidualnej, wobec braku fizycznej możliwości pomieszczenia na obszarze centrum około 27.000 stanowisk parkingowych i zdobycia dla nich wolnych terenów zasada oparcia przewozów na komunikacji indywidualnej została odrzucona,
- wobec powyższych uwarunkowań wydobyta została nieodzowna konieczność utrzymania znacznie ograniczonego systemu tramwajowego sprowadzonego na obszarze centrum do tunelu jako jedyne go rozwiązania zapewniającego niezbędny standard obsługi w komunikacji zbiorowej.

W tej sytuacji podjęto studia mające na celu zbadanie technicznej i ekonomicznej możliwości realizacji w Bydgoszczy systemu tramwajowego z częściową segregacją pionową. Po wstępnych badaniach geologiczno-inżynierskich ustalono możliwość trasowania linii tramwajowej w obszarze śródmieścia w płytkim tunelu o łącznej długości około 4,0 km dającego się dogodnie etapować na odcinki 1,5-2,5-4,0 km i stopniowo włączanego w rozbudowywany system tramwaju podziemnego. W tym czasie nie postawiono jeszcze tezy o wdrażaniu przejściowo systemu "premetro" ponieważ poza obszarem śródmiejskim /o dług. 4,0 km/ na pozostałych odcinkach były względnie dogodne warunki do segregacji poziomej linii tramwajowej. W miarę dalej postępujących studiów nad problemem, zagadnienie sformułowania koncepcji coraz bardziej komplikowało się.

W tej sytuacji sięgnięto do zbadania sprawy w ramach stu-

diów nad szerzej pojętym obszarem aglomeracji wprowadzając do rozwiązań szczegółowe analizy obciążenia układu ruchem. Zastosowano matematyczny rachunek prognozy ruchu w oparciu o STO przy wykorzystaniu modelu grawitacyjnego. W wyniku wielowariantowych prognoz przestrzennego rozkładu ruchu stwierdzono optymalną koncentrację potoków ruchu na zmodyfikowanym wariancie układu w oparciu o centralne wprowadzenie układu tunelowego do śródmieścia.

W wyniku obliczeń komputerowych sformułowano ostateczną wersję układu komunikacji zbiorowej jako system szybkiej kolei miejskiej typu metro z etapowym rozwiązaniami o charakterze "premetro". Założenie takie zostało przedstawione do roboczej akceptacji w ramach trwających studiów nad planem ogólnym przestrzennego zagospodarowania miasta Bydgoszczy.

W wyniku konsultacji założeń roboczych Prezydent miasta nie zaakceptował tej koncepcji do dalszego rozwijania w trakcie opracowania planu ogólnego zalecając skierowanie rozwiązania zagadnienia w kierunku poszukiwań trasowania linii SKM w oparciu o układ kolejowy PKP. W rezultacie tych zaleceń w ostatecznej wersji nowego planu przestrzennego zagospodarowania miasta znalazł się system szybkiej kolei miejskiej oparty o skrajnie położony w stosunku do intensywnie zagospodarowanej strefy miasta "miejsczystego", a względnie centralnie do nowej dzielnicy Fordon. Układ tej linii w okresie kierunkowym uzupełniony był o drugą linię SKM wprowadzoną na skarpę północną - Myślicinek, Osielsko przebiegającą od dworca głównego wzdłuż układu torowego PKP przez teren Osielska do Fordonu. W celu ostatecznego uzasadnienia technicznego rozwiązania przyjętego w nowej wersji planu ogólnego Prezydent Miasta zaakceptował zlecenie opracowania studiów układu SKM w Bydgoszczy specjalistycznemu zespołowi Politechniki Gdańskiej.

W wyniku około 2-letnich studiów zespół przedstawił opracowaną koncepcję, która częściowo tylko pokrywała się z przyjętym w projekcie planu ogólnego zagospodarowania miasta układem SKM.

Tak więc w wyniku dotychczasowych studiów nad problemem komunikacji zbiorowej w Bydgoszczy wyłoniono trzy zasadnicze warianty systemu SKM.

Wariant nr 1 jest to koncepcja sformatowana w 1973 roku przez Biuro Studiów Komunikacji i Inżynierii Miejskiej w Bydgoszczy szczegółowo scharakteryzowana i zaprezentowana na konferencji naukowo-technicznej w Szczecinie /9-10.XI.1973 r./ n. t. "Kierunki rozwoju komunikacji zbiorowej w największych aglomeracjach Polski".

System układu obejmuje jedną linię o długości około 21,0 km. Początek linii znajduje się przy dworcu głównym PKP, przebiegiem tunelowym centralnie położonym w stosunku do śródmieścia, do dworca centralnego PKS na skraju śródmieścia po przekroczeniu rzeki Brdy prowadzi na skarpe południową i osiowo do zabudowy wysokiej dzielnic Wzgórze Wolności, Wyżyny, Kapuściska, następnie w dolinę rzeki Brdy w dzielnicy Zimne Wody, Fordonek /głównych dzielnic przemysłowo-składowych/ i dalej do dzielnicy Fordon. Maksymalne natężenia ruchu wynoszą w godzinie szczytu 7.500-12.300 pasażerów. 25,7% długości trasy prowadzone jest w tunelu, a około 39% w wykopie otwartym głównie w obszarach o mniejszej intensywności zagospodarowania. Linia wiąże w optymalny sposób zasadnicze skupienia mieszkaniowe z miejscami pracy oraz ośrodkiem centralnym śródmieścia wnikać w jego wnętrze.

Podstawowym walorem projektowanej trasy jest elastyczność etapowania fragmentów realizacyjnych umożliwiających przejściowe wprowadzenie na trasę taboru tramwajowego.

Wariant nr 2 jest koncepcją sformułowaną w 1974 r. w toku trwających studiów nad nową generacją planu ogólnego miasta Bydgoszczy. Podstawową linię stanowi trasa o napięciu 3000 V prowadzona w zasadzie po terenie lub otwartym wykopem od dworca głównego PKP wzdłuż istniejących linii kolejowych /z wyjątkiem odcinka dworzec główny - Bielawki / przez stację Bydgoszcz Wschód do Fordonu.

Linia o długości 17 km przebiega w zasadzie skrajem śródmieścia i dzielnic mieszkaniowych i przemysłowych z wyjątkiem Fordonu, gdzie wnika częściowo w środek tarasu dolnego tej dzielnicy. Maksymalne natężenie ruchu na tej linii nie przekracza potoku 4.850 pasażerów na godzinę szczytu w jednym kierunku.

Na cały system szybkiej kolei miejskiej składa się druga linia o długości około 16 km wybiegająca z dworca głównego PKP wzdłuż linii kolejowej do Gdańska przez dzielnicę Osielsko do Fordonu. Trasa prowadzona jest głównie w wykopie otwartym. Maksymalne na-

Łężenie ruchu na linii nie przekracza 9600 pasażerów na godzinę w jednym kierunku. Natężenie to osiąga się jednak w odległym okresie to jest po pełnej zabudowie Osielska do około 120 tys. mieszkańców. W pierwszym okresie, to jest do 1990 r. spodziewane natężenia ruchu nie przekraczają potoku 3000 pasażerów na godzinę w jednym kierunku.

Powyżej scharakteryzowane linie składają się na system SKM, który posiada podstawowy mankament polegający na wyłączeniu z obsługi całego pasa południowej skarpy o zaludnieniu rzędu 150 tys. mk. Obie linie eksploatowane były przy pomocy taboru PKP typu EW-58 lub pochodnych. Tabor ten charakteryzuje się małą liczbą drzwi, a stąd wydłużone czasy ewakuacji pasażerów przedłużają czas postoju pociągu na przystanku co poddaje w wątpliwość założoną średnią prędkość komunikacyjną.

Wariant nr 3 opracowany został w 1975 r. przez zespół Politechniki Gdańskiej, a stanowi próbę naprawienia mankamentów wariantu nr 2. Skonstruowany system składa się również z dwóch linii o napięciu trakcji 3000 V prowadzonych głównie po terenie lub w wykopie. Pierwsza linia o długości 11,8 km jest prawie identyczna w swoim przebiegu do pierwszej linii z wariantu nr 2. Druga linia szybkiej kolei miejskiej o długości 21,5 km przebiega od skrajca głównej PKP przez dzielnice Okole, Szewerowo, Wyżyny, Kapuściska /cała skarpa południowa/ jako, główne skupiska zamieszkania i dalej przez obszary przemysłowe Zimne Wody-Fordonek do Fordonu. Ponad 50% długości linii przebiega wykopem otwartym. Mimo że linia ta wnika częściowo w środek dzielnic skarpy południowej, to w stosunku do centrum miasta zajmuje zdecydowanie skrajnie brzeżne położenie. Ten sposób trasowania linii wywołuje potrzebę wprowadzenia dodatkowego środka przewozowego na obszarze śródmieścia, co może się okazać zadaniem trudnym do zrealizowania. Eksploatację linii przewiduje się obsługiwać taborem typu EW-58 o walorach podanych przy wariantcie nr 2. Maksymalne natężenia ruchu w godzinie szczytu są zbliżone do potoków jak w wariantcie nr 2 to znaczy na linii nr 1 maksymalny potok nie przekracza 4800 pasażerów/h, a dla linii nr 2 - 9600 pasażerów/h. Etapowanie realizacji linii pomyślane jest z założeniem etapu "0" to znaczy natężenia na istniejący i przewidywany do elektryfikacji odcinek linii Nakło-Bydgoszcz-Fordon normalnego ruchu pociągów elektrycznych, co pozwoliłoby częściowo opanować narastające po-

toki ruchu pasażerów głównie dzielnicy Fordon już od 1980 r. Jako pierwsza linia właściwego układu byłaby linia całkowicie wydzielona z ruchu ogólnosięciowego PKP o długości 11,8 km o czym wzmiankowano wyżej. Realizacja w części tej linii wynikałaby z narastania przewozów pasażerskich z jednej strony i wyczerpywania się przepustowości istniejącego szlaku kolejowego na odcinku dworzec główny-dworzec wschodni - z drugiej.

LITERATURA

1. Sobolewski E., Łowiński J., Sikorski A.: Miejska Komunikacja Szynowa . Instytut Urbanistyki i Architektury Warszawa "Arkady" 1971
2. Kierunki rozwoju komunikacji zbiorowej w największych aglomeracjach Polski. Konferencja Naukowo-Techniczna SITKom. Szczecin 9-10, XI. 1973
3. Studium Układu Komunikacji Zbiorowej i Indywidualnej Bydgoszcz 1980-2000. Biuro Studiów Kom. i Inżynierii Miejskiej Bydgoszcz, SOEFO-Warszawa, Bydgoszcz, listopad 1973
4. Zagadnienia rozwoju komunikacji zbiorowej na obszarze Bydgoszczy. Kursokonferencja SITKom. Bydgoszcz 8-9. IV. 1976

ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ
НЕОБХОДИМОСТИ ВВЕДЕНИЯ В ОБИТЪЕ СРЕДСТВА ОБ-
ЩЕСТВЕННОГО ТРАНСПОРТА С ВЫСШИМ ПЕРИОДИЧЕСКИМ
СТАНДАРТОМ

В статье проводится градостроительский анализ города
Быдгош на фоне предусматриваемых направлений застрой-
ки этой территории. Систе предлагаемых направлений
существующей планировочной мысли стремившейся к уста-
новлению оптимального обслуживания градостроительской
территории города Быдгош. Проанализировано предложенное
деление перевозных заданий между отдельными транспорт-
ными средствами, принимая разные концепции транспортного
обслуживания города, не выходя концепций отрыва от
систем общественного транспорта, допуская обслуживание
города только с помощью индивидуального транспорта.

TOWN PLANNING PREMISES TO SPECIFY THE NEEDS FOR INTRO-
DUCING THE MEANS OF CORPORATE TRANSPORT IN BYDGOSZCZ
OF THE HIGHER TRANSPORT STANDARD

The town planning analysis of Bydgoszcz town against
providing the town planning directions of this region are
being carried in this article. The directions of hitherto
existing planning idea tending to settle the optimum ser-
vice of town planning of Bydgoszcz region have been present-
ed very briefly here. Forecast divisions of transport tasks
among each of the transport means taking into the consid-
eration different conceptions of the town transport service
including the conception of resignation of the corporate
transport systems assuming that the town service works only
with the help of individual transport, have been analysed
thoroughly.

Jan Klugiewicz

ANALIZA PRZYCZYŃ AWARII SIECI KANALIZACYJNEJ W CIECHOCINKU

W pracy przedstawiono wyniki badań w zakresie przyczyn awarii sieci kanalizacyjnej w Ciechocinku. Stwierdzono, że kanały kanalizacyjne z rur kamionkowych nie były szczelne i przy wysokich stanach wód gruntowych nastąpiła sufozja gruntu budowlanego do kanałów. Spowodowało to przemieszczenie mas ziemnych i załamanie kanałów. Nieszczelności wykazały złącza lub ścianki rur ze względu na perforacje wykonane przez urządzenie WOMA-APPARATEBAU do czyszczenia kanałów. Natomiast awaria kanałów betonowych spowodowana była intensywną korozją wewnętrznych ścian przez siarczan i siarkowodór w atmosferze wysokich temperatur i wilgotności.

1. Wstęp

Ciechocinek położony jest w północno-zachodniej części woj. wrocławskiego w odległości około 1,5 km od lewego brzegu Wisły. Prawa miejskie uzyskał on w 1919 r. a swój rozwój zawdzięcza dużemu uzdrowisku czynnemu od 1836 roku. W mieście znajduje się 15 otworów wierźniczych umożliwiających wydobywanie solanki oraz borowiny, lecz obecnie nie wszystkie są eksploatowane. Różne są wydajności /22-250 m³/h/ i zawartości soli /0,3-6,5%/ w poszczególnych otworach, przy czym występują również samowypływowe z głębokości 1300 m, ciepłe /38°C/ solanki. Jedyne w Polsce tętnie spełniają funkcję w procesie produkcyjnym soli /wstępne stężenie solanki do 25%/ i jednocześnie wytwarzają specyficzny mikroklimat pomocny w lecznictwie uzdrowiskowym. Duże zasolenie wód gruntowych ograniczało możliwości ich poboru dla konsumpcji ze zwykłych studzien. Wodociąg komunalny zbudowano około 1895 roku, natomiast kanalizację około 1920 roku. Obecnie w mieście istnieje ogólnospławny system kanalizacji /ok. 25 km/ i system

rozdzielczy /ok. 6 km/. Kanały kanalizacyjne najliczniej wykonane zostały z rur betonowych i kamionkowych, a tylko na stosunkowo krótkich odcinkach z rur azbestowo-cementowych oraz murowane z cegły.

W ostatnich latach sieć kanalizacyjna w Ciechocinku ulegała bardzo częstym awariom, które utrudniały prawidłowe funkcjonowanie tego pięknego uzdrowskiego miasta. W 1975 r. podjęto badania na sieci kanalizacyjnej [3]. Celem artykułu jest przedstawienie wyników dotyczących przyczyn awarii.

2. Ogólna charakterystyka środowiska gruntowo-wodnego

Ciechocinek położony jest w pradolinie Toruńsko-Eberswaldzkiej. Powierzchniową warstwę o miąższości 15-25 m scanowią ru utwory czwartorzędowe wykształcone w stropie w postaci piasku, żwiru, mułu i torfów. Swobodne zwierciadło wód gruntowych o spadzie w kierunku Wisły, zalegą na głębokości 0,5-5,0 m od powierzchni terenu. Pokłady soli kamiennych o miąższości około 300 m występują na znacznych głębokościach. W solankach dominują jony chloru/ok. 40000 mg/l w ciepłocy/, sodu, wapnia i magneru. Solanki eksploatowane są dla celów przemysłowych i leczniczych. Część z nich po wykorzystaniu w zabiegach leczniczych odprowadzana jest do sieci kanalizacyjnej. Zarówno więc w ściekach, jak i w wodach gruntowych otaczających kanały występują okresowo dość duże wartości chlorków /4400 mg/l/ i siarczanów /1400 mg/l/. Dla stalowych elementów sieci kanalizacyjnej niebezpieczne są chlorki, natomiast dla betonowych elementów siarczany, ze względu na destrukcyjne działanie korozji spotęgowanej dość wysoką temperaturą /ok. 38°C/ i dużą prędkością przepływu ścieków /ok. 1 m/s [1]. Na terenie miasta i zlewni sieci kanalizacyjno-melioracyjnej występują warstwy lub soczewki torfowe stanowiące słabonośny i podatny na osiadanie grunt budowlany oraz źródło kwasów humusowych niszczących beton. Obecność piasków pylastych i stosunkowo dużych gradientów ciśnienia między zwierciadłami wody gruntowej i ścieków stwarza sprzyjające warunki do występowania zjawisk sufozji, nawet przy stosunkowo małych nieszczelnościach sieci kanalizacyjnej. Ogólnie można więc stwierdzić, że środowisko gruntowo-wodne w Ciechocinku jest niekorzystne dla sieci kanalizacyjnej.

1. Przyczyny awarii kanałów kanalizacyjnych

Można wyróżnić dwie podstawowe grupy czynników będących przyczyną awarii sieci kanalizacyjnych. Do pierwszej grupy zaliczyć należy czynniki mechaniczne:

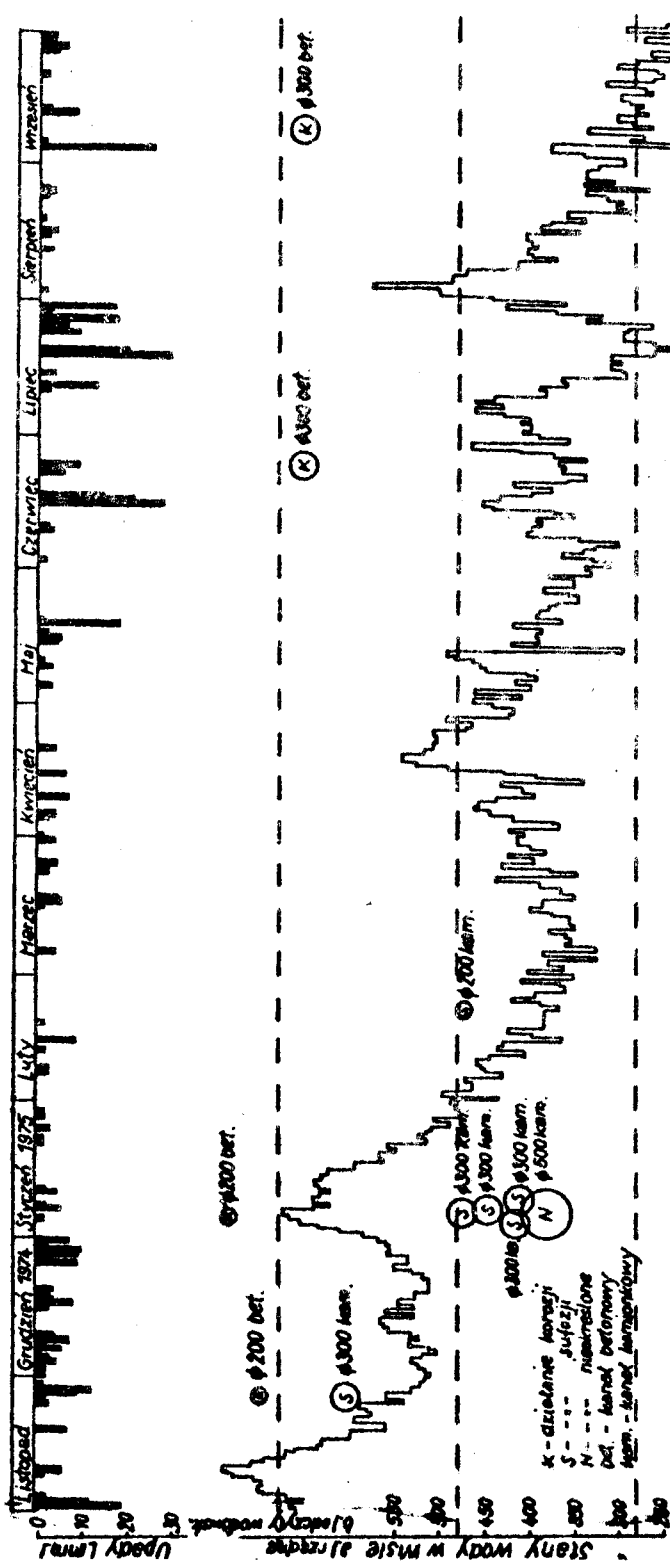
- 1/nadmierne obciążenia statyczne i dynamiczne,
- 2/erozyjne działania rumowiska i wody płuczającej,
- 3/nierównomierne naprężenia termiczne w elementach sieci,
- 4/nierównomierne osiadanie gruntu i sieci,
- 5/wybuchy gazów w kanałach i budowlach sanitarnych,
- 6/sufozja gruntu i zmiana warunków pracy statycznej.

Do drugiej grupy zaliczamy czynniki chemiczne wywołujące korozję:

- 1/agresywne środowisko gazowe,
- 2/agresywne ciecze,
- 3/agresywne grunty,
- 4/agresywne pyły, osady i popioły.

Ze względu na ograniczoną objętość artykułu niemożliwe jest przedstawienie sposobu i stopnia oddziaływania wszystkich analizowanych czynników [3]. W początkowym okresie badań wiadomo było, że awarii ulegają zarówno kanały betonowe, jak i kamionkowe. Nieznana jednak była przyczyna powstania awarii kanałów, zwłaszcza wykonanych z rur kamionkowych, które są odporne na związki chemiczne występujące w środowisku gruntowo-wodnym w Ciechocinku. Wobec przedłużających się prac związanych z odwodnieniem i wykopami umożliwiającymi wykonanie bezpośrednich badań, podjęto analizę kilku dostępnych czynników pośrednich. W tym celu sporządzono wykres, na którym naniesiono wyniki codziennych pomiarów stanów wody w Wiśle i opadów atmosferycznych w Ciechocinku z ostatniego 9-letcia. Analizowano dodatkowo terminy prac konserwacyjnych i występowania awarii sieci kanalizacyjnej. W wyniku tego ustalono, że awarie kanałów z rur kamionkowych mają związek z ich szczelnością i zjawiskami sufozji gruntu oraz z hydraulicznym czyszczeniem kanałów. Po przeprowadzeniu bezpośrednich badań w pierwszym przypadku stwierdzono:

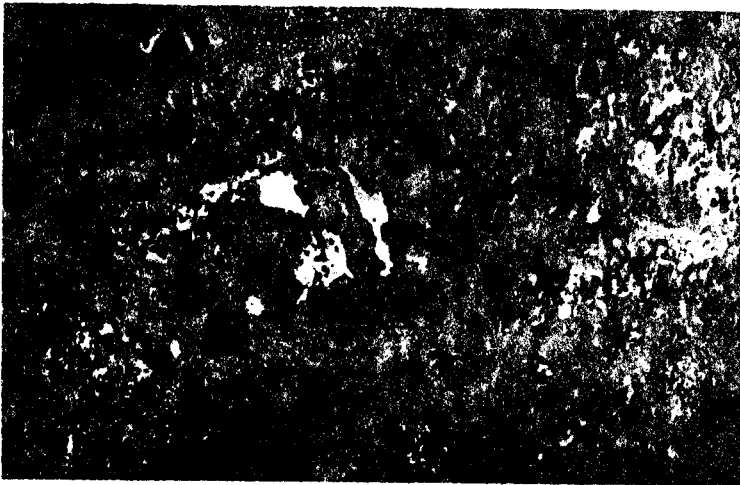
- a/ wysokie stany wód gruntowych, powodujące stałe zatopienie od zewnątrz kanałów;
- b/ przemieszczenie i ubytek mas ziemnych w profilu gruntowym /zbudowanym w większości z piasków pylastych i średnioziarnistych/ oraz stosunkowo dużo piasku w studzienkach kanalizacyjnych;



Ryt. 3 Rozkład awarii sieci kanalizacyjnej na tle stanów wody w Wisie i opadów atmosferycznych w Ciechocinku

uszczelniającym, który prawdopodobnie uległ rozkładowi i wypłukaniu. W trakcie trwania prac przy usuwaniu awarii mierzono temperaturę wód i ścieków, oraz pobierano próbki do analiz chemicznych. Największą temperaturę /29,31,38°C/ posiadały ścieki odprowadzane z pobliskiego sanatorium w okresach przypuszczalnego opróżniania basenów. Ścieki te zawierały siarczanów 212 mg/l, chlorków 3000 mg/l, pH=6,6 natomiast wody gruntowe zawierały siarczanów 102-150 mg/l, chlorków 530-8000 mg/l, siarkowodoru 1,9 mg/l, pH=7,1. Obecność siarczanów i siarkowodoru w ściekach oraz wodach gruntowych sugerowała istnienie związku awarii kanałów betonowych z korozją chemiczną. Z przestudiowanych dostępnych materiałów opracowanych dla warunków Ciechocinka wynikało, że betonowe elementy sieci kanalizacyjnej najczęściej ulegają korozji na styku z agresywnym środowiskiem gruntowo-wodnym. To środowisko stanowiło więc kryterium przy ocenie jego agresywności w stosunku do projektowanej z betonu sieci kanalizacyjnej.

Na podstawie badań przeprowadzonych w miejscu awarii kanału z rur betonowych \varnothing 300 mm stwierdzono, że zostały one skorodowane bardzo mocno i w rezultacie kanał zapadł się na całej



Rys.5. Zapadliska na kanale spowodowane intensywną korozją betonowych rur \varnothing 300 mm

długości /rys.5/ mimo korzystnego posadowienia /małe zagłębienie - nie 1,4-1,7 m, ułożenie pod chodnikiem, brak zatopienia wodami

gruntowymi/. Bezpośrednio po wyjęciu z wykopu betonowe elementy rur rozsypywały się pod niewielkim naciskiem. Po kilkudniowym dowolnym suszeniu nastąpił skurcz tych elementów i przyrost wytrzymałości. Dokładne oględziny próbek pobranych z różnych punktów obwodu kanału wykazały, że korozja postępowała od wewnątrz /od strony ścieków i gazów w kanale/ i to z różną intensywnością. Najsilniej /90%/ skorodowane zostały ścianki rur betonowych w poziomie skłepienia /rys.6/, co świadczy o destrukcyjnym wpły-



Rys.6. Największy stopień skorodowania klucza kanału betonowego -
go \varnothing 300 mm

wie agresywnych gazów gromadzących się w kluczu kanałów. Mniej zniszczone zostały ścianki rur w poziomie pach /rys.7/, a najmniej dolne partie rur ze stopką /rys.8/. Należy przy tym wspomnieć, że nie stwierdzono śladów wykonania izolacji na rurach, które zostały prawdopodobnie wbudowane w latach 1947-1948.



Rys.7. Średni stopień skorodowania boków kanału betonowego
Ø 300 mm



Rys.8. Najmniejszy stopień skorodowania dna kanału betonowego
Ø 300 mm

4. Wnioski

1. Sieć kanalizacyjna w Ciechocinku znajduje się w specyficznie trudnych warunkach wymagających odpowiednich materiałów, starannego wykonawstwa i eksploatacji
2. Kanały z rui kamionkowych uległy awarii na skutek perforacji ścianek i nieuszczelnionych złącz, poprzez które nastąpiła intensywna sufozja gruntu. Perforacje te wykonane zostały pod wpływem erozji wody wypływającej pod nadmiernym ciśnieniem z urządzenia /WOMA-APPARATEBAU/ do czyszczenia kanałów.
3. Awarie kanałów betonowych spowodowane zostały destrukcyjnym działaniem korozji przy udziale siarkowodoru i siarczanów. Proces korozji najintensywniej postępował w sklepieniu kanałów, gdzie gromadziły się agresywne gazy i para wodna.

LITERATURA

1. Badowska H., Danilecki W., Mączyński M.: Ochrona budowli przed korozją, Arkady, Warszawa 1974, s.718
2. Instrukcja obsługi: Samochód do ciśnieniowego mycia kanałów SC-2 WUKO-ATUMAT. Wytwórnia Urzędzeń Komunalnych Łódź 1972
3. Klugiewicz J.: Badania stanu technicznego, metody projektowania i wykonawstwa sieci kanalizacyjnej w warunkach zastoilonego środowiska gruntowo-wodnego miasta Ciechocinka. Maszynopis s.103, IBL-ATR Bydgoszcz 1975

АНАЛИЗ ПРИЧИН АВАРИЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ В ЦЕХОЦИНКЕ

В работе представлены итоги исследований из области причин аварий канализационной сети в Цехоцинке. Установлено, что канализационные каналы из керамических труб не были плотны и при высоком уровне грунтовых вод произошла суффозия строительного грунта в каналы. Это привело к перемещению земных масс и поломке каналов. Неплотными оказались соединения или стенки труб по той причине, что перфорации были сделаны устройством WOMA-APPARATEBAU для очистки каналов. Авария же бетонных каналов была вызвана интенсивной коррозией внутренних стен сульфатами и сероводородом в атмосфере высоких температур и сырости.

THE ANALYSIS OF THE CAUSES OF SEWERAGE SYSTEM FAILURE
IN CIECHOCINEK

The results of tests within the range of causes of sewerage system failure in Ciechocinek have been presented in this work. It has been stated that sewage canals made from stoneware pipe were not leakproof and at the high water level, ground infiltration into canals has been occurred. It has caused moving of the ground sand and breaking of canals. The leakage showed joints or pipe walls because of the perforation made by WOMA-APPARATEBAU device for cleaning canals. However, the failure of concrete canals were caused by intensive corrosion of internal walls by sulphates and sulphuretted hydrogen in the atmosphere of high temperature and humidity.

Bernard Rzeczyński

KONCEPCJA LOTNISK KRÓTKIEGO STARTU I LĄDOWANIA

Praca omawia zalety ekonomiczno-urbanistyczne stosowania lotnisk krótkiego startu i lądowania oraz koncepcję projektową takiego lotniska dla aglomeracji miejskiej.

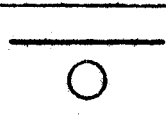
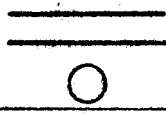
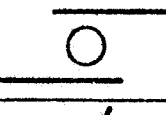
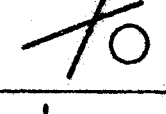

Transport lotniczy stanowi integralną część kompleksowego systemu transportowego kraju. Warunkiem jego funkcjonowania jest istnienie odpowiedniej infrastruktury technicznej, w tym zwłaszcza lotnisk. Dotychczasowy rozwój techniczny lotnisk prowadzi do coraz znaczniejszego powiększania ich terenów, wymuszanego koniecznością dostosowania długości dróg startowych do wymagań coraz cięższych i szybszych samolotów normalnego startu i lądowania.

Brak możliwości rozwojowych takiego lotniska, zlokalizowanego przy intensywnie rozprzestrzeniających się w jego kierunku terenach zainwestowania technicznego miasta, powoduje często szukanie nowego terenu pod lotnisko, wymuszone koniecznością zapewnienia maksymalnego bezpieczeństwa operacji lotniczych. Następuje to przede wszystkim dlatego, że w zagospodarowaniu przestrzennym współczesnych aglomeracji lotnisko komunikacyjne nie jest jednoznacznie traktowane jako integralny ich element. Poza tym zbyt mało dostrzegane są tendencje rozwoju samolotów wymagających krótszych dróg startowych, pozwalające przy odpowiednim, bezprzeszkodowym zagospodarowaniu obrzeża lotniska nie tylko zachować istniejącą jego lokalizację, ale nadto, w przypadku projektowania nowego, zlokalizować je bliżej centrum miasta, a więc korzystniej dla

pasażera i efektywności transportowej lotnictwa.

Jedną z głównych cech lotnictwa jest jego szybkościowa przewaga nad innymi rodzajami transportu, wśród których na krótkich trasach konkurentami przewozowymi są pociągi ekspresowe i pospieszne oraz - chociaż w mniejszym już stopniu - autobusy pospieszne. Dalekie lokalizacje lotnisk od centrum miasta powodują konieczność odbycia przez pasażera długotrwałych dojazdów, wyraźnie obniżających tę szybkościową przewagę. Stąd też przybliżenie lotniska do centrum miasta może tę niedogodność usunąć zwłaszcza, że istnieje realna możliwość korzystania z produkowanych już samolotów krótkiego startu i lądowania.

Samoloty te wymagają znacznie mniejszych powierzchni lotnisk niż samoloty klasyczne /rys.1/, co w warunkach

UKŁAD LOTNISKA	POWIERZCHNIA LOTNISKA ha		
	operacje klasyczne	operacje skrócone	
		wizualne	przyrzadowe
	150	30	60
	250	50	100
	500	100	200
	500	120	200
	600	120	240
Przyjęto następujące wymiary powierzchni lotniska dla skróconych operacji			
		<u>Szerokość</u>	<u>Długość</u>
wizualnych		210 m	1250 m
przyrzadowych		420 m	1250 m

Rys.1 Porównanie powierzchni lotnisk komunikacyjnych dla samolotów klasycznych oraz krótkiego startu i lądowania

kach kosztów nabycia terenu śródmiejskiego nie jest bez znaczenia. Orientacyjny koszt budowy najnowszego lotniska polskiego na terenach pozamiejskich wyniósł 500 zł/m². Budowa jednego z lotnisk brytyjskich w obszarze gęsto zabudowanym wymagała nakładu 600 tys. zł/m długości drogi startowej / w przeliczeniu kursowym IATA: 1 dolar = 24zł/. Według średnich kosztów z wielu krajów, w warunkach pozamiejskich koszt budowy wyniósłby około 100 tys. zł/m długości drogi startowej. Minimalna długość drogi startowej winna wynosić 3000 m.

Lotniska krótkiego bądź co najmniej skróconego startu i lądowania mogą służyć dwom celom:

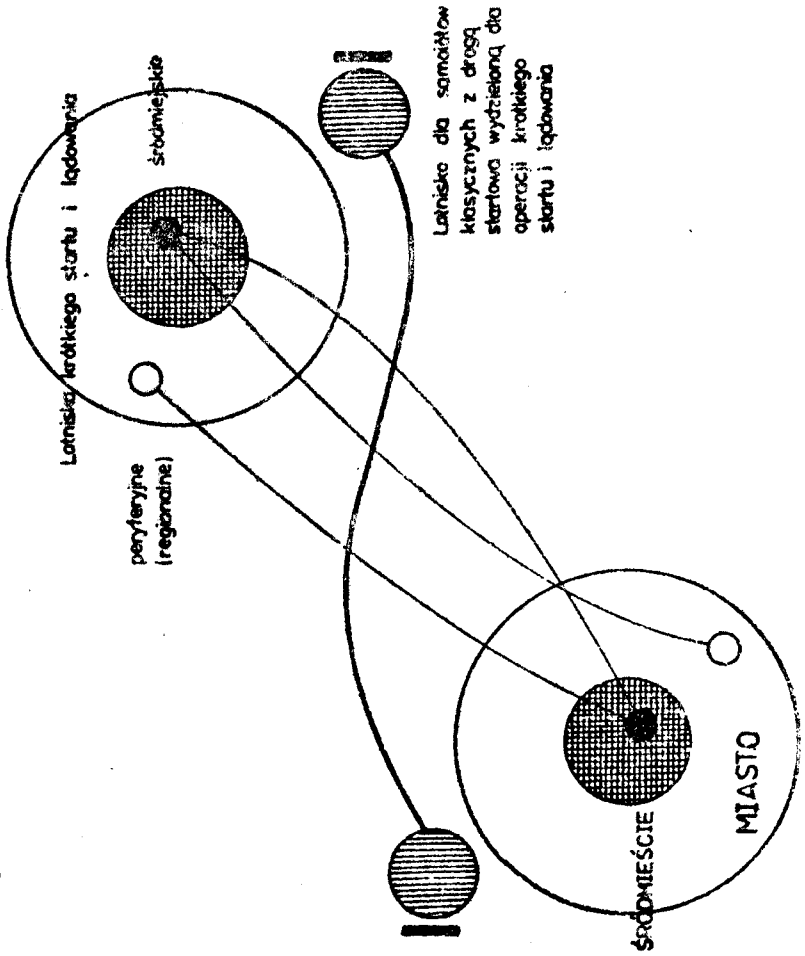
- jako lotniska samodzielne, obsługujące mniejsze miasta wojewódzkie lub inny ośrodek, np. przemysłowy lub turystyczny,
- jako lotniska w centrum aglomeracji, bądź na jej peryferiach działające samodzielnie lub w zespole z lotniskiem klasycznym /normalnego startu i lądowania/ położonym na obrzeżu aglomeracji /rys.2/.

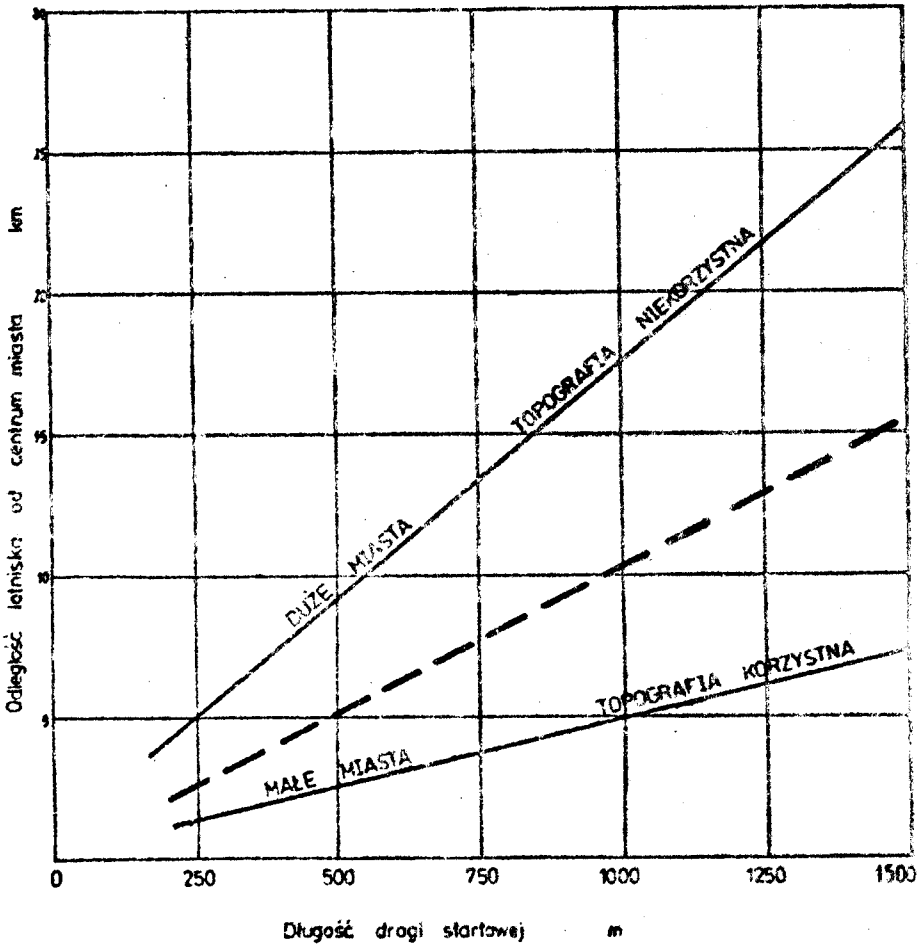
Lotnisko samodzielne podmiejskie może być zlokalizowane bliżej centrum małego niż dużego miasta /rys.3/, jeśli przyjąć podobne koszty budowy i niezależność od topografii. Lotnisko śródmiejskie - pomijając jego koszty budowy - musi spełniać dodatkowo szczególne wymagania sozotechniczne, w tym zwłaszcza ochrony akustycznej. Badania autora pozwalają wnioskować, że ochrona ta będzie zapewniona przy oddaleniu tego lotniska od terenów przemysłowych i komunikacyjnych o 100 m, od dzielnic handlowych o 200 m; od dzielnic mieszkaniowych o 1000 m.

Warto także podkreślić, iż od długości drogi startowej zależą ogólne koszty budowy i roczne koszty utrzymania lotniska /rys.4/. Stąd też coraz intensywniejsze próby zastosowania samolotów, wymagających możliwie najkrótszych dróg startowych.

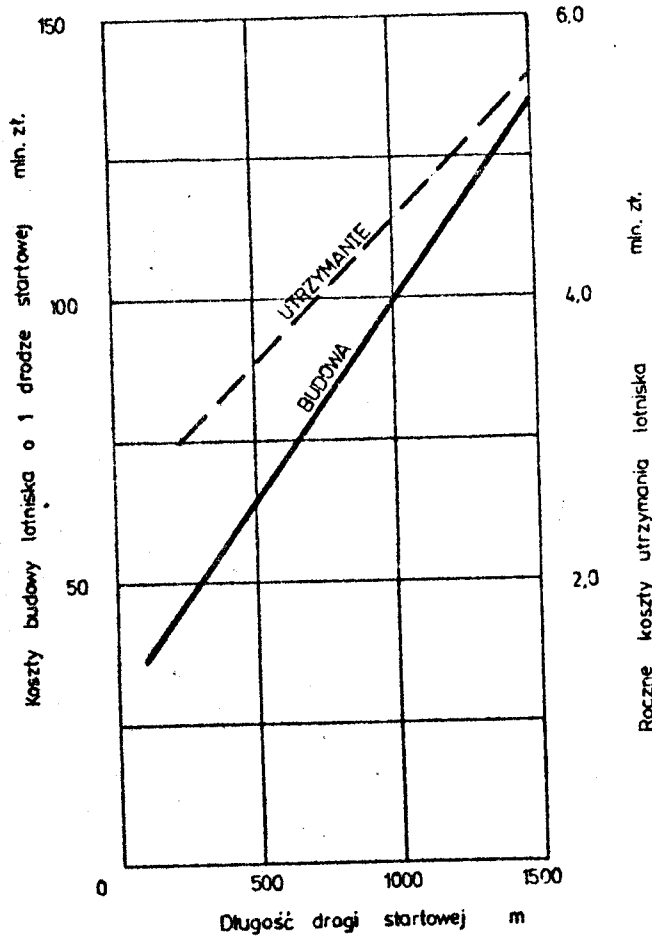
Jedną z koncepcji budowy odpowiedniego lotniska w warunkach intensywnej zabudowy miejskiej może być projekt tzw. metroportu o długości drogi startowej zaledwie 600 m i ogólnej powierzchni 5 ha (=0,05 km²) /rys.5/ oraz o

Rys.2. Lokalizacja
 lotnisk klasycznych
 oraz krótkiego star-
 tu i lądowania w
 obszarach aglomera-
 cji miejskiej

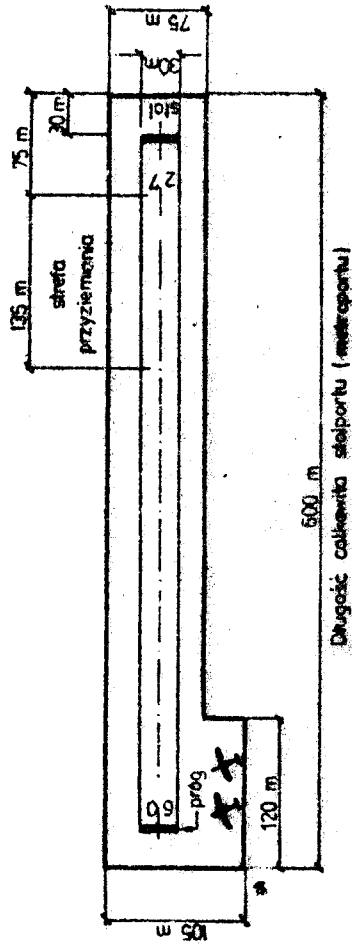




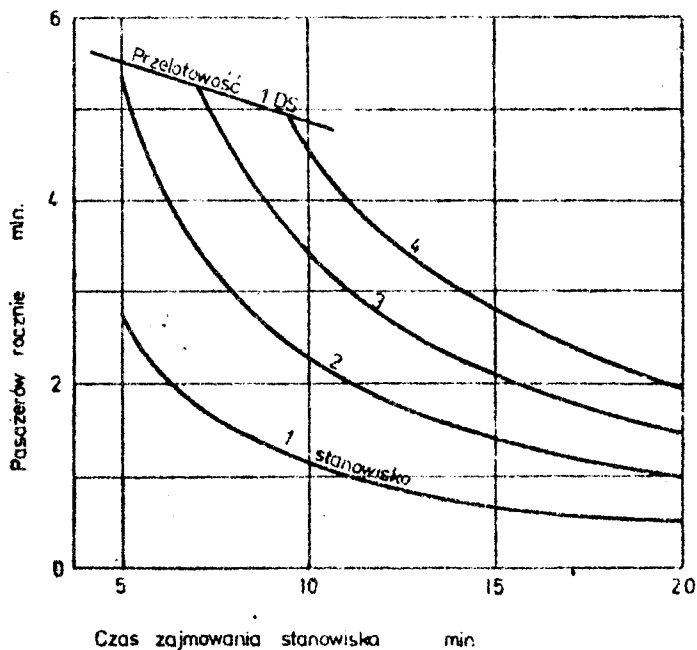
Rys.3. Odległość lotniska komunikacyjnego od centrum miasta w zależności od długości drogi startowej, wielkości miasta i topografii jego regionu



Rys. 4. Koszty budowy i roczne koszty utrzymania lotniska komunikacyjnego w zależności od długości drogi startowej



Rys. 5. Przykładowy projekt lotniska krótkiego startu i lądowania w centrum miasta, tzw. metroportu



Rys.6. Roczna przelotowość metroportu w zależności od liczby stanowisk i czasu odpraw

przelotowości rocznej do 5 mln pasażerów, zależnej od liczby stanowisk i czasu odpraw /rys. 6/. Takiej przelotowości nie osiągnęło dotąd żadne z lotnisk polskich, stąd koncepcja metroportu warta jest rozważenia.

Na podstawie dotychczasowych wyników badań można przedstawić następujące wnioski:

1. Lotniska komunikacyjne krótkiego startu i lądowania stanowią istotny postęp w rozwoju lotniczej infrastruktury technicznej i ważki argument dla zwiększenia efektywności transportu lotniczego, poprzez możliwość ich lokalizacji bliżej centrum zapotrzebowania na ten transport w aglomeracji miejskiej niż w przypadku lotnisk klasycznych.

2. Znikome wymagania powierzchniowe i znacznie niższe niż lotnisk klasycznych koszty budowy i utrzymania oraz wysoka przelotowość umożliwiającą szybszy rozwój sieci lotnisk komunikacyjnych, poprzez obsługę lotniskami krótkiego startu i lądowania nawet mniejszych ośrodków wojewódzkich.

LITERATURA

1. Rzeczyński B.: Optymalne warunki lokalizacji przestrzennej lotnisk komunikacyjnych krótkiego startu i lądowania w regionach miejskich na tle społecznej efektywności krajowego transportu lotniczego w Polsce. Rozprawa habilitacyjna. Politechnika Poznańska. Poznań 1969
2. Rzeczyński B.: Teoria projektowania modelowego na przykładzie układu lotnisko- miasto o zadanych parametrach technicznych transportu lotniczego i lądowego. W: Metodologia projektowania inżynierskiego. PWN Warszawa 1972
3. Scholz P. "Metroflight" Seen as a Major Contributor To Continuing Growth of Air Passenger Traffic. ICAO Bulletin nr 10, 1970
4. Toplis A.F.: The Dash 7 at the Airport. Airport Forum nr 6, 1975

КОНЦЕПЦИЯ АЭРОДРОМОВ КОРОТКОГО СТАРТА И ПРИЗЕМЛЕНИЯ

Работа указывает экономическо- градостроительные достоинства применения аэродромов короткого старта и приземления и проектную концепцию такого аэродрома для городской агломерации.

THE GENERAL OUTLINE OF AIRFIELDS FOR SHORT TAKE OFF
AND SHORT LANDING

The economic and town planning advantages of making use of airfields for short take off and short landing and the design idea of such the airport for town agglomeration have been presented in this work.



Biblioteka Główna ATR
w Bydgoszczy

Cz

596

14 1980