

·INSTYTUT BUDOWNICTWA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

Raport nr PRE-53/85

BADANIE ELEMENTÓW STRUNOBETONOWYCH
O RÓŻNYM STOPNIU SPRĘŻENIA

Andrzej Kmita

P r a c a d o k t o r s k a

PROMOTOR: Doc, dr inż. Stefan Jasman

Słowa kluczowe: konstrukcje betonowe, częściowe sprężenie
badanie, stan naprężenia

Wrocław, 1985 r.

Mgr inż. Andrzej KMITA

Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej

Plac Grunwaldzki 11, bud. C-7, pok. 903 tel. 20-22-64

50-370 - Wrocław

Komunikat wpłynął do Redakcji Wydawnictw Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej w marcu 1985 r.

SPIS TRESCI

	str.
Podstawowe oznaczenia	5
1. WPROWADZENIE	9
1.1 Przedmiot badań	9
1.2 Stan rozeznania problemu	10
1.3 Potrzeba podjęcia badań	15
2. CEL I ZAKRES PODJĘTYCH BADAŃ	17
2.1 Cel badań	17
2.2 Zakres badań	17
2.3 Tezy pracy	19
3. ELEMENTY WYMIAROWANIA	19
3.1 Założenia	19
3.2 Wymiarowanie elementów prostokątnych o różnym stopniu spreżenia	21
3.3 Program na EMC	27
3.4 Analiza parametrów przekroju	31
4. BADANIA DOSWIADCZALNE	37
4.1 Badania rozpoznawcze	37
4.1.1 Program i zakres badań rozpoznawczych	37
4.2 Badania podstawowe	49
4.2.1 Elementy próbne	49
4.2.1.1 Belki	49
4.2.1.2 Próbki betonowe	50
4.2.1.3 Próbki zbrojenia pasywnego i aktywnego	54
4.2.2 Urządzenia pomiarowe i stanowisko badawcze	57
4.2.2.1 Wielkości poszukiwane i technika ich pomiaru	57
4.2.2.2 Charakterystyka stanowiska badawczego	59
4.3 Ocena dokładności badań	62
4.3.1 Dokładność urządzeń pomiarowych	62
4.3.2 Dokładność realizacji elementów	62
4.3.3 Dokładność określenia wartości niektórych mierzonych parametrów	63

5. UZUPEŁNIAJĄCE BADANIA TEORETYCZNE	65
5.1 Wprowadzenie	65
5.2 Metody i zakres analizy teoretycznej	66
5.2.1 Naprężenia w strefie zakotwień strun	66
5.2.2 Prognozowanie rys ukośnych w obszarze dominującego wpływu siły poprzecznej	72
5.2.3 Obliczenia numeryczne z uwzględnieniem zarysowania ...	76
6. ANALIZA WYNIKÓW BADANIA	81
6.1 Sztywność elementów	81
6.1.1 Wyniki pomiarów	81
6.1.2 Sztywność elementów jako funkcja obciążenia	89
6.2 Odporność na zarysowanie przy zginaniu	98
6.2.1 Moment rysujący	98
6.2.2 Propagacja i rozwartość rys	100
6.3 Strefa przypodporowa	113
6.3.1 Stan odkształceń i naprężeń przed zarysowaniem	113
6.3.1.1 Stan naprężenia od sprężenia	113
6.3.1.2 Wyteżenie elementu pod obciążeniem	122
6.3.2 Zarysowanie strefy przypodporowej belek	124
6.3.2.1 Badanie zarysowania przy różnych poziomach obciążenia	124
6.3.2.2 Analiza numeryczna z uwzględnieniem zarysowania	138
6.4 Mechanizm zniszczenia	148
6.4.1 Wprowadzenie	148
6.4.2 Zniszczenie przy zginaniu	148
6.4.3 Stan nośności granicznej na ścinanie	150
7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI	158
8. LITERATURA	161

Podstawowe oznaczenia

- B - sztywności przekroju,
- E_a - współczynnik sprężystości stali zbrojeniowej,
- E_b - współczynnik sprężystości betonu,
- E_v - współczynnik sprężystości stali sprężającej,
- F_a - pole przekroju zbrojenia rozciąganego,
- F_{ac} - pole przekroju zbrojenia ściskanego,
- F_b - pole przekroju betonu,
- F_{bc} - pole przekroju strefy ściskanej betonu,
- F_p - pole przekroju sprowadzonego,
- F_v - pole przekroju zbrojenia sprężającego,
- I_b - moment bezwładności przekroju betonowego obliczany względem osi przechodzącej przez środek ciężkości przekroju betonowego,
- I_p - moment bezwładności przekroju sprowadzonego obliczany względem osi przechodzącej przez środek ciężkości przekroju sprowadzonego,
- M - moment zginający,
- M_d - moment zginający wywołujący dekompresję na dolnej krawędzi zginanego elementu,
- M_e - moment zginający eksploatacyjny obliczany zgodnie z obowiązującymi normami,
- M_{go} - moment zginający od ciężaru własnego elementu,
- M_{g1} - moment zginający wywołany obciążeniem stałym,
- M_p - moment zginający wywołany obciążeniem zmiennym,
- M_n - moment niszczący,
- M_r - moment rysujący,
- N_v - siła sprężająca po uwzględnieniu strat,
- N_{vs} - siła sprężająca w strzemionach po uwzględnieniu strat,
- N_{vo} - siła sprężająca w cięgnach odgiętych po uwzględnieniu strat,

- P_n - obciążenie niszczące element,
- P_v - siła zrywająca ciągnąco sprężające,
- Q - siła poprzeczna,
- Q_r - siła poprzeczna powodująca powstanie rys ukośnych,
- Q_n - siła poprzeczna niszcząca,
- R_a - wytrzymałość obliczeniowa stali na rozciąganie,
- R_{ac} - wytrzymałość obliczeniowa stali na ściskanie,
- R_b - wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie,
- R_r - wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie,
- R_v - wytrzymałość obliczeniowa stali sprężającej,
- R_{vk} - wytrzymałość charakterystyczna stali sprężającej,
- S - siła sprężająca, zamiennie z N_v
- S_p - sprowadzony moment statyczny części przekroju położonej powyżej rozpatrywanego włókna obliczony względem środka ciężkości przekroju,
- S_o - siła sprężająca bez uwzględnienia strat,
- W_p - wskaźnik wytrzymałości przekroju sprowadzonego obliczony jak dla materiału liniowo-sprężystego,
-
- a - odległość środka ciężkości zbrojenia F_a od krawędzi rozciąganej,
- a - odległość środka ciężkości zbrojenia F_{ac} od krawędzi ściskanej
- a_f - maksymalna dopuszczalna szerokość rozwarcia rysy,
- a_v - odległość środka ciężkości zbrojenia sprężającego F_v od krawędzi rozciąganej,
- b - szerokość belki,
- c - baza pomiarowa strzałki krzywizny,
- e_v - mimośród sił sprężającej względem środka ciężkości przekroju,
- f - strzałka krzywizny; współczynnik tarcia stali po betonie
- h - wysokość przekroju,
- h_o - wysokość obliczeniowa przekroju, odległość od środka ciężkości zbrojenia F_a do ściskanej krawędzi,

- h_v - odległość od środka ciężkości zbrojenia sprężającego F_v do ściskanej krawędzi,
- l - rozpiętość elementu,
- l_f - odległość między rysami,
- l_v - długość zakotwienia cięgna sprężającego,
- m - stosunek E_v do E_b ; rząd izochromy,
- n - stosunek E_a do E_b ,
- $r_{d,g}$ - dolny, górny rdzeń przekroju,
- x - wysokość strefy ściskanej ; oś układu współrzędnych
- y - odległość rozpatrywanego włókna od środka ciężkości przekroju sprowadzonego ; oś układu współrzędnych,
- α - kąt nachylenia przekroju ; parametr izokliny,
- γ - ciężar objętościowy betonu ; współczynnik uwzględniający plastyczną deformację betonu w obszarze rozciągany,
- ϵ_a - jednostkowe odkształcenie stali /rozciąganie/
- ϵ_{ac} - jednostkowe odkształcenie stali /ściskanie/,
- ϵ_b - jednostkowe odkształcenie betonu,
- ϵ_r - jednostkowe odkształcenie betonu powodujące zarysowanie,
- ϵ^R - jednostkowe odkształcenie resztkowe,
- ϵ_s - jednostkowe odkształcenie skurczowe,
- ϵ_v - jednostkowe odkształcenie stali sprężającej,
- $\epsilon_{1,2}$ - jednostkowe odkształcenia główne, rozciągające i ściskające,
- ϵ_α - jednostkowe odkształcenie normalne do kąta nachylenia przekroju ,
- μ_a - stopień zbrojenia rozciągającego $\mu_a = F_a : F_b$
- μ_{ac} - stopień zbrojenia ściskanego $\mu_{ac} = F_{ac} : F_b$
- μ_v - stopień zbrojenia sprężającego $\mu_v = F_v : F_b$,
- ν_a - współczynnik odkształcenia poprzecznego stali,
- ν_b - współczynnik odkształcenia poprzecznego betonu,
- ρ - promień krzywizny,

- σ_a - naprężenia normalne w zbrojeniu rozciągającym,
- σ_{ac} - naprężenia normalne w zbrojeniu ściskającym,
- σ_b - naprężenia normalne w betonie ,
- σ_v - naprężenia normalne w stali sprężającej,
- σ_x - naprężenie normalne w kierunku osi x ,
- σ_y - naprężenie normalne w kierunku osi y ,
- $\sigma_{1,2}$ - naprężenie główne /rozciągające σ_1 , ściskające σ_2 / ,
- σ_α - naprężenia normalne do kąta nachylenia przekroju ,
- τ_c - całkowity opór przeciw poślizgowi struny w betonie,
- τ_{xy} - naprężenia styczne.

1. WPROWADZENIE

1.1. Przedmiot badań

Przedmiotem badań w prezentowanej pracy są elementy struno-betonowe o różnym stopniu sprężenia. Przez stopień sprężenia w tej pracy rozumie się $\eta = \frac{M_d}{M_e}$ gdzie :

M_d - moment wywołujący dekompresję na dolnej krawędzi zginanego elementu,

M_e - moment eksploatacyjny obliczany zgodnie z obowiązującymi normami obciążeń.

Zgodnie z taką definicją stopnia sprężenia η , elementy betonowe możemy podzielić na trzy grupy:

- żelbetowe $\eta = 0$,
- częściowo sprężone $0 < \eta < 1$, w których wyróżnia się elementy z dopuszczeniem naprężeń rozciągających bez zarysowania /elementy o tak zwanym ograniczonym sprężeniu/ oraz elementy z dopuszczeniem zarysowania,
- całkowicie sprężone $\eta = 1$.

Przeprowadzone przez autora badania dotyczą drugiej grupy elementów betonowych - częściowo-sprężonych z dopuszczeniem zarysowania. Ponieważ w obecnych przepisach normowych [2] grupa ta nie została wyodrębniona to korzystając z pozycji [1] , [3] , [4] , [5] określa się w niniejszej pracy tę grupę elementów następująco:

Betonowe elementy częściowo-sprężone są to elementy ze zbrojeniem pasywnym oraz zbrojeniem aktywnym /sprężającym/, w których pod działaniem obciążeń użytkowych dopuszcza się zarysowanie o ograniczonej rozwartości rys, natomiast pod obciążeniem stałym nie dopuszcza się naprężeń rozciągających.

Graniczna rozwartość eksploatacyjna rys według zaleceń zagranicznych i krajowych waha się w granicach od 0,1 do 0,3 mm. . W niniejszej pracy przyjęto graniczną rozwartość rys $a_f = 0,2$ mm.^{1/}

1.2. Stan rozeznania problemu

Zainteresowanie konstrukcjami częściowo-sprężonymi zarówno jeżeli chodzi o studia teoretyczne i doświadczalne jak i zastosowanie praktyczne rozpoczęło się w szerszym zakresie stosunkowo niedawno i przypada na koniec lat sześćdziesiątych. Z tego też okresu pochodzi najwięcej opracowań dotyczących sprężonego żelbetu, jak często nazywa się konstrukcje betonowe częściowo sprężone. Należy tu wymienić prace takich autorów jak: Abeles P.W. [3] Thürlimann B., Krauss R., Caflish R. [6], [7], Baus R., Brenneisen A. [8], Bennett E.W., Chandrasekhar C.S. [9], Dyduch K. [10], [5] Michajłow W.W [11], Dmitriew S.A. [12] , Walther R. [29], Bachmann H. [30].

W literaturze krajowej przewodnikiem w zakresie problematyki częściowego sprężenia były dla autora publikacje K.Dyducha, a szczególnie praca [10] ; niektóre pozycje piśmiennictwa są przez autora cytowane za tą pracą.

Na podstawie przeglądu dostępnej autorowi literatury dotyczącej przedmiotowych konstrukcji można zauważyć, że publikowane badania dotyczą szerokiego wachlarza problemów jak: straty reologiczne, sztywność, zmęczenie, propagacja rys - szerokość ich rozwarcia, schemat zniszczenia, ekonomiczność /przedział zastosowania/, okreś-

1/ Już po wykonaniu badań i złożeniu maszynopisu pracy ukazała się nowa wersja normy [2a] , w której w punkcie 1.3.4 wyodrębniono konstrukcje częściowo sprężone z zabezpieczeniem przed rozwarciem rys większym niż 0,1 mm w stanach granicznych użytkowania.

lenie granicznych parametrów eksploatacyjnych dla materiałów konstrukcyjnych, wymiarowanie konstrukcji, zakres i warunki zastosowania tego typu konstrukcji, korozja zbrojenia aktywnego.

Należy podkreślić, że autorzy większości cytowanych prac zajmują się analizą elementów sprężonych za pomocą kabli. Nieliczne tylko były pozycje dostępne autorowi dotyczące częściowego sprężenia, zrealizowanego poprzez przyczepność stali aktywnej do betonu, lub strunobetonowych konstrukcji całkowicie sprężonych pracujących w fazie zarysowania [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18], [21]. W pracach tych szczególną uwagę zwrócono głównie na moment rysujący, charakter powstających rys oraz ich zachowanie się podczas obciążania i odciążania.

Jeśli chodzi o zalecenia i normowe przepisy zagraniczne to również w większości z nich brak jest podziału rozróżniającego przy częściowym sprężeniu kablobeton i strunobeton. Dla przykładu przytoczono podział na klasy konstrukcji /z uwzględnieniem częściowo-sprężonych/ wg następujących norm i przepisów:

- a/ Norma niemiecka DIN 4227 część I [24] rozróżnia konstrukcje wg obciążeń oraz naprężeń rozciągających dopuszczalnych na krańdźwi i w narożu, przy czym w ogólności wyróżnia:
- ograniczone sprężenie przy dopuszczalnych naprężeniach rozciągających od sprężenia lub obciążeń zewnętrznych;
 - stosowanie częściowego sprężenia, którego warunki normowe są dopiero w opracowywaniu jako część II DIN 4227 [24].

Według [24] częściowe sprężenie nadaje się szczególnie przy momentach dwóch znaków i przy dużych wahanich momentów, ale może być korzystne i w innych przypadkach.

Dla przykładu pokazano w tabl.1.1. układ i wartości naprężeń dopuszczalnych, określonych w DIN 4227 .

Tablica 1.1

Naprężenia dopuszczalne wg DIN 4227, cz.I. [24]

Sprężenie ograniczone		Klasa betonu			
		B-25	B-35	B-45	B-55
Ogólnie:	osiowe rozciąganie	1,2	1,4	1,6	1,8
	naprężenie na krawędzi	3,0	3,5	4,0	4,5
	naprężenia w narożu	3,5	4,0	4,5	5,0
Obciążenie mało prawdopodobne	osiowe rozciąganie	1,6	2,0	2,2	2,4
	naprężenia na krawędzi	4,0	4,4	5,0	5,6
	naprężenia w narożu	4,4	5,2	5,8	6,4
Stan montażowy	osiowe rozciąganie	0,8	1,0	1,1	1,2
	naprężenia na krawędzi	2,0	2,2	2,5	2,8
	naprężenia w narożu	2,2	2,6	2,9	3,2
Konstrukcje inżynierskie /mosty/		B-25	B-35	B-45	B-55
Obciążenia główne	osiowe rozciąganie	1,0	1,2	1,4	1,6
	naprężenia na krawędzi	2,5	2,8	3,2	3,5
	naprężenia w narożu	2,8	3,2	3,6	4,0
Obciążenia główne i dodatkowe	osiowe rozciąganie	1,2	1,4	1,6	1,8
	naprężenia na krawędzi	3,0	3,6	4,0	4,5
	naprężenia w narożu	3,5	4,0	4,5	5,0
Stan montażowy	osiowe rozciąganie	0,8	1,0	1,1	1,2
	naprężenia na krawędzi	2,0	2,2	2,5	2,8
	naprężenia w narożu	2,2	2,6	2,9	3,2
Ścinanie					
Siła poprzeczna, skręcanie		1,8	2,2	2,6	3,0
Siła poprzeczna + skręcanie w środku wysokości					
Siła poprzeczna + skręcanie		2,5	2,8	3,2	3,5

b/ Zalecenie CEB-FIP - [27] rozróżniają w tym zakresie konstrukcje według klasy odporności na zarysowanie i zaliczają konstrukcje

częściowo-sprężone do III klasy.

Zalecenia te przedstawiono syntetycznie w tabl. 1.2.

Tablica 1.2

Wymagania według zaleceń CEB-FIP [27]

Klasa sprawdzania	III klasa sprawdzania na zarysowania	
Przyjmowane wielkości obciążeń	$0 < \alpha < 1$	całość dociążeń
Elementy bardzo narażone na agresywność środowiska	Nie dopuszcza się częściowego sprężenia	
Elementy nieosłonięte od wpływów atmosferycznych	F lub D	$a_f = 0,1 \text{ mm}$
Elementy osłonięte od wpływów atmosferycznych	F	$a_f = 0,2 \text{ mm}$

D - dekompresja , F - zarysowanie , $\alpha = \frac{\text{obciążenie długotrwałe}}{\text{obciążenie całkowite}}$

W tablicy 1.2 przyjęto oznaczenia za [27] .

Z tablicy wynika brak podziału na elementy kablo- i strunobetonowe oraz preferowanie wpływu obciążeń zmiennych na dopuszczalność lub niedopuszczalność zarysowania i na wartość rozwartości rys.

c/ Wymagania normy angielskiej [25] uwzględniają rozróżnienie elementów na struno- i kablobetonowe.

Ilustruje to tablica 1.3 dotycząca według tych przepisów elementów III klasy sprawdzania na zarysowanie.

Tablica 1.3

Ograniczenia rozwartości rys i naprężeń rozciągających według przepisów angielskich CP 110 [25]

Grupa	Graniczna rozwartość rys	Klasa betonu		
		30	40	50
	mm	MPa	MPa	MPa
Strunobeton	0,1	-	4,1	4,8
	0,2	-	5,0	5,8
Kablobeton	0,1	3,2	4,1	4,8
	0,2	3,8	5,0	5,8
Strunobeton o cięg- nach rozmieszczono- nych przy rozciągają- nej krawędzi	0,1	-	5,3	6,3
	0,2	-	6,3	7,3

Dopuszczalna graniczna rozwartość rys zależy tu od stopnia narażenia konstrukcji na agresywność środowiska. Jak widać wymagania przypisów angielskich dotyczące strunobetonu i kablobetonu są w zasadzie identyczne z wyjątkiem najniższej klasy betonu i szczególnego przypadku rozmieszczenia cięgien w strunobetonie.

d/ Polska norma PN-76/B-03264 [2] w zasadzie nie wyróżnia konstrukcji częściowo-sprężonych z tym, że jej wymagania zawarte w punkcie 4.5.2 mogą być odnoszone również do tych konstrukcji, co przedstawiono w tablicy 1.4.

Tablica 1.4

Wymagania ... PN-76/B-03264 dotyczące dopuszczalnej rozwarości rys dla konstrukcji III klasy

Wymagania użytkowe	Charakterystyka środowiska lub rodzaju konstrukcji	a_f mm
Ochrona przed korozją	Środowisko agresywne	0,1
	Środowisko wilgotne, elementy narażone na oddziaływanie atmosferyczne	0,2
	Środowisko zwykłe lub suche	0,3
Zapewnienie szczelności	Przekroje ze strefą ściskaną	0,1

Znowelizowana norma PN-84/B-03264 [2a] zachowuje identyczne warunki dopuszczalnego rozwarcia rys z tym, że dla konstrukcji częściowo sprężonych należy przyjmować $a_{fdop} = 0,1$ mm .

1.3. Potrzeba podjęcia badań

Jak wynika z dostępnej literatury brak jest obszerniejszych opracowań dotyczących częściowo-sprężonego strunobetonu i prawdopodobnie stąd również wynikają braki odpowiednich rozróżnień w wymaganiach normowych. Dotyczy to również publikowanych opracowań krajowych, które są raczej pracami dotyczącymi zachowania się elementów strunobetonowych o pełnym sprężeniu pracujących po zarysowaniu, który to stan w fazie eksploatacyjnej jest niepożądany [19],[20],[21] .

Ponadto należy zauważyć, że omawiane w punkcie 1.2 pozycje literatury dotyczą pracy elementów, w których materiał cięgien uży-

tych do sprężania nie ma w zasadzie odpowiednika w stali używanej w naszym kraju. W wielu badaniach użyto do sprężania grube pręty o wysokiej wytrzymałości do 1000 MPa jak na przykład w badaniach radzieckich [17], [18] lub ze stali tak zwanej klasy III TBR o wytrzymałości 1550 MPa w badaniach francuskich [15].

Jest oczywiste, że każda z tych stali poza innym rozkładem przyczepności do betonu posiada swoją odmienną charakterystykę. Wydaje się więc celowe przeprowadzenie badań, które pozwoliłyby uzupełnić, lub pogłębić nie w pełni rozeznane zagadnienia w takich aspektach jak:

- Ocena efektywności częściowego sprężenia elementów strunobetonowych z uwzględnieniem ekonomiczności rozwiązania i zdolności przenoszenia obciążeń.
- Praca elementu częściowo-sprężonego w złożonym stanie naprężeń-strefa przypodporowa.
- Zachowanie się przedmiotowych elementów strunobetonowych pod statycznym obciążeniem powtarzającym się i narastającym aż do zniszczenia.
- Sprawdzenie możliwości i efektywności sprężenia elementów z piaskobetonu.

Według rozeznania autora potrzeba takich badań wynika zarówno ze względu na luki w publikowanych badaniach zagranicznych jak i specyficzne warunki krajowe, przy czym chodzi tu zarówno o zagadnienia poznawcze jak i potrzeby praktyki inżynierskiej.

2. CEL I ZAKRES PODJĘTYCH BADAN

2.1. Cel badań

Celem badań jest lepsze rozpoznanie pracy wytrzymałościowej elementów strunobetonowych o różnym stopniu sprężenia pod statycznym obciążeniem narastającym aż do zniszczenia: w szczególności chodzi o rozeznanie stanu naprężenia, rozkładu i rozwoju rys zmiany sztywności elementu pod narastającym obciążeniem oraz mechanizmu zniszczenia na zginanie i ścinanie. Jednym z celów badań jest też opracowanie jednolitego sposobu wymiarowania na zginanie elementów żelbetowych oraz częściowo- i całkowicie sprężonych dla przeprowadzenia porównawczej analizy ekonomiczności rozwiązań elementów strunobetonowych częściowo-sprężonych w odniesieniu do elementów żelbetowych i w pełni sprężonych.

2.2. Zakres badań

W programie badań przewidziano prace doświadczalne i prace teoretyczne.

W części doświadczalnej zaprogramowano dwa etapy badań, a mianowicie:

- badania wstępne /rozpoznawcze/,
- badania podstawowe.

Badania rozpoznawcze zostały zaprogramowane na sześciu elementach strunobetonowych wykonanych w zakładzie prefabrykacji o stopniu sprężenia $\eta = 0,40$ i ze zróżnicowanym zbrojeniem poprzecznym.

W badaniach rozpoznawczych chodziło głównie o dwie grupy zagadnień:

- a/ rozeznanie charakteru pracy wytrzymałościowej belek częściowo-

sprężonych na zginanie i ścinanie

b/ wdrożenie i praktyczne sprawdzenie założonych metod pomiarowych, a szczególnie wybranie miejsc, w których można zastosować wybrane metody /krzywiznomierze, powłoki optycznie czułe, czujniki elektrooporowe, ugięciomierze/.

Badania podstawowe przewidziano na trzech seriach belek po trzy w każdej serii, ze stopniem sprężenia kolejno dla każdej serii $\eta = 0$, $\eta = 0,5$, $\eta = 1,0$, co odpowiada żelbetowi, częściowemu sprężeniu i całkowitemu sprężeniu. Poza różnym zbrojeniem głównym przewidziano również zróżnicowanie zbrojenia poprzecznego elementów w każdej serii.

Jako podstawowe wielkości obserwacji i pomiarów zarówno w badaniach rozpoznawczych jak i podstawowych przyjęto:

- ugięcia,
- krzywizny,
- odkształcenia jednostkowe ,
- propagację i rozwartość rys.

Dodatkowym elementem badań podstawowych w porównaniu z rozpoznawczymi były powtarzalne obciążenia konstrukcji w zakresie obciążeń eksploatacyjnych.

W zakresie prac teoretycznych przewidziano analizę dwóch zagadnień, a mianowicie:

- wyprowadzenia zależności odnośnie do jednolitego wymiarowania prostokątnych elementów betonowych o różnym zbrojeniu,
- analizę stanu naprężeń w strefie przypodporowej przy wykorzystaniu EMC.

Odnosnie do wymiarowania przewidziano uzyskanie rozwiązań, które umożliwiłyby jednolite traktowanie prostokątnych elementów żelbetowych oraz częściowo i całkowicie sprężonych, pozwalających

na analizę porównawczą tych trzech grup konstrukcji betonowych w zależności od zmienności różnych parametrów wymiarowania.

W ramach drugiego zagadnienia przewidziano analizę stanu odkształceń i naprężeń w strefie przypodporowej na bazie MES z uwzględnieniem osobliwości tego stanu wywołanych wprowadzeniem siły sprężenia oraz zarysowaniem pod obciążeniem granicznym, a także z uwzględnieniem rozkładu zbrojenia poprzecznego i oddziaływania podpory.

2.3. Tezy pracy

Na podstawie rozeznania literaturowego i wstępnych badań rozpoznawczych formułuje się następujące tezy pracy:

1. Elementy strunobetonowe mogą być stosowane jako elementy częściowo sprężone.

2. Cechy strunobetonowych elementów częściowo sprężonych są syntezą pozytywnych cech elementów żelbetowych i całkowicie sprężonych.

3. Elementy strunobetonowe o stopniu sprężenia $\eta \geq 0,5$, poprawnie zwymiarowane na momenty zginające są co najmniej w tym samym stopniu bezpieczne na oddziaływanie sił poprzecznych, związanych z tymi momentami.

3. ELEMENTY WYMIAROWANIA

3.1. Założenia

Przyjmuje się następujące podstawowe założenia:

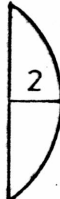
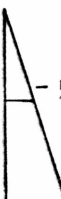
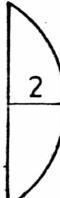
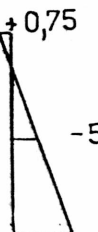
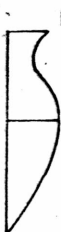
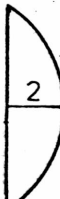
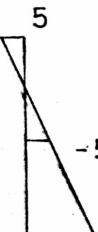
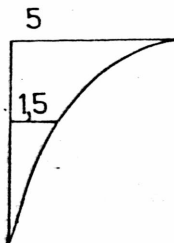
- zasadę zachowania płaskich przekrojów,
- trójkątny rozkład naprężeń w strefie ściskanej w stanie eksploatacyjnym i prostokątny w stanie granicznym nośności,
- pominięcie pracy betonu w części rozciąganej w przekroju zarysowanym,

- sprężystą pracę stali pasywnej i aktywnej.

Przyjęcie rozkładu naprężeń w postaci liniowej, zależy od stanu wyężenia konstrukcji. W elementach strunobetonowych, gdzie stosowany jest beton wysokiej klasy, w fazie eksploatacyjnej wykorzystuje się jego wytrzymałość w granicach od 30% do 45%, a odkształcenia jednostkowe nie są większe od $10/1000$, można przyjąć liniowy rozkład naprężeń wywołany obciążeniami zewnętrznymi. Przedstawione dalej badania autora potwierdzają również to założenie.

Dodatkowym założeniem przy wymiarowaniu konstrukcji częściowo-sprężonych przyjętym przez autora jest niedopuszczenie naprężeń rozciągających na dolnej krawędzi elementu pod działaniem obciążeń o charakterze długotrwałym i przyjęcie w zakresie tych obciążeń jako minimalnego naprężenia $\sigma = 0$.

Założenie takie uzasadnione jest zarówno zbyt małym rozeznaniem pracy wytrzymałościowej elementów częściowo-sprężonych, jak też dążeniem do wyeliminowania możliwości powstania rys z innych przyczyn niż z warunku dopuszczenia niewielkich wartości naprężeń rozciągających przy obciążeniu o charakterze długotrwałym./wpływy skurczu i niedokładności wykonania - patrz część eksperymentalna pracy punkt 4.1 i 6.2/. Korzyści takiego założenia ilustruje rys. 3.1. na którym pokazano za pracą [24] wpływ przyjmowania wielkości normalnych naprężeń minimalnych σ_x na wielkości i kierunek działania głównych naprężeń rozciągających σ_1 . Dla przypadku pierwszego z tego rysunku, zgodnego z przyjętym założeniem $\sigma_x = 0$ jest widoczna rezerwa głównych naprężeń rozciągających na krawędzi elementu, określona wielkością R_{bz} , dla przeniesienia naprężeń wynikających z innych wpływów niż sprężenie i obciążenie.

Przypadek	Rozkład naprężeń			Kierunek działania $\sigma_1 \varphi$
	τ_{xy} [MPa]	σ_x [MPa]	σ_1 [MPa]	
1				68°
2				65°
3				45°

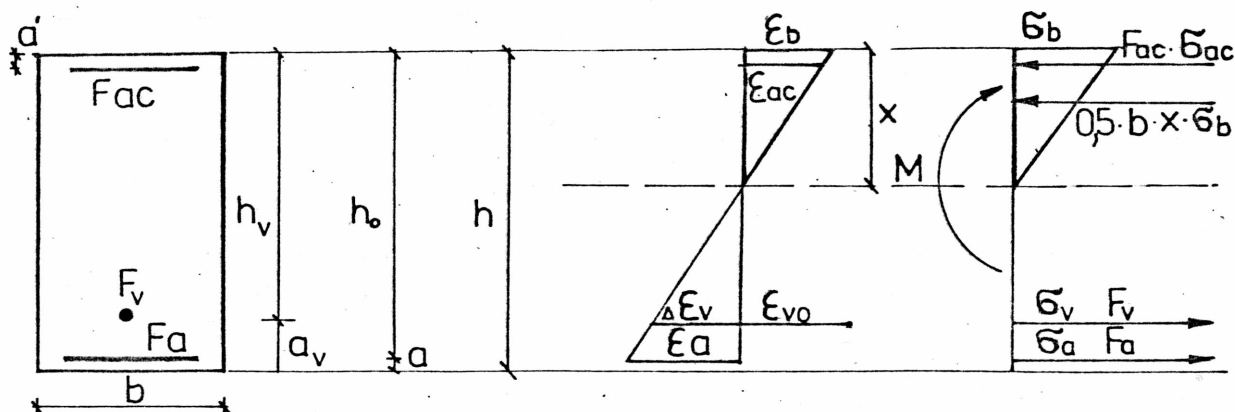
Rys. 3.1. Różne przypadki rozkładu naprężeń w przekroju prostokątnym sprężonym [24] .

3.2. Wymiarowanie elementów prostokątnych o różnym stopniu sprężenia.

W rozdziale tym przeprowadzono próbę opracowania jednolitego sposobu wymiarowania elementów z betonu zbrojonego lub sprężonego. Sposób ten może dotyczyć elementów o dowolnym przekroju ale z uwagi na ilustracyjny charakter wyników tych rozważań ograniczono się

do przekroju prostokątnego.

Przyjęty do dalszych rozważań przekrój poprzeczny elementu, rozkład odkształceń jednostkowych ϵ , rozkład naprężeń normalnych σ oraz potrzebne oznaczenia podano na rys. 3.2.



Rys. 3.2. Analizowany przekrój.

Oprócz podanych na rysunku ogólnie znanych oznaczeń przyjmuje się dodatkowo:

$$h_v = \alpha h_0 ; a' = \beta h_0 ; a = \lambda h_0 ; h = /1 + \lambda / h_0$$

$$\mu_v = \frac{F_v}{b h_0} ; \mu_a = \frac{F_a}{b h_0} ; \mu_{ac} = \frac{F_{ac}}{b h_0} ; m = \frac{E_v}{E_b} ; n = \frac{E_a}{E_b} ; M = M_g + M_p$$

Wykorzystując dwa warunki równowagi:

$$0,5 \sigma_b \cdot b \cdot x + \epsilon_{ac} F_{ac} \cdot E_{ac} - \epsilon_v \cdot F_v \cdot E_v - \epsilon_a \cdot F_a \cdot E_a = 0 \quad /3.1/$$

$$0,5 \sigma_b \cdot b \cdot x / h_0 - \frac{x}{3} / + \epsilon_{ac} \cdot F_{ac} \cdot E_{ac} \cdot h_0 / 1 - \beta / - \epsilon_v \cdot$$

$$\cdot F_v \cdot E_v \cdot h_0 / 1 - \alpha / - M = 0$$

/3,2/

oraz trzy warunki odkształceń:

$$\frac{\Delta \varepsilon_v}{\alpha h_0 - x} = \frac{\varepsilon_b}{x} \quad \varepsilon_v = \frac{\alpha h_0 - x}{x} \cdot \varepsilon_b + \varepsilon_{v0} \quad /3.3/$$

$$\frac{\varepsilon_a}{h_0 - x} = \frac{\varepsilon_b}{x} \quad \varepsilon_a = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \varepsilon_b \quad /3.4/$$

$$\frac{\varepsilon_{ac}}{x - \beta h_0} = \frac{\varepsilon_b}{x} \quad \varepsilon_{ac} = \frac{x - \beta \cdot h_0}{x} \cdot \varepsilon_b \quad /3.5/$$

można uzyskać po odpowiednich przekształceniach wyrażenie na wysokość obliczeniową h_0 .

Z warunku /3.1/ po wykorzystaniu zależności /3.2/ - /3.5/ otrzymano:

$$x = \frac{h_0}{G_b} \left[-(\bar{G}_b \cdot \mu_a \cdot n - \varepsilon_{v0} E_v \mu_v + \bar{G}_b \mu_v \cdot m + \bar{G}_b \cdot \mu_a \cdot n) + \right. \\ \left. + \sqrt{(\bar{G}_b \cdot \mu_a \cdot n - \varepsilon_{v0} E_v \mu_v + \bar{G}_b \mu_v \cdot m + \bar{G}_b \cdot \mu_a \cdot n)^2 + 2 \bar{G}_b^2 (\beta \mu_{ac} \cdot n + \alpha \mu_v \cdot m + \mu_{ac} \cdot n)} \right] \quad /3.6/$$

co można zapisać jako

$$x = h_0 \cdot A_1 \quad /3.6a/$$

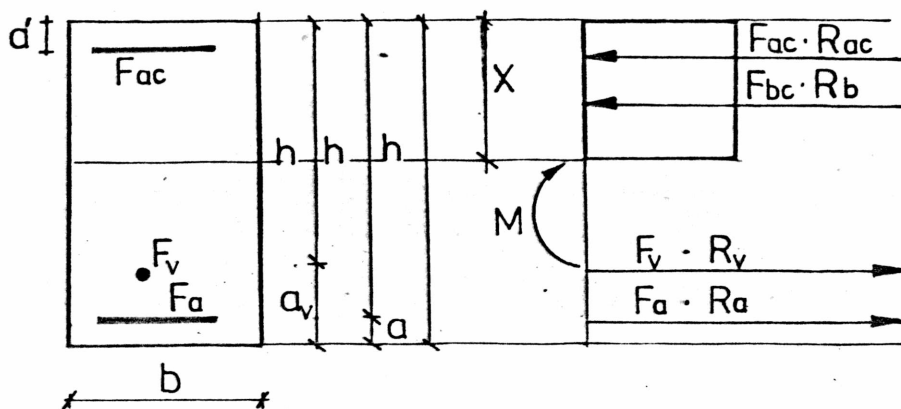
Po podstawieniu /3.6a/ do /3.2/ otrzymuje się:

$$h_0^2 \left\{ -A_1^3 \frac{\bar{G}_b \cdot b}{6} + A_1^2 \frac{\bar{G}_b \cdot b}{2} + A_1 \cdot b \left[\bar{G}_b \mu_{ac} (1 - \beta) n - (1 - \alpha) (\varepsilon_{v0} \mu_v E_v - \bar{G}_b \mu_v \cdot m) \right] \right. \\ \left. - b \left[\beta (1 - \beta) \mu_{ac} \cdot n \cdot \bar{G}_b + \alpha (1 - \alpha) \mu_v \bar{G}_b \cdot m \right] \right\} - h_0 A_1 \left[\frac{(1 + \alpha) b \cdot l^2}{8} \right] - A_1 \cdot M_{g+p} = 0 \quad /3.7/$$

Wyrażenie /3.7/ pozwala na wyznaczenie poszukiwanej wielkości h_0 . Przyjmując rozkład naprężeń zgodnie z metodą stanów granicznej nośności jak na rys. 3.3 można zapisać warunki równowagi w postaci:

$$F_{ac} \cdot R_{ac} + b \cdot x \cdot R_b - F_v \cdot R_v - F_a \cdot R_a = 0 \quad /3.8/$$

$$M - R_b \cdot b \cdot x / h_0 - \frac{x}{2} - R_{ac} F_{ac} h_0 / 1 - \beta / + \\ R_v \cdot F_v h_0 / 1 - \alpha / = 0 \quad /3.9/$$



Rys. 3.3 Analizowany przekrój w stanie granicznej nośności.

Przy podobnym postępowaniu jak poprzednio, czyli określeniu wielkości x z /3.8/ i po podstawieniu do /3.9/ uzyskuje się wyrażenie na h_0 .

$$h_0^2 \left\{ - \frac{b(\mu_v R_v + \mu_a R_a - \mu_{ac} R_{ac})^2}{2 R_b} + b(\mu_v R_v + \mu_a R_a - \mu_{ac} R_{ac}) + \right. \quad /3.10/ \\ \left. + b R_{ac} \mu_{ac} (1 - \beta) - b \mu_v R_v (1 - \alpha) \right\} - h_0 \frac{b \cdot \gamma \cdot l^2}{8} (1 + \alpha) - M = 0$$

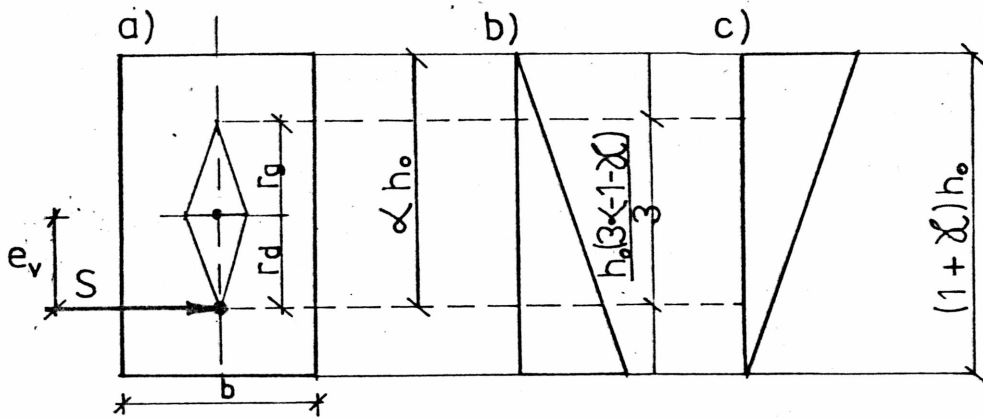
Równania /3.7/ i /3.10/ pozwalają na zaprojektowanie elementu zarówno w zakresie metody naprężeń liniowych /3.7/ jak i stanów granicznych /3.10/.

Całą analizę przekroju sprowadzono do poszukiwania potrzebnej wysokości przekroju h_0 przy przyjęciu pozostałych danych zgodnie z charakterystyką stali i betonu oraz szerokości elementu. Takie ujęcie zagadnienia pozwala na dość wszechstronną analizę poszukiwanego przekroju w zależności od zmian takich parametrów jak: stosunek od obciążeń stałych do momentu od obciążeń zmiennych, procentu zbrojenia zwykłego, klasy stali i betonu, ciężaru własnego i rozpiętości.

Jak widać można tu przyjmować procent zbrojenia stali pasywnej

$\mu_a = 0$ wówczas ma się do czynienia z całkowitym sprężeniem lub

procent stali aktywnej $\mu_v = 0$ i wówczas jest to zwykły żelbet. Pewnym problemem jest określenie procentu zbrojenia sprężającego μ_v . Zgodnie z początkowymi założeniami należy przyjąć taką wartość μ_v aby otrzymać założony stan naprężeń przy obciążeniu o charakterze długotrwałym. Zakłada się, że takim pożądanym stanem naprężenia jest ściskanie całego przekroju pod działaniem obciążeń stałych według wykresu jak na rys. 3.4.



Rys. 3.4 Schemat rozkładu naprężeń dla wyznaczenia μ_v .

Na rysunku tym oznaczono parametry przekroju /a/ oraz parametry rozkładu naprężeń w stanie sprężenia /b/ i jak poprzednio ale z dodatkowym działaniem wszystkich obciążeń długotrwałych /c/.

Przy tych założeniach mimośród siły sprężania powinien spełniać warunek:

$$r_d \leq e_v \leq r_g \quad /3.11/$$

Przy obciążeniu elementu momentem M_d wywołanym obciążeniami długotrwałymi następuje fikcyjna zmiana mimośrodu siły sprężającej z przypadku na rys. 3.4b na przypadek jak na rys. 3.4c.

Można to zapisać w postaci:

$$S \cdot / r_g - r_d / = M_d \quad /3.12/$$

Wielkość S przyjęto z uwzględnieniem strat.

Przy oznaczeniach przyjętych jak na rys.3 dla przekroju prostokątnego otrzymano:

$$S \cdot \frac{h_o / 3\alpha - 1 - \alpha /}{3} = \frac{b \cdot /1 + \alpha / h_o \gamma l^2}{8} + M_{g1} \quad /3.13/$$

gdzie dodatkowo oznaczają się:

γ - ciężar objętościowy betonu zbrojonego,

l - rozpiętość elementu,

M_{g1} - moment od wszystkich obciążeń długotrwałych z wyjątkiem ciężaru własnego elementu.

Pierwszy człon prawej strony równania /3.13/ oznacza moment M_{go} wywołany ciężarem własnym sprężonego elementu. W nawiązaniu do /3.12/ rozumie się, że $M_d = M_{go} + M_{g1}$; przy oznaczeniach:

$$F_v = \frac{S}{\sigma_v} ; \quad \mu_v = \frac{F_v}{b \cdot h_o}$$

oraz po przekształceniach wyrażenia /3.13/ uzyskuje się wyrażenie na poszukiwany procent zbrojenia aktywnego.

$$\mu_v = \frac{3 /1 + \alpha / \gamma l^2}{8 \sigma_v h_o /3\alpha - 1 - \alpha /} + \frac{3 M_{g1}}{\sigma_v \cdot b h_o^2 /3\alpha - 1 - \alpha /} \quad /3.14/$$

Taki warunek na μ_v pozwala /drogą iteracji/ na określenie potrzebnego przekroju zbrojenia sprężającego z tym, że

- wyrażenia powyższe są o tyle uproszczone, że przy określeniu rdzenia przekroju nie uwzględnia się F_a , F_{ac} , F_v .
- wielkość siły S przy sprawdzaniu stanu początkowego należy zwiększyć o straty.

- wielkość parametru α w szczególnych przypadkach, przy braku zbrojenia F_{ac} powinna uwzględniać możliwość sprowadzenia siły S do rdzenia przekroju przez działanie momentu M_{go} od ciężaru własnego elementu .
- wartość sił należy przyjąć wstępnie w sposób orientacyjny, uwzględniając minimalny przekrój projektowanej armatury sprężającej oraz wymiary elementu.

W każdym przypadku na drodze iteracji uzyskuje się rozwiązanie z automatycznym uwzględnieniem ciężaru własnego konstrukcji o poszukiwanej wysokości. Jest to szczególnie istotne dla konstrukcji inżynierskich.

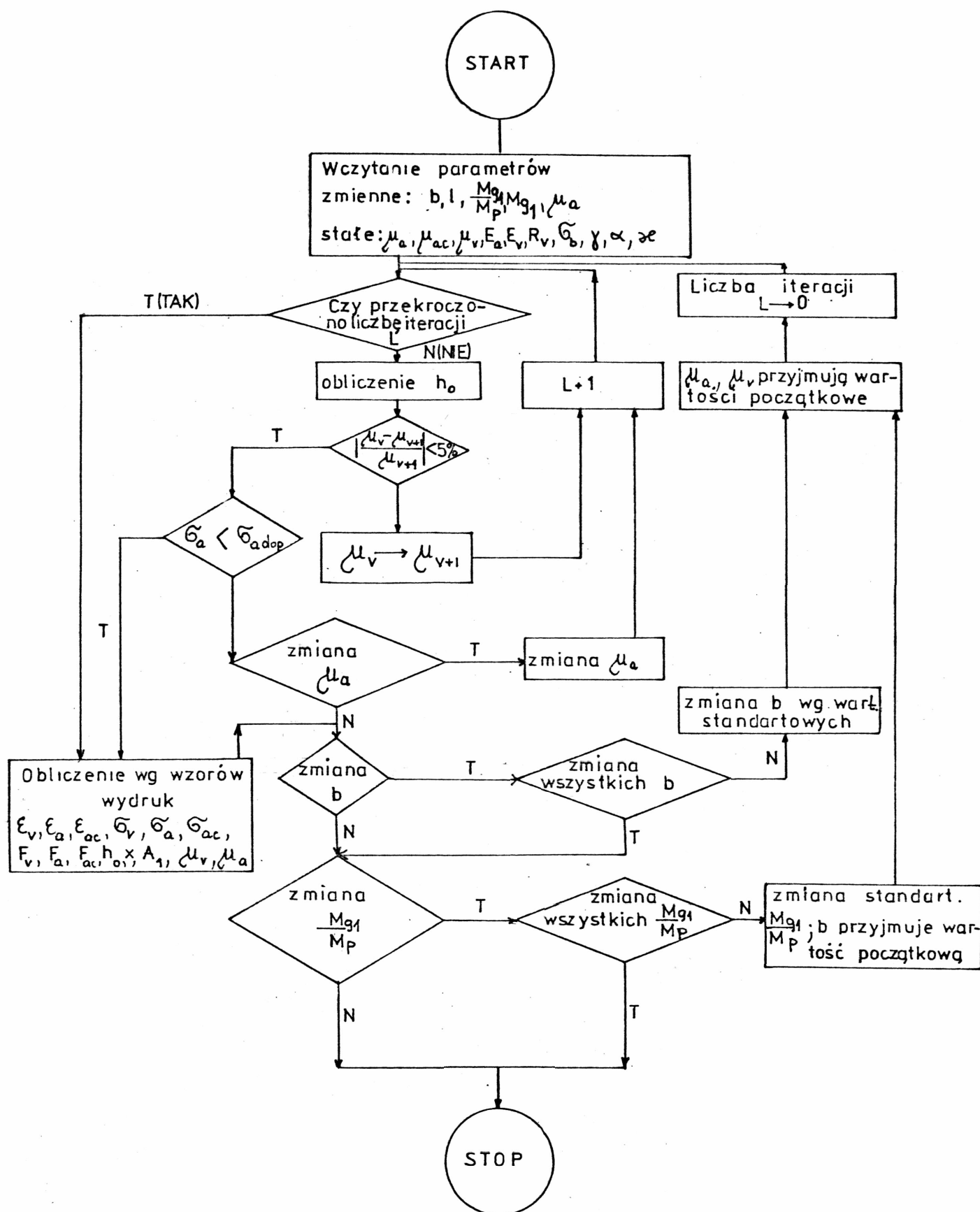
Dla przypadku pełnego sprężenia, po prawej stronie równania /3.12/ wielkość momentu M uwzględnia dodatkowo obciążenia o charakterze zmiennym M_p .

Podany sposób określenia μ_v można stosować w metodzie naprężeń liniowych jak i stanów granicznych.

3.3 Program na EMC

Dla przeanalizowania wpływu zmiany takich parametrów jak: μ_v , μ_a , $\frac{M_g}{M_p}$, b na poszukiwaną wysokość przekroju h_0 został zrealizowany program /dla elementów o przekroju prostokątnym/ na EMC. Rys. 3.5 przedstawia schemat blokowy tego programu /ESCS/.

Dodatkowe ograniczenia widoczne na schemacie blokowym przy określaniu końcowych wartości μ_v , μ_a , zależą od wymaganej dokładności obliczeń, oraz ograniczonej liczby iteracji. Dopuszczalne naprężenia w zbrojeniu pasywnym określono z wzoru /3.15/ na naprężenie w zbrojeniu pasywnym w przekroju zarysowanym podanego w [5] i [28] .



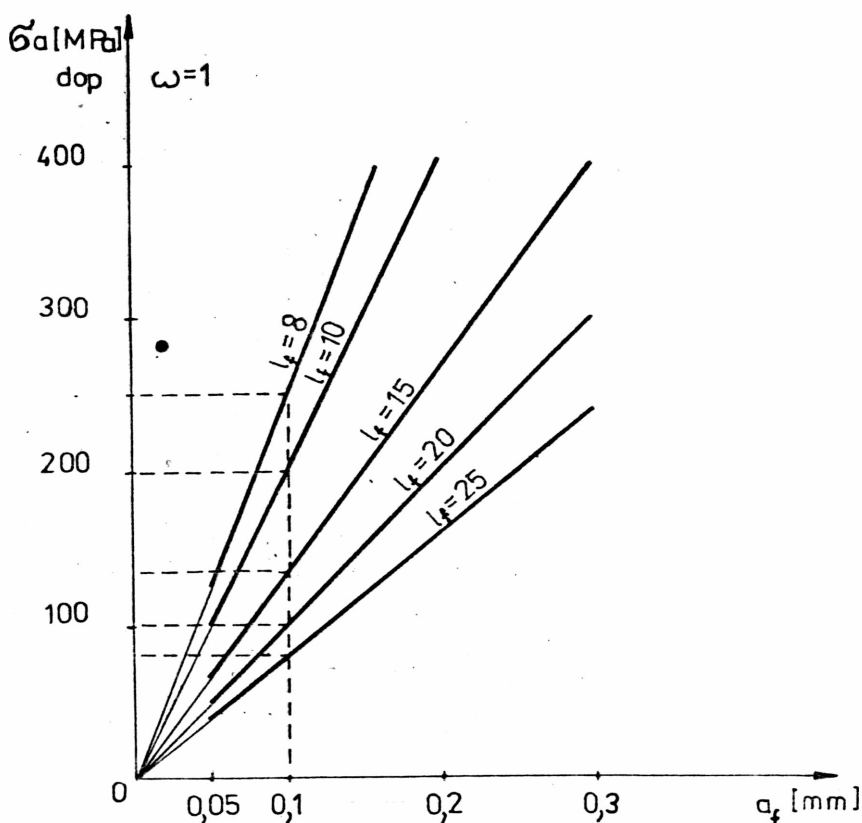
Rys. 3.5 Schemat blokowy programu "ESCS" .

$$\sigma_a = \frac{a_f E_a}{\psi_a l_f} \cdot \omega \quad /3.15/$$

gdzie:

- a_f - dopuszczalna rozwartość rysy 0,1 - 0,3 mm ,
- ψ_a - współczynnik wyrażający stosunek średnich odkształceń zbrojenia na odcinku między rysami do odkształceń zbrojenia w przekroju zarysowanym $\psi_a \leq 1$.
- l_f - odległość między rysami /przyjęto zgodnie z badaniami/
- ω - współczynnik wyrażający średni stosunek obciążeń obliczeniowych przy sprawdzaniu granicznych nośności do obciążeń charakterystycznych przyjmowanych przy sprawdzaniu stanów granicznych użytkowania $1 < \omega < 1,25$.

Można przy żądanym poziomie zarysowania a_f określić z /3.15/ poziom naprężeń σ_a . Zależność σ_a od a_f przy różnym rozstawie rys. l_f przy $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ MPa pokazano na rys. 3.6, przy założeniu $\omega = 1$ i $\psi_a = 1$.



Rys.3.6 Naprężenia stali zbrojeniowej w przekroju zarysowanym.

Ograniczeniami dopuszczalnego przyrostu naprężeń w stali aktywnej, który jest wywołany zarysowaniem konstrukcji, mogą być warunki normowe. Zgodnie z obowiązującą normą [2] można przyjąć, że naprężenia w cięgnach w przekroju zarysowanym nie przekraczają $0,7 R_{vk}$ z tym, że naprężenia trwałe $\sigma_{vt} \leq 0,55 R_{vk}$. Wynika z tego, że pod doraźnym obciążeniem, w przekroju zarysowanym naprężenie w zbrojeniu aktywnym może wzrosnąć o $\Delta\sigma_v = 0,15 R_{vk}$, kompensującym w tym stopniu straty siły sprężającej. Przy ocenie przyrostu σ_v w przekroju zarysowanym w stosunku do przyrostu

ζ_a należy mieć na uwadze wyrażenia /3.3/ i /3.4/ :

3.4 Analiza parametrów przekroju

Wdrożony program ESCS pozwala na dość różnorodną analizę wymiarowania elementów o różnym stopniu sprężenia. Przykład takiej analizy przedstawiono na rys. 3.7 - 3.12. Na rysunkach tych zamieszczono wykresy różnych zależności w układzie ortogonalnym z tym, że na osi rzędnych wszystkich tych rysunków podaje się proporcje $M_{g1} : M_p$, zaś na osi odciętych inne wielkości jak h_o , μ_v , ζ_a . Przez M_p oznaczono moment gnący od obciążeń użytkowych zmienne.

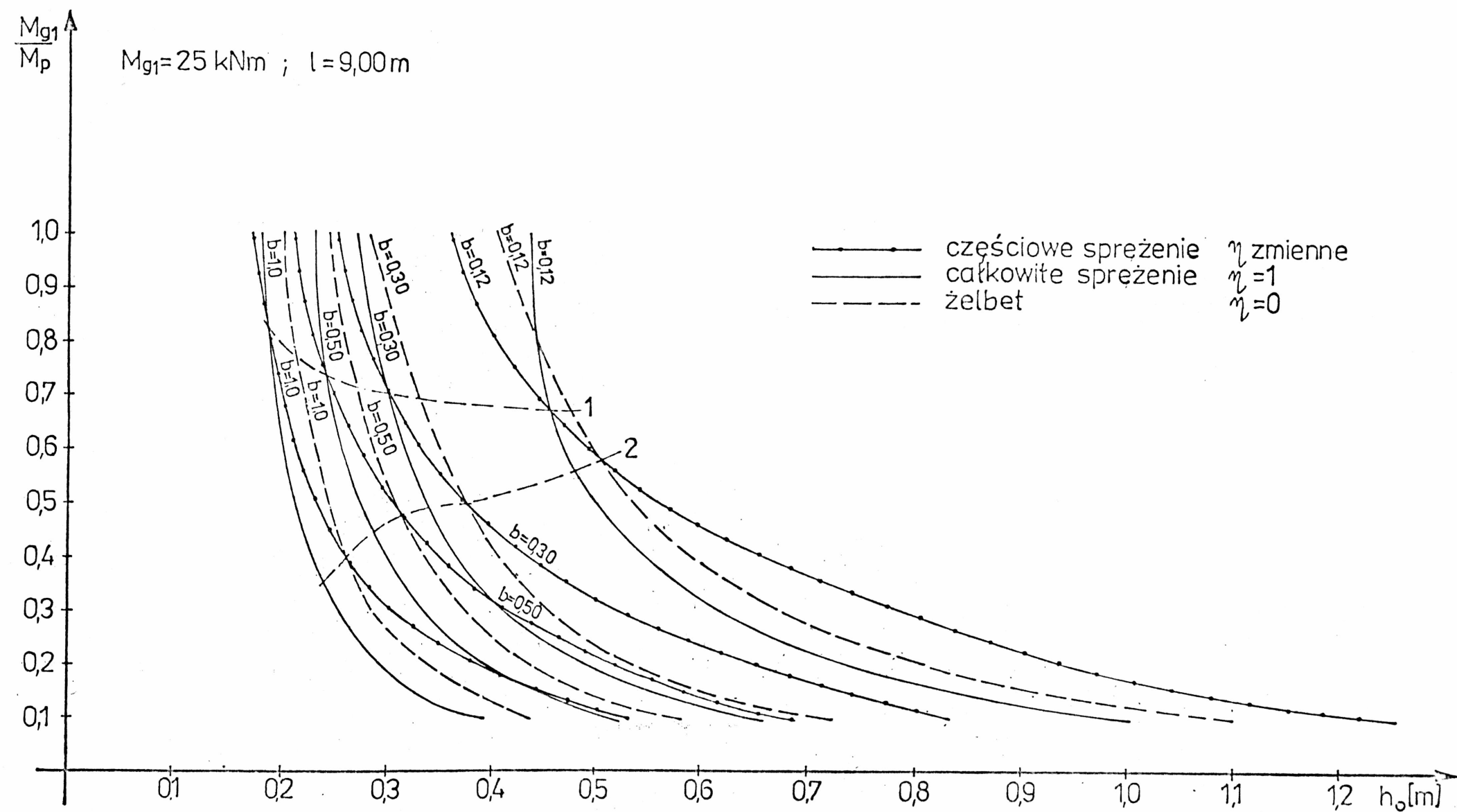
Na rys. 3.7 przedstawiono zależności między wysokością wymiarowanego elementu a proporcją $M_{g1} : M_p$ przy $M_{g1} = 25$ kNm i rozpiętości stałej $l = 9,00$ m dla czterech różnych szerokościach elementu b . Należy mieć na uwadze, że przy stałym M_{g1} najmniejsze obciążenie g_1 na jednostkę powierzchni elementu /rzutu/ ma konstrukcja o największej szerokości.

Jak widać z tego rysunku program obliczeń według wyrażen wprowadzonych w punkcie 3.2 pozwala na jednolite wymiarowanie elementów o różnym stopniu sprężenia, umożliwiając porównawczą analizę rozwiązań na przykład z pozycji zużycia materiału lub pożądanej wysokości przekroju. Jest interesujące, że dla danej rozpiętości, wyjściowych obciążeń stałych g_1 oraz zdeterminowanej szerokości b można wyróżnić obszary o szczególnej przydatności każdego z omawianych trzech rodzajów elementów dla kryterium $\min h_o$. Na rys. 3.7 liniami kreskowanymi 1 i 2 rozdzielono te obszary. Jak wynika z omawianych wykresów elementy częściowo-sprężone pozwalają na przyjęcie najmniejszej wartości h_o gdy dominują obciążenia stałe.

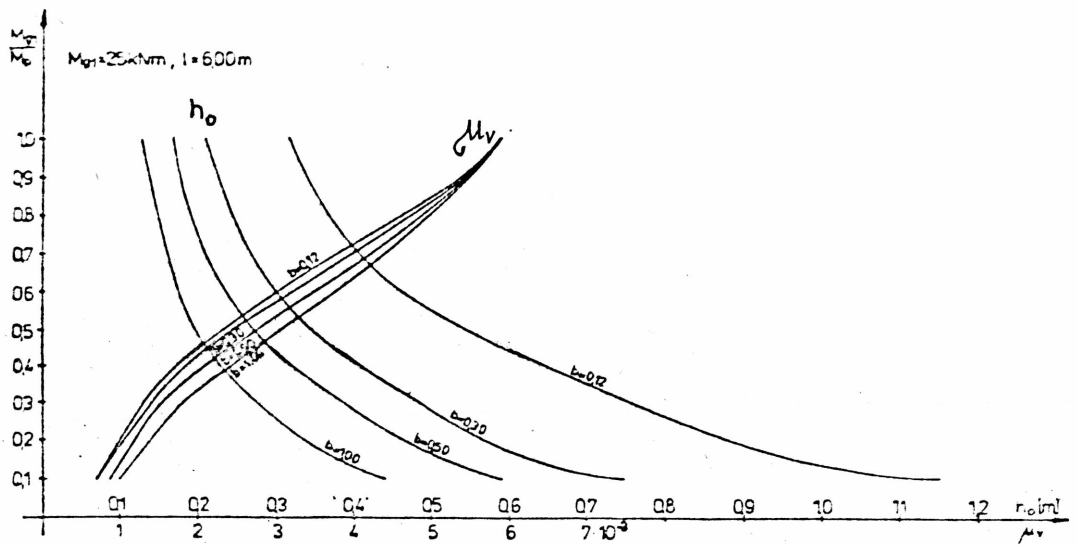
Jest oczywiste, że kryterium minimum h_0 nie zawsze determinuje wybór rozwiązania, a sam zasięg obszarów określonych liniami 1 i 2 na rys. 3.7 będzie zmienny wraz ze zmianą M_{g1} i l .

Na rys. 3.8 - 3.10 przedstawiono zmienność wysokości elementu h_0 i procentu zbrojenia aktywnego μ_v jako funkcji $M_{g1} : M_p$ przy stałym M_{g1} dla trzech różnych rozpiętości elementu. Analiza ta dotyczy elementów częściowo-sprężonych. Na wykresach tych jest widoczny wzrost h_0 przy narastającym momencie od obciążeń użytkowych oraz charakterystyczny przy tym spadek procentu zbrojenia aktywnego μ_v . Zaznacza się istotny udział stali sprężającej w przenoszeniu dużych obciążeń stałych, natomiast przy wzroście obciążeń zmiennych wzrasta wyraźnie udział zbrojenia pasywnego. Podobny przebieg mają omawiane zależności przy innym momencie M_{g1} co pokazano na rys. 3.11. Wspomniany wyżej udział zbrojenia aktywnego i pasywnego w przenoszeniu obciążeń w zależności od proporcji $M_{g1} : M_p$ jest dodatkowo zilustrowany wykresami na rys. 3.12. Na rysunku tym pokazano udział stali zwykłej w przenoszeniu obciążeń /wzrost naprężeń w zbrojeniu pasywnym/ jako funkcji $M_{g1} : M_p$. Wykresy te dotyczą minimalnego procentu zbrojenia, przy którym w miarę narastania obciążenia p naprężenia w stali rosną do dopuszczalnej wartości. Przy dalszym wzroście obciążeń zmiennych następuje wzrost procentu zbrojenia μ_a przy maksymalnym wykorzystaniu naprężeń. W miarę wzrostu obciążenia g_1 naprężenia w stali pasywnej maleją /oczywiście po zredukowaniu procentu zbrojenia do μ_a minimum/ a rolę głównego czynnika przenoszenia obciążeń przejmuje zbrojenie aktywne, którego procent μ_v rośnie /rys. 3.9 - 3.11/ przy stałym, maksymalnym wykorzystaniu naprężeń.

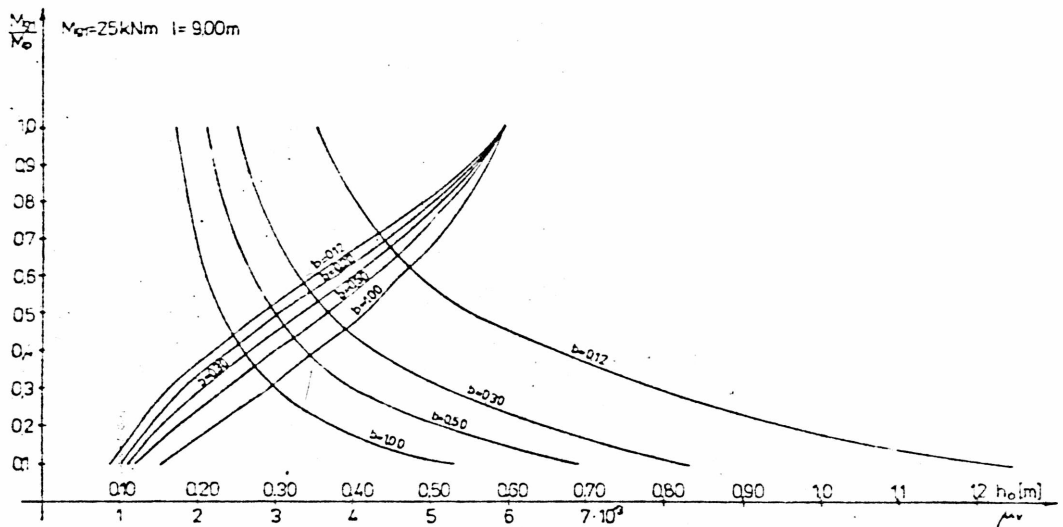
Ta zawężona ramami pracy analiza wymiarowania wykazuje możliwość praktycznego, jednolitego podejścia do wymiarowania zarówno



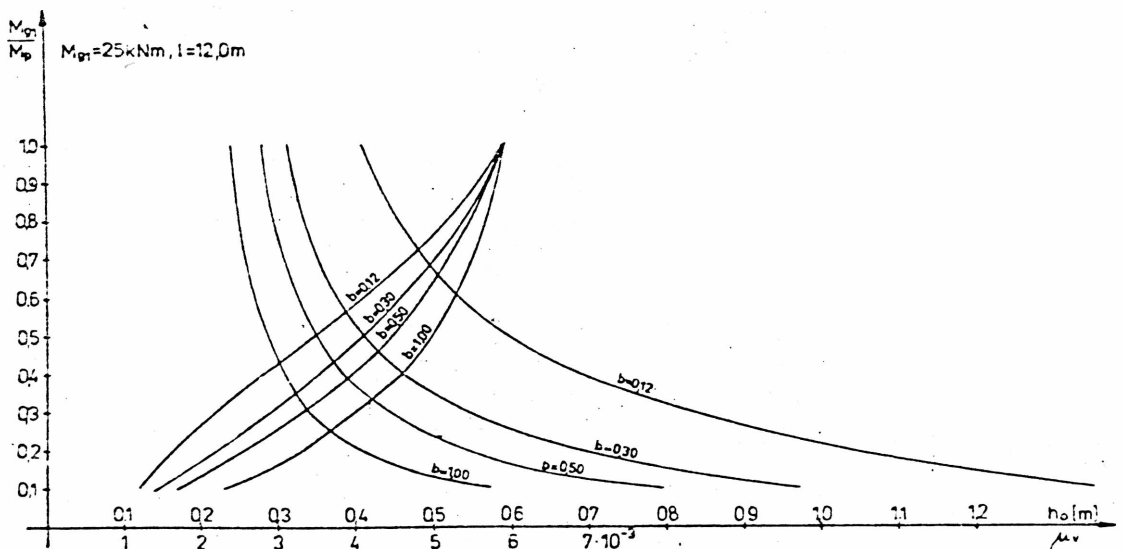
Rys. 3.7 Zależności wysokości elementu h_o od proporcji $M_{g1}:M_p$ dla trzech szerokości elementu b i różnego stopnia sprężania.



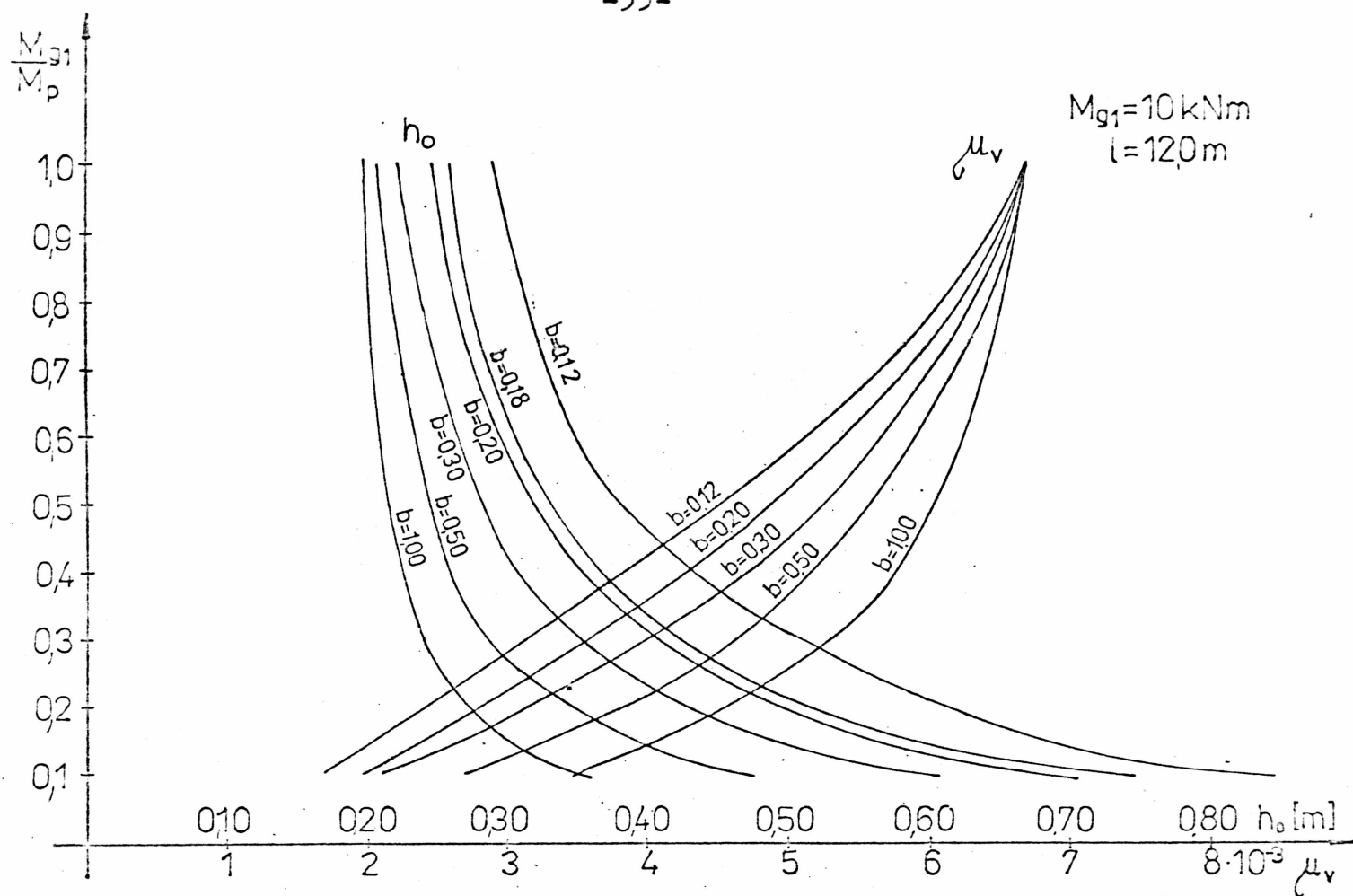
Rys.3.8 Zależność między M_{G1}/M_0 a h_0/μ_v przy $M_{G1}=25\text{ kNm}$, $l=6,00\text{ m}$ i czterech szerokościach elementu b .



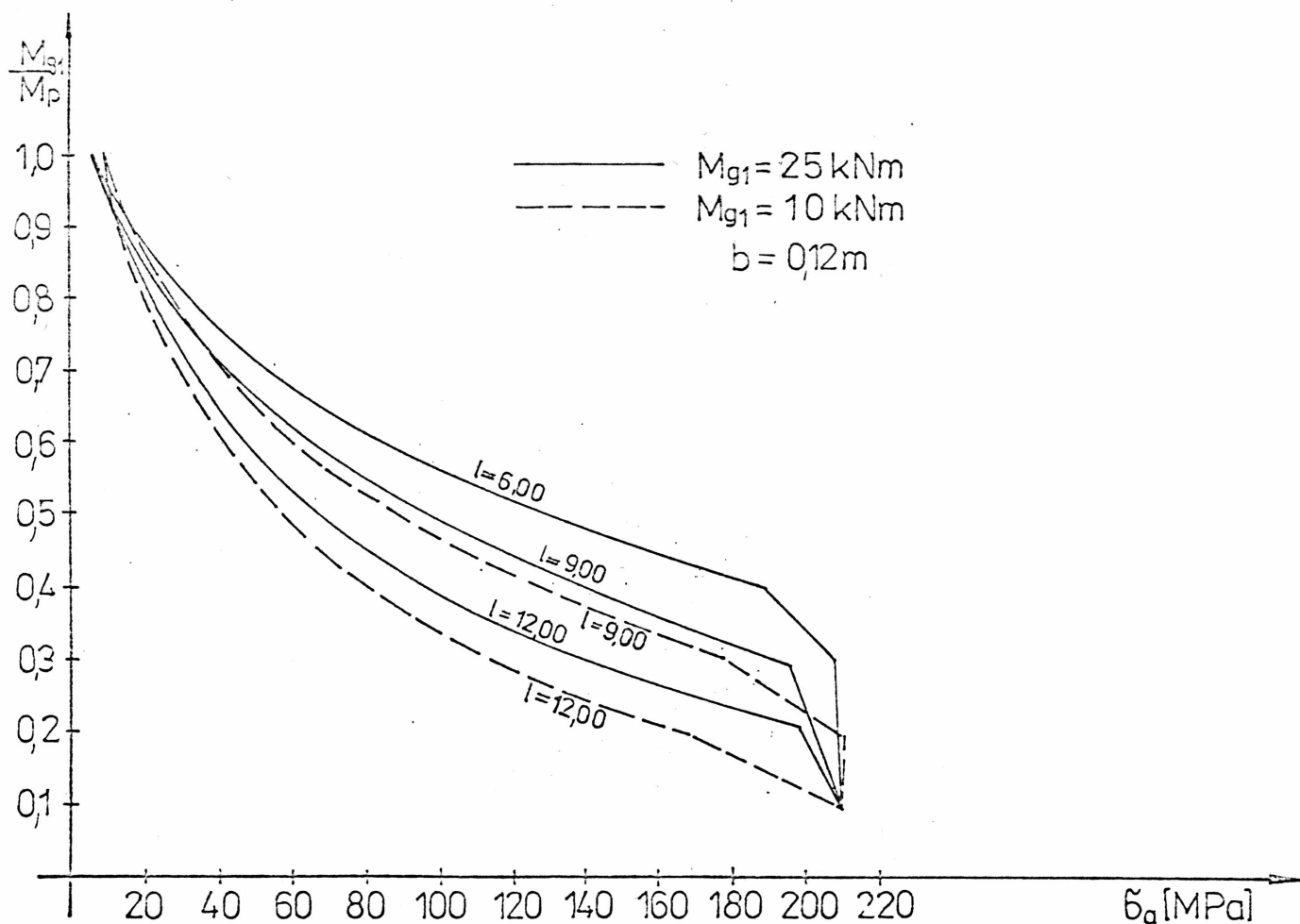
Rys.3.9 Jak rys.3.8 ale dla rozpiętości $l=9,00\text{ m}$



Rys.3.10 Jak rys.3.8 ale dla rozpiętości $l=12,00\text{ m}$



Rys.311 Jak rys.310 ale dla $M_{g1} = 10 \text{ kNm}$



Rys.312 Zmiana naprężeń w zbrojeniu pasywnym.

konstrukcji żelbetowych jak też w pełni i częściowo-sprężonych. Wyprowadzone wyrażenia na wysokość elementów prostokątnych jak i program na EMC umożliwiają analizę wymiarowania takich konstrukcji zarówno w celach poznawczych jak i praktycznego projektowania . Podobne wyrażenia i oprogramowanie na EMC można wykonać również dla innych typów przekroju, a także dla kablobetonu. Ograniczono się tylko do wykazania takiej możliwości, gdyż zagadnienia wymiarowania nie były zasadniczym celem pracy.

4. BADANIA DOSWIADCZALNE

4.1. Badania rozpoznawcze

4.1.1 Program i zakres badań rozpoznawczych

Badania rozpoznawcze zostały przeprowadzone na sześciu elementach strunobetonowych, wykonanych w zakładzie prefabrykacji. Układ zbrojenia podłużnego oraz poprzecznego pokazany jest na rys. 4.1.

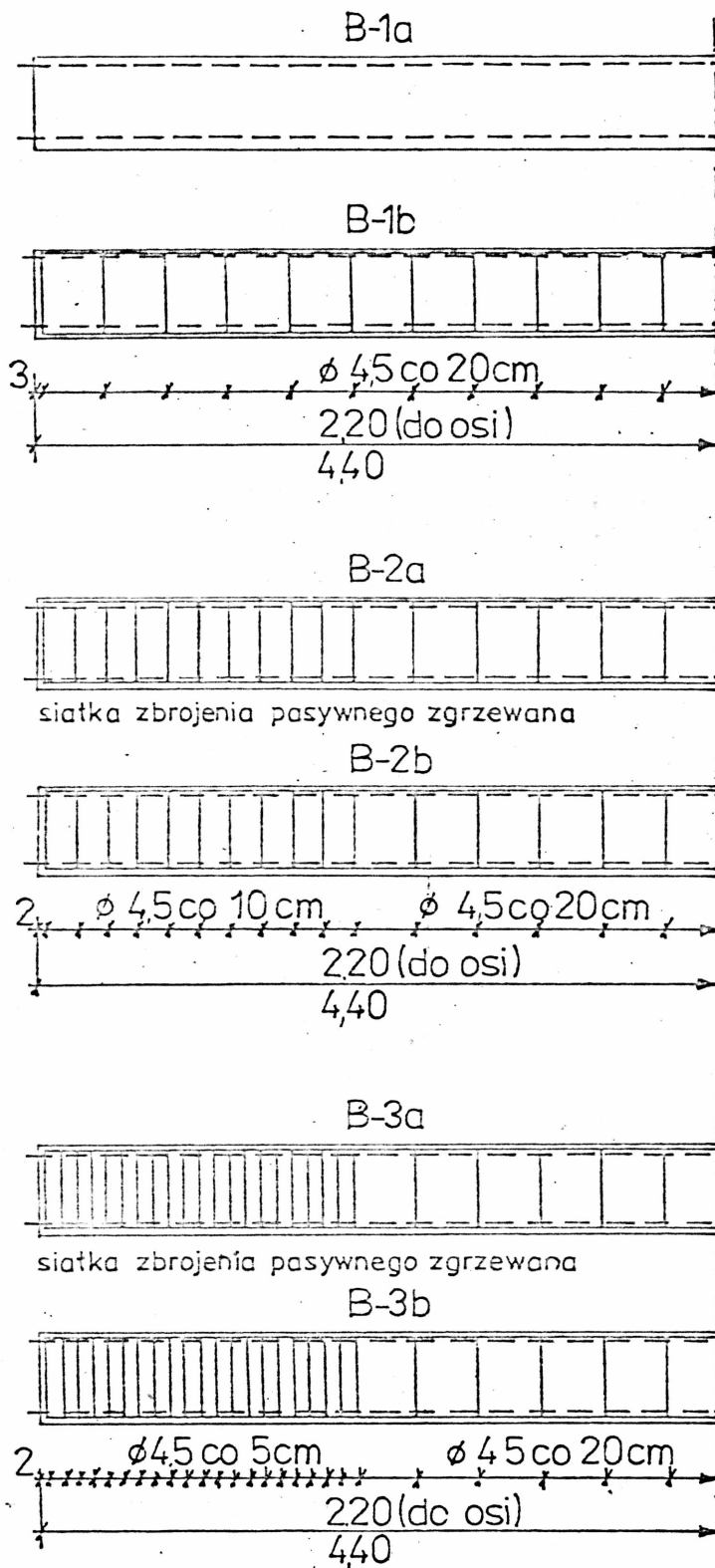
Charakterystykę elementów przedstawia tablica 4.1.

Tablica 4.1

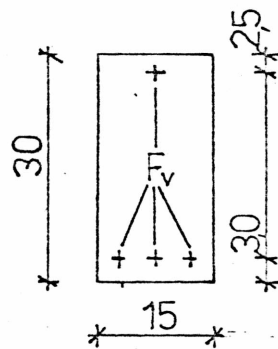
NR ELEMENTU	F _b	F _a	F _v	h _v	h _o	E _{b_{exp}}	ν _{b_{exp}}	KLASA BETONU	R _b	M _n	M _{n_{exp}}	Q _n	P _n
L.p.	[m]	[m ²] ×10 ⁻⁴	[m ²] ×10 ⁻⁴	[m]	[m]	[MPa]			[MPa]	kNm	kNm	kN	
B 1a	0,045	—	1,424	0,275	0,28	26000	0,20	B-25	14,5	36,10 [39,41]	46,27	31,71	61,70
B 1b		B-25						14,5	36,87 [40,17]	48,075	48,37	64,10	
B 2a		28500				0,18	B-30	17,0	38,02 [40,89]	52,57	70,87	70,10	
B 2b							B-30	17,0	38,02 [40,29]	51,90	70,87	69,20	
B 3a		25600				0,19	B-20	11,5	34,78 [39,05]	*	86,61	*	
B 3b							B-20	11,5	34,78 [39,05]	*	86,61	*	

W tablicy 4.1 obok ogólnie znanych oznaczeń wprowadzono dodatkowe:

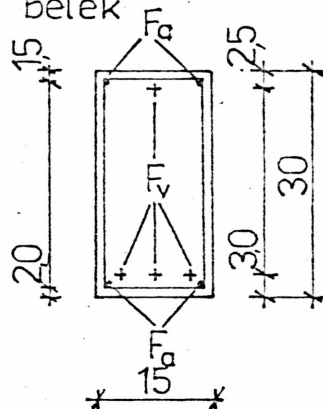
- indeks exp oznacza wynik uzyskany z badań,
- w kolumnie M_n podano w nawiasach kwadratowych wielkości na pod-



Przekrój B-1a



Przekrój pozostałych belek



$$F_a = 2 \phi 4,5 = F_{ac}$$

$$F_v = 4 \times (6 \phi 2,5 + 1 \phi 2,8)$$

Rys.4.1 Konstrukcja elementów do badań rozpoznawczych.

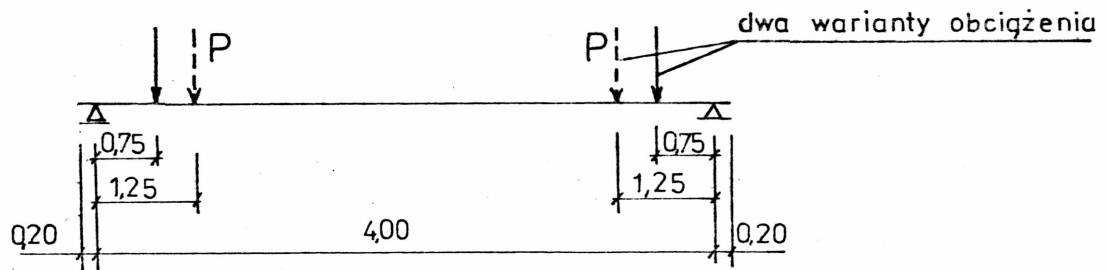
stawie pomierzonej wartości R_b , natomiast bez nawiasu na podstawie wartości normowych, Q_n - wartość obliczeniową, P_n - wartość rzeczywista,

- gwiazdki * oznaczają, że w czasie badań stwierdzono brak dostatecznej przyczepności między cięgnami sprężającymi a betonem /poślizg cięgien/

Do sprężenia użyto splotów $6 \phi 25 + 1 \phi 2,8$ odmiany II. Stal pasywną i strzemiona stanowiły pręty $\phi 4,5$ /STOS/

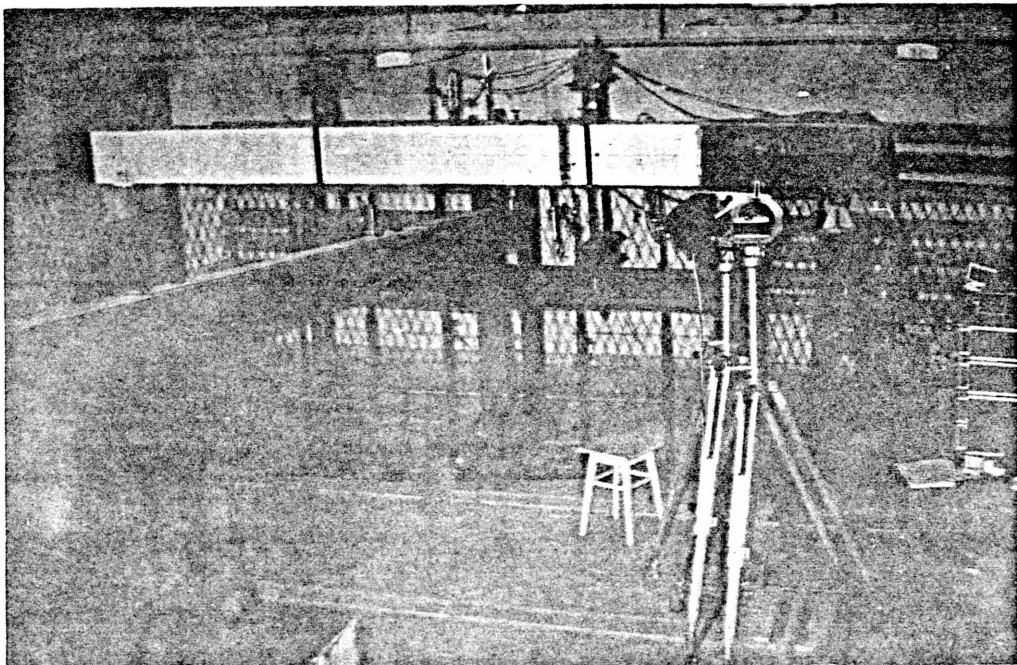
Wytrzymałość betonu R_b oraz E_b , ν_b przedstawione w tabeli 4.1 zostały określone doświadczalnie w czasie badania elementów po rocznym okresie ich składowania.

Schemat statyczny oraz sposób obciążenia elementu ilustruje rys.4.2.



Rys. 4.2. Schemat podparcia i obciążenia badanego elementu.

Badania przeprowadzono pod obciążeniem dwiema siłami, jak na rys. 4.2. oraz rys. 4.3.



Rys. 4.3. Stanowisko badawcze: po prawej stronie elementu naklejona warstwa elastooptyczna; po prawej stronie stoi palaryskop typu V.

Obciążenie realizowano za pośrednictwem dźwigni naciskającej na podwieszony do badanej belki dźwigar stalowy jak na rys. 4.3. Kontrolę obciążenia elementu przeprowadzono przy wykorzystaniu siłomierzy tensometrycznych z przekaźnikiem cyfrowym stanowiących element systemu obciążającego. System ten zapewniał stabilność siły i ciągłą kontrolę obciążenia /rys.4.3/.

Ugięcie belek mierzone było przy wykorzystaniu czujników indukcyjnych i zegarowych.

Czujniki elektrooporowe zainstalowano do pomiaru odkształceń jednostkowych. Wskazania czujników tensometrycznych i indukcyjnych były rejestrowane automatycznie z wydrukiem na taśmie.

Krzywiznę belek mierzono przy użyciu krzywiznomierzy własnego projektu wykonanych w laboratorium. Czujniki elektrooporowe rozmieszczono dla pomiaru odkształceń betonu na wysokości belki w środku rozpiętości oraz w postaci rozet dla uchwycenia stanu odkształceń strefy przypodporowej, a także dla zarejestrowania zmiany odkształceń cięgien sprężających pod narastającym obciążeniem. Obciążenia belek realizowano w następujących etapach:

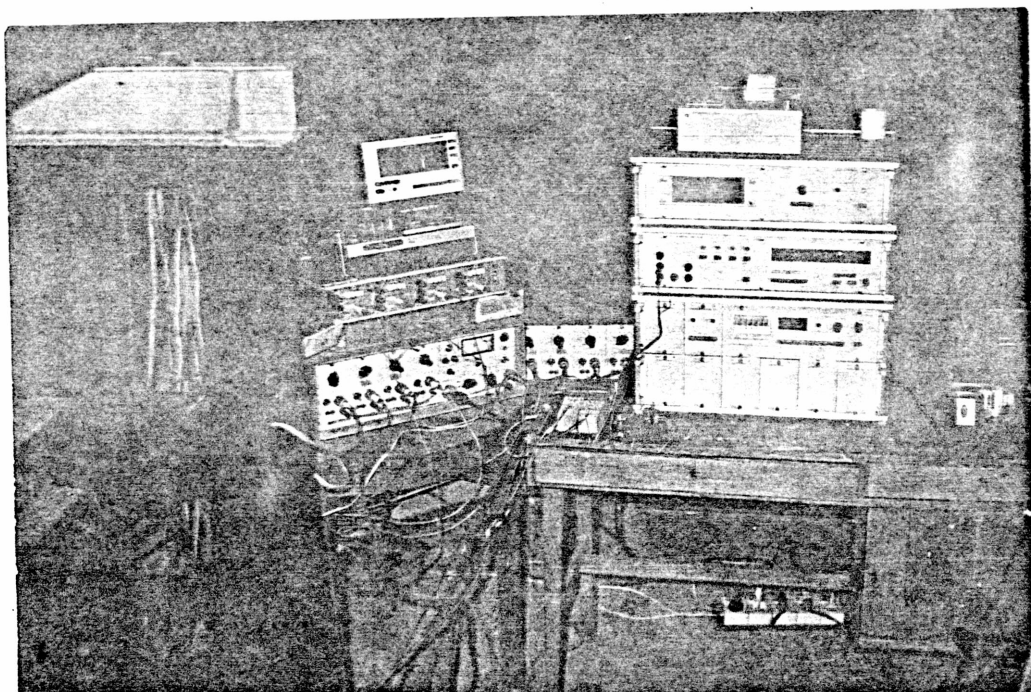
I etap - do zarysowania i odciążenie ,

II etap - do chwili uzyskania szerokości rozwarcia rys

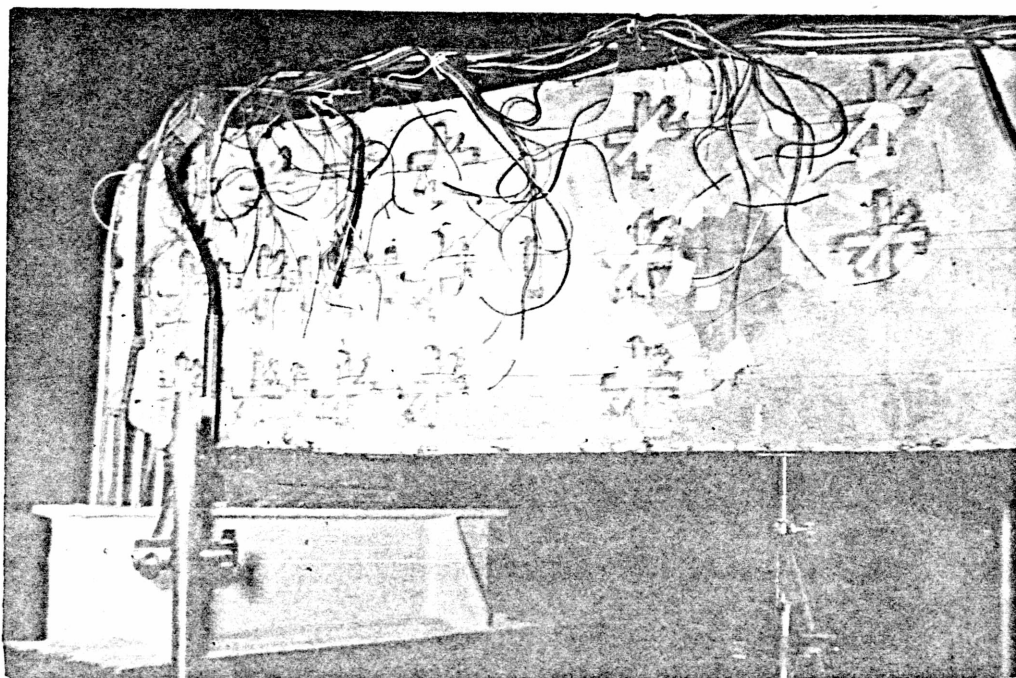
$a_f = 0,2 \text{ mm}$ i odciążenie,

III etap - do zniszczenia.

Aparaturę pomiarową oraz sposób i miejsce mierzonych wielkości przedstawiono na rys. 4.4 ÷ 4.5 .



Rys. 4.4. Widok aparatury badawczej. Po prawej stronie zestaw firmy VEB FUNKWERK ERFURT na sto punktów pomiarowych z nadstawką do automatycznej rejestracji i wydruku wyników pomiarów.



Rys. 4.5. Układ rozet tensometrycznych w strefie przypodporowej;
od spodu czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczenia.

Dla zarejestrowania pełnego stanu odkształcenia w strefie podporowej użyto też powłok optycznie czułych.

Ogólnie w tych badaniach rozpoznawczych chodziło o dwie grupy zagadnień:

- rozeznanie pracy wytrzymałościowej na zginanie i ścinanie belek strunobetonowych częściowo sprężonych,
- wdrożenie i praktyczne sprawdzenie przyjętych metod pomiarowych a szczególnie stosowania krzywiznomierzy i powłok optycznie czułych /warstwa elastooptyczna/.

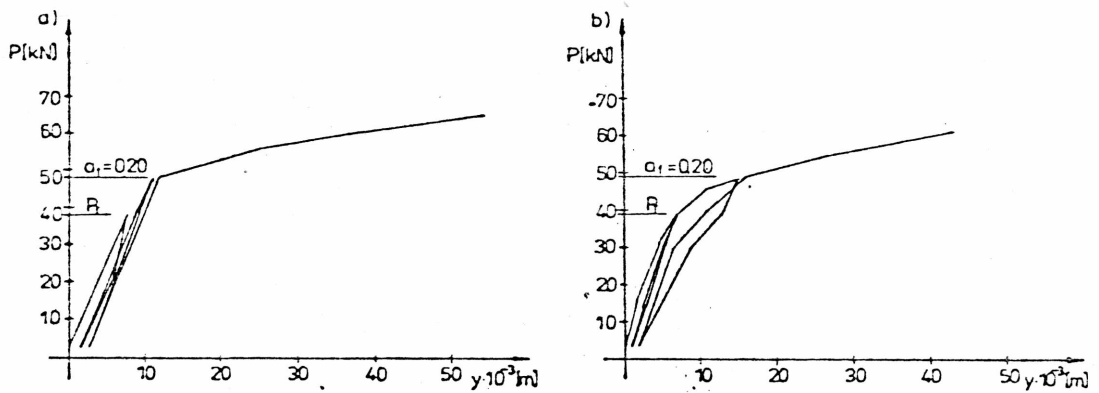
Na rysunkach 4.6 - 4.8 przedstawiono niektóre rezultaty pomiarów z badań rozpoznawczych.

Na lewym wykresie rys. 4.6 podano na przykładzie belki B-2b zależność między obciążeniem a ugięciem. Zwraca się uwagę na poziom obciążenia rysującego P_r i obciążenia, przy którym rysy osiągnęły

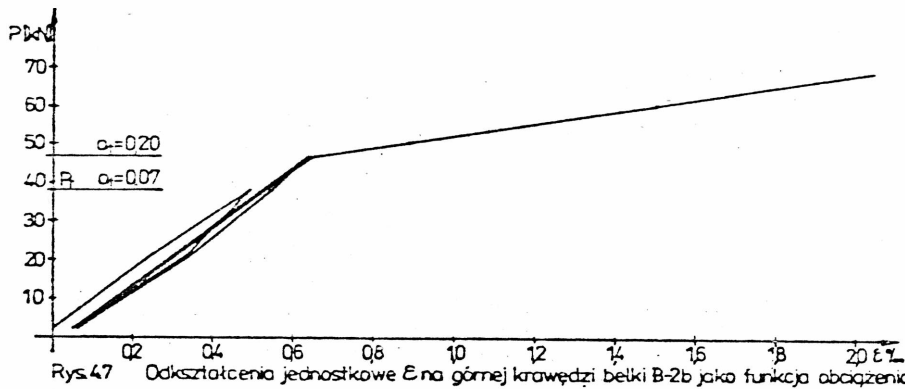
rozwartość $a_f = 0,20$ mm. Widoczna jest sprężysta praca belki w tym zakresie i mała odległość między obciążeniem niszczącym a tym, które wywołuje dopuszczalną rozwartość rys.

Na prawym wykresie występuje podobna zależność dla belki B-1a. Widoczna tu pętla histerezy obrazuje bardziej plastyczne właściwości betonu, natomiast poziom obciążenia rysującego P_r i obciążenia któremu odpowiada $a_f = 0,20$ mm są podobne jak dla B-2b.

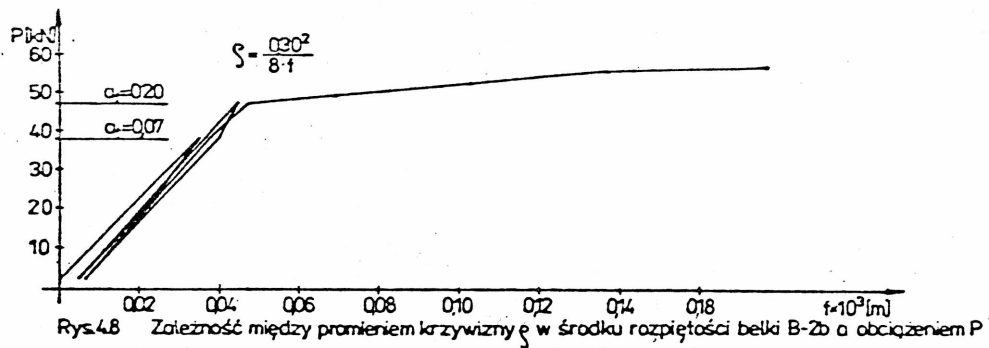
Rys. 4.7 prezentuje wynik pomiaru zależności między odkształceniami jednostkowymi skrajnego ściskanego włókna w połowie rozpiętości belki B-2b, a obciążeniem. Charakter tej zależności jest podobny do zależności między ugięciem a obciążeniem. Na rys. 4.8 przedstawiono zależność między krzywizną belki a obciążeniem. Jest charakterystyczne, że zależność ta jest prawie liniowa, aż do rozwarcia rys. $a_f = 0,20$ mm.



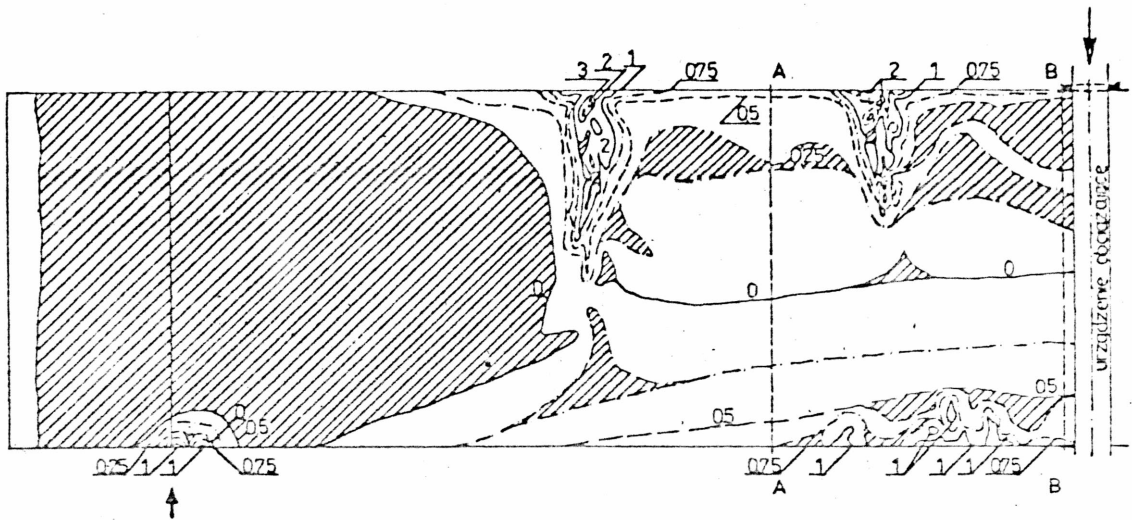
Rys.4.6. Ugięcie belki B-2b (a) i belki B-1a (b) w połowie rozpiętości jako funkcji obciążenia P.



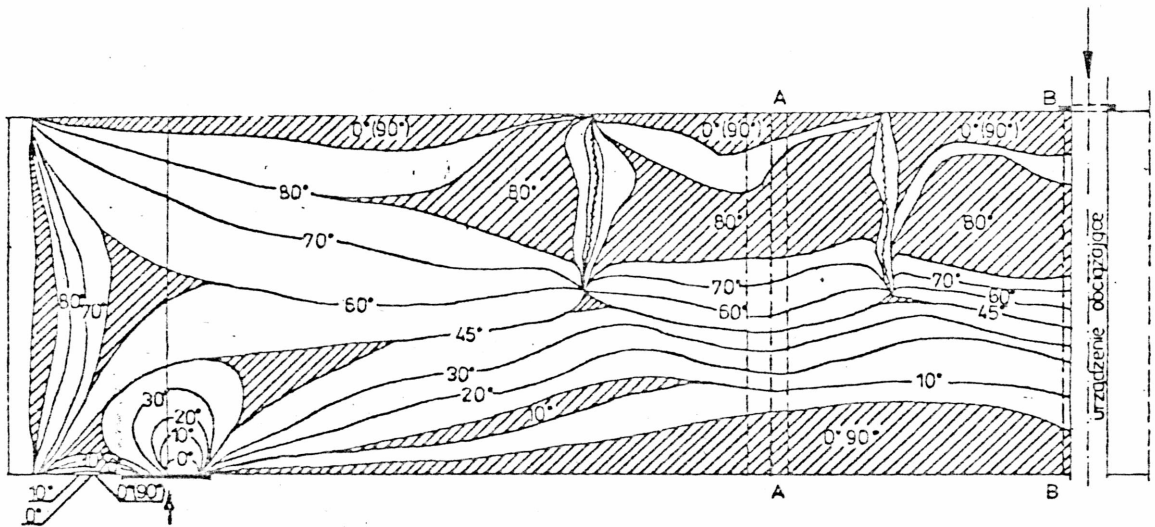
Rys.4.7. Odkształcenia jednostkowe ε na górnej krawędzi belki B-2b jako funkcja obciążenia P.



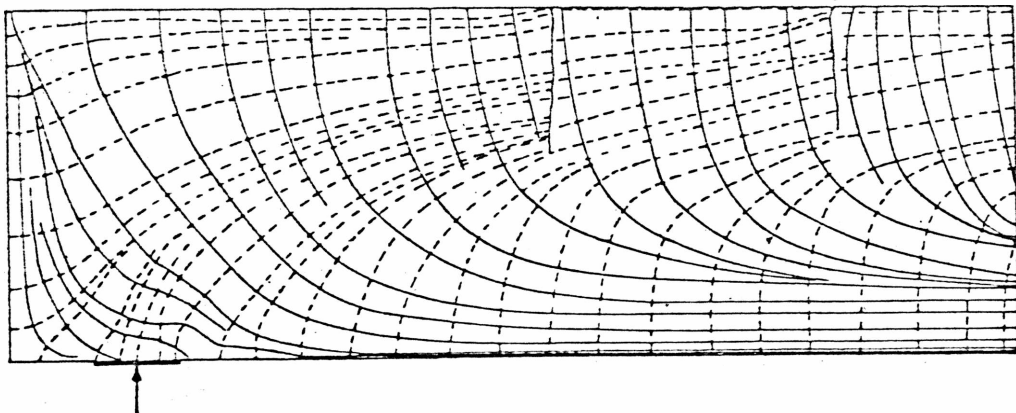
Rys.4.8. Zależność między promieniem krzywizny ρ w środku rozpiętości belki B-2b a obciążeniem P.



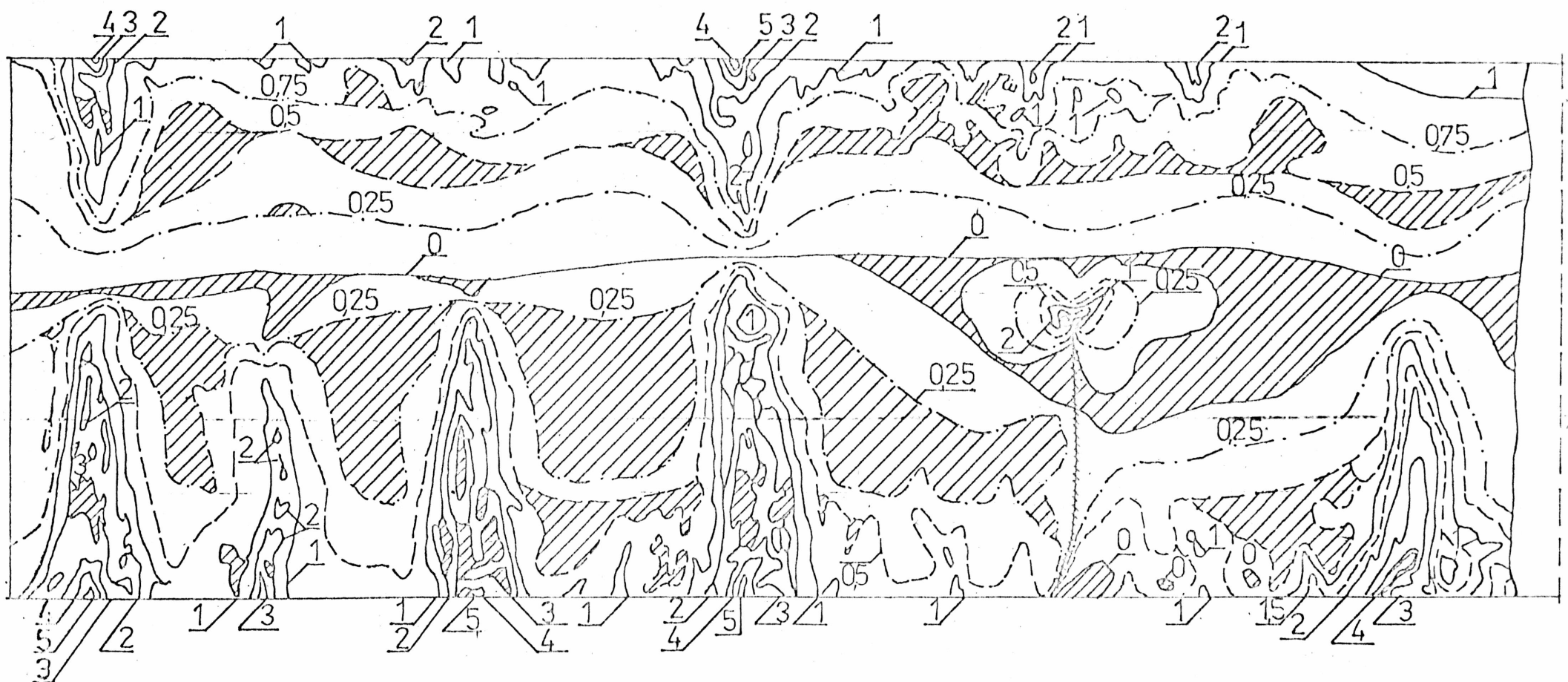
Rys. 4.9 Obraz izochram w strefie przypodporowej belki B-2b.



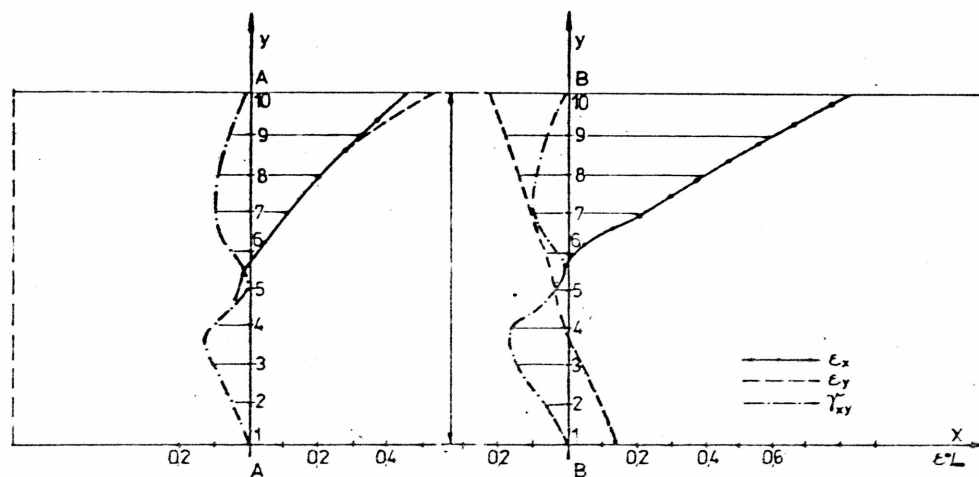
Rys. 4.10. Zbiorczy obraz izoklin w strefie przypodporowej belki B-2b.



Rys. 4.11 Trajektorye naprężeń głównych w strefie przypodporowej belki B-2b.



Rys.4.12. Obraz izochrom w części środkowej belki B-2b.



Rys 4.13 Odkształcenia $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ w dwóch przekrojach strefy przypodporowej belki B-2b.

Szereg interesujących wyników uzyskano z obrazu odkształceń warstwy optycznie czułej. Niektóre z nich przedstawiono na rys. 4.9 - 4.13 na przykładzie belki B-2b, przy poziomie obciążenia $P = 0,8 P_n$. Na rys. 4.9 pokazano obraz izochrom a na rys. 4.10 izoklin dla obszaru przypodporowego belki, natomiast na rys. 4.11 przybieg trajektorii naprężeń głównych w tym obszarze elementu. Rys. 4.12 pokazuje obraz izochrom w środkowej części belki, a rys. 4.13 wykresy odkształceń w dwóch przekrojach zaznaczonych na rys. 4.9. Są tu do odnotowania następujące spostrzeżenia:

- Obserwacje izochromy zerowej pozwalają na rejestrowanie zmiany położenia osi obojętnej w miarę narastania obciążenia. Izochroma zerowa w warstwicowym planie izochrom dobrze ilustruje przebieg osi obojętnej w złożonym stanie odkształceń.
- Warstwa optycznie czuła pozwala na ciągłą, w miarę narastania obciążeń, obserwację stanu odkształcenia belki z uwzględnieniem różnych osobliwości tego stanu.

- W szczególności dzięki warstwie elastooptycznej określono wpływ oddziaływania podpory, ujawniono poprzez koncentrację izochrom, miejsca, w których miały powstać rysy, a także istnienia rys technologicznych w strefie ściskanej.

Wykrycie istnienia rys w strefie ściskanej ma szczególne znaczenie w badaniach laboratoryjnych, gdyż może się zdarzyć, że zamykanie się tych rys jest rejestrowane jako rezultat odkształcenia betonu elementu w wyniku obciążenia. Przykładem tego jest wykres niezredukowanych odkształceń ϵ_x /linia przerywana na rys. 4.13, przekrój A-A/.

Badania rozpoznawcze okazały się bardzo celowe do zaprogramowania badań podstawowych. Wykazały one między innymi celowość stosowania równoległego pomiaru odkształceń przy zastosowaniu czujników elektrooporowych i warstwy optycznie czułej oraz pomiaru ugięć przy zastosowaniu czujników indukcyjnych i zegarowych, a także dostateczną dokładność krzywiznomierza własnej konstrukcji. Badania umożliwiły ocenę potrzebnej wielkości elementów i stopnia dokładności ich wykonania w warunkach laboratoryjnych, a także sprawności systemu obciążającego i właściwości zestawu aparatury pomiarowej.

W szczególności w wyniku badań rozpoznawczych :

- zawężono stosowanie czujników elektrooporowych do oceny stanu odkształceń pozostawiając im rolę kontrolną wobec pomiarów elastooptycznych przy wykorzystaniu warstwy optycznie czułej, której technologię wykonania i technikę pomiaru opanowano w badaniach wstępnych.
- zaprojektowano zmianę systemu obciążenia z mechaniczno-przekładniowego na hydrauliczny. Chodziło tu o skrócenie czasu realizacji obciążeń i odciążeń, ważne przy przewidywaniu obciążeń powtarzalnych. Samo rejestrowanie obciążenia przy użyciu siłomierzy

z czujnikami tensometrycznymi, o automatycznej /wyświetlanej/ rejestracji wielkości obciążenia pozostało niezmienione.

- zaobserwowany sposób i propagacja zarysowania badanych elementów miały wpływ na przyjęte w badaniach podstawowych rozmieszczenie czujników elektrooporowych, zwiększenie zakresu stosowania warstwy optycznie czułej niż to poprzednio zakładano, a także w pewnym stopniu na zaprojektowanie elementów próbnych z różnym układem strzemion.

Niektóre wyniki badań rozpoznawczych są przedstawiono w pracach [47], [48] .

4.2. Badania podstawowe

4.2.1 Elementy próbne

4.2.1.1 Belki

Badania podstawowe zostały zaprogramowane dla trzech serii elementów o stopniu sprężenia:

$$\eta = 0 \text{ /żelbet/ ,}$$

$$\eta = 0,50 \text{ /częściowe sprężenie/ ,}$$

$$\eta = 1,00 \text{ /całkowite sprężenie/ ,}$$

po trzy elementy w każdej serii, różniące się zbrojeniem poprzecznym.

Belki przeznaczone do badań zostały wykonane w laboratorium Instytutu Budownictwa. Do wykonania elementów w zakresie badań podstawowych został zaprojektowany i wykonany specjalny tor naciągowy o długości 13,0 m, na którym wykonywano jednocześnie po trzy belki z tego samego betonu.

Zbrojenie belek zostało wykonane zgodnie z rys. 4.14. Jak z niego wynika, dla każdej serii belek o danym stopniu sprężenia, zbrojenie poprzeczne zostało zrealizowane w trzech wariantach. Dane do-

tyczące geometrii przekroju i stopnia zbrojenia przedstawia tabl.

4.2. Wszystkie belki zostały zaprojektowane na ten sam moment zginający.

4.2.1.2 Próbkki betonowe

Dla każdej serii elementów wykonano po 18 próbek o wymiarach 15 x 15 x 15 cm oraz ϕ 11,3 h = 35 cm.

Beton użyty do realizacji badanych elementów został wykonany w przedsiębiorstwie "PREFABET" według receptury /tzw. skład suchy/ jak w tabl. 4.3 .

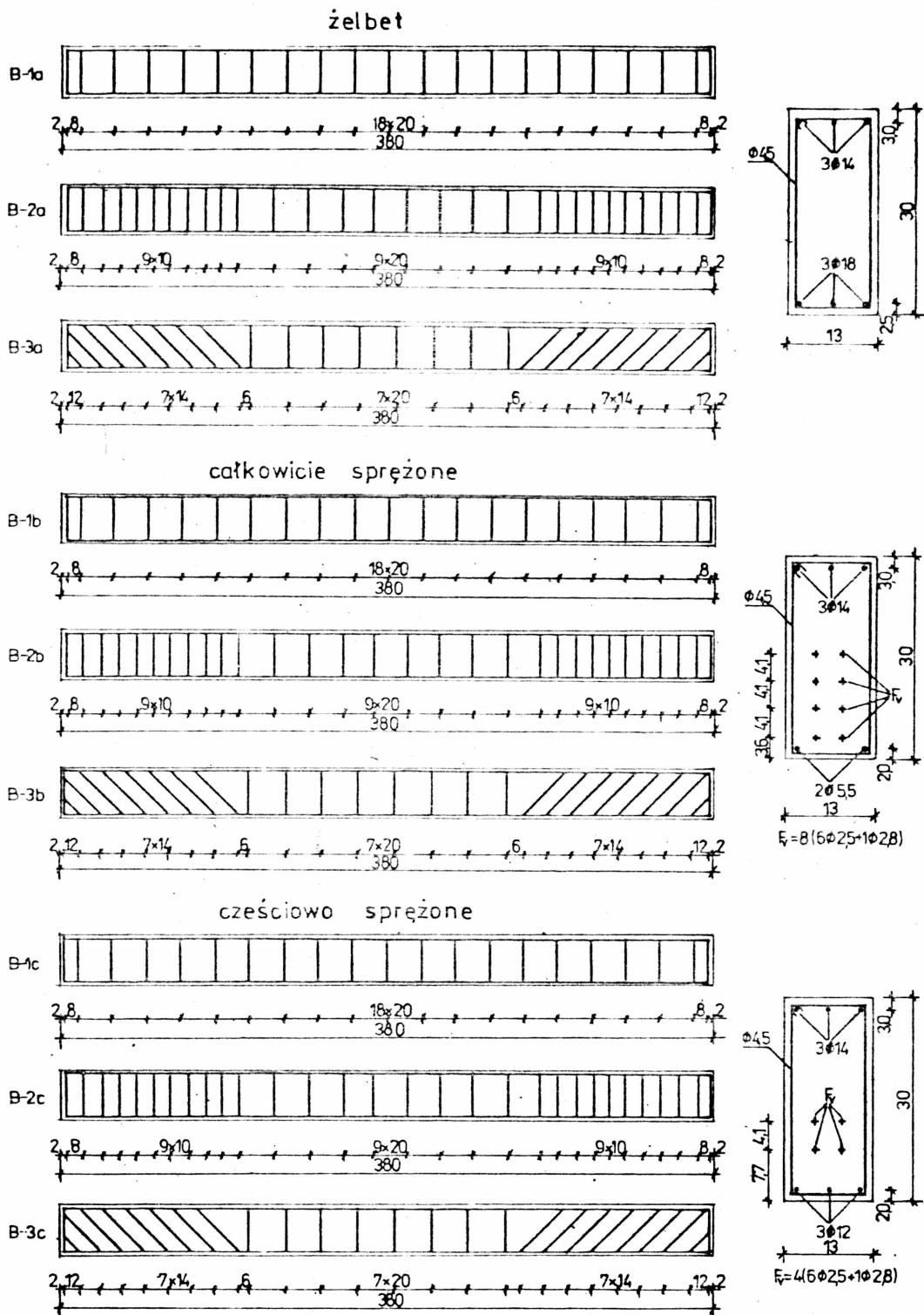
Tablica 4.3

Skład masy betonowej na 1 m³

Składnik	Masa składnika [kg]
Cement klasy 45	570
Piasek z rzeki Odry	400
Grys granitowy z Granicznej	420 /Średnica ziarna 2÷8 mm/
Grys granitowy z Granicznej	430 /średnica ziarna 8÷16 mm/
Żwir płukany z rzeki Odry	450 /średnica ziarna 2÷8 mm /
Woda wodociągowa	220
Plastyfikator Sk-1	8,6

Według tej samej receptury wykonuje się w tym zakładzie masę betonową do produkcji prefabrykowanych belek strunobetonowych typu "Strzegom".

Zestawienie cech wytrzymałościowych betonu dla kolejnych



trzech serii elementów "a", "b" i "c" przedstawia tabl.4.4 .

W tablicy tej podano wartości średnie z sześciu próbek z tym, że wartości R_b były mierzone na próbkach 15x15x15 cm, zaś wartości E_b , ν_b , i ϵ_s na próbkach ϕ 11,3 x 35 cm.

Próbki były przetrzymywane w tych samych warunkach jak belki odpowiednich serii.

Tablica 4.4

Seria	$\bar{R}_{b14}$	$\bar{R}_{b28}$	$\bar{R}_{b60}$	$\bar{E}_{b14}$	$\bar{E}_{b60}$	$\bar{\nu}_{b60}$	$\bar{\epsilon}_{s60}$
B-1a	37,2	52,8	72,0	29683	32280	0,178	0,00034
B-2a							
B-3a							
B-1b	36,0	49,1	65,4	27027	30529	0,187	0,00042
B-2b							
B-3b							
B-1c	37,2	48,3	57,6	26315	30121	0,191	0,00049
B-2c							
B-3c							

Warunki dojrzewania betonu były następujące :

- średnia temperatura +12°C
- wilgotność 1 - 7 dni 90 % - 100 %
- 7 - 28 dni 70 % - 50 %
- 28 - 60 dni 60 %

Wilgotność i temperaturę powietrza mierzono przy użyciu termohydrografu TZ-18

Wielkości skurczu betonu były mierzone dla każdej serii na trzech próbkach walcowych 11,3 x 35,0 cm na bazie pomiarowej 35.0 cm. Średnią wartość skurczu z trzech próbek dla każdej serii poda-

no w ostatniej kolumnie tabl. 4.4. Przykładowy przebieg odkształceń skurczowych dla serii "b" przedstawiono na rys. 4.15.

4.2.1.3 Próbkki zbrojenia pasywnego i aktywnego

Ocenę parametrów wytrzymałościowych stali pasywnej przeprowadzono na:

- osiemnastu próbkach prętów stali 34GS $\phi 12$, $\phi 14$, $\phi 18$ po sześć próbek dla każdej średnicy;
- dziewięciu próbkach prętów stali StOS $\phi 4,5$.

Ocenę cech fizycznych stali aktywnej /ciągną sprężające w postaci splotów 6 $\phi 2,5$ + 1 $\phi 2,8$ odmiany II przeprowadzono na dziewięciu próbkach; do badań zastosowano szczęki w postaci urządzeń kotwiących te sploty.

Wyniki badań zbrojenia pasywnego przedstawionego w tabl. 4.5

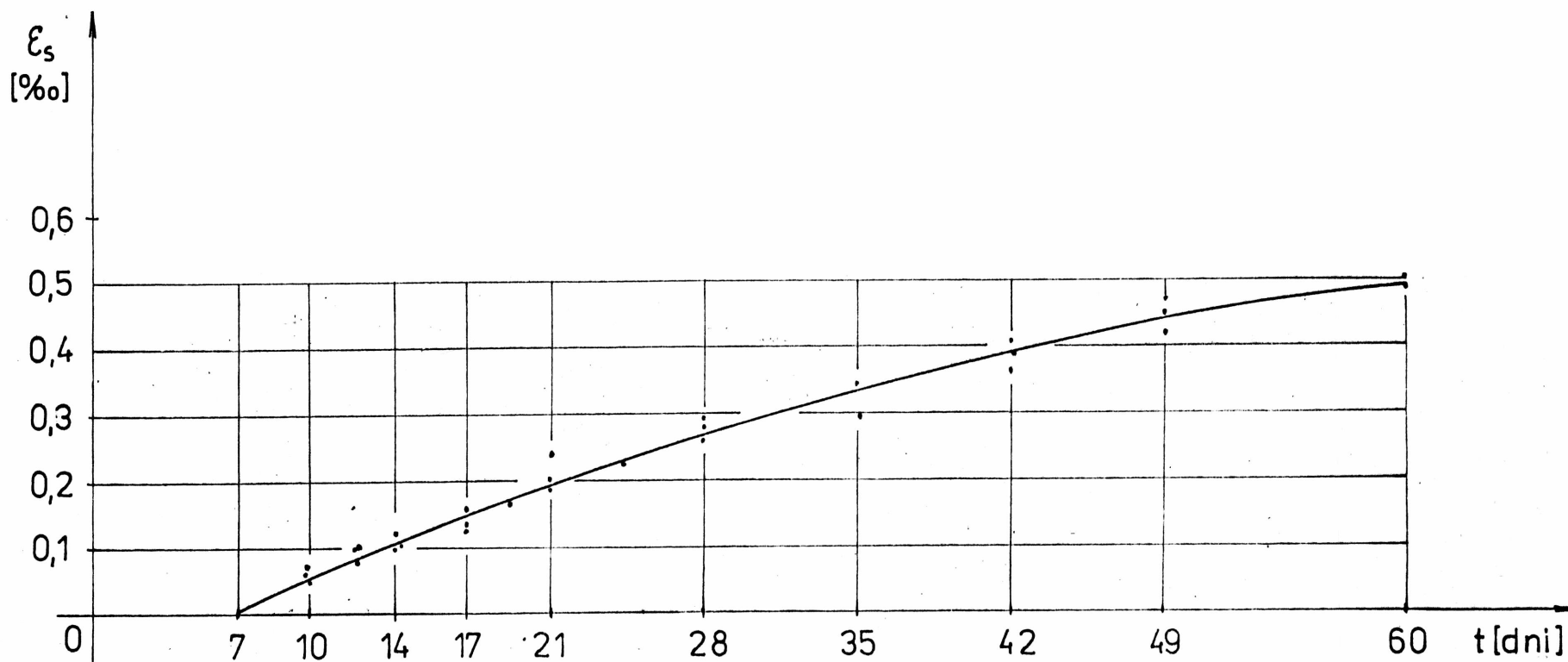
Tabl. 4.5 Wytrzymałość $\bar{R}_a$ [MPa] dla stali pasywnej

Gatunek	Średnica prętów w mm			
	12	14	18	4,5
34GS	486,3	402,7	471,5	-
StOS	-	-	-	600

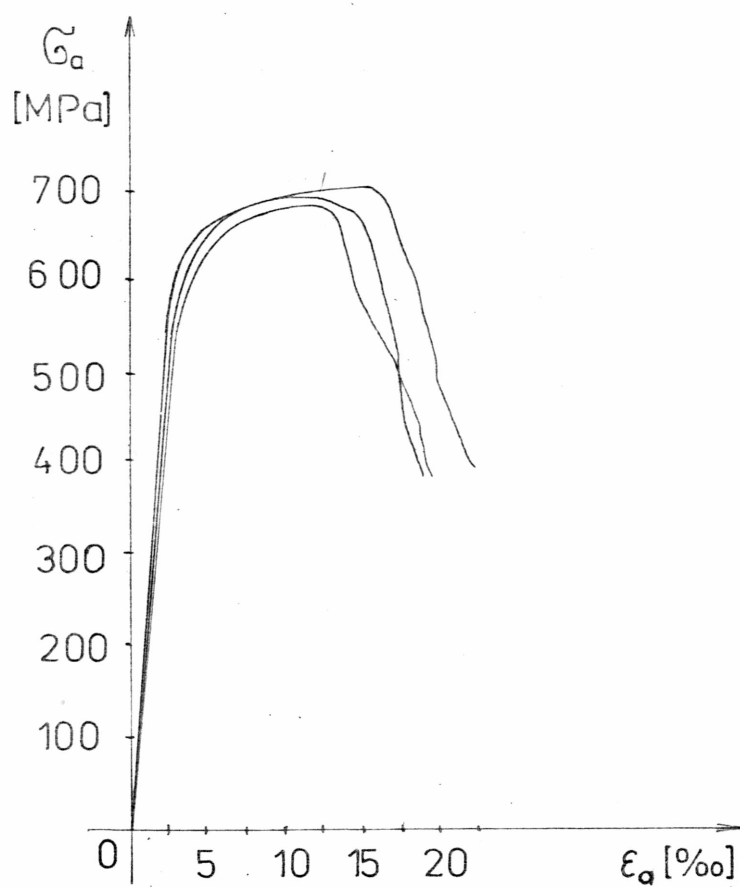
Dla stali sprężającej średnia wartość siły zrywającej splot wynosiła $\bar{P}_V = 67,7$ kN.

Ciekawe wyniki uzyskano badając stal StOS $\phi 4,5$.

Jak widać na rys. 4.16 nie ma ona wyraźnej granicy plastyczności i zachowuje się sprężysto przy wartości naprężeń dochodzącej do 600 MPa .



Rys 4.15. Odkształcenie skurczowe $\overline{\varepsilon}_s$ próbek walcowych betonu belek serii „c”.



Rys 4.16 Charakterystyka stali pasywnej ϕ 4,5.

4.2.2 Urządzenia pomiarowe i stanowisko badawcze

4.2.2.1 Wielkości poszukiwane i technika ich pomiaru

W przeprowadzonych badaniach zależnie od mierzonych wielkości zastosowano metody i urządzenia pomiarowe, według poniższego zestawienia

- Obciążenia - siłomierze tensometryczne z voltomierzem cyfrowym, sprzężone z podnośnikiem hydraulicznym, wymuszającym obciążenie.
- Ugięcia - urządzenie z falą nośną typ N-101, z voltomierzem cyfrowym, połączone z ugięciomierzami indukcyjnymi OT-32.
- Krzywizny - krzywiznomierze własnej konstrukcji o bazie pomiarowej 30,0 cm z mechanicznymi czujnikami zegarowymi o dokładności $\pm 0,001$ mm , rys. 4.17b, 6.1.
- Odształcenia - tensometria elektrooporowa ; mostki Tensomatic jednostkowe firmy Microtechna.
- powłoki optycznie czułe; polaryskop typu V do światła odbitego konstrukcji Instytutu Konstrukcji i Eksploatacji Maszyn Politechniki Wrocławskiej.
- Rozwartość
rys - lunetka o powiększeniu 24 X oraz mechaniczne czujniki zegarowe o dokładności $\pm 0,01$ mm jak na rys. 6.1

Wybór wielkości mierzonych jest zgodny z zakresem badań przedstawionym w punkcie 2.2 , a metody pomiarowe sprawdzone w badaniach rozpoznawczych z pewną modyfikacją urządzeń, zastosowania aparatury i rozmieszczenia punktów pomiarowych.

Pomiar wielkości siły obciążającej był rejestrowany automatycznie, przy czym była zapewniona możliwość stałej regulacji równego rozkładu obciążenia na dwie siły skupione, rys. 4.18.

Pomiar ugięć realizowano w siedmiu punktach na długości elementu z dodatkową kontrolą stabilności punktów podparcia belek. Ugięcia belek mierzono od dołu, przy czym zestaw pomiarowy przemieszczeń był zamontowany na oddzielnej konstrukcji, niezależnionej od wpływów systemu obciążającego.

Krzywizny badanych belek mierzono w czterech punktach na ich długości z tym, że trzy urządzenia były montowane w obszarze stałego momentu, między dwoma siłami w środkowej części belki, a jedno w środku odcinka między osią podpory a punktem przyłożenia siły. Wielkością mierzoną była strzałka krzywizny f na bazie $c = 0,30$ m, skąd uzyskuje się z prostego przeliczenia promień krzywizny
$$\rho = \frac{c^2}{8f}$$
. Pomiar krzywizny jak również ugięcia choć w mniejszym stopniu miały służyć do analizy zmiany sztywności belek pod narastającymi obciążeniami.

Odkształcenia jednostkowe wyznaczono dwoma sposobami - przy zastosowaniu czujników elektrooporowych oraz warstwy optycznie czułej.

Warstwy optycznie czułe zastosowano w tych badaniach w zasadzie do analizy stanu odkształceń w strefach przypodporowych belek. W przypadku niskich efektów optycznych stosowano kompensację punktową Senarmonta'a.

Czujniki elektrooporowe zastosowane głównie w części środkowej belki dla wyznaczenia stanu odkształceń betonu na wysokości elementu i dla wyznaczenia odkształceń jednostkowych w stali pasywnej i zbrojeniu aktywnym /sploty sprężające/. Czujniki elektrooporowe na zbrojeniu były naklejone w kierunku osi podłużnej drutów /również na splotach/.

Ponadto czujniki elektrooporowe zastosowano jako kontrolny i wspomagający w stosunku do warstwy optycznie czułej element pomiarowy

w strefie przypodporowej w postaci rozet prostokątnych skrzyżowanych lub pojedynczych czujników nachylonych pod kątem 45° do osi podłużnej belki, w przybliżeniu zgodnie z przewidywanym kierunkiem głównych naprężeń rozciągających.

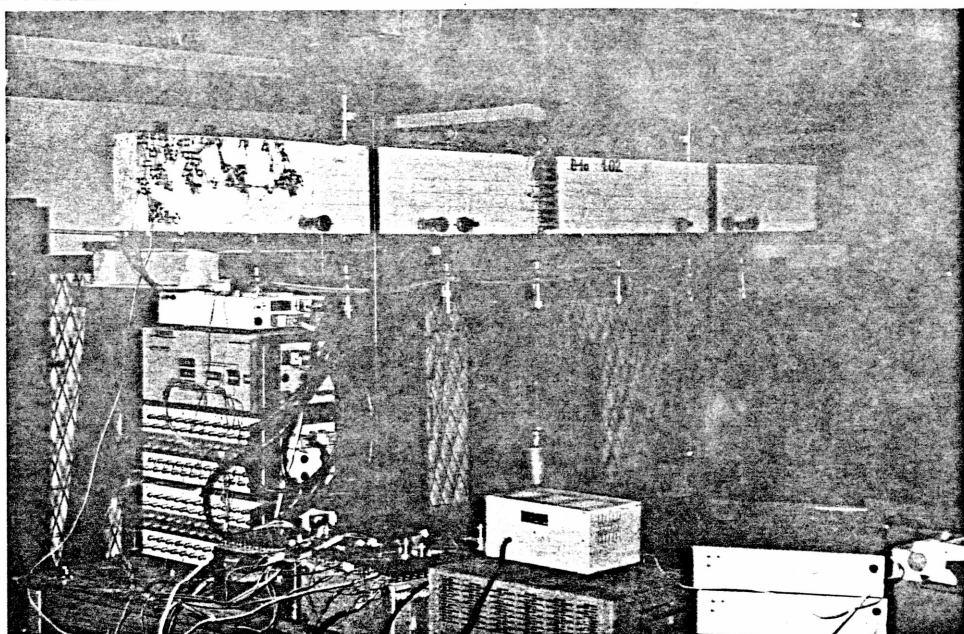
Rozwartości rys mierzono w różnych punktach tych rys w zależności od miejsca ich powstawania i propagacji.

Pomiar przy użyciu lunetki dotyczył większej liczby rys a pomiar czujnikiem zegarowym na bazie 15 - 10 mm jako kontrolny był stosowany w mniejszej liczbie punktów i już po ujawnieniu się rysy.

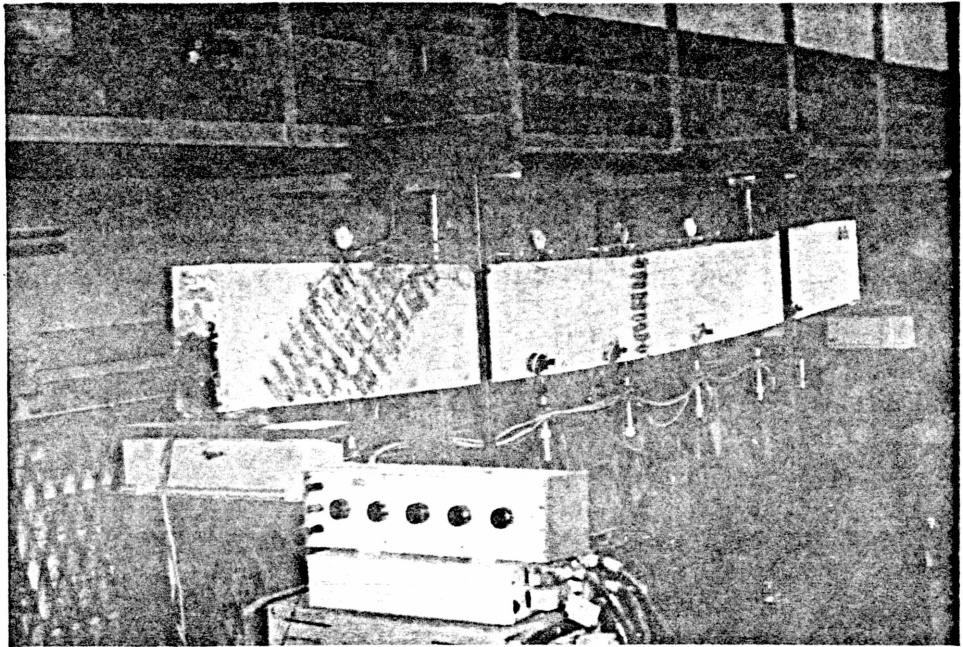
Sposób montażu urządzeń pomiarowych i ich rozmieszczenie są pokazane na rysunkach w dalszej części pracy. Całość stanowiska ukazują rys. 4.17a,b.

4.2.2.2 Charakterystyka stanowiska badawczego

Stanowisko badawcze w etapie badań podstawowych zostało w dużym stopniu zmodyfikowane w stosunku do badań rozpoznawczych.

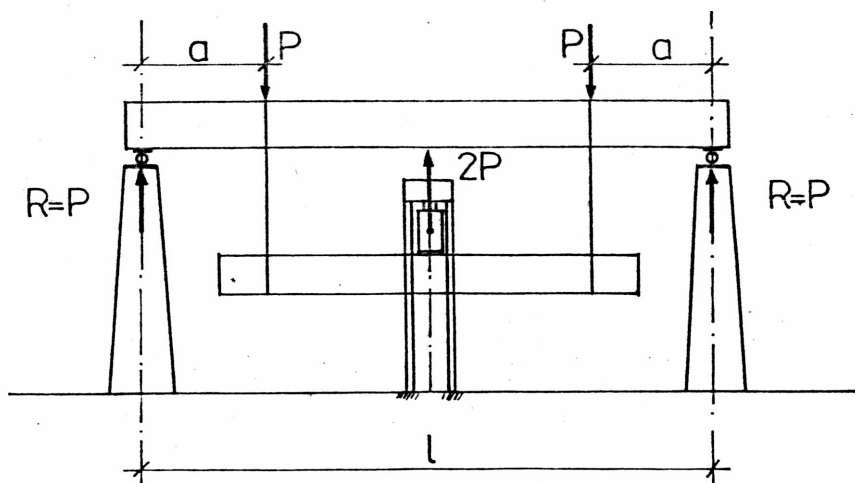


Rys. 4.17a. Aparatura pomiarowa /na pierwszym planie/ i stanowisko badawcze.



Rys.4.17b. Widok badanego elementu na stanowisku badawczym.

Zostało ono wykonane według schematu pokazanego na rys. 4.17 i 4.18. Zapewniono obciążenie belek od góry i stosunkowo łatwy montaż urządzeń pomiarowych.



Rys. 4.18 Schemat obciążenia elementów.

Siła wymuszona podnośnikiem hydraulicznym była równo rozłożona poprzez system zawiesi na dwie siły skupione P , które przekazywane były poprzez siłomierze tensometryczne bezpośrednio na element. Zastosowany w tych badaniach sposób wymuszania obciążenia umożliwiał sprawniejszą ich realizację, oraz zapewniał większą swobodę szybkiej zmiany tych obciążeń, a także większe bezpieczeństwo przy niszczeniu elementu, niż sposób zastosowany w badaniach rozpoznawczych. Krótki czas realizacji obciążenia /do 5 min/ eliminował w dużym stopniu wpływ czasu na mierzone wielkości. Wymuszanie obciążenia następowało przy pomocy podnośnika hydraulicznego o udźwigu 250 kN, przystosowanego do tego rodzaju pracy przez dodatkowe uszczelnienie. Uzyskano dzięki temu dużą stabilność wymuszanego obciążenia przy obciążeniach doraźnych, jednokrotnych i wielokrotnych. Wysuw tłoka pozwalał na wymuszenie ugięć do 150 mm .

Obciążenia realizowano w następujących etapach:

- I etap - stopniowane co 5 kN obciążenie aż do uzyskania rozwartości 0,2 mm jednej z obserwowanych rys. W międzyczasie rejestrowano poziom obciążenia przy pojawieniu się pierwszych rys w belkach żelbetowych oraz zachowanie się belek sprężonych przy obliczeniowym momencie dekompresji, a także rejestrowano poziom obciążenia przy pojawieniu się w tych elementach pierwszych rys. Po osiągnięciu obciążenia wywołującego rozwartości rys $a_f = 0,2$ mm element odciążano.
- II etap - stopniowane co 10 kN obciążenie do maksymalnej wartości z pierwszego etapu $M_{af=0,2}$ a następnie odciążenie elementu w sposób ciągły do momentu dekompresji M_d , a w dalszej kolejności stokrotne /100 cykli/ ob-

ciążenie i odciążenie elementu w przedziale

$$M_d \div M_{af}=0,2$$

W ostatnim cyklu następowało całkowite odciążenie elementu.

III etap - stopniowane co 10 kN obciążenie elementu aż do jego zniszczenia.

4.3. Ocena dokładności badań

4.3.1 Dokładność urządzeń pomiarowych

Pomiary ugięć /przemieszczeń/ zrealizowano przy użyciu czujników indukcyjnych z dokładnością $\pm 0,01$ mm.

Krzywizny mierzono przy zastosowaniu czujników mechanicznych z dokładnością $\pm 0,001$ mm.

Odkształcenia jednostkowe ε mierzono z dokładnością $\pm 0,00001$ /Tensomatic/ lub $\pm 0,000005$ /Mostek Warszawski/, oraz $\pm 0,00003$ /warstwa optycznie czuła/ .

Rozwartość rys mierzono z dokładnością $\pm 0,01$ mm /czujniki zegarowe/.

Realizacja obciążenia z dokładnością do $\pm 0,1$ kN.

4.3.2 Dokładność realizacji elementów

Wymiary elementów zrealizowano z następującą dokładnością:

		$\bar{b}$	$\bar{\sigma}_{nb}$	$\bar{h}$	$\bar{\sigma}_{nh}$
seria "a"	$\eta = 0$	13,18	0,161	30,37	0,08
seria "c"	$\eta = 0,5$	13,23	0,112	30,24	0,142
seria "b"	$\eta = 1,0$	13,26	0,111	30,17	0,097

gdzie: $\bar{b}$, $\bar{h}$ - średnia szerokość i wysokość belki, przy założonych $b = 13$ cm i $h = 30$ cm.

$\sigma_{n,b,h}$ - średnie odchylenie standardowe wymiarów b i h .

Siłę sprężającą zrealizowano z dokładnością $\pm 0,5$ kN na jeden splot.

Wielkość siły sprężania w chwili badania oceniono na podstawie pomiaru odkształceń jednostkowych betonu elementu sprężonego w czasie. Skutki skurczu i pełzania betonu od chwili sprężenia do czasu badania belek podano na podstawie pomiarów w tablicy 4.2.

Moduł sprężystości betonu w chwili badania elementów określony na sześciu próbkach o wymiarach $\phi 11,3$ cm, $h = 35$ cm przy zakresie naprężeń $0,1 - 0,3 R_b$ /dla każdej serii belek/ podano w tabl.4.2 z tym, że średnie odchylenie standardowe wynosiło:

- dla serii "a" $\eta = 0$: $\sigma_{n-1} = \pm 1973,0$ MPa
- dla serii "b" $\eta = 1,0$ $\sigma_{n-1} = \pm 1228,1$ MPa
- dla serii "c" $\eta = 0,5$ $\sigma_{n-1} = \pm 2074,1$ MPa

Odchylenia od założonych rozstawów podpór 1 oraz odległości przyłożenia sił od osi podpory a /rys.4.18/ nie przekraczały $\pm 0,005$ m .

Moment gnący realizowano z dokładnością $\sigma_M = \pm 0,01$ dla obciążeń 10 kN i $\sigma_M = 0,006$ dla obciążeń 70 kN.

4.3.3 Dokładność określania wartości niektórych mierzonych wielkości

Ocenę dokładności wartości poszukiwanych wielkości określono na podstawie pracy [49] .

Przy wyznaczaniu wielkości X zależnej od wielu parametrów $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$, czyli gdy $X = f(X_1, X_2, \dots)$, wartość błędu

tej wielkości wyznaczono przy wykorzystaniu wyrażenia:

$$\sigma_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial F}{\partial x_i}\right)^2 \sigma_{x_i}^2} \quad /4.1/$$

Przykładowo błąd określenia sztywności belki B-3c dla $P = 70 \text{ kN}$ przy wykorzystaniu pomiaru krzywizny wyznacza się następująco:

Sztywność według /6.2/ wynosi:

$$B = M \cdot \varphi = P \cdot a \cdot \frac{c^2}{8 \cdot f}$$

Błąd określenia wartości tej sztywności wynosi:

$$\begin{aligned} \sigma_{B(\varphi)} &= \sqrt{\left(\frac{\partial B}{\partial P}\right)^2 \sigma_P^2 + \left(\frac{\partial B}{\partial a}\right)^2 \sigma_a^2 + \left(\frac{\partial B}{\partial c}\right)^2 \sigma_c^2 + \left(\frac{\partial B}{\partial f}\right)^2 \sigma_f^2} \\ &= \frac{0,8 \cdot 0,3^2}{8 \cdot 0,000125} /2 \times /0,1/2 + \frac{70 \times 0,3^2}{8 \times 0,000125} /2 \times 0,005^2 + \\ &+ / \frac{2 \times 70 \times 0,8 \times 0,3}{8 \times 0,000125} /2 \times 0,001^2 + / \frac{70 \times 0,8 \times 0,3^2}{8 \times 0,000125^2} /2 \times \\ &\times 0,000001^2 = 52,64 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_B = \frac{52,64}{5208,0} = 0,010$$

Podobny błąd, przy określaniu sztywności początkowej $B_0(\xi)$ dla tejże belki wynosi:

$$\sigma_{B_0(\xi)} = 1117,35 \text{ kNm}^2 \quad \text{a} \quad \sigma_B = \frac{\sigma_{B_0(\xi)}}{B_0(\xi)} = \frac{1117,35}{11250} = 0,099$$

Tak więc maksymalny błąd przy określeniu sztywności elementu nie przekracza 10% .

Wyniki oceny innych wielkości określone w ten sam sposób pokazano niżej.

- Obliczeniowa sztywność elementów $B_0 = EJ$ z uwzględnieniem odchylek wymiarów przekroju i standardowego odchylenia wartości E /patrz punkt 4.3.2/ jest oceniona z dokładnością:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{B_0} = 704 \text{ kNm}^2 & : & \nu_{B_0} = 0,052 \quad \text{dla serii "a"} \\ \sigma_{B_0} = 600 \text{ kNm}^2 & ; & \nu_{B_0} = 0,048 \quad \text{dla serii "b"} \\ \sigma_{B_0} = 734 \text{ kNm}^2 & ; & \nu_{B_0} = 0,064 \quad \text{dla serii "c"} \end{array}$$

- Wyznaczenie naprężeń przy użyciu czujników elektrooporowych przeprowadzone z dokładnością:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{\epsilon} = 1,03 \text{ MPa} & ; & \nu_{\epsilon} = 0,060 \quad \text{dla serii "a"} \\ \sigma_{\epsilon} = 0,71 \text{ MPa} & ; & \nu_{\epsilon} = 0,047 \quad \text{dla serii "b"} \\ \sigma_{\epsilon} = 1,10 \text{ MPa} & ; & \nu_{\epsilon} = 0,072 \quad \text{dla serii "c"} \end{array}$$

5. UZUPEŁNIAJĄCE BADANIA TEORETYCZNE

5.1 Wprowadzenie

Przedmiotem badań teoretycznych jest stan naprężeń w obszarze obejmującym strefę przypodporową belki.

Próba analizy dotyczy następujących zagadnień:

- zaburzeń spowodowanych wprowadzeniem siły sprężającej ,
- maksymalnych naprężeń rozciągających w przekrojach ukośnych do chwili zarysowania,
- analizy stanu odkształceń i naprężeń w elemencie zarysowanym po powstaniu rys ukośnych.

Badania analityczne przeprowadzono w celu:

- wyznaczenia linii i kierunku klejenia czujników elektrooporowych,
- weryfikacji w badaniach doświadczalnych wyrażeń analitycznych dotyczących obciążenia rysującego ,

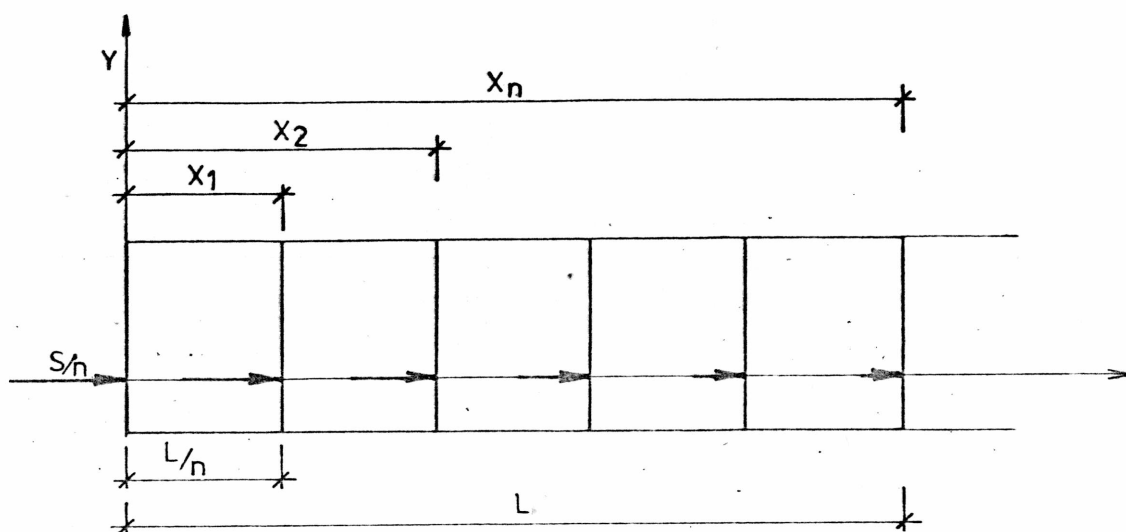
- przeprowadzenia analizy numerycznej po zarysowaniu elementu z wprowadzeniem do obliczeń wyników z badań doświadczalnych.

5.2. Metody i zakres analizy teoretycznej

5.2.1 Naprężenia w strefie zakotwienia strun

Znajomość rozkładu odkształceń i naprężeń spowodowanych wprowadzeniem siły sprężającej jest ważna ze względu na możliwość analizy stanu naprężeń całej strefy przypodporowej pod działaniem obciążeń zewnętrznych /punkt 5.2.2 i punkt 6.3.1/.

Badania dotyczące strefy zakotwienia elementów sprężonych mają bardzo obszerną literaturę. Należy jednak zwrócić uwagę, że większość tych opracowań dotyczy sprężenia przy pomocy kabli, gdzie rozkład sił jest inny niż przy sprężaniu poprzez przyczepność stali aktywnej do betonu. Większość autorów rozważa to zagadnienie jako dwuwymiarowe - Y Guyon [23] , L. Grencik [31]- przyjmując do rozważań obciążenie siłą sprężającą jako skupione lub rozłożone na małym obszarze przyłożone do czoła belki. J.Dardae i M.Hurez [34] proponowali rozwiązanie przydatne do analizy naprężeń w strefie zakotwień strun uzyskując stosunkowo prostą postać funkcji na określenie naprężeń σ_y , σ_x , τ_{xy} . Dokonali oni podziału strefy zakotwienia na elementy dyskretne, z których każdy został obciążony siłą skupioną na poziomie wypadkowej siły sprężającej. Każdy z obszarów potraktowano jako półpłaszczyznę sprężystą obciążoną siłą skupioną - rys. 5.1.



Rys. 5.1. Podział belki na elementy według [34] .

Uzyskali oni rozwiązanie w postaci :

$$\sigma_x = - \sum_{i=1}^n \frac{2 \left(\frac{S}{n} \right)}{\pi \cdot b} \left[\frac{x_i^3}{(x_i^2 + y^2)^2} \right] \quad /5.1/$$

$$\sigma_y = - \sum_{i=1}^n \frac{2 \left(\frac{S}{n} \right)}{\pi \cdot b} \left[\frac{x_i \cdot y^2}{(x_i^2 + y^2)^2} \right] \quad /5.2/$$

$$\tau_{xy} = - \sum_{i=1}^n \frac{2 \left(\frac{S}{n} \right)}{\pi \cdot b} \left[\frac{y \cdot x_i^2}{(x_i^2 + y^2)^2} \right] \quad /5.3/$$

Rozwiązanie to nawiązujące do rozważań podanych w [35] wydaje się zbyt uproszczone ze względu na przyjęcie modelu półpłaszczyzny, a nie pasma. Rozważano również strefę zakotwienia jako zagadnienie przestrzenne - W.Olszak i inni [33] . H. Sievers według [32] . Głównym celem tych prac było przede wszystkim określenie naprężeń rozciągających σ_y w zależności od wartości siły sprężającej S oraz miejsca jej przyłożenia. W rozwiązaniach tych stosowano wiele uproszczeń, w celu umożliwienia praktycznego zas-

tosowania podanych sposobów analizy strefy zakotwienia. W przypadku elementów strunobetonowych, gdzie zbrojenie sprężające może być rozproszone w przekroju poprzecznym w sposób nierównomierny znalezienie ścisłego rozwiązania jest bardzo trudne i praktycznie sprowadza się do znalezienia funkcji Green'a dla obszaru ograniczonego. Uwzględniając dodatkowo kompozytowy charakter betonu zbrojonego uzyskanie takiego rozwiązania z punktu widzenia teorii byłoby bardzo cenne, natomiast dla praktycznego wykorzystania należałoby zastosować numeryczne metody obliczania.

W obecnej chwili odpowiednią analizę zagadnienia można przeprowadzić stosując podział interesującego obszaru na siatkę elementów i wykorzystując metodę różnic skończonych /MRS/ lub metodę elementów skończonych /MES/.

W pracy tej do analizy strefy zakotwienia potraktowanej łącznie z analizą całego obszaru przypodporowego przyjęto MES /system STRAINS/ - rozdział 6.3. Przy zastosowaniu tej techniki obliczeniowej najważniejszą sprawą jest przyjęcie odpowiedniego rozkładu siły sprężającej na długości zakotwienia strun. Ze względu na praktyczne znaczenie oraz zgodność z badaniami doświadczalnymi analizę zakotwienia przeprowadzono w stanie granicznym tarcia /poślizg splotu/.

Oznaczając przez τ_c - całkowity opór przeciw poślizgowi struny w betonie można zapisać za [23], [33]:

$$\tau_c = \tau_o + f \cdot \sigma_d \quad /5.4/$$

gdzie:

τ_o - przyczepność naturalna betonu $\tau_o = \tau_{po} + f \sigma_s$

τ_{po} - przyczepność początkowa

σ_d - naprężenie wywołane dociskiem stali do betonu

f - współczynnik uwzględniający stan powierzchni stali,

σ_s - naprężenia wywołane skurczem betonu.

Korzystając z formuły wyprowadzonej przez E. Hoyer'a /w teorii sprężystości/ wielkość docisku σ_d można określić następującym wzorem:

$$\sigma_d = \frac{E_b}{1 + \nu_b} \cdot \frac{\nu_v (\sigma_{v0} - \sigma_v)}{E_v - \nu_v \sigma_{v0}} \quad /5.5/$$

gdzie:

σ_{v0} - naprężenie początkowe w stali sprężającej,

σ_v - naprężenie po zwolnieniu naciągu.

Korzystając z zależności pomiędzy naprężeniami normalnymi w strunie a naprężeniami stycznymi na jej powierzchni:

$$d\sigma_v \frac{\pi d^2}{4} = \tau \pi d dx \quad /5.6/$$

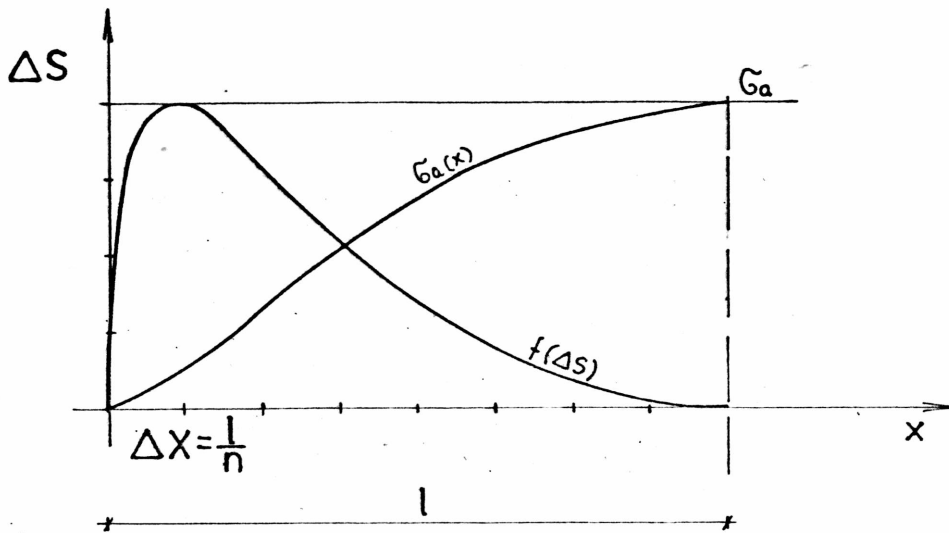
oraz z równania /5.4/ i /5.5/ otrzymano z /5.6/ równanie:

$$\frac{d\sigma_{vx}}{dx} + 4 \frac{\nu_v E_b}{(1 + \nu_b)(E_v - \nu_v \sigma_{v0})} \cdot \frac{f}{d} \left[\sigma_{vx} - \left(\sigma_{v0} - \frac{\tau_0}{f(1 + \nu_b)(E_v - \nu_v \sigma_{v0})} \right) \right] = 0 \quad /5.7/$$

i dalej znane równanie określające naprężenie w strunie na długości zakotwienia [33]

$$\sigma_{vx} = \left(\sigma_{v0} + \frac{\tau_0}{f \cdot \frac{\nu_v \cdot E_b}{(1 + \nu_b)(E_v - \nu_v \sigma_{v0})}} \right) \left(1 - e^{-4 \frac{\nu_v \cdot E_b}{(1 + \nu_b)(E_v - \nu_v \sigma_{v0})} \cdot \frac{f}{d} \cdot x} \right) \quad /5.8/$$

Znając rozkład σ_{vx} na długości zakotwienia struny i stosując dyskretny podział na elementy Δx jak na rys. 5.2. można wyznaczyć wartość przyrostu siły sprężającej ΔS_i przypadającej na węzły siatki podziału elementu.



Rys. 5.2 Schemat zmiany naprężeń w cięgni.

Inne rozwiązanie zmiany naprężeń na długości zakotwienia struny będące rozszerzonym równaniem Hoyer'a proponuje Z. Salimowski [36]. Określa on wartość naprężenia wywołanego dociskiem struny do betonu następującym wzorem:

$$\sigma_a = \frac{E_b}{(1 + \nu_b)(E_v - \nu_v \cdot \sigma_{v0})} \left[\nu_v \cdot \sigma_{v0} - (\nu_v + \eta \mu \nu_b) \sigma_v (1 - e^{-\alpha^2 x^2}) \right] \quad /5.9/$$

gdzie:

$$\mu = \frac{\sum F_{vi}}{F_b}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{\ln k}}{l_v}$$

l_v - długość zakotwienia,

k - współczynnik określający pożądaną dokładność rozwiązania: $k \gg 1$

Wartość długości zakotwienia l_v określa z wyrażenia

$$l_v = \frac{1,65 \cdot g_0 \cdot E_a \sqrt{l_n \cdot k}}{\sigma_{v0}} \quad /5.10/$$

gdzie: g_0 - wielkość poślizgu czołowego cięgna.

Dla określenia samego rozkładu siły S / x / rzeczywista wartość

l_v nie jest potrzebna.

Przyjmując, że dla ustalonej wartości $k \gg 1$ /np. 100/ przy $x = l_v$ będzie: $\sigma_v : \sigma_v = S_x : S_o = 1 /100\%$, można znaleźć dla wybranych $\frac{x}{l_v}$ - wartości /w procentach/ przekazywanej na beton części siły S .

Głównym mankamentem tego rozwiązania jest trudność w określeniu poślizgu czołowego strun g_o . Mimo prób pomiaru nie udało się uzyskać autorowi niniejszej pracy wiarygodnych wartości g_o i to był główny powód zastosowania w analizie teoretycznej rozkładu naprężeń w strunie według wyrażenia /5.8/.

Ustalając przyczepność naturalną betonu τ_{po} do stali skorzystano z zaleceń CEB [27] przyjmując ją dla prętów gładkich

$$\tau_{po} = 0,9 \sqrt{R_r} \quad /5.11/$$

a dla prętów żebrowanych

$$\tau_{po} = 0,9 \sqrt[3]{R_r^2} \quad /5.11a/$$

Współczynnik tarcia pomiędzy stalą a betonem przyjęto $f = 0,35$ za pracą [1].

Wielkość $f \cdot \sigma_s = \tau_{dp}$ czyli naprężenie oporu na poślizg wywołane skurczem betonu, zostało oszacowane przez S.A.Dmitriewa za pracą [33] w sposób przybliżony:

dla armatury gładkiej

$$\tau_{dp} = 0,01 R_w$$

dla armatury o powierzchni szorstkiej

$$\tau_{dp} = 0,14 R_w$$

Dane te zostały oszacowane dla betonu $R_{w28} = 30,0 \div 50,0$ MPa, a więc również dla stosowanego w przeprowadzonych badaniach.

Wszystkie wielkości charakterystyczne dla betonu występujące we wzorze /5,8/ przyjęto z własnych badań doświadczalnych, z tabeli

4.4. Wartości τ_{po} obliczono z wzorów /5.11/ i /5.11a/. W numerycznej analizie strefy zakotwienia uwzględniono różne wielkości współczynnika f i dwa warianty obciążenia siłą sprężającą:

I - obciążenie siłami skupionymi przyłożonymi do czoła belki

II - obciążenie szeregiem sił zaczepionych wewnątrz obszaru zgodnie z przyjętym rozkładem σ_{vx} według wzoru /5.8/.

Wyniki badań przedstawiono dla różnych wariantów wprowadzenia siły sprężania w postaci planów warstwicznych naprężeń σ_x , σ_y , τ_{xy} /patrz rozdz.6, rys. 6.12 + 6.15/.

5.2.2 Prognozowanie powstawania rys ukośnych w obszarze dominującego wpływu siły poprzecznej

Ważnym zagadnieniem w prowadzonych badaniach było poszukiwanie obszarów maksymalnych naprężeń rozciągających σ_1 w przekrojach ukośnych belki do chwili jej zarysowania w strefie przypodporowej.

Przy oznaczeniu jak na rys. 5.3 naprężenie normalne do przekroju nachylonego pod kątem α do osi podłużnej belki określa się ogólnie znanymi wyrażeniami:

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad /5.12/$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_p}{J_p \cdot b} \quad /5.13/$$

$$\sigma_x = \frac{N_v}{F_p} \left(1 - \frac{e_v \cdot y}{r^2} \right) + \frac{M \cdot y}{J_p} \quad /5.14/$$

$$\sigma_y = \frac{N_{vs}}{s \cdot b} + \frac{N_{vo}}{s_o \cdot b} \sin \alpha_o \quad /5.15/$$

Po podstawieniu wyrażen /5.13/, /5.14/, /5.15/ do /5.12/ otrzymuje się zależność:

$$\sigma_{\alpha} = \left[\frac{N}{F_p} \left(1 - \frac{e_v \cdot y}{r^2} \right) + \frac{M \cdot y}{J_p} \right] \sin^2 \alpha + \left[\frac{N_{vs}}{s \cdot b} + \frac{N_{vo}}{s_o \cdot b} \sin \alpha_o \right] \cos^2 \alpha + \frac{Q \cdot S_p}{J_p \cdot b} \sin 2\alpha \quad /5.16/$$

W wypadku kiedy według /5.15/ $\sigma_y = 0$, tzn. nie ma strzemion sprężających ani kabli odgiętych, a odległość od podpory jest wystarczająco duża / $a > 1,5 h$ / aby pominąć zaburzenia spowodowane reakcją podpory oraz wprowadzeniem siły sprężającej, wyrażenie na σ_α przyjmie postać [38]

$$\sigma_\alpha = \left[\frac{N_v}{F_p} \left(1 - \frac{e_v \cdot y}{r^2} + \frac{M \cdot y}{J_p} \right) \sin^2 \alpha + \frac{Q \cdot S_p}{J_p \cdot b} \sin 2\alpha \right] \quad /5.17/$$

lub

$$\sigma_\alpha = \left[\frac{N_v}{F_p} \left(1 - \frac{e_v \cdot y}{r^2} \right) + \frac{Q(x) \cdot f(x) \cdot y}{J_p} \right] \sin^2 \alpha + \frac{Q(x) \cdot S_p(y)}{J_p \cdot b} \sin 2\alpha \quad /5.17a/$$

gdzie:

$f(x)$ - funkcja określająca rodzaj obciążenia zewnętrznego;

w przypadku badanych belek /rys. 5.3/ $f(x) = x$

Przyjmując wg [38]

$$\sigma_\alpha = \bar{R}_r \cdot \gamma \quad /5.17b/$$

gdzie:

γ - współczynnik uwzględniający plastyczną deformację betonu w obszarze rozciągającym,

otrzymano po przekształceniu wielkość siły poprzecznej, przy której nastąpi zarysowanie /rys. ukośne/ :

$$Q_r = \frac{\bar{R}_r \cdot \gamma \cdot \frac{N_v}{F_p} \left(1 - \frac{e_v \cdot y}{r^2} \right) \sin^2 \alpha}{\left(\frac{f(x) \cdot y}{J_p} \sin^2 \alpha + \frac{S_p(y)}{J_p \cdot b} \sin 2\alpha \right)} \quad /5.18/$$

L. Kuźniecowa w pracy [38] proponuje następujące określenie współczynnika γ :

$$\gamma = 1,38 - 1,3e(1-e)$$

gdzie dla punktu k przekroju ukośnego belki /rys.5.3/ leżącego poniżej osi x

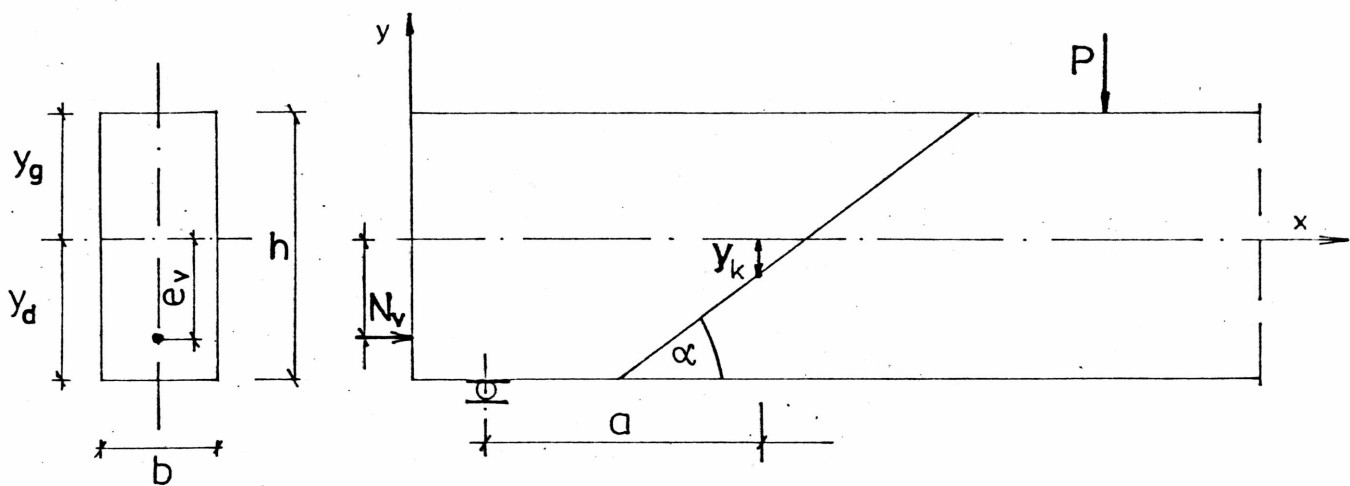
$$e = \frac{|y_k|}{y_d - h_p}$$

powyżej osi x

$$e = \frac{y_k}{y_g - h'_p}$$

natomiast:

h_p , h'_p - dla belek teowych lub dwuteowych odpowiednio wysokość półki dolnej i górnej.



Rys. 5.3. Schemat położenia badanego przekroju ukośnego.

Kąt α można wyznaczyć ze wzoru:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad /5.19/$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad /5.20/$$

Podstawiając za $\sigma_1 = \bar{R}_r$ otrzymano

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\sqrt{\bar{R}_r^2 - \bar{R}_r(\sigma_x - \sigma_y) + \sigma_x \cdot \sigma_y}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad /5.21/$$

przy $\sigma_y = 0$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\sqrt{\bar{R}_r^2 - \bar{R}_r \bar{\sigma}_x}}{\bar{\sigma}_x} \quad /5.22/$$

Jak wykazały badania Boriszańskiego i Nikołajewa [39] oraz Kuźniecowa [38], przedstawiono powyżej wzory z dużą dokładnością pozwalają obliczyć wartość siły Q_r ale tylko w obszarze $a > 1,5h$.

W badaniach przeprowadzonych przez tych autorów uzyskano dużą zgodność wartości poprzecznej siły rysującej Q_r wyznaczonej z /5.18/ z otrzymaną z badań. Dokładność ta w odległości $a \geq 1,5h$ od podpory była rzędu 6 - 8 %. W obszarze tuż przy podporze wyniki badań różniły się około 30 %, a to z powodu nieuwzględnienia zaburzenia spowodowanego wprowadzeniem siły sprężającej i oddziaływaniem podpory.

W badaniach przeprowadzonych przez autora tylko w przypadku częściowego sprężenia /seria "c"/ rysy ukośne powstawały w odległościach $a \geq 1,5 h$:

W związku z tym zdecydowano się na analizę numeryczną elementów częściowo i całkowicie sprężonych przy wykorzystaniu MES uwzględniającą zaburzenia stanu odkształceń i naprężeń wynikające z wprowadzenia siły sprężenia i oddziaływania podpory. Analizę tę przeprowadzono w rozdziale 6.

Porównanie wielkości uzyskanych według [38] i z badań własnych podano w tablicy 5.1

W tablicy tej wielkości uzyskane z wyrażenia /5.18/ i /5.21/ oznaczono indeksem "obl" a wielkości uzyskane z badań indeksem "exp".

Tabl. 5.1. Zestawienie poprzecznych sił rysujących.

Nr elementu	$Q_{obl.}$ kN	$\alpha_{obl.}$	Q_{exp} kN	α_{exp}	$\frac{Q_{exp}}{Q_{obl}}$
B - 3b	125,75	31,37	105	40,36	0,83
B - 1c	107,70	35,01	92,0	26,50	0,85
B - 2c	92,99	35,817	90,0	33,70	0,96
B - 3c	112,48	34,91	80,5	33,02	0,71

Z przedstawionego zestawienia wynika, że wielkości obliczeniowe odbiegają znacznie od uzyskanych z doświadczeń i to na niekorzyść bezpieczeństwa konstrukcji. Wydaje się, że istotną rolę odgrywa tu właściwe oszacowanie obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie σ_{α} z uwzględnieniem współczynnika uplastyczniającego γ .

5.2.3 Obliczenia numeryczne z uwzględnieniem zarysowania

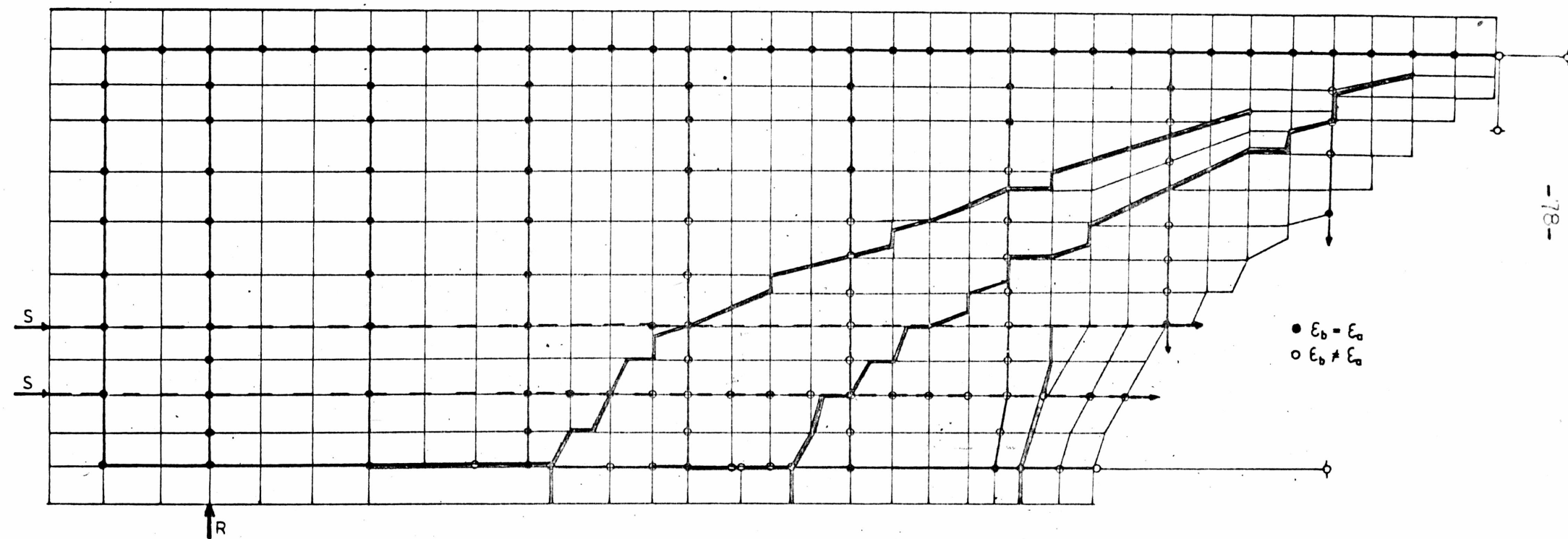
Analizę teoretyczną z uwzględnieniem zarysowania przeprowadzono dla strefy przypodporowej elementów częściowo sprężonych / $\eta = 0,5$ /. Do analizy tej wykorzystano metodę MES i ogólnie dostępny system STRAINS.

Na bazie tego systemu opracowano modyfikację programu do numerycznej analizy strefy przypodporowej belek. Strefę tę potraktowano jako wydzieloną część belki obciążoną w linii połączenia z resztą belki zespołem sił jak na rys. 5.4. Siły te wyznaczono z rozwiązania numerycznego belki jako całości. Jak pokazano na

rys. 5.4 analizowany obszar został podzielony na elementy według dwóch nałożonych na siebie siatek podziału. Dla betonu przyjęto siatkę powierzchniowych elementów czworobocznych uwzględniającą stwierdzony w badaniach doświadczalnych układ rys w belce B-2c. Na tę siatkę została nałożona druga siatka elementów prętowych /liniowych/ odpowiadająca układowi strzemion oraz aktywnego i pasywnego zbrojenia podłużnego. Węzły tych dwóch siatek pokrywają się ze sobą w miejscach przebiegu wkładek zbrojeniowych. Przebieg rys pokazany na rys. 5.4 jest odcinkami skażony w stosunku do przebiegu rzeczywistego, a to z tego względu, że w rozpatrywanym przypadku elementami czworobocznymi nie dało się dokładnie przebiegu rys odwzorować. Warunek współpracy obu typów elementów /powierzchniowych czworokątnych betonu i prętowych zbrojenia/ został zapewniony przez wprowadzenie zgodności przemieszczeń obu siatek elementów w węzłach /na rys. 5.4 czarne kółka/. W miejscu przebiegu rys współdziałanie obu siatek w węzłach oznaczonych kółkami niezaczernionymi zostało zapewnione na zasadzie tarcia obu materiałów według wyrażenia /5.23/.

Dla możliwie dokładnego przybliżenia przyjętego modelu teoretycznego do fizycznego obiektu, stanowiącego przedmiot badań, wprowadzono do programu obliczeniowego na zasadzie procesu iteracyjnego następujące elementy wnikające z badań doświadczalnych:

- Wprowadzono cztery wartości modułu E_p uzyskane z własnych pomiarów dla betonu, z którego była wykonana analizowana belka, zgodnie ze schematem przedstawionym na rys. 55.
- Rozkład sił w ciągnach sprężających na długości zakotwienia od czoła elementu przyjęto według p. 5.2.1 zgodnie ze wzorem /5.8/, odpowiadającym wynikom uzyskanym z pomiarów elastooptycznych opisanych w p. 6.3.



Rys 5.4. Podział strefy przypodporowej belki serii „c” ($\eta = 0,5$) na elementy z uwzględnieniem przebiegu rys.

- W miejscach przebiegu rys gdzie elementy powierzchniowe /betonowe/ są połączone ze sobą prętowymi elementami siatki zbrojenia i gdzie nie jest zachowana zgodność odkształceń stali i betonu czyli $\frac{du_b}{dx} \neq \frac{du_a}{dx}$ przyjęto do analizy rozkład sił na styku stali i betonu wywołany tarciem tych dwóch materiałów.

Po przeanalizowaniu różnych koncepcji rozkładu przyczepności i tarcia między zbrojeniem a betonem przyjęto do analizy rozkład według R. Saligera:

$$\tau_x = \tau_{\max} \cdot \sin \frac{2\pi x}{l_f} \quad /5.23/$$

Korzystając z zależności /5.6/

otrzymuje się wyrażenie na naprężenie w stali zbrojeniowej w postaci:

$$\sigma_{ax} = \sigma_{a0} + \frac{2l_f}{\pi \cdot d} \tau_{\max} \left(1 + \cos \frac{2\pi}{l_f} \cdot x\right) \quad /5.24/$$

gdzie:

σ_{a0} - naprężenie w zbrojeniu wynikające z pełnego zespolenia stali i betonu w elemencie siatki,

l_f - odległość między rysami równa podwójnej długości zakotwienia,

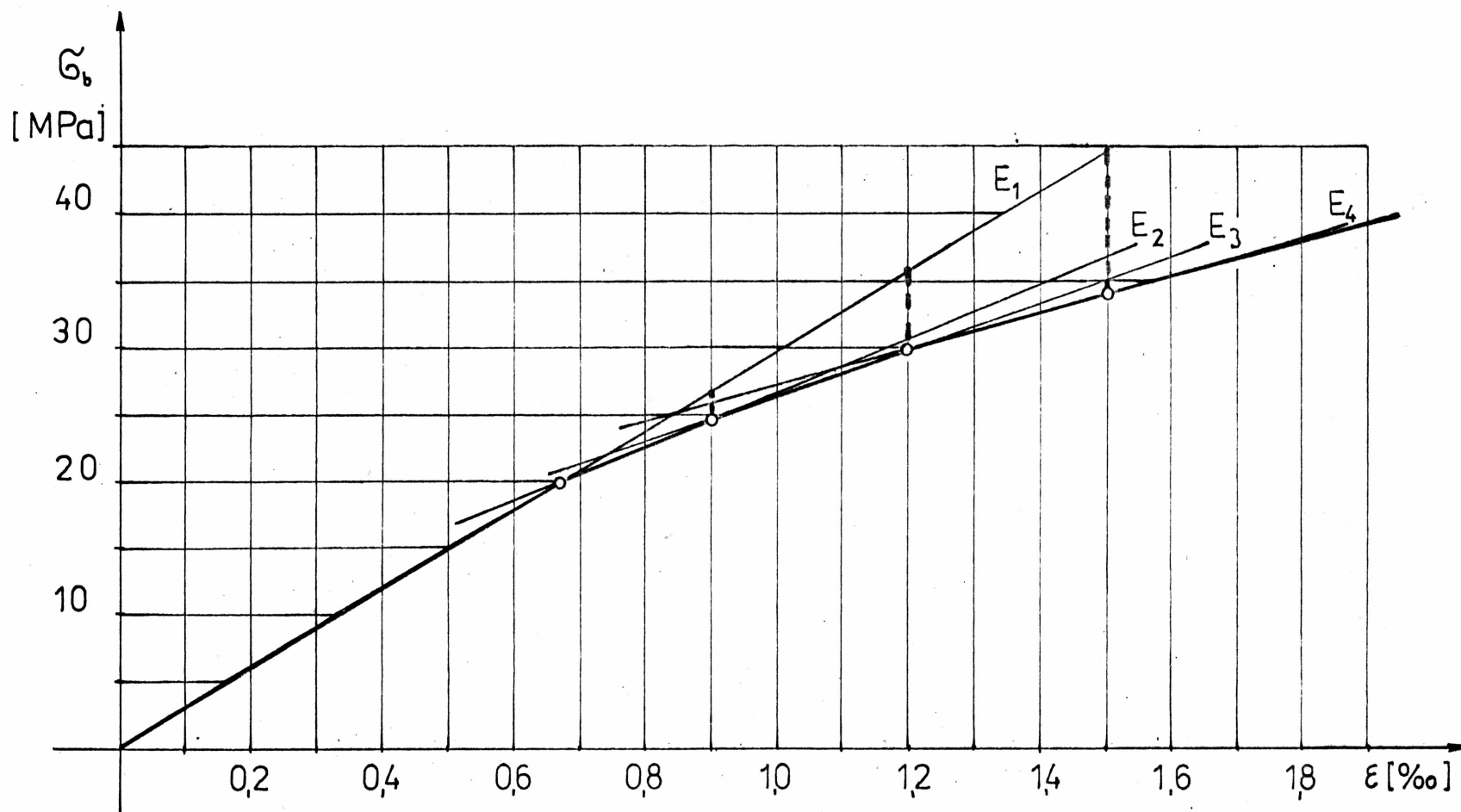
x - współrzędna określająca odległość badanego przekroju pręta od rysy.

Wielkość $\tau_{\max}$ określono według zaleceń CEB [27] jako:

$$\tau_{\max} = 0,9 \sqrt{R_b} \quad - \text{pręty gładkie /strzemiona/}$$

$$\tau_{\max} = 0,9 \sqrt[3]{R_b^2} \quad - \text{pręty żebrowane /zbrojenie podłużne/}$$

Odpowiednie przyrosty siły określono z warunku:



Rys. 55 Stopniowanie zmiany wartości E_b do analizy numerycznej.

$$\frac{\Delta N}{\Delta x} = E_a F_a \frac{\Delta^2 U_a}{\Delta x^2}$$

gdzie:

N - siła w pręcie zbrojeniowym /N_a lub N_v/,

E - moduł sprężystości dla stali /E_a lub E_v/,

F - pole przekroju pręta /F_a lub F_v /

Wszystkie parametry charakteryzujące materiały konstrukcyjne określono na podstawie własnych pomiarów jak w p. 4.2.1.2,3 z uwzględnieniem stanu wyężenia materiału.

Poszukiwanie odpowiednich wartości odkształceń i naprężeń odbywa się na zasadzie iteracji i przy każdym kroku następuje sprawdzenie poprawności przyjętych cech materiałów.

Tak przyjęty model teoretyczny, który jest modelem nieliniowym odwzorowuje w miarę poprawnie pracę badanej belki.

6. ANALIZA WYNIKÓW BADAN

6.1 Sztywność elementów

6.1.1 Wyniki pomiarów

Przez sztywność elementów rozumie się tu wielkość $B = EJ$ z uwzględnieniem rzeczywistego charakteru pracy elementów pod działaniem zmieniających się obciążeń. Do wyznaczenia B wykorzystano pomiary ugięć i pomiary krzywizn w różnych stanach obciążeń elementów o różnym stopniu sprężenia, czyli przy

$$\eta = 0, \quad \eta = 0,5 \quad \text{ i } \quad \eta = 1,0.$$

Do wyznaczenia sztywności z ugięć wykorzystano znane wyrażenie:

$$EJ = \frac{M_Y^*}{y}$$

/6.1/

gdzie:

Y - pomierzone ugięcie elementu,

M^* - moment wtórny od aktualnego dla danego y obciążenia;
przy zastosowanym schemacie obciążenia, dla $l/2$
/rys.4.18/

$$M^* = P \cdot \frac{6 a l^2 - 8 a^3}{48} = \frac{P a}{24} [3l^2 - 4a^2]$$

Wartości pomiarów uzyskane przy użyciu krzywiznomierza wykorzystano do określenia sztywności z wyrażenia:

$$EJ = M \cdot \rho \quad /6.2/$$

gdzie:

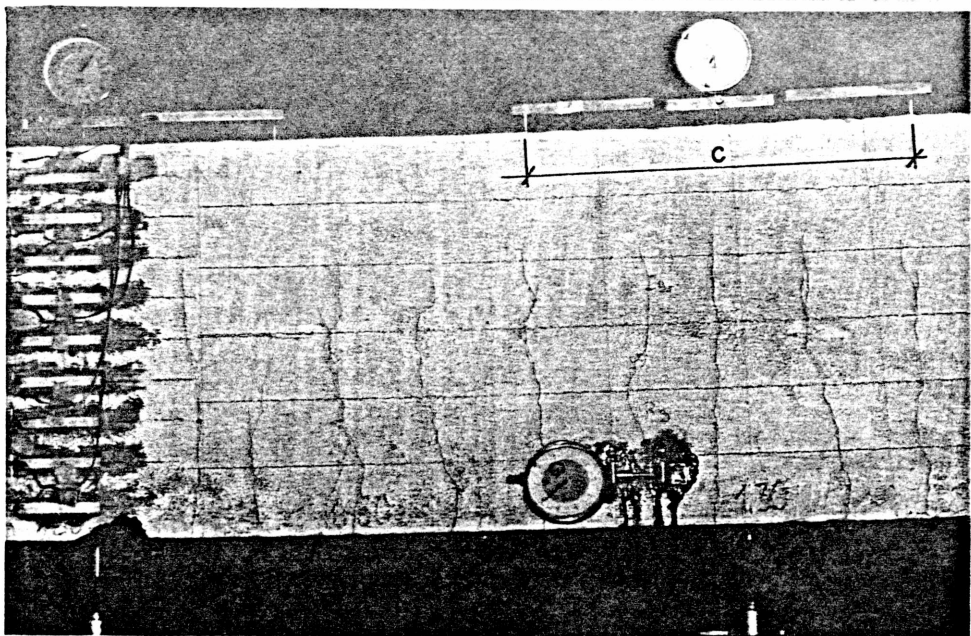
M - moment zginający odpowiadający pomiarowy krzywizny,

w tym przypadku $M = P \cdot a$,

ρ - promień krzywizny : $\rho = \frac{c^2}{8 \cdot f}$, przy czym,

c - baza pomiarowa wynosząca 0,30 m,

f - strzałka krzywizny na bazie c mierzona na krzywiznomierzu /rys.4.17 i rys. 6.1/



Rys. 6.1 Widok krzywiznomierzy i czujnika zegarowego do pomiaru rozwartości rys.

Jak wspomniano poprzednio wielkościami mierzonymi w badaniach były ugięcia y i strzałki krzywizny f .

Pomierzone wartości " y " i " f " dla różnych obciążeń pokazano przykładowo dla belek B-3a, 3b, 3c na rysunkach rys 6.2 i 6.3. Syntetyczne zestawienie liczbowe wyników pomiarów podano w tablicach, tabl. 6.1 i 6.2.

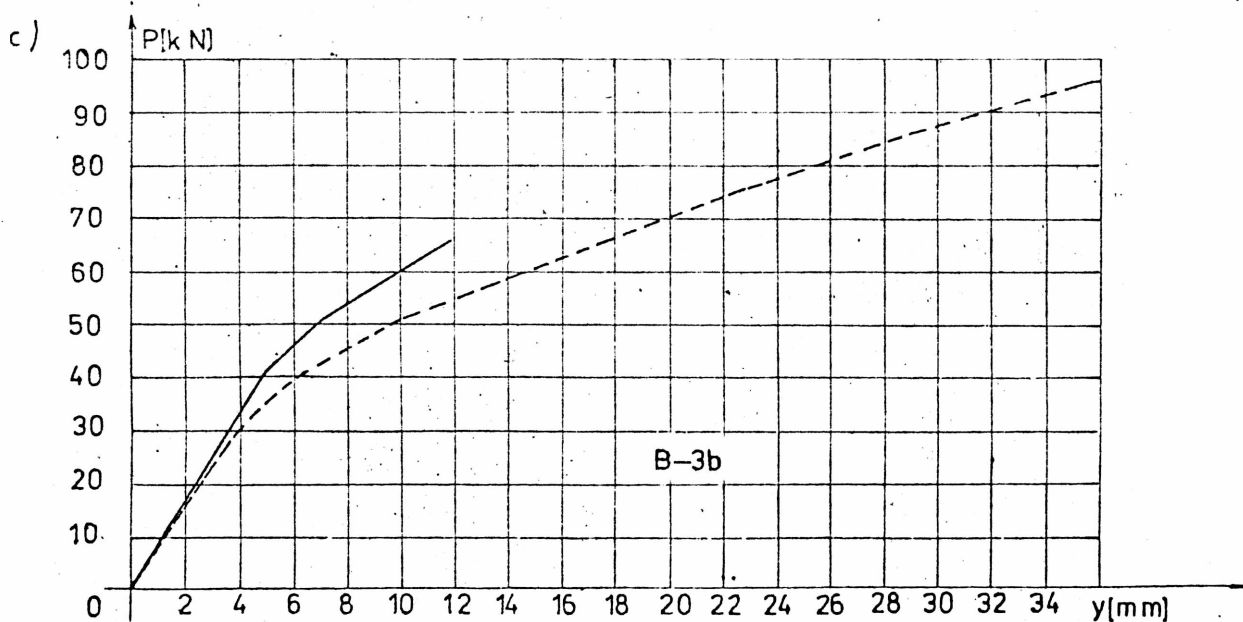
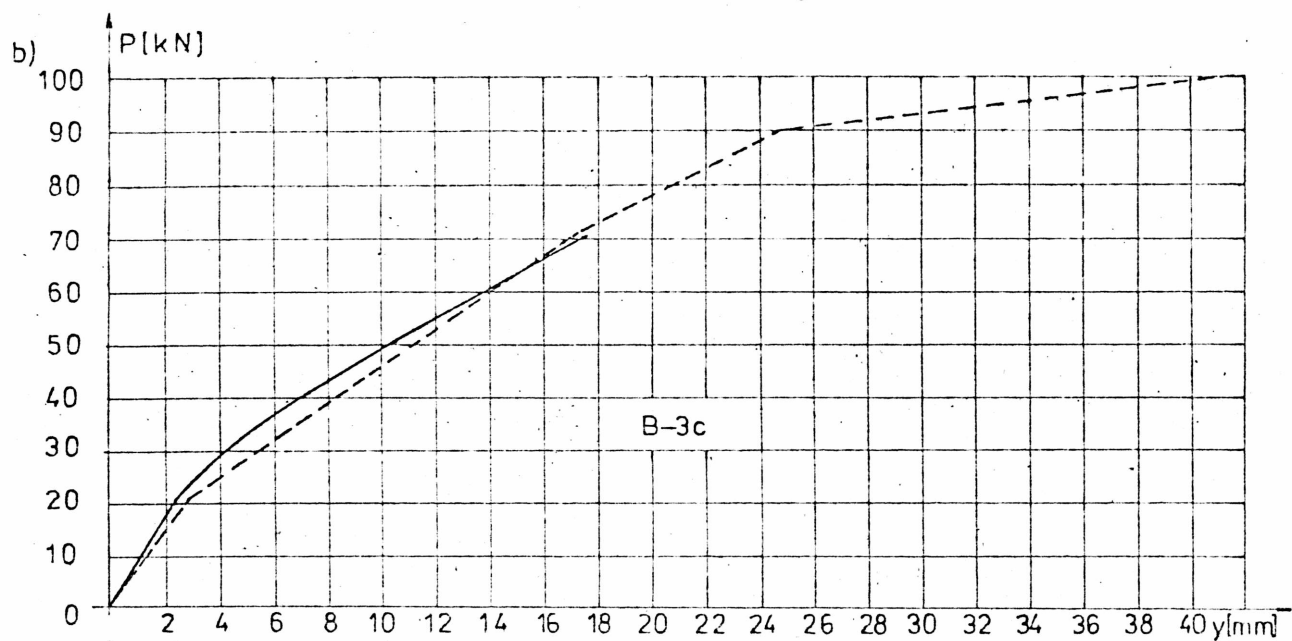
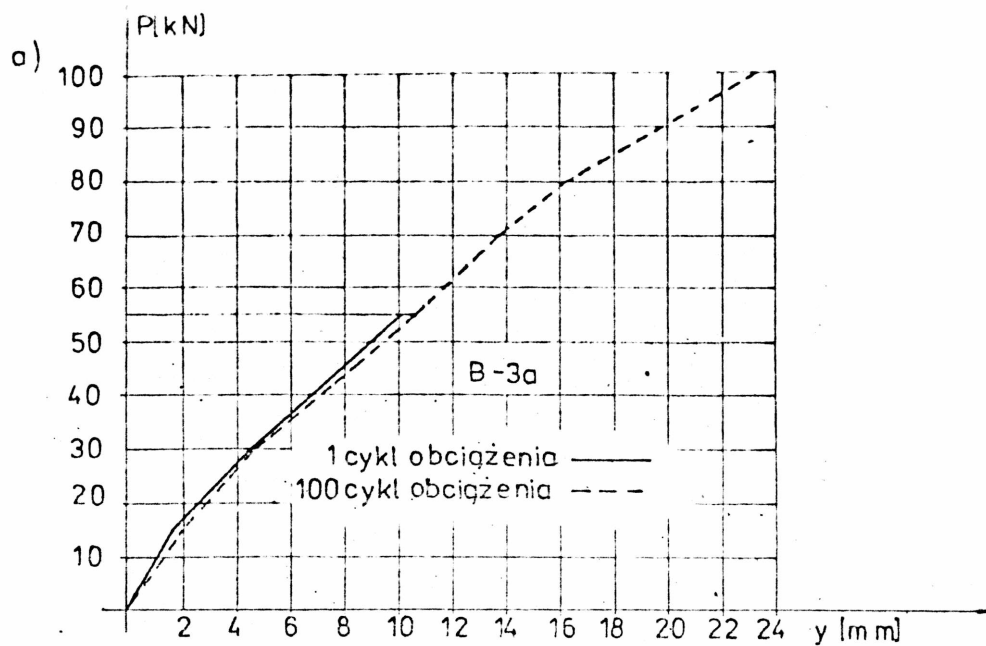
Niektóre wartości zamieszczone w tych tablicach korespondują z wartościami tabl. 6.3, w której zestawiono syntetyczne wyniki pomiarów różnych wielkości dla charakterystycznych poziomów obciążenia wszystkich elementów badań podstawowych, Indeksy przy oznaczeniach różnych wielkości podanych w nagłówku tabl. 6.3 oznaczają:

r - wielkości pomierzone w chwili zaobserwowania pierwszych rys,
 $a_f = 0,2$ - wielkości pomierzone przy osiągnięciu rozwartości 0,2

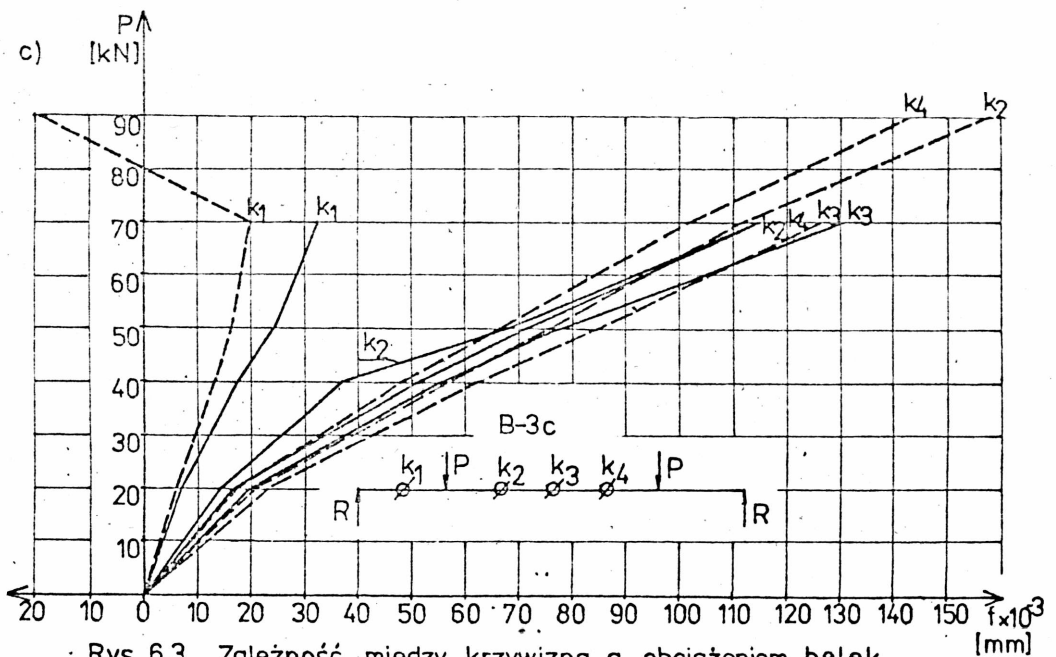
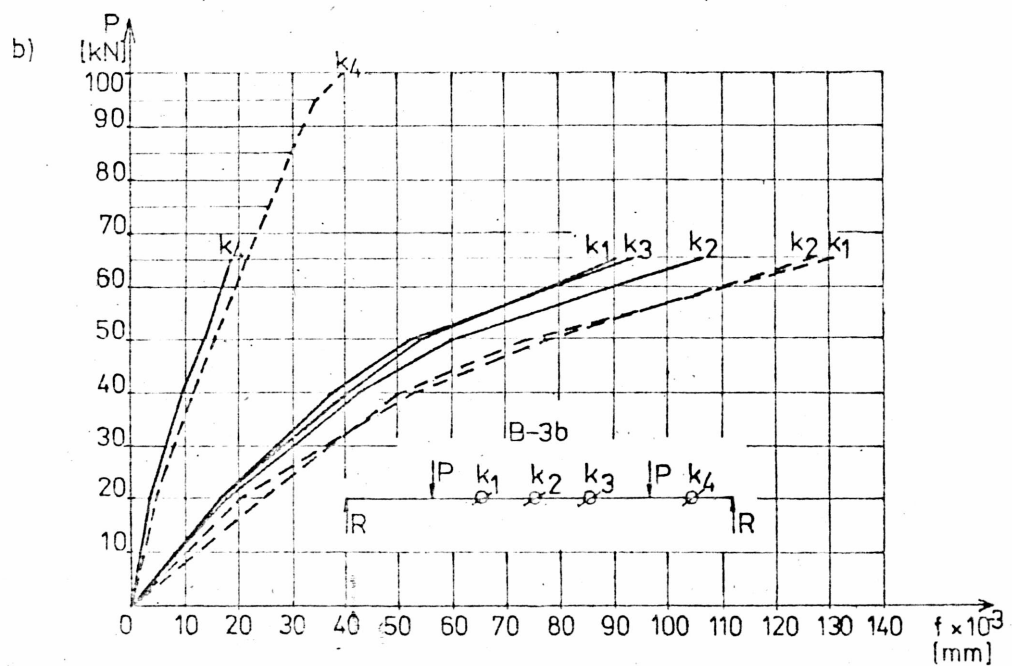
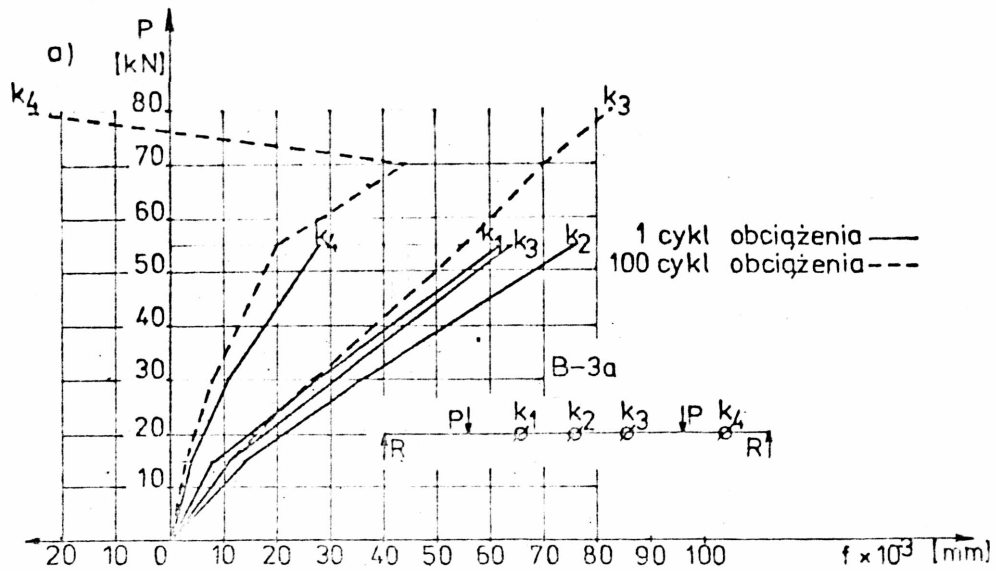
mm najszerszej zaobserwowanej rysy,

n - wielkości pomierzone przy osiągnięciu obciążenia niszczącego

/100/ - wielkości pomierzone po stu cyklach obciążeń.



Rys.6.2 Zależność między ugięciem a obciążeniem belek przy pierwszym i setnym cyklu obciążenia.



Rys. 6.3 Zależność między krzywą a obciążeniem belek przy pierwszym i setnym cyklu obciążenia.

Tabl. 6.1. Zestawienie wielkości ugięć y w 0,5 l przy różnych poziomach obciążenia P .

P	B-1a		B-2a		B-3a		B-1b		B-2b		B-3b		B-1c		B-2c		B-3c	
kN	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀	Y _D	Y ₁₀₀
	$\times 10^{-3}$ [m]																	
10	0,098	0,170	0,115	0,190	0,110	0,140	0,100	0,112	0,120	0,135	0,120	0,130	0,111	0,125	0,118	0,139	0,120	0,135
15			0,171	0,280	0,174	0,205												
20	0,300		0,343	0,384			0,200	0,228	0,228	0,240	2,40	2,64	0,240	0,371	0,371	0,342	0,259	0,314
25	0,450	0,500																
30					0,467	0,470												
35	0,692	0,762																
40			0,731	0,745			0,502	0,588	0,508	0,657	0,500	0,643	0,634	0,891	0,737	0,902	0,760	0,874
45																		
50							0,685	0,880	0,685	0,994	0,711	0,991	0,902	1,188	1,074	1,211	1,068	1,147
55	1,240	1,285	1,072	1,040	1,037	1,090												
60				1,143														
65							1,177	1,457	1,188	1,131	1,206	1,777						
70				1,364		1,382							1,548	1,771	1,794	1,782	1,711	1,714
75												2,285						
80				1,646		1,636		2,131		2,577								
85												2,856						
90				1,954				2,662		3,137				2,417		2,457		2,502
95												3,564						
100				2,388		2,350		3,497		3,731		4,824		3,365		4,086		4,177

Tabl. 6.2 Zestawienie wielkości promieni krzywizny w obszarze stałego momentu,
przy różnym poziomie obciążenia P.

P _i	B-1a		B-2a		B-3a		B-1b		B-2b		B-3b		B-1c		B-2c		B-3c	
kN	§ D	§ 100	§ D	§ 100	§ D	§ 100	§ D	§ 100	§ D	§ 100	§ D	§ 100	§ D	§ 100	§ D	§ 100	§ D	§ 100
	x 10 ² [m]																	
10	17,30	14,06	15,00	13,25	16,54	12,25	15,00	14,61	14,24	14,06	13,23	12,25	13,71	11,84	15,41	14,20	14,06	12,25
15	—	—	9,78	8,65	10,22	9,12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	5,28	4,99	5,19	5,03	—	—	8,65	8,03	7,5	7,33	6,49	6,00	6,49	5,19	6,81	5,62	6,88	6,02
30	3,13	3,48	—	—	3,55	3,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
40	2,30	2,46	2,19	2,48	—	—	3,47	2,90	3,06	2,50	2,86	2,98	2,50	1,77	2,33	1,85	2,20	2,10
50	—	—	—	—	—	—	2,44	1,93	2,25	1,61	2,02	1,55	1,68	1,31	4,46	4,35	1,55	1,48
55	1,63	1,70	1,49	1,72	1,67	1,81	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
65	—	—	—	—	—	—	1,38	1,14	1,26	0,91	1,15	0,90	—	—	—	—	—	—
70	—	—	—	1,31	—	1,44	—	—	—	—	—	—	0,98	0,89	0,87	0,80	0,93	0,96
75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,69	—	—	—	—	—	—
80	—	—	—	1,11	—	1,21	—	0,78	—	0,61	—	—	—	—	—	—	—	—
85	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,56	—	—	—	—	—	—
90	—	—	—	—	—	—	—	0,62	—	0,51	—	—	—	0,67	—	0,65	—	0,70
95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,436	—	—	—	—	—	—
100	—	—	—	—	—	0,69	—	0,46	—	0,423	—	0,33	—	0,46	—	0,33	—	0,35

Tabl. 6.3 Syntetyczne zestawienie wyników pomiarów wybranych wielkości

Numer elementu	P_r kN	M_r kNm	Q_r kN	Y_r mm	$P_{af=0,2}$ kN	$M_{af=0,2}$ kNm	$Y_{af=0,2}$ mm	$\bar{l}_f/af=0,2$ cm	$\bar{h}_f/af=0,2$ cm	Q_n kN	M_n kN	E_{ar} $\times 10^{-3} \%$	$E_{af=0,2}$ $\times 10^{-3} \%$	E_{br} $\times 10^{-3} \%$	$E_{baf=0,2}$ $\times 10^{-3} \%$	E_{bn} $\times 10^{-3}$	$\bar{a}_f/100/$ mm	$\bar{l}_f/100/$ cm	$Y_{af=0,2}/100$ mm
Y B-1a	25,0	20,0	45,0	4,50	55,0*	44,0	12,40	8,0	17,0	78	62,4	575	1258	211	545	—	0,60*	6,0	12,85
B-2a	26,0	20,8	55,0	3,91	55,0*	44,0	10,72	10,0	18,0	109,8	87,84	341	1175	200	649	1880	0,25*	4,0	10,40
B-3a	29,5	23,6	40,0	4,67	55,0*	44,0	10,37	10,0	16,0	106,0	84,8	500	1020	130	820	2000	0,23	5,0	10,90
B-1b	47,5	38,0	—	6,86	65,0	52,0	11,77	20,0	12,0	—	87,2	1205**	1790**	730	1185	2300	0,20	15,0	11,57
B-2b	50,0	40,0	—	7,00	65,0	52,0	11,88	20,0	11,0	—	85,0	980**	1860**	590	930	2300	0,22	15,0	17,31
B-3b	49,5	39,6	90,0	8,10	65,0	52,0	12,06	20,0	17,0	107,8	86,2	1000**	1995**	830	1197	2370	0,25	17,5	17,77
B-1c	30,0	24,0	85,0	3,80	70,0	56,0	15,48	15,0	22,0	103	82,4	510	2580	310	1200	2490	0,18	10,0	17,71
B-2c	30,0	24,0	90,0	4,80	70,0	56,0	17,94	16,0	19,0	105	84,0	580	2260	300	1020	2280	0,19	12,0	17,82
B-3c	35,0	28,0	90,0	5,20	70,0	56,0	17,71	15,0	17,0	105	84,0	570	2210	320	1070	2280	0,19	10,0	17,14

* w elemencie B-1a szerokość rozwarcia rysy $a_f=0,2$ dotyczy rysy ukośnej.

** podane odkształcenia jednostkowe E_a dotyczą stali aktywnej / są wywołane obciążeniem zewnętrznym.

Belki B-1a, 2a, 3a. — zostały zniszczone na ścinanie i w odpowiednich wierszach M_n należy rozumieć jako moment towarzyszący Q_n , w innych przypadkach / wierszach / wartość Q_n należy rozumieć jako towarzyszącą wielkości M_n .

Q_r — w belce B-3b dotyczy rysy powstającej od zginania / patrz punkt 6.3.2.1. /

6.1.2 Sztywność elementów jako funkcja obciążenia

Z pomiarów pierwszego cyklu obciążenia belek przed osiągnięciem zarysowania badanych elementów, przy wykorzystaniu wyrażeń /6.1/ i /6.2/ wyznaczono sztywność początkową B_0 badanych elementów. Wartości te porównano z wartościami obliczeniowymi przy uwzględnieniu przyjętych wymiarów belek, a także powierzchni oraz rozmieszczenia zbrojenia pasywnego i aktywnego. Do wyznaczenia sztywności obliczeniowych wykorzystano dane z tabl.4.2 Zestawienie tak wyznaczonych sztywności podano w tabl. 6.4.

Tabl. 6.4 Sztywność początkowa belek

Seria	B_0 kNm ²	$B_0/y/$ kNm ²	$\frac{B_0/y/}{B_0}$	$B_{0(\varphi)}$ kNm ²	$\frac{B_{0(\varphi)}}{B_0}$
$\eta = 0$ "a"	13288	11308	0,85	13027	0,98
$\eta = 0,5$ "c"	11476	10401	0,91	11789	1,02
$\eta = 1,0$ "b"	10295	10676	1,03	11326	1,10

W tablicy tej:

B_0 - początkowa, obliczeniowa wartości sztywności EJ przekroju belki,

$B_0 / y /$ - początkowa wartość sztywności belki wyznaczona przy wykorzystaniu pomierzonego ugięcia według /6.1/,

$B_0 / \varphi /$ - początkowa wartość sztywności belki wyznaczona przy wykorzystaniu pomierzonej krzywizny, według /6.2/

Jak widać z tabl. 6.4 sztywność początkowa B_0 wyznaczona zarówno z obliczeń jak i badań jest największa dla elementu żelbetowego a najmniejsza dla elementu całkowicie sprężonego. Poza tym, że dla belek serii "a" wartość E_b była największa /tabl.4.2/ wpływ na te różnice sztywności ma głównie ilość i rozmieszczenie zbrojenia pasywnego i aktywnego.

Różnice w uzyskanych wartościach tych samych wielkości z obliczeń $/B_0/$ i pomiarów $(B_{0/y} / B_{0/\varphi})$ tłumaczy się istniejącymi niewątpliwie odchyłkami cech materiałów od przyjętych do obliczeń wartości średnich, odchyłkami od założonych wymiarów elementów i niedokładnościami pomiarów co przeanalizowano w punkcie 4.3.

Większą wartość różnic sztywności dla belek żelbetowych $/\eta = 0/$ można tłumaczyć również istnieniem jeszcze przed obciążeniem elementu dostrzegalnych rys skurczowych mających wpływ na zmniejszenie sztywności. Ogólnie jednak można stwierdzić, że pomiary potwierdziły z dostateczną dokładnością obliczeniową sztywność początkową.

Znajomość sztywności początkowej jest istotna tylko dla elementów całkowicie i częściowo sprężonych. W przypadku żelbetu po pierwszym cyklu obciążenia wywołującego zarysowanie elementu, sztywność ta ulega zmniejszeniu.

Ogólnie więc bardziej interesująca jest znajomość zmiany sztywności elementu jako funkcji obciążenia, zarówno, w trakcie jak i po zrealizowaniu pierwszego cyklu takiego obciążenia.

Zmianę taką ilustrują rys. 6.2 i 6.3 oraz rys. 6.4.

Zasadniczo występuje ona w belkach żelbetowych od początkowych minimalnych wartości obciążenia, a w częściowo i całkowicie sprężonych belkach, od obciążenia wywołującego dekompresję przy

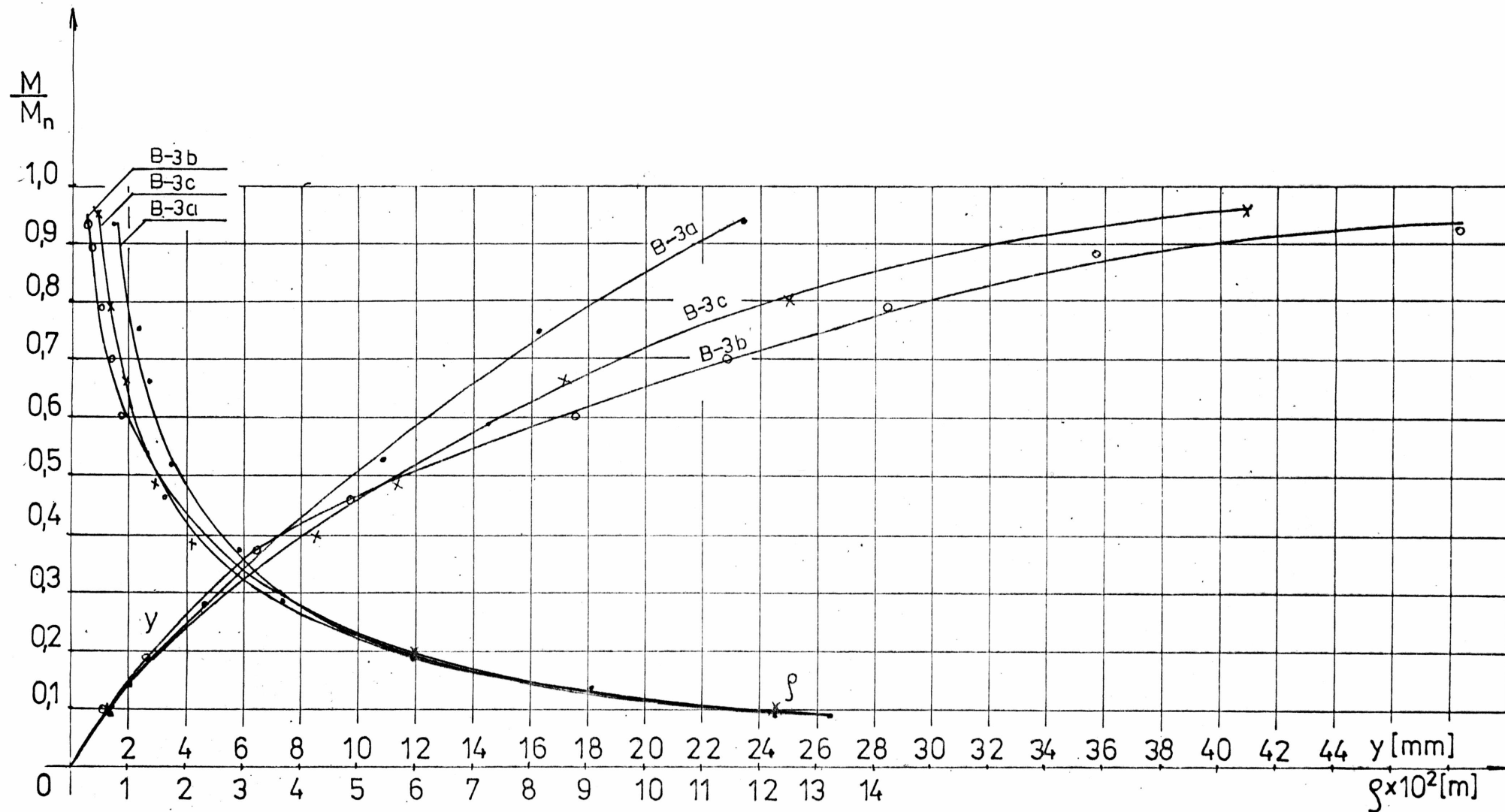
rozciąganej krawędzi elementu.

Na rys. 6.5 i 6.6 podano w układzie bezwymiarowym zmiany sztywności zależne od stanu wyężenia elementu. Na rysunkach tych na osi odciętych oznaczono stan wyężenia elementu jako proporcję $\frac{M}{M_n}$, a na osi rzędnych wartość sztywności $B/y, \varphi$ jako ułamek sztywności początkowej $B_o/y, \varphi$ / wyznaczonej w badaniu. Na rysunkach tych linią ciągłą oznaczono zależności dotyczące pierwszego cyklu obciążenia a linią przerywaną setnego cyklu obciążenia.

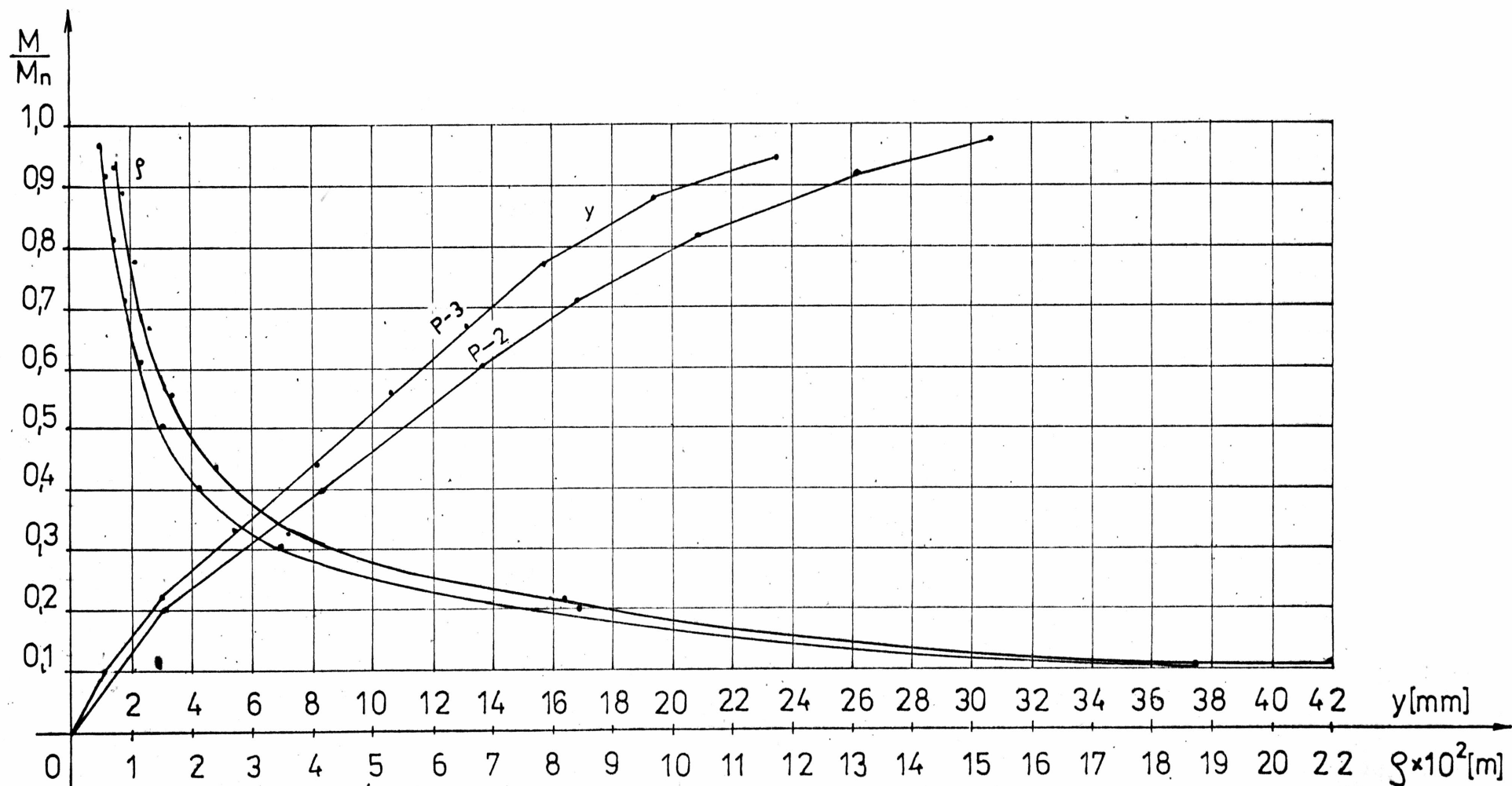
Jak wspomniano poprzednio w trakcie pierwszego cyklu obciążenia stopniowano wartość siły obciążającej do poziomu, przy którym stwierdzono rozwartość rys $a_f = 0,2 \text{ mm}$; związany z tym poziomem obciążenia moment gnący jako ułamek momentu niszczącego, różny dla różnych belek ogranicza w kierunku osi odciętych zakres przebiegu krzywych zmienności $B/y, \varphi$ / .

Następnie ten cykl obciążeń powtarzano stokrotnie rejestrując w ostatnim cyklu przebieg zależności ugięcia i krzywizny od obciążenia. Redukcja sztywności początkowej po tych cyklach obciążeń jak i zmiana tej sztywności w zależności od stopnia wyężenia elementów została zilustrowana na wykresach linią przerywaną. Dla tych wykresów przyjęto $B_o/y, \varphi$ / z pomiarów dla pierwszego cyklu obciążenia.

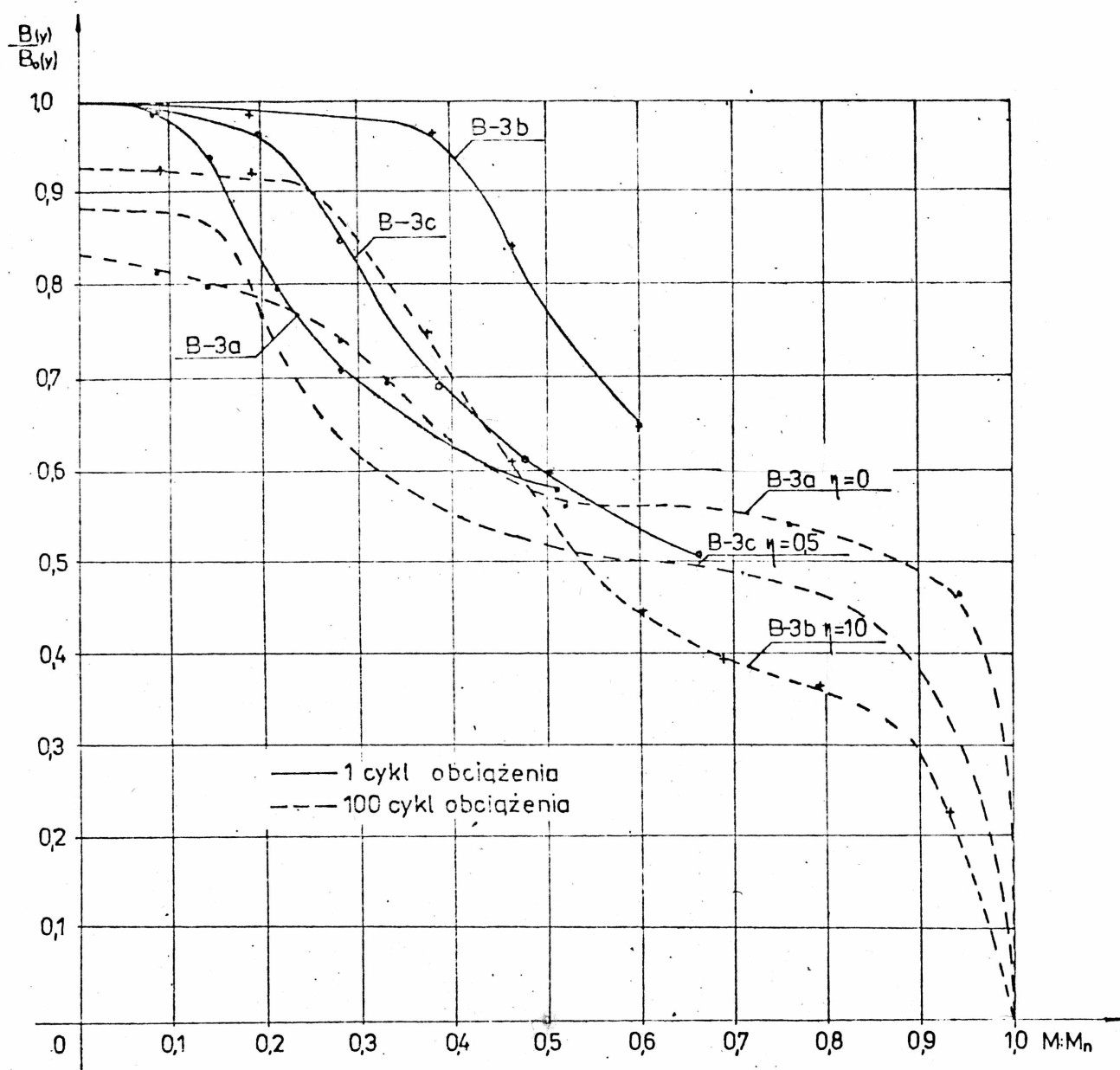
Podobnie zachowywały się belki częściowo sprężone z piasko-betonu. Już w czasie realizacji badań podstawowych rozszerzono je o dodatkową serię elementów piaskobetonowych /symbol „P”/ o identycznej konstrukcji jak seria "c" na rys. 4.14. Zmianę sztywności tych elementów jako funkcji obciążenia pokazano na rys. 6.4b.



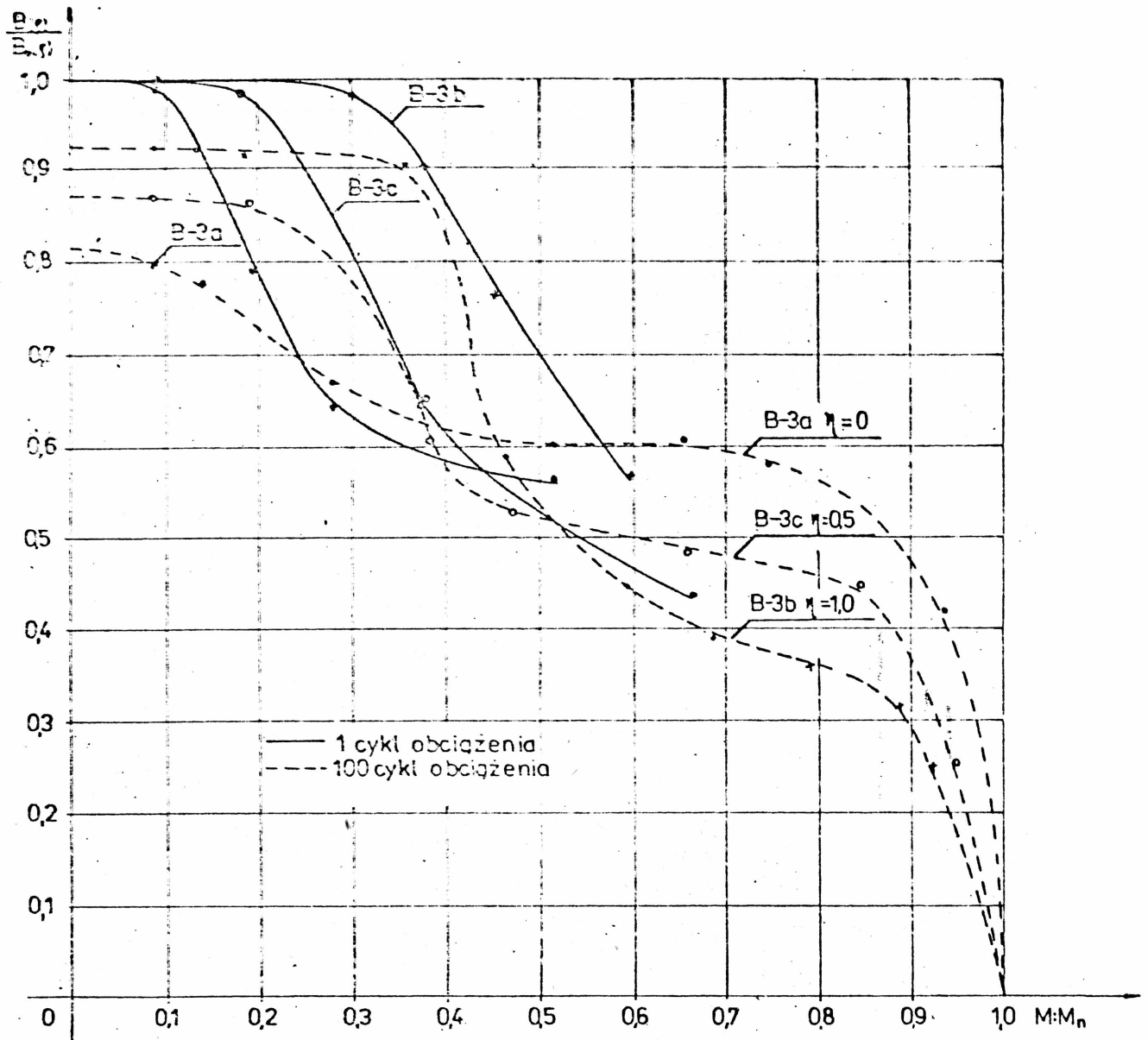
Rys.6.4 Zmiana promienia krzywizny ρ oraz ugięcia y w środku rozpiętości belki w funkcji wyężenia przekroju $M:M_n$ po 100 cyklach obciążenia.



Rys. 64b Zmiana promienia krzywizny ρ oraz ugięcia y w środku rozpiętości belki P-2 i P-3 w funkcji wyężenia przekroju $M:M_n$ po 100 cyklach obciążeń.



Rys. 6.5 Sztywność elementu $B(y)$ jako funkcja obciążenia.



Rys.65 Sztywność elementu B_{η} jako funkcja obciążenia.

Z analizy omawianych wykresów wynikają następujące spostrzeżenia:

- Na wykresach pierwszego cyklu obciążenia widoczny jest charakterystyczny zasięg praktycznie stałej sztywności, który dla belek żelbetowych /zarysowanie/ wynosi około $0,1 M_n$, dla belek częściowo sprężonych /dekompresja i zarysowanie/ około $0,2 M_n$ a dla belek całkowicie sprężonych /dekompresja i zarysowanie/ do około $0,4 M_n$.
- Przy następnych cyklach obciążeń zasięg stałej sztywności jako funkcji wyteżenia jest wyraźnie inny i praktycznie podobny dla wszystkich cykli obciążenia. Z rys. 6.5 i 6.6 wynika, że obniżenie sztywności początkowej po stu cyklach obciążeń wynosi dla żelbetu ok. 16 %, dla elementów częściowo sprężonych około 11 % a dla całkowicie sprężonych około 6 %.

Praktycznie stała sztywność dla elementów częściowo-sprężonych ma zasięg do $0,15 M_n$, całkowicie sprężonych do $0,3 M_n$, a w elementach żelbetowych obserwuje się stały choć niewielki spadek sztywności w pierwszej fazie obciążenia.

- W miarę wzrostu obciążenia we wszystkich elementach /dla $\eta = 0,5$ i $\eta = 1,0$ po osiągnięciu dekompresji/ występuje wyraźny spadek sztywności, który dla belek całkowicie sprężonych utrzymuje się aż do zniszczenia z niewielkim złagodzeniem tego spadku /"wzmocnienie elementu"/ w obszarze $0,65 - 0,85 M_n$; w elemencie częściowo sprężonym złagodzenie spadku sztywności występuje w szerszym obszarze obciążenia w zakresie od $0,4 - 0,85 M_n$, a dla żelbetu w zakresie $0,3 - 0,9 M_n$. Ta "stabilizacja" sztywności występuje w stosunku do sztywności początkowej na tym wyższym poziomie, im niższy jest stopień sprężenia η . Z wykresów na

rys. 6.5 i 6.6 wynikają pozytywne cechy elementów częściowo sprężonych, tak odnośnie poziomu i zmienności sztywności, jak też zakresu obciążenia, przy którym osiąga się graniczne dopuszczalne rozwarście rysy $a_f = 0,2 \text{ mm}$ /patrz punkt 6.2/.

- Godna podkreślenia jest zgodność wielkości i przebiegu sztywności wyznaczonych przy wykorzystaniu ugięć oraz krzywizn. Niewielkie różnice wykresów B/y w porównaniu z wykresami B/ρ są spowodowane tym, że ugięcia y są efektem pracy całego elementu, a promienie krzywizny ρ są wynikiem tylko zginania na niewielkim odcinku c . Ze względu na to, że zależnie od położenia krzywiznomierza wynik pomiaru strzałki krzywizny f jest wrażliwy na wpływ osobliwości rysy występującej ewentualnie w połowie odcinka c /rys. 6.1./ [50] wykresy B/ρ zostały sporządzone na podstawie średnich wyników pomiarów z trzech krzywiznomierzy, oczywiście na tej samej belce.
- Wykres zmiany sztywności w pierwszym cyklu obciążenia jest ogólnie zgodny z założeniami pracy [53]. Zauważony obszar "wzmocnienia konstrukcji" głównie dla żelbetu i częściowego sprężenia jest rezultatem współpracy znacznego zbrojenia pasywnego i związanego z tym stanu rozproszenia rys /punkt 6.2/. Brak tego zbrojenia w elementach całkowicie sprężonych powoduje /po dekompresji na dolnej krawędzi/ znaczny i narastający ze wzrostem obciążenia ubytek sztywności, aż do zniszczenia elementu.

Tak więc w pracy wytrzymałościowej elementów częściowo-sprężonych obserwuje się występowanie pozytywnych cech żelbetu i betonu sprężonego.

6.2. Odporność na zarysowanie przy zginaniu

6.2.1 Moment rysujący

W badaniach ustalających obciążenie rysujące lub zginający moment rysujący przyjęto taką wartość tych wielkości, przy których zaobserwowano rysy na dolnej rozciąganej krawędzi. Do obserwacji rys wykorzystywano lupę o pięciokrotnym powiększeniu. Wartości obciążeń rysujących i momentów rysujących podano w odpowiednich kolumnach tablicy 6.3. Wartości te wyznaczono przy pierwszym cyklu obciążenia; uwzględniają one zarówno wytrzymałość betonu na rozciąganie jak i stan kompresji wywołany sprężeniem /belki B-b, B-c/. Z wyników tych widać spodziewane zresztą zróżnicowanie odporności na zarysowanie belek o różnym stopniu sprężenia. Znaczna odporność na zarysowanie belek żelbetowych wynika z wyraźnie większej w stosunku do pozostałych elementów sztywności na zginanie /tabl.4.2/ wynikającej z wysokiego procentu zbrojenia oraz wyższej klasy betonu. Niezależnie od tego nasuwa się jednak uwaga, że pozostałe belki o częściowym i całkowitym sprężeniu nie wykazały przewidywanej wstępnie znaczniejszej w stosunku do żelbetowych belek odporności na zarysowanie.

Tabl. 6.5. Oczekiwane i rzeczywiste momenty rysujące

	$\eta = 0$ B "a"	$\eta = 1,0$ B - "b"	$\eta = 0,5$ B - "c"
M_{RT}	24,42	50,51	38,82
M_R	21,46	39,2	25,33
M_d	0	31,86	21,9
$M_R : M_{RT}$	0,87	0,77	0,65

Porównanie pomierzonych i oczekiwanych wartości momentów rysujących zestawiono w tabl. 6.5, w której:

- M_{rT} - obliczeniowy moment rysujący z uwzględnieniem rzeczywistych cech elementu,
- M_r - rzeczywisty /pomierzony/ moment rysujący przy pierwszym cyklu obciążenia,
- M_d - moment dekompresji dla dolnej krawędzi elementu.

Niższe od oczekiwanych wartości M_r w belkach częściowo i całkowicie sprężonych tłumaczy się głównie wpływem skurczu betonu. Skurcz ten w przypadku strunobetonu jest krępowany poprzez naciągniętą armaturę i dodatkowo zbrojenie pasywne, powodując powstawanie w betonie naprężeń rozciągających, aż do zarysowania. Wśród różnych proponowanych rozwiązań uwzględnienia tego wpływu na szczególną uwagę zasługują sposoby podane w pracach [5], [33], [44]. Chodzi głównie o uwzględnienie przy rozciąganej krawędzi tzw. samonapężenia z naprężeniami od obciążeń zewnętrznych według relacji:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_p} - E_b \cdot \epsilon^R / y / \quad /6.3/$$

gdzie:

- $\epsilon^R / y /$ - „odkształcenie resztkowe” włókna belki w odległości y od osi bezwładności przekroju,
- M, I_p - moment gnący od obciążenia zewnętrznego i sprowadzony moment bezwładności przekroju.

Na podstawie pomiarów wykonanych na badanych elementach, wartości ϵ^R przy krawędzi rozciąganej oszacowano na około 0,18 ‰. Przy ocenie rysoodporności elementu nie można po-

minąć rysotwórczej roli zbrojenia poprzecznego, co wykazano w pracach zespołu A. Ryżyńskiego [51], [52], a co potwierdziły omawiane tu badania /patrz punkt 6.2.2/. Jest przy tym charakterystyczne, że po odciążeniu elementu większość rys nie zamknęła się bez śladu nawet w elementach sprężonych. Tłumaczy się to pewną destrukcją materiału w rysie, utrudniającą jej całkowite zamknięcie, do którego to zamknięcia potrzebna jest znaczna siła ściskająca. Spostrzeżenia te potwierdzają badania przedstawione w pracy [46], gdzie szacuje się, że dopiero przy naprężeniach ściskających rzędu 0,1 MPa należy traktować rysy jako zamknięte mimo, że wtedy jeszcze na powierzchni zewnętrznej można dostrzec mierzalną ich rozwartość do 0,02 mm. Tym też można tłumaczyć spadek sztywności elementów całkowicie i częściowo sprężonych w stosunku do sztywności początkowej przedstawionej na rys. 6.5 i 6.6.

Z przeprowadzonych badań wynika, że przy ocenie odporności na zarysowanie nawet przy pierwszym obciążeniu nie można liczyć na pełną pracę betonu na rozciąganie i należałoby w takim przypadku tę odporność redukować do około 75 % wartości teoretycznej. Przy dalszych cyklach obciążeń można liczyć tylko na moment dekompresji M_d .

6.2.2 Propagacja i rozwartość rys

W każdym badanym elemencie wybrano losowo pewną liczbę rys /od trzech do sześciu/ i rejestrowano w trakcie obciążenia ich rozwartość oraz zasięg na wysokości elementu. Dodatkowo określono średni rozstaw rys $\bar{l}_f$ przy danym obciążeniu oraz ich średnią rozwartość $\bar{a}_f$. Na rys. 6.7, 6.8, 6.9 przedstawiono zależności między rozwartością rys a_f a obciążeniem w pierwszym cyklu jak

też po 100 cyklach obciążenia oraz zasięg rys na wysokości belki, w zależności od szerokości ich rozwarcia i liczby cykli obciążenia. Dodatkowo przedstawiono odkształcenia jednostkowe stali pasywnej i aktywnej w zarysowanych elementach, żelbetowym oraz częściowo- i całkowicie sprężonym. Pomiary i obserwacje propagacji rys w badanych elementach pozwoliły na szereg następujących spostrzeżeń:

- Jak już wspomniano w punkcie poprzednim na powstawanie pierwszych dostrzegalnych rys ma wpływ rozkład strzemion w badanym elemencie. Rysotwórcza rola strzemion została stwierdzona w elementach wszystkich serii i jest zilustrowana na rys. 6.10d na przykładzie belki B-1c. Na rysunku tym przedstawiono efekt optyczny na naklejonej powłoce w postaci koncentracji izochrom w miejscu rys w wyniku sprężenia elementu. Jest charakterystyczne, że spowodowane przez strzemiona rysy ujawniły się w czasie dojrzewania i twardnienia betonu, przed jego sprężeniem.
- Jest interesujące, że wielkość rozwarcia rys jest tym większa im większy jest stopień sprężenia elementu /rys. 6.7 - 6.9, a,c/; tłumaczy się to głównie wpływem ilości zbrojenia aktywnego i pasywnego elementu. Spostrzeżenie to można sformułować również przy analizowaniu wykresów pracy [9] i [46].

Przy mniejszym procencie zbrojenia większa rozwartość rys jest związana z większym ich rozstawem co zilustrowano na rys.

6.10. Jest przy tym ważne, że elementy częściowo-sprężone charakteryzują się gęstym rozstawem rys i związaną z tym ich małą rozwartością; w tym zakresie charakter ich pracy jest bardziej zbliżony do elementów żelbetowych. W elementach całkowicie sprężonych rysy powstają przy wyższym poziomie obciążenia, ale wobec znacznego ich rozstawu wartość ich rozwarcia jest naj-

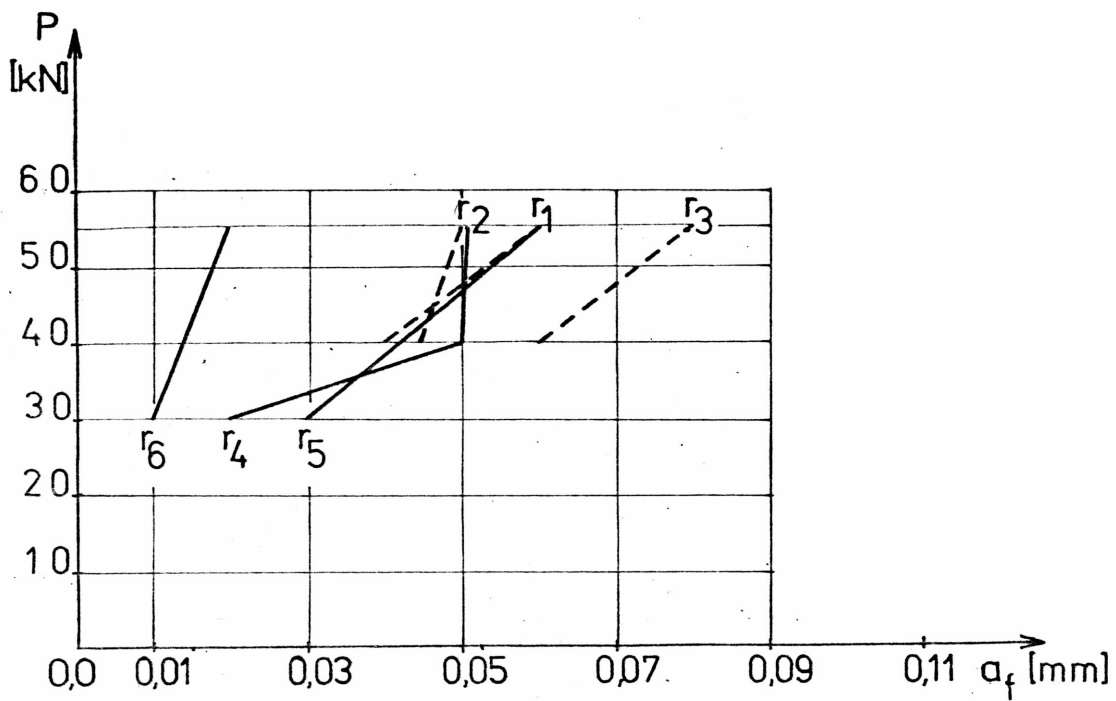
większa.

Zagadnienie to zilustrowane jest w tablicy 6.6, w której porównano wielkości pomierzone a_f z wartościami wyznaczonymi różnymi sposobami przy założeniu poziomym wyężeniu elementów jak w badanych elementach sprężonych.

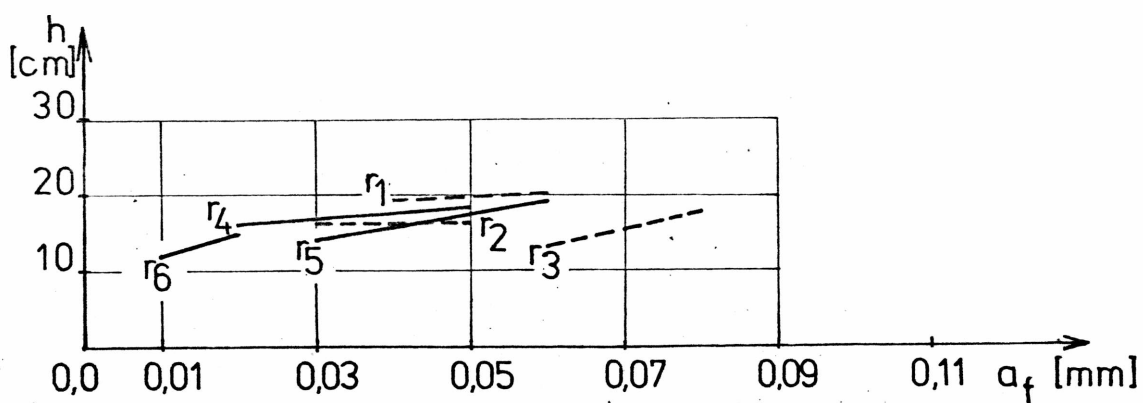
Tabl. 6.6.

Sposób wyznaczania Numer elementu	PN-84/B-03264	CEB-FIP	Bennett [9]	Badania własne
B-1b	0,09	0,15	0,17	0,20
B-2b	0,10	0,16	0,17	0,22
B-3b	0,14	0,19	0,17	0,25
B-1c	0,18	0,14	0,10	0,18
B-2c	0,18	0,16	0,10	0,19
B-3c	0,13	0,12	0,10	0,19

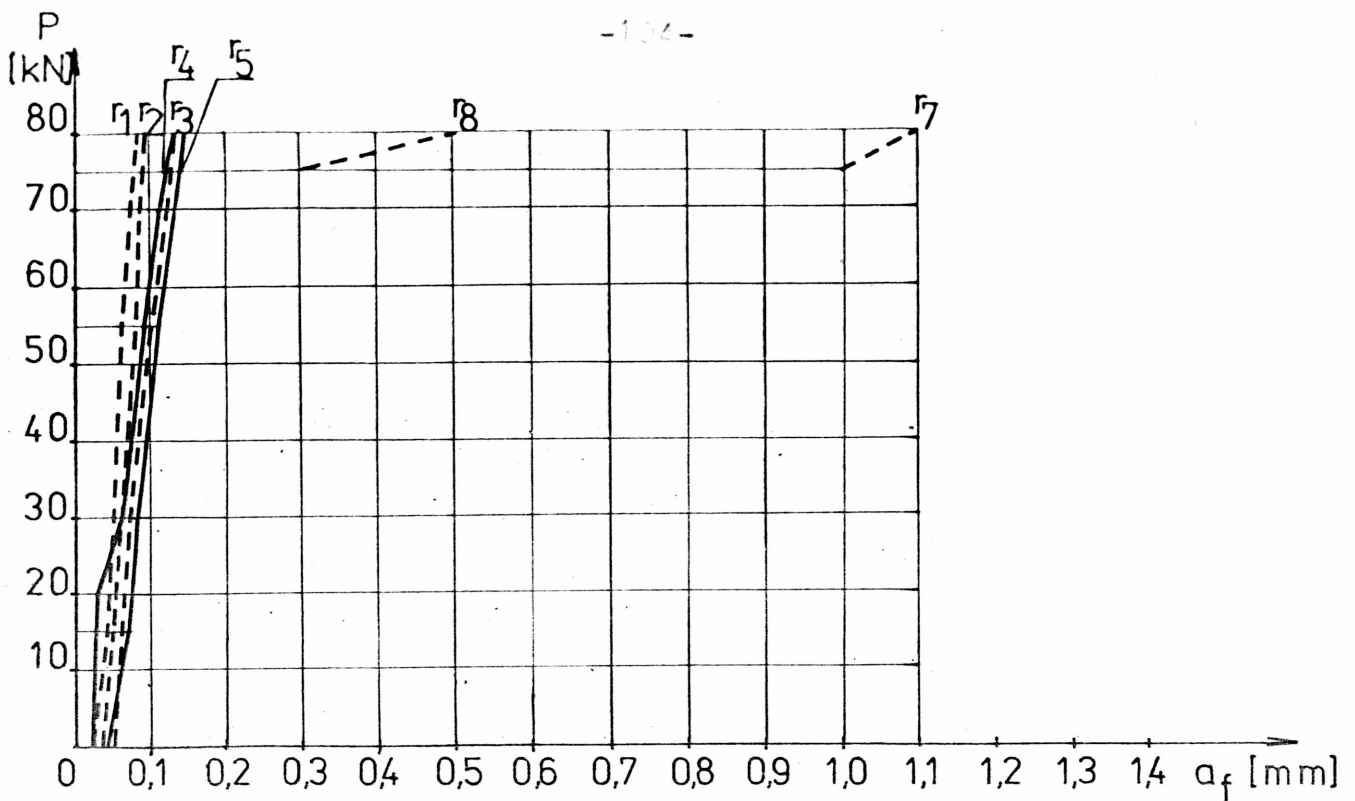
- Z rozwartością rys jest związany stan odkształceń zbrojenia pasywnego pod narastającym obciążeniem co pokazano w postaci wykresów ξ na rys. 6.8 i 6.9e z tym, że w elementach "b" i "c" stal zbrojeniowa posiadała niewidoczne na tych wykresach wstępne odkształcenia ściskające ξ_{ao} o wartościach podanych przy wykresach.
- Jeśli chodzi o wspomniany już rozstaw rys to średnie jego wartości $\bar{l}_{f(100)}$ dla poszczególnych belek podano w tabl. 6.3. po 100 cyklach obciążeń. Jest to ważne, gdyż zaobserwowano zjawisko zagęszczania się rys zarówno w miarę wzrostu obciążenia jak i wzrostu liczby cykli obciążeń. To zagęszczanie się rys może



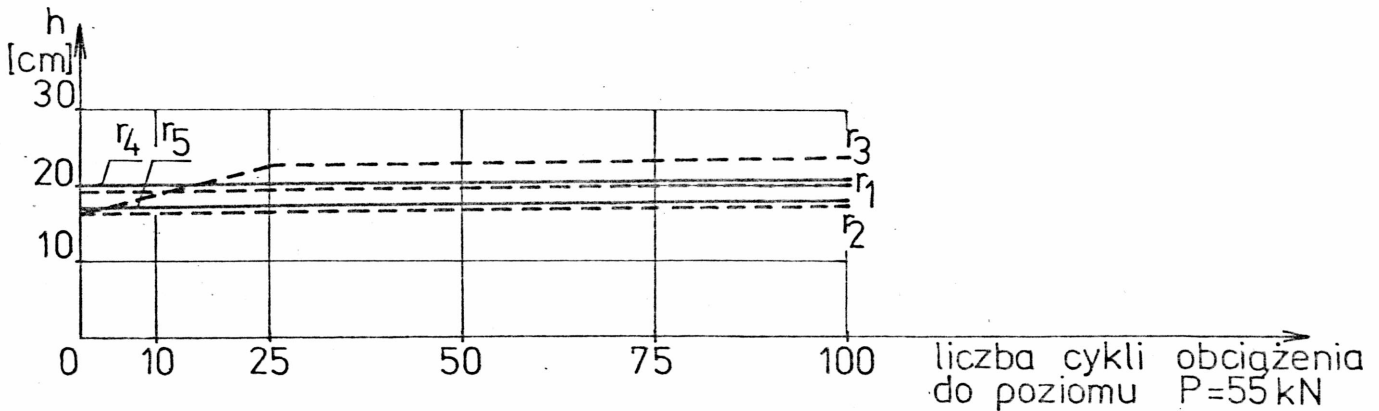
Rys.6.7a Zależność między obciążeniem a rozwartością rys w elemencie B - 3a ; pierwszy cykl obciążenia.



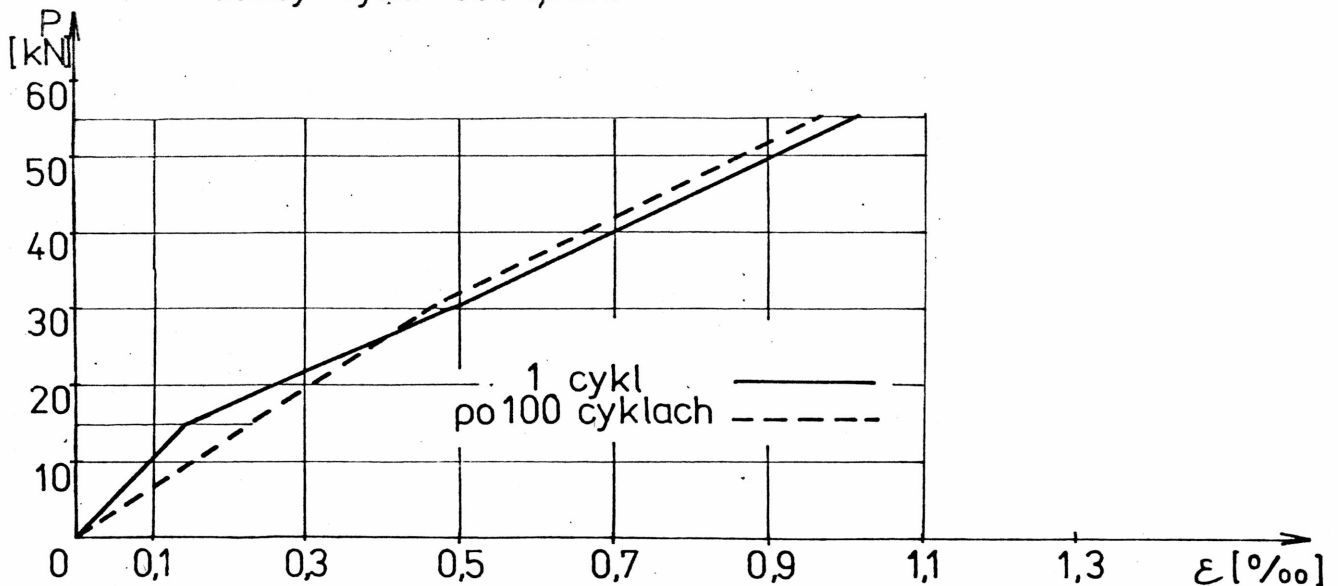
Rys.6.7b Zależność między rozwartością rys a_f a jej zasięgiem w elemencie B - 3a ; pierwszy cykl obciążenia.



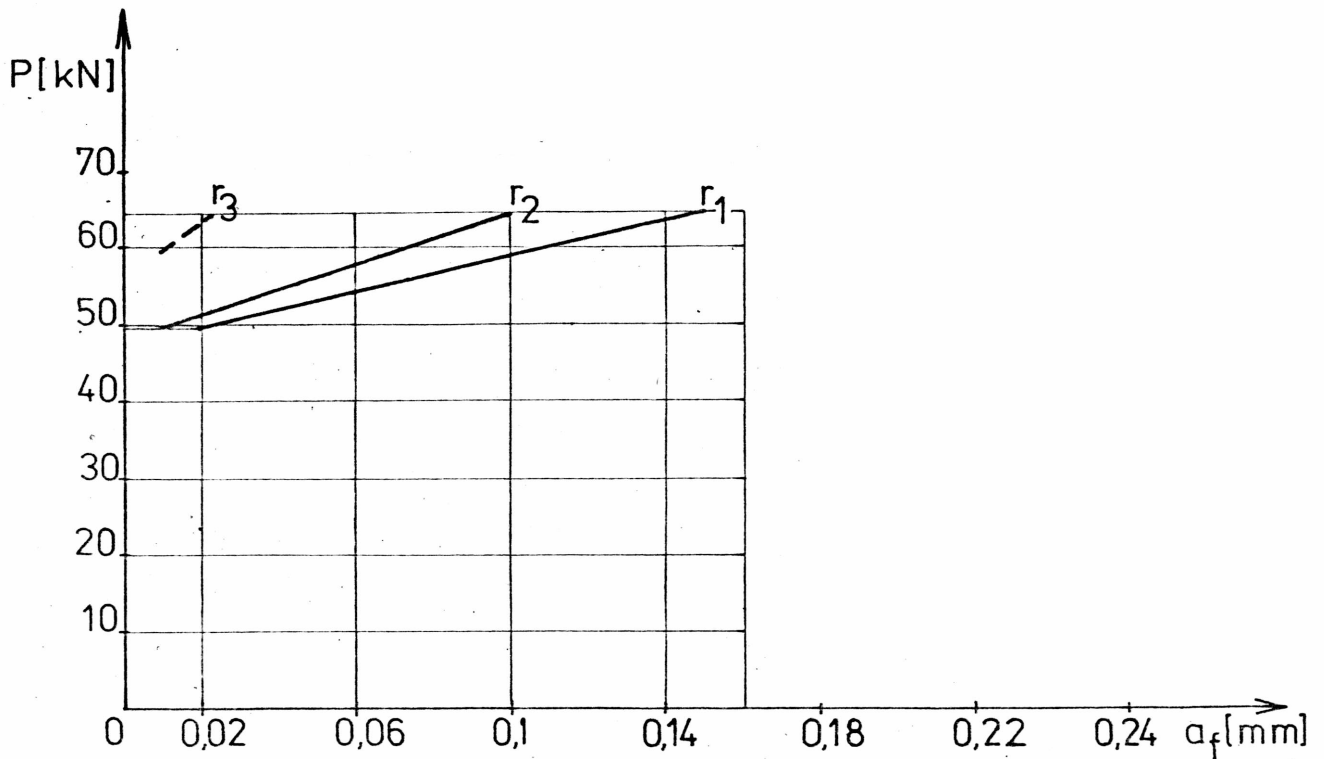
Rys.6.7c Zależność $a_f = f(P)$ po 100 cyklach obciążeń dla elementu B-3a;
 $r_7, r_8 - a_f$ mierzone na wysokości $h/2$, pozostałe na poziomie zbrojenia zwykłego.



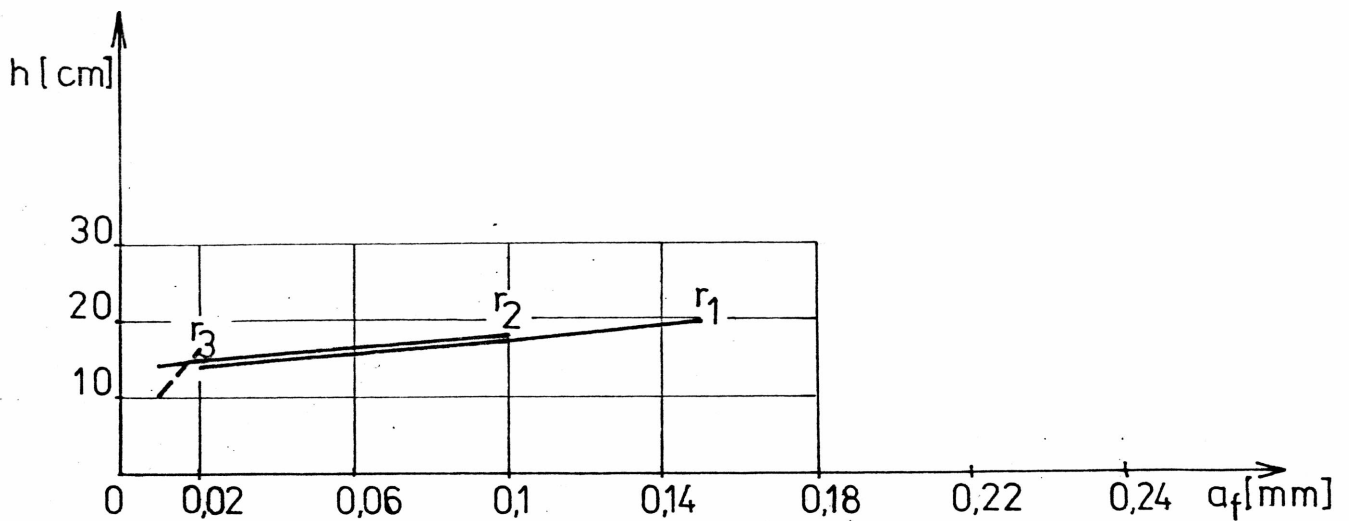
Rys.6.7d Zasięg rys na wysokości belki B-3a jako funkcja liczby cykli obciążeń.



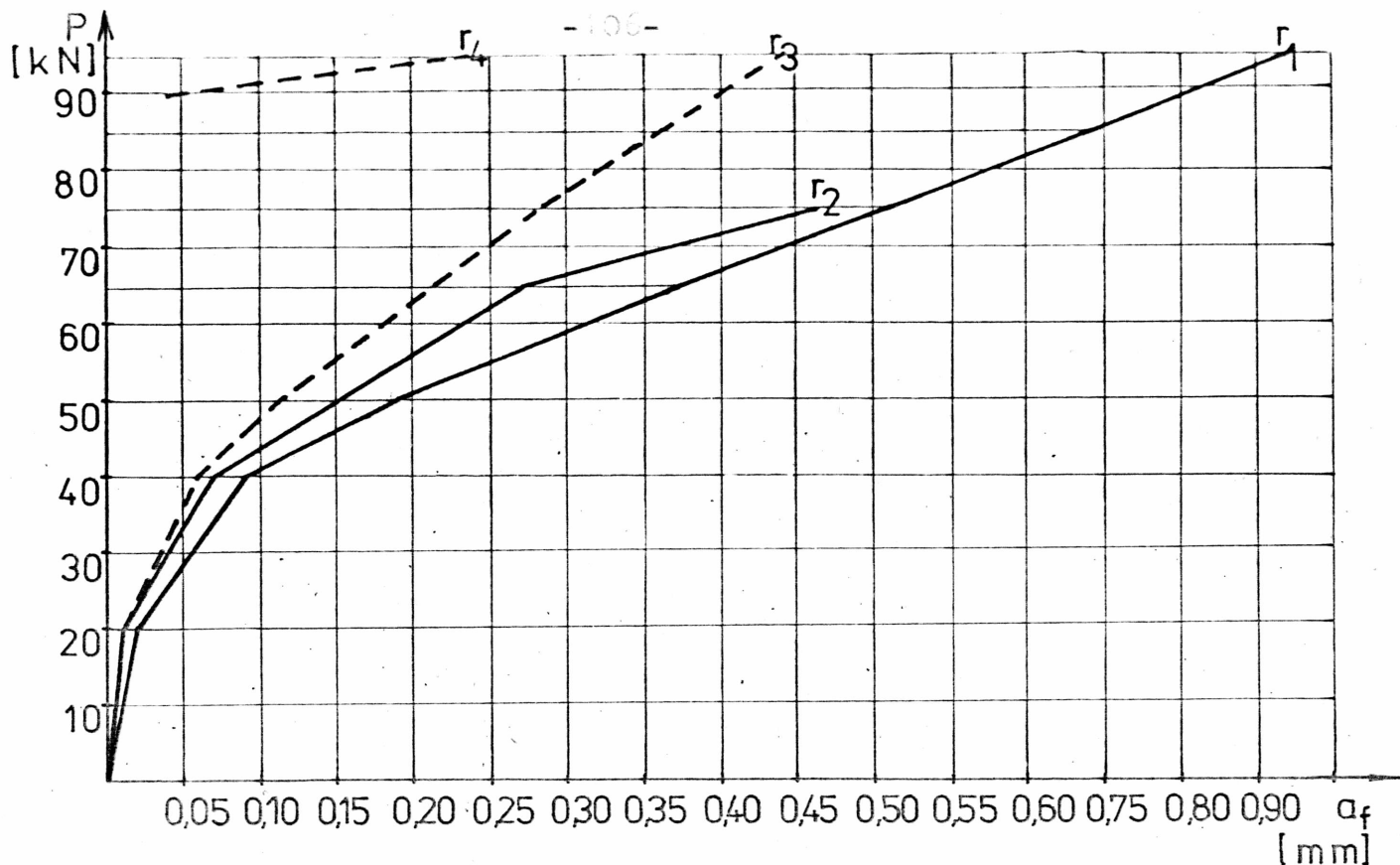
Rys.6.7e Odkształcenia jednostkowe ε stali pasywnej w zależności od poziomu obciążenia P w elemencie B-3a



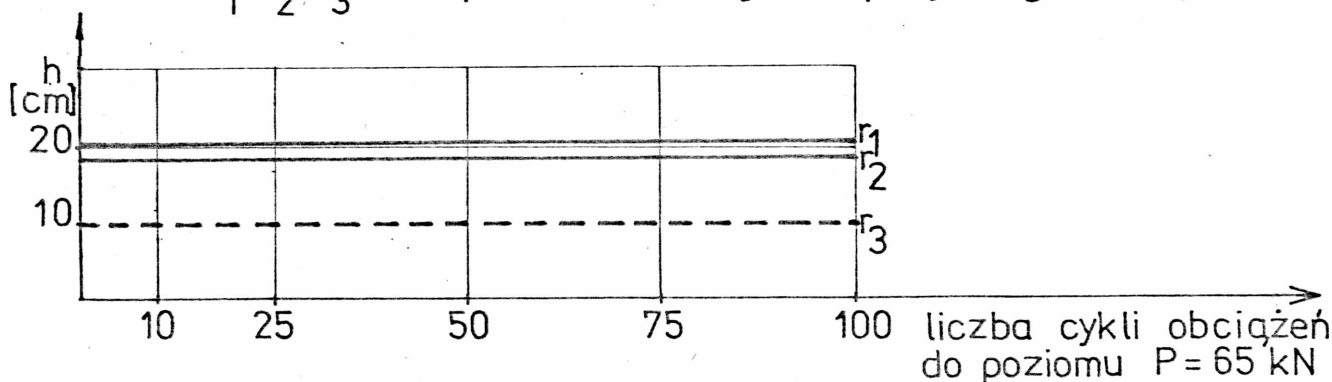
Rys.6.8a Zależność między obciążeniem a rozwarością, rys w elemencie B-3b; pierwszy cykl obciążenia.



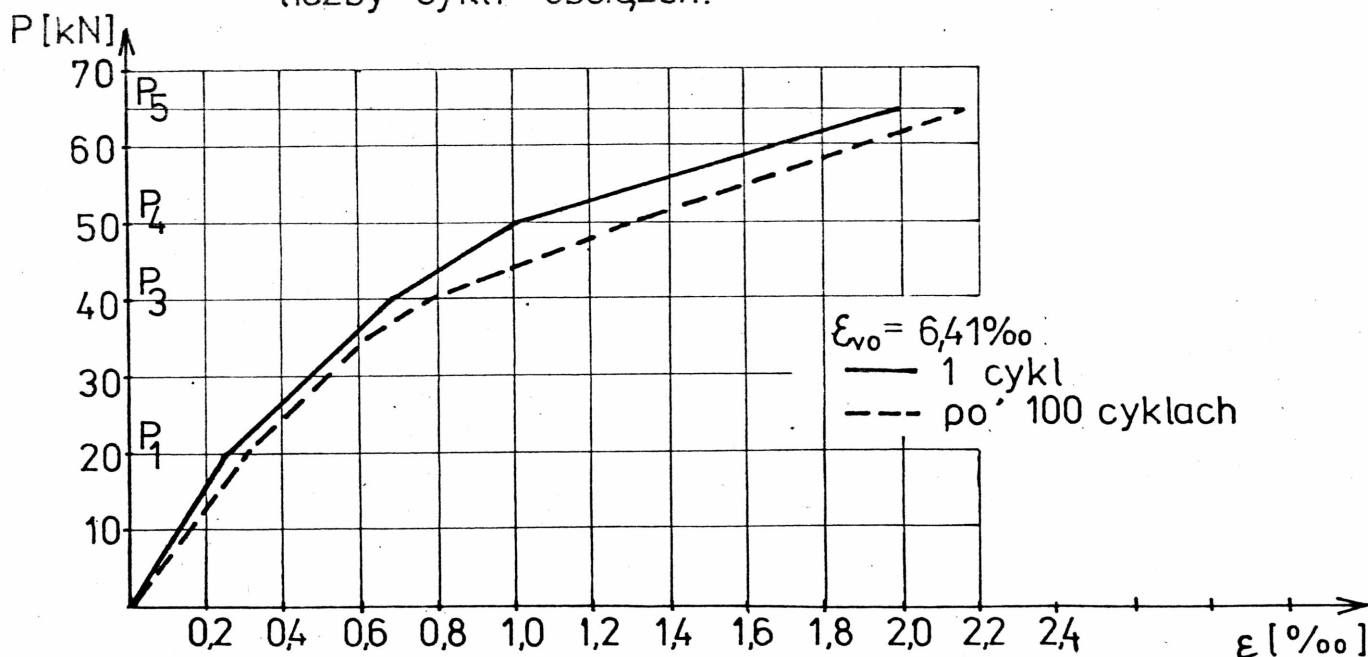
Rys.6.8b Zależność między rozwarością, rys a_f a jej zasięgiem w elemencie B-3b pierwszy cykl obciążenia.



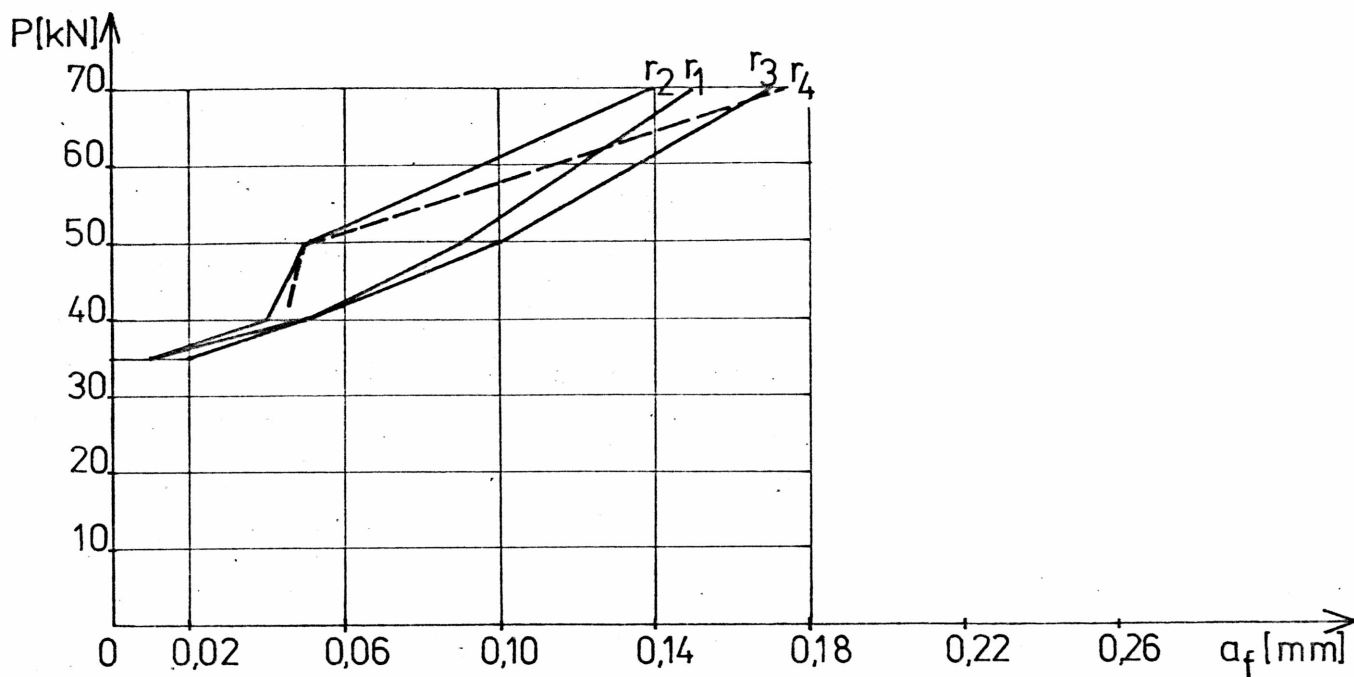
Rys.6.8c Zależność $a_f = f(P)$ po 100 cyklach obciążeń dla elementu B-3b, r_4 mierzona na wysokości $h/2$, r_1, r_2, r_3 na poziomie zbrojenia pasywnego.



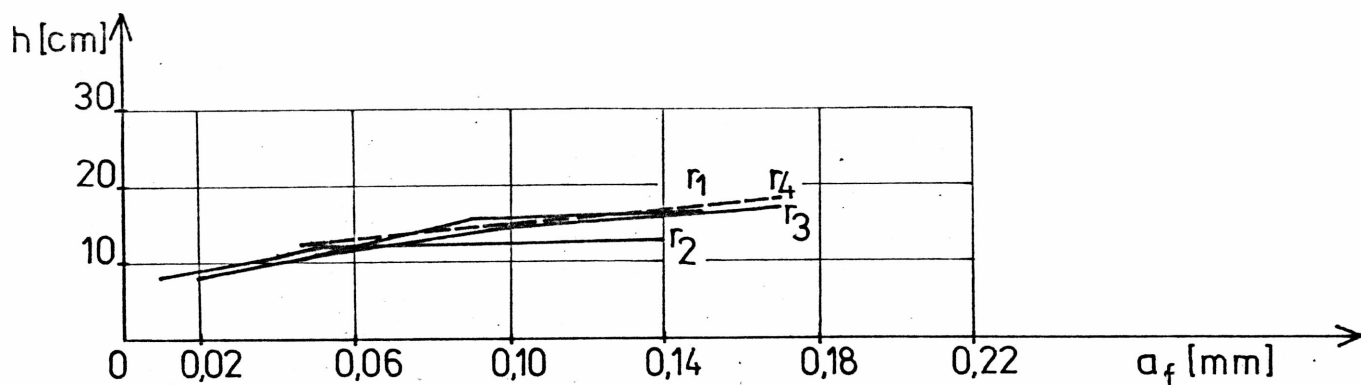
Rys.6.8d Zasięg rys na wysokości belki B-3b jako funkcja liczby cykli obciążeń.



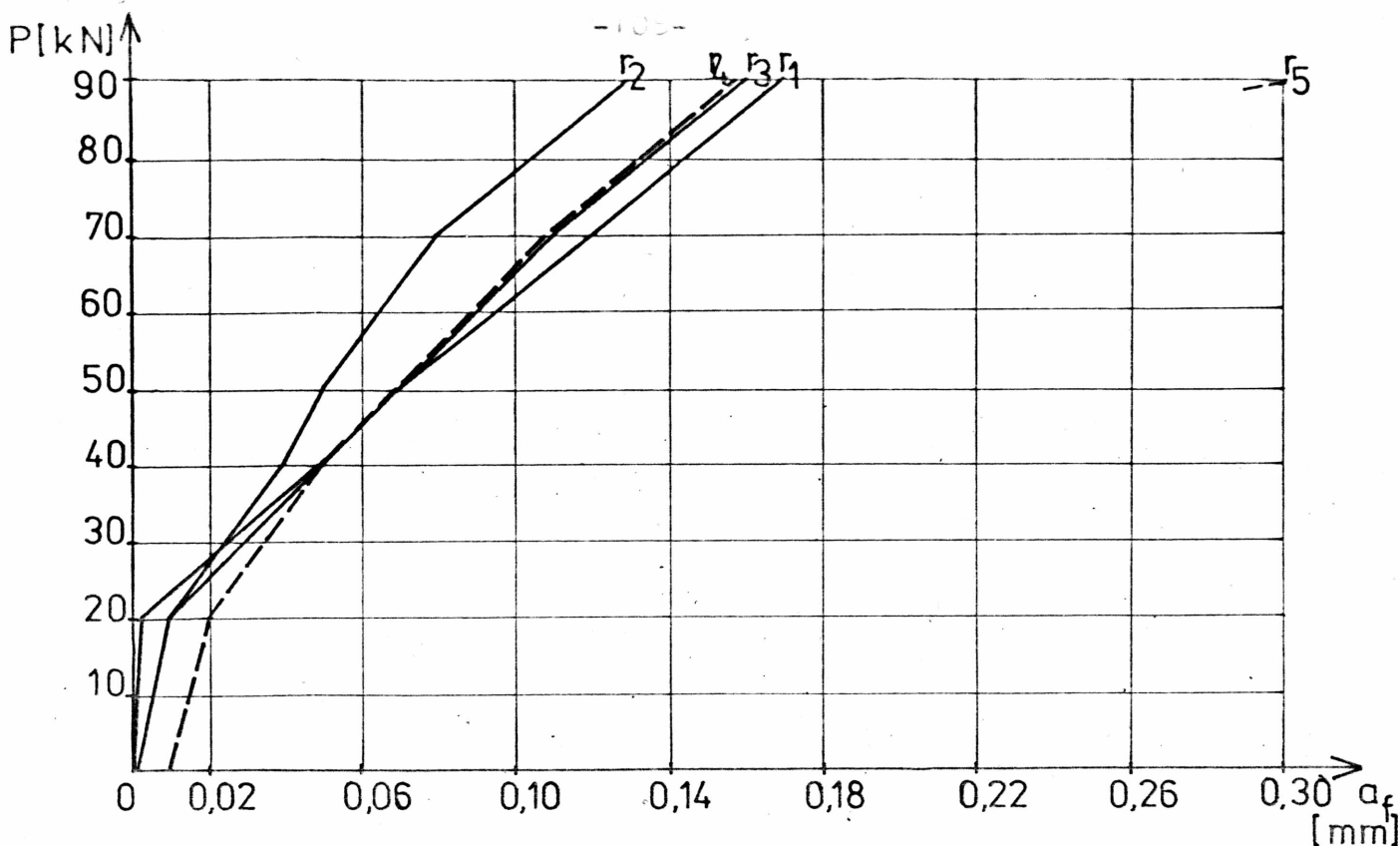
Rys.6.8e Odkształcenia jednostkowe ε stali aktywnej w zależności od poziomu obciążenia P w elemencie B-3b



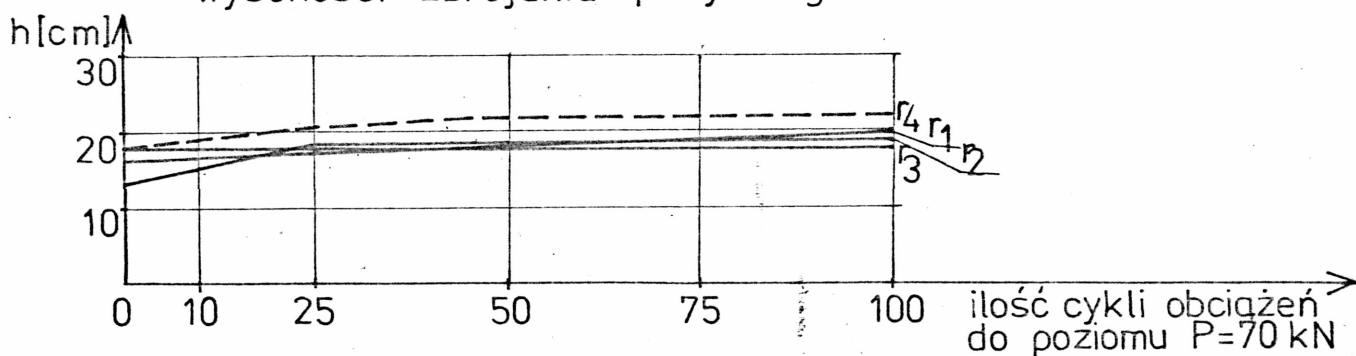
Rys.6.9a Zależność między obciążeniem a rozwartością rys w elemencie B-3c; pierwszy cykl obciążenia.



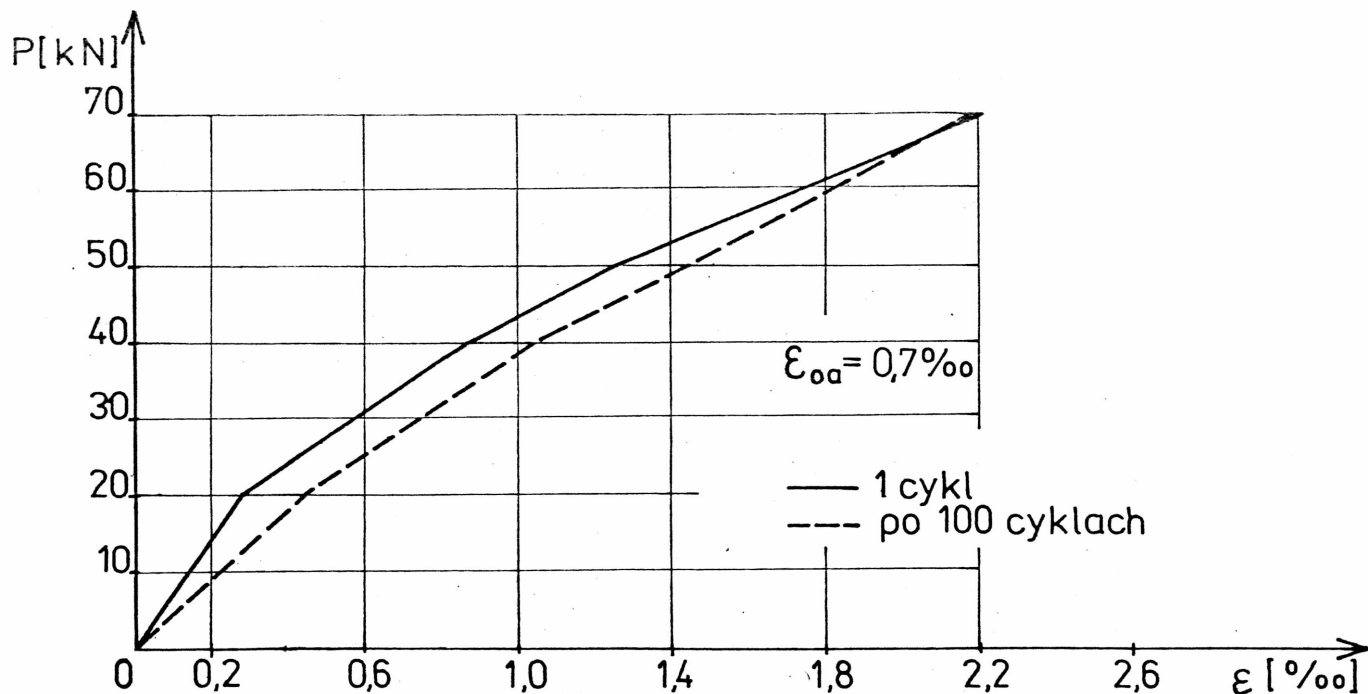
Rys.6.9b Zależność między rozwartością rys a ich zasięgiem w elemencie B-3c; pierwszy cykl obciążenia.



Rys.6.9c Zależność $a_f = f(P)$ po 100 cyklach obciążeń dla elementu B-3c; r_5 mierzone na wysokości $0,5h$, pozostałe na wysokości zbrojenia pasywnego.

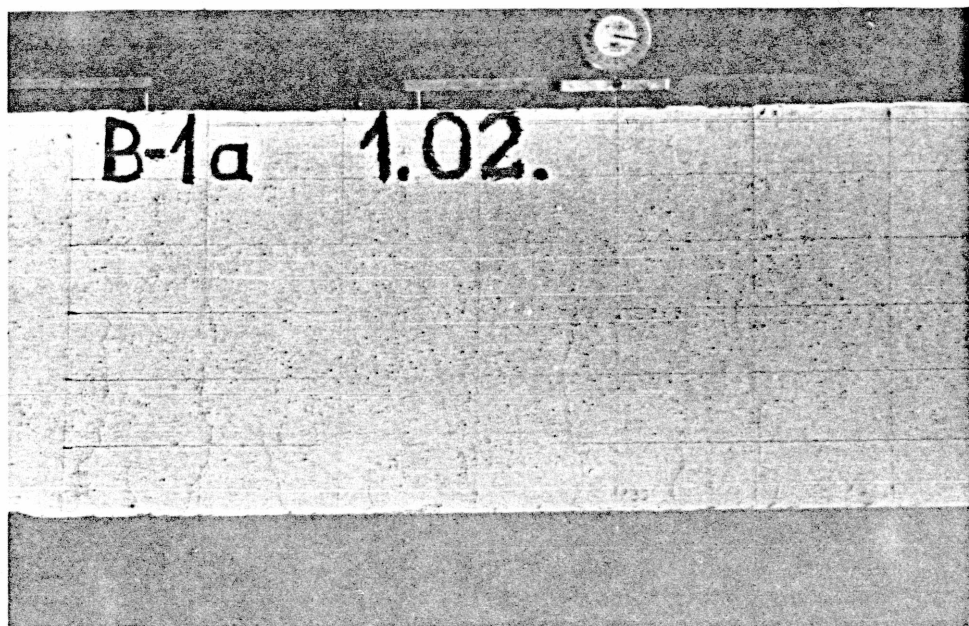


Rys.6.9d Zasięg rys na wysokości belki B-3c jako funkcja liczby cykli obciążeń.

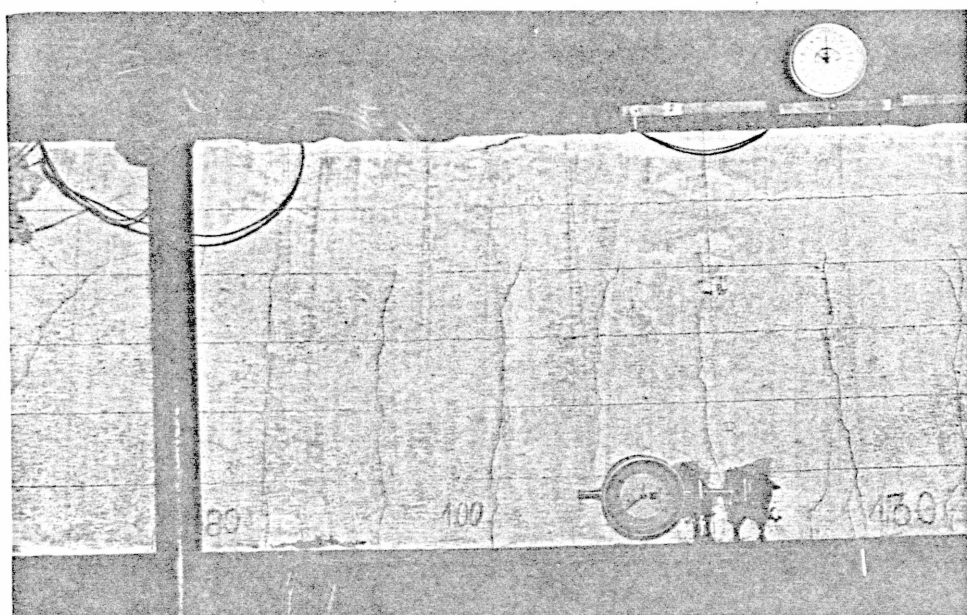


Rys.6.9e Odkształcenia jednostkowe ε stali pasywnej w zależności od poziomu obciążenia P w elemencie B-3c.

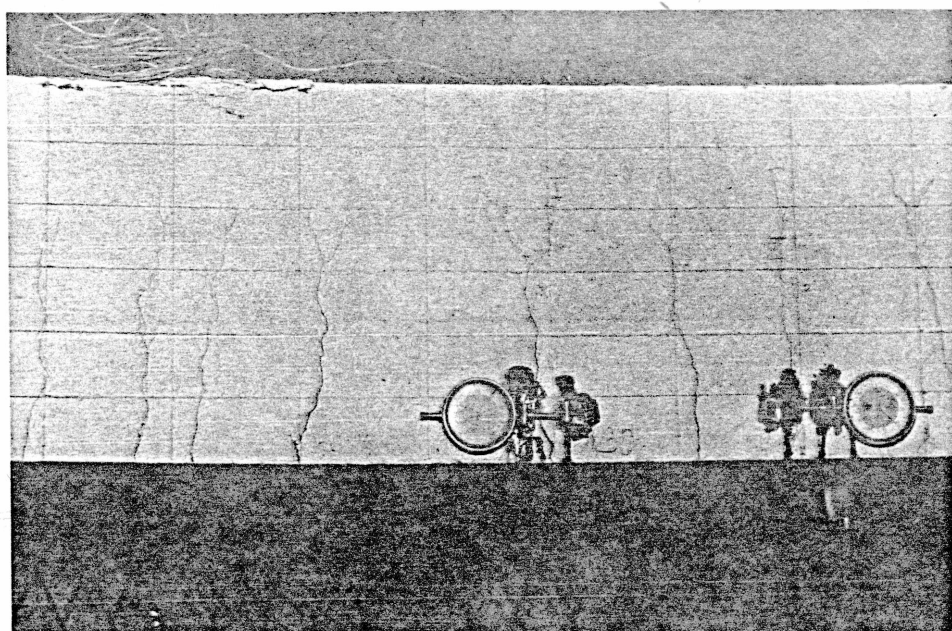
a)



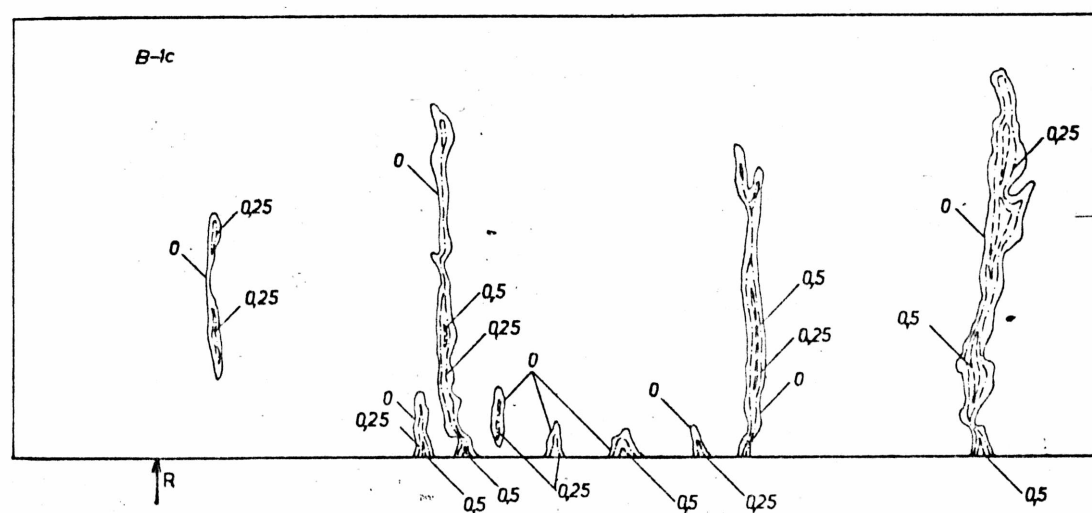
b)



c)



Rys.6.10 Rozstaw rys w strefie środkowej belek: a/ belka B-1a
b/- belka B-1c , c/ belka B-1b

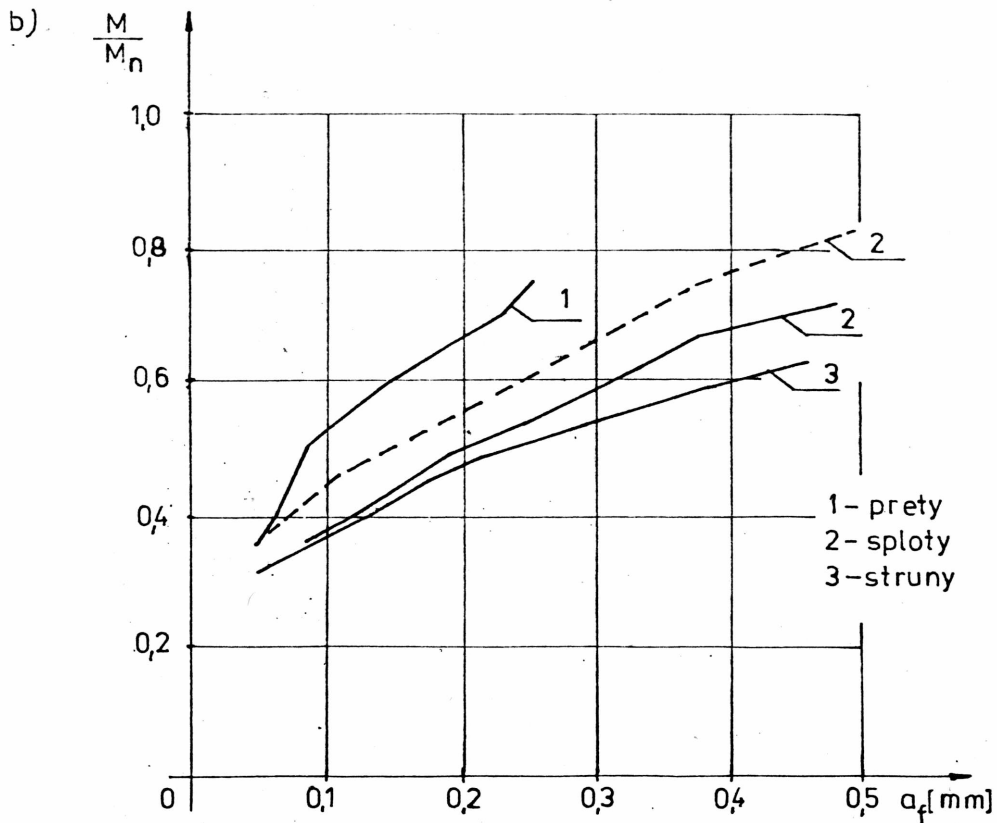
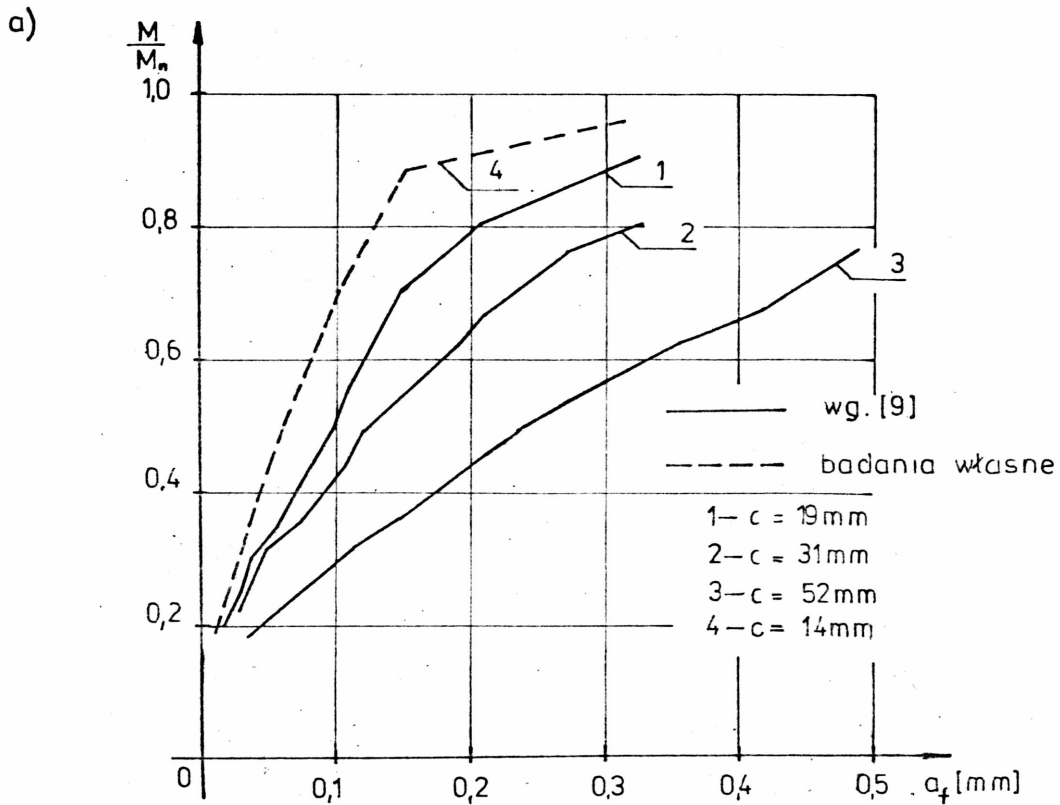


Rys. 6.10d Rysotwórcza rola strzemion ilustrowana koncentracją izochrom.

mieć też pewien wpływ na wielkość mierzonego ξ_a w danym punkcie pręta zbrojeniowego. Może ono spowodować zmniejszenie się rozwarłości rys sąsiednich co odnotowano w kolumnie $\bar{a}_{f100}$ tabl. 6.3.

- Ważnym parametrem odporności elementu na zarysowanie jest poziom obciążenia lub wartość momentu gnącego, przy którym rysy uzyskują rozwarłość dopuszczalną 0,2 mm. W tabl. 6.3 podano wartości tych wielkości. Z podanych tam wyników pomiarów można zauważyć, że dla belek częściowo sprężonych $M_{af=0,2} = 0,66 M_n$, dla belek całkowicie sprężonych $M_{af=0,2} = 0,60 M_n$, a dla belek żelbetowych nie udało się osiągnąć takiej rozwarłości rys w strefie środkowej tych belek /obszar stałego momentu/ przed ich zniszczeniem.
- Innym istotnym zagadnieniem w ocenie rysoodporności betonowych konstrukcji jest sprawa zamykania się rys przy odciążeniu elementu. Stwierdzono, że nawet po 100 cyklach obciążeń przy wyłączeniu bliskim $\frac{M}{M_n} = 0,70$ w elementach "b" i "c" przy ich odciążeniu do poziomu dekompresji następowało zamykanie się rys. Fakt ten stwierdzono przez pomiar rozwarłości rys przy użyciu czujników zegarowych /rys.6.1 i 6.1b/ o dokładności $\pm 0,01$ mm ; w żadnym z obserwowanych przypadków nie stwierdzono pozostałości rozwarcia rysy większego niż 0,02 mm co jest zgodne z ustaleniem podanymi w pracy [46]. Podobnych objawów nie wykazywały belki serii "a" /żelbetowe/.
- Pomierzone rozwarłości rys /jako funkcje wyłączenia elementu $M: M_n$ / przedstawiono na rys. 6.11 w porównaniu z wynikami uzyskanymi w pracy [9] .

Ogólnie można stwierdzić, że elementy częściowo-sprężone charakteryzują się pozytywnymi cechami w zakresie rysoodporności.



Rys. 6.11. Rozwartość rys $a_f = f(\frac{M}{M_n})$ dla różnego otulenia zbrojenia c (a) oraz różnych rodzajów stali (b),

ci, do których to cech można zaliczyć:

- konkretną wartość momentu rysującego po pierwszym cyklu obciążenia, równą w przybliżeniu momentowi dekompresji,
- zamykanie się rys przy odciążeniu elementu,
- osiąganie rozwartości rys $a_f=0,2\text{mm}$ powyżej poziomu momentu eksploatacyjnego.

W zakresie rysoodporności elementy częściowo-sprężone łączą w sobie pozytywne cechy żelbetu i betonu całkowicie sprężonego w stopniu większym, niż miało to miejsce w ocenie sztywności.

6.3. Strefa przyporowa

6.3.1 Stan odkształceń i naprężeń przed zarysowaniem

6.3.1.1. Stan naprężenia od sprężenia

Zgodnie z punktem 5.2.1 w analizie stanu odkształceń i naprężeń strefy podporowej wyodrębniono zagadnienie stanu naprężeń w obszarze zakotwienia cięgien sprężających czyli w obszarze wprowadzenia siły sprężenia. Do określenia tego stanu wykorzystano MES oraz badania elastooptyczne.

Do numerycznej analizy przyjęto podział badanego obszaru belki na elementy jak na rys 6.12, przy czym dla celów poznawczych rozpatrzono dwa przypadki realizacji sprężenia:

N_V^I , S^I - siła sprężenia przyłożona do czoła belki /kablobeton /

N_V^{II} , S^{II} - siła sprężenia rozłożona zgodnie z wyrażeniem /5.8/ i rys. 6.12 /strunobeton/.

Przeprowadzona analiza dotyczy nieważkich elementów serii

"b" i "c" czyli stopnia sprężenia $\eta = 1,0$ i $\eta = 0,5$. Wyniki analizy przedstawiono na rys. 6.13 + 6.15.

Na rysunku 6.13 pokazano stan naprężeń w strefie wprowadzenia siły sprężenia dla przypadku pełnego sprężenia czyli $\eta = 1,0$ i dwóch sposobów realizacji tego sprężenia. Indeks I dotyczy kablobetonu, a indeks II strunobetonu.

Na rys. 6.14 podano podobnie wyniki analizy dla przypadku częściowego sprężenia czyli $\eta = 0,5$.

Na rysunkach tych przedstawiono plany warstwiczne normalnych naprężeń σ_x , poprzecznych naprężeń normalnych σ_y , i naprężeń ścinających τ_{xy} . Wyniki obliczeń numerycznych dla przypadku częściowego sprężenia uzupełniono wykresami na rys. 6.15, na którym w odpowiednich przekrojach pionowych belki podano przebieg σ_x i τ_{xy} , zaś w jednym przekroju poziomym /podłużnym/ na osi działania siły sprężającej podano przebieg wielkości σ_y . Przedstawione wyniki obliczeń prowadzą do następujących spostrzeżeń i wniosków:

- Istotna z pozycji pracy wytrzymałościowej belek długość zaburzenia stanu naprężenia w wyniku wprowadzenia siły sprężającej jest większa dla strunobetonu niż kablobetonu. Dla przypadku kablobetonu długość ta $l_v \cong h$ czyli równa się wysokości belki. Dla strunobetonu wielkość ta wynosi $l_v \cong 1,3 h$, a więc jest około 30 % większa. Jest charakterystyczne, że wielkości te są prawie identyczne dla $\eta = 1,0$ i $\eta = 0,5$. Z tym, że są nieco większe dla $\eta = 0,5$.
- Rozkład podłużnych naprężeń normalnych σ_x jest dostatecznie zbliżony do zakładanego w obliczeniach, przy traktowaniu belki jako pręta dla przypadku kablobetonu w przekroju wyraźnie bliższym czoła belki, niż dla przypadku strunobetonu.

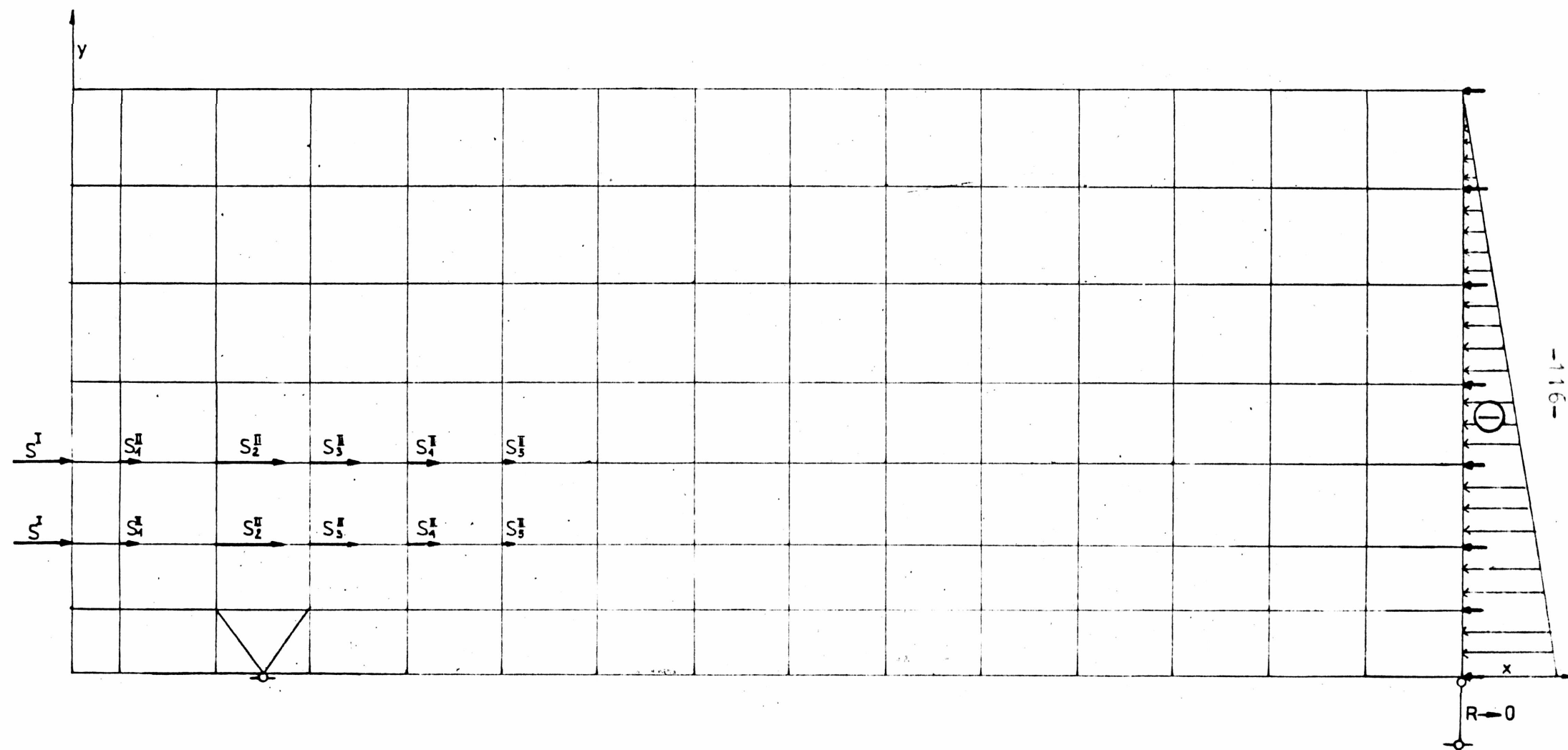
Przekrój ten dla przypadku kablobetonu znajduje się w odległości $\sim 0,9 h$ od czoła belki, a dla przypadku strunobetonu w odległości $\sim 1,5 h$ od czoła belki.

Jednakże w połowie wysokości belki średnie naprężenie normalne σ_x o wartości oczekiwanej, w przypadku kablobetonu występuje prawie od czoła elementu, natomiast dla strunobetonu na takie naprężenia można liczyć dopiero w przekroju odległym $\sim 0,6 h$ od czoła belki. Ma to znaczenie przy sprawdzaniu głównych naprężeń rozciągających w belce traktowanej jako pręt.

- Jeśli chodzi o normalne naprężenia poprzeczne σ_y to ich zasięg jest równy długości zaburzenia stanu naprężenia, a wartość dla przypadku strunobetonu prawie dwukrotnie mniejsza niż kablobetonu. Wartość ta jest relatywnie mniejsza dla pełnego sprężenia niż ma to miejsce przy sprężeniu częściowym. Mimo dwukrotnie większej siły sprężenia przy $\eta = 1,0$ występuje łagodzący wpływ rozłożenia sił sprężania na wysokości belki. Zarówno przebieg jak i wartości poprzecznych /rozrywających/ naprężeń σ_y mają istotny wpływ na pracę belki w jej strefie podporowej.

Ogólnie można stwierdzić, że rozklinowujące belkę działania cięgien sprężających w strefie wprowadzenia siły sprężania jest wyraźnie mniejsze co do wartości w strunobetonie niż w kablobetonie, chociaż zasięg jego działania jest w strunobetonie nieco większy.

Należy zauważyć, że naprężenia ściskające σ_y są we wszystkich przypadkach wielokrotnie większe niż rozciągające i, że największe naprężenia rozciągające σ_y występują w przypadku kablobetonu w przekroju $\sim 0,5 h$ od czoła belki, a w strunobetonie, w przekroju $\sim 0,9 h$ od czoła belki.



Rys. 6.12 Podział strefy przypadkowej na elementy (seria „c”).

W stosunku do średnich naprężeń normalnych σ_x wartości naprężeń rozciągających σ_y wynoszą:

w przypadku pełnego sprężenia

$$\text{dla kablobetonu} \quad \sigma_y = 0,13 \sigma_x ;$$

$$\text{dla strunobetonu} \quad \sigma_y = 0,05 \sigma_x .$$

W przypadku częściowego sprężenia:

$$\text{dla kablobetonu} \quad \sigma_y = 0,15 \sigma_x ;$$

$$\text{dla strunobetonu} \quad \sigma_y = 0,09 \sigma_x .$$

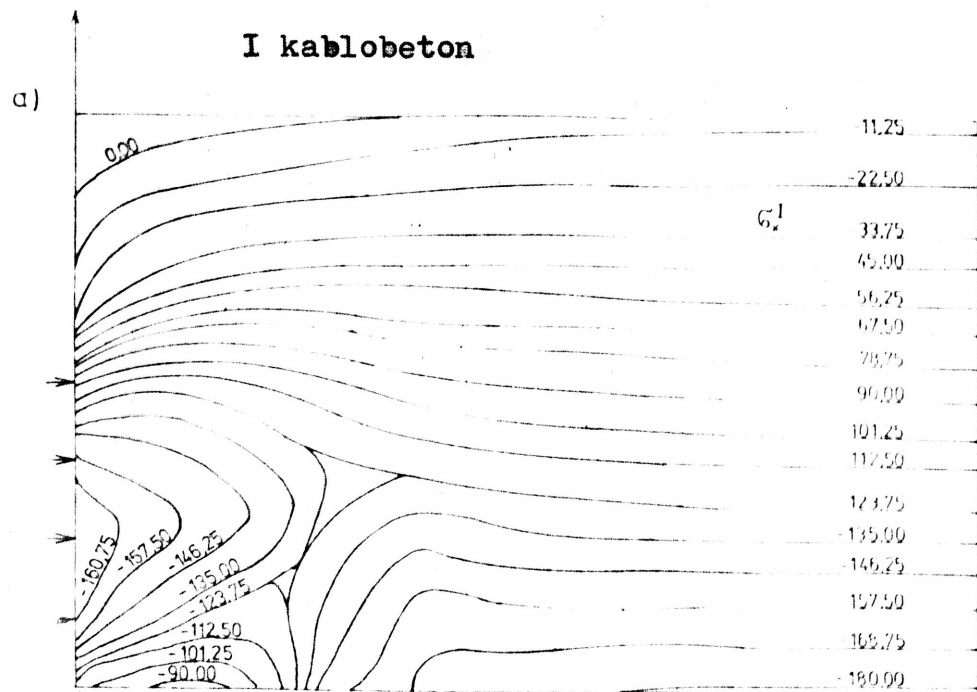
- Naprężenia ścinające τ_{xy} wynikające z koncentrycznego działania mają zasięg podobny jak naprężenia σ_y . Ekstremalne ich wartości dla przypadku kablobetonu występują w pobliżu czoła belki, a dla przypadku strunobetonu w przekroju $\sim 0,3 h$ od czoła belki. Ekstremalne wartości tych naprężeń występują w przekrojach gdzie zachodzi zmiana znaku σ_y /rys. 6.13, 14 i 15/.

- Przyjęty w obliczeniach rozkład przyczepności stali do betonu według wyrażenia /5.8/ dał dużą zgodność z badaniami doświadczalnymi, dotyczącymi wprowadzenia siły sprężającej, a przedstawionymi na rys. 6.16.

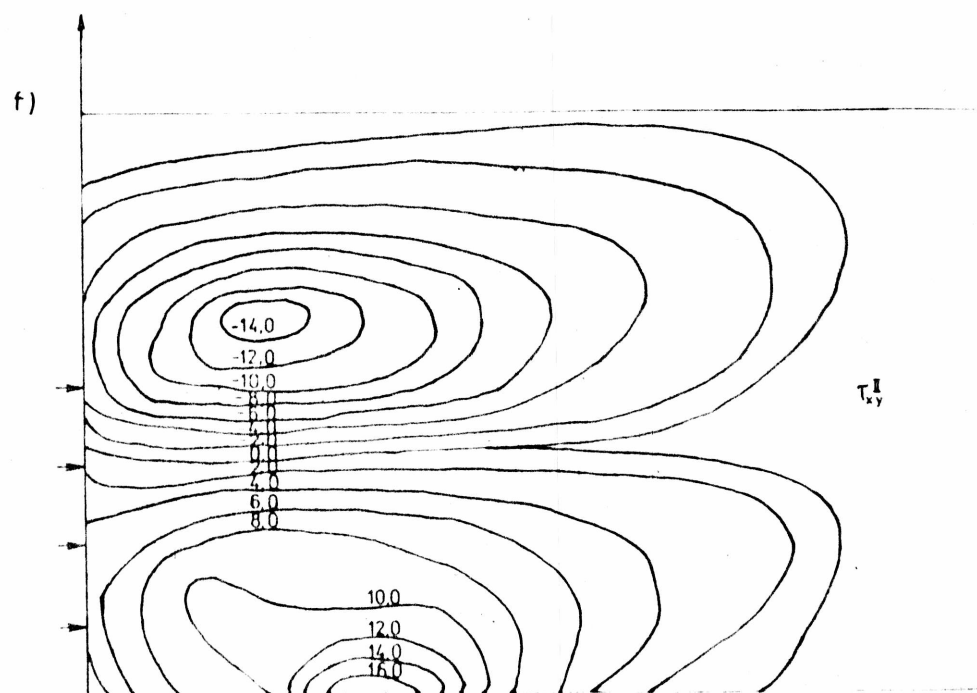
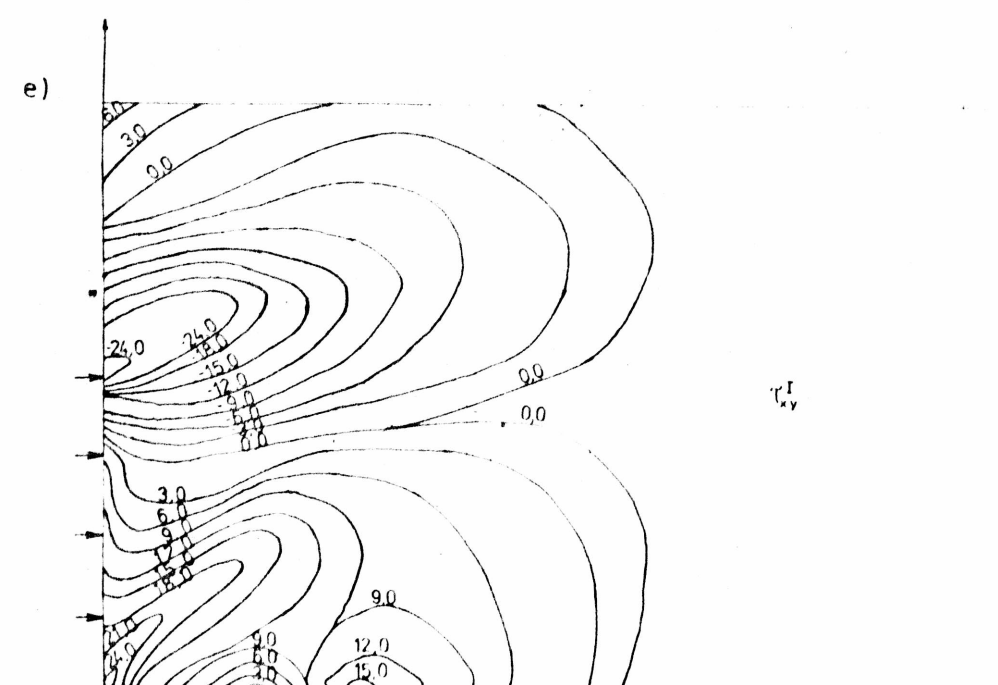
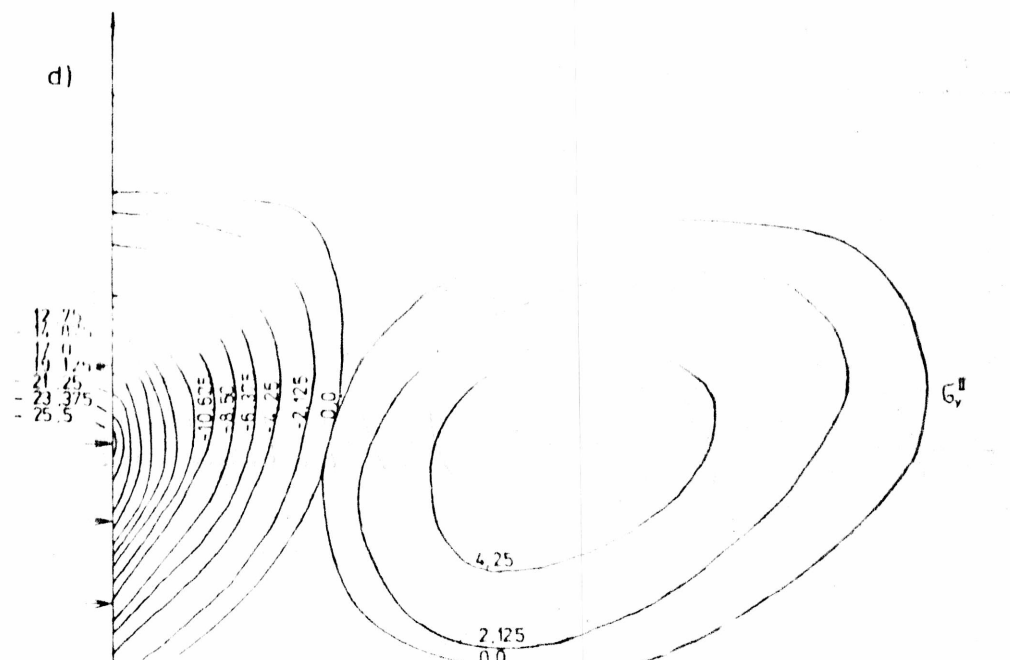
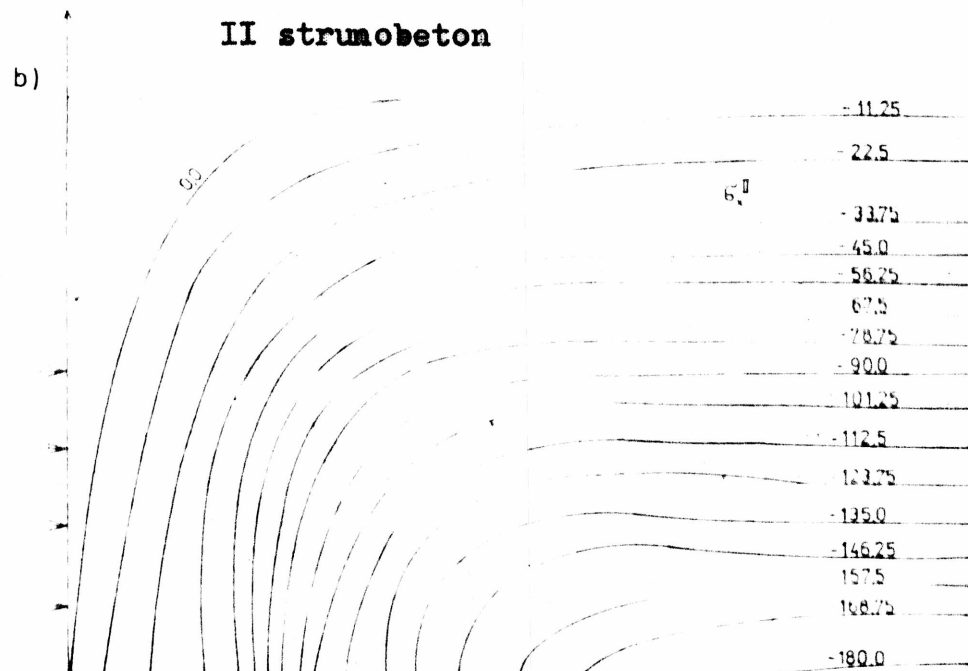
Jeśli chodzi o zasięg zaburzenia stanu naprężeń, to dla przypadku $\eta = 1,0$ z badań i z obliczeń numerycznych otrzymano prawie identyczne wyniki. Dla $\eta = 0,5$ z badań elastooptycznych zasięg tego zaburzenia jest o $\sim 10\%$ większy niż uzyskany z obliczeń. Przedstawione na rys. 6.16 izokliny korespondują bezpośrednio z wykresami naprężeń τ_{xy} z rys. 6.13 i 6.14, a to na zasadzie, że $\tau_{xy} = \frac{1}{2} m \sin 2\alpha$, gdzie α jest parametrem izokliny, a m rzędem izochromy.

- Zarówno na podstawie obliczeń jak i badań doświadczalnych, wy-

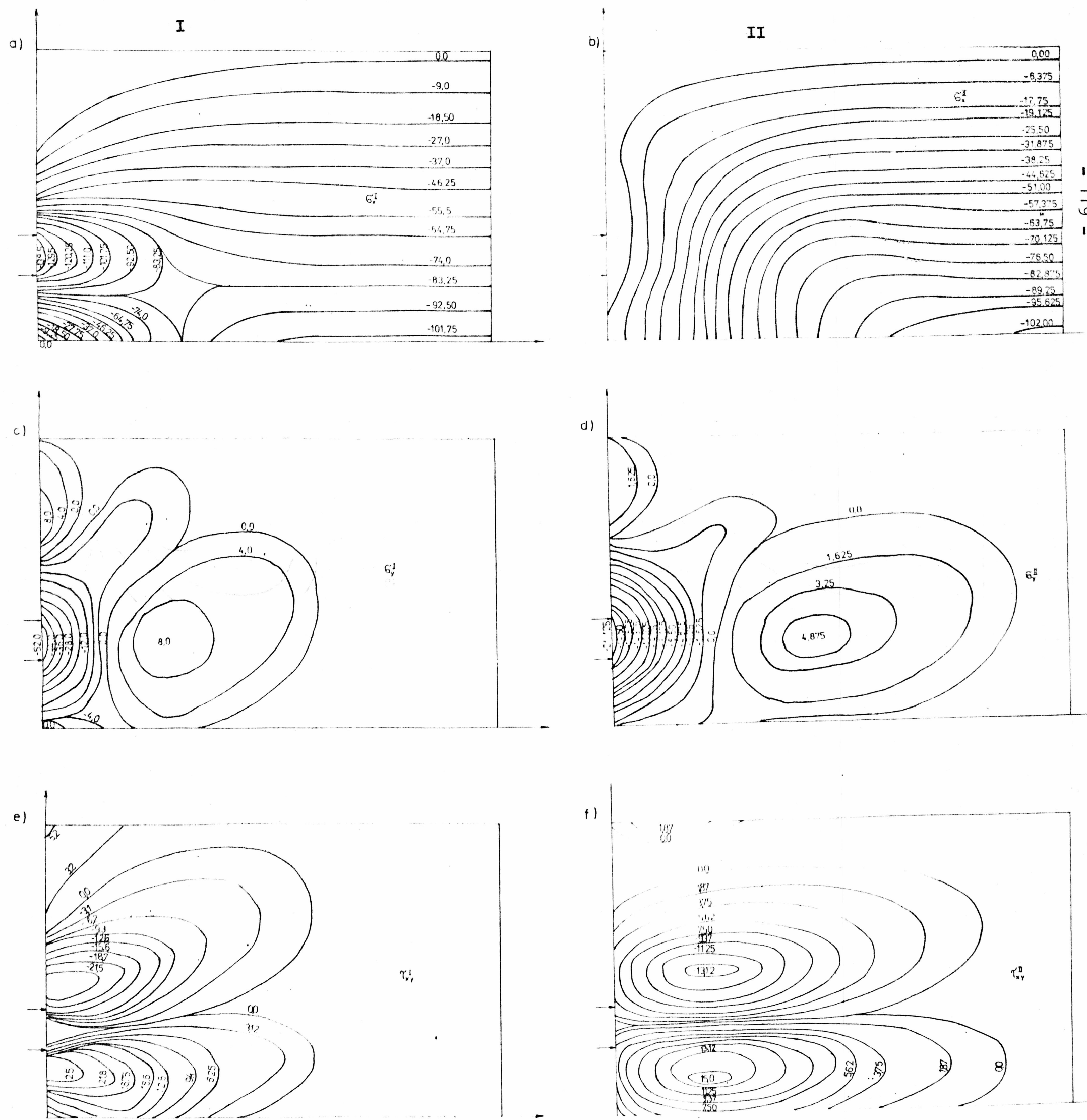
I kablobeton



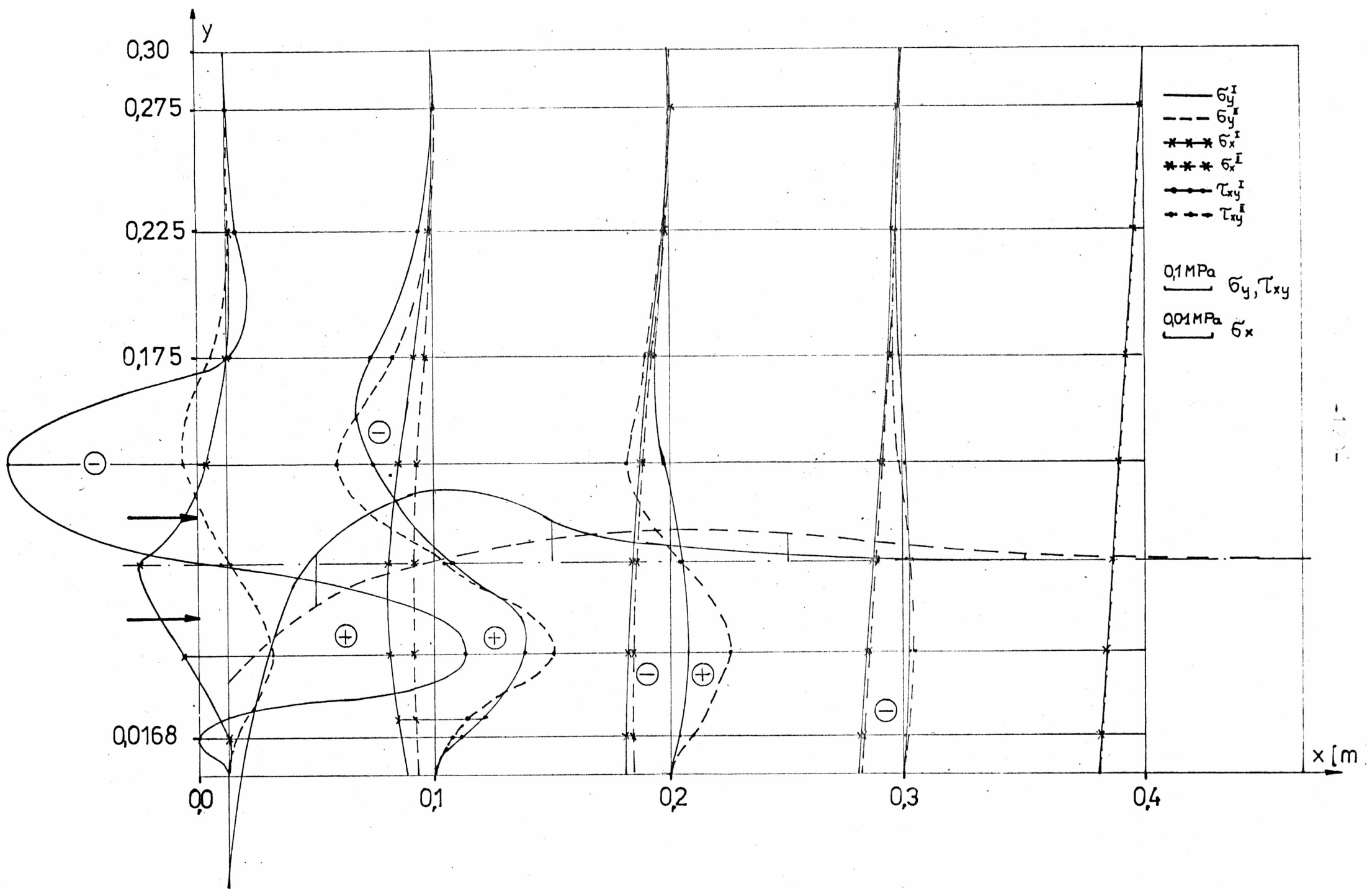
II strumobeton



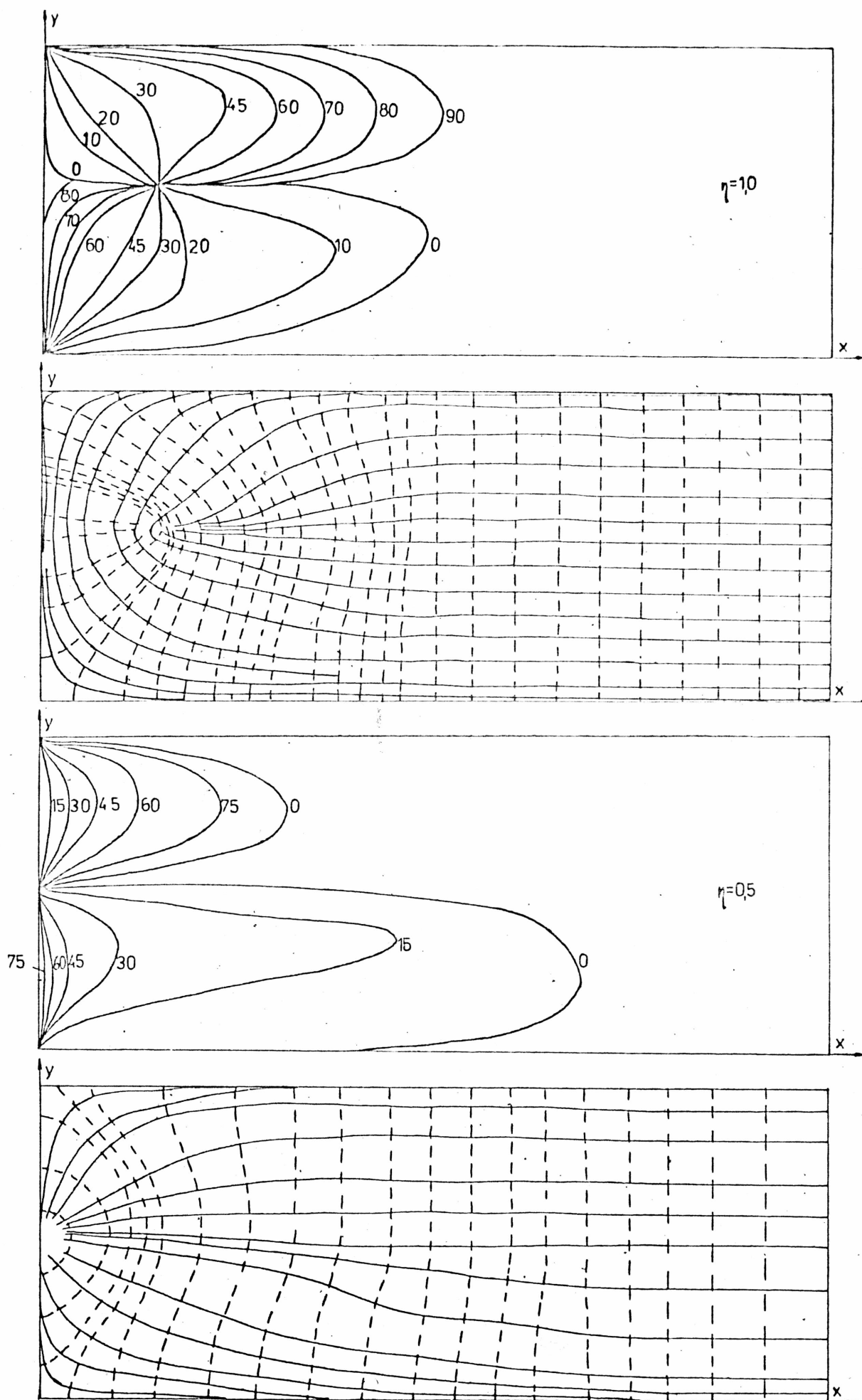
Rys. 6.13 Stan naprężenia od sprężenia w obszarze wprowadzenia siły sprężania w elemencie o stopniu sprężenia $\eta = 1,0$ / wielkość naprężeń podano w [MPa] x 10 /.



Rys. 6.14 Stan naprężenia od sprężenia w obszarze wprowadzenia siły sprężania w elemencie
 ostopniu sprężenia $\eta = 0,5$ / wielkość naprężeń podano w [MPa] x 10 /.



Rys.6.15 Rozkład naprężeń σ_y , σ_x , τ_{xy} od sprężenia w strefie zakotwień strun elementu „c” (MES).



Rys.6.16 Izokliny i trajektorie głównych naprężeń od sprężenia badanych elementów.

chodząc z zaburzeń stanu naprężenia na długości belki można określić długość zakotwienia splotów sprężających. W rozpatrywanym przypadku długość zakotwienia splotów jest nie większa niż $l_v = 40 d$, gdzie d jest średnicą splotu równą 7,5 mm. Długość ta jest o około 15 % mniejsza niż wyznaczona według normy [2] .

Sumując przedstawione wyżej spostrzeżenia można zauważyć, że elementy częściowe sprężone / $\eta < 1,0$ / nie wykazują ujemnych cech w stosunku do analogicznych w pełni sprężonych, w zakresie naprężeń strefy podporowej wynikających z wprowadzenia siły sprężenia. W ogólności jakościowo stan naprężeń w tej strefie jest podobny do przypadku pełnego sprężenia, a wartości niekorzystnych naprężeń σ_y i τ_{xy} są mniejsze niż w przypadku pełnego sprężenia /rys. 6.15/.

6.3.1.2 Wyteżenie elementu pod obciążeniem

Dla belek serii "c" przeprowadzono numeryczną analizę stanu naprężenia łącznie od sprężenia i obciążenia zewnętrznego według rys. 4.18. Chodziło o wyznaczenie naprężeń w strefie wprowadzenia siły sprężającej i oddziaływania podpory. Obliczenia te przeprowadzono według tego samego programu jak w punkcie 6.3.1.1 i przy tej samej siatce podziału na elementy jak na rys. 6.12. Wyznaczono pełny stan naprężeń a więc σ_x , σ_y i τ_{xy} oraz σ_1 , σ_2 i kąty kierunków głównych naprężeń. Ze względu na ograniczone ramy pracy nie zamieszczono wszystkich wyników analizy numerycznej. Najbardziej interesujący jest tu stan naprężeń głównych σ_1 , a to ze względu na prognozowanie ewentualnych zarysowań. Wyniki tych obliczeń przedstawiono na rys. 6.17 a i b

w postaci planów warstwicznych ; na rysunkach tych zaznaczono wymiary wysokości i długości a to ze względu na skażoną skalę na osi x . Jak widać z tych rysunków wpływ oddziaływania podpory na stan naprężeń w końcowej części belki jest znaczny i różny dla różnych poziomów obciążenia.

Przy wzroście obciążenia do 105 kN wyłaniają się wyraźnie obszary możliwych zarysowań gdzie naprężenia rozciągające osiągają wartość $\bar{R}_r$ wynoszącą w analizowanym przypadku 3,10 MPa. Jest charakterystyczne, że przy poziomie obciążenia $P = 35$ kN, a więc przy obciążeniu, przy którym w badaniach doświadczalnych nie stwierdzono jeszcze zarysowań w tym obszarze belki, również w obliczeniach numerycznych naprężenia σ_1 są dalekie od naprężeń na granicy zarysowania.

Ze względu na złożony stan naprężeń w strefie przypodporowej maksymalne naprężenia rozciągające powinny być porównywane z naprężeniami rysującymi wyznaczonymi według hipotez wytrzymałościowych. Za pracą [40] wyznaczono te naprężenia według trzech teorii z uwzględnieniem uzyskanych w badaniach cech wytrzymałościowych belek serii "c" :

$$\text{Według Kupfera} \quad \sigma_1 = 1,0 + 0,8 \frac{\sigma_2}{\bar{R}_b} \cdot \bar{R}_r \quad /6.4/$$

$$\text{Według Krishnowamy} \quad \sigma_1 = \sqrt{1 + \frac{\sigma_2}{\bar{R}_b}} \cdot \bar{R}_r \quad /6.5/$$

$$\text{Według Desay-Smitha} \quad \sigma_1 = \sqrt{1 - \frac{\sigma_2}{\bar{R}_b}/2} \cdot \bar{R}_r \quad /6.6/$$

Zestawienie σ_1 dla dwóch poziomów obciążeń podano w tabl. 6.7

Tabl.6.7 Zestawienie granicznych naprężeń głównych σ_1 dla przypadku belki serii "c"

Obciążenie	Wg Kupfera	Wg Krishnawamy	Wg Desaya-Smitha
P=35kN	3,37	3,205	3,09
P = 105 kN	3,33	3,24	3,07

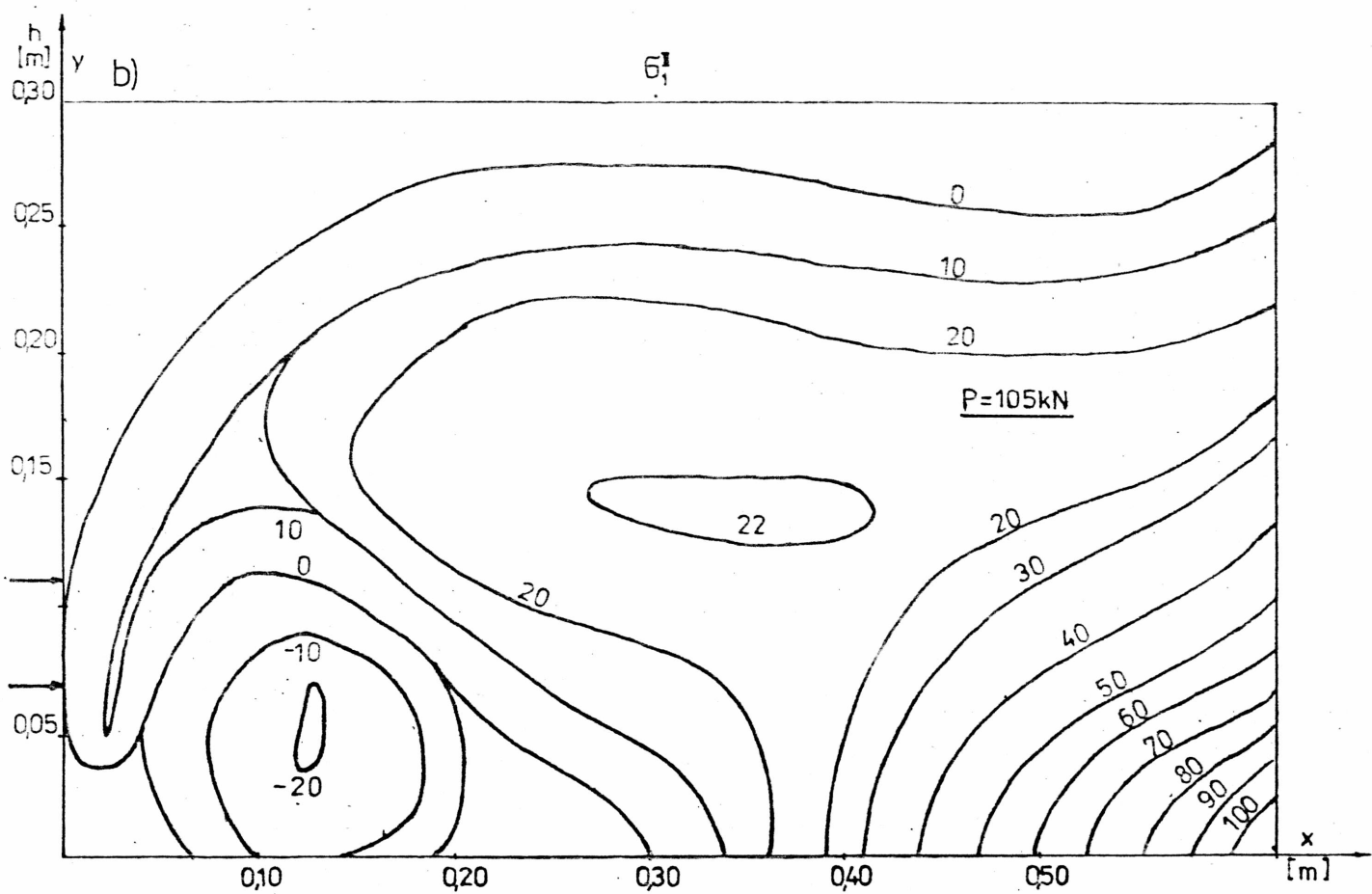
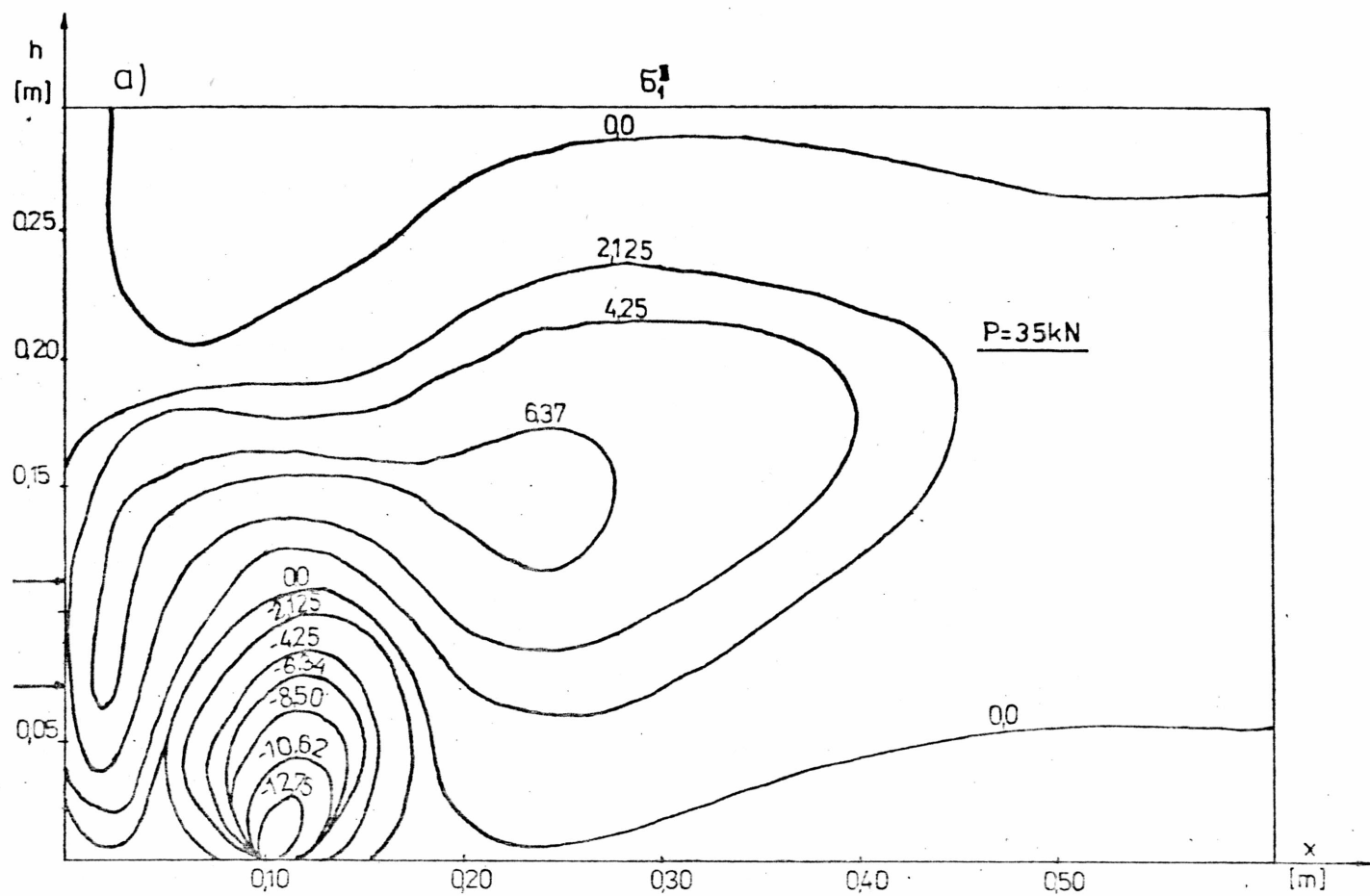
Do wyznaczania granicznych σ_1 przyjęto z obliczeń wartości σ_2 towarzyszące maksymalnym naprężeniom σ_1^{II} . Wartości R_b przyjęto również jako średnie z badań własnych, które dla belek serii "c" wynoszą $\bar{R}_b = 57,6$ MPa .

Z podanych w tabl. 6.7 wartości granicznych σ_1 wynika, że nawet przy zwiększonym do 105 kN obciążeniu nie powinny w strefie podporowej powstać zarysowania powyżej warstwy σ_1^{II} o wartości 3,0 MPa /patrz punkt 6.3.2/. Znaczący wpływ na ten korzystny stan naprężenia, głównie w obszarze zakotwienia cięgien sprężających /rys. 6.13 i 6.14/ ma oddziaływanie podpory. Wprowadza ono do układu strumień naprężeń normalnych σ_y , które powodują redukcję głównych naprężeń rozciągających oraz występowanie naprężeń ściskających w bezpośrednim sąsiedztwie podparcia.

6.3.2 Zarysowanie strefy przypodporowej belek.

6.3.2.1 Badania zarysowania przy różnych poziomach obciążenia.

Obserwacje i pomiar zarysowania w strefie podporowej, za którą uważa się odcinek belki równy 2,5 h od osi podpory, prowadzono trzema sposobami, zilustrowanymi na rys. 6.18. Ponadto do wykrywania rys i oceny ich rozwartości używano lunetek o powięks-

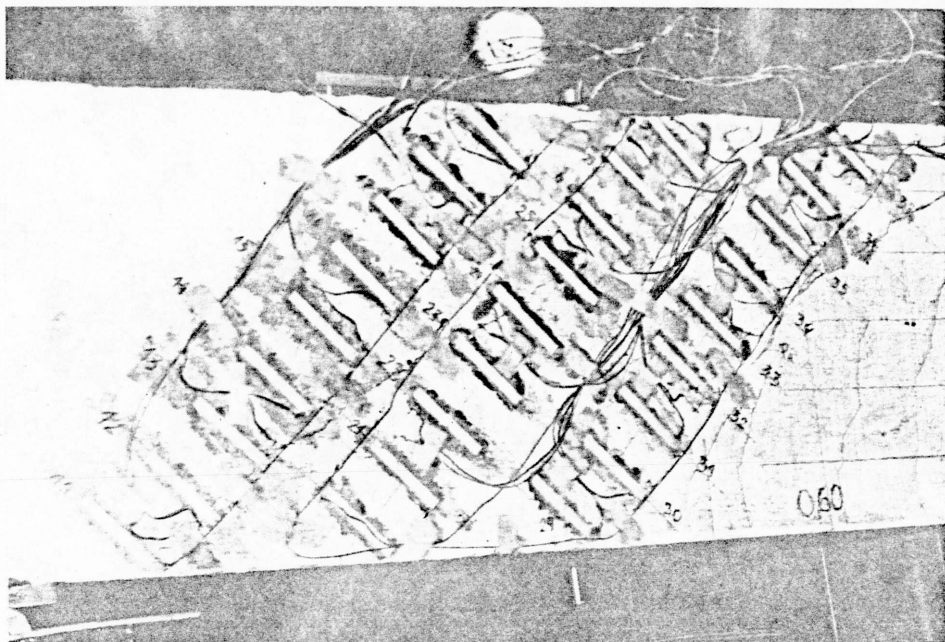


Rys. 6.17 Największe (rozciągające) naprężenia główne σ_1 wstrefie podporowej belki serii „c”

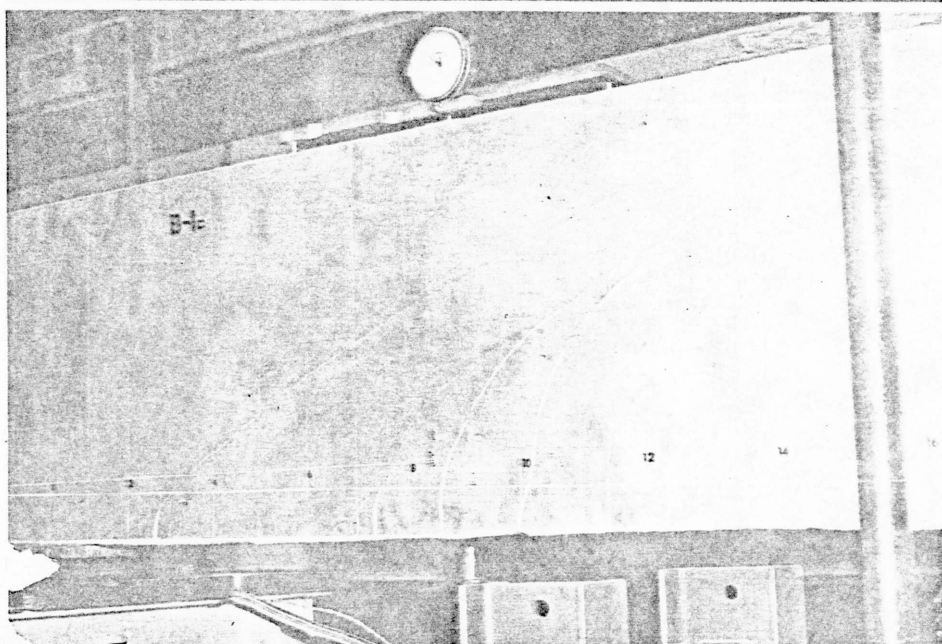
szeniu $5 \times 124 \times$. Pojawienie się rys i ich rozprzestrzenienie się jest związane z poziomem obciążenia badanego elementu. Najpierw pojawiły się rysy jako wynik dominującego działania momentu zginającego, które za pracą [19] nazwano rysami II rodzaju. Dopiero w stadium bardziej zaawansowanego obciążenia można było dostrzec rysy I rodzaju powstające w wyniku dominującego działania siły poprzecznej. Ogólnie w badaniach elementów stwierdzono, że do poziomu obciążenia wywołującego w strefie środkowej belki /strefa czystego zginania/ rysy o rozwarości nie większej niż $a_f = 0,2 \text{ mm}$, w strefie przypodporowej powstawały w zasadzie rysy II rodzaju. Tylko w belce B-1a czyli w belce żelbetowej o słabym zbrojeniu poprzecznym /rys. 4.14/ powstały w tej strefie rysy I rodzaju. Propagacja rys w strefie przypodporowej rozpoczynała się we wszystkich przypadkach od rys powstających od zginania /patrz punkt 6.2/ w obszarze przyłożenia siły obciążającej i rozwijała się w miarę wzrostu obciążenia obejmując dalszy obszar w kierunku podpory.

Rysy te przybierały charakterystycznie odgięty kształt tak, jak pokazano na rysunkach 6.19 - 6.21. Na rysunkach tych zaznaczono linią kreskowaną obszar, poza który przy pierwszym cyklu obciążenia nie rozprzestrzeniły się rysy do obciążenia $P_{af=0,2}$ /tabl. 6.3/. Należy przy tym zauważyć, że obciążenie $P_{af=0,2}$ w belkach żelbetowych wynosi $0,51 P_n$, w belkach częściowo-sprężonych $0,67 P_n$, a w całkowicie sprężonych $0,60 P_n$. Są to wielkości, które tylko dla żelbetu osiągają wartość obciążenia eksploatacyjnego natomiast dla częściowego i całkowitego sprężenia są większe niż wynikające z obciążenia eksploatacyjnego. Jest sprawą bardzo ważną, że elementy częściowo sprężone wykazują korzystniejszy stosunek $P_{af=0,2}$ do P_n niż elementy całkowicie sprężone. Ta istotna

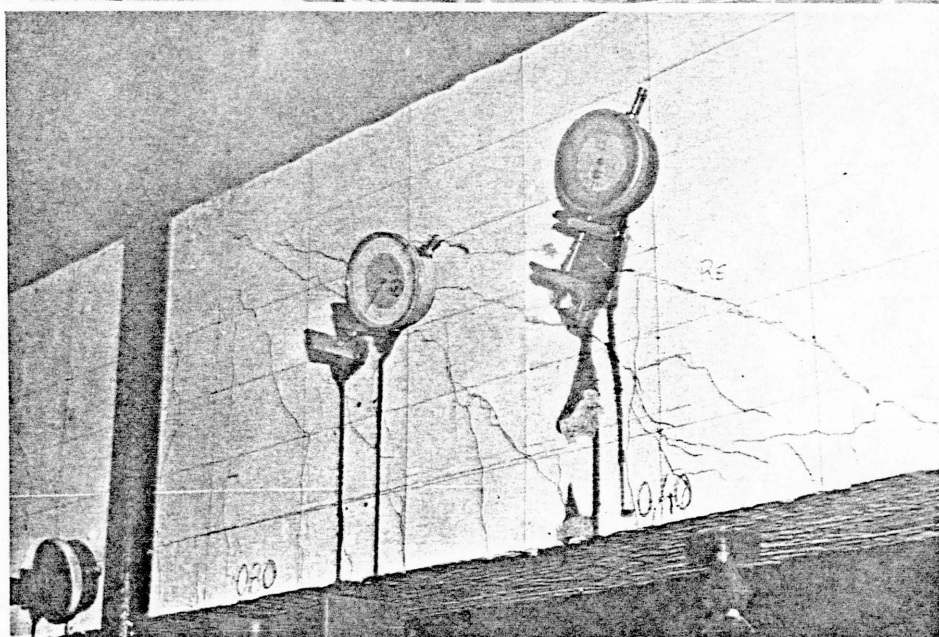
a)



b)



c)

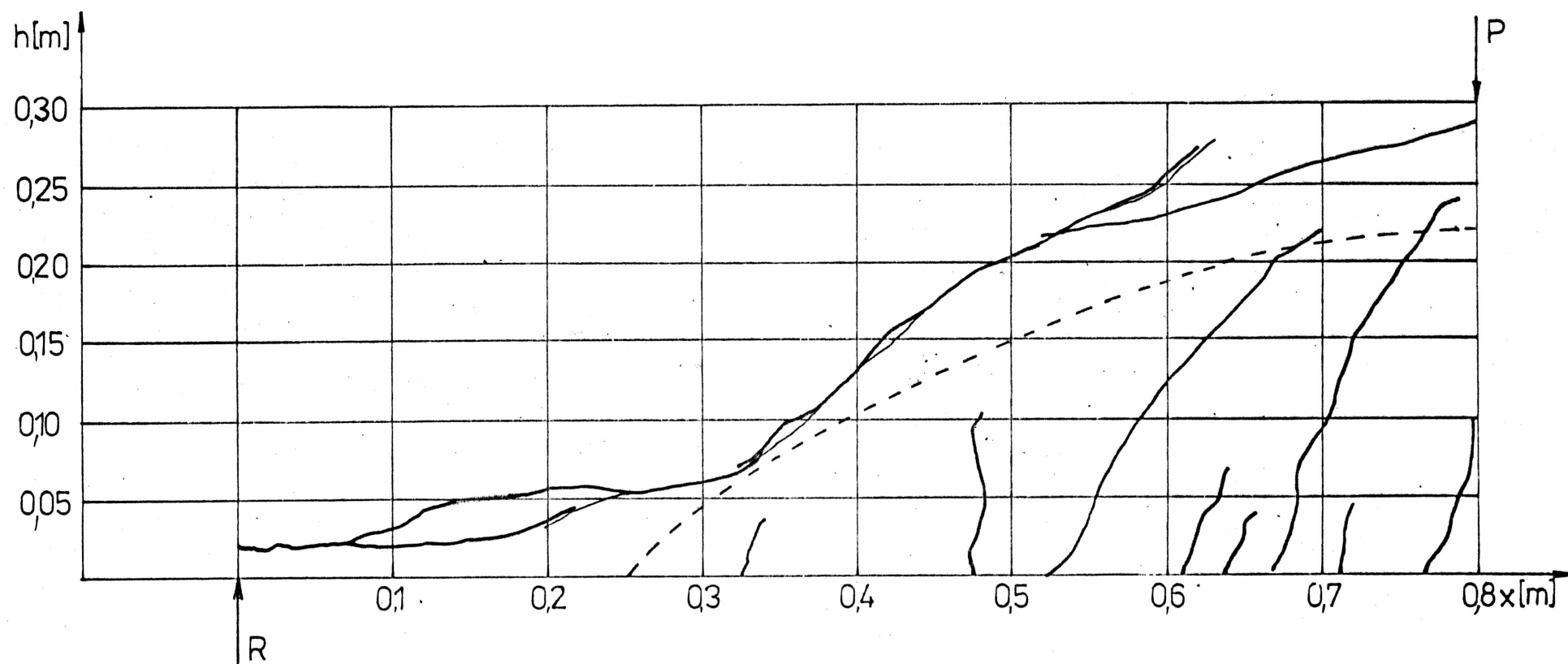


Rys.6.18 Belka serii "c". Obserwacja i pomiar zarysowania przy użyciu czujników elektrooporowych /a/, warstwy optycznie czułej /b/ i czujników zegarowych /c/.

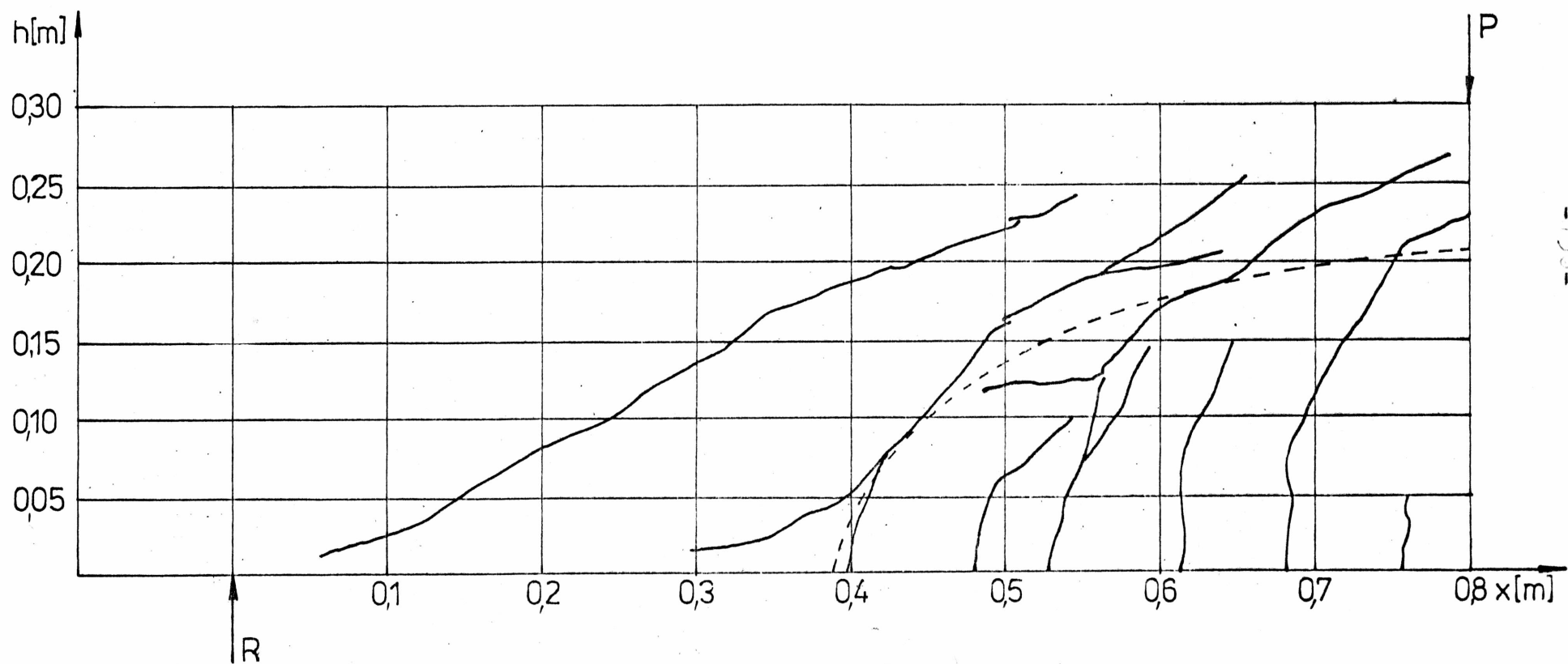
z pozycji eksploatacji konstrukcji cecha będzie się oczywiście zmieniać wraz ze zmianą stopnia sprężenia η zbliżając się do czystego żelbetu lub pełnego sprężenia. Jak pokazano na rys.

6.19 - 6.21 zasięg rys II rodzaju na dolnej krawędzi badanych belek wynosi od h dla belek żelbetowych do $1,66 h$ dla całkowicie sprężonych licząc od osi podpory. Rysy I rodzaju przy całkowitym sprężeniu w ogóle nie pojawiły się, z wyjątkiem elementu B-3b, w którym rysa R_5 występująca przy obciążeniu bliskim P_n rozwinęła się nieco powyżej dolnej krawędzi w sposób charakterystyczny dla rys I rodzaju, aczkolwiek jedna jej gałąź jest charakterystyczna dla rys II rodzaju.

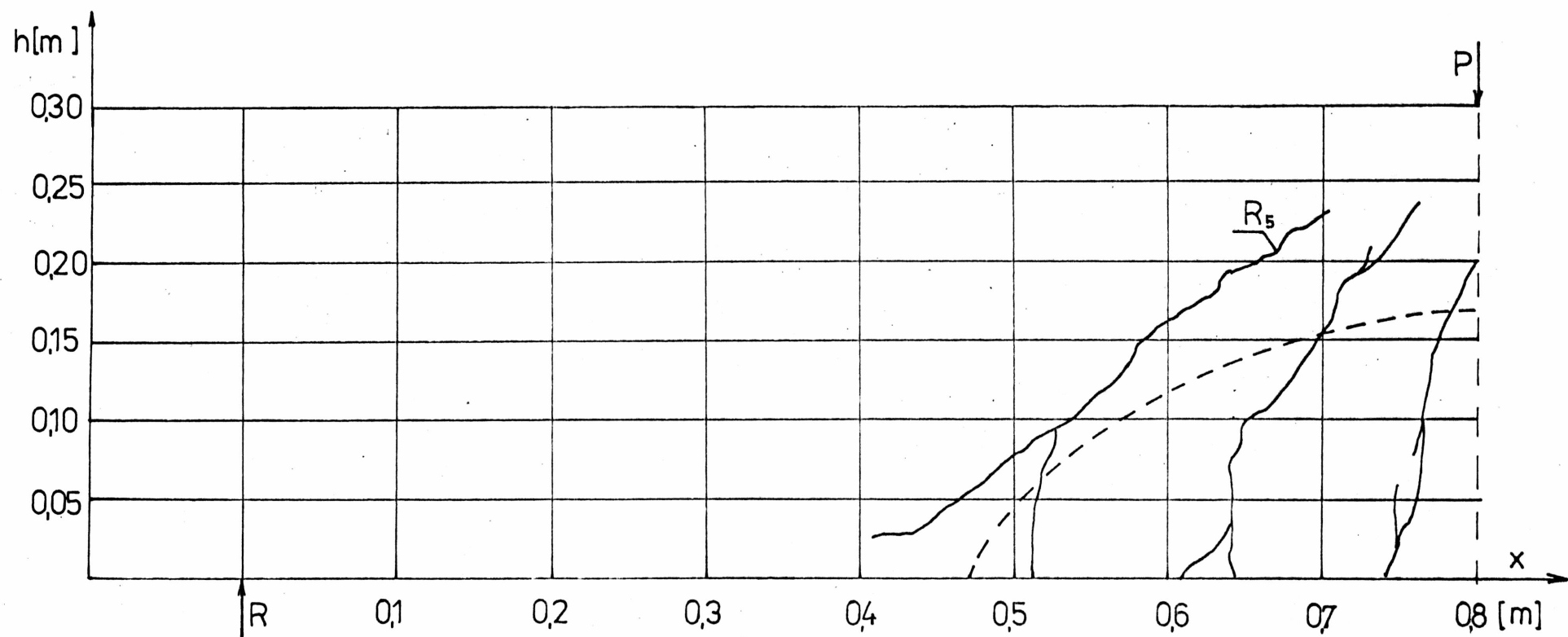
Warto podkreślić, że poprzeczna siła rysująca równa obciążeniu P , towarzysząca powstawaniu rys I rodzaju osiąga wartość dla pełnego sprężenia / $\eta = 1,0$ / większą od P_n / to znaczy że nie osiągnięto przed zniszczeniem zarysowania I rodzaju/. Dla żelbetu wynosi ona średnio nieco mniej niż $P_{af=0,2}$, natomiast dla częściowego sprężenia wynosi średnio $0,85 P_n$ i przekracza wartość $P_{af=0,2}$ średnio o ponad 25 %. Należy zwrócić uwagę na poprawność sposobu prognozowania zarysowania opisanego w punkcie 5.2.2. Na rys. 6.22 - 6.24 podano dla trzech charakterystycznych przekrojów ukośnych trzech serii belek wykresy odkształceń jednostkowych ε_α . Ich przebieg jest podobny do przebiegu naprężeń określanych wyrażeniem /5.16/ po wprowadzeniu doń σ_y wynikającego z oddziaływania podpory i wprowadzenia siły sprężającej. Obliczenia sprawdzające przeprowadzono w punkcie 5.2.3. Wielkości omawianych odkształceń podano na podstawie pomiarów przeprowadzonych w trakcie badań doświadczalnych. Wartości $\varepsilon_\alpha > 0,25 \%$ należy traktować jako rezultat pomiaru uwzględniający zarysowania betonu w badanym miejscu. Zwracają uwagę duże wartoś-



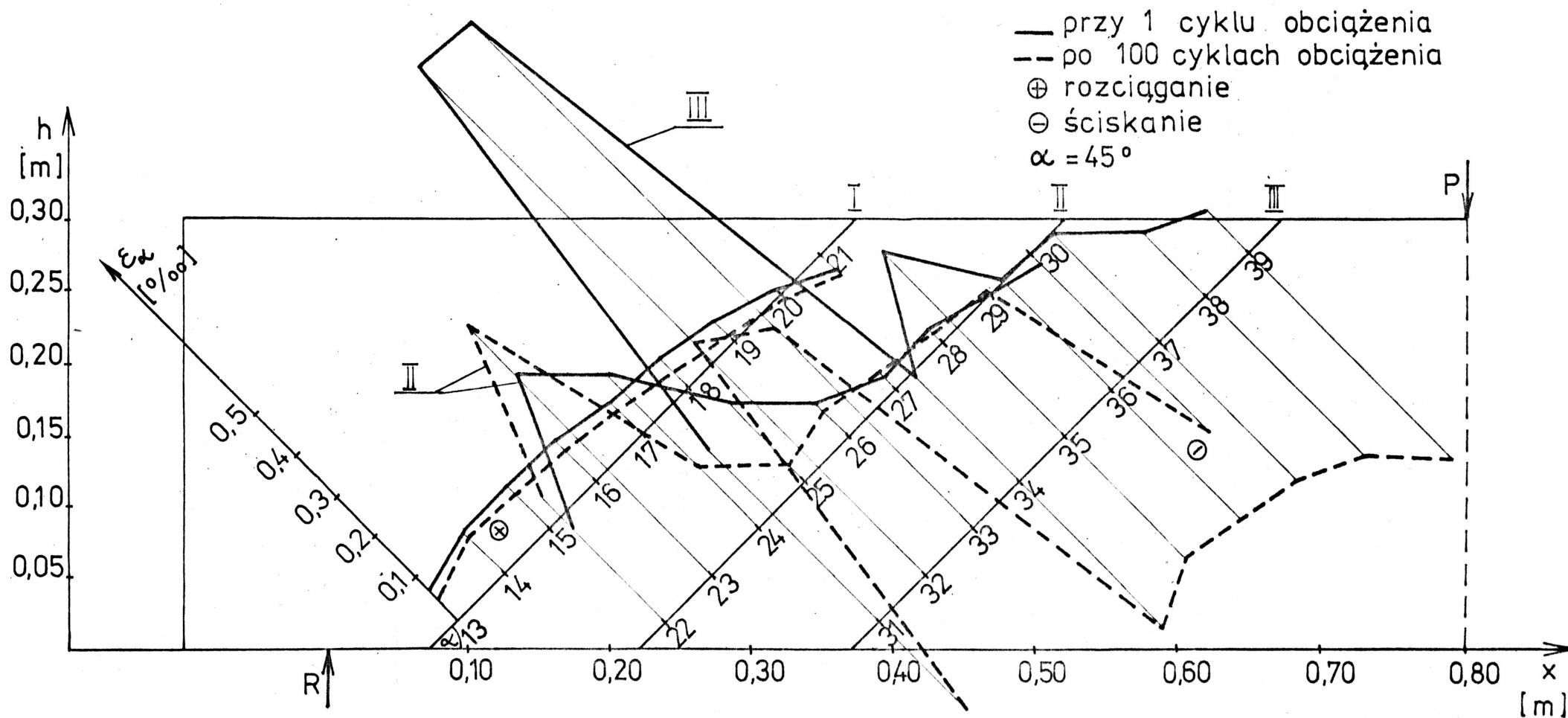
Rys. 6.19 Stan zarysowania belki B-3a przy obciążeniu $P = 0.95R$



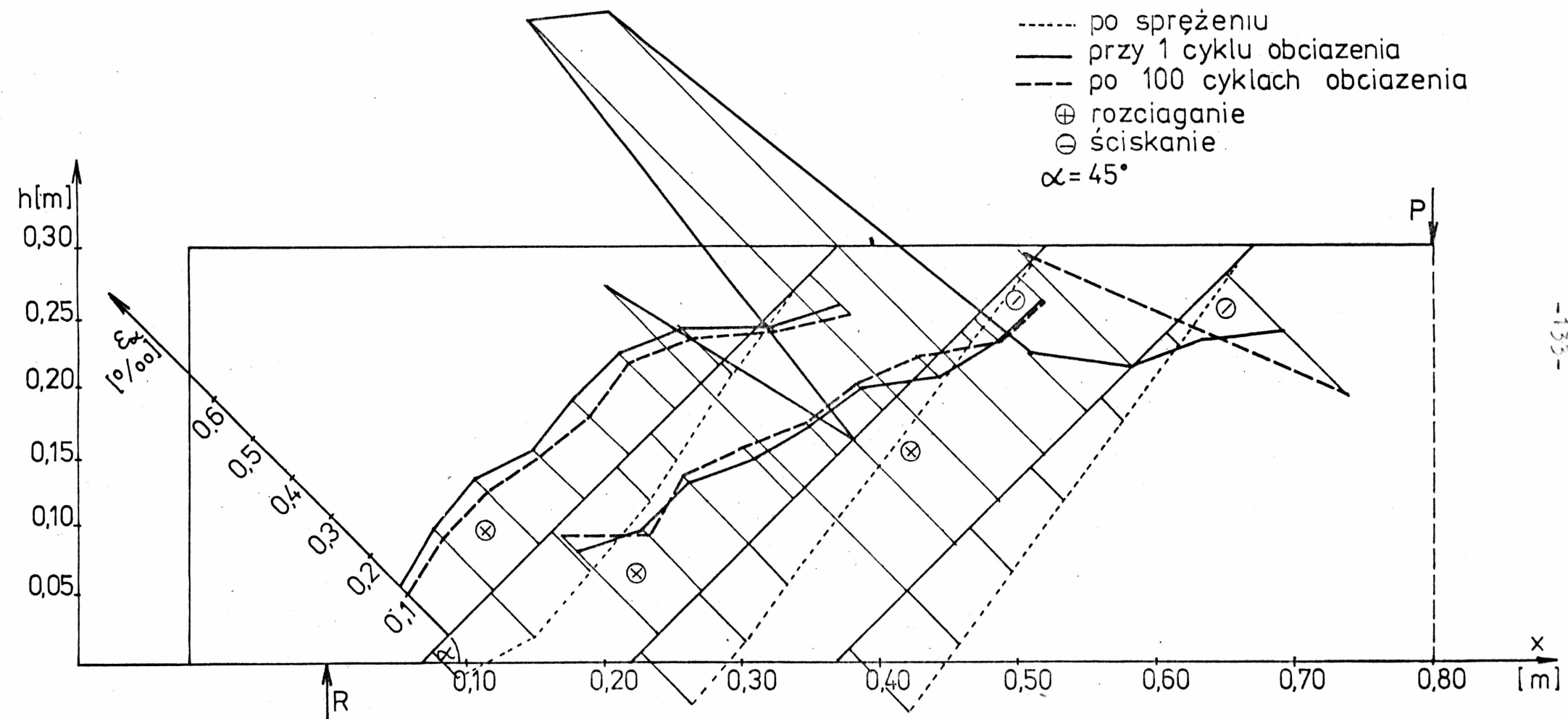
Rys. 6.20 Stan zarysowania belki B-3c przy obciążeniu $P=0,95 R_n$



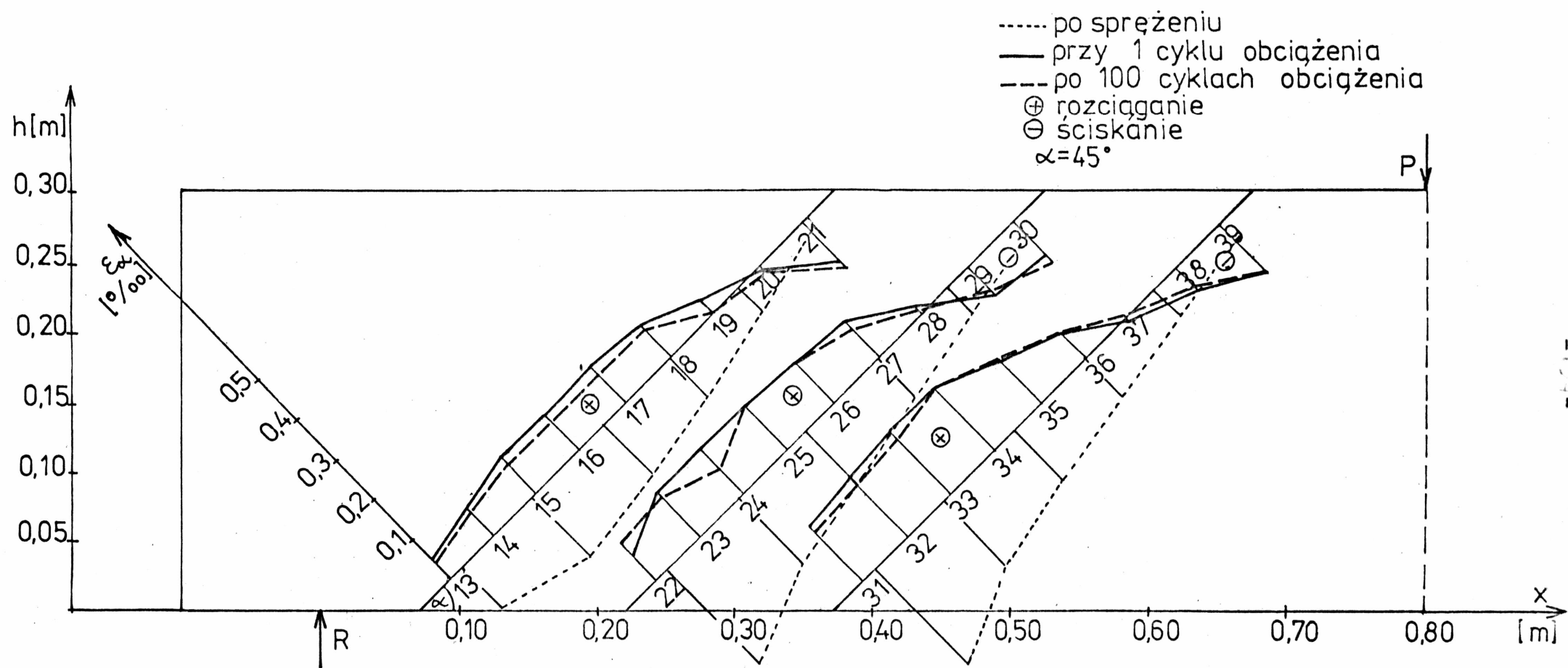
Rys.6.21 Stan zarysowania belki B-3b przy obciążeniu $P = 0.95P_n$.



Rys.6.22 Odształcenia ε_x w strefie przypodporowej belki B-3a przy obciążeniu $P = 55 \text{ kN}$.



Rys.6.23 Odształcenie ϵ_{α} w strefie przypodporowej belki B-3c przy obciążeniu $P=70$ kN.



Rys. 6.24 Odształcenie ε_α w strefie przypodporowej belki B-3b przy obciążeniu $P=65$ kN.

ci ε_α przed zarysowaniem konstrukcji, co jest zgodne ze spostrzeżeniami w pracach [54] [59] [55], że w płaskim stanie naprężenia /rozciąganie - ściskanie/ graniczna wartość $\varepsilon_1 = \varepsilon_r$ jest wyraźnie większa niż przy jednoosiowym rozciąganiu.

Należy też zwrócić uwagę, że w wyniku obciążeń powtarzalnych występuje wyrównanie i złagodzenie odkształceń jednostkowych co tłumaczy się wpływem propagacji mikrozarysowań. W elemencie żelbetowym, który był najbardziej podatny /w tej strefie belki/ na obciążenia powtarzalne, wpływ tych obciążeń na obraz ε_α jest największy /rys.6.27/.

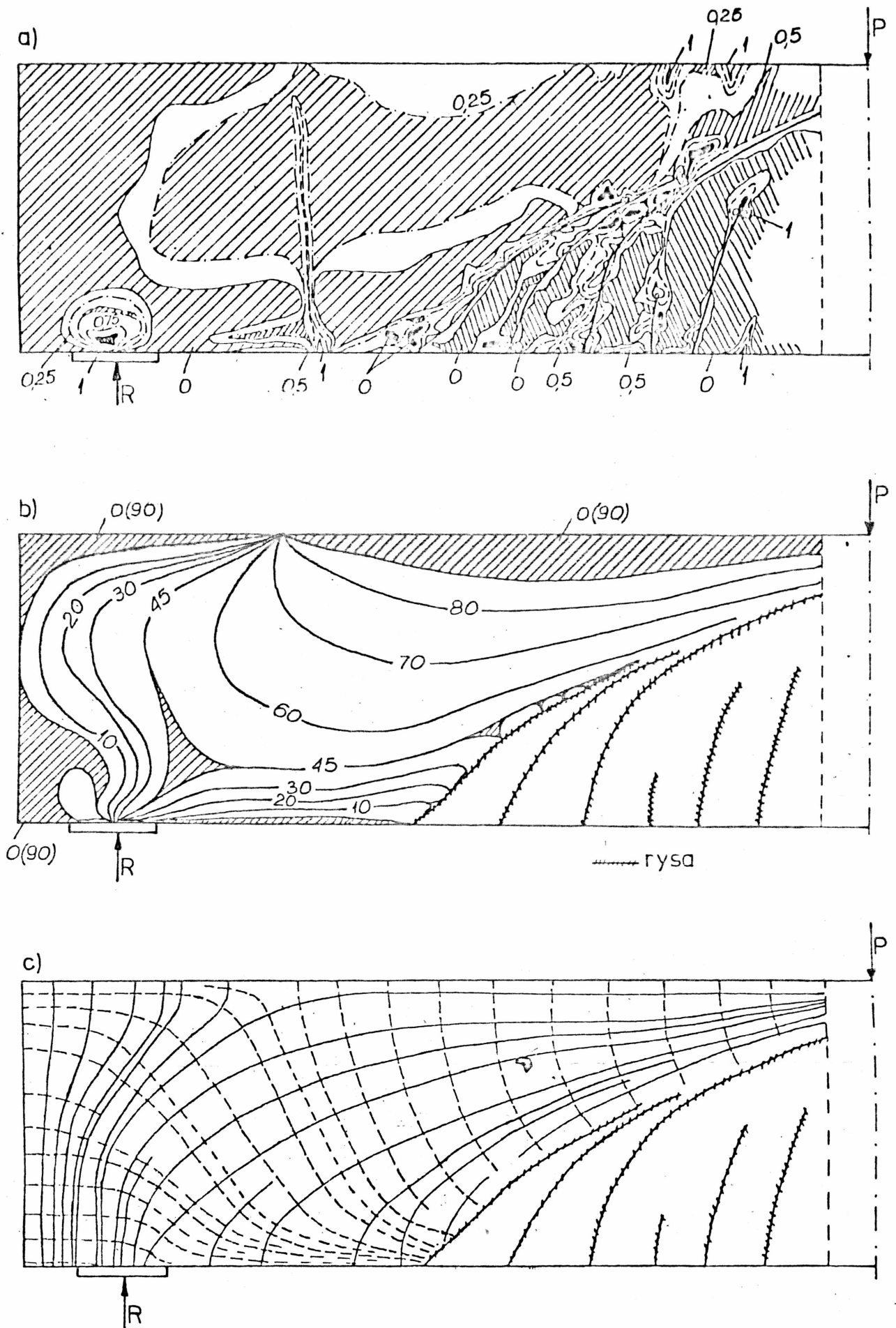
Podane na rys. 6.22 - 6.24 wykresy pomierzonych odkształceń dotyczą obciążenia $P = P_{af=0,2}$.

Przy analizowaniu omawianych zarysowań nasuwają się ponadto następujące uwagi:

- Charakter przebiegu rys w analizowanej strefie belek jest nieco inny dla elementów z każdej serii. Widoczny jest tu różny ze wzrostem stopnia sprężenia η kąt nachylenia rys i to w poziomie wysokości elementów. Nachylenie rys względem osi podłużnej belki maleje ze wzrostem stopnia sprężenia
- Wraz ze wzrostem sprężenia η występuje wyraźny wzrost odporności elementu na zarysowania I rodzaju.
- Charakterystyczną cechą zachowania się badanych elementów była kolejność pojawienia się rys I rodzaju w belkach o różnym układzie strzemion. W belkach trzech serii pierwsze rysy tego rodzaju zaobserwowano w elemencie B-3a, b, c czyli tam gdzie kierunek strzemion był zbieżny z kierunkiem głównych naprężeń rozciągających σ_1 . Większą odporność innych elementów na ten rodzaj zarysowania tłumaczy się występowaniem dodatkowych oporów na przemieszczenie betonu względem strzemion wynikają-

cych z poprzecznego oddziaływania tych strzemion względem kierunku odkształceń betonu. Należy podkreślić, że tylko w przypadku strzemion ukośnych rysy zamykały się po odciążeniu elementu.

- Duża odporność na zarysowanie I rodzaju elementów serii "c"
/ $\eta = 0,5$ / wynika z tego, że nawet ten niewielki stopień sprężenia redukuje znacząco główne naprężenia rozciągające i rozciągające odkształcenia jednostkowe przy zaawansowanym obciążeniu belek; widać to dobrze na rys. 6.23 /przez odjęcie wykresu oznaczonego kropkami od wykresów oznaczonych linią ciągłą lub przerywaną/.
- Analiza stanu zarysowania strefy podporowej prowadzi do wniosku że i w zakresie odporności na wpływ sił poprzecznych belki częściowo-sprężone charakteryzują się cechami zbliżonymi do belek w pełni sprężonych. Potwierdzają to również wyniki uzyskane z warstw optycznie czułych przedstawione na rys. 6.25. Na rysunku tym podano na przykładzie belki B-1c, po 100 cyklach obciążeń do $P = 0,67 P_n$ i przy poziomie obciążenia $P = 0,80 P_n$, wykresy izochrom, izoklin i kierunków głównych naprężeń. Widać z nich że i belka częściowo-sprężona o najsłabszym zbrojeniu poprzecznym wykazuje dostateczną odporność na rysy pierwszego rodzaju. Zwraca się przy tym uwagę na koncentrację izochrom przy rysach ukośnych oraz przy włoskowatej rysie pionowej wyraźnie wywołanej przez istniejące w tym miejscu zbrojenia poprzeczne /patrz również rys. 6.10d i rys. 6.18b/.



Rys.6.25 Wykresy izochrom (a), zbiorczy układ izoklin (b) i trajektorie naprężeń głównych (c) w belce B-1c przy obciążeniu $P=0.8P_n$.

6.3.2 Analiza numeryczna z uwzględnieniem zarysowania

Analizę numeryczną zgodnie z założeniami podanymi w punkcie 5.2.3 przeprowadzono na EMC Odra 1305 w Centrum Obliczeniowym Politechniki Wrocławskiej. W tabulogramie wyników uzyskiwano następujące wielkości jako wydruk z maszyny cyfrowej:

- schemat dyskretyzacji obszaru,
- współrzędne węzłów,
- opis elementów płaskich i prętowych,
- obciążenie węzłów
- naprężenia w elementach płaskich $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_1, \sigma_2, \varphi$ i siły w elementach prętowych.
- plan warstwiczny naprężeń.

Najważniejsze z uzyskanych wyników podano na rys. 6.26 ÷ 6.28. Podane na tych rysunkach rezultaty obliczeń uwzględniają rzeczywisty stan zarysowania belki stwierdzony w badaniach doświadczalnych. Zarysowanie analizowanej strefy belki pokazano na rysunkach w formie linii łamanych, z uwzględnieniem możliwości jej opisu czworobocznymi elementami systemu STRAINS.

Podstawowe wielkości, to znaczy naprężenia ścinające τ_{xy} zostały zilustrowane na dwóch rysunkach rys. 6.26a i 6.26b. Na rys. 6.26b podano wielkość τ_{xy} uzyskane z badań elastooptycznych. Jeśli chodzi o wyznaczenie naprężeń z pomiarów na warstwie optycznie czułej to danymi wyjściowymi są tu następujące parametry:

- m - rząd izochromy,
- α - parametr izokliny.

Obrazują one stan odkształcenia z uwzględnieniem zaburzenia związanego z zarysowaniem.

Przy analizie wykorzystano równanie Laplace'a dla płaskiego stanu naprężenia:

$$\nabla^2 (\zeta_x + \zeta_y) = \nabla^2 (\zeta_1 + \zeta_2) = 0 \quad /6.7/$$

gdzie:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$$

$$\text{Oznaczając za [42]} \quad \zeta_1 + \zeta_2 = p \quad /6.8/$$

$$\zeta_1 - \zeta_2 = q \quad /6.9/$$

$$\nabla^2 p = 0 \quad /6.10/$$

i korzystając z warunków równowagi

$$\frac{\partial \zeta_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \quad /6.11/$$

$$\frac{\partial \zeta_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} = 0 \quad /6.12/$$

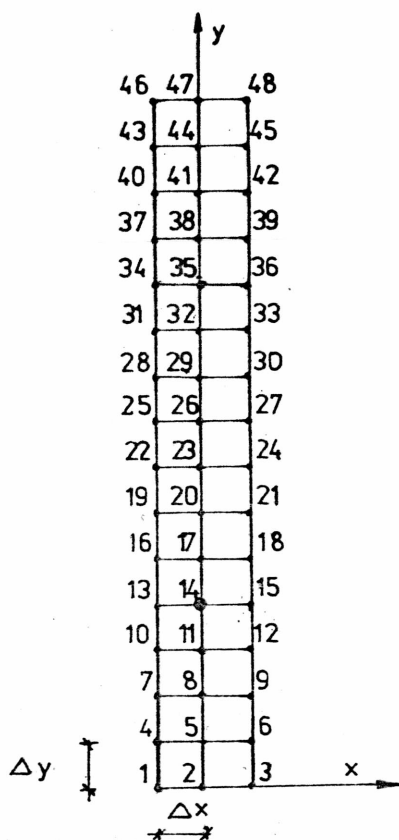
otrzymujemy równanie Laplace'a w postaci

$$2 \frac{\nabla^2 p}{\partial y^2} - \nabla^2 q' = 0 \quad /6.13/$$

gdzie:

$$q' = q \cdot \cos 2\alpha \quad /w \text{ zastosowanym rozwiązaniu } q = m /$$

Praktycznie równanie to rozwiązywano metodą różnic skończonych [42], [43], przy podziale $\Delta x = \Delta y = 0,02 \text{ m}$; na wysokości elementu h obliczano wartości p i q w czternastu przekrojach jak na szkicu.



Przykładowo dla punktu 14 równanie to ma postać:

$$2 (p_{11} - 2 p_{14} + p_{17}) - [-4 q'_{14} + q'_{11} + q'_{13} + q'_{17} + q'_{15}] = 0$$

Dla przekroju A-A otrzymano w ten sposób układ 14 równań o 14 niewiadomych.

Wartość q , oraz p_2 i p_{47} uzyskano bezpośrednio z badań elastooptycznych.

Znając p i q , wartości σ_x , σ_y , τ_{xy} obliczono ze wzorów:

$$\sigma_x = \frac{1}{2} p + \frac{1}{2} q \cos 2\alpha \quad /6.14/$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2} p - \frac{1}{2} q \cos 2\alpha \quad /6.15/$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2} q \cdot \sin 2\alpha \quad /6.16/$$

Przy pominięciu stałej naprężeniowej

$$f = \frac{E_b}{1 + \nu_b} \cdot \frac{1 + \nu_w}{E_w} \cdot \frac{K^{1,0}}{2 t_w} \quad /6.17/$$

gdzie:

$K^{1,0}$ - elastooptyczna stała materiałowa wynosząca tu $K^{1,0} = 1,343$ MPa m/rz, iz /Mpa·m/rząd izochromy/

t_w - grubość warstwy: $t_w = 0,25$ cm

E_w, ν_w - moduł sprężystości i współczynnik Poissona dla warstwy wynoszące tu odpowiednio 3400 MPa; 0,38 ,

otrzymano rozwiązanie tylko w zależności od rzędu izochromy m /podstawiając $q = m/$.

Rozwiązanie powyższych równań i przejście od wyników pomiarów do potrzebnych wielkości naprężeń, wykonano według opracowanego programu na mikrokomputerze ZX-81.

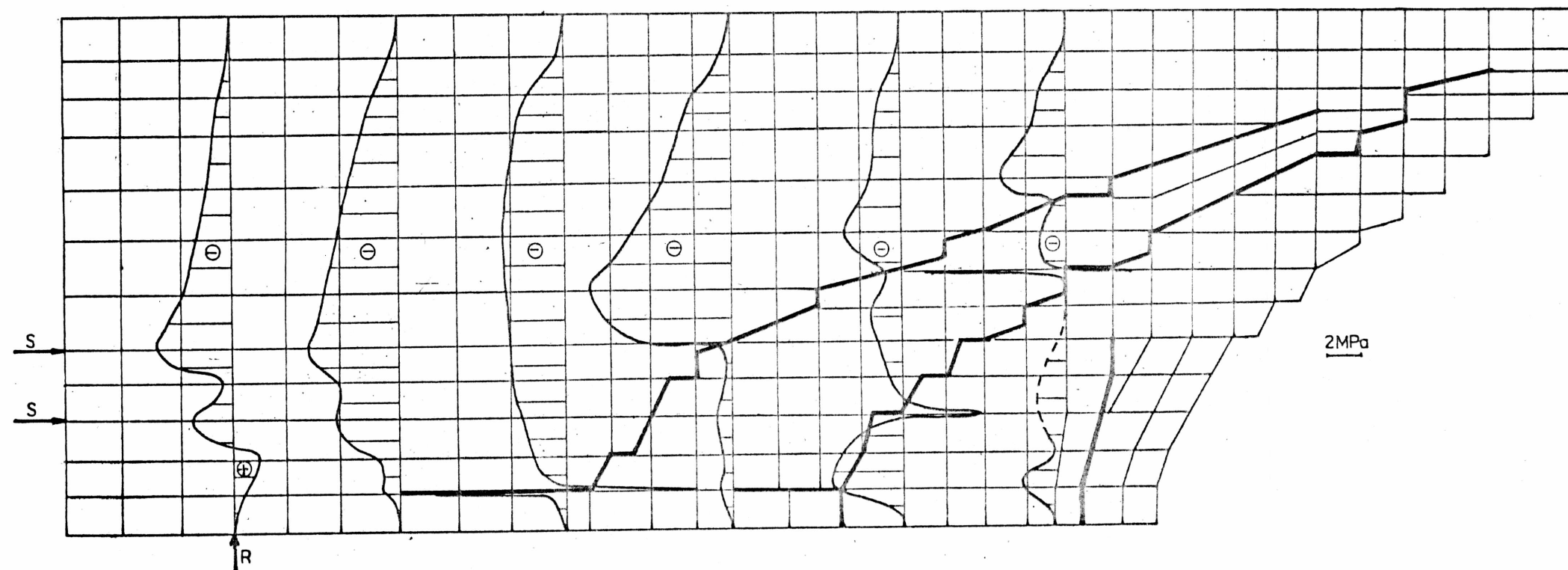
Można ogólnie stwierdzić, że wykresy na rysunkach rys. 6.26a i 6.26b są podobne do siebie pod względem maksymalnych wartości

τ_{xy} i złożoności ich przebiegu. Różnice w tych wykresach tłumaczy się tym, że w analizie numerycznej uwzględniono tylko rysy podane na rys. 6.26a, a wykresy z rys. 6.26b uwzględniają dodatkowe niewidoczne mikrorysy. Ponadto wynik badań elastooptycznych uwzględnia wszelkie niejednorodności materiału gdy tymczasem w analizie numerycznej przyjęto równomierne cechy materiału w całym obszarze, zmienne tylko w funkcji wyteżenia i to skokowo, zgodnie z przyjętym podziałem siatki i zakresu obciążenia.

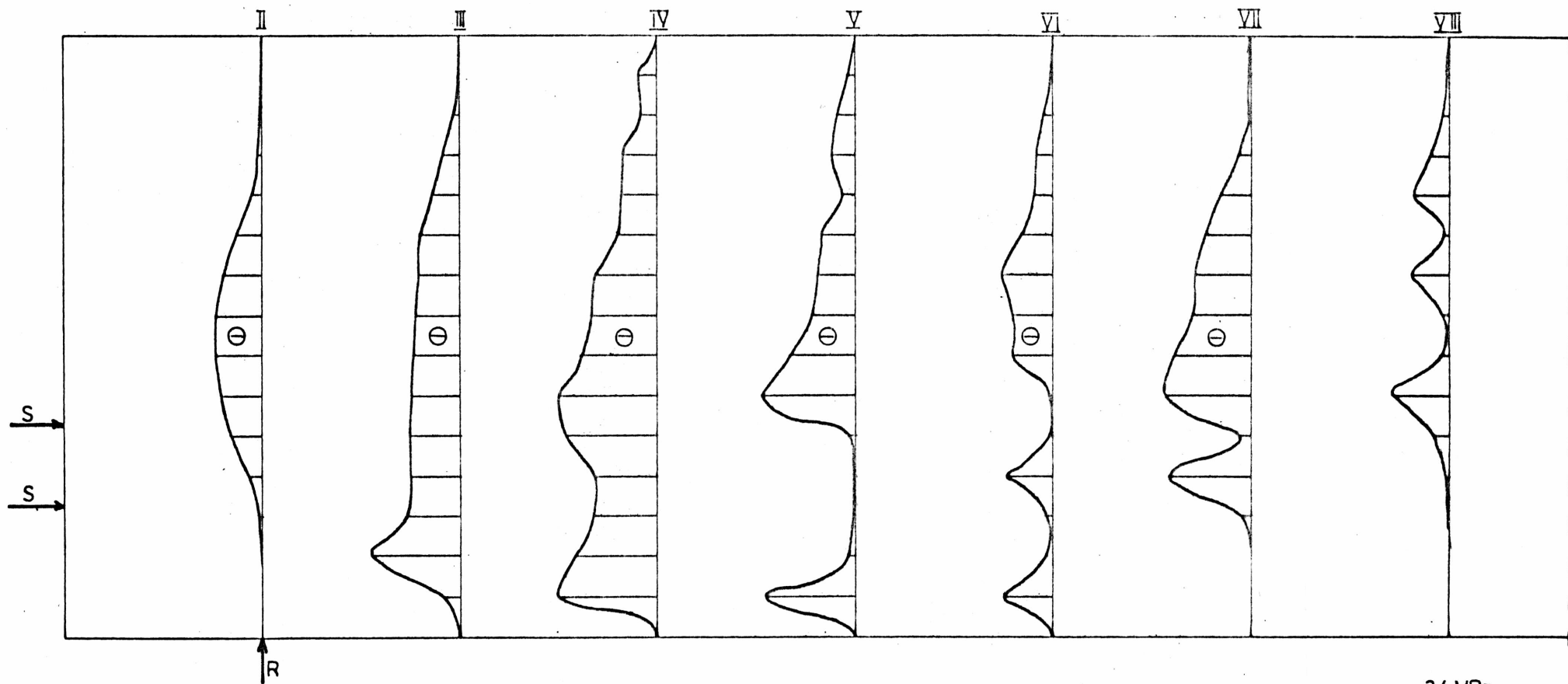
Należy też mieć na uwadze, że w analizie elastooptycznej są uwzględnione wpływy reologiczne i eksponują się zjawiska zachodzące na powierzchni belki, natomiast analiza numeryczna przeprowadzona z pominięciem parametru czasu mimo, że dotyczy modelu płaskiego, uwzględnia całą grubość belki. Trzeba jednak uznać, że obie metody dają w wyniku podobny obraz analizowanego stanu naprężeń. Szczególnie charakterystyczne są rozkłady naprężeń τ_{xy} na wysokości belki. Przedstawiony stan naprężeń uwzględnia sprężenie oraz obciążenie siłami skupionymi. Podobny przebieg naprężeń τ_{xy} uzyskano również przy badaniu belek serii "a".

Tę prawidłowość potwierdzają badania przedstawione w pracy [58] dotyczącej belek żelbetowych.

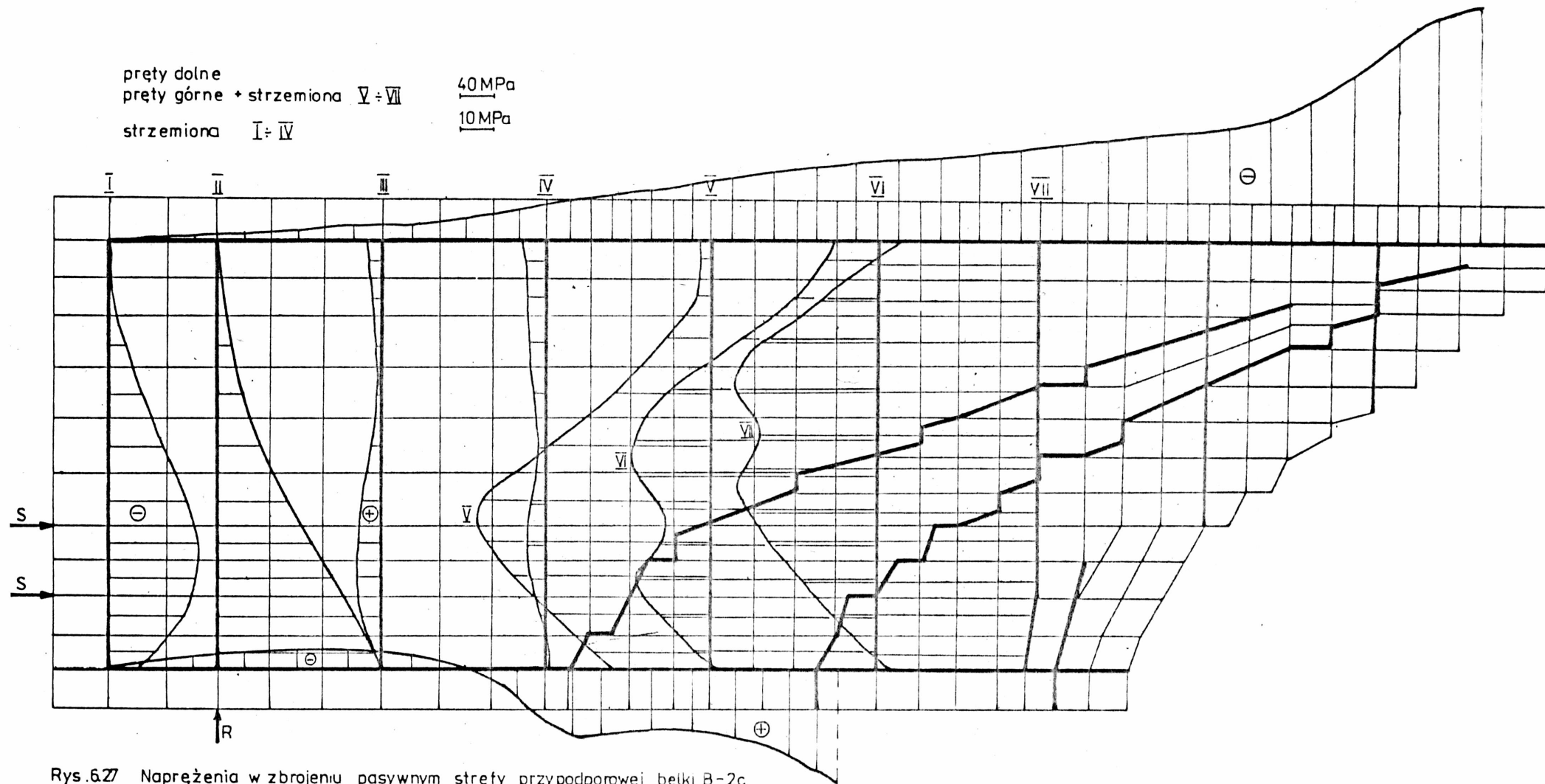
Wielkość i przebieg naprężeń τ_{xy} należy analizować łącznie z rozkładem naprężeń w strzemionach przedstawionym na rys. 6.27. Widoczne tu jest przegrupowanie sił wewnętrznych z betonu na stal w obszarze zarysowania.



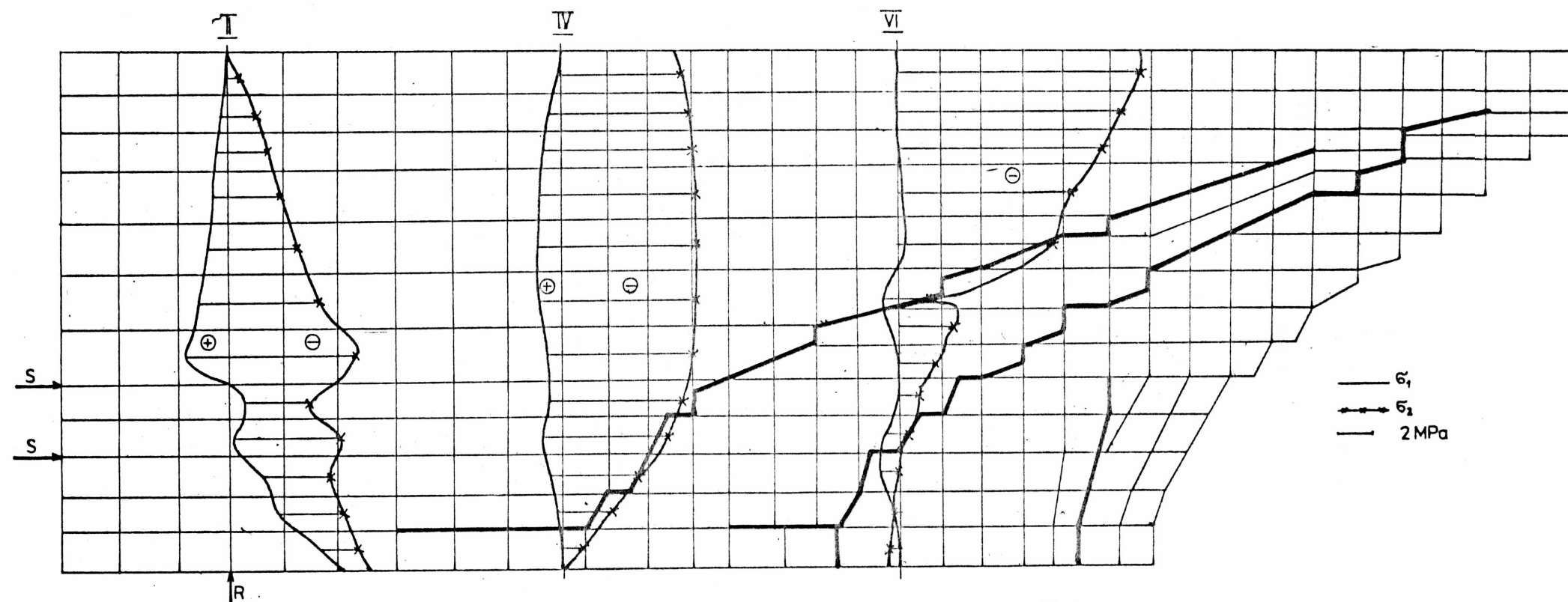
Rys. 6.26a Napreżenia τ_{xy} w betonie strefy przypodporowej belki B-2c jako wynik analizy numerycznej z uwzględnieniem zarysowania pod obciążeniem $P \approx P_R$.



Rys. 6.2 6b Naprężenia τ_{xy} w betonie strefy przypodporowej belki B-2c jako wynik badań elastooptycznych z uwzględnieniem zarysowania pod obciążeniem $P \approx P_n$



Rys. 6.27 Naprężenia w zbrojeniu pasywnym strefy przypodporowej belki B-2c jako wynik analizy numerycznej z uwzględnieniem zarysowania pod obciążeniem $P \approx P_n$.



Rys. 6.28 Główne naprężenia σ_1 i σ_2 w strefie przypodporowej belki B-2c jako wynik analizy numerycznej z uwzględnieniem zarysowania pod obciążeniem $P=P_u$.

Z rys. 6.26 i rys. 6.27 wynika, że po pojawieniu się rys ukośnych I rodzaju a więc w stanie bliskim granicznej nośności belki, tylko w bezpośrednim sąsiedztwie podpory można szacować wielkości i rozkład naprężeń stycznych według stosowanych ogólnie wzorów. W obszarze zarysowania pracuje na ścinanie głównie górny klin belki przekazujący oddziaływanie od obciążeń na podporę i dodatkowo w mniejszym stopniu rozdzielone rysami fragmenty belki. W tym obszarze jest widoczny udział strzemion w przenoszeniu ścinania. Analizując wykresy podane na rys. 6.26 i 6.27 oszacowano, że w tym przedgranicznym stanie nośności na ścinanie udział w przenoszeniu siły poprzecznej Q wynosi

- beton i zbrojenie strefy ściskanej $0,30 Q$
- strzemiona $0,35 Q$
- aktywne i pasywne zbrojenie podłużne $0,35 Q$

W stosunku do żelbetu /patrz rys. 6.19 i rys. 6.20/ występuje w belkach częściowo sprężonych w stanie granicznym nieco większa strefa betonu ściskanego przy górnej krawędzi, a ponadto widać wyraźnie wpływ rozproszonego zbrojenia aktywnego rozmieszczonego bliżej osi podłużnej belki i stąd większa odporność tych belek na ścinanie. Jest to wynik działania częściowego sprężenia, które okazuje się wyjątkowo korzystne dając praktycznie zabezpieczenie nośności na ścinanie przed osiągnięciem nośności na zginanie. Do takich wniosków prowadzą zarówno wyniki badań doświadczalnych jak i wyniki analizy numerycznej. Wnioski te potwierdzają wykresy podane na rys. 6.28 przedstawiające wartości i przebieg naprężeń głównych w betonie omawianej strefy belek. Z wykresów tych wynika, że w miarę oddalenia od osi podpory i przejścia w strefę zarysowaną wewnętrzne siły wynikające z głównych naprężeń rozciągających są przejmowane przez strzemiona a siły ściskające są

przejmowane przez beton górnego, głównego klina rozwarstwiającej się belki. Potwierdzają to również wykresy na rys. 6.25, uzyskane z badań elastooptycznych.

Jeśli chodzi o naprężenia główne strefy przypodporowej /rys.6.28/ to na uwagę zasługuje fakt, że nawet w tym przedgranicznym stanie w niezarysowanym obszarze tuż przy podporze występują stosunkowo niewielkie naprężenia rozciągające, a w najbliższym sąsiedztwie podparcia występuje dwuosiowe ściskanie. Jest to bezsprzecznie korzystny wpływ wprowadzenia do belki siły podłużnej przez jej częściowe sprężenie. Dwukierunkowe ściskanie w górnej części rozwarstwionej belki w przekrojach oddalonych od podpory tłumaczy się wpływem poprzecznego oddziaływania silnie napiętych strzemion /rys.6.27/.

Ogólnie wyniki przeprowadzonych badań prowadzą do wniosku, że częściowe sprężenie wyraźnie zwiększa nośność tych belek na ścinanie. Przy stopniu sprężenia $\eta \gg 0,5$ wytrzymałość ta jest wystarczająco duża dla bezpiecznego przeniesienia sił poprzecznych od obciążenia wywołującego zniszczenie na zginanie. Dotyczy to oczywiście belek prostokątnych oraz przyjętego schematu obciążenia i uogólnienie na inne przypadki wymaga dodatkowych badań; niemniej można stwierdzić, że wpływ częściowego sprężenia będzie na nośność na ścinanie korzystny dla belek dowolnego kształtu, z tym że jak wynika z przeprowadzonych doświadczeń dość istotne jest rozproszenie zbrojenia aktywnego na wysokości belki.

Jeśli chodzi o samą analizę numeryczną belki zarysowanej to trzeba odnotować, że wykonano taką analizę przy wykorzystaniu systemu obliczeniowego, opracowanego dla ustrojów o ośrodku ciągłym. Adaptowany z systemu STRAINS program obliczeń wymaga w trak-

cie realizacji udziału autora i ma charakter działania interaktywnego.

Program ten będzie dalej doskonalony głównie w zakresie siatki podziału na elementy dla lepszego opisu rys, w zakresie współdziałania zbrojenia i betonu w ramach nałożonych na siebie dwóch siatek podziału na elementy oraz w zakresie ściślejszego odwzorowania współdziałania zbrojenia z betonem w miejscu rysy /zmiana przyczepności i tarcia na długości pręta i oddziaływanie poprzeczne pręta/

6.4. Mechanizm zniszczenia

6.4.1 Wprowadzenie

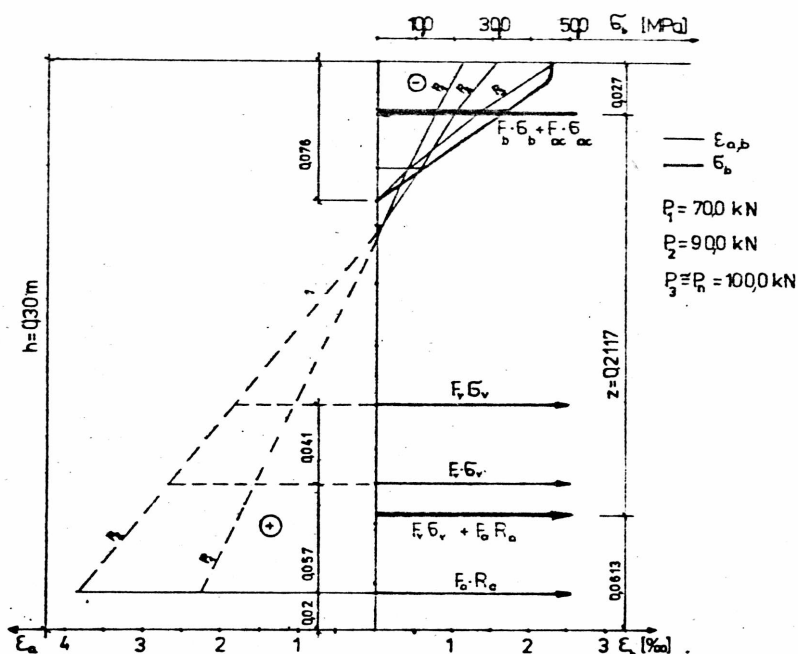
W punkcie tym charakteryzuje się pracę wytrzymałościową belek /ich zachowanie się/przy obciążeniach niszczących. Chodzi tu o zniszczenia pod działaniem momentu gnącego lub siły poprzecznej z wyróżnieniem belek serii "c" /częściowo sprężonych/ w odniesieniu do belek serii "a" oraz "b". Charakterystykę tę przedstawiono tylko na podstawie badań własnych i w zakresie ograniczonym do przeprowadzonych pomiarów i obserwacji.

6.4.2 Zniszczenie przy zginaniu

Mechanizm zniszczenia od zginania belek wszystkich serii był podobny z tymi niewielkimi różnicami, które wynikają z poprzedniej analizy pracy wytrzymałościowej badanych belek. W miarę wzrostu obciążenia zwiększała się rozwartość i zasięg rys na wysokości belek z tym, że najwyższy zasięg rys wykazywały belki całkowicie sprężone a najmniejszy żelbetowe, co jest też widoczne na rys. 6.10. Największe rozwartości rys przy obciążeniu

bliskim niszcącemu stwierdzono: w belce B-2a, $a_f = 0,20$ mm ;
w belce B-3b, $a_f = 1,09$ mm ; w belce B-2c, $a_f = 0,52$ mm.

Na rys. 6.29 pokazano dla belki B-1c charakterystykę jej pracy dla trzech poziomów obciążeń z tym, że wykres σ_b w strefie ściskanej podano dla obciążenia bliskiego zniszczenia. Dla tego przypadku uzyskano z pomiarów $\sigma_{b,max} = 45,0$ MPa, $\sigma_a = 480,0$ MPa, $\sigma_{ac} = 262,5$ MPa i oszacowano $\sigma_v = 1489,5$ MPa, które jest średnim naprężeniem w obu warstwach ciągnię z uwzględnieniem naprężenia w chwili sprężania, strat reologicznych i wzrostu naprężeń w ciągnach pod obciążeniem w czasie badań. Z podanego na rys. 6.29 układu sił i wykresów odkształceń wynika, że przy częściowym sprężeniu bez wprowadzenia naprężeń rozciągających na górnej krawędzi, w ciągnach sprężających nie powinno wystąpić przekroczenie naprężeń dopuszczalnych /wytrzymałości obliczeniowej/ w wyniku obciążeń użytkowych.



Rys. 6.29 Odkształcenia jednostkowe, naprężenia i siły w belce B-1c w stanie granicznej nośności na zginanie.

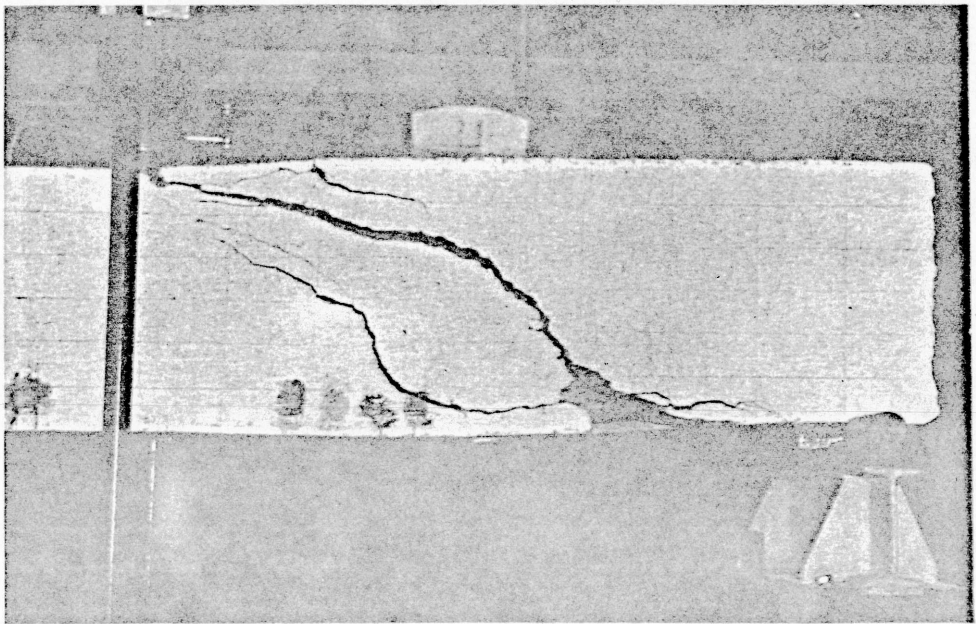
Należy zwrócić uwagę, że praktycznie wszystkie belki trzech serii charakteryzują się podobną nośnością graniczną /tabl.6.3/, zgodnie z założeniami przyjętymi w programie badań do projektowania belek.

Porównując pracę wytrzymałościową belek trzech serii przy obciążeniu niszczącym należy podkreślić szczególne cechy belek serii "c" a głównie większe niż przy całkowitym sprężeniu ramie sił wewnętrznych, niższe średnie naprężenia w cięgnach sprężających oraz około dwukrotnie mniejszą rozwartość rys.

6.4.3 Stan nośności granicznej na ścinanie

Nośność badanych belek na ścinanie była bardziej zróżnicowana, niż to miało miejsce w strefie środkowej belek na zginanie. Jak to podano w tabl. 6.3 tylko w belkach serii "a" stwierdzono nośność graniczną elementów na ścinanie w chwili powstania rys ukośnych /pęknięć/ czyli rys I rodzaju. W belkach serii "b" i "c" zniszczenie nastąpiło w wyniku działania momentu gnącego, z tym, że w elementach serii "c" przy obciążeniu niszczącym pojawiły się w strefie przypodporowej rysy ukośne od ścinania. Na rys. 6.30 podano fotografie zarysowania belek serii "a" przy ich zniszczeniu na ścinanie. Jest charakterystyczne, że belki ze strzemionami pionowymi /rys.6.30 a i b/ mają podobny przebieg rys, natomiast w belce ze strzemionami ukośnymi /rys. 6.30c/ przebieg rysy jest odmienny - jest to właściwie proste pęknięcie ukośne pod kątem zbliżonym do 45° . Trzeba zaznaczyć, że poprzeczna siła niszcząca w belce z pionowymi i ukośnymi strzemionami ma prawie tę samą wartość. Wyraźnie niższa siła niszcząca w belce B-1a wynika z minimalnego zbrojenia poprzecznego /rys.4.14/. Dodatkowo interesują-

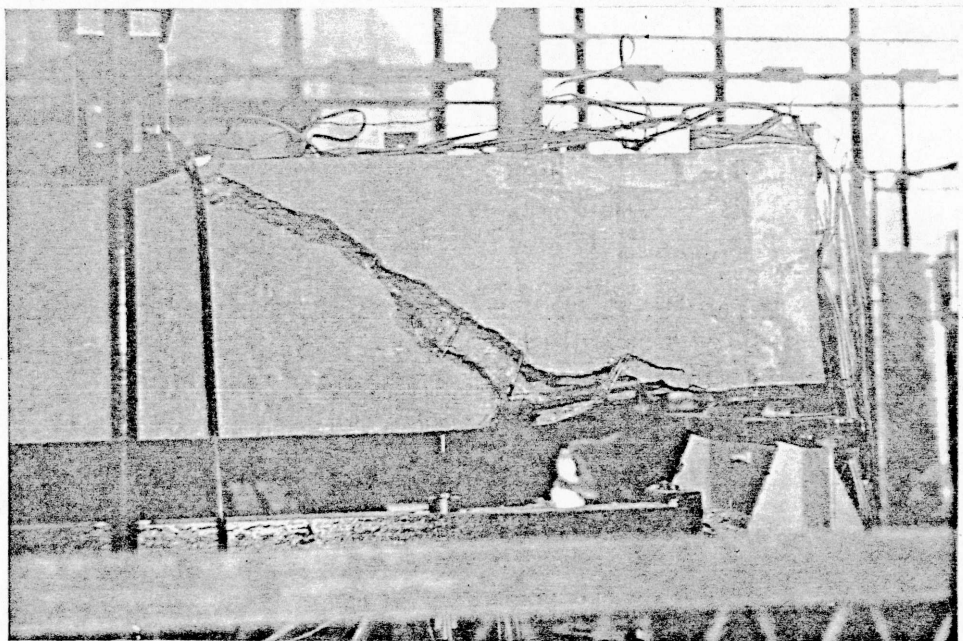
a)



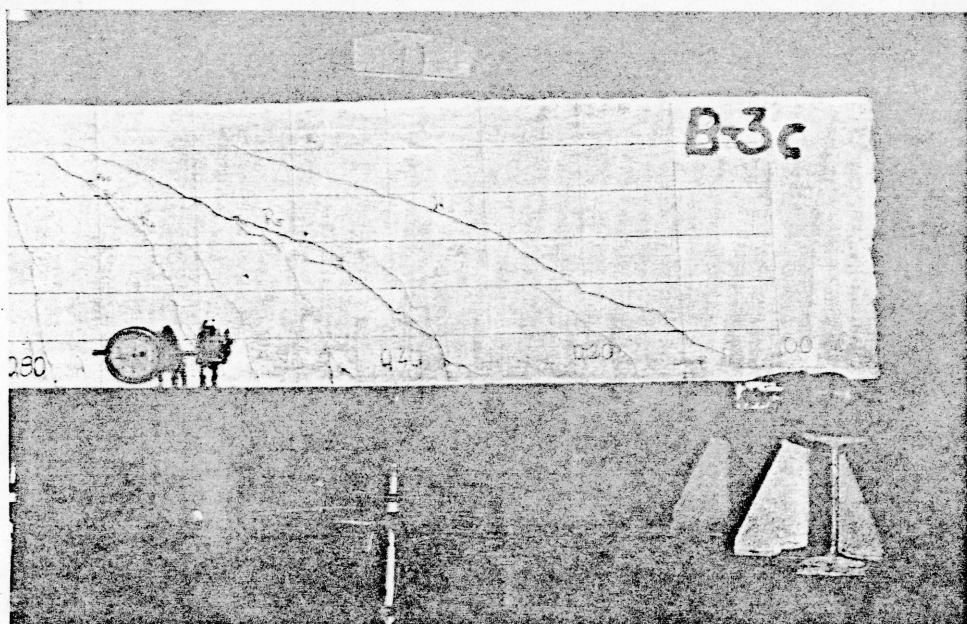
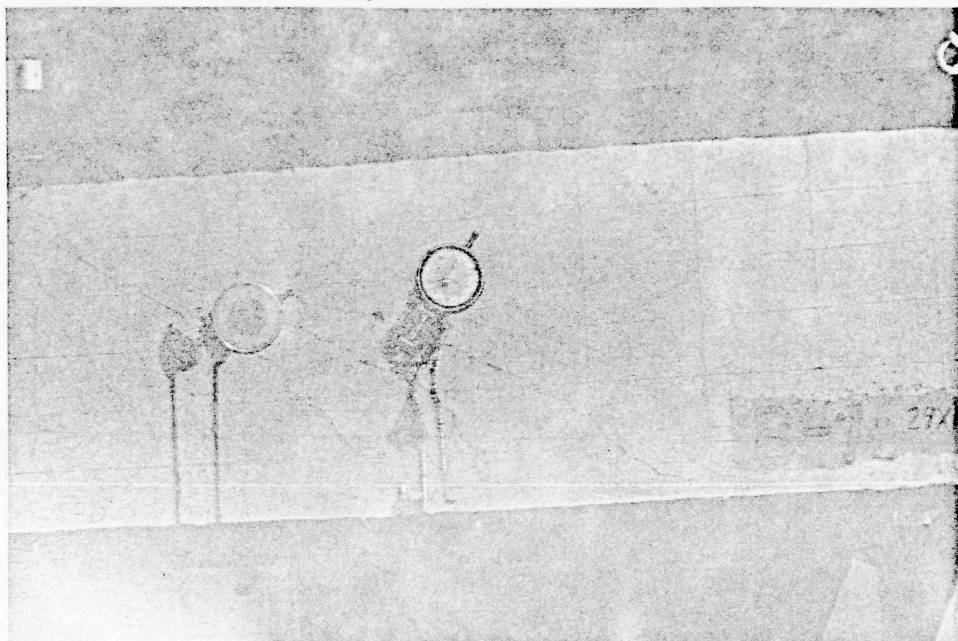
b)



c)



Rys.6.30. Zarysowanie strefy podporowej przy zniszczeniu belek żelbetowych a/ B-1a, b/ B-2a, c/ B-3a



Rys. 6.31. Zarysowanie strefy przypodporowej pod obciążeniem niszczącym, belek częściowo sprężonych, a/ B-1c, b/ B-2c c/ B-3c

ce jest to, że w belkach B-1a i B-3a zniszczenie nastąpiło przy pęknięciu niektórych strzemion i wyraźnym przemieszczeniu z obrotem części środkowej i podporowej belki. W belce B-2a nie osiągnięto tego stanu i pionowe strzemiona gęsto rozmieszczone łączyły bardziej skutecznie obie części pękniętej belki.

W belkach serii "b" nie osiągnięto zarysowania od ścinania i nie wymagają one omówienia.

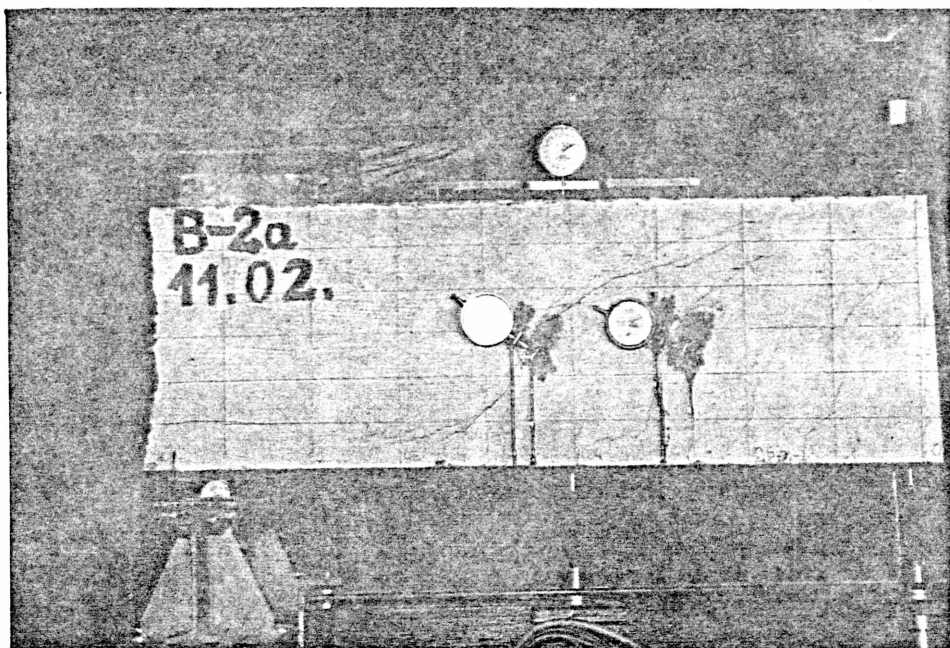
Obraz zarysowania strefy podporowej belek serii "c" pokazano na rys. 6.31. Zarysowanie to jest prawie identyczne dla wszystkich belek niezależnie od zbrojenia poprzecznego. Można to wytłumaczyć wpływem naprężeń σ_x od sprężenia oraz istnieniem rozproszonej armatury sprężającej. Podane w tabl. 6.3 wartości Q_n jako towarzyszące niszcącemu momentowi M_n można uważać za bliskie rzeczywistej, niszczącej sile poprzecznej ale jednak wyraźnie od niej mniejsze. Jest to tym ważniejsze, że schemat obciążenia badanych belek jest ze względu na siły poprzeczne niekorzystny.

Wyniki uzyskanych pomiarów wskazują, że wprowadzenie częściowego sprężenia o stopniu sprężenia $\eta \geq 0,5$ zapewnia w dostatecznym stopniu odporność na działanie sił poprzecznych przy obciążeniu niszczącym na zginanie.

Jeśli chodzi o propagację rys I rodzaju to bardzo pomocne w obserwacji tej propagacji były warstwy optycznie czułe. Układ koncentracji izochrom w tych warstwach sygnalizujący graniczne odkształcenia betonu przed zarysowaniem pozwalał skupić uwagę na zagrożonych zarysowaniem obszarach belki i prześledzić dokładnie powstawanie i propagację rys /patrz rys. 6.25/. Elastooptyczna sygnalizacja obok obserwacji wizualnej pozwoliła na zakładanie we właściwych miejscach urządzeń do pomiaru rozwartości rys.

Maksymalne rozwartości rys I rodzaju w belkach częściowo sprężonych wynosiły : B-1c, $a_f = 1,58$ mm ; B-2c, $a_f = 1,0$ mm ; B-3c, $a_f = 0,7$ mm. Rysy te nie zwiększyły swej rozwartości przy obciążeniu niszczącym a cały mechanizm zniszczenia eksponował się w środkowej części belki. Należy zauważyć, że w belkach serii "c" wystąpiły w stanie granicznej nośności strefy przypodporowej rysy rozproszone o niewielkiej rozwartości w porównaniu z rysami belek żelbetowych.

Należy też odnotować pewne spostrzeżenie związane z techniką pomiarów.



Rys. 6.32 Pomiar krzywizny w strefie przypodporowej

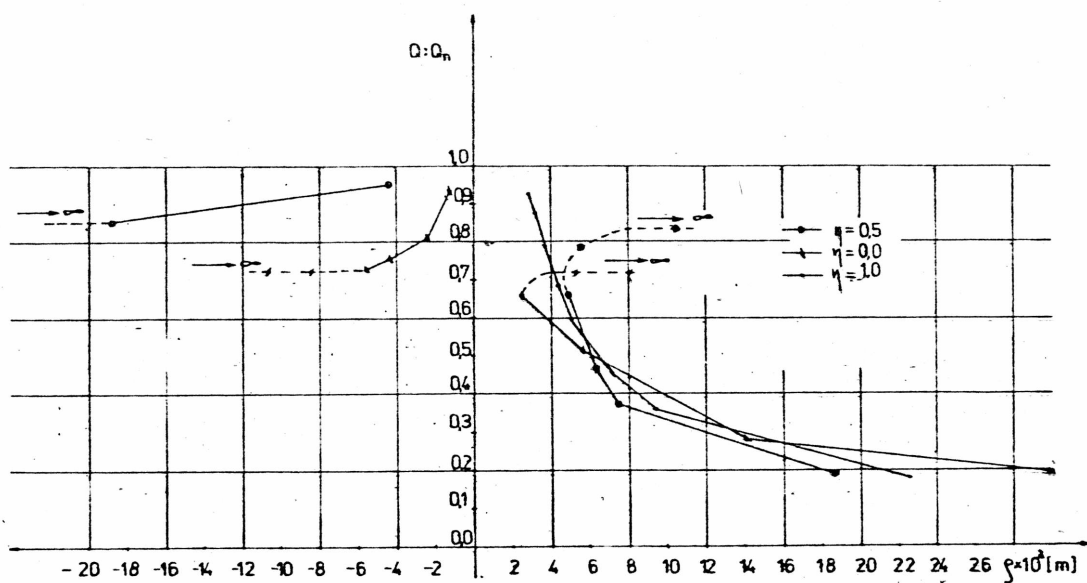
Przy pomiarach krzywizny w różnych punktach na długości belek stwierdzono pewne nieprzewidywane zmiany krzywizny, w strefie przypodporowej jak na rys. 6.32 i 6.33. Okazało się, że rosnąca początkowo w tym obszarze pod narastającym obciążeniem krzywizna belki przy pewnym obciążeniu gwałtownie malała i zmieniała swój znak.

Jest to widoczne na rys. 6.33, na którym podano wyznaczone z pomiarów promienie krzywizny dla trzech serii belek.

Zjawisko to nie występowało tylko w elementach całkowicie sprężonych, w których w strefie przyporowej nie powstały rysy I rodzaju.

Stwierdzono, że ta zmiana promienia krzywizny występowała nieco powyżej poziomu obciążenia odpowiadającego poprzecznej siły rysującej Q_T i była związana z pojawieniem się głównej rysy ukośnej. Następowo wówczas rozdzielenie belki na dwa elementy i część podporowa na odcinku smukłego górnego elementu uzyskiwała krzywiznę ujemną /wybrzuszenie do góry/ co jest widoczne na rys. 6.30. Spostrzeżenie to uważa się za ważne przy ocenie zmiany sztywności belki na jej długości na podstawie pomiarów krzywizny na górnej jej krawędzi.

Zaburzenia tych pomiarów występują nie tylko w tak widocznych miejscach jak na rys. 6.30 lecz również dla przypadków jak na rys. 6.31, gdzie tej zmiany krzywizny nie dostrzega się gołym okiem.

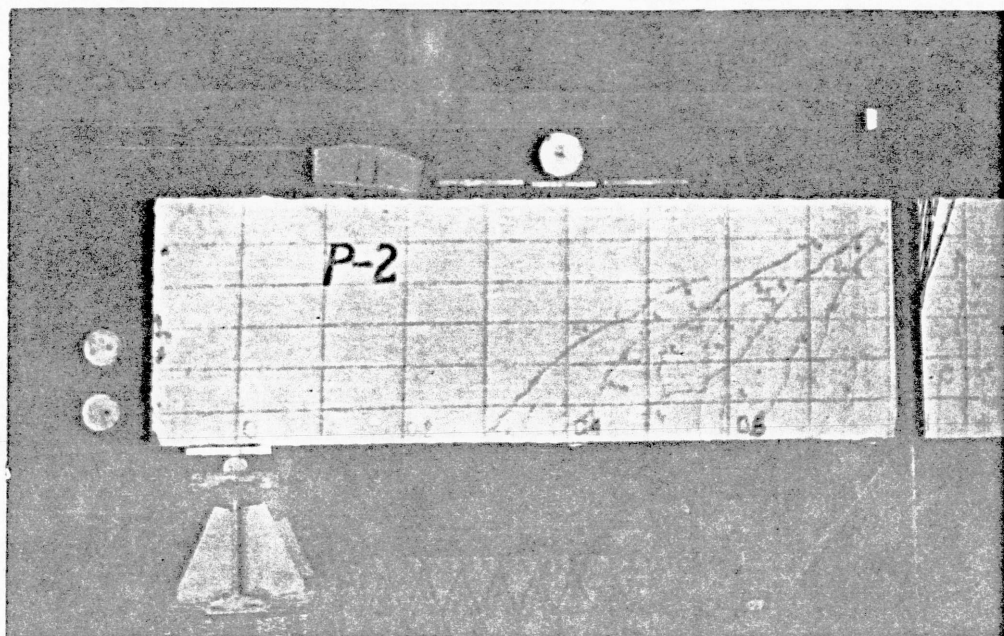


Rys. 6.33 Zmiana promienia krzywizny w strefie przyporowej przy różnym poziomie wyężenia $Q:Q_n$.

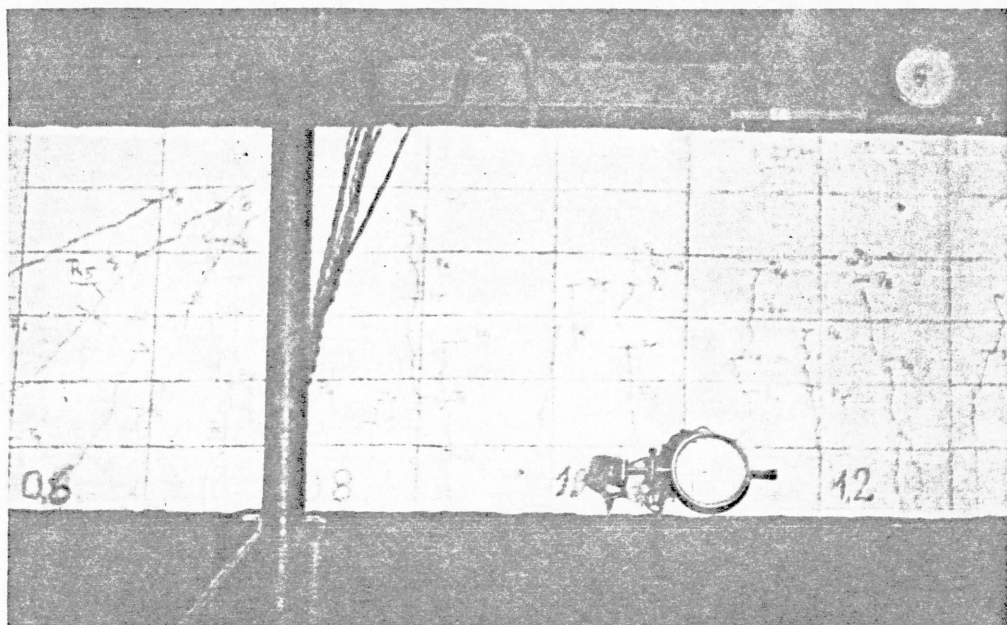
Interesujących spostrzeżeń dokonano przy badaniu belek piaskobetonowych, które w zakresie obciążeń eksploatacyjnych pracowały podobnie jak belki serii "c". Podobieństwo rozkładu rys jest widoczne na rys. 6.34. Nośność graniczna tych belek okazała się jednak wyraźnie niższa bo zniszczenie nastąpiło przy $P = 80 \text{ kN}$, a więc przy poziomie $0,8 P_n$ dla belek serii "c". Zniszczenie nastąpiło na skutek poślizgu splotów w strefie ich zakotwienia, po pojawieniu się pierwszych rys ukośnych. Problem wymaga dodatkowego badania, jednak już obecnie można stwierdzić, że przy sprężeniu piaskobetonu strunami lub splotem należy zwiększyć niezawodność kotwienia strun względnie splotów. Można to osiągnąć takimi sposobami jak wprowadzenie do splotów w strefie kotwienia szpilek poprzecznych /najtrudniejszy sposób/, przez nałożenie na sploty spiralnego zbrojenia krępującego odkształcenia poprzeczne betonu lub wreszcie przez betonowanie końców belek przy użyciu zwykłego betonu konstrukcyjnego.

Niezależnie jednak od przewidywanych zabiegów konstrukcyjnych zachodzi potrzeba wykonania dodatkowych badań zarówno piaskobetonowych belek strunobetonowych wykonanych na różnym kruszywie /piasku/ jak i badań samego kotwienia splotów w piaskobetonie przy różnych rozwiązaniach konstrukcyjnych strefy zakotwienia.

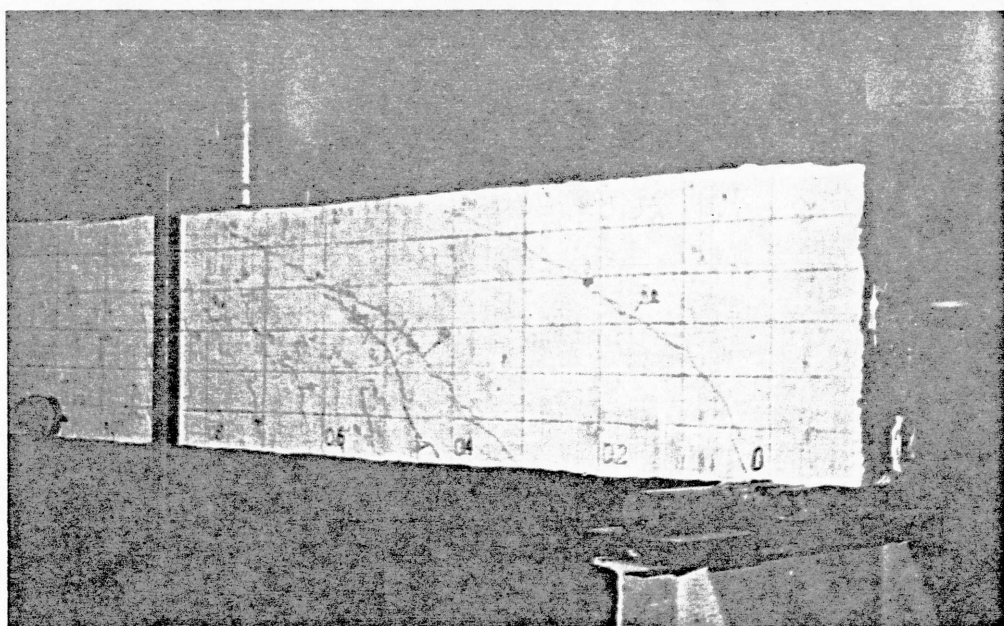
a.)



b.)



c.)



Rys.6.3.4 Obraz zarysowania belki piaskobetonowej P-2 przy obciążeniu $P=0,9 P_n$: a/, c/ strefy przypodporowe; b/ strefa środkowa.

7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przedstawione w poprzednim rozdziale badania analityczne i doświadczalne oraz analiza wyników tych badań wyczerpują założony w punkcie 2 program pracy. Program został zrealizowany przewidzianymi w planie pracy metodami z wykorzystaniem zaplecza technicznego Laboratorium Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej oraz Centrum Obliczeniowego tej uczelni. Osiągnięty został również cel podjętych badań i to zarówno w zakresie wykorzystania odpowiednich metod badawczych jak i pogłębienia rozeznania pracy wytrzymałościowej elementów częściowo sprężonych w porównaniu z elementami żelbetowymi i całkowicie sprężonymi, w tym z uwzględnieniem krajowych możliwości realizacyjnych. Za szczególnie ważne uważa się następujące elementy niniejszej rozprawy:

- 1/ Opracowanie jednolitego sposobu wymiarowania na zginanie prostokątnych elementów betonowych o różnym stopniu sprężenia, od żelbetowych do całkowicie sprężonych.
- 2/ Wprowadzenie przy badaniu elementów betonowych w środowisku instytutowym metody badań elastooptycznych przez zastosowanie warstw optycznie czułych.
- 3/ Kompleksowe, sprzężone zastosowanie metod pomiarowych mechanicznych, elektronicznych i optycznych.
- 4/ Doświadczalno-teoretyczna /numeryczna/ analiza betonowych konstrukcji zarysowanych.
- 5/ Wykazanie praktycznej przydatności strunobetonowych elementów częściowo sprężonych z analizą ich zalet w odniesieniu do elementów żelbetowych i całkowicie sprężonych.
- 6/ Szereg szczegółowych spostrzeżeń dotyczących między innymi sztywności elementu o różnym stopniu sprężenia, wpływu obciążeń powtarzalnych na pracę wytrzymałościową badanych elementów

osobliwości stanu naprężeń w strefie przypodporowej, powstawania i propagacji rys oraz mechanizmu zniszczenia.

Podsumowując przedstawione badania i analizę ich wyników można sformułować następujące najważniejsze wnioski końcowe:

1/ Częściowo sprężone elementy strunobetonowe są ekonomicznie uzasadnione i mogą być bezpiecznie stosowane. Ich praca przy $\eta \gg 0,5$ jest nawet bardziej korzystna niż elementów całkowicie sprężonych, głównie jeśli chodzi o wykorzystanie zbrojenia aktywnego i pasywnego oraz odporność na zarysowanie przy zachowaniu bezpieczeństwa strefy przypodporowej na działanie sił poprzecznych przy obciążeniach niszczących na zginanie.

2/ Ilość i rozkład zbrojenia poprzecznego w elementach częściowo sprężonych jest mniej istotny niż w elementach żelbetowych.

W tym zakresie można kierować się kryteriami dotyczącymi elementów całkowicie sprężonych.

3/ Sztywność na zginanie elementów częściowo sprężonych powinna być wyznaczona z uwzględnieniem jej redukcji po pierwszym obciążeniu eksploatacyjnym prowadzącym do planowego zarysowania. To obniżenie sztywności w stosunku do przekroju idealnego, niezarysowanego, powinna wynosić około 10 %. Dla pełnego obciążenia eksploatacyjnego sztywność ta maleje do $0,6 B_0$.

4/ Przy stopniu sprężenia $\eta \gg 0,5$ rozwartość rys w wyniku zginania pod obciążeniem eksploatacyjnym jest wyraźnie mniejsza od założonego dopuszczalnego $a_f = 0,2$ mm, osiąganego przy około 15% zwiększeniu tego obciążenia. Rozkład i rozwartość rys w stanie rzeczywistej granicznej nośności są korzystniejsze niż w elementach całkowicie sprężonych.

5/ Obciążenie powtarzalne do 100 cykli w zakresie od obciążenia wywołującego dekompresję na dolnej krawędzi belki do obciążenia

wywołującego rozwartość rys $a_f = 0,2$ mm, powoduje w elementach częściowo sprężonych mniejsze zmiany odnośnie do sztywności i rozkładu oraz rozwartości rys, niż w elementach całkowicie sprężonych

6/ Częściowe sprężenie może być również stosowane w belkach piaskobetonowych, pod warunkiem właściwego zakotwienia strun.

7/ W elementach częściowo sprężonych należy stosować zbrojenie pasywne żebrowane o wysokiej wytrzymałości, a to ze względu na zwiększenie zagęszczenia i zmniejszenie rozwartości rys oraz wykorzystanie cech sprężystych zbrojenia przy zaawansowanym /wyjątkowym/ obciążeniu. Rozwartość rys $a_f = 0,2$ mm osiągnano w badanych belkach przy naprężeniach w zbrojeniu pasywnym 300 MPa.

Rola zbrojenia pasywnego w belkach częściowo sprężonych jest szczególnie zarówno jeśli chodzi o ich rysoodporność jak i nośność graniczną. Obecność tego zbrojenia w stopniu większym niż $\mu_{\min}$ wpływa pozytywnie na pracę wytrzymałościową belek.

8/ Przy prognozowaniu zarysowania należy uwzględniać złożony stan naprężenia oraz rysotwórczą rolę zbrojenia poprzecznego.

9/ Do analizy ekonomiczności rozwiązań konstrukcji częściowo sprężonych w stosunku do żelbetu i całkowitego sprężenia mogą być wykorzystane wyprowadzone w tej pracy wyrażenia jednolitego wymiarowania prostokątnych elementów betonowych.

10/ Ze względu na pełniejsze praktyczne wykorzystanie badań należałoby je kontynuować głównie w zakresie takich zagadnień jak:

- jednolite wymiarowanie elementów o dowolnym przekroju,
- badanie elementów częściowo-sprężonych z bardziej zróżnicowanym stopniem sprężania i zróżnicowanym przekroju,
- badanie elementów częściowo sprężonych na zmęczenie.

Literatura

- [1] Leonhardt F.: Spannbeton für die Praxis. Berlin 1955.
- [2] PN-76/B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [2a] PN-84/B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] Abeles PW: Design of Partially Prestressed Concrete Beams. ACI, Journal, Nr 10, 1967.
- [4] Ajdukiewicz A., Mames J.: Konstrukcje sprężone. PWN, Warszawa 1979.
- [5] Dyduch K.: Straty reologiczne siły sprężającej i naprężenia efektywne w betonie w zbrojonych belkach kablobetonowych. XXI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KNPZITB, Krynica 1975.
- [6] Caflisch R., Thürlimann B.: Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken. Institut für Baustatik. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich. Zürich Oktober 1970.
- [7] Caflisch R., Krauss R., Thürlimann B.: Biege - und Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, Serie C. Institut für Baustatik. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich Zürich, Februar 1971.
- [8] Baus R., Brenneisen A., Claude G.: Some Limit-Application of Partial Prestressing and Their Economic Interest. IABSE. Eight Congress, New York, September 9-14, 1968, Final Raport.
- [9] Bennett E.W., Chandrasekhar C.S.: Calculation of the width cracks in Class 3 prestressed beams. The Institution of Civil Engineers, 1971.
- [10] Dyduch K.: Reologiczne straty sprężenia i zarysowania elementów zbrojonych częściowo sprężonych. Politechnika Krakowska, Zeszyt naukowy Nr 4, Kraków 1976.
- [11] Michajłow W.W.: Przedwaritielno-napriazennyye zhelezobetonnyje konstrukcji. Stroizdat, Moskwa 1978.
- [12] Nowoje o procznosti zhelezobietona. Pod redakcją Michajłowa K.W. Stroizdat, Moskwa 1977.
- [13] Naaman E.A.: Ultimate analysis of prestressed and partially prestressed section by strain compatibility. PCI. Journal, January, February 1977.

- [14] Proczność i żestkość żelazobietonnych konstrukcji. Pod redakcją Gwozdiewa A.A., Stroizdat, Moskwa 1968.
- [15] Lorrain M., Pinglot M., Nauman P.: Poutres partiellement pre-contraintes soumises à l'effort tranchant. IX Congres International de la FIP. Stockholm 1982.
- [16] Priedwaritielno napražennyje żelazobietonnyje konstrukcji z nieprierywnym armiowaniem. Pod redakcją Michajłowa B.B., Stroizdat, Moskwa 1970.
- [17] Priedielnyje sostojania elementov żelazobietonnych konstrukcji, Pod redakcją Dmitiewa C.A., Stroizdat, Moskwa 1975.
- [18] Proczność i deformatywność żelazobietonnych konstrukcji. Pod redakcją Poljakowa P. i Baraszykowa J.A. Kijów "Budiwielnik", 1978.
- [19] Mianowski K.M.: Zagadnienie siły poprzecznej w belkach strunobetonowych. Komitet Inżynierii PAN, Warszawa 1971.
- [20] Łodo A.: Dwuteowe, sprężone elementy stropowe i stropodachowe - Koncepcja konstrukcji i weryfikacja doświadczalna. Instytut Budownictwa PWr, PRE Nr 75/81, Praca Doktorska, Wrocław 1981.
- [21] Kamińska M.: Elementy betonowe częściowo-sprężone w świetle badań eksperymentalnych. Mechanika konstrukcji betonowych, Prace naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Wrocław 1983.
- [22] Dyduch K.: Analiza nośności zginanych przekrojów częściowo-sprężonych. Materiały XXIX Konferencji Naukowej KIKIW PAN i KN PZITB tom II, Krynica 1983.
- [23] Guyon Y.: Constructions en beton precontraint, classes, etats, limites. Eyrolles, Paryż, 1966.
- [24] Beton-Kalender, 1983 Teil I i II. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn. Berlin - München.
- [25] Code of practice for "The structural use of concrete" Part 1. Design, materials and workmanship. British Standards Institution, 2 Park Street London, CP 110; Part 1: November 1972.

- [26] SAA Prestress concrete code. AS 1481-1978. Standards Association of Australia, Standards House, 80 Arthur Street, North Sydney, N.S.W., 1978.
- [27] Międzynarodowe zalecenia obliczania i wykonywania konstrukcji z betonu. CEB-FIP, Arkady, Warszawa 1973.
- [28] Obliczenia konstrukcji żelbetowych i sprężonych metodą stanów granicznych wg PN-76/B-03264. Arkady, Warszawa 1976.
- [29] Walther R.: Teilweise Vorspannung. Beton und Stahlbetonbau, 4/1975.
- [30] Bachmann H.: Versuche über den Einfluss geneigter Spannglieder auf das Schubtragverhalten teilweise Vorgespannter betonbalken. Bauingenieur 51/1976.
- [31] Grencik L.: Stan naprężeń w końcu belki wywołany siłą skupioną przyłożoną do czoła belki. Inżynieria i Budownictwo Nr 12/1955.
- [32] Kaufman S.: Strefa zakotwienia belki sprężonej w świetle teorii i najnowszych badań. Inżynieria i Budownictwo Nr 7/1961.
- [33] Olszak W., Kaufman S., Eimer Cz., Bychawski Z.: Teoria konstrukcji sprężonych. T. 1, PWN, Warszawa 1961.
- [34] Dardare J; Hurez M.: Efforts d'about dans les poutres precontraintes par adherence. IX Congres International de la FIP. Sztokholm 1982.
- [35] Girkman K.: Dźwigary powierzchniowe. Arkady. Warszawa 1957.
- [36] Sulimowski Z.: Teoria zakotwienia cięgna sprężającego w betonie na zasadzie przyczepności. Archiwum Inżynierii Lądowej T.XIX, 2/1973.
- [37] Biezuchow N.J.: Teoria sprężystości i plastyczności. PWN, Warszawa 1957.
- [38] Kuźniecowa L.: O rasčotie nakłonných siečeni priedwaritelno napražených železobetonnych bałok po obrazowanii triščin. "Pročnosť i deformatiwnost železobetonnych konstrukcij" Budiwielnik, Kijów 1978.

- [39] Boriszański M.S., Nikołajew K.: Obrazowanie kosych trieszczin w stienkach przedwaritelno naprażonych bałok, wlijanie przedwaritielnowo naprażenia na procznost pod diejstwem popieriecznych sił. "Procznosc i zestkosc zelezobietonnych konstrukcji". Stroizdat, Moskva 1968.
- [40] Godycki-Cwirko T.: Mechanika betonu. Arkady. Warszawa 1982.
- [41] Walraven J.: Shear in elements without shear reinforcement. Comite Euro-international du Beton. Biuletyn informacyjny Nr 146. Monachium, kwiecień 1982
- [42] Siemieniec A.: Elastooptyka, Skrypt AGH, Kraków 1972.
- [43] Orłowski Z.: Doświadczalna analiza odkształceń i naprężeń. PWN Warszawa 1977.
- [44] Borcz A.: Fenomenologiczny model reologiczny betonu. Mechanika konstrukcji betonowych. Prace naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1983.
- [45] Lorrain M., Pinglot M., Suhud R.: Partially prestressed concrete beams under pure bending. IABSE colloquium, Delft 1981.
- [46] Birulin J., Gusza J.: Zakrycie trieszczin w normalnych sieciach żelezobietonnych przedwaritielno-naprażennych konstrukcji. Priedielnyje sostojenia elementow zelezobietonnych konstrukcji, Stroizdat, Moskwa 1976.
- [47] Jankowski L. Kmita A.: Badania belek strunobetonowych metoda elastooptycznej warstwy powierzchniowej. XI Sympozjum Doświadczalnych badań w mechanice ciała stałego. Materiały Cz.1 Warszawa, 6-8 września 1984.
- [48] Kmita A.: Zastosowanie warstwy optycznie czułej do analizy stanu odkształceń i naprężeń elementów betonowych. Inżynieria i Budownictwo, Nr. 4/85.
- [49] Kmita J., Bieniek K.: On the accuracy of model testing. Building Science, Vol. 2, London - New York - Paris, Pergamon Press. 1967.
- [50] Borcz A.: Teoria konstrukcji żelbetowych. Wybrane zagadnienia cz. I. Wrocław 1973.

- [51] Ryżyński A.: Stany graniczne użytkowania mostów betonowych. Politechnika Poznańska. Rozprawy Nr 108, Poznań 1980.
- [52] Ryżyński A., Wiatr-Bogucka J.: Wpływ strzemion na tworzenie się rys w konstrukcjach żelbetowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej. Budownictwo Lądowe Nr 8/1966.
- [53] Kuczyński W.: Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania żelbetu. Warszawa, PWN, 1971.
- [54] Patas P.: Własności betonu w złożonych stanach naprężenia Polska Akademia Nauk Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej Warszawa - Łódź 1981. Studia z zakresu Inżynierii nr 20.
- [55] Krzysztofiak M.: Strength and deformability of concrete under simultaneous compression and tension. Archiwum Inżynierii Lądowej z.1/1970.
- [56] Zieliński J.E., Chrzanowski J.: Beton częściowo sprężony. Rys historyczny i podstawowe koncepcje. Inżynieria i Budownictwo nr 10-1984.
- [57] Głomb J.: W sprawie właściwego zakresu sprężania w konstrukcjach mostowych. Materiały XXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB . Tom II Krynica 1979
- [58] Bosc J.L.: Le cisaillement dans les poutres en beton arme. Utilisation de revetements photoelastiques. L'Institut National des Sciences Appliquees de Lyon 1976.
- [59] Jasman S., Szczesniak J.: Współczynnik Poissona i moduł odkształcalności podłużnej dla tarcz poddanych jedno-i dwukierunkowym obciążeniem doraźnym, przykładanym "schodkowo" Materiały XXIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB. Tom II Krynica 1978.
- [60] Bachmann H.: Teilweise Vorspannung: Erfahrungen in der Schweiz und Fragen der Bemessung. Beton und Stahlbetonbau, nr 2/1980
- [61] Biliszczyk J.: Efektywność sprężania belek strunobetonowych w świetle nieliniowej teorii odkształcalności betonu. Mechanika konstrukcji betonowych. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1983 .
- [62] Eimer Cz., Doroszkiewicz R., Michalski B., Szulc J.: Anchorage zone in p.c. elements in the light of photoelastic investigations on reinforced models. Archiwum Inż. Lądowej. Tom XII. z.2/1966

THE TESTING OF PRE-TENSIONED PRESTRESSED ELEMENTS WITH DIFFERENT PRESTRESSING RATES.

SUMMARY

The purpose of the test was to demonstrate the practical usefulness of partially pre-tensioned prestressed constructions as well as their good points in relation to reinforced concrete and prestressed concrete elements. The testing was made on the rectangular elements and the domestic materials, the conditions of realization were also taken into account.

A solution possible which makes the uniform dimensioning of reinforced concrete, partially and all-prestressed concrete elements was found. A comparative analysis for the three groups of concrete constructions at variable parameters was also made at this time.

The experimental testing was made on beams with dimensions of 0,13 x 0,30 x 3.80 m, which were designed for the same service load and put into three groups: reinforced, partially prestressed and all-prestressed concrete. Beams were reinforced by:

- 1/ ordinary reinforced steel /type 34GS/ - the mean elastic conventional limit stress of that steel was equal to 450 MPa,
- 2/ prestressed steel /6 ϕ 2,5 + 1 ϕ 2,8 mm/ - the mean elastic conventional limit stress of that steel was equal 1850 MPa.

The beams differed in the quantity and the system of crosswise concrete reinforcement. The beams were symmetrically loaded by two forces; to the level of service load then the hundred times

to the interval between the decompression moment and the service moment, and then to the failure.

In the experimental test were measured : curvature, unit strains as well as width of cracks and progression of cracking was observed.

There were two methods of analysing the strain state.

In the first method, the electric resistance wire strain gauge, and in the second the photoelastic coating technique was applied.

A wide range of test factory were analysed : crack resistance, the change in bending stiffness as a function of loading, the mechanism of failure on bending and shearing and singularities of stress state in the anchorage zone. The analysis of stress state in the anchorage zone took into account the reaction of the support and anchorage of prestressed steel additionally was made by the numerical finite elements method. This analysis was made for uncracked and cracked beam.

In this study it was shown that pre-tensioned elements prestressed by strands can be used partially prestressed, and they have good points in relation to reinforced concrete and all-prestressed concrete, and that when the prestressing rate $\eta \geq 0,5$ the elements dimensioning at the bending moment are safe on shearing to.

Rozdzielnik

- | | |
|--|--------|
| 1. Biblioteka i Ośrodek Informacji Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej | 1 egz. |
| 2. Biblioteka Główna Politechniki Wrocławskiej | 1 egz. |
| 3. Recenzenci | 3 egz. |
| 4. Promotor | 1 egz. |
| 5. Autor | 2 egz. |

	1 2 3 4 5 6 7 8								9
	* N *								
	Rozpocz. pr.	Zakończ. pr.	Opubl. pr.		Instytut			Nr tematu.	
	0, 4, 8, 1	0, 3, 8, 5			I, 0, 2				
Nr zlecenia.		Nr archiwalny							
									*
Symbol UKD.									85: Inst. Bud. P Wr. M N Sz W i T pol.
Opis bibliograficzny.									
Andrzej Kmita BADANIE ELEMENTÓW STRUNOBETONOWYCH O RÓŻNYM STOPNIU SPRĘŻENIA Raport Inst. Bud. P Wr. 1985r seria PRE - 53/85 ss168, rys. 69, tabl. 17 Praca doktorska (maszynopis powielony) Promotor : Doc. dr inż. Stefan Jasman									
Charakter pracy: podstawowa					Rozpowszechnianie:				
Materiały odpłatne:									

Analiza dokumentacyjna W pracy podano jednolity sposób
 <D> wymiarowania elementów żelbetowych oraz częściowo
 i całkowicie sprężonych a także wyniki badań doświadczal-
 nych wytrzymałościowej pracy belek betonowych o różnym
 stopniu sprężenia (strunami). Przedmiotem pomiarów by-
 ły ugięcia, krzywizny i odkształcenia jednostkowe.
 Przeprowadzono analizę sztywności i zarysowania jako
 funkcji obciążenia przy obciążeniu jednokrotnym i wielo-
 krotnym (100 cykli obciążeń) .
 Przeanalizowano mechanizm zniszczenia na zginanie i ści-
 nanie. Analizę stanu naprężenia strefy przypodporowej
 przeprowadzono dodatkowo numerycznie z uwzględnieniem
 zarysowania .

Wykazano przydatność praktyczną strunobetonowych
 elementów częściowo sprężonych i ich pozytywne cechy
 w stosunku do żelbetu i całkowitego sprężenia.

Imię i Nazwisko autora analizy

ANDRZEJ KMITA

Słowa kluczowe

<S

konstrukcje betonowe, częściowe sprężenie,
 badanie, stan naprężenia

****0480 * 00*** _____

<A _____ *B _____ *C _____ *D _____

*E _____ *F _____ *G _____ *H _____ ←

Tylko PRL	CINTE	APW	Podpis red.	Podpis asyst. d/s badań	Potwierdzenie przyjęcia poprawki	Potwierdzenie przyjęcia karty w Oddziale Doku- mentacji
Wpisać TAK lub NIE						

