

Na prawach rękopisu

INSTYTUT BUDOWNICTWA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

Raport Serii PRE Nr 60 /84

ANALIZA PROCESU NISZCZENIA
WYBRANYCH STRUKTUR BETONOWYCH
PRZY WYKORZYSTANIU METODY
ULTRADŹWIĘKOWEJ I EMISJI AKUSTYCZNEJ

Jerzy Hoła, Andrzej Moczko

Praca doktorska

Promotor: doc. dr inż. Józef Pysznik

Słowa kluczowe: struktura betonu, metoda ultradźwiękowa, emisja
akustyczna, destrukcja naprężeniowa, efekt Kaisera,

Wrocław, 1984 r.

Mgr inż. Jerzy HOŁA

Mgr inż. Andrzej MOCZKO

Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej

Zespół Badawczy ZB-2

Plac Grunwaldzki 11, bud. C-7, pok. 716, tel. 20-37-37

50-370 - Wrocław

Raport opracowano w ramach problemu badawczego 02002.

Kierownik tematu doc. dr inż. Józef Pyszniak

Raport przygotowany w języku polskim.

Cel przygotowania raportu: praca doktorska

Symbol pracy: "S"

Raport wpłynął do Redakcji Wydawnictw Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej w czerwcu 1984 r.

SPIS TREŚCI:

	Str.
1. WSTĘP	9
2. OMÓWIENIE STANU WIEDZY O PRZEDMIOCIE PRACY	11
2.1. Charakterystyka struktury betonu	11
2.2. Warstwa kontaktowa jako element struktury	12
2.3. Mikrodefekty strukturalne w nieobciążonym betonie	16
2.4. Przebieg procesu niszczenia struktury betonu pod obciążeniem	20
2.5. Mechanika zniszczenia - możliwości jej zastosowania do opisu przebiegu procesu niszczenia betonu	43
2.6. Ogólne uwarunkowania zastosowania wybranych metod akustycznych do oceny procesu niszczenia betonu pod obciążeniem	47
2.6.1. Metoda ultradźwiękowa	47
2.6.2. Metoda emisji akustycznej /EA/	50
3. TEZY PRACY	56
4. PROGRAM PRACY	58
4.1. Plan pracy	58
4.2. Zakres badań doświadczalnych	58
4.2.1. Badania zasadnicze	58
4.2.2. Badania pomocnicze	59
5. OPIS APARATURY I METODYKI PROWADZENIA BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH	60
5.1. Opis aparatury i sprzętu badawczego wykorzystanego w badaniach zasadniczych	60
5.2. Opis aparatury i sprzętu badawczego wykorzystanego w badaniach pomocniczych	65
5.3. Technika prowadzenia pomiarów ultradźwiękowych	66
5.4. Technika prowadzenia pomiarów emisji akustycznej	67
5.4.1. Dobór parametrów pomiarowych	67
5.4.2. Mocowanie czujnika	68
5.4.3. Dobór prędkości niszczenia	68
5.4.4. Eliminacja zjawiska emisji pozornej	69
5.5. Technika prowadzenia pomiaru odkształceń	70

6. CHARAKTERYSTYKA BADANEGO MATERIAŁU	71
6.1. Składniki mieszanek betonowych	71
6.1.1. Cement	71
6.1.2. Kruszywo	73
6.1.3. Woda	75
6.2. Założenia dotyczące ustalenia składu modelowych miesza- nek betonowych	75
6.2.1. Betony klasy B 25	75
6.2.2. Beton klasy B 20	77
6.3. Charakterystyka modelowych mieszanek betonowych	77
6.3.1. Składy mieszanek betonowych	77
6.3.2. Określenie wybranych parametrów charakteryzują- cych zaprojektowane mieszanki betonowe	81
6.4. Wykonanie, przechowywanie i przygotowanie próbek do badań	82
6.4.1. Walce o średnicy 11,3 cm i wysokości 35 cm	84
6.4.2. Kostki sześciennie 15 x 15 x 15 cm	84
6.4.3. Kostki sześciennie 10 x 10 x 10 cm	84
6.5. Badania uzyskanych struktur betonowych	86
6.5.1. Oznaczenia i opis przyjętych do badań struktur betonowych	86
6.5.2. Określenie gęstości i gęstości pozornej	91
6.5.3. Obliczenie porowatości całkowitej	92
6.5.4. Określenie wilgotności wagowej	93
6.6. Określenie wytrzymałości betonu na ściskanie i na roz- ciąganie metodą brazylijską	94
7. ZASADY OPRACOWANIA WYNIKÓW BADAŃ	97
8. WYNIKI BADAŃ	99
8.1. Wpływ charakterystyki uziarnienia kruszywa na przebieg procesu niszczenia betonów o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie	opr. J. Hoła 99
8.1.1. Opis badań	99
8.1.2. Wyniki badań ultradźwiękowych	100
8.1.3. Wyniki badań metodą emisji akustycznej	104
8.1.4. Wyniki pomiaru odkształceń	108
8.2. Wpływ wieku na przebieg niszczenia betonu	opr. A. Moczko 111
8.2.1. Opis badań	111

8.2.2. Wyniki badań ultradźwiękowych	113
8.2.3. Wyniki badań metodą emisji akustycznej	115
8.2.4. Wyniki pomiaru odkształceń	118
8.3. Wpływ zawilgocenia betonu na przebieg jego niszczenia	opr. J. Hoła 120
8.3.1. Opis badań	120
8.3.2. Wyniki badań ultradźwiękowych	121
8.3.3. Wyniki badań metodą emisji akustycznej	123
8.4. Badanie zakresu występowania w betonie efektu Kaisera w kontekście zjawiska samoregeneracji	opr. A. Moczko 126
8.4.1. Opis badań	127
8.4.2. Wyniki badań	127
9. RACHUNEK BŁĘDÓW	134
9.1. Obliczenie błędu względnego popełnionego przy pomiarze prędkości ultradźwięków	134
9.2. Obliczenie błędu względnego popełnionego przy pomiarze sumarycznego efektu emisji akustycznej	134
9.3. Obliczenie błędu względnego popełnionego przy pomiarze odkształceń	136
10. ANALIZA UZYSKANYCH WYNIKÓW BADAŃ	137
10.1. Wpływ charakterystyki uziarnienia kruszywa na przebieg procesu niszczenia betonów o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie	opr. J. Hoła 137
10.2. Wpływ wieku na przebieg niszczenia betonu	opr. A. Moczko 160
10.3. Wpływ zawilgocenia betonu na przebieg jego niszczenia	opr. J. Hoła 170
10.4. Badanie zakresu występowania w betonie efektu Kaisera w kontekście zjawiska samoregeneracji	opr. A. Moczko 176
11. WNIOSKI SZCZEGÓŁOWE	181
12. WNIOSKI OGÓLNE	185
13. PODSUMOWANIE	187
14. LITERATURA	188

Wykaz ważniejszych oznaczeń

A	[MPa]	- współczynnik jakości cementu i kruszywa,
a		- połowa długości rysy,
B		- klasa betonu,
C	[kg]	- ilość cementu dozowana w 1 m ³ betonu,
d	[cm]	- najmniejszy wymiar ośrodka w kierunku prostopadłym do kierunku propagacji fali,
E	[MPa]	- moduł sprężystości materiału,
EA		- oznaczenie emisji akustycznej,
$\sum EA$	[imp]	- suma emisji akustycznej,
$\sum EA_p$	[imp]	- suma emisji akustycznej pierwotnej,
$\sum EA_w$	[imp]	- suma emisji akustycznej wtórnej,
E _b	[MPa]	- moduł sprężystości betonu,
E _{bn}	[MPa]	- moduł sprężystości betonu o wskaźniku nasycenia n,
E _{bw}	[MPa]	- moduł sprężystości betonu nasyconego wodą,
$E_c = \frac{E_d \cdot E_b}{E_d + E_b}$	[MPa]	- zastępczy moduł sprężystości betonu,
E _d	[MPa]	- dynamiczny moduł sprężystości betonu,
f _o	[kHz]	- częstotliwość pomiarowa głowic ultradźwiękowych,
F _k	[m ² /m ³]	- całkowita powierzchnia właściwa kruszywa,
F _z	[m ² /m ³]	- powierzchnia właściwa kruszywa grubego,
I EA = $\sum EA_{n+1} - \sum EA_n$	[imp]	- intensywność przyrostu emisji akustycznej,
K	[%]	- stopień realizacji efektu Kaisera,
l	[mm]	- długość bazy pomiarowej,
n	[szt]	- liczba próbek,
p	[%]	- porowatość całkowita betonu,
P	[kN]	- obciążenie,
P _p	[kN]	- obciążenie pierwotne,
P _w	[kN]	- obciążenie wtórne,
r		- promień krzywizny wierzchołka pęknięcia
R	[MPa]	- wytrzymałość betonu na ściskanie,
$\bar{R}$	[MPa]	- wytrzymałość średnia betonu na ściskanie,
R _b ^G	[MPa]	- wytrzymałość gwarantowana betonu,
R _r	[MPa]	- wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie,
s	[MPa]	- odchylenie standardowe,

t	$[\mu s]$	- czas przejścia ultradźwięków,
t_d	$[-]$	- parametr zależny od poziomu istotności i liczby stopni swobody,
U_k	$[-]$	- wskaźnik uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego,
U_p		- energia powierzchniowa,
U_{pl}		- energia rozproszona w czasie odkształcenia plastycznego,
U_s		- sprężysta energia odkształcenia,
$V_{a\text{ zacz}}$	$[l]$	- objętość absolutna zaczynu,
$V_{a\text{ p}}$	$[l]$	- objętość absolutna piasku,
$V_{a\text{ zap}}$	$[l]$	- objętość absolutna zaprawy,
$V_{a\text{ ż}}$	$[l]$	- objętość absolutna kruszywa grubego,
$\frac{V_{a\text{ zacz}}}{F_k}$	$[\mu m]$	- umowna grubość otulenia ziarn kruszywa zaczynem,
$\frac{V_{a\text{ zap}}}{F_z}$	$[\mu m]$	- umowna grubość otulenia ziarn kruszywa grubego zaprawą,
V_L	$[km/s]$	- prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych,
V_p	$[l]$	- objętość porów w 1 m^3 świeżej mieszanki betonowej,
W	$[l]$	- ilość wody dozowana w 1 m^3 betonu,
$\frac{W}{C}$	$[-]$	- wskaźnik wodno-cementowy,
w_m	$[\%]$	- wilgotność wagowa betonu,
X_i		- zmienna losowa,
$\bar{X}$		- wartość średnia zmiennej losowej,
$\bar{X}^*$		- średnia generalna,
α		- poziom istotności,
δ		- jednostkowa energia odkształcenia,
ΔV	$[\%]$	- sumaryczne doksztalcenia objętościowe betonu,
$\frac{\Delta V}{V}$	$[\%]$	- jednostkowe odkształcenie objętościowe betonu,
$\Delta \nu$	$[-]$	- różnicowy współczynnik rozszerzalności poprzecznej,
ε_x	$[\%]$	- odkształcenia podłużne betonu,
ε_y	$[\%]$	- odkształcenia poprzeczne betonu,
η		- współczynnik lepkości tłumika,
ϑ		- tolerancja wartości średniej,
λ	$[cm]$	- długość fali,
ν	$[\%]$	- współczynnik zmienności,

- ν [-] - współczynnik rozszerzalności poprzecznej,
- ρ [g/cm³] - gęstość,
- ρ_0 [g/cm³] - gęstość pozorną,
- σ - przyłożone naprężenie rozciągające,
- σ_I, σ_{II} - charakterystyczne naprężenia krytyczne,
- σ_c - krytyczne naprężenia rozciągające,
- σ_R [-] - poziom naprężeń,
- σ_{max} - naprężenie normalne do dłuższej osi elipsy,
- $\tau = \frac{\eta}{E_b}$ - czas relaksacji,
- ω - częstość kątowna.

1. WSTĘP

Stosowane powszechnie kryteria oceny jakości betonu, bazują na znajomości jego kilku podstawowych cech fizyczno-mechanicznych. Kryteria te opierają się również na znajomości związków zachodzących między oddziaływującymi najczęściej na beton czynnikami fizycznymi, takimi jak obciążenie, zmiany temperatury, wilgotności itp., a spowodowanymi w wyniku ich działania naprężeniami, odkształceniami i przemieszczeniami.

Konwencjonalne zasady oceny jakości betonu są na ogół wystarczające przy obliczeniach wytrzymałościowych oraz w klasycznych zastosowaniach w budownictwie.

Są one natomiast niewystarczające przy projektowaniu, a zwłaszcza optymalizacji składu betonu, w zależności od jego przewidywanego przeznaczenia. Możliwości optymalizowania tego materiału, przy przyjęciu, że stanowi on jednorodną, nierozdzieloną mieszaninę poszczególnych składników, są znacznie ograniczone. Dlatego też współczesne badania naukowe idą w kierunku poznania związków zachodzących między parametrami fizycznymi, opisującymi właściwości mechaniczne betonu, a cechami jego mikrostruktury i struktury. Ze względu na fakt, że budowa wewnętrzna betonu charakteryzuje się wyjątkową niejednorodnością, szczególnego znaczenia, dla prognozowania zachowania się tego materiału w różnych warunkach eksploatacyjnych, nabierają badania nad poznaniem przebiegu jego niszczenia pod wpływem działania obciążenia zewnętrznego.

Rozwój prac badawczych w tym zakresie uwarunkowany jest rozwojem dostępnych metod badawczych, spośród których na szczególną uwagę zasługują metody nieniszczące. Rozwój tych metod wiąże się z jednej strony z udoskonaleniem istniejących technik pomiarowych, z drugiej zaś, z poszukiwaniem metod nowych. Uwaga ta dotyczy w szczególności rozwoju technik pomiarowych pozwalających na bezpośrednie śledzenie zmian zachodzących we wnętrzu struktury w czasie działania obciążeń zewnętrznych.

Duże znaczenie może mieć tu zastosowanie metody emisji akustycznej, która pozwala na ciągłą obserwację rozwoju niszczenia materiału.

Jej wykorzystanie rokuje również nadzieje na wyjaśnienie takich niezbadanych dotychczas zjawisk z tego zakresu, jak na przykład oceny "historii obciążenia" oraz zdolności betonu do samoregeneracji.

Zasadniczym zadaniem niniejszej pracy było uzupełnienie stanu wiedzy w zakresie wpływu technologii wykonania betonu zwykłego oraz warunków eksploatacji na przebieg niszczenia tego tworzywa. Z uwagi na szeroki zakres tematyczny koniecznym stało się bliższe sprecyzowanie tych spośród niewyjaśnionych dotychczas problemów, których rozwiązaniu mają służyć zaplanowane badania eksperymentalne.

W pracy niniejszej zajęto się analizą wpływu na przebieg destrukcji naprężeniowej w betonie charakterystyki uziarnienia stosu okruchowego oraz oceną roli jaką w przebiegu niszczenia betonu odgrywa jego wiek i zawilgocenie. Szczególnie dużo uwagi poświęcono określeniu wpływu tych parametrów na wielkości naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , charakteryzujących jakościowe zmiany zachodzące w strukturze betonu w czasie przyrostu obciążenia.

W pracy dokonano również oceny występowania w betonie efektu Kaisera jako miernika jego "historii obciążenia". Określono także uwarunkowania tego efektu, związane ze zjawiskiem samoregeneracji. W przeprowadzonych badaniach eksperymentalnych wykorzystano, jako zasadnicze metody pomiarowe - metodę ultradźwiękową i emisji akustycznej oraz dodatkowo, jako porównawczą - metodę pomiaru odkształceń.

Podsumowując poczynione na wstępie uwagi wyrażamy nadzieję, że praca niniejsza przyczyni się do lepszego poznania zjawisk destrukcyjnych zachodzących we wnętrzu struktury betonu w czasie przyrostu obciążenia i przyczyni się do bardziej racjonalnego wykorzystania tego materiału w budownictwie.

2. OMÓWIENIE STANU WIEDZY O PRZEDMIOCIE PRACY

2.1. Charakterystyka struktury betonu.

Beton zwykły jest konglomeratem powstałym z zespolenia ziarnostosu okruszowego kruszywa w sztuczny kamień, w wyniku stwardnienia zaczynu cementowego. Jest to podstawowy materiał we współczesnych konstrukcjach budowlanych i inżynierskich, z uwagi na swoje wartości użyteczne. Wykonując beton, staramy się poprzez odpowiedni dobór jego składników oraz sposobu ich mieszania i zagęszczania otrzymać jednorodną jego strukturę, co można uznać za osiągalne jedynie przy bardzo uproszczonym podejściu w skali makro. W rzeczywistości beton jest ośrodkiem wyraźnie heterogenicznym, którego ciągłość zachowana jest dzięki powierzchniowym siłom adhezyjnego przywierania zaczynu do kruszywa, mechanicznym ząbkowaniem o nierówności na powierzchniach ziarn kruszywa, oraz wzajemnym chemicznym oddziaływaniem składników względem siebie.

Pod pojęciem struktury betonu rozumiemy jego budowę wewnętrzną, ściśle uzależnioną od wzajemnych proporcji i przestrzennego rozmieszczenia elementów składowych oraz współpracy tych elementów między sobą. Budowę strukturalną betonu rozpatrywać można na różnych poziomach obserwacji [22, 52], a mianowicie:

- poziomie molekularnym, w którym analizowane są wiązania atomowe /skala $\text{\AA} = 10^{-10}\text{m}/$,
- poziomie strukturalnym, w którym analizowane są układy kryształów i cząstek niewidzialnych gołym okiem oraz wiązania i zjawiska występujące w ich układach /skala $\mu = 10^{-6}\text{m}/$,
- poziomie struktury widocznej gołym okiem /skala $\text{mm} = 10^{-3}\text{m}/$.

Pierwsze dwa poziomy określa się mianem mikrostruktury a trzeci poziom mianem makrostruktury [22].

W niniejszej pracy rozpatrywana będzie struktura betonu przy uwzględnieniu drugiego i trzeciego poziomu obserwacji.

Opis tworzenia się struktury betonu oraz jej budowy zawarty jest w licznych pracach, między innymi [44, 33, 82, 48, 115, 181, 108, 129].

Na podstawie powyższych prac można przyjąć, że do najważniejszych składników stwardniałego betonu zwykłego należy: kruszywo, spoiwo, warstwy kontaktowe łączące powyższe składniki, pory oraz nieprzekryształizowane ziarna cementu. W badaniach opisywanych w niniejszej pracy wypełniaczem są ziarna kruszywa otoczkowego.

Przez warstwę kontaktową rozumiemy odrębną jakościowo strefę materiału, powstającą w wyniku różnych procesów fizycznych, fizyko-chemicznych i chemicznych zachodzących na granicy styku kruszywa i spoiwa, różniącą się w zasadniczy sposób od wewnętrznej budowy minerałów wchodzących w bezpośredni kontakt ze spoiwem. Z uwagi na znaczenie jakie przypisuje się temu składnikowi struktury w procesie niszczenia betonu pod obciążeniem, zostanie on omówiony w punkcie 2.2.

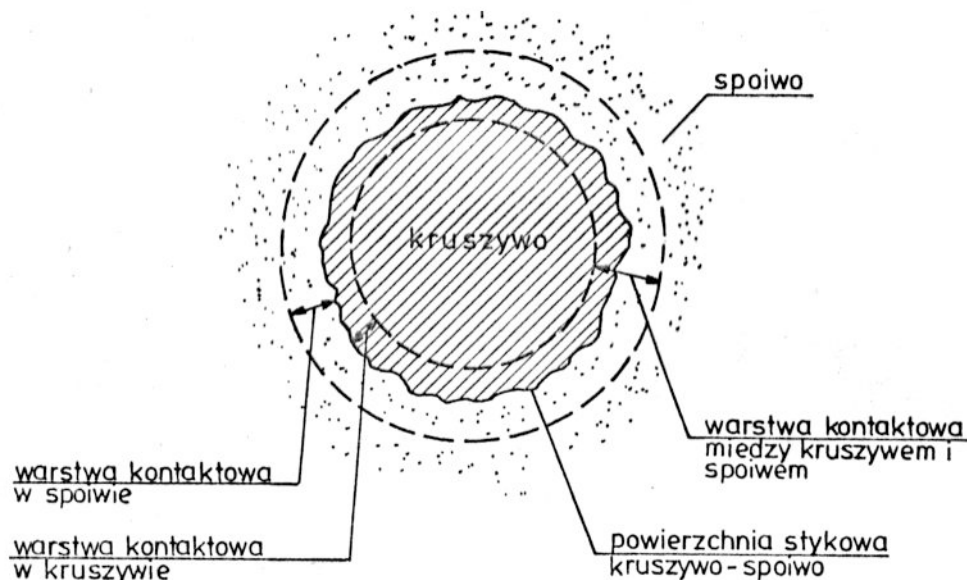
Również jednym z ważnych elementów struktury są pory, które dzielą się zgodnie z przyjętym poziomem obserwacji na makro i mikropory. Mają one różną wielkość i kształt, różne rozmieszczenie w strukturze, mogą występować jako zamknięte lub połączone między sobą, mogą być wypełnione powietrzem lub wodą. Wraz z postępem dojrzewania betonu zmienia się nie tylko wielkość, lecz również struktura porowatości.

Z uwagi na swoją wieloskładnikowość struktura betonu jest niejednorodna i anizotropowa, zawiera szereg różnych defektów i nieciągłości powstających już na etapie jej tworzenia się. Należy równocześnie podkreślić, że poszczególne składniki struktury betonu są również niejednorodne. O ile sama struktura betonu jest obecnie dość dobrze poznana, to słabo rozpoznany jest wpływ jej poszczególnych składników na własności mechaniczne betonu. Znane są wprawdzie nieliczne prace z tego zakresu, między innymi [107, 170, 181, 52], ale nadal brak jest określenia wpływu na własności mechaniczne betonu takich parametrów jak uziarnienie kruszywa, średni rozstaw ziarn kruszywa, zawartość oraz rozkład porów.

2.2. Warstwa kontaktowa jako element struktury.

Obecnie coraz bardziej docenia się wpływ warstw kontaktowych między kruszywem i spoiwem na wytrzymałość, odkształcalność oraz przebieg niszczenia betonu pod obciążeniem. Jako szczególnie interesujące w tym zakresie należy wymienić prace D. M. Czernienki [32, 33], stanowiące podstawę w rozpoznaniu tego zagadnienia, T.C. Hsu [80, 82] oraz [44, 81, 82, 115, 22, 147], a także materiały z konferencji RILEM w Tuluzie z 1972 r. [3].

Warstwę kontaktową między kruszywem i spoiwem możemy rozpatrywać jako strefę złożoną z warstwy kruszywa i warstwy spoiwa, rozdzielonych między sobą powierzchnią stykową, zgodnie z rysunkiem 1. Grubość warstw kontaktowych waha się wg [32, 33, 82, 115, 181] w granicach 5 μm do 500 μm , co stanowi 3 do 5 % objętości stwardniałego betonu.

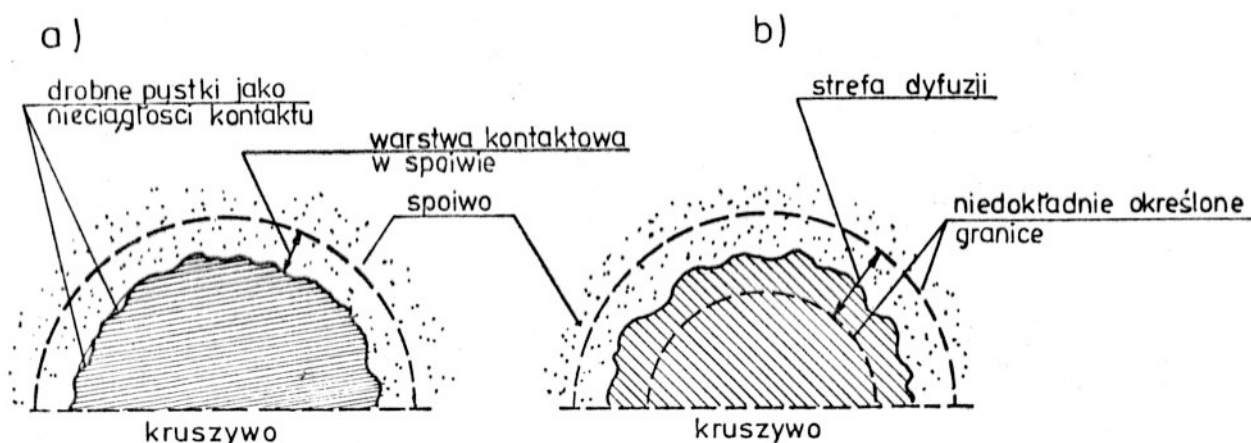


Rys. 1. Schemat ilustrujący pojęcie strefy kontaktu na granicy kruszywa i spoiwa w betonie wg [181].

Właściwości mechaniczne i chemiczne warstw kontaktowych uzależnione są od właściwości i wzajemnego oddziaływania względem siebie kruszywa i spoiwa. Współdziałanie między kruszywem i spoiwem zależy przede wszystkim od: gatunku cementu i ewentualnych jego domieszek [181], składu mineralogicznego kruszywa [1], rodzaju kruszywa [169], chropowatości ziarn kruszywa i jego zanieczyszczeń [71, 102], wielkości ziarn kruszywa i stopnia ich wysuszenia [194, 184, 189], sposobu wibrowania mieszanki betonowej [154, 175], stosunku w/c, temperatury i wilgotności podczas dojrzewania [1, 169], oraz czasu dojrzewania betonu [1, 169].

Na budowę struktury warstw kontaktowych mają wpływ, jak już wcześniej nadmieniono, oddziaływania mechaniczne i chemiczne,

uzależnione przede wszystkim od topografii i chropowatości powierzchni kruszywa, składu mineralogicznego użytych składników oraz ich wzajemnej aktywności chemicznej. Szczególne znaczenie ma tu aktywność chemiczna kruszywa, która decyduje o tym, czy ciągłość ośrodka zachowana jest tylko dzięki połączeniom mechanicznym wskutek chropowatości kruszywa z ewentualnymi przejawami adhezji, czy wskutek oddziaływań chemicznych, gdy wytwarza się jakościowo odrębna strefa materiału [181].



Rys. 2. Schemat ilustrujący zachowanie ciągłości ośrodka wg [181], dzięki:

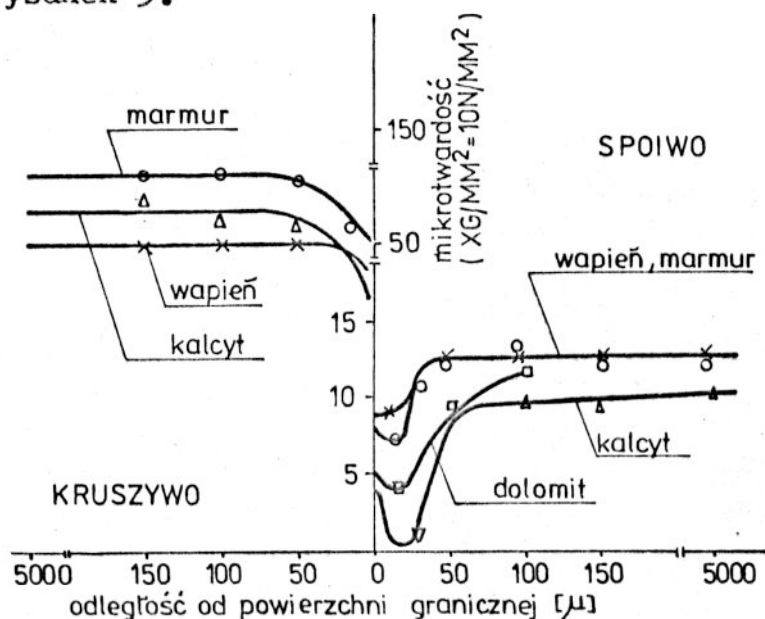
- a/ oddziaływaniom mechanicznym między kruszywem i spoiwem,
- b/ oddziaływaniom mechaniczno-chemicznym między kruszywem i spoiwem.

Reakcje chemiczne zachodzą między składnikami betonu już na etapie koagulacji i krystalizacji. Zachodzą one również po stwardnieniu zaczynu cementowego, charakteryzując się w tym okresie przenikaniem atomów jednego składnika do drugiego, powstawaniem wiązań chemicznych i wzajemnych z zaczynem przedłużeń sieci krystalograficznej zewnętrznej powłoki kruszywa na głębokość do $15\text{ }\mu\text{m}$ [44].

W obserwacjach warstw kontaktowych wielokrotnie zwracano uwagę, na grubość warstwy kontaktowej spoiwa, oceniając ją na $5\div 40\text{ }\mu\text{m}$ [82], $20\div 40\text{ }\mu\text{m}$ [115], $100\text{ }\mu\text{m}$ przy kruszywie marmurowym [181] i $10\div 500\text{ }\mu\text{m}$, zależnie od powinowactwa chemicznego z kruszywem i czasu twardnienia [33].

A. M. Brandt [22] podaje za K. M. Alexandrem, że nawet w przypadku najbardziej obojętnych kruszyw zachodzą na ich powierzchniach słabe reakcje chemiczne. Według [43] w przypadku kruszyw aktywnych chemicznie w stosunku do spoiwa /np. kruszywa węglanowe/, wzrasta w jednostce objętości betonu ilość atomów zdolnych do tworzenia połączeń strukturalnych. Wzrasta również średnia ilość więzi w stwardniałym zaczynie cementowym, gdyż na jego styku z ziarnami kruszywa tworzą się więzi krystalograficzne [44]. Za pośrednictwem sieci strukturalnej warstw kontaktowych, na kruszywo oraz stwardniały zaczyn cementowy przekazują się wzajemnie siły powstałe podczas obciążania betonu, co powoduje, że do współpracy wciągnięte są wszystkie składniki struktury betonu.

Wielu autorów wyraża pogląd, że warstwa ta jest najsłabszym ogniwem w strukturze betonu [64, 148, 142, 3, 52]. Ljubimowa i E. R. Pinus badając twardość warstwy kontaktowej betonu stwierdzili, że różni się ona zdecydowanie od twardości kruszywa i spoiwa, co obrazuje rysunek 3.



Rys. 3. Zmiany mikrotywardości w poprzek strefy kontaktowej na połączeniu spoiwo-kruszywo (badania E. R. Pinusa) wg [181].

Badania W. A. Szilnikowa, A. W. Satałkina i B. A. Senczenko, N. P. Sztajerta oraz J. R. Farrana [64] wykazały, że przyczepność w warstwie kontaktowej na styku kruszywo-spoivo waha się w grani-

cach 0,2 + 2,5 MPa i jest zawsze niższa od wytrzymałości stwardniałego zaczynu cementowego na rozciąganie. J. R. Farran [3] stwierdził również, że w strefie kontaktowej, w stwardniałym zaczynie cementowym, porowatość jest większa niż poza tą strefą. Można zatem zwiększoną porowatość strefy kontaktowej w stwardniałym zaczynie cementowym traktować jako osłabienie. Słuszność tego stwierdzenia potwierdzają także inni badacze [105, 202, 81, 170, 108]. N. Swamy [181] klasyfikując kruszywa na te, które wytwarzają silną warstwę kontaktową w spoiwie z osłabieniem tuż przy powierzchniach kontaktu z kruszywem oraz na te, w których osłabienie występuje zarówno na powierzchni kruszywa jak i w spoiwie, potwierdza opinię o osłabieniu struktury betonu w miejscu występowania warstw kontaktowych.

2.3. Mikrodefekty strukturalne w nieobciążonym betonie.

Mikrodefekty strukturalne w nieobciążonym betonie to wszelkiego rodzaju pierwotne lokalne nieciągłości. Są to uszkodzenia powstałe w różnych miejscach struktury na skutek przekroczenia lokalnej wytrzymałości materiału lub wytrzymałości więzów łączących elementy struktury przez lokalne naprężenia /koncentracje/, powstałe bez udziału obciążeń zewnętrznych.

To, że w strukturze betonu występują różnego rodzaju nieciągłości i defekty pierwotne, wynika z anizotropowości i niejednorodności budowy tego materiału. Szczególne znaczenie ma tu występowanie wtrąceń typu kruszywo grube [81, 150, 177] oraz istnienie różnic w gęstości, wytrzymałości i modułach sprężystości kruszywa i spoiwa [22, 95, 96]. Stąd też nieciągłości w strukturze betonu są w większym lub mniejszym stopniu nieuniknione.

Powstają one na etapie wykonywania i formowania mieszanki betonowej oraz w czasie dojrzewania betonu, wywołując nieodwracalne zmiany w wewnętrznej strukturze betonu. Nieciągłości te objawiają się w postaci porów i mikroszczelin.

Makropory tworzą się podczas układania i wibrowania masy betonowej, a bezpośrednią przyczyną ich powstawania jest nadmiar wody zarobowej oraz zablokowane pęcherzyki powietrza, lokalizujące się pod

ziarnami kruszywa. Posiadają one kształt kul lub soczewek, a ich wielkość waha się w przedziale $100 \mu\text{m} \div 5 \text{ mm}$ i jest uzależniona zwłaszcza od wielkości ziarn kruszywa, pod którymi się lokalizują. Makropory te rozmieszczone są bezładnie, stanowią nieciągłości w nieobciążonym betonie i są zarodkami przyszłych uszkodzeń wewnętrznych struktury, związanych z działaniem obciążenia zewnętrznego [52]. Również zgodni co do tego są R. K. Dhira i C. M. Sangha [37], według których dominującym czynnikiem związanym z powstawaniem i rozwojem wewnętrznych mikrorys pod wpływem obciążenia są pęcherzyki powietrza zawarte w masie betonowej.

W pracy przyjęto za J. Kasperkiewiczem [95] następujące rozróżnienie definicji mikroszczeliny i mikrorysy. Mikroszczelina jest nieciągłością - defektem już istniejącym w materiale. Mikrorysę stanowi taka mikroszczelina, która utworzyła się w procesie obciążania. Podczas działania obciążenia zewnętrznego istniejąca mikroszczelina zwiększa swoją rozwartość, ale dopiero po osiągnięciu pewnego stanu krytycznego, na jej wierzchołku tworzy się propagująca rysa. Mikrorysa pojawić się może również tam gdzie mikroszczelin pierwotnych nie było. Tak rozumiane mikroszczeliny powstają na etapie dojrzwania betonu i lokalizują się głównie w warstwach kontaktowych pomiędzy powierzchniami ziarn kruszywa i zaprawą [15, 170, 207, 171, 16, 56, 58, 129, 188] oraz w zaprawie na styku kruszywo-zaczyn [48, 205, 52].

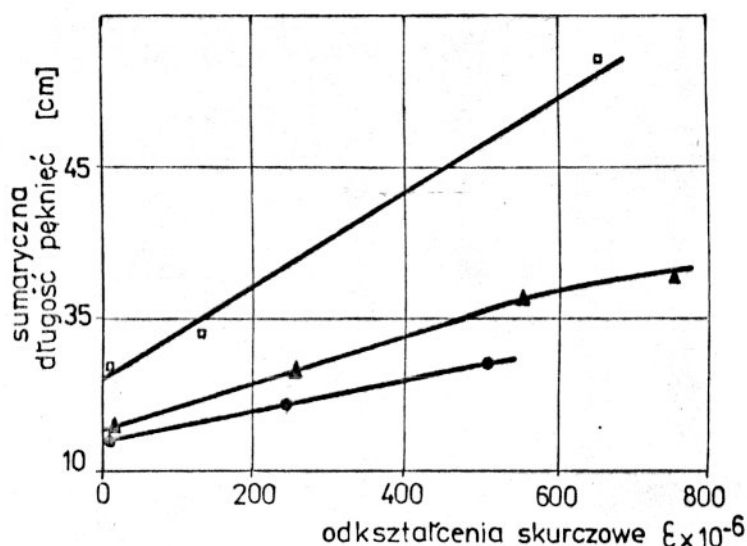
T. C. Hsu i F. O. Slate [80, 81, 82] za pomocą metody mikroskopowo-rentgenograficznej stwierdzili, że w strukturze betonu mikroszczeliny występują najczęściej w warstwach kontaktowych, zwłaszcza przy powierzchniach największych ziarn kruszywa, co świadczy o tym, że warstwy te są najsłabszymi ogniwami w strukturze betonu. Również zgodny co do tego jest P. Stroeve [177, 178]. Główną przyczyną tworzenia się mikroszczelin właśnie w tych miejscach struktury są wg T. C. Hsu, F. O. Slate, Melheusa i Olsethskiego, wewnętrzne naprężenia rozciągające, wywoływane niejednorodnymi objętościowymi zmianami składników mieszanki betonowej podczas dojrzwania. Powstanie nieciągłości typu szczelina, likwiduje w danym punkcie koncentrację tych naprężeń i powoduje ich redystrybucję.

Na zmiany objętości mieszanki betonowej mają wpływ między innymi następujące czynniki:

- sedymentacja kruszywa w świeżej masie betonowej [22],
- procesy wiązania,
- ograniczenie skurczu kontrakcyjnego zaczynu przez sztywne ziarna stosu okruszowego [17, 48],
- skurcz wywołany wysychaniem i starzeniem się żelu [206, 17, 48],
- częściowe przerwanie przyczepności między kruszywem grubym, a zaprawą między innymi na skutek skurczu [24],
- lokalne zwiększenie współczynnika w/c wokół największych ziarn [24],
- niezdolność niektórych składników do chemicznego łączenia się [44],
- naprężenia termiczne [34, 48],
- procesy karbonizacji [129, 188].

Również B. L. Meyers, F. O. Slate, G. Winter uważają, że wpływ zmian objętościowych na powstawanie, a następnie rozwój mikroszczelin w wewnętrznej strukturze nieobciążonego betonu jest bardzo istotny [120].

Uzyskane przez nich wyniki, ilustrujące wpływ skurczu na wzrost wewnętrznych mikroszczelin w betonach o różnym składzie, przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Wpływ skurczu na mikropełnięcia betonu, wg [120].

Skurcz kontrakcyjny oprócz wpływu na zmiany objętościowe betonu powoduje również powstawanie porów w samym zaczynie cementowym. Pory te powstają w wyniku zmniejszenia się sumy absolutnych objętości cementu i wody, co spowodowane jest reakcjami chemicznymi [108, 52]. Pory te mimo małych wymiarów mogą być również słabymi ogniwami zaczynu cementowego podczas obciążania betonu.

Również oddziaływanie wewnętrznych i zewnętrznych źródeł ciepła zarówno na tężący jak i stwardniały beton jest przyczyną powstawania mikrodefektów strukturalnych [34]. Wynika to z faktu, iż na skutek różnej termicznej odkształcalności objętościowej fazy gazowej, ciekłej i stałej, dochodzi do powstawania dodatkowych ciśnień i naprężeń w strukturze betonu. W przypadku betonu świeżego ciśnienia te prowadzą do przemieszczania się zaczynu względem ziarn kruszywa. Natomiast w przypadku betonu młodego, powodują one powstawanie wewnętrznych nieciągłości. W stwardniałym betonie do powstawania dodatkowych naprężeń na styku kruszywo-zaprawa i kruszywo-stwardniały zaczyn cementowy dochodzić może na skutek różnych współczynników rozszerzalności termicznej tych składników.

Miedzy innymi Forrester stosując technikę barwienia betonu stwierdził, że zaczyn cementowy, w którym hydratacja przebiega w temperaturze około 5°C przylega ściśle do kruszywa bez mikroszczelin. Na tej podstawie wysunął on przypuszczenie, że mikroszczeliny obserwowane w nieobciążonym betonie przez F. O. Slate'a [169] mogły być związane z niejednorodnymi odkształceniami termicznymi kruszywa i zaczynu cementowego w czasie hydratacji.

Reasumując należy podkreślić, że pory i mikroszczeliny są w nieobciążonym betonie nieuniknione, a miejsca ich występowania są najsłabszymi ogniwami w strukturze, ponieważ stanowią potencjalne źródła koncentracji naprężeń.

W związku z tym, mikrodefekty strukturalne mają bezpośredni wpływ na wielkość rzeczywistej wytrzymałości betonu [109, 110, 52] oraz na przebieg jego niszczenia pod wpływem obciążenia.

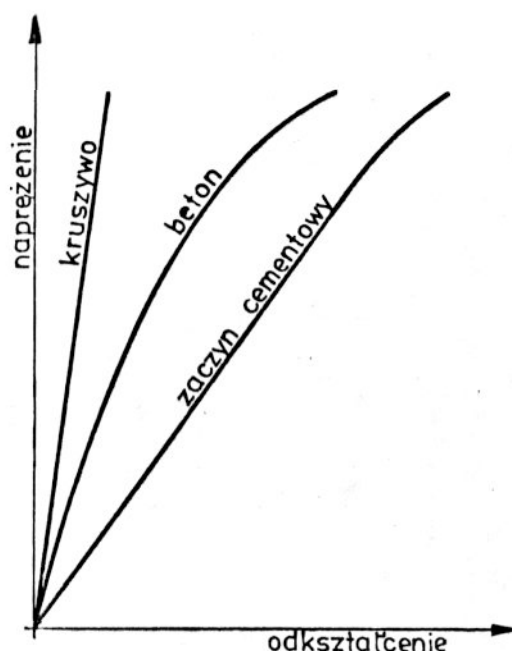
2.4. Przebieg procesu niszczenia struktury betonu pod obciążeniem.

Procesowi niszczenia betonu pod wpływem obciążenia poświęcono szereg prac. Między innymi zagadnieniem tym zajmowali się w kraju A. M. Brandt [21, 22, 25], K. Flaga i K. Furtak [52, 50, 51], J. Kasperkiewicz [96], W. Kuczyński [107, 108] i M. Rybiański [164]. Proces ten jest obecnie dość dobrze znany, a najbardziej znaczące wyniki z tego zakresu zawarte są między innymi w pracach [70, 12, 107, 162, 80, 81, 82, 13, 171, 10, 61, 126, 181, 182, 108, 22, 114, 2, 164, 129, 52, 50, 51, 62, 25, 96].

Z tego też względu zrezygnowano z całościowego przedstawienia zagadnień dotyczących niszczenia betonu i ograniczono się jedynie do omówienia wybranych problemów, które ściśle wiążą się z zakresem niniejszej pracy. Przedstawione rozważania dotyczą betonu zwykłego, który został poddany doraźnemu działaniu quasi-osłowego obciążenia ściskającego, przy wyeliminowaniu tarcia na płaszczyznach dociskowych. Omówiono również niektóre, istotne z punktu widzenia omawianych zagadnień, problemy związane z wpływem działania długotrwałego i cyklicznego obciążenia ściskającego na przebieg niszczenia betonu. Wybór ściskania quasi-osłowego jako sposobu realizacji niszczenia betonu podyktowany został faktem, iż jest to najbardziej rozpowszechniona próba badawcza z zakresu oceny jakości betonu. Jest ona łatwa do przeprowadzenia, a uzyskiwana w jej wyniku wytrzymałość na ściskanie jest obecnie najważniejszym kryterium jakości betonu ze względu na fakt, iż większość właściwości betonu jest z nią pośrednio związana.

Proces niszczenia betonu pod działaniem tak rozumianego obciążenia jest ściśle uzależniony od jego struktury wewnętrznej. Szczególne znaczenie ma tu ilość, wielkość, kształt i rozkład pierwotnych mikrodefektów strukturalnych, których mechanizm powstawania przedstawiono w punkcie 2.3. Analizę procesu niszczenia komplikuje dodatkowo fakt wyjątkowo dużej niejednorodności struktury betonu, co jest bezpośrednią przyczyną niejednorodnego rozkładu wewnętrznych naprężeń wywołanych przez obciążenie zewnętrzne. Te niejednorodne rozkłady naprężeń oraz fakt występowania mikro-

defektów i naprężeń wstępnych, powstałych przed obciążeniem na etapie tworzenia się materiału, powodują, że w betonie obserwujemy występowanie dużych lokalnych koncentracji naprężeń. Koncentracje te powodują powstawanie, kumulację i propagację wewnętrznych rys, co prowadzi w rezultacie do dezintegracji poprzez utratę stabilności wewnętrznej. W niejednorodności i nieciągłości struktury betonu należy więc upatrywać przyczyn jego niesprężystego zachowania się pod działaniem obciążenia [127, 60, 170, 171, 36, 121, 129]. Zjawisko to jest o tyle interesujące, że dwa podstawowe składniki, z których składa się beton - kruszywo i stwardniały zaczyn cementowy - charakteryzują się niemal całkowicie liniową zależnością naprężenie - odkształcenie, co przedstawiono na rysunku 5.



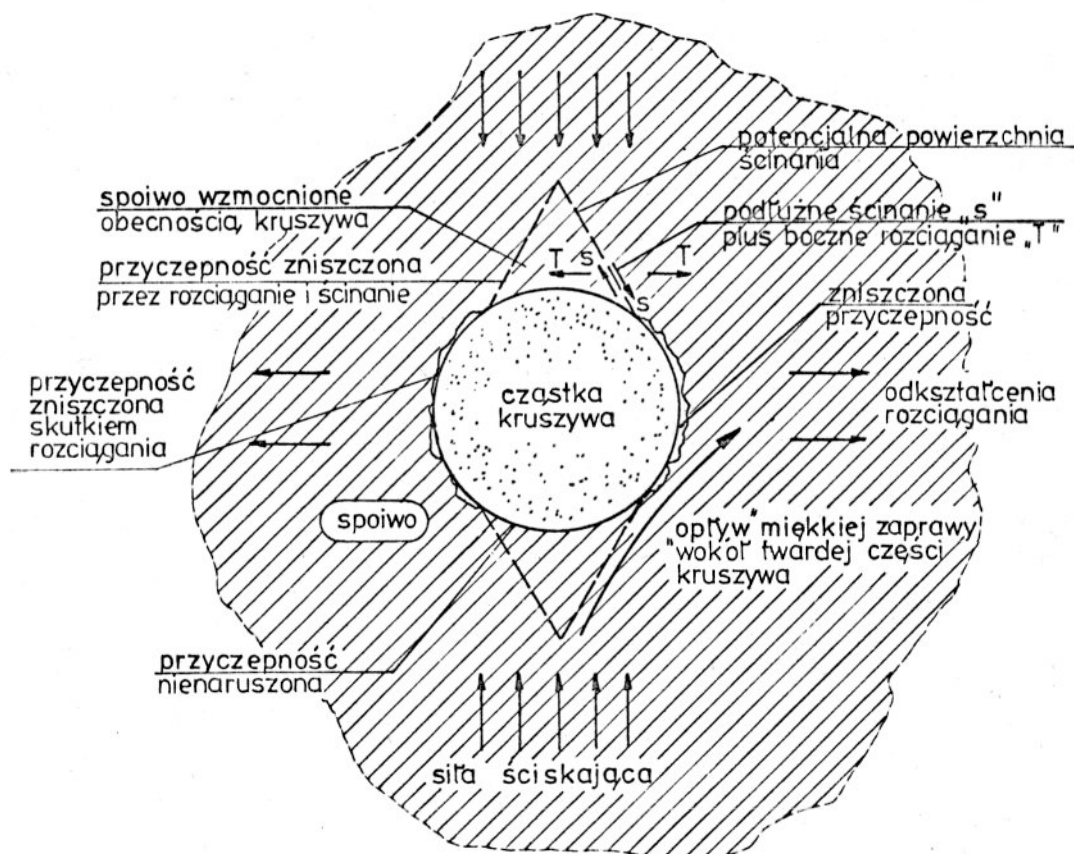
Rys. 5. Zależność między odkształceniem, a naprężeniem podczas ściskania kruszywa, stwardniałego zaczynu i betonu [60].

Dla uproszczenia rozważań teoretycznych, dotyczących procesu niszczenia betonu pod działaniem obciążenia zewnętrznego, wykorzystano zgodnie z [194, 113, 22, 114, 167] model dwufazowy. Model ten składa się z jednorodnej matrycy, którą stanowi stwardniały zaczyn cementowy i wypełniacza w postaci regularnych wtrąceń

/ziarna kruszywa/, mających dużo wyższy moduł sprężystości niż matryca.

Takie przyjęcie modelu betonu, jest dużym uproszczeniem, pozwalającym jednak na eliminację zakłócających parametrów i skoncentrowanie uwagi na współpracy podstawowych składników betonu. W rzeczywistości zagadnienie jest bardziej złożone, przy czym podstawowy mechanizm nie ulega zmianie. Zmienne są jedynie proporcje pomiędzy poszczególnymi wielkościami.

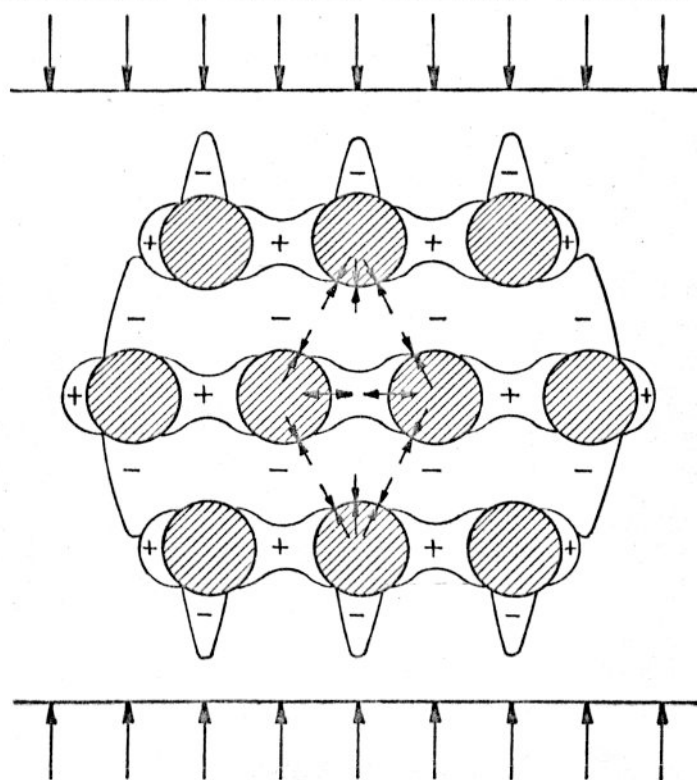
W tak rozumianym modelu betonu, pod wpływem działania obciążenia zewnętrznego, powstaje stan naprężeń i odkształceń wewnętrznych, charakteryzujący się występowaniem dużych koncentracji wywołanych obecnością ziarn kruszywa [35, 114, 62]. Na ich powierzchni powstają wtedy strefy naprężeń ściskających i rozciągających, przy czym w kierunku obciążenia działają naprężenia ściskające, a prostopadłe do niego naprężenia rozciągające. Idealizację tego zagadnienia, opartą na obserwacjach odłamków betonu po zniszczeniu, obrazuje rysunek 6.



Rys. 6. Idealizacja stanu naprężenia wokół pojedynczego ziarna kruszywa przy obciążeniu osiowo ściskającym [189].

Charakterystycznym jest to, że w pobliżu ziarn kruszywa powstają stożkowe strefy spoiwa wzmocnione obecnością silniejszego materiału ziarna. Na granicy stożków układ sił sprzyja tworzeniu się płaszczyzn poślizgu, co jest źródłem powstawania mechanizmu rozkliniującego, który w wyniku przekroczenia naprężeń rozciągających powoduje zniszczenie przyczepności na pozostałej powierzchni bocznej ziarna.

Rozkład naprężeń wokół poszczególnych ziarn kruszywa zmienia się wraz ze wzrostem ich liczby. Zmiany te są wywoływane wzajemnym oddziaływaniem na siebie poszczególnych ziarn, przy czym polegają one jedynie na przesunięciach obszarów naprężeń ściskających i rozciągających w zależności od wzajemnego położenia ziarn kruszywa. W przyjętym modelu betonu przekazywanie obciążenia odbywa się głównie przez ziarna kruszywa, co powoduje powstawanie w strefach łączących ziarna dużych naprężeń ściskających. Naprężenia te powodują pewne przesunięcia ziarn, tak, że odstęp między nimi nieco się zmniejsza. Wynikający z przebiegu głównych trajektorii sił rozkład naprężeń wewnętrznych w matrycy obrazuje rysunek 7.



Rys. 7. Rozkład naprężeń między spoiwem i ziarnami kruszywa w betonie zwykłym [114].

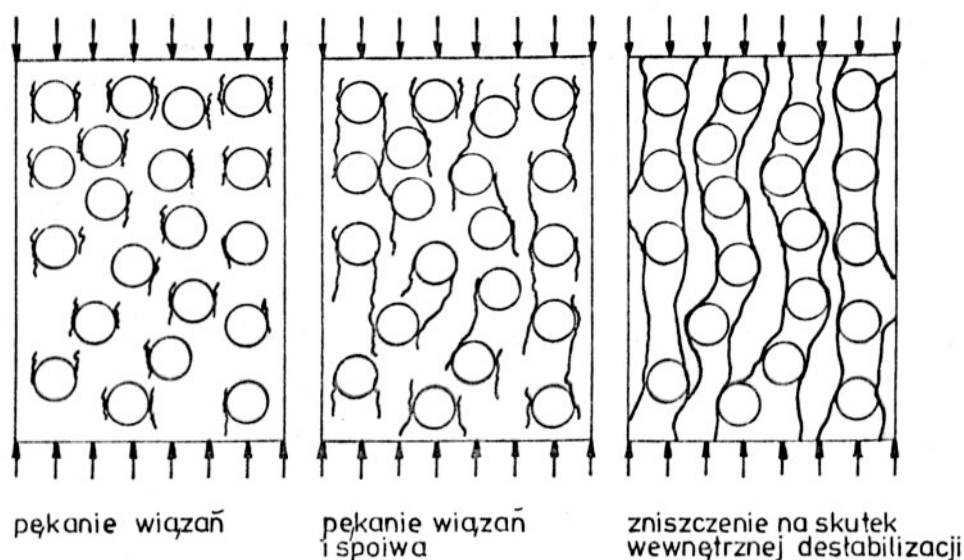
Jak widać z rysunku 7 między ziarnami kruszywa w kierunku poziomym powstają obszary naprężeń rozciągających, a na pozostałym obszarze panują naprężenia ściskające. Pojedyncze ziarna podlegają równocześnie rozszczepieniu wywoływanemu "punktowym" przełożeniem sił oraz dodatkowo naprężeniom rozciągającym, wywoływanym przez zaczyn na bocznych powierzchniach ziarn. Wielkość tych sił zależy od grubości otulenia ziarn spoiwem, ponieważ determinuje ona wielkość powierzchni, na którą rozkładają się siły ściskające. Rozkład naprężeń w samych ziarnach kruszywa może być bardzo różnorodny, z uwagi na to, że w obszarach stykowych występują duże naprężenia ściskające, a w pozostałych obszarach panują naprężenia rozciągające. Ponieważ wytrzymałość na rozciąganie kruszywa jest na ogół większa od naprężeń rozciągających wywoływanych działaniem obciążenia zewnętrznego, naprężenia występujące w kruszywie nie mają istotnego wpływu na nośność betonu zwykłego [177 , 22, 167, 178].

Jak już wspomniano, cechą charakterystyczną procesu niszczenia betonu jest występowanie licznych lokalnych koncentracji naprężeń we wnętrzu jego struktury. Na ich wielkość ma wpływ szereg czynników, a w szczególności [113]:

- różnica w modułach sprężystości kruszywa i stwardniałego zaczynu,
- wytrzymałość stwardniałego zaczynu na rozciąganie,
- wytrzymałość na rozciąganie i wytrzymałość na rozciąganie przy ściskaniu poprzecznym kruszywa,
- wielkość i kształt ziarn kruszywa,
- uziarnienie kruszywa,
- grubość otulenia ziarn kruszywa zaczynem.

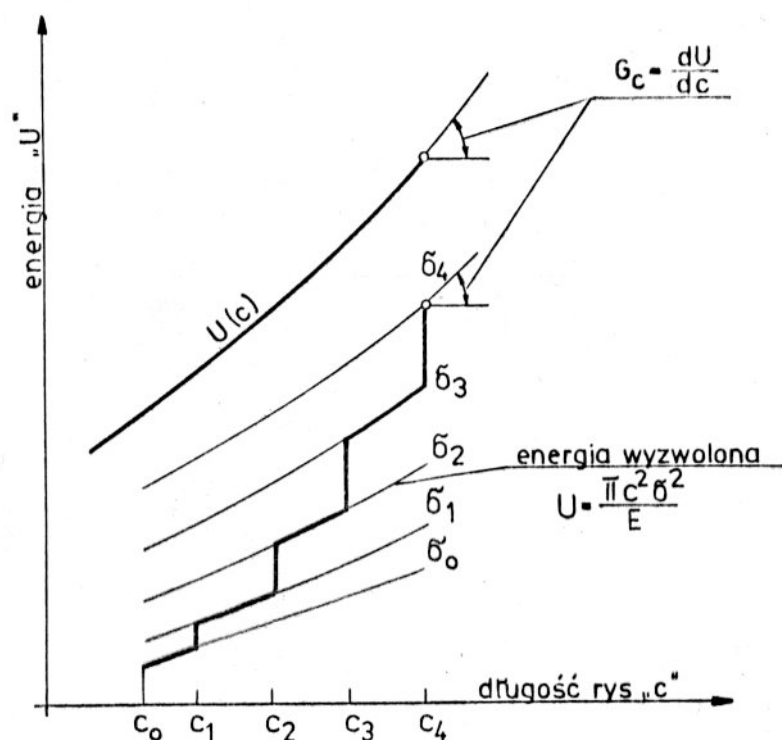
Z badań modelowych wynika, że na bocznych powierzchniach ziarn kruszywa występują tym większe naprężenia rozciągające, im większa jest różnica modułów sprężystości kruszywa i stwardniałego zaczynu, im gęściej usytuowane są względem siebie ziarna i im bardziej kształt ziarn odbiega od kształtu kulistego [113]. Koncentracje naprężeń mogą występować w różnych izolowanych punktach struktury i powodować, w miejscach gdzie naprężenia rozciągające przekraczają jej lokalne wytrzymałości, powstawania lokalnych nieciągłości.

Rozwój tak powstałych mikrorys początkowo polega na ich lokalnym powiększaniu się, a następnie łączeniu w rysy biegnące równoległe do kierunku działania obciążenia zewnętrznego. Dalszy wzrost obciążenia powoduje łączenie się rys w ciągłą sieć spękań. Zjawisko to ilustruje rysunek 8.



Rys. 8. Kolejność faz zniszczenia w obciążonym betonie zwykłym [114].

Cechą charakterystyczną betonu jest to, że rozwój jego zarysowania nie prowadzi do powstania pojedynczej dużej rysy, ale do powstania całego rozgałęzionego systemu rys. Zjawisko to jest wynikiem hamowania rozwoju zarysowania przez szereg czynników, do których w pierwszym rzędzie należy zaliczyć występowanie w strukturze wtrąceń w postaci ziarn kruszywa. Hamowanie rozwoju rys związane jest z chwilową likwidacją istniejących koncentracji naprężeń poprzez ich redystrybucję na skutek powstawania lokalnych nieciągłości. Hamowanie rozwoju rys wynika także z faktu, że natrafiają one na ziarna kruszywa i pory, które powodują chwilowe ich zatrzymanie. Zjawisko to sprawia, że w miarę rozwoju zarysowania wyraźnie zwiększa się zapotrzebowanie na energię, co w sposób poglądowy przedstawiono na rysunku 9.



Rys. 9. Bilans energetyczny przy postępującym zarysowaniu według J. Glücklicha [60].

Procesy stopniowego rozwoju i hamowania zarysowania wzajemnie się przeplatają i występują wielokrotnie w wielu punktach struktury betonu. W zakresie obciążeń zachowany jest warunek quasi-równowagi między energią powierzchniową, a energią mechaniczną. Dalszy wzrost obciążenia powoduje powstawanie dużych odkształceń niesprężystych. Jest to przyczyną kształtowania się rozległego układu dużych rys, które rozdzielają beton na szereg pojedynczych prętów lub ścian. Nie mają one ze sobą powiązania, ale mogą przenosić obciążenie zewnętrzne, ponieważ istotną rolę odgrywa tu tarcie na powierzchniach rys kruszywo-zaczyn i zaczyn-zaczyn. W przenoszeniu obciążenia przez taki układ dużą rolę odgrywa również fakt wzajemnego ich usztywniania się przeciw wyboczeniu /rysunek 8/ [41, 114, 193]. Ostateczne zniszczenie następuje w chwili, gdy układ ten staje się wewnętrznie niestabilny.

Wykorzystany w przedstawionym opisie procesu niszczenia dwufazowy model betonu dobrze obrazuje charakter współpracy między kruszywem i stwardniałym zaczynem w czasie przyrostu obciążenia. Daje również możliwość stosunkowo zgodnego z rzeczywistością opisu rozwoju zarysowania. Jego wadą jest natomiast fakt, iż nie uwzględnia on należycie roli, jaką w procesie niszczenia betonu odgrywają czynniki strukturalne, a w szczególności warstwy kontaktowe, będące najslabszymi ogniwami struktury.

Współczesne poglądy na rzeczywisty przebieg zjawisk zachodzących w czasie niszczenia betonu, bazują na hipotezie postawionej w 1920 roku przez A. A. Griffitha [67]. Zakłada ona, że wzrostowi oddziaływujących na ciało kruche naprężeń towarzyszy ciągły rozwój mikrodefektów strukturalnych, istniejących jeszcze przed przyłożeniem obciążenia zewnętrznego lub powstałych wraz z nim. Oceniając przebieg niszczenia betonu, w oparciu o tak postawioną hipotezę oraz szereg prac badawczych z tego zakresu [80, 81, 82, 28, 181, 182, 3, 177, 178] przyjmuje się za G. W. D. Vilem [189] następującą kolejność zjawisk zachodzących w czasie jego destrukcji:

- zniszczenie przyczepności przy rozciąganiu,
- zniszczenie przyczepności przy ścinaniu,
- zniszczenie spoiwa w stanie ścinania i rozciągania,
- zniszczenie spoiwa przy rozciąganiu wraz ze sporadycznym niszczeniem kruszywa.

W celu rozpoznania tych zjawisk wykorzystywano dotychczas między innymi następujące metody pomiarowe:

- metodę mikroskopową,
- "- rentgenograficzną,
- "- ultradźwiękową,
- "- pomiaru odkształceń,
- "- "- natężenia trzasków,
- "- elektrooporową.

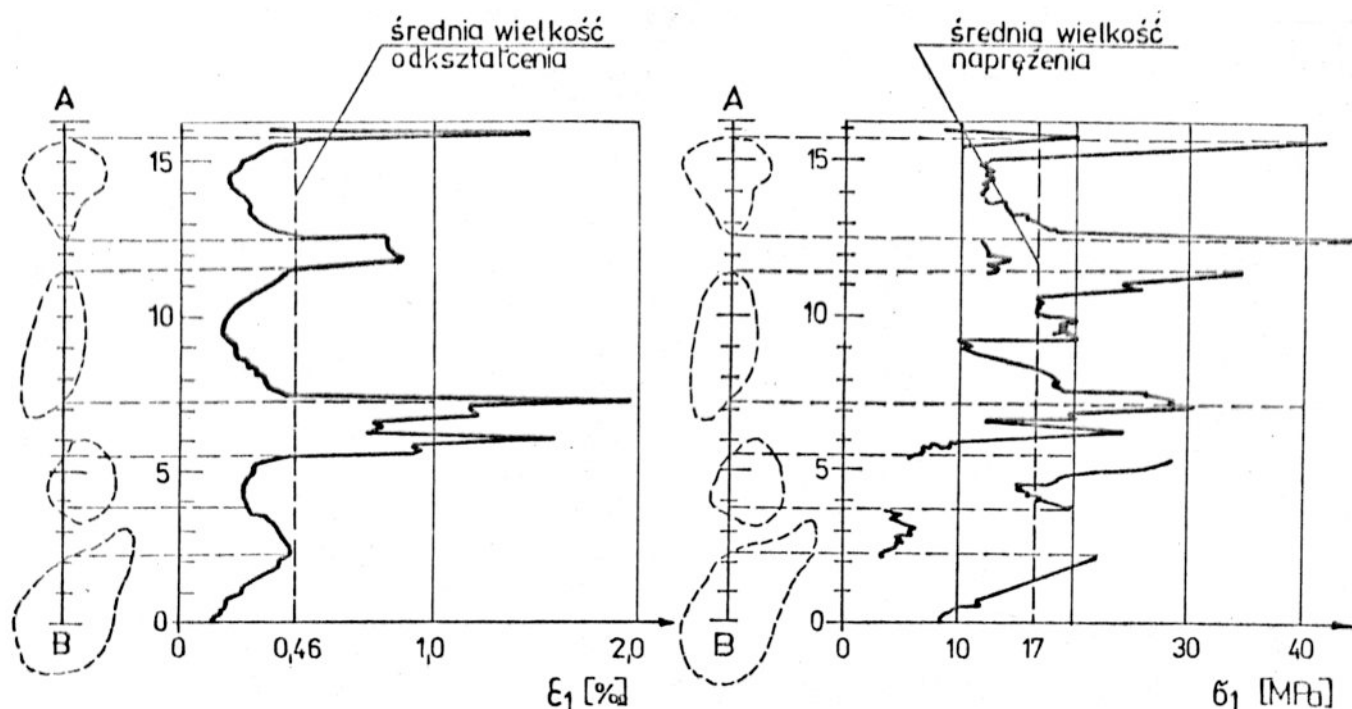
W literaturze spotyka się również sugestie, że do tego celu przydatna może być również metoda emisji akustycznej [50, 53, 25], pozwalająca na ciągłe śledzenie rozwoju niszczenia materiału. Szczególnie interesującą wydaje się być możliwość wykorzystania tej

metody badawczej do poznania "historii obciążenia" materiału. Wiąże się to bezpośrednio z występowaniem tak zwanego efektu Kaisera [89, 162, 118, 119, 130, 146]. Polega on na tym, że w uprzednio obciążonym materiale, mierzalna emisja akustyczna występuje dopiero wtedy, gdy aktualne naprężenia przekroczą wielkość naprężeń powstałych podczas poprzedniego obciążenia. Tak więc dzięki wykorzystaniu efektu Kaisera możliwe jest wykrycie maksymalnych naprężeń, jakie wystąpiły w materiale podczas jego eksploatacji. Pozwala to między innymi na sprawdzenie, czy naprężenia obliczeniowe pokrywają się z naprężeniami rzeczywistymi. Należy jednak pamiętać o tym, że niektóre procesy zachodzące w materiale jak na przykład samoregeneracja w betonie, mogą wpływać na ograniczenie występowania tego efektu, przez częściowe przywrócenie materiałowi własności typowych dla stanu początkowego. Pewne zakłócenia występowania efektu Kaisera mogą być również związane z reorientacją niektórych składników struktury na skutek działania obciążenia mechanicznego.

Spośród przedstawionych metod badawczych najszersze zastosowanie zdobyła sobie dotychczas metoda pomiaru odkształceń, w której podstawowe informacje o odkształceniach betonu uzyskuje się w oparciu o pomiary doświadczalne, prowadzone na powierzchniach zewnętrznych. Tylko nieliczne prace dotyczą pomiaru odkształceń wewnątrz betonu [21, 7, 94].

Po dzień dzisiejszy nie znaleziono odpowiedzi na pytanie: w jakim stopniu odkształcenia na powierzchni betonu odpowiadają odkształceniom w jego wnętrzu i na ile powierzchniowy pomiar odkształceń jest wiarygodnym źródłem informacji na temat zjawisk zachodzących wewnątrz struktury betonu w czasie jej obciążenia. Uważa się jedynie, że rejestrowane na powierzchni odkształcenia, powstałe w wyniku narastającego obciążenia zewnętrznego, mają przyczynowy związek z naruszeniem jego wewnętrznej struktury [26, 12, 80, 81, 82, 13, 14, 48, 126, 36, 124, 121]. Z braku bardziej wiarygodnych sposobów wnioskowania o zjawiskach zachodzących we wnętrzu betonu, najbardziej rozpowszechniona jest analiza zależności naprężenie - odkształcenie, uzyskiwana doświadczalnie przy jednoosiowym ściskaniu.

Należy podkreślić, że analiza ta dotyczy jedynie wartości średnich. Zarówno naprężenie jest tu pewną umowną wielkością średnią, będącą ilorazem przyłożonej siły przez powierzchnię, jak również odkształcenie, które jest średnią wartością odkształcenia, odniesioną do bazy pomiarowej [22]. Zagadnienie to doskonale ilustrują wyniki P. Dantu [35] przedstawione na rysunku 10.



Rys. 10. Rozkład odkształceń i naprężeń w ziarnach kruszywa oraz w stwardniałym zaczynie cementowym, wg P. Dantu [35].

Oprócz badań bazujących na pomiarze odkształceń, szczególną rolę w rozwoju strukturalnej interpretacji zjawisk zachodzących w czasie niszczenia betonu odegrały prace R. H. Evansa [40] i O. J. Berga [11], w których za pomocą mikroskopowych metod obserwacji powierzchni obciążonych doraźnie elementów próbnych, udowodniono istnienie mikrorys i fakt ich rozwoju wraz ze wzrostem obciążenia. Również T. C. Hsu i F. O. Slate [80, 81, 82], w oparciu o metodę mikroskopową - rentgenograficzną, wykazali istnienie w strukturze obciążonego betonu trzech rodzajów mikrodefektów strukturalnych: rys usytuowanych w warstwach kontaktowych, rys przebiegających w kamieniu cementowym oraz rys powstałych w ziarnach kruszywa.

Zródłem istotnych danych dotyczących rozwoju zarysowania w obciążonym betonie stały się również prace między innymi: R. Jonesa [87], R. L'Hermitea [112], O. J. Berga [15, 16], S. J. Nogina [132], A. Galana [55, 56] braci A. i G. Durand [38] oraz ostatnio K. Koniecznego [101], bazujące na pomiarze prędkości rozchodzenia się fal ultradźwiękowych.

W oparciu o dane literaturowe zawarte między innymi w pracach [70, 20, 12, 162, 80, 81, 82, 13, 14, 170, 16, 126, 124, 22, 76, 52, 50] można przyjąć za udowodnione, że przebieg procesu niszczenia betonu pod obciążeniem ma charakter trójstadialny. Proces ten możemy podzielić według K. i I. B. Newmanów na trzy etapy [126]:

- I - stadium stabilnej inicjacji rys,
- II - "- "- propagacji rys,
- III - "- niestabilnej "- .

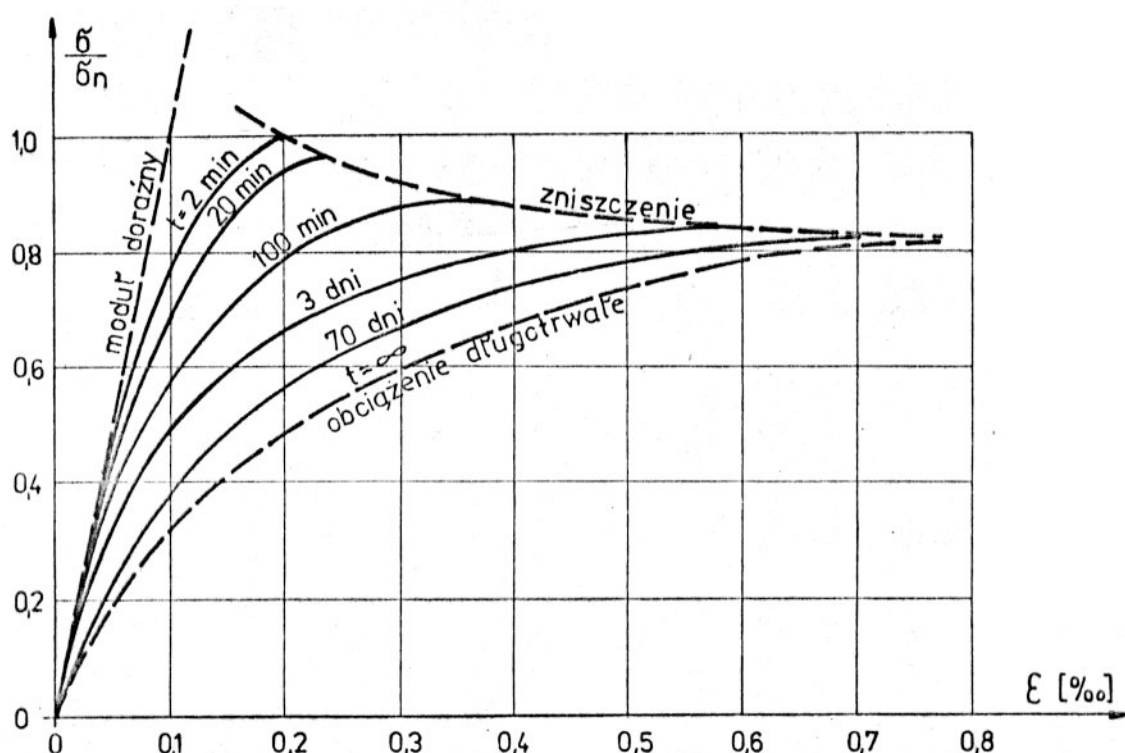
Stadium stabilnej inicjacji rys charakteryzuje się tym, że w odosobnionych punktach struktury lokalizują się mikrorysy zapoczątkowane na etapie tworzenia się materiału w postaci mikroszczelin, porów oraz lokalnych koncentracji naprężeń rozciągających. Tworzenie się tych mikrorys łagodzi istniejące koncentracje naprężeń, prowadząc do przywrócenia równowagi sił wewnętrznych. Charakterystycznym jest, iż na tym etapie niszczenia istniejące mikrorysy nie rozwijają się, zachodzi natomiast zjawisko ich pomnażania. Wzrost obciążenia powoduje, że destrukcja betonu wchodzi w drugie stadium, w którym zachodzą dwa równoczesne procesy: zjawisko propagacji rys powstałych w stadium pierwszym oraz dalsze tworzenie się stabilnych mikrorys. Rysy pomnażają się i rozprzestrzeniają się w sposób stabilny, w tym sensie, że jeżeli obciążenie zewnętrzne zostanie wstrzymane, to rozwój zarysowania również ustanie. Stadium trzecie, końcowe, występuje wówczas gdy na skutek dalszego wzrostu obciążenia układ rys rozwinął się do tego stopnia, że staje się niestabilny. Pod wpływem wyzwalającej się energii odkształcenia, rysy rozprzestrzeniają się samoczynnie, aż do całkowitego zniszczenia struktury. Zniszczenie na tym etapie może nastąpić nawet bez dalszego przyrostu obciążenia zewnętrznego.

Charakterystyczne poziomy obciążenia, będące granicami dla jakościowo różnych etapów niszczenia betonu, przyjęto w literaturze nazywać charakterystycznymi naprężeniami krytycznymi σ_I i σ_{II} [12, 13, 126, 164, 52, 50] przy czym naprężenia σ_I są granicą pomiędzy stadium stabilnej inicjacji rys a stadium ich stabilnej propagacji, natomiast naprężenia σ_{II} rozgraniczają stadia stabilnej i niestabilnej propagacji rys.

Zagadnieniu określenia wielkości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} poświęcono szereg prac, między innymi: [111, 12, 151, 13, 18, 170, 182, 93, 164, 52, 50, 101]. W myśl cytowanych prac naprężenia krytyczne σ_I odpowiadają poziomowi naprężenia, od którego rozpoczyna się intensywny rozwój zarysowania. Stanowią one również górną granicę strefy względnie sprężystej pracy betonu przy obciążeniach krótkotrwałych oraz są równocześnie granicą strefy jego liniowego pełzania przy obciążeniach długotrwałych [12, 132, 13, 10, 164, 52, 50]. Naprężenia te są często utożsamiane także ze zmęczeniową wytrzymałością betonu [126, 164, 50]. Przyjmuje się, zgodnie z [12, 151, 13, 18, 170, 164, 52, 50, 101], że naprężenia krytyczne σ_I odpowiadają naprężeniom, przy których obserwuje się:

- minimum wartości współczynników rozszerzalności poprzecznej
$$\nu = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_x} ,$$
- maksimum wartości jednostkowych odkształceń objętościowych
$$\frac{\Delta V}{V} = \Delta \epsilon_x - 2 \Delta \epsilon_y ,$$
- najkrótszy czas przebiegu impulsów ultradźwiękowych przez próbkę w kierunku prostopadłym do obciążenia.

Naprężenia krytyczne σ_{II} odpowiadają poziomowi naprężenia, od którego w betonie rozpoczyna się proces utraty stabilności wewnętrznej, związany z powstawaniem ciągłych magistralnych rys. Naprężenia te stanowią również górną granicę odkształceń plastycznych drugiego rzędu przy obciążeniach krótkotrwałych oraz górną granicę nieliniowego pełzania przy obciążeniach długotrwałych [12, 13, 10, 164, 52, 50]. Są one także utożsamiane z długotrwałą wytrzymałością betonu, (rysunek 11) [70, 162, 151, 80, 203, 170, 180, 10, 126, 182, 93, 164, 52, 50].

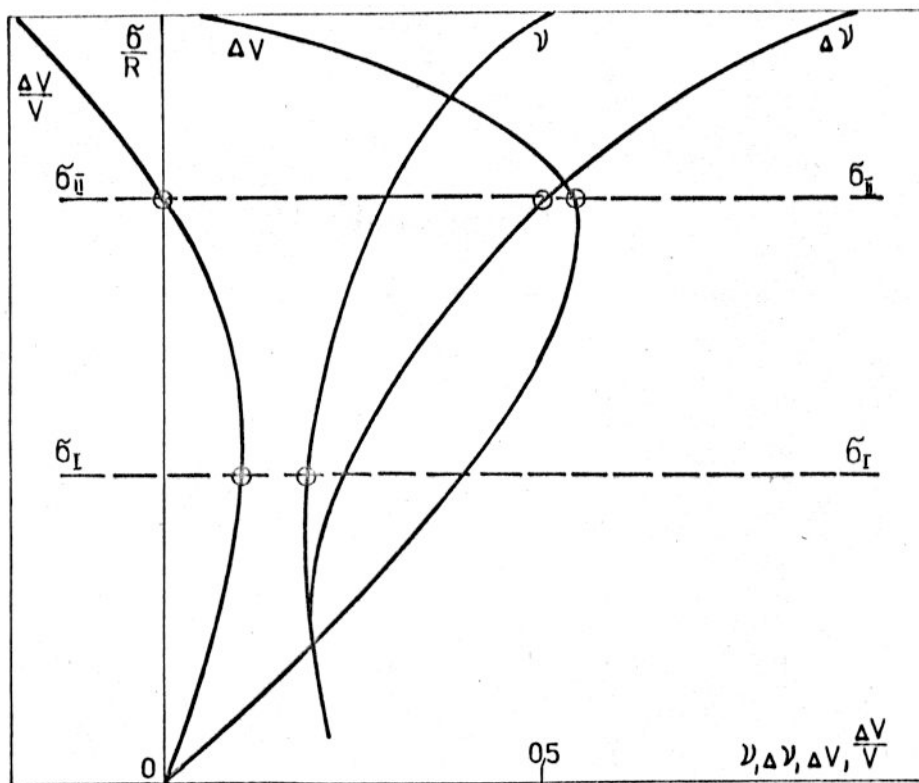


Rys. 11. Wpływ czasu trwania obciążenia na przebieg zależności $\sigma - \epsilon$ dla betonu wg [162].

Przyjmuje się zgodnie z [12, 151, 13, 18, 170, 182, 93, 164, 52, 50] że naprężenia krytyczne σ_{II} odpowiadają naprężeniom, przy których obserwuje się:

- maksimum wartości sumarycznych odkształceń objętościowych $\Delta V = \epsilon_x - 2\epsilon_y$,
- zmianę znaku wartości jednostkowych odkształceń objętościowych $\frac{\Delta V}{V} = \Delta\epsilon_x - 2\Delta\epsilon_y$,
- osiągnięcie przez różnicowy współczynnik rozszerzalności poprzecznej $\Delta\nu = \frac{\Delta\epsilon_y}{\Delta\epsilon_x}$ wartości 0.5,
- ponowne osiągnięcie początkowej wartości czasu przebiegu impulsów ultradźwiękowych.

Na rysunku 12, przedstawiono wykresy funkcji umożliwiające wyznaczenie wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} metodą pomiaru odkształceń.



Rys. 12. Wykresy funkcji umożliwiające wyznaczenie wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} metodą pomiaru odkształceń.

Coraz większe zainteresowanie strukturalnym podejściem do oceny jakości betonu, a w szczególności zagadnieniami związanymi z określeniem charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} wynika z faktu, iż ich znajomość pozwala na wnioskowanie o aktualnym stanie wewnętrznej struktury betonu, a tym samym o jego trwałości. Znajomość tych wielkości może pozwolić również przewidywać odporność danego rodzaju struktury betonowej na zarysowanie w miarę przyrostu obciążenia, a co za tym idzie, daje możliwość projektowania składu i technologii wykonania betonu w zależności od warunków jakie mogą wystąpić podczas użytkowania.

W zakresie oceny jakościowego znaczenia charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} poglądy większości badaczy są zbieżne, różnią się one natomiast w przyjmowaniu wielkości naprężeń,

które im odpowiadają. Różnice te wynikają z dużej niejednorodności struktury betonu oraz z tego, że na proces jego niszczenia ma wpływ szereg parametrów związanych zarówno z technologią wykonania jak i warunkami i sposobem realizacji obciążenia. Szczególne znaczenie dla oceny procesu niszczenia betonu mają takie czynniki jak:

- rodzaj kruszywa oraz stan jego powierzchni,
- dobór składu granulometrycznego kruszywa oraz grubości otulenia ziarn,
- warunki dojrzewania,
- wiek,
- wytrzymałość,
- porowatość,
- wielkość zawilgocenia,
- prędkość przyrostu obciążenia.

Dla ilustracji, omówiono poniżej rolę niektórych z tych czynników oraz przedstawiono wybrane wyniki badań nad określeniem ich wpływu na przebieg niszczenia betonu.

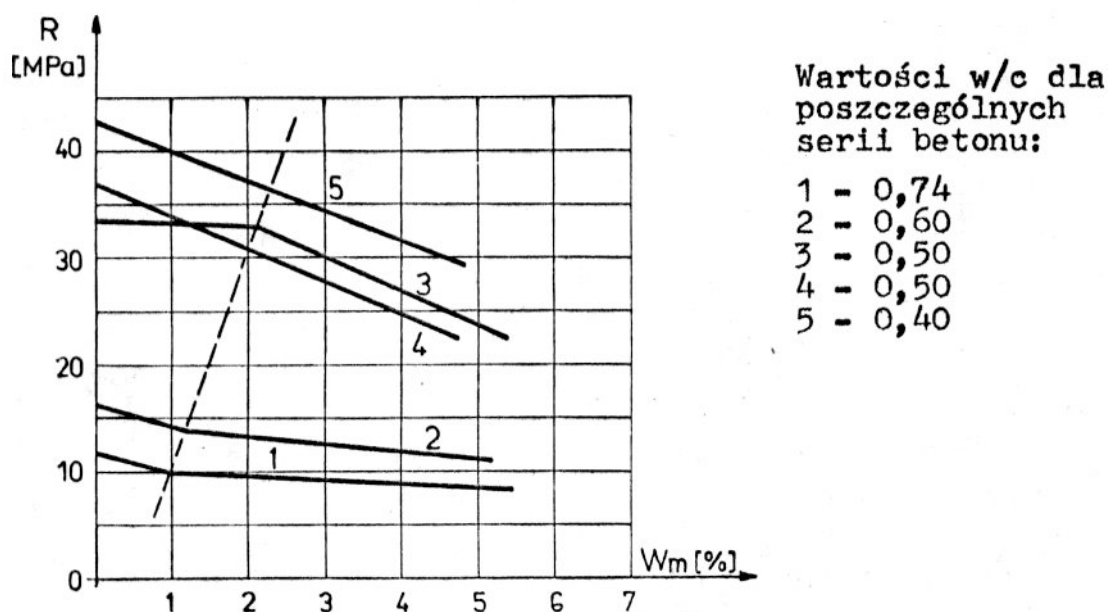
- Określenia wpływu rodzaju kruszywa na przebieg destrukcji dokonał K. Furtak [52], który badał betony wykonane na kruszywie bazaltowym, wapiennym i otoczkowym. Stwierdził on, że przebieg niszczenia betonu, a szczególnie wielkości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} zależą od aktywności kruszywa w stosunku do zaczynu cementowego. Naprężenia te są tym większe, im aktywność kruszywa jest większa. Największe wielkości naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} uzyskał on dla kruszywa wapiennego, co uzasadnił tworzeniem przez nie najsilniejszych warstw kontaktowych. Fakt ten potwierdziły również badania K. Flagi [48, 50, 51].
- Zagadnieniu określenia wpływu stanu powierzchni kruszywa na przebieg destrukcji betonu poświęcone zostały między innymi prace W. Kuczyńskiego [107], S. P. Shaha i S. Chandry [170] oraz Y. Kosaka, Y. Tanigawy i F. Ota [102]. Autorzy ci wykazali wyraźny wpływ wielkości sił przyczepności pomiędzy kruszywem i spoiwem związanych z różnym stanem powierzchni

kruszywa użytego do badań, na przebieg procesu niszczenia oraz wytrzymałość betonu. Powierzchnie przełomu próbek betonowych po zniszczeniu, w badaniach W. Kuczyńskiego [107], wyraźnie różniły się między sobą. W betonie wykonanym z kruszywa o rozwiniętych i chropowatych powierzchniach przełom przebiegał przez kruszywo bez naruszenia przyczepności pomiędzy kruszywem i spoiwem. W betonie wykonanym na bazie kruszywa o gładkich powierzchniach przełom przebiegał częściowo przez kruszywo a częściowo przez powierzchnie styku między kruszywem i spoiwem. Natomiast w betonie wykonanym z kruszywa, którego stan powierzchni eliminował przyczepność kruszywa ze spoiwem, przełom następował jedynie na powierzchniach styku między kruszywem i spoiwem, a ziarna były wyłuskiwane z zaprawy. Podobne wyniki uzyskali S. P. Shah i S. Chandra [170], z tym, że o ile W. Kuczyński w swoich badaniach wykorzystywał kruszywo w postaci tłucznia granitowego, żwiru oraz żwiru powleczonego cienką warstwą parafiny, to S. P. Shan i S. Chandra zastosowali ten sam rodzaj kruszywa mineralnego do wszystkich badanych betonów. Zróżnicowanie przyczepności między kruszywem i spoiwem uzyskali oni z jednej strony poprzez powleczenie powierzchni kruszywa materiałem krzemowo-kauczukowym, z drugiej zaś strony poprzez przemycie kruszywa wodnym roztworem acetonu. Jako porównawcze wykorzystali oni kruszywo o powierzchni naturalnej. Ich badania wykazały, że im lepsza przyczepność pomiędzy kruszywem i spoiwem, tym poziom charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_{II} jest wyższy.

- Wpływ uziarnienia kruszywa na przebieg niszczenia betonu nie był szczegółowo badany, a jedynie S. P. Shah i S. Chandra w pracy [170] sugerują, że może mieć on istotny wpływ na wielkość charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} . Również nie określono roli jaką w przebiegu tego procesu odgrywa grubość otulenia ziarn kruszywa zaprawą.
- Wpływ warunków dojrzewania na przebieg niszczenia betonu pod obciążeniem jest przede wszystkim związany z dwoma parametrami: temperaturą i wilgotnością. W zakresie określenia roli jaką

spełnia temperatura dojrzewania w kształtowaniu się odporności betonu na zarysowanie szczególne znaczenie ma praca M. Rybiańskiego [164], który wykazał, że niszczenie betonu, dojrzewającego w obniżonych temperaturach, przebiega odmiennie niż betonu dojrzewającego w warunkach normalnych. M. Rybiański wykazał również, że oddziaływanie temperatur ujemnych obniża wielkość charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , przy czym stopień obniżenia σ_I jest większy niż σ_{II} w stosunku do betonu dojrzewającego normalnie. Odwrotne zjawisko zaobserwował on w przypadku gdy beton dojrzewał w obniżonej temperaturze, ale wyższej od zera. Takie warunki dojrzewania powodowały, że wielkości naprężeń σ_I i σ_{II} były wyższe niż odpowiadające im wielkości uzyskane dla betonu normalnie dojrzewającego, czyli że beton dojrzewający w tych warunkach był relatywnie bardziej odporny na destrukcyjne działanie obciążenia zewnętrznego. Odrębne zagadnienie stanowią warunki dojrzewania betonu w podwyższonych temperaturach, których wpływ na kształtowanie się jego wytrzymałości jest dobrze znany i udokumentowany szeregiem prac, z których szczególne znaczenie mają prace K. Flagi [47, 48, 49]. Dotychczas nie określono jednak roli jaką odgrywają podwyższone temperatury w czasie dojrzewania betonu na przebieg jego niszczenia pod działaniem obciążenia zewnętrznego. Nieliczne są również próby ustalenia wpływu warunków wilgotnościowych, panujących w czasie dojrzewania betonu, na przebieg jego destrukcji naprężeniowej. Do prób tych można między innymi zaliczyć badania K. Furtaka [52], które wykazały obniżenie wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I przy pielęgnacji powietrzno-suchej, w stosunku do pielęgnacji normowej. Także w zakresie określenia roli jaką odgrywa stan wilgotnościowy dojrziałych betonów w procesie ich niszczenia brak jest wyczerpujących danych, chociaż wielu badaczy, między innymi: W. Rüsch, S. P. Shah, S. Chandra, R. F. Feldman, P. J. Sereda i P. H. Wittmann, podkreślają, iż jest on niewątpliwy [162, 45, 171, 200]. Z tego też względu celowym wydaje się przedstawienie niektórych zagadnień z tego zakresu. Jednym z nich jest tzw. adsorpcyjny spadek

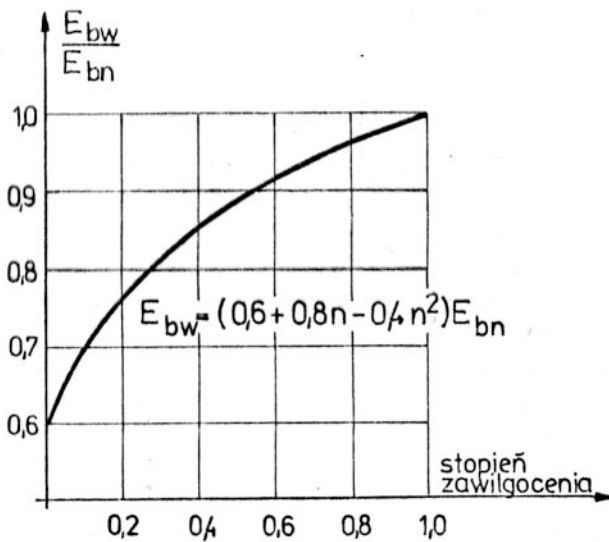
wytrzymałości na ściskanie, związany według P. A. Rebintera [161] z osłabieniem połączeń między kryształami siatki strukturalnej. Połączenia te częściowo rozpuszczają się, po czym rozpuszczone związki wytrącają się na nowo w porach. W rezultacie masa materiału nie zmienia się, a wytrzymałość stopniowo zmniejsza się. Zjawisko to jest częściowo odwracalne i po wysuszeniu materiał odzyskuje wytrzymałość zbliżoną do wytrzymałości w stanie wyjściowym [149]. Spadek wytrzymałości jest również związany, według G. D. Ciskrelego [30, 31] z rozrywaniem struktury betonu przez rozklinowujące działanie wody znajdującej się w mikrorysach. Badaniem tych zjawisk zajmował się J. Pysznik [156], który określił wielkość spadku średniej wytrzymałości betonu na ściskanie w zależności od jego średniej wilgotności wagowej, dla różnych wartości w/c , co zostało przedstawione na rysunku 13.



Rys. 13. Zależność średniej wytrzymałości betonu od średniej wilgotności wagowej wg [156].

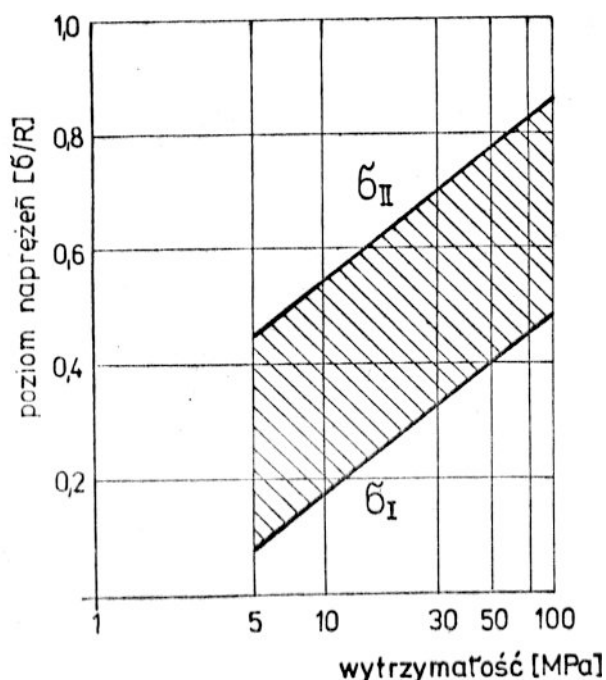
Prawidłowości przedstawione na rysunku 13 charakteryzuje współczynnik rozmiękczenia, definiowany jako stosunek wytrzymałości betonu na ściskanie w stanie nasycenia do wytrzymałości na ściskanie w stanie suchym. Według G. D. Ciskrelego [30, 31], O. Graffa

[65] i J. Pyszniaka [156] współczynnik ten dla betonów zwykłych waha się w granicach 0,7 + 0,9. Stopień zawilgocenia betonu ma również wyraźny wpływ na twardość betonu [179, 27] i prędkość rozchodzenia się w nim fal ultradźwiękowych [156, 27], co jest bezpośrednio związane z faktem, iż wzrostowi wilgotności betonu towarzyszy wzrost jego modułu sprężystości, dochodzący w skrajnym przypadku do 40 % [30, 31, 197, 92] rys. 14 .



Rys. 14.
Wpływ wilgotności betonu na moduł sprężystości wyznaczony dla poziomu naprężenia $\sigma = 0,35 R$, przy jednokrotnym obciążeniu [92].

- Wpływem wieku betonu na przebieg jego destrukcji naprężeniowej zajmowało się stosunkowo niewielu badaczy, a opublikowane wyniki ich prac są często wyrywkowe i sprzeczne ze sobą. Przykładowo O. J. Berg [15, 16] oraz R. K. Dhir i C. M. Sangha [37] sugerują, że wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} rosną wraz z upływem czasu, a badania M. Rybiańskiego [164] i K. Koniecznego [101] przeczą temu pogładowi.
- W zakresie oceny roli jaką w przebiegu niszczenia betonu odgrywa jego wytrzymałość, większość badaczy jest zgodna, że charakterystyczne naprężenia krytyczne σ_I i σ_{II} są od niej uzależnione, przy czym wzrostowi wytrzymałości betonu towarzyszy wzrost wartości tych naprężeń. Na rysunku 15 przedstawiono tę prawidłowość według O. J. Berga [15].



Rys. 15.
Zależność średnich granic $\bar{G}_I$ i $\bar{G}_{II}$ od wytrzymałości betonu [15].

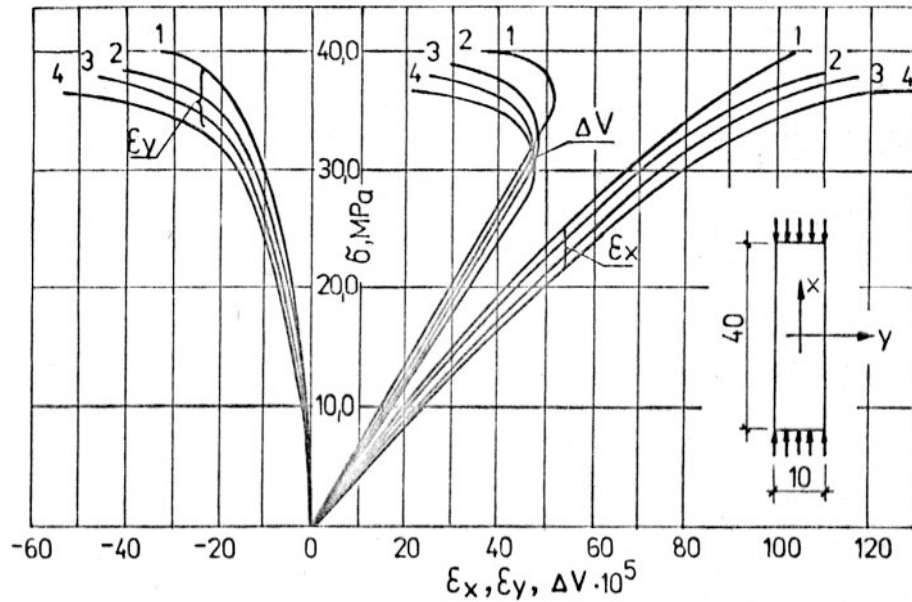
Interesujące są również obserwacje H. Rüscha [162] i K. Koniecznego [101], którzy stwierdzili, iż spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych, na skutek wzrastającego obciążenia zewnętrznego, jest większy dla betonów o wyższych wytrzymałościach.

- Brak jest danych na temat określenia wpływu porowatości na przebieg destrukcji naprężeniowej betonu.
- Określeniu wpływu prędkości przyrostu obciążenia na przebieg niszczenia betonu poświęcone były między innymi badania L. Beresa [10], których wyniki obrazuje rysunek 16.

Z analizy rysunku 16 wynikają następujące wnioski ogólne:

- wraz ze zwiększeniem prędkości obciążenia wykres $\bar{\sigma} - \varepsilon$ staje się bardziej prostoliniowy,
- ze wzrostem prędkości obciążenia przesuwa się ku górze maksimum wartości sumarycznych odkształceń objętościowych betonu, które odpowiada charakterystycznym naprężeniom krytycznym $\bar{\sigma}_{II}$,
- przy mniejszych prędkościach obciążenia utrata wewnętrznej stabilności następuje wcześniej, co objawia się zniszczeniem przy niższych naprężeniach.

Wnioski te pokrywają się z sugestiami zawartymi w pracach O. J. Berga [15, 16] oraz R. K. Dhira i C. M. Sangha [37].

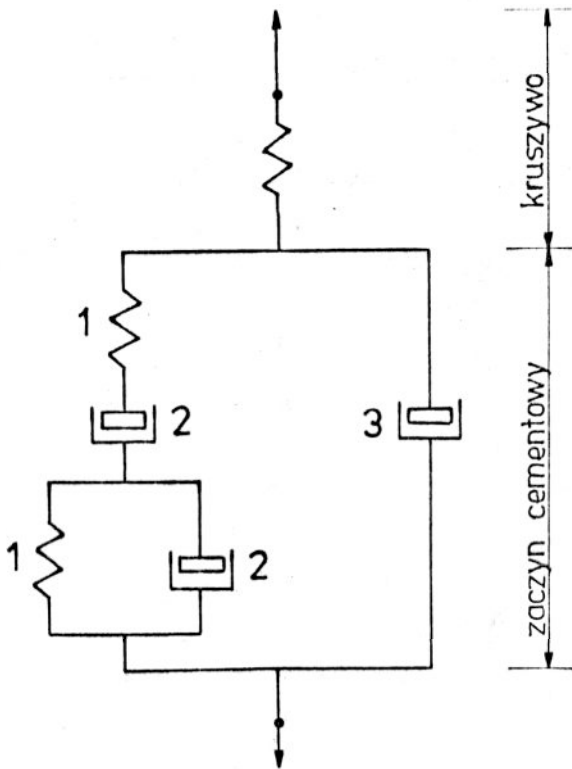


Rys. 16. Wpływ szybkości obciążenia na wielkość odkształceń jednostkowych ϵ_x , ϵ_y i zmianę objętości ΔV [10].
Relacja prędkości obciążenia $V_1: V_2: V_3: V_4 = 1: 4: 8: 32$.

Mimo, iż przedstawione rozważania dotyczą jedynie oddziaływania doraźnych obciążeń zewnętrznych, celowym wydaje się uzupełnienie ich kilkoma podstawowymi uwagami dotyczącymi wpływu na charakter przebiegu niszczenia betonu obciążeń długotrwałych i cyklicznych. Na rysunku 17 przedstawiono reologiczny model betonu, zaproponowany przez T. C. Hansena [69]. Model ten dobrze opisuje zachowanie się betonu zwykłego pod działaniem obciążenia długotrwałego.

Za jedną z najważniejszych własności odkształceniowych betonu uznaje się jego pełzanie, definiowane najogólniej jako przyrost odkształceń pod długotrwałym działaniem stałego obciążenia. Pełzanie jest uzależnione od wielu czynników, do których w pierwszej kolejności należy zaliczyć: względną wilgotność ośrodka otaczają-

cego beton, jego wiek i wytrzymałość oraz rodzaj zastosowanych dodatków [129].



Rys. 17.

Reologiczny model betonu wg T. C. Hansena [69].

1 - niezhydratyzowany cement i krystaliczne produkty hydratacji,

2 - gel cementowy,

3 - wolna woda i pory.

Pełzanie jest również istotnie uzależnione od wielkości przyłożonego obciążenia [10]. Dla względnie niskich wielkości naprężenia, pełzanie powoduje wzmocnienie struktury betonu przez jej zwarcie, natomiast przy naprężeniach wysokich pełzanie zwiększa całkowite odkształcenie, aż do osiągnięcia przez nie wartości maksymalnej, równoznacznej ze zniszczeniem. L. Beres [10] wykazał, że wartość charakterystycznego naprężenia krytycznego σ_I , określającego początek rozluźnienia struktury betonu, pokrywa się z granicą pełzania liniowego. Ciekawej obserwacji dokonali również E. G. Nawoy i J. L. Lott [124] oraz B. L. Mayers, F. O. Slate i G. Winter [120], którzy stwierdzili, że długość mikrorys powstających w wyniku pełzania jest mniej więcej taka sama jaka powstałaby w wyniku obciążenia doraźnego, dającego porównywalną wielkość odkształceń.

Przebieg niszczenia betonu pod działaniem obciążeń cyklicznych jest nieco odmienny niż przy obciążeniach doraźnych [4, 9]. Pierwsze rysy zarówno przy obciążeniach cyklicznych jak i doraźnych pojawiają się w warstwach kontaktowych. W badaniach doraźnych tak powstałe rysy rozwijają się wskutek przyrostu energii wywołanego wzrostem obciążenia, natomiast przy obciążeniach

cyklicznych propagacja rys jest znacznie opóźniona, ponieważ przyrost energii jest mniejszy z uwagi na relatywnie niższy poziom działającego obciążenia. Z tego też względu dalszy rozwój rys ma nieco odmienny przebieg i charakteryzuje się przede wszystkim większą liczbą rys powstających w wyniku utraty przyczepności między kruszywem i spoiwem.

Uwaga ta dotyczy zarówno obciążeń cyklicznie zmiennych o stałej wartości jak i obciążeń cyklicznie rosnących. Podobne obserwacje poczynili P. S. Shah i S. Chandra [170], którzy stwierdzili, że każdy kolejny cykl obciążenia powoduje zamykanie się niektórych istniejących już pęknięć przy niższych naprężeniach, a wzrost naprężeń ponad poziom z poprzedniego cyklu powoduje natychmiast powstanie nowych dodatkowych pęknięć. Prawdliwość tę zaobserwował również L. Beres [10], który wykazał, że dla względnie niskich wartości naprężeń, ze wzrostem liczby cykli obciążenia, struktura betonu staje się bardziej zwarta i objętość próbek maleje. Natomiast dla dużych wartości naprężeń obserwuje się rozluźnienie struktury, objętość próbki rośnie i następuje przyspieszenie zniszczenia.

Słuszną wydaje się więc sugestia, iż naprężenie odpowiadające dolnej granicy rozluźnienia struktury, praktycznie odpowiada wytrzymałości zmęczeniowej betonu [126, 164, 50].

Obserwowany obecnie intensywny rozwój metod teoretycznego opisu destrukcji naprężeniowej w betonie oraz rozwój nowych metod pomiarowych, pozwalających uzyskać bezpośrednią informację o zmianach zachodzących wewnątrz struktury w czasie przyrostu obciążenia /emisja akustyczna i mikroskopia rentgenograficzna/, rokuje nadzieje na dalszy postęp w poznaniu procesu niszczenia betonu oraz na wyjaśnienie szeregu, dotychczas niedocenianych, zjawisk z tego zakresu. Uwaga ta dotyczy między innymi problemów związanych z istnieniem samonaprężeń, samoregeneracji i pamięci historii obciążenia. Duże znaczenie w tym względzie może mieć również coraz szersza kompleksowość w wykorzystaniu dostępnych metod badawczych.

2.5. Mechanika zniszczenia - możliwości jej zastosowania do opisu przebiegu procesu niszczenia betonu.

Ostatnio obserwuje się stały wzrost zainteresowania badaczy rozwojem metod teoretycznych i doświadczalnych, bazujących na mechanice zniszczenia, której podstawą stała się teoria spękań A. A. Griffitha [67]. Teoria ta przyjmuje, jako podstawę mechanizmu rozszerzania mikrospękań, model, w którym eliptyczna szczelina rozszerza się w kierunkach prostopadłych do działającego na nią naprężenia rozciągającego. Geometryczny opis tego modelu prowadzi do zależności:

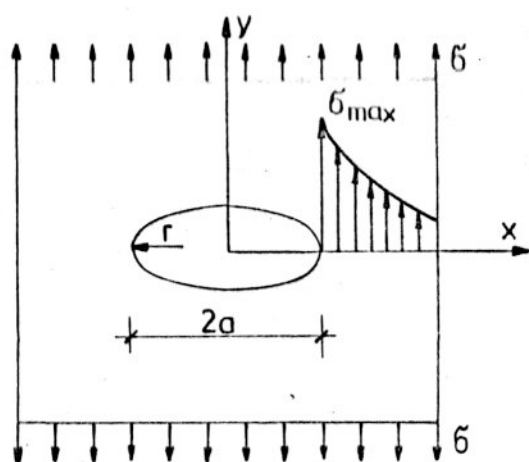
$$\sigma_{\max} = 2\sigma / a / r^{\frac{1}{2}}$$

/1/

gdzie:

- σ - przyłożone naprężenie rozciągające,
- $\sigma_{\max}$ - naprężenie normalne do dłuższej osi elipsy,
- a - połowa dłuższej osi eliptycznej szczeliny
- r - promień krzywizny wierzchołka szczeliny.

Na rysunku 18 przedstawiono graficzną ilustrację spiętrzenia naprężeń na brzegach eliptycznej szczeliny w modelu A. A. Griffitha.



Rys. 18. Spiętrzenie naprężeń na brzegach szczeliny eliptycznej w modelu A. A. Griffitha [67].

Zgodnie z teorią A. A. Griffitha przyjmuje się, że propagacja istniejących w materiale nieciągłości jest możliwa pod wpływem działania sił zewnętrznych wtedy, gdy wyzwolona podczas pęknięcia sprężysta energia odkształcenia U_s jest co najmniej równa energii powierzchniowej U_p , potrzebnej do utworzenia nowej powierzchni. Tak rozumiany bilans energetyczny opisuje wzór /2/:

$$\frac{d U_s}{da} \geq \frac{d U_p}{da} \quad /2/$$

gdzie:

$$U_s = \frac{\pi \cdot \sigma^2 \cdot a^2}{E} \quad /3/$$

$2a$ - długość rysy,

σ - naprężenie rozciągające,

E - moduł sprężystości,

$$U_p = 4 \cdot a \cdot \gamma \quad /4/$$

γ - jednostkowa energia powierzchniowa.

Wzór /2/ prowadzi do zależności:

$$\frac{\pi \cdot \sigma^2 \cdot a}{E} \geq 2 \cdot \gamma \quad /5/$$

Równanie /5/ pozwala określić wartość krytycznego naprężenia rozciągającego σ_c , przy którym rozpoczyna się propagacja rysy:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot \gamma}{\pi \cdot a}} \quad /6/$$

Teoria A. A. Griffitha została wyprowadzona dla materiału jednorodnego, izotropowego i liniowo sprężystego, przy założeniu, że materiał zachowuje się sprężysto aż do momentu zniszczenia.

Rozwinięciem tej teorii na materiały, które przy odkształceniu wykazują cechy plastyczne, zaproponował G. R. Irwin [83], poprzez wprowadzenie do wzoru /2/ składnika U_{pl} , reprezentującego energię

rozproszoną na wywołanie odkształceń plastycznych. Taką modyfikację energetycznego kryterium inicjacji pęknięcia obrazuje wzór /7/:

$$\frac{d U_s}{da} \gg \frac{d}{da} [U_p + U_{p1}] \frac{\sigma_a \cdot G^2}{E} \quad /7/$$

Mechanika zniszczenia, bazująca na przedstawionym powyżej rozumowaniu, znalazła szerokie zastosowanie w badaniach metali, ceramiki i polimerów [141, 198, 42, 160].

Jej podstawowe pojęcia są powszechnie znane i były wielokrotnie publikowane, między innymi w pracach [143, 100, 54, 201, 116, 117].

W odniesieniu do materiałów kompozytowych na bazie cementu, takich jak zaczyny, zaprawy, a w szczególności betony, wykorzystanie mechaniki zniszczenia do opisu ich destrukcji naprężeniowej jest utrudnione. Wynika to z faktu, że ich struktura, w przeciwieństwie do teoretycznego materiału Griffitha, jest nieciągła anizotropowa, niejednorodna i wielofazowa.

Pierwsze próby zastosowania mechaniki zniszczenia do opisu niszczenia betonu przedstawili M. F. Kaplan [91] i A. M. Neville [128]. Zagadnieniem tym zajmowali się również inni badacze, między innymi: J. Glücklich [59, 60], S. P. Shah i F. J. McGarry [172], S. Mindess [122], P. F. Walsh [191, 192], M. Modeer [123], C. E. Kesler, D. J. Naus i J. L. Lott [98], S. E. Swartz, K. K. Hu i G. L. Jones [183], E. Sok [174], Z. P. Bazant i L. Cedolin [8], a w Polsce A. M. Brandt [23, 24].

Poglądy cytowanych badaczy, jak również wyniki ich badań doświadczalnych, w kwestii słuszności stosowania mechaniki zniszczenia do opisu procesu niszczenia obciążonego betonu są rozbieżne.

Za słusznością jej wykorzystania przemawiają następujące fakty:

- zniszczenie betonu ma charakter quasi-kruchy,
- wytrzymałość betonu rośnie wraz ze wzrostem prędkości obciążenia, przy czym ulega on zmęczeniu statycznemu; oba te zjawiska charakteryzują podkrytyczny wzrost rys,
- wytrzymałość betonu na rozciąganie jest w przybliżeniu równą 1/10 jego wytrzymałości na ściskanie /wartości zależą od metody pomiaru/; jest to wartość bliska wartości 1/8, przewidywanej przez A. A. Griffitha dla idealnego materiału kruchego,

- w betonie istnieją nieciągłości, które determinują przebieg jego niszczenia,
- koncentracje naprężeń, obserwowane na styku kruszywa i spoiwa, osiągają wartości przewyższające teoretyczną, lokalną wytrzymałość betonu w tej strefie.

Dyskusyjność możliwości wykorzystania parametrów mechaniki zniszczenia do opisu destrukcji naprężeniowej w betonie jest przede wszystkim związana ze złożonością jego struktury. Własności betonu, ze względu na obecność kruszywa, różnią się od punktu do punktu, a powierzchnie kontaktowe kruszywa ze spoiwem tworzą wszystkie możliwe kąty w stosunku do kierunku działania sił zewnętrznych. Powoduje to, że w materiale tym, w czasie przyrostu obciążenia, powstają wahania naprężeń lokalnych, powyżej i poniżej średniej nominalnej wartości przyłożonego naprężenia. Zjawisko to jest główną przyczyną niejednorodności procesów destrukcyjnych zachodzących w obciążonym betonie.

Sprawę słuszności stosowania mechaniki zniszczenia do betonu komplikuje dodatkowo fakt, wykazany przez wielu badaczy, że zniszczenie betonu w przeciwieństwie do teoretycznego kruchego materiału Griffitha, w którym zapoczątkowanie rozwoju rysy prowadzi bezpośrednio do zniszczenia, ma charakter semi - ciągliwy.

Jest to związane z "hamowaniem" zarysowania przez niejednorodności struktury /głównie ziarna kruszywa/.

Istotnymi ograniczeniami stosowalności mechaniki zniszczenia do oceny niszczenia betonu pod obciążeniem są również:

- niesprężysty charakter powstawania rys,
- stwierdzenie faktu, iż świeżo utworzone pole powierzchni jest w betonie wielokrotnie większe niż obszar efektywnego zniszczenia,
- wykazanie, że mechanizm rozpraszania energii w betonie nie jest jedynie ograniczony do energii powierzchniowej,
- nieznaną rodzajem energii rozpraszanych w procesie pęknięcia,
- brak doświadczalnych i teoretycznych klasyfikacji ilościowych mechanizmów rozpraszania energii, powodujących pękanie betonu,

- brak jednolitej teorii określającej rolę wilgoci w propagacji rys.

Wśród badaczy brak jest również zgodności co do wpływu jaki na miarodajność uzyskiwanych wyników mają kształt i wielkość stosowanych próbek. Przeważa pogląd, że próbka winna być na tyle duża, aby przypuszczalna strefa zaburzeń przy wierzchołku rysy była mała w porównaniu z wymiarami próbki. Zastrzeżenie to, w przypadku betonu, prowadzi do bardzo dużych wymiarów elementów próbnych, które z tego też względu są niepraktyczne i w bardzo znacznym stopniu utrudniają możliwość przeprowadzania eksperymentów badawczych.

Należy również podkreślić, że mimo pozytywnych wyników jakościowych dotyczących możliwości zastosowania parametrów mechaniki zniszczenia jako kryteriów oceny odporności betonu na zarysowanie, można je traktować jedynie jako wielkości przybliżone. Wynika to z faktu, że w przypadku betonu, podstawowe założenia liniowo-sprężystej mechaniki zniszczenia nie są spełnione. Również parametry zniszczenia, wyznaczone przy założeniu sprężysto-plastycznych właściwości materiału, oparte są na znacznych uproszczeniach.

Reasumując, w świetle przedstawionych argumentów, słusznym wydaje się poszukiwanie, niezależnie od rozwoju mechaniki zniszczenia, innych kryteriów oceny przebiegu niszczenia betonu pod obciążeniem. Duże nadzieje w tym względzie wiąże się z rozwojem strukturalnej teorii betonu [48, 52, 50], oraz z rozwojem nowych metod badawczych, takich jak na przykład metoda emisji akustycznej, pozwalających na bezpośrednie śledzenie zmian zachodzących we wnętrzu struktury w miarę przyrostu obciążenia zewnętrznego.

2.6. Ogólne uwarunkowania zastosowania wybranych metod akustycznych do oceny procesu niszczenia betonu pod obciążeniem.

2.6.1. Metoda ultradźwiękowa.

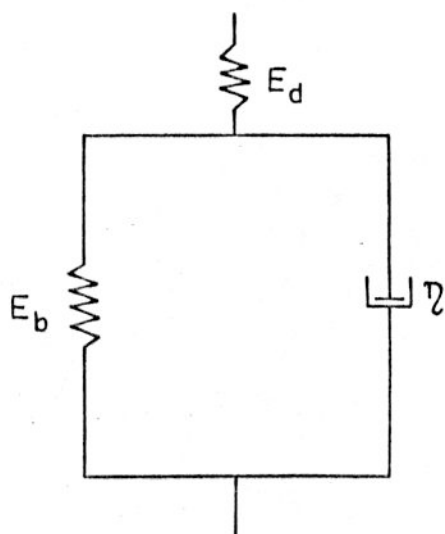
Metoda ultradźwiękowa opiera się na związkach pomiędzy prędkością fal sprężystych o wysokiej częstotliwości rozprzestrzeniających się w ośrodku stałym, a właściwościami tego ośrodka. Pierwsze prace nad jej zastosowaniem do badania betonu datują się pod

koniec lat czterdziestych [87, 15, 39]. Obecnie w wielu krajach metoda ta w zastosowaniu do badania betonu została usankcjonowana prawnie. Dotyczy to również Polski [138].

Warunki rozchodzenia się fal ultradźwiękowych oraz zjawiska im towarzyszące zależne są od właściwości ośrodka, w którym się rozprzestrzeniają [6, 133, 190, 46, 88, 27]. Z teorii ruchu falowego wynika, że prędkość rozchodzenia się podłużnych fal sprężystych w betonie V_L zależy od jego modułu sprężystości i rodzaju składników materiałowych, co można wyrazić wzorem /8/, słusznym przy założeniu, że mamy do czynienia z ośrodkiem nieograniczonym $\frac{2\lambda}{d} \ll 1$.

$$V_L = \sqrt{\frac{E}{\rho_0} \cdot \frac{1 - \nu}{1 + \nu} \cdot \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu}} \quad /8/$$

Wzór /8/ dotyczy ciała jednorodnego, liniowo sprężystego. Beton nie reprezentuje tego typu ciała, gdyż jego odkształcenia mają częściowo charakter sprężysty, a częściowo charakter właściwy odkształceniom zależnym od szybkości obciążania, znamieny dla cieczy lepkich. Dla przedstawienia rzeczywistych właściwości betonu, jako duże przybliżenie, przyjmuje się zwykle reologiczny model standardowy, przedstawiony na rysunku 19.



Rys. 19. Reologiczny standardowy model betonu.

Prędkość rozchodzenia się podłużnych fal ultradźwiękowych w ośrodku opisanym takim modelem określa wzór /9/.

$$V_L = \sqrt{\frac{2 \cdot E_c \cdot E_d}{\rho_0} \cdot \frac{1}{\frac{E_d^2 \cdot E_c^2 \cdot \omega^2 \cdot \tau^2}{1 + \omega^2 \cdot \tau^2} \cdot \frac{E_d + E_c \cdot \omega^2 \cdot \tau^2}{1 + \omega^2 \cdot \tau^2}}} \quad /9/$$

Ze wzoru tego wynika, że dla drgań o dużych częstotliwościach prędkość fali zbliża się do wartości opisanej wzorem /10/:

$$V_L = \sqrt{\frac{E_d}{\rho_0}} \quad /10/$$

Tłumaczy się to zachowaniem modelu standardowego, w którym przy dużych częstotliwościach i małych amplitudach drgań nie może nastąpić uruchomienie tłumika. Z uwagi na to, że do chwili obecnej nie otrzymano jeszcze jednolitego obrazu zjawisk zachodzących podczas rozchodzenia się fal ultradźwiękowych w betonie, przyjmuje się przy stosowaniu metody ultradźwiękowej, że beton jest materiałem quasi-jednorodnym i liniowo sprężystym. Założenie takie, teoretycznie nie całkowicie słuszne, można na obecnym etapie uważać za praktycznie uzasadnione [27].

Charakterystyczną cechą rozprzestrzeniania się podłużnych fal ultradźwiękowych w określonym obszarze materiału jest to, że ulegają one zjawiskom załamania, odbicia pochłaniania i tłumienia. Współczynnik odbicia jest szczególnie duży przy przejściu z ośrodka stałego lub cieczy do gazu i na odwrót, jako że oporność falowa powietrza jest około 10^5 razy mniejsza od oporności falowej ciał stałych. Fala ultradźwiękowa napotykając na drodze swego przejścia mikrodefekty typu pory i mikroszczeliny, ulega prawie całkowitemu odbiciu, przy czym stopień odbicia zależy od tego czy mikrodefekty wypełnione są powietrzem czy wodą. W przypadku wypełnienia ich wodą przechodzi przez nie wg A. Galana [57] 10 + 25 % amplitudy wyjściowej impulsu. Oczywiście część impulsu

ultradźwiękowego przechodzi na drugą stronę obok skraju defektu, dzieje się to jednak kosztem wydłużenia czasu przejścia impulsu od nadajnika do odbiornika. Odbicia i załamania fal ultradźwiękowych od mikrodefektów są skomplikowane zarówno ze względu na nierównomierność i przypadkowość ich ukierunkowania, jak również ze względu na przypadkowość w usytuowaniu ziarn kruszywa. Z tego powodu fale ultradźwiękowe przechodzące przez beton ulegają wielokrotnym odbiciom i załamaniom na całej drodze pomiarowej, a mierzony czas ich przejścia jest odpowiednio większy. Zjawisko to zależy również od wielu innych czynników materiałowo-technologicznych, co zostało obszernie omówione między innymi w pracach [90, 156, 190, 97, 88, 163, 176, 85, 72]. Odbicia i załamania przechodzących przez beton podłużnych fal ultradźwiękowych potęgują się dodatkowo w miarę przyrostu obciążenia zewnętrznego, ze względu na fakt, iż towarzyszy im ciągły rozwój zarysowania. W trakcie obciążania zachodzą w betonie niezależnie od siebie dwa zjawiska tzn. zamykanie się pierwotnych mikrodefektów ukierunkowanych prostopadle do działającego obciążenia oraz rozwój i powstawanie nowych mikrorys. Obecne możliwości aparaturowe nie pozwalają na oddzielenie od siebie tych dwu składowych, wpływających z jednej strony na wzrost prędkości ultradźwięków z drugiej na obniżenie jej wartości. Z tego względu, aparatura rejestruje jedynie przeciętną wartość czasu rozchodzenia się fal ultradźwiękowych, która może być jednak wykorzystywana jako parametr oceny stopnia naruszenia wewnętrznej struktury betonu, ponieważ jej wielkość jest przyczynowo związana z zaawansowaniem tego procesu. Fakt ten pozwolił wielu badaczom na zastosowanie tej metody pomiarowej do badań nad poznaniem zjawisk zachodzących w czasie destrukcji naprężeniowej w betonie [87, 132, 186, 15, 16, 164, 58, 38, 52, 50, 101].

2.6.2. Metoda emisji akustycznej /EA/.

Emisją akustyczną nazywamy zjawisko powstawania i rozprzestrzeniania się fal sprężystych o wysokich częstotliwościach,

generowanych w materiale wskutek wyzwania zakumulowanej w nim energii sprężystej. Wyzwalanie energii w postaci fal sprężystych powodowane jest przemianami wewnętrznymi zachodzącymi w materiale, związanymi z powstawaniem chwilowych lokalnych niestabilności, będących wynikiem odkształcania i pękania materiału.

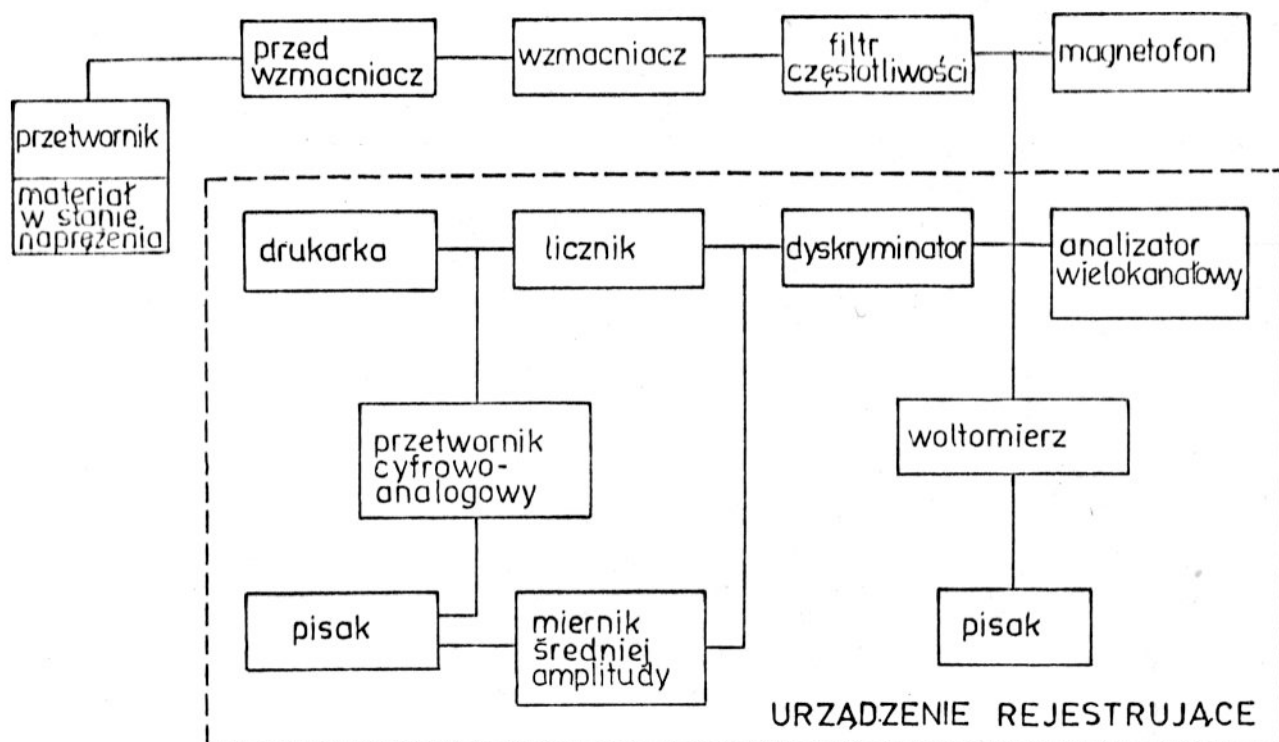
W tabeli 1, zgodnie z [86] zestawiono podstawowe przyczyny występowania emisji akustycznej.

Tabela 1

Występowanie emisji akustycznej [86].

Warunek	- o Naprężenie materiału, - o Szybkie wyzwianie nagromadzonej energii sprężystej.
Przyczyna	- o Odkształcenia plastyczne: - tworzenie kryształów bliźniaczych, - poślizg /ruch dyslokacji/, - powstawanie mikrorys. - o Szybkie przemiany fazowe. - o Powstawanie i rozprzestrzenianie się mikrorys oraz proces pękania. - o Tarcie.

Ponieważ w ciałach stałych tłumienie energii fal sprężystych jest na ogół nieznaczne, to fale te szybko rozprzestrzeniają się w badanym materiale [86] i mogą być odbierane przez specjalne przetworniki, które transformują je na napięcie elektryczne. Tak przetworzony sygnał ulega wzmocnieniu i po przejściu przez filtr częstotliwości przekazywany jest do urządzenia rejestrującego. Na rys. 20 przedstawiono schemat blokowy układu do pomiaru emisji akustycznej według [145].



Rys. 20. Schemat blokowy układu do pomiaru emisji akustycznej, przy użyciu jednego czujnika, wg [145].

Stwierdzenie możliwości rejestracji efektów akustycznych towarzyszących wyzwaniu się energii sprężystej w czasie działania obciążenia mechanicznego, termicznego lub chemicznego, pozwoliło na opracowanie nowej nieniszczącej techniki pomiarowej, znanej powszechnie pod nazwą metody emisji akustycznej /acoustic emission/. Nazwa ta nie jest jednak w pełni precyzyjna ze względu na fakt, iż rejestrowane obecnie częstotliwości znacznie przewyższają zakres akustyczny, osiągając rząd megaherców. Z tego też względu bardziej adekwatnym dla tej metody wydaje się być określenie jej jako metody pomiaru emisji fal naprężeń /stress wave emission - SWE/ [66, 146]. Ponieważ jednak termin - emisja akustyczna /EA/ - jest powszechnie stosowany w literaturze, w niniejszej pracy przyjęto go jako obowiązujący.

Metoda emisji akustycznej różni się zasadniczo od innych nieniszczących metod badawczych tym, że wady materiałowe odgrywają w niej rolę aktywną tzn. na skutek działającego obciążenia emitują energię sprężystą i w ten sposób sama stają się źródłem informacji o sobie. Metoda ta jest wyjątkowo czuła, gdyż pozwala rejestrować nawet pęknięcia rozmiarów parametru sieci.

Do najważniejszych parametrów emisji akustycznej należą: suma amplitud, tempo /gęstość/ amplitud, suma zdarzeń i tempo /gęstość/ zdarzeń. Podstawowym przetworzeniem impulsu emisji akustycznej, umożliwiającym łatwy liczbowy zapis wyniku jest zliczanie amplitud przekraczających pewien określony poziom dyskryminacji. Zliczanie to odbywa się od początku do końca pomiaru. Tempo lub gęstość amplitud emisji akustycznej, drugi podstawowy jej parametr, powstaje przez zliczanie amplitud przewyższających próg dyskryminacji w kolejnych jednostkach czasu.

Suma zdarzeń emisji akustycznej powstaje podobnie jak suma amplitud, lecz liczone są tylko zdarzenia. Tempo lub gęstość tych zdarzeń powstaje analogicznie do tempa amplitud emisji akustycznej, lecz liczone są zdarzenia w określonej podstawie czasu. Oprócz wymienionych parametrów, rejestrowaną emisję akustyczną charakteryzuje tzw. napięcie skuteczne RMS /root mean square/, będące zapisem scałkowanego sygnału elektrycznego [145, 146]. Wartość napięcia skutecznego jest bezpośrednio związana z energią sygnału elektrycznego /jest sumą energii/ i stanowi jakościowy miernik emisji akustycznej, nie zdeformowany operacją dyskretyzacji i praktycznie niezależny od szumów aparatury elektronicznej. Tak więc krzywa RMS jest tylko uzewnętrznieniem aktywności akustycznej badanego materiału. Cechą charakterystyczną napięcia skutecznego jest również to, że w porównaniu z pozostałymi parametrami emisji akustycznej, przy tym samym wzmacnieniu całkowitym, jest ono parametrem bardziej czułym i lepiej obrazuje zmiany zachodzące w aktywności akustycznej badanego materiału. Jego wadą jest natomiast fakt, iż zapis RMS jest jedynie informacją jakościową.

Według [144, 43, 125, 157, 165, 199, 53, 5, 63] rejestrowaną emisję akustyczną można skorelować ze zmianami zachodzącymi w ma-

teriale, a także przewidywać skutki tych zmian. Z tego też względu zakres stosowania metody emisji akustycznej jest bardzo szeroki i obejmuje między innymi badania mechanizmu odkształcenia plastycznego metali, badania powstawania i rozprzestrzeniania się pęknięć ciągliwych i kruchych w stali, wykrywanie wad i pęknięć w zbiornikach ciśnieniowych, badania wpływu zmian temperatury w materiałach ceramicznych, badania pęknięcia materiałów kruchych i inne. Pierwsze zastosowanie tej metody do badania materiałów konstrukcyjnych przypisuje się J. Kaiserowi [89].

W zakresie wdrożenia metody emisji akustycznej do praktyki badawczej w Polsce szczególne zasługi położył J. Ranachowski, który zastosował ją z powodzeniem do badania materiałów ceramicznych. Badania te dotyczyły w szczególności określenia własności strukturalnych i mechanicznych oraz pęknięcia i prognozowania trwałości eksploatacyjnej tego materiału [157, 165, 158, 159, 160].

Od połowy lat siedemdziesiątych datuje się wyraźny wzrost zainteresowania badaczy możliwością wykorzystania metody emisji akustycznej do badania podstawowego budowlanego materiału konstrukcyjnego jakim jest beton. Zagadnieniu temu poświęcone zostały między innymi prace G. J. Pocztowika i M. D. Mosesowa [152], G. Schickerta [168], W. M. McCabe'a i R. M. Koerner'a [119], J. Nielsena i D. F. Griffina [130], A. S. Tetelmana i A. G. Evans'a [185], Z. Webera [195, 196], A. M. Nigmatianowa [131], C. Biraca i M. Astruca [19], L. A. Kozaka, V. M. Kabysza, J. Dohnalki i S. Modrego [103, 104].

Prace te dotyczyły przede wszystkim oceny występowania w betonie zjawiska Kaisera, badania jakości betonu lekkiego, oraz nieniszczącej diagnostyki konstrukcji budowlanych.

W Polsce praktycznie brak jest do tej pory prac badawczych w zakresie wykorzystania zjawiska emisji akustycznej do badania betonu konstrukcyjnego. Z zagadnieniem tym związana jest co prawda praca E. Sadowskiej-Boczar [166], ale dotyczy ona jedynie wykorzystania metody emisji akustycznej do określenia parametrów mechaniki kruchego pęknięcia w odniesieniu do zaczynów i zapraw, poddanych uprzywilejowanemu pęknięcia w warunkach obciążeń podkrytycznych.

Również ciekawą próbę wykorzystania efektów akustycznych towarzyszących procesowi niszczenia betonu pod obciążeniem przedstawił K. Furtak [52], który mierzył natężenia trzasków generowanych w tym procesie.

Trudności w stosowaniu metody emisji akustycznej do badania betonu, a w szczególności procesu jego niszczenia na skutek działania obciążenia związane są z faktem, iż zakres częstotliwości emitowanych impulsów dźwiękowych jest bardzo szeroki, a możliwości pomiarowe dostępnej w kraju aparatury są ograniczone. Praktyczna częstotliwość pomiarowa w przypadku badania betonu mieści się w granicach 100 + 250 kHz [199, 19]. Takie ograniczenie zakresu pomiarowego spowodowane jest głównie koniecznością eliminacji zakłóceń ubocznych, występujących przy częstotliwościach niskich /np. od pracy urządzeń mechanicznych i elektrycznych/ oraz poziomem częstotliwości charakterystycznej dla tego materiału. Z tego też względu dobór optymalnej częstotliwości pomiarowej ma podstawowe znaczenie dla czytelności i wiarygodności uzyskiwanych wyników i winien on być ustalany doświadczalnie.

3. TEZY PRACY

Jedną z podstawowych przesłanek kształtowania betonu o zadanych z góry cechach, w zależności od przewidywanych warunków eksploatacyjnych, jest rozszerzenie wiedzy o przebiegu jego niszczenia pod wpływem działania obciążenia zewnętrznego. Szczególne znaczenie ma tu określenie wpływu czynników technologiczno-eksploatacyjnych na wielkość naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , charakteryzujących jakościowe zmiany zachodzące w strukturze betonu w czasie przyrostu obciążenia. Do niewyjaśnionych zagadnień z tego zakresu należy zaliczyć między innymi rolę jaką w destrukcji naprężeniowej betonu odgrywa uziarnienie stosu okruszowego oraz wiek betonu i jego zawilgocenie.

Dalszy rozwój badań dotyczących poznania przebiegu niszczenia betonu uwarunkowany jest rozwojem dostępnych metod badawczych, spośród których na szczególną uwagę zasługują metody nieniszczące. Rozwój tych metod wiąże się z jednej strony z udoskonaleniem istniejących technik pomiarowych, z drugiej zaś z poszukiwaniem nowych metod badawczych, pozwalających na uzyskiwanie bezpośrednich informacji o zmianach zachodzących wewnątrz struktury w czasie przyrostu obciążenia. Szczególne znaczenie ma tu zastosowanie do badania betonu metody emisji akustycznej, która pozwala na ciągłą obserwację rozwoju niszczenia materiału. Jej wykorzystanie rokuje również nadzieje na wyjaśnienie szeregu dotychczas niezbadanych zjawisk z tego zakresu. Uwaga ta dotyczy między innymi oceny występowania w betonie efektu Kaisera. Stwierdzenie występowania w betonie efektu Kaisera oraz zbadanie jego uwarunkowań w kontekście zjawiska samoregeneracji może mieć bardzo duże znaczenie dla praktyki inżynierskiej. Dzięki jego wykorzystaniu możliwe jest określenie maksymalnych naprężeń jakie wystąpiły w materiale podczas eksploatacji. Pozwala to również na sprawdzenie w jakim stopniu naprężenia obliczeniowe pokrywają się z naprężeniami rzeczywistymi.

Biorąc pod uwagę powyższe stwierdzenia, w nawiązaniu do przedstawionych w rozdziale 2 rozważań teoretycznych, a także na

podstawie badań własnych, sformułowano następujące tezy pracy:

- przebieg destrukcji naprężeniowej w betonach o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie wykonanych z tego samego rodzaju kruszywa, ale o różnej charakterystyce uziarnienia, jest odmienny,
- wiek ma istotny wpływ na przebieg niszczenia betonu,
- zawilgocenie betonu wpływa w istotny sposób na przebieg jego destrukcji naprężeniowej,
- występowanie w betonie efektu Kaisera jest ograniczone ze względu na uwarunkowania związane ze zjawiskiem samoregeneracji.

4. PROGRAM PRACY

4.1. Plan pracy .

Dowód postawionych tez przeprowadzono na podstawie badań, które obejmowały:

- studia literaturowe dotyczące:
 - ogólnej charakterystyki struktury betonu,
 - znaczenia warstwy kontaktowej jako elementu struktury betonu,
 - roli jaką w nieobciążonym betonie odgrywają mikrodefekty strukturalne,
 - przebiegu niszczenia obciążonego betonu,
 - możliwości zastosowania mechaniki zniszczenia do opisu destrukcji naprężeniowej w betonie,
 - ogólnych uwarunkowań zastosowania metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej do oceny procesu niszczenia betonu,
- przygotowanie stanowisk badawczych,
- zasadnicze i pomocnicze badania eksperymentalne,
- analizę uzyskanych wyników,
- wnioski.

4.2. Zakres badań doświadczalnych.

4.2.1. Badania zasadnicze.

Badania zasadnicze dotyczyły:

- określenia wpływu na przebieg niszczenia betonu charakterystyki uziarnienia kruszywa, wieku betonu i wielkości jego zawilgoce-
nia,
- oceny występowania w betonie efektu Kaisera oraz jego uwarunko-
wań w kontekście zjawiska samoregeneracji.

Dla określenia wpływu uziarnienia kruszywa na przebieg niszczenia betonu, poddano badaniom, w próbie ściskania quasi-osio-
wego i rozciągania metodą brazylijską, po 90 dniach dojrzewania, pięć
struktur betonowych o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie miesz-
czących się w tej samej klasie /B25/, ale różniących się charakte-
rystyką uziarnienia stosów okrucowych.

W badaniach wykorzystano metodę ultradźwiękową i emisji akustycznej oraz dodatkowo metodę pomiaru odkształceń w próbie ściskania quasi-osowego.

Dla określenia wpływu wieku betonu na przebieg jego niszczenia, poddano badaniom, w próbie ściskania quasi-osowego i rozciągania metodą brazylijską, strukturę betonową mieszczącą się w klasie B 20. Badania przeprowadzono po 3, 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania przy wykorzystaniu metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej. Dodatkowo dokonano pomiaru odkształceń w próbie ściskania quasi-osowego po 90 dniach dojrzewania.

Dla określenia roli jaką w procesie niszczenia betonu odgrywa jego zawilgocenie, poddano badaniom, w próbie ściskania quasi-osowego i rozciągania metodą brazylijską, po 90 dniach dojrzewania, strukturę betonową mieszczącą się w klasie B 20. Badania przeprowadzono dla czterech zróżnicowanych poziomów zawilgocenia betonu przy wykorzystaniu metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej.

Oceny występowania w betonie efektu Kaisera oraz określenia jego uwarunkowań związanych ze zjawiskiem samoregeneracji dokonano na podstawie badań, którym poddano w próbie ściskania quasi-osowego, po 90 dniach dojrzewania, strukturę betonową mieszczącą się w klasie B 20. Badania przeprowadzono przy pomocy metody emisji akustycznej dla różnych poziomów obciążenia i różnych przerw czasowych między pierwszym i wtórnym cyklem obciążenia.

4.2.2. Badania pomocnicze.

Badania pomocnicze dotyczyły następujących zagadnień:

- opracowania techniki pomiaru emisji akustycznej w obciążonym betonie,
- określenia podstawowych parametrów materiałowych składników mieszanek betonowych,
- doboru składu modelowych mieszanek betonowych,
- określenia podstawowych cech fizycznych i mechanicznych przyjętych do badań struktur betonowych,

- obserwacji przy pomocy mikroskopu skaningowego uszkodzeń mikrostruktury betonu, powstałych na skutek destrukcji naprężeniowej.

5. OPIS APARATURY I METODYKI PROWADZENIA BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH

5.1. Opis aparatury i sprzętu badawczego wykorzystanego w badaniach zasadniczych,

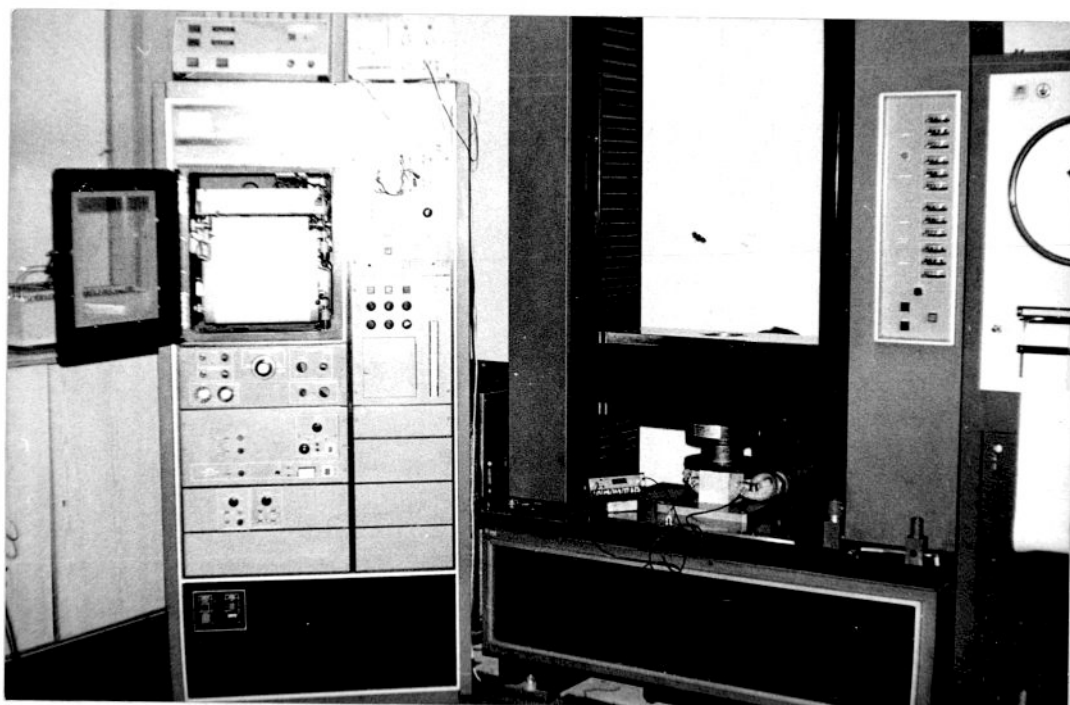
Założony zakres zasadniczych badań doświadczalnych realizowano za pomocą następującej aparatury i sprzętu badawczego:

- uniwersalnej maszyny wytrzymałościowej typu INSTRON 1126, produkcji brytyjskiej, o nacisku $0 + 0,5$ MN, umożliwiającej dzięki automatycznemu sterowaniu - w szerokim zakresie - realizację obciążenia ze stałą szybkością przyrostu naprężenia oraz będącego na jej wyposażeniu samopiszącego rejestratora przyrostu siły; klasa dokładności - "1",
- elektronicznego próbnika ultradźwiękowego z zapisem cyfrowym typu UNIPAN 541, produkcji polskiej, o dokładności pomiarowej 0,1 us,
- ultradźwiękowych głowic pomiarowych typu UNIPAN 0,5 LR17B, produkcji polskiej, o częstotliwości 500 kHz wraz z oprzyrządowaniem,
- zestawu aparaturowego do pomiaru emisji akustycznej firmy Acoustic Emission Technical Corporation /USA/, w skład której wchodziły następujące elementy:
 - czujnik EA, model AC 175 o częstotliwości rezonansowej 175 kHz ± 5 %,
 - czujnik EA, model AC 175 L o częstotliwości rezonansowej 125 kHz ± 5 %,
 - przedwzmacniacz, model 160,
 - procesor sygnału, model 201,
- dwukanałowego rejestratora X, Y_1, Y_2 firmy Riken Denshi /Japonia/, model D-72 BP, pozwalającego w szerokim zakresie prędkości zapisu, na równoczesną graficzną rejestrację dwóch niezależnie mierzonych parametrów,

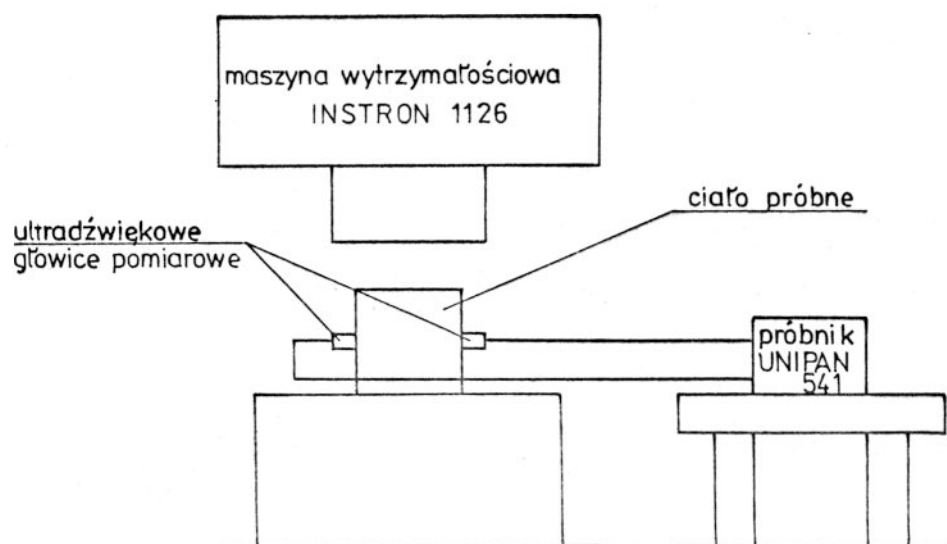
- oscyloskopu firmy Philips /Holandia/, model PM 3230, o szerokości pasma 0 + 10 MHz,
- tensometrycznych czujników oporowych typu RL 300/75 o bazie pomiarowej 75 mm,
- mostka tensometrycznego typu AT-970, produkcji polskiej,
- wyposażenia pomocniczego, w skład którego wchodziły między innymi:
 - komplet przewodów,
 - sprężyna dociskowa,
 - indywidualnie zaprojektowany rewersor do przekazania obciążenia z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej na kostkowe ciała próbne w próbie rozciągania metodą brazylijską,
 - suwmiarka,
 - stół pomiarowy.

Z przedstawionego zestawu aparatury i sprzętu badawczego zestawiono trzy stanowiska pomiarowe, które przedstawiono na rysunkach 21, 22 i 23.

a/



b/

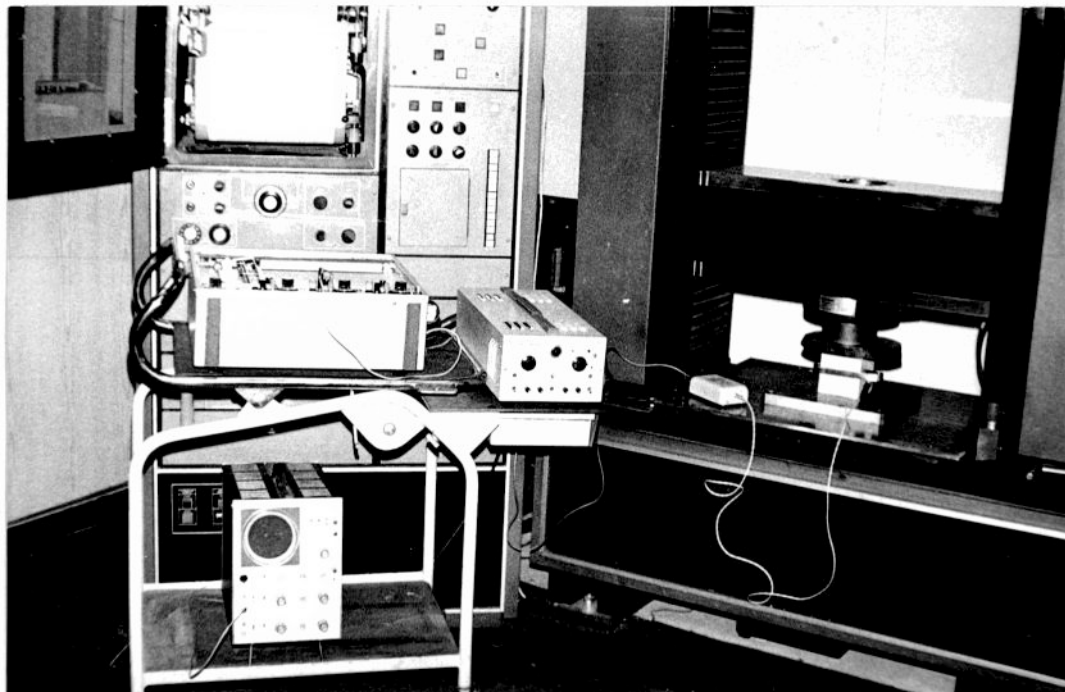


Rys. 21. Stanowisko do badań ultradźwiękowych:

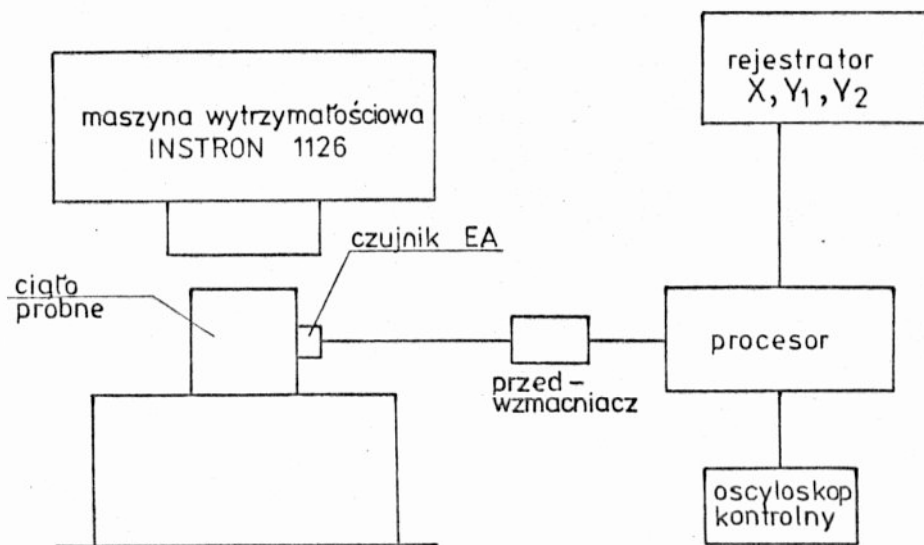
a/ widok stanowiska pomiarowego,

b/ schemat stanowiska pomiarowego.

a/



b/



Rys. 22. Stanowisko do pomiaru emisji akustycznej:

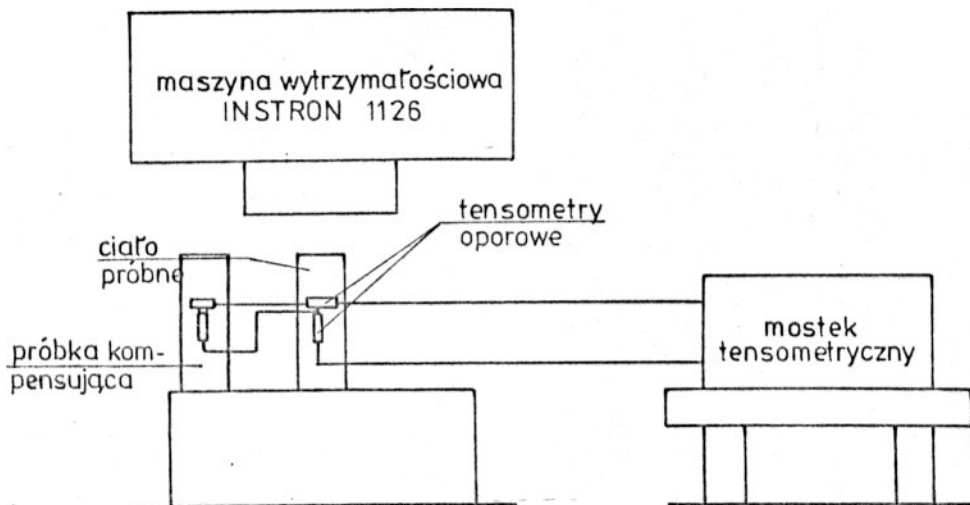
a/ widok stanowiska pomiarowego,

b/ schemat stanowiska pomiarowego,

a/



b/



Rys. 23. Stanowisko do pomiaru odkształceń:

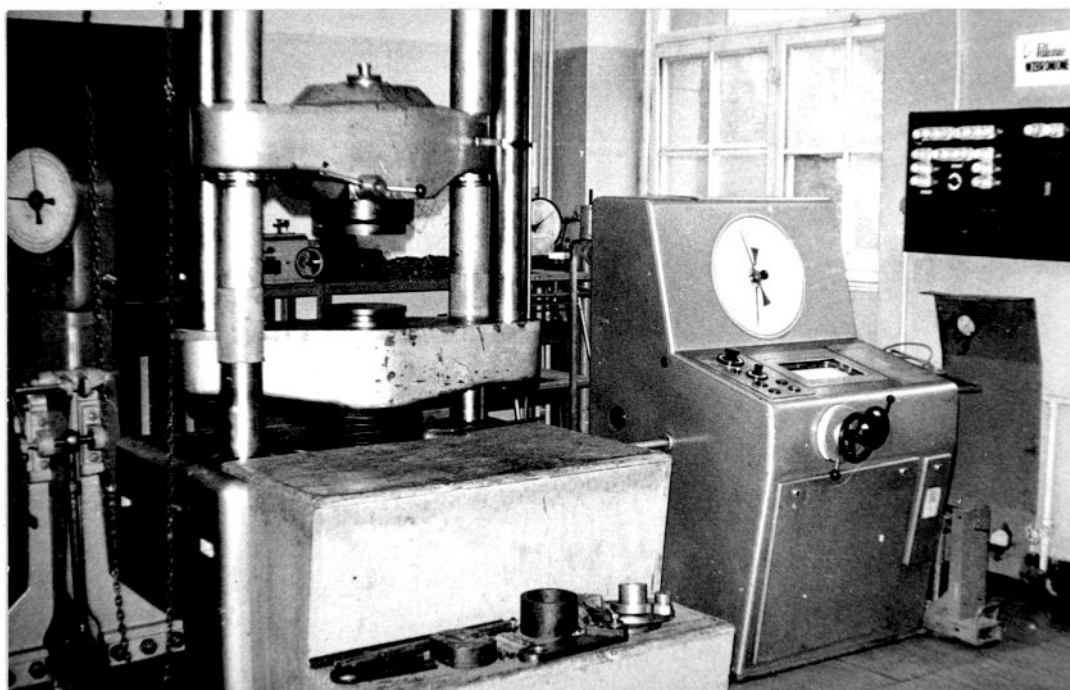
a/ widok stanowiska pomiarowego,

b/ schemat stanowiska pomiarowego.

5.2. Opis aparatury i sprzętu wykorzystanego w badaniach pomocniczych.

Do realizacji badań pomocniczych wykorzystano następującą aparaturę i sprzęt badawczy:

- maszynę wytrzymałościową typu ZD 100, produkcji Werkstoffprüfmaschinen Leipzig /NRD/, o nacisku $0 + 1,0$ MN, pozwalającej na realizację obciążenia z ręcznie sterowaną szybkością przyrostu naprężenia /rys. 24/; klasa dokładności - "2",



Rys. 24. Maszyna wytrzymałościowa typu ZD 100 /NRD/.

- mikroskop skaningowy CAMBRIDGE STEREOSCAN 180, produkcji angielskiej,
- komorę klimatyczną typu Feutron 3003-01, produkcji NRD,
- suszarkę typu KC 100/200, produkcji polskiej,
- rewersor do przekazania obciążenia z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej na kostkowe ciała próbne w próbie rozciągania metodą brazylijską.

5.3. Technika prowadzenia pomiarów ultradźwiękowych.

Ze względu na fakt, iż technika prowadzenia pomiarów ultradźwiękowych jest powszechnie znana [27], poniżej przedstawiono jedynie niektóre informacje z tego zakresu, uznane przez autorów za najistotniejsze.

- Częstotliwość ultradźwiękowych głowic pomiarowych dobrano w oparciu o warunek [27]:

$$f_o \gg \frac{7000}{a} \quad /11/$$

gdzie:

f_o - częstotliwość pomiarowa głowic ultradźwiękowych [kHz],
 a - mniejsza z wartości; długość bazy pomiarowej lub odległość środka głowicy od krawędzi badanego elementu [mm].

Dla stosowanych w badaniach zasadniczych próbek kostkowych o wymiarach 10 x 10 x 10 cm przyjęto ultradźwiękowe głowice pomiarowe o częstotliwości 500 kHz.

- Długość drogi pomiarowej określono przy pomocy suwmiarki z dokładnością do 0,01 cm,
- Zgodnie z sugestiami zawartymi w [132] miejsca przyłożenia ultradźwiękowych głowic pomiarowych zlokalizowano na powierzchniach bocznych próbek, w punktach przecięcia się ich przekątnych.
- Stały, sprężysty docisk ultradźwiękowych głowic pomiarowych do powierzchni próbek zapewniono dzięki zastosowaniu specjalnej sprężyny dociskowej.
- Należyte sprzężenie ultradźwiękowych głowic pomiarowych z powierzchniami próbek uzyskano dzięki zastosowaniu warstwy smaru STP.
- Dla zmniejszenia tarcia między płaszczyznami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej, a powierzchniami próbek, pokryto je warstwą smaru STP.

- Pomiaru czasu przejścia podłużnych fal ultradźwiękowych przez badane próbki dokonywano, tak w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską, w kierunku prostopadłym do kierunku betonowania i kierunku działania obciążenia zewnętrznego.
- Prędkość niszczenia wynosiła analogicznie jak w badaniach metodą emisji akustycznej, $5 \text{ N/cm}^2/\text{s}$.
- Odczytów czasu przejścia podłużnych fal ultradźwiękowych dokonywano każdorazowo dla próby ściskania quasi-osowego co $6,25 \text{ kN}$, a dla próby rozciągania metodą brazylijską co $1,25 \text{ kN}$.
- Za obciążenie niszczące uznawano największą zarejestrowaną wielkość siły.

5.4. Technika prowadzenia pomiarów emisji akustycznej.

Ze względu na fakt, iż brak jest dotychczas opracowań dotyczących sposobu realizacji pomiaru emisji akustycznej w obciążonym betonie, autorzy, w ramach badań własnych, opracowali w tym zakresie oryginalną technikę pomiarową. W tym celu przeprowadzono badania na próbkach kostkowych o wymiarach $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$. Łącznie przebadano 36 próbek.

5.4.1. Dobór parametrów pomiarowych.

- Ze względu na możliwości pomiarowe dostępnej aparatury, w przeprowadzonych badaniach pomiar emisji akustycznej polegał na rejestracji sumy zliczeń amplitud, przekraczających ustalony poziom dyskryminacji, określanej jako suma emisji akustycznej $/\sum EA/$. Równocześnie obserwowano zmianę napięcia skutecznego emisji akustycznej (RMS), charakteryzującego aktywność akustyczną badanego materiału i niosącego jakościową informację o energii emitowanych sygnałów [84].

- Zgodnie z sugestiami zawartymi w pracach [199] i [19] oraz rozważaniami teoretycznymi przedstawionymi w punkcie 2.6.2, do pomiaru emisji akustycznej w badanych strukturach betonowych użyto dwóch czujników o częstotliwościach rezonansowych $175 \text{ kHz} \pm 5 \%$ i $125 \text{ kHz} \pm 5 \%$.
- W zależności od rodzaju eksperymentu, wielkość optymalnego wzmocnienia określono doświadczalnie przy pomocy oscyloskopu kontrolnego. W wyniku przeprowadzonych badań jako optymalne przyjęto wzmocnienie w przedziale $70 \div 95 \text{ dB}$.
- Eliminację zakłóceń i szumów własnych uzyskano dzięki zastosowaniu odpowiedniej klasy czujników i doborze na drodze eksperymentalnej, właściwego progu dyskryminacji.
- Ze względu na graficzną formę rejestracji mierzonych parametrów oraz charakter zjawisk zachodzących w strukturze próbek w czasie przyrostu obciążenia, określono na drodze doświadczalnej optymalną dokładność zliczania rejestrowanych impulsów emisji akustycznej. Dokładność tę ustalono na poziomie: 100 i 1000 impulsów w próbie ściskania quasi-osłowego oraz 10 i 100 impulsów w próbie rozciągania metodą brazylijską.

5.4.2. Mocowanie czujnika.

- Dla zapewnienia należytego sprzężenia czujnika EA z powierzchnią próbek, każdorazowo stosowano warstwę kontaktową z żywicy SC-3 produkcji firmy Aconstic Emission Technical Corporation /USA/.
- Dla zapewnienia stałego docisku czujnika do powierzchni próbek zastosowano specjalną sprężynę dociskową.
- Zgodnie z [29] przyjęto, że dla zastosowanych w badaniach czujników oraz ze względu na wielkość przyjętych do badań próbek miejsce lokalizacji czujnika jest nieistotne.

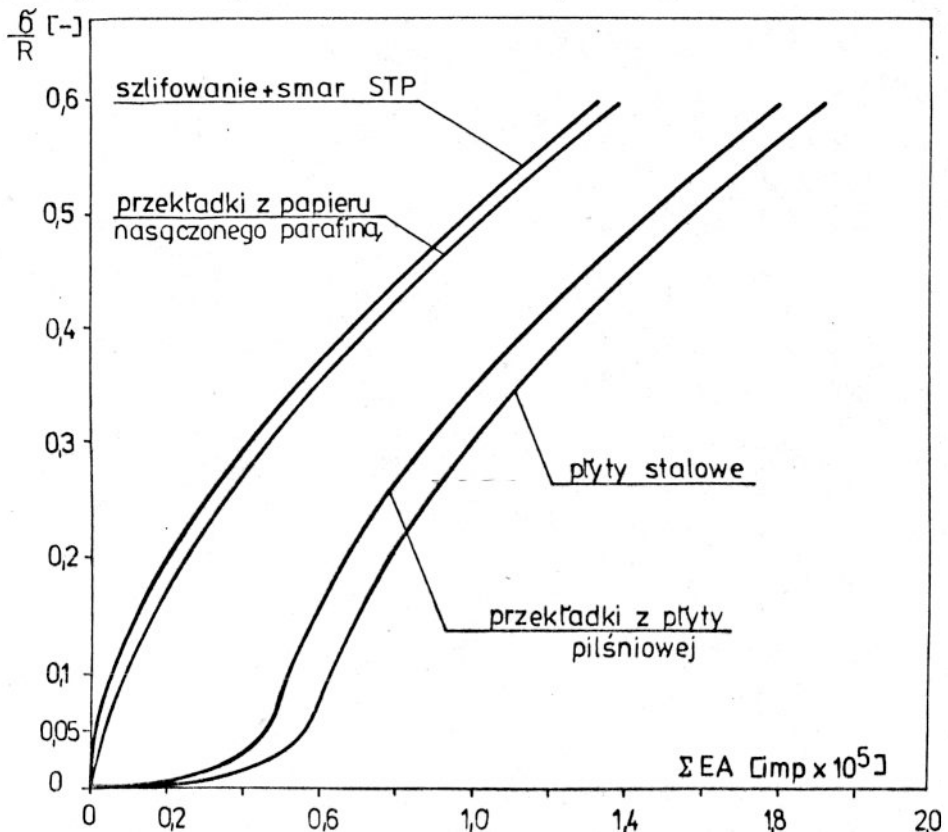
5.4.3. Dobór prędkości niszczenia.

Przy doborze optymalnej prędkości niszczenia przyjętych do badań próbek kierowano się, przy zachowaniu warunków charakterys-

tycznych dla badań doraźnych, dążeniem do równoczesnego zapewnienia należytej wiarygodności i czytelności uzyskiwanych wyników. Na podstawie badań własnych, dla przyjętych w zakresie badań doświadczalnych rodzajów eksperymentów, ustalono, że optymalna prędkość niszczenia wynosi $5 \text{ N/cm}^2/\text{s}$. Za obciążenie niszczące uznawano największą zarejestrowaną wielkość siły.

5.4.4. Eliminacja zjawiska emisji pozornej.

Ze względu na to, że w przeprowadzonych badaniach rozpoznawczych [73] stwierdzono na początku niszczenia znaczne zakłócenia w zapisie EA, polegające na występowaniu tzw. emisji pozornej [131], czyli dużej liczby nieuzasadnionej liczby zliczeń, postanowiono ustalić przyczyny tego zjawiska. Przeprowadzone badania wykazały, że szczególnie duże zakłócenia powodowane były przez nierównoległość powierzchni próbek stykających się z płytami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej oraz przez tarcie występujące na ich styku. Na rys. 25 przedstawiono przykładowe wyniki badań ilustrujące wpływ tarcia na wielkość tych zakłóceń, dla różnych sposobów przekazania obciążenia.



Rys. 25. Wpływ sposobu przekazania obciążenia na wielkość sumarycznego efektu emisji akustycznej dla kostkowych próbek o wymiarach $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$.

Na rejestrowane zakłócenia wpływało również, aczkolwiek w mniejszym stopniu, dopasowywanie się struktury próbek do wytworzonego stanu naprężenia na wstępnym etapie przyrostu siły. Stwierdzono, że zjawisko emisji pozornej występowało do czasu osiągnięcia przez siłę wielkości odpowiadającej naprężeniom około $0,05 \sigma/R$.

Dla wyeliminowania zakłóceń, związanych z występowaniem zjawiska emisji pozornej postanowiono:

- zapewnić równoległość przeciwległych powierzchni próbek z dokładnością do 0,01 cm, poprzez ich szlifowanie,
- wyeliminować tarcie na styku powierzchni próbek z płytami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej, poprzez ich szlifowanie i powleczenie smarem STP,
- zastosować każdorazowo wstępny docisk próbek siłą odpowiadającą naprężeniom rzędu 0,05 ich przewidywanej wytrzymałości.

5.5. Technika prowadzenia pomiaru odkształceń.

Ze względu na to, że technika pomiaru odkształceń w betonie za pomocą tensometrycznych czujników oporowych jest powszechnie znana [173], poniżej przedstawiono jedynie niektóre informacje z tego zakresu, uznane przez autorów za najistotniejsze.

Tensometryczne czujniki oporowe umieszczano parami, prostopadłe do siebie, po przeciwległych stronach walcowych próbek, w ich środkowej strefie.

Mocowanie czujników tensometrycznych polegało na przyklejaniu ich do powierzchni betonu klejem XC-60, produkowanym przez firmę Hottinger Baldwin Messtechnik /RFN/ i zabezpieczeniu warstwą tego kleju przed wpływem zmian wilgotności.

Wyniki pomiarów uniezależniono od zmian temperatury otoczenia oraz zmian oporności poprzez wprowadzenie do układu tensometru kompensującego.

Prędkość niszczenia wynosiła analogicznie jak w badaniach metodą emisji akustycznej, $5 \text{ N/cm}^2/\text{s}$. Za obciążenie niszczące uznawano największą zarejestrowaną wielkość siły.

Dzięki zmostkowaniu poszczególnych czujników tensometrycznych, rejestrowano równocześnie w sposób ciągły wielkości uśrednionych odkształceń podłużnych i poprzecznych w funkcji przyrostu obciążenia.

Dokładność graficznie rejestrowanych odkształceń ustalono na poziomie 0,005 ‰ i 0,01 ‰.

6. CHARAKTERYSTYKA BADANEGO MATERIAŁU

6.1. Składniki mieszanek betonowych.

6.1.1. Cement.

Do badań użyto cement portlandzki "35" z cementowni "Góraždze" oraz cementowni "Groszowice".

Cement portlandzki "35" "Góraždze" - oznaczono jako C1.

Cement portlandzki "35" "Groszowice" - oznaczono jako C2.

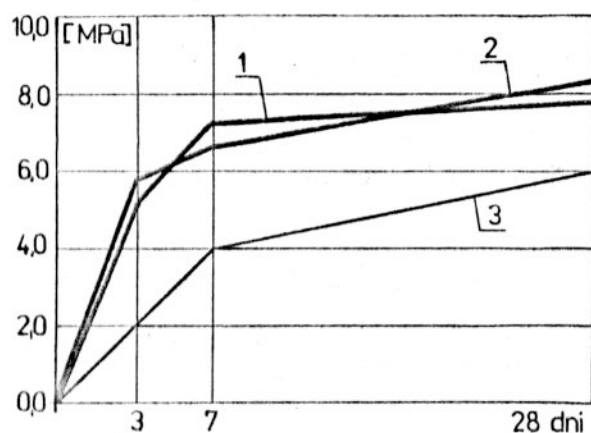
Badania cech fizycznych przeprowadzono zgodnie z [135], a badania cech wytrzymałościowych zgodnie z [136].

Wyniki badań przedstawiono w tabeli 2 oraz na rysunkach 26 i 27.

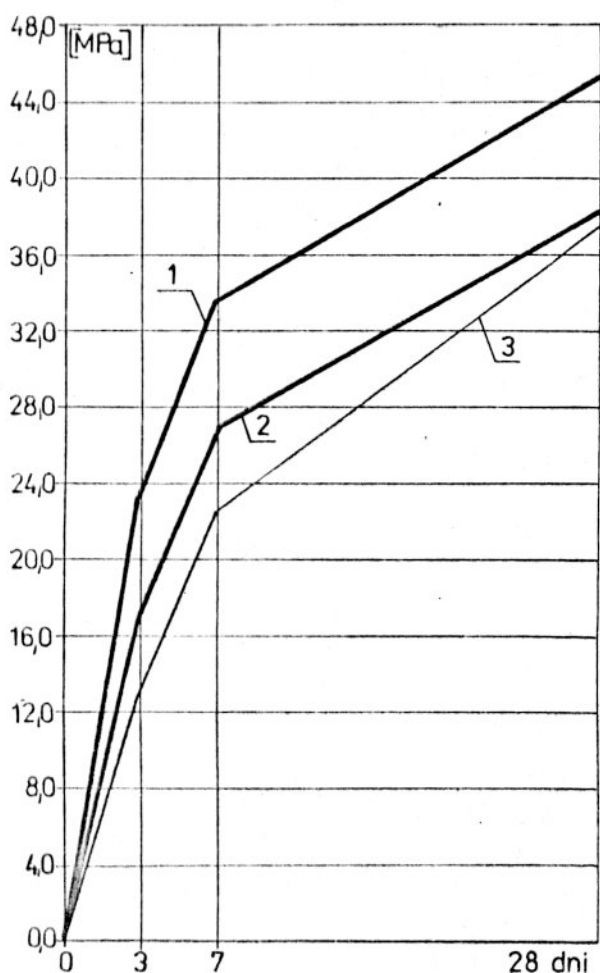
Tabela 2

Zestawienie wyników badań cech fizycznych i wytrzymałościowych cementu portlandzkiego "35" "Góraždze" i "Groszowice".

Określenie		Wyniki badań		Wymagania normowe
		Cement C1	Cement C2	
Czas wiązania w [h]	początek wiązania	2,40	2,32	min. 40 minut
	koniec wiązania	4,80	5,20	nie później niż 10 h
Stopień zmielenia - powierzchnia właściwa wg Blaile'a [cm ² /g]		2984	2877	nie mniej niż 2500 cm ² /g
Gęstość [g/cm ³]		3,09	3,06	-
Procentowe pozostałości ziarn na sitach φ [mm]	0,08	4,93	4,88	-
	0,2	0,36	0,22	-
Wytrzymałość średnia na zginanie, po "n" dniach [MPa]	3 dni	5,02	5,71	2,8
	7 dni	6,90	6,50	4,0
	14 dni	7,21	7,10	-
	28 dni	7,61	8,20	6,0
Wytrzymałość średnia na ściskanie po "n" dniach [MPa]	3 dni	23,60	18,40	13,0
	7 dni	33,46	27,20	22,5
	14 dni	38,50	33,0	-
	28 dni	45,44	38,20	37,5



Rys. 26. Wytrzymałości na zginanie cementu portlandzkiego "35" "Góraźdże" i "Groszowice", w porównaniu z wymogami normowymi dla cementu portlandzkiego "35":
 1 - krzywa przedstawiająca wyniki uzyskane z badań dla cementu portlandzkiego "35" "Góraźdże" /C-1/.
 2 - krzywa przedstawiająca wyniki uzyskane z badań dla cementu portlandzkiego "35" "Groszowice" /C-2/,
 3 - krzywa przedstawiająca wymogi normowe dla cementu portlandzkiego "35".



Rys. 27. Wytrzymałość na ściskanie cementu portlandzkiego "35" "Góraźdże" i "Groszowice" w porównaniu z wymogami normowymi dla cementu portlandzkiego "35":
 1 - krzywa przedstawiająca wyniki uzyskane z badań dla cementu portlandzkiego "35" "Góraźdże" /C-1/,
 2 - krzywa przedstawiająca wyniki uzyskane z badań dla cementu portlandzkiego "35" "Groszowice" /C-2/,
 3 - krzywa przedstawiająca wymogi normowe dla cementu portlandzkiego "35".

Przeprowadzone badania wykazały, że cement użyty do badań spełnia wymogi normowe stawiane przez [137].

6.1.2. Kruszywo

Do kompozycji mieszanek kruszywowych użyto piasek rzeczny "Wrocław" oraz żwir naturalny "Proszkowice". Badania kruszywa przeprowadzono zgodnie z [140], a uzyskane wyniki w porównaniu z wymogami normowymi [134] zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3

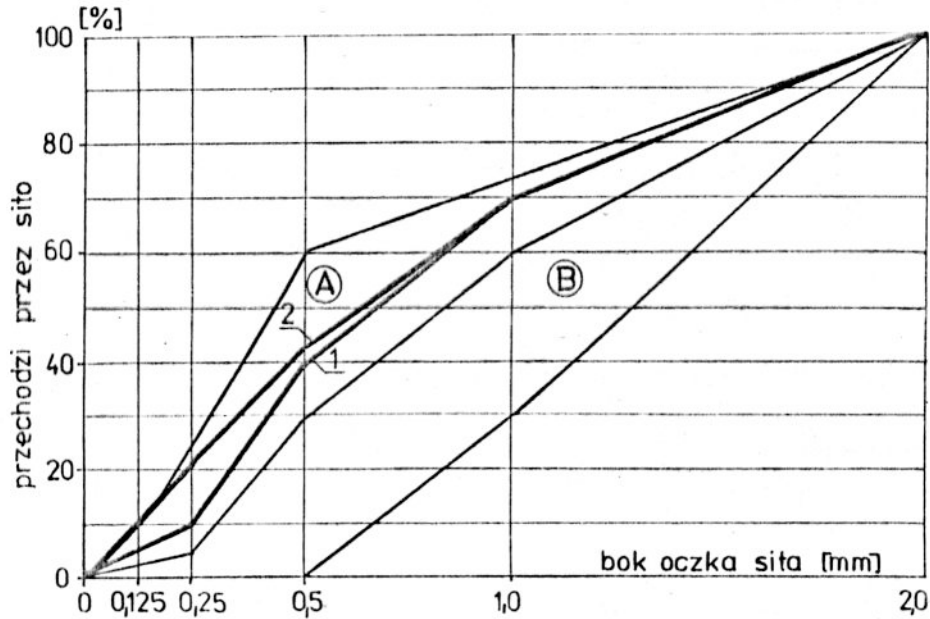
Zestawienie wyników badania kruszywa

Badany parametr	Jednostka	Kruszywo		Wymagania normowe
		Piasek	Żwir	
Ziarna słabe i zwiędnięte	%	-	brak	10
Zanieczyszczenia obce	%	brak	brak	0,25
Zanieczyszczenia organiczne	%	brak	brak	barwa nie ciemniejsza od barwy wzorcowej wg [134]
Pyły mineralne	%	brak	1,03	1,5
Zawartość ziarn płaskich i wydłużonych	%	-	15	20
Zawartość siarczanów i siarczków w przeliczeniu na SO_3	%	brak	brak	0,2
Nasiąkliwość	%	0,8	0,8	2,0
Gęstość	kg/l	2,63	2,632	-
Wytrzymałość na zgniatanie w cylindrze pomiarowym	MPa	-	190	160

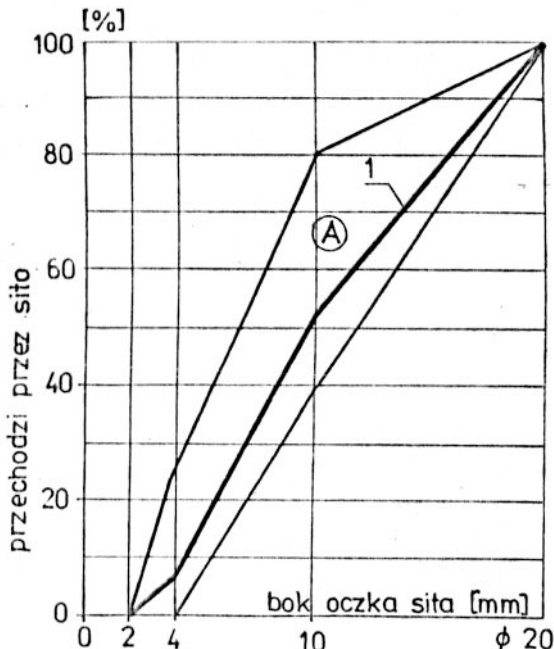
Piasek i żwir wykorzystany w badaniach, ze względu na konieczność utrzymania stałości składu stosów okruszowych, w poszczególnych mieszankach betonowych, rozsegregowano na następujące frakcje:

- piasek: 0 + 0,25 mm, 0,25 + 0,50 mm, 0,50 + 1 mm, 1,0 + 2,0 mm,
- żwir: 2 + 4,0 mm, 4,0 + 10,0 mm i 10 + 20 mm.

Z tak rozfrakcjonowanego kruszywa każdorazowo komponowano modelowy piasek i żwir o charakterystyce uziarnienia przedstawionej na rysunkach 28 i 29.



Rys. 28. Krzywa uziarnienia piasku użytego do badań:
 A - zalecany obszar uziarnienia dla betonów o zawartości cementu do 400 kg/m^3 , wg [139],
 B - zalecany obszar uziarnienia dla betonów o wysokich wytrzymałościach, wg [139],
 1 - krzywa uziarnienia uzyskana z badań dla betonów klasy B 25,
 2 - krzywa uziarnienia uzyskana z badań dla betonu klasy B 20.



Rys. 29. Krzywa uziarnienia żwiru użytego do badań:
 A - zalecany obszar dobrego uziarnienia, wg [139],
 1 - krzywa uziarnienia uzyskana z badań, dla betonów klasy B 25 i B 20.

6.1.3. Woda.

Do produkcji betonu użyto wodę wodociągową zdatną do picia.

6.2. Założenia dotyczące ustalenia składu modelowych mieszanek betonowych.

6.2.1. Betony klasy B 25.

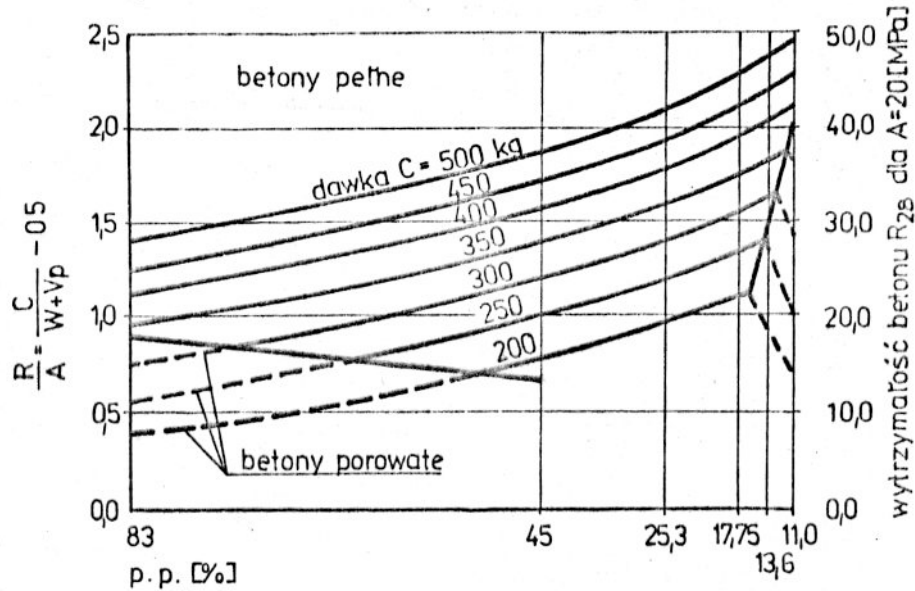
Przy komponowaniu składu modelowych mieszanek betonowych, pozwalających na uzyskanie struktur betonowych mieszczących się w klasie B 25, przyjęto następujące założenia:

- wszystkie mieszanki betonowe będą wykonane z tego samego rodzaju cementu,
- współczynnik wodno-cementowy będzie stały,
- konsystencja wszystkich mieszanek betonowych będzie gęstoplastyczna - czas i sposób zagęszczania wszystkich mieszanek betonowych będą stałe,
- stosy okruchowe wszystkich mieszanek betonowych będą skomponowane z tego samego rodzaju kruszywa,
- skład granulometryczny stosów okruchowych winien spełniać wymagania stawiane betonom szczelnym,
- poszczególne struktury betonowe powinny posiadać zbliżoną wytrzymałość na ściskanie i spełniać zgodnie z [139] wymagania stawiane klasie B 25,
- zróżnicowanie poszczególnych mieszanek betonowych będzie wynikiem zaprojektowania dla nich stosów okruchowych, które w istotny sposób będą się różnić między sobą powierzchnią właściwą kruszywa.

Dzięki tak przyjętym założeniom wyeliminowano szereg czynników mających zasadniczy wpływ na kształtowanie się różnic w fizyko-mechanicznych właściwościach struktury betonu. W szczególności wyeliminowano wpływ współczynnika wodno-cementowego oraz wpływ jakości cementu i rodzaju kruszywa.

Przy doborze charakterystyki uziarnienia stosów okruchowych poszczególnych mieszanek betonowych wykorzystano spostrzeżenia M. R. Vallette'a [187], z których wynika, że istnieje możliwość uzyskiwania betonów o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie mimo

dokonywania zmian w składzie granulometrycznym kruszywa. Wyniki badań M. R. Vallette'a, z uwzględnieniem przeliczenia poszczególnych frakcji piasku według polskich norm ilustruje rysunek 30.



Rys. 30. Zmiana wskaźnika wytrzymałości betonu $\frac{R}{A} = \frac{C}{W + V_p} - 0,5$ w zależności od punktu piaskowego według wyników doświadczeń M. R. Vallette'a przeliczonych z uwzględnieniem polskich norm dotyczących piasku [99].

Z rysunku 30 wynika, że wielkość punktu piaskowego kruszywa jest ściśle związana z wymaganą ilością cementu. Dla zachowania stałej wytrzymałości betonu, przy wzroście punktu piaskowego, niezbędne jest zwiększenie w składzie mieszanki betonowej ilości cementu. Zwiększenie punktu piaskowego kruszywa wiąże się oczywiście ze wzrostem powierzchni właściwej kruszywa i równoczesnym zmniejszeniem jego ilości w jednostce objętości. Ponieważ jednak dla betonów szczelnych, wzrost powierzchni właściwej kruszywa, w miarę wzrostu punktu piaskowego jest funkcją dużo szybciej rosnącą niż zmniejszenie tej powierzchni na skutek spadku ilościowego udziału kruszywa w jednostce objętości, możliwe jest zaprojektowanie mieszanek betonowych pozwalających na uzyskanie struktur betonowych o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie, ale

o zdecydowanie różnej powierzchni właściwej kruszywa. Spostrzeżenie to ma bardzo istotne znaczenie dla oceny przebiegu niszczenia betonu, ponieważ bezpośrednio determinuje budowę jego struktury, a co za tym idzie charakter przebiegu destrukcji naprężeniowej. Uwzględniając powyższe uwagi, przy ustalaniu składu stosów okruszowych poszczególnych mieszanek betonowych przyjęto, że będą się one charakteryzowały następującymi punktami piaskowymi: 25 %, 30 %, 37,5 %, 47,5 % i 60 %.

Jako stałe parametry technologiczne przyjęto:

- cement portlandzki "35 - Góraždze" oznaczony jako C1,
- współczynnik wodno-cementowy - $w/c = 0,55$,
- konsystencję gęstoplastyczną/K 2/.

6.2.2. Beton klasy B 20

Przy projektowaniu struktury betonowej, mieszczącej się w klasie B 20, przyjęto, następujące założenia:

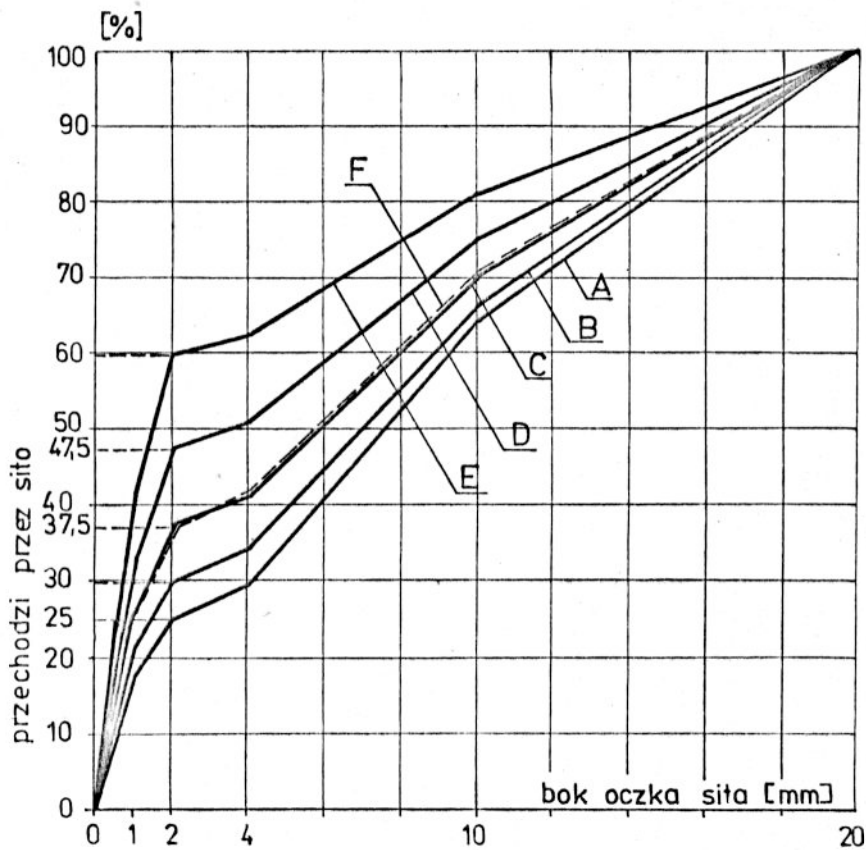
- wytrzymałość winna spełniać, zgodnie z [139], wymagania stawiane klasie B 20,
- skład granulometryczny stosu okruszowego winien charakteryzować się największą gęstością w stanie zagęszczonym, przy założeniu punktu piaskowego na poziomie 37,5 %,
- do wykonania mieszanki betonowej wykorzystany zostanie cement portlandzki "35" Groszowice, oznaczony jako C-2,
- współczynnik wodno-cementowy będzie wynosił 0,55,
- konsystencja mieszanki betonowej będzie gęstoplastyczna/K 2/.

6.3. Charakterystyka modelowych mieszanek betonowych

6.3.1. Składy mieszanek betonowych

W oparciu o założenia, przedstawione w punkcie 6.2, zaprojektowano składy sześciu modelowych mieszanek betonowych metodą iteracji W. Kuczyńskiego [99, 108]. Przyjęto następujące oznaczenia poszczególnych mieszanek betonowych i odpowiadających im stosów okruszowych:

klasa B 25 - punkt piaskowy 25 % - stos okrucowy "A", mieszanka "A",
- punkt piaskowy 30 % - stos okrucowy "B", mieszanka "B",
- punkt piaskowy 37,5% - stos okrucowy "C", mieszanka "C",
- punkt piaskowy 47,5% - stos okrucowy "D", mieszanka "D",
- punkt piaskowy 60 % - stos okrucowy "E", mieszanka "E".
klasa B 20 - punkt piaskowy 37,5% - stos okrucowy "F", mieszanka "F".
Na rysunku 31 przedstawiono charakterystykę uziarnienia zaprojektowanych stosów okrucowych, a w tabeli 4 zestawiono ich gęstości nasypowe w stanie luźnym i zagęszczonym.



Rys. 31. Krzywe uziarnienia stosów okrucowych zaprojektowanych dla poszczególnych modelowych mieszanek betonowych.

Tabela 4

Zestawienie gęstości nasypowych w stanie luźnym i zagęszczonym dla poszczególnych stosów okruszowych.

Badany parametr	Jednostka	Oznaczenia stosu okruszowego					
		A	B	C	D	E	F
Gęstości nasypowe kruszywa w stanie luźnym ρ_{nl}	kg/m ³	1800	1809	1848	1850	1823	1850
		1787	1809	1881	1850	1844	1866
		1800	1808	1869	1859	1828	1884
Średnia gęstość nasypowa kruszywa w stanie luźnym $\bar{\rho}_{nl}$	kg/m ³	1796	1809	1866	1853	1832	1867
Gęstości nasypowe kruszywa w stanie zagęszczonym ρ_{nz}	kg/m ³	2020	2069	2084	2075	2047	2083
		2030	2055	2059	2075	2037	2066
		2018	2061	2069	2078	2022	2074
Średnia gęstość nasypowa kruszywa w stanie zagęszczonym $\bar{\rho}_{nz}$	kg/m ³	2023	2062	2071	2076	2035	2074

W tabeli 5 zestawiono składy zaprojektowanych mieszanek betonowych, w przeliczeniu na 1 m³ betonu.

Tabela 5

Zestawienie składów zaprojektowanych mieszanek betonowych.

Ozna- czenie recep- tury	Składy mieszanek betonowych [kg/m ³]										Stosu- nek wodno- cemen- towy w/c	Konsy- sten- cja wg ska- li Ve-Be [s]
	Ilość kruszywa poszczególnych frakcji							Łączna ilość kruszywa	Cement "35 "	Woda		
	0+0,25	0,25+0,50	0,50+1,0	1,0+2,0	2,0+4,0	4,0+10	10+20					
A	47,96	143,88	143,88	143,88	86,33	661,85	690,62	1918,4	294,2	163,4	0,55	18+20
B	57,43	172,30	172,30	172,30	80,40	616,43	643,24	1914,4	305,7	169,9	0,55	18+20
C	71,12	213,37	213,37	213,37	71,12	545,24	568,95	1896,5	321,5	178,6	0,55	18+20
D	86,73	260,19	260,19	260,19	57,51	440,95	460,12	1825,9	334,3	185,7	0,55	18+20
E	104,54	313,63	313,63	313,63	41,82	320,60	334,54	1742,4	350,1	194,5	0,55	18+20
F	157,08	142,80	199,92	214,20	76,16	546,45	565,50	1904,0	320,0	177,0	0,55	18+20

6.3.2. Określenie wybranych parametrów charakteryzujących zaprojektowane mieszanki betonowe.

W tabeli 6 zestawiono wartości dodatkowo określonych parametrów charakteryzujących zaprojektowane mieszanki betonowe.

Tabela 6

Zestawienie wartości wybranych parametrów charakteryzujących zaprojektowane mieszanki betonowe.

Obliczone parametry	Jednostka	Oznaczenie receptury					
		A	B	C	D	E	F
1	2	3	4	5	6	7	8
punkt płaskowy (p.p.)	%	25	30	37,5	47,5	60	37,5
wskaźnik wodno-cementowy ($\frac{w}{c}$)	-	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
objętość absolutna zaczynu (V_a zacz.)	l	258,3	268,4	282,3	293,5	307,4	281,6
objętość absolutna zaprawy (V_a zap.)	l	440,6	486,8	552,7	623,0	704,9	553,1
objętość absolutna piasku (V_a p.)	l	182,3	218,4	270,4	329,8	397,5	271,5
objętość absolutna kruszywa grubego >2 mm (V_a ż.)	l	547,1	509,5	449,9	364,5	265,0	451,8
całkowita powierzchnia właściwa kruszywa w 1 m ³ betonu (F_k)	m ²	3755	4340	5180	6116	7186	5186
powierzchnia właściwa kruszywa grubego >2 mm w 1 m ³ betonu (F_z)	m ²	589,91	549,44	485,97	393,03	285,73	484,30

c. d. Tab. 6.

1	2	3	4	5	6	7	8
umowna grubość otulenia kru- szywa zaczynem $\left(\frac{V_a \text{ zacz.}}{F_k} \right)$	μm	68,7	61,8	54,4	47,9	42,7	54,3
umowna grubość otulenia kru- szywa grubego > 2 mm zaprawą $\left(\frac{V_a \text{ zap.}}{F_z} \right)$	μm	746,8	885,9	1137,3	1585,9	2467,0	1142,0
Wskaźnik uziar- nienia kruszy- wa wg Kuczyń- skiego (U_k)	-	6,515	6,374	6,063	5,700	5,248	6,010
Jamistość sto- su okruszowego w stanie luź- nym	%	31,76	31,27	29,10	29,60	30,40	29,06
Jamistość sto- su okruszowego w stanie zagę- szczonym	%	23,14	21,66	21,31	21,12	22,68	21,20

6.4. Wykonanie, przechowywanie i przygotowanie próbek do badań.

W oparciu o podane w punkcie 6.3. receptury wykonano próbki, których rodzaj oraz ilość zestawiono w tabeli 7.

Tabela 7

Ilość próbek wykonanych dla poszczególnych receptur

Rodzaj próbek	Ilość próbek dla poszczególnych receptur [szt.]						Łącznie [szt.]
	A	B	C	D	E	F	
1	2	3	4	5	6	7	8
Kostki sześciennie o wymiarach 15x15x15 cm	36	36	36	36	36	102	282
Kostki sześciennie o wymiarach 10x10x10 cm	48	48	48	48	48	564	804
Walce o średnicy 11,3 cm i wysokości 35 cm	6	6	6	6	6	6	36

Składniki masy betonowej dozowano wagowo w następującej kolejności:

kruszywo frakcji 10+20, 4+10, 2+4, 1+2, 0,5+1, 0,25+0,50 i 0+0,25 mm, a następnie dodawano zaczyn cementowy. Masę betonową przygotowywano w mechanicznej mieszarce przeciwbieżnej o pojemności 135 litrów. Łączny czas mieszania wynosił około 150 sekund. Zagęszczenie odbywało się na stole wibracyjnym o częstotliwości 3000 drgań/minutę, w czasie 10+15 sekund. Po zagęszczeniu i zdjęciu form ze stołu wibracyjnego, próbki przechowywano przez 24 godziny w formach stalowych pod przykryciem z folii polietylenowej, a po rozformowaniu przetransportowywano je do komory klimatycznej, w której utrzymywano stałe warunki cieplno-wilgotnościowe dojrzewania betonu, tzn.: wilgotność względną powietrza 95 % oraz temperaturę powietrza $18^{\circ}\text{C} \pm 1$.

W celu zapewnienia możliwie równomiernego rozkładu wilgotności w próbkach, obracano je dookoła własnej osi o 90° , zgodnie ze wskazówkami zawartymi w pracy J. Pysznika [156]. Sposób przechowywania i przygotowania próbek do badań uwarunkowany był przyjętym programem badań.

6.4.1. Walce o średnicy 11,3 cm i wysokości 35 cm.

Próbki o tych wymiarach przechowywano do terminu badawczego w komorze klimatycznej. Ich przygotowanie do badań polegało na:

- szlifowaniu powierzchni przejmujących obciążenie z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej,
- naklejeniu na powierzchni bocznej, w połowie wysokości próbki, tensometrów oporowych.

6.4.2. Kostki sześciennie 15x15x15 cm.

Próbki o tych wymiarach przechowywano do poszczególnych terminów badawczych w komorze klimatycznej.

Ich przygotowanie do badań polegało na:

- pomiarze wymiarów zewnętrznych,
- oznaczeniu powierzchni przewidzianych do przekazania obciążenia z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej w próbie ściskania,
- oznaczeniu miejsc przewidzianych do zamocowania rewersora przekazującego obciążenie z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej w próbie rozciągania metodą brazylijską.

6.4.3. Kostki sześciennie 10 x 10 x 10 cm.

Ze względu na przyjęty program badań, sposób przechowywania próbek o tych wymiarach został zróżnicowany.

- Próbki przeznaczone do określenia wpływu zawilgocenia betonu na przebieg jego niszczenia, podzielono na cztery grupy. Warunki przechowywania poszczególnych grup próbek zestawiono w tabeli 8.
- Próbki przeznaczone do pozostałych badań, objętych zakresem niniejszej pracy, przechowywano do poszczególnych terminów badawczych w komorze klimatycznej.

Tabela 8

Warunki przechowywania poszczególnych grup próbek, przeznaczonych do określenia wpływu zawilgocenia betonu na przebieg jego niszczenia.

Grupa próbek	Warunki przechowywania
1	2
1	Próbki przechowywane do terminu badania w komorze klimatycznej, w temperaturze powietrza $18^{\circ}\text{C} \pm 1$ i wilgotności względnej powietrza 95 %.
2	Próbki przechowywane do 28 dni w komorze klimatycznej, a następnie do terminu badania w warunkach powietrzno-suchych, w temperaturze powietrza równej $18^{\circ}\text{C} \pm 3$ i wilgotności względnej powietrza około 70 %.
3	Próbki przechowywane do 86 dni w komorze klimatycznej, a następnie w warunkach wodnych do stanu pełnego nasycenia. Stan pełnego nasycenia próbek zrealizowano następująco: - próbki włożono do wody tak, że poziom wody sięgał do $\frac{1}{4}$ ich wysokości, - po 2 godzinach podniesiono poziom wody do $\frac{1}{2}$ ich wysokości, - po następnych 3 godzinach podniesiono poziom wody do $\frac{3}{4}$ wysokości, - po następnych 19 godzinach podniesiono poziom wody do wysokości 2 cm powyżej powierzchni górnej próbek, - co 24 godziny od chwili całkowitego zanurzenia w wodzie próbki ważono, aż do uzyskania dwu identycznych wyników ważenia.

1	2
4	Próbki przechowywane do 86 dni w komorze klimatycznej, a następnie suszone w temperaturze 105 °C do stałego ciężaru. Suszenie zrealizowano następująco: - przez pierwsze 6 godzin w temp. 35°C, - przez następne 6 godzin w temp. 50°C, - przez następne 12 godzin w temp. 75°C, - w temperaturze 105°C do terminu badania, - co 24 godziny od chwili podniesienia temperatury do 105°C próbki ważono, aż do uzyskania dwu identycznych wyników ważenia.

Przygotowanie próbek do badań polegało na:

- oznaczeniu i szlifowaniu powierzchni przewidzianych do przekazania obciążenia z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej w próbie ściskania,
- oznaczeniu i przeszlifowaniu miejsc przewidzianych do zamocowania rewersora przekazującego obciążenie z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej w próbie rozciągania metodą brazylijską,
- oznaczeniu i przeszlifowaniu miejsc przewidzianych do zamocowania ultradźwiękowych głowic pomiarowych i czujnika do pomiaru emisji akustycznej,
- pomiarze wymiarów zewnętrznych.

Zabieg te miały między innymi na celu uzyskanie możliwie gładkiej powierzchni próbek i zapewnienie ich wzajemnej równoległości.

6.5. Badania uzyskanych struktur betonowych.

6.5.1. Oznaczenia i opis przyjętych do badań struktur betonowych.

Na bazie opracowanych składów mieszanek betonowych, przedstawionych w punkcie 6.3 , uzyskano sześć różnych modelowych struktur betonowych, z których pięć ma zbliżoną wytrzymałość

na ściskanie i mieści się w klasie B 25, a jedna w klasie B 20. Struktury te oznaczono analogicznie jak receptury, z których je wykonano i nazwano seriami. Przyjęte oznaczenia dla poszczególnych serii, z uwzględnieniem różnych warunków przechowywania, zestawiono w tabeli 9.

Tabela 9

Oznaczenia przyjętych do badań struktur betonowych.

Klasa betonu	Oznaczenie receptury	Oznaczenie serii	Sposób przechowywania próbek
1	2	3	4
B25	A	Ak	Do terminu badania tylko w komorze klimatycznej.
	B	Bk	
	C	Ck	
	D	Dk	
	E	Ek	
B20	F	Fk	Do 28 dni w komorze klimatycznej, a następnie do terminu badania w warunkach powietrzno-suchych.
	F	Fp	
	F	Fw	Do 86 dni w komorze klimatycznej, a następnie w warunkach wodnych do osiągnięcia stanu pełnego nasycenia.
	F	Fs	Do 86 dni w komorze klimatycznej, a następnie suszone w temperaturze 105°C do stałego ciężaru.

Uzyskane struktury betonowe, mieszczące się w klasie B 25, różnią się między sobą przede wszystkim udziałem poszczególnych frakcji kruszywa, a w szczególności ilością kruszywa drobnego /poniżej 2 mm/. Najmniejszą ilość kruszywa drobnego zawiera seria "Ak", a największą seria "Ek". Natomiast serie "Bk", "Ck", "Dk" zawierają ilości pośrednie tego kruszywa, w stosunku do serii "Ak" i "Ek".

Przykładowo, jeśli zawartość kruszywa drobnego w serii "Ak" przyjmiemy za 100 %, to w serii "Ck" wynosi ona 148,3 %, a w serii "Ek" 218%. Największą ilość kruszywa grubego /powyżej 2 mm/ zawiera seria "Ak", a najmniejszą seria "Ek", przy czym zawartość tego kruszywa w serii "Ek" w stosunku do serii "Ak" jest mniejsza o 52,6 %. W pozostałych trzech seriach ilość kruszywa grubego jest mniejsza w stosunku do serii "Ak" odpowiednio o:

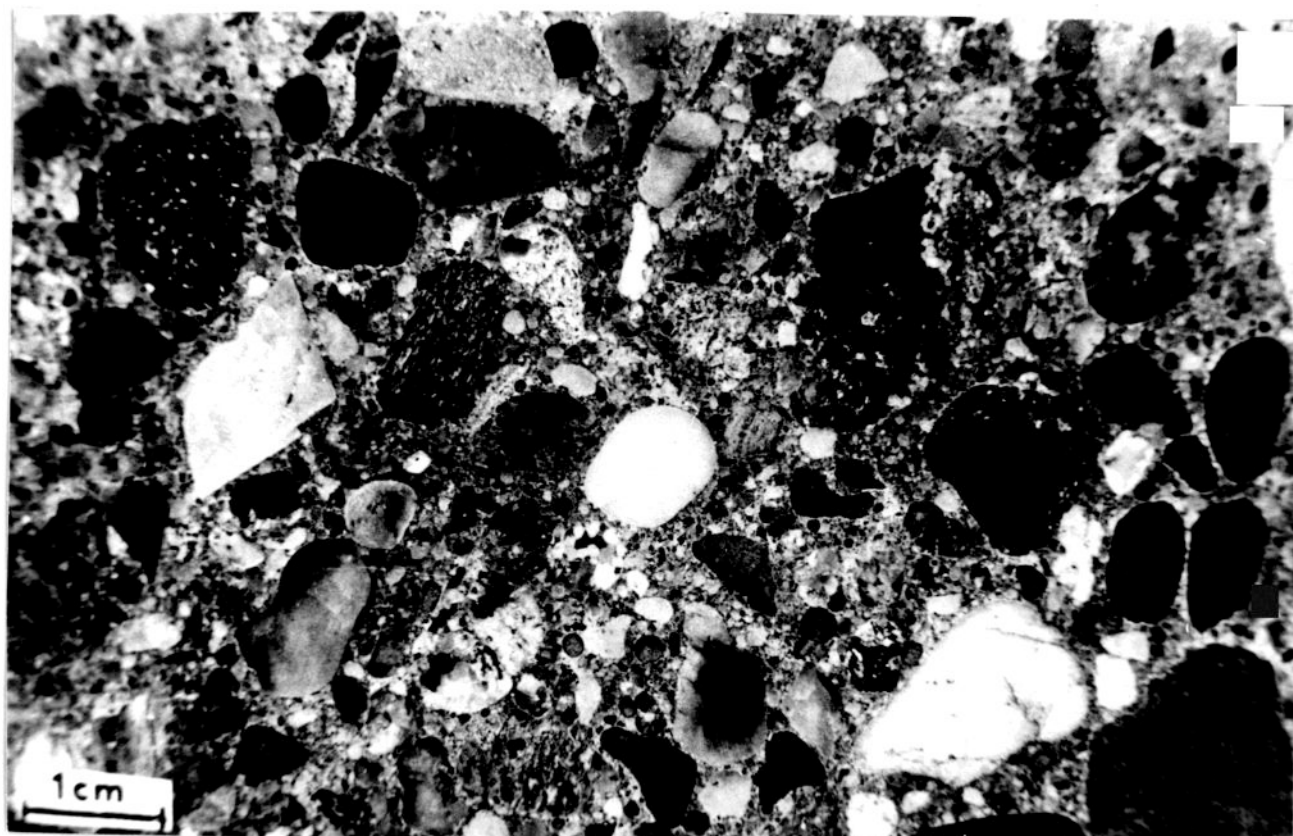
- 6,9 % dla serii "Bk",
- 17,8 % dla serii "Ck",
- 33,4 % dla serii "Dk".

Różnice w uziarnieniu kruszywa w poszczególnych seriach wpłynęły na wielkość umownego otulenia ziarn grubych zaprawą oraz na porowatość całkowitą poszczególnych struktur.

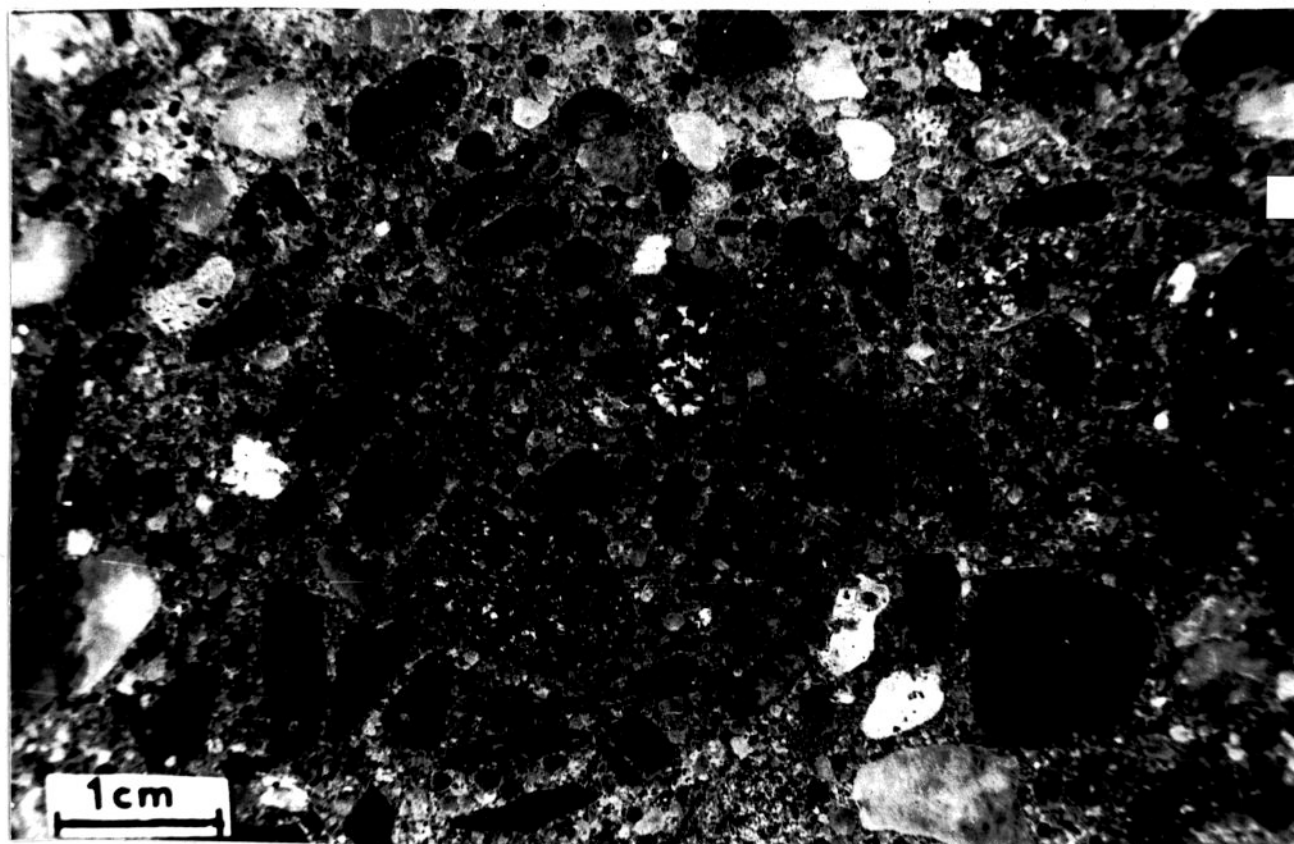
Przykładowo, jeśli grubość otulenia ziarn grubych w serii "Ak" przejmujemy za 100 %, to dla serii "Ck" jest ona większa o 52,3 %, a dla serii "Ek" o 230,3 %. Podobnie, przyjmując porowatość całkowitą serii "Ak" za 100 %, wzrost porowatości pozostałych serii w stosunku do serii "Ak" wynosi:

- 5 % dla serii "Bk",
- 11,3 % dla serii "Ck",
- 17,5 % dla serii "Dk",
- 30,9 % dla serii "Ek".

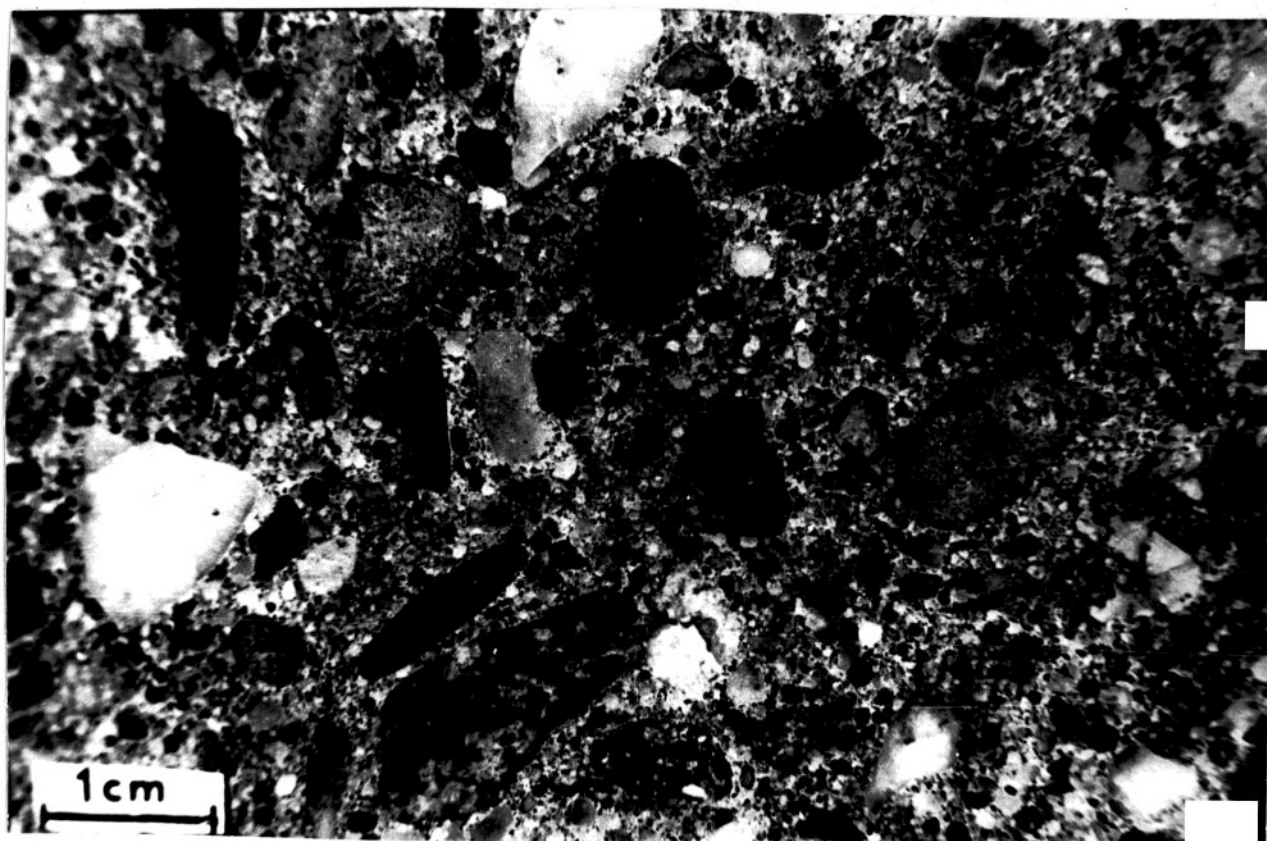
Dla zobrazowania tych różnic, na rysunkach 32, 33 i 34 przedstawiono w dwukrotnym powiększeniu przekroje przez makrostruktury trzech wybranych serii.



Rys. 32. Widok w przekroju makrostruktury serii "Ak", pow.
2 x. Umowna grubość otulenia ziarn grubych zaprawą,
0,75 mm.

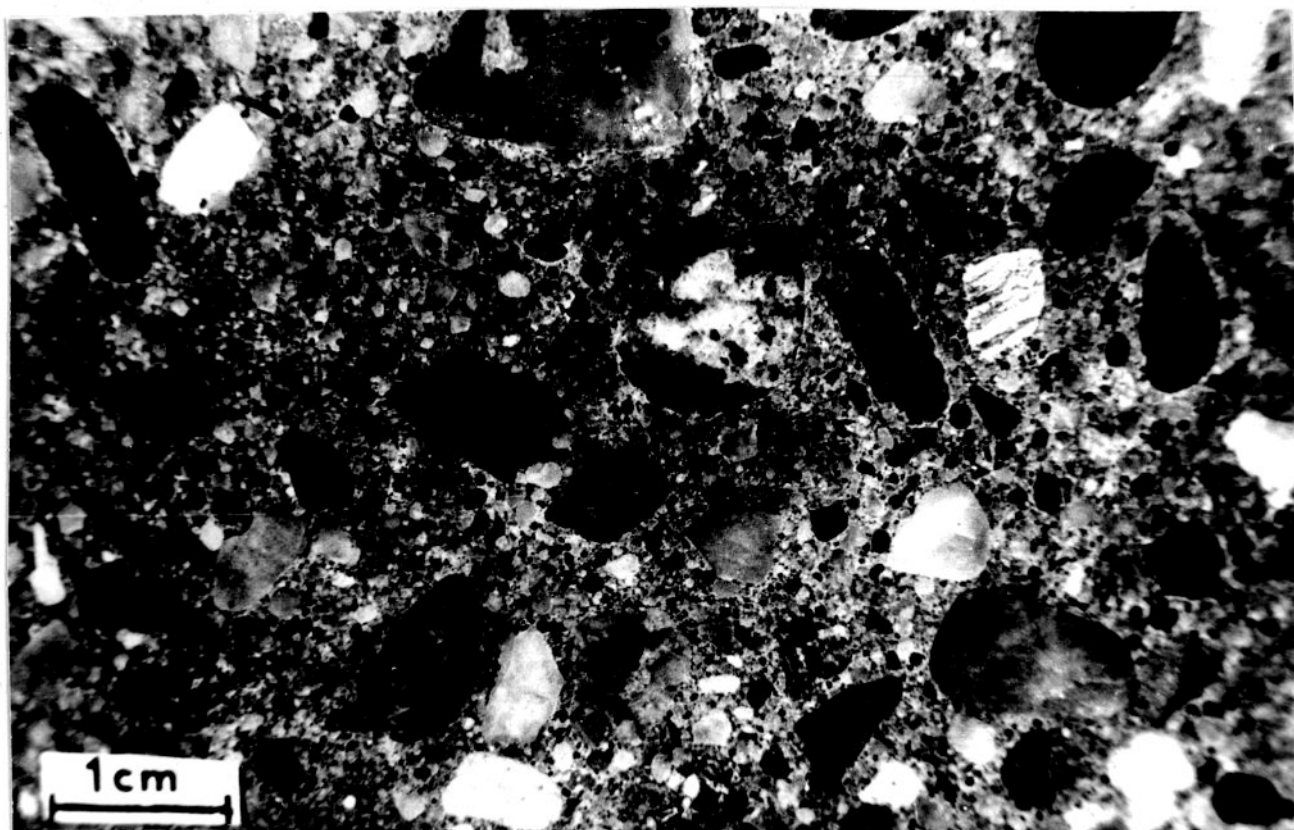


Rys. 33. Widok w przekroju makrostruktury serii "Ck", pow. 2 x.
Umowna grubość otulenia ziarn grubych zaprawą, 1,14 mm.



Rys. 34. Widok w przekroju makrostruktury serii "Ek", pow. 2 x.
Umowna grubość otulenia ziarn grubych zaprawą, 2,48 mm.

Na rysunku 35 przedstawiono w dwukrotnym powiększeniu przekrój przez makrostrukturę serii "Fk", dla której umowna grubość otulenia ziarn grubych zaprawą wynosi 1,14 mm, a porowatość całkowita 12,15 %.



Rys. 35. Widok w przekroju makrostruktury serii "Fk", pow. 2 x.

6.5.2. Określenie gęstości i gęstości pozornej.

Gęstości badanych betonów oznaczono przy użyciu kolby Le Chateliera, zgodnie z [153], natomiast gęstości pozorne oznaczono metodą pozanormową na próbkach o kształcie nieregularnym, zgodnie z [153] .

Wyniki oznaczeń zestawiono w tabeli 10.

Tabela 10

Zestawienie wyników oznaczeń gęstości i gęstości pozornych badanych betonów.

Oznaczenie serii	Gęstość ρ [g/cm ³]		Gęstość pozorna ρ_o [g/cm ³]	
	pojedyncza	średnia	pojedyncza	średnia
1	2	3	4	5
Al	2,596 2,586 2,587	2,590	2,281 2,296 2,298	2,292
Bl	2,590 2,591 2,614	2,598	2,264 2,280 2,308	2,284
Cl	2,618 2,606 2,601	2,608	2,278 2,274 2,271	2,274
Dl	2,601 2,607 2,582	2,597	2,285 2,211 2,242	2,246
El	2,556 2,567 2,567	2,563	2,195 2,164 2,173	2,177
Fl	2,667 2,659 2,663	2,666	2,371 2,312 2,345	2,342

6.5.3. Obliczenie porowatości całkowitej.

Porowatość całkowitą badanych betonów obliczono z zależności opisanej wzorem /11/, a wyniki zamieszczono w tabeli 11.

$$p = \left(1 - \frac{\rho_o}{\rho} \right) \times 100 \% \quad /11/$$

gdzie:

- p - porowatość betonu [%],
 ρ_o - gęstość pozorna betonu [g/cm³],
 ρ - gęstość betonu [g/cm³].

Tabela 11

Porowatość całkowita badanych struktur betonowych.

Seria betonu	Ak	Bk	Ck	Dk	Ek	Fk
Porowatość całkowita betonu p [%]	11,506	12,086	12,807	13,516	15,060	12,153

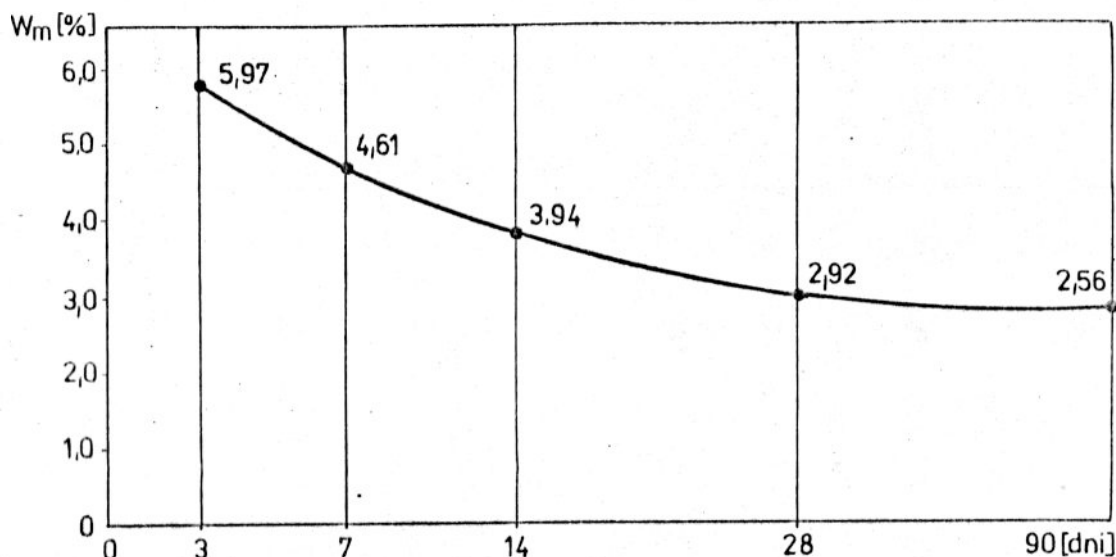
6.5.4. Określenie wilgotności wagowej.

Wilgotności wagowe badanych betonów określono metodą suszarkową, we wszystkich terminach badawczych. Natychmiast po wykonaniu badań ultradźwiękowych lub emisją akustyczną pobierano po trzy próbki betonu celem określenia jego wilgotności wagowej. Uzyskane z badań wyniki wilgotności dla wszystkich serii zamieszczono w tabeli 12, natomiast dla betonu serii "Fk" przedstawiono je dodatkowo na rys. 36 w funkcji czasu.

Tabela 12

Wyniki oznaczeń wilgotności wagowych dla betonów badanych w poszczególnych terminach.

Oznaczenie serii		Wilgotność wagowa w_m [%]	
		pojedyncza	średnia
1		2	3
Ak	po 90 dniach	2,56;2,52;2,52	2,53
Bk		2,53;2,59;2,51	2,54
Ck		2,58;2,55;2,57	2,57
Dk		2,52;2,59;2,54	2,55
Ek		2,60;2,53;2,59	2,57
Fk	po 3 dniach	6,05;5,96;5,90	5,97
	po 7 dniach	4,55;4,68;4,59	4,61
	po 14 dniach	3,87;4,01;3,93	3,94
	po 28 dniach	2,89;2,96;2,90	2,92
	po 90 dniach	2,53;2,59;2,54	2,56
Fp	po 90 dniach	2,32;2,27;2,25	2,28
Fw		5,94;5,73;5,84	5,84
Fs		0,00;0,00;0,00	0,00



Rys. 36. Zmiana wilgotności wagowej betonu serii "Fk" w funkcji czasu.

6.6. Określenie wytrzymałości betonu na ściskanie i na rozciąganie metodą brazylijską.

Wytrzymałości badanych betonów na ściskanie określono na kostkach o wymiarach 15 x 15 x 15 cm, zgodnie z [139]. Dla betonów serii "Ak", "Bk", "Ck", "Dk", "Ek" i "Fk" określono także klasę betonu. Celem określenia klas betonu, zniszczono w prasie wytrzymałościowej po 30 próbek dla każdej serii betonu, po 28 dniach dojrzewania, a wyniki zestawiono w tabeli 13.

Tabela 13

Zestawienie wyników dla określenia klas betonu.

Seria betonu	Wytrzymałość średnia $\bar{R}$ [MPa]	Odchylenie standardowe "s" [MPa]	Współczynnik zmienności "v" [%]	R_b^G [MPa]	Klasa betonu
1	2	3	4	5	6
Ak	34,40	3,165	9,2	29,21	B25
Bk	34,60	2,837	8,2	29,94	B25
Ck	33,92	2,680	7,9	29,55	B25
Dk	33,66	2,827	8,4	29,03	B25
Ek	32,59	2,314	7,1	28,79	B25
Fk	24,60	1,480	6,0	23,12	B20

Dla betonów wszystkich serii określono również wytrzymałość średnią na ściskanie po 90 dniach dojrzewania. Dla betonu serii "Fk" dodatkowo określono wytrzymałość średnią na ściskanie po 3, 7 i 14 dniach dojrzewania, W tym celu zniszczono po 6 sztuk próbek dla każdej serii, dla poszczególnych terminów badawczych. Wszystkie próbki niszczone w uniwersalnej maszynie wytrzymałościowej produkcji NRD, typu ZD-100 w kierunku prostopadłym do kierunku betonowania. Nie stosowano żadnych przekładek pomiędzy próbka, a stalowymi płytami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej. Dla betonów wszystkich serii przyrost obciążenia, aż do zniszczenia próbki, narastał z prędkością $20+40 \text{ N/cm}^2/\text{s}$ lub $40+60 \text{ N/cm}^2/\text{s}$, w zależności od oczekiwanej wytrzymałości na ściskanie, z uwzględnieniem wieku betonu.

Wytrzymałości badanych betonów na rozciąganie określono metodą brazylijską na kostkach o wymiarach $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}$. Obciążenie z płyt dociskowych maszyny wytrzymałościowej przekazywano za pośrednictwem specjalnie zaprojektowanego rewersora

Dla betonów wszystkich serii określono średnią wytrzymałość na rozciąganie po 90 dniach dojrzewania, a dla betonu serii "Fk" dodatkowo po 3, 7, 14 i 28 dniach dojrzewania. W tym celu zniszczono po 6 sztuk ciał próbnych dla każdej serii, dla poszczególnych terminów badawczych.

Zestawienie średnich wytrzymałości betonu na ściskanie oraz na rozciąganie metodą brazylijską, dla wszystkich badanych serii, przedstawiono w tabeli 14.

Tabela 14

Średnie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie dla badanych betonów, w poszczególnych terminach badawczych.

Seria betonu	Wytrzymałość średnia na ściskanie " $\bar{R}$ " po "n" dniach, [MPa]					Wytrzymałość średnia na rozciąganie " $\bar{R}_r$ " po "n" dniach, [MPa]				
	po 3 dniami	po 7 dniami	po 14 dniami	po 28 dniami	po 90 dniami	po 3 dniami	po 7 dniami	po 14 dniami	po 28 dniami	po 90 dniami
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Ak	nie określano			34,40	44,80	nie określano				3,98
Bk				34,60	43,50					3,86
Ck				33,92	42,35					3,73
Dk				33,66	42,07					3,70
Ek				32,59	41,94					3,69
Fk	14,27	18,94	22,5	24,6	27,3	1,10	1,50	1,70	2,02	2,40
Fp	14,27	18,94	22,5	24,6	27,0	1,10	1,50	1,70	2,02	2,30
Fw	14,27	18,94	22,5	24,6	23,49	1,10	1,50	1,70	2,02	2,64
Fs	14,27	18,94	22,5	24,6	31,50	1,10	1,50	1,70	2,02	1,97

7. ZASADY OPRACOWANIA WYNIKÓW BADAŃ

Wyniki wszystkich badań opracowano statystycznie w oparciu o rozkład t-Studenta. Rozkład ten został wybrany ze względu na stosunkowo małą liczebność prób. Do analizy brano pod uwagę wartości średniej arytmetycznej z tych odczytów, które znajdowały się w przedziale liczbowym pokrywającym z ufnością 95 % prawdziwą wartość średnią. Wszystkie odczyty przyjmowane były z wagą równą jeden. Ze względu na objętość pracy zrezygnowano z zamieszczenia w niej szczegółowych wyników pomiarów, które są do wglądu u autorów. Zgodnie z rozkładem t-Studenta, celem określenia liczby próbek "n", niezbędne jest przyjęcie tolerancji " ν " wartości średniej, przy założonym poziomie istotności " α " i danym odchyleniu standardowym "s". Granice przedziału ufności średniej generalnej $\bar{X}$ wynoszą, zgodnie z [106, 27]:

$$\bar{X} - t_{\alpha} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \leq \bar{X} \leq \bar{X} + t_{\alpha} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \quad /12/$$

Wstawiając do wzoru /12/ $s = \nu \cdot \bar{X}$, warunek ten przyjmuje postać:

$$\frac{t_{\alpha}}{\sqrt{n}} \leq \frac{\nu}{\nu} \quad /13/$$

Współczynniki zmienności " ν " określono przykładowo dla betonu serii " F_k " i " F_s ". Założono, że próba będzie liczyła 12 próbek dla metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej oraz 6 próbek dla metody pomiaru odkształceń i dla tej ilości sprawdzono warunek opisany wzorem /13/, przy założeniu poziomu ufności 95 % i tolerancji równej 0,05. Zmiennymi losowymi "x" w poszczególnych metodach badawczych były:

- w metodzie ultradźwiękowej, prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych $x_i = V_{Li}$,
- w metodzie emisji akustycznej, suma impulsów emisji akustycznej $x_i = \sum EA_i$,
- w metodzie pomiaru odkształceń, odkształcenie $x_i = \epsilon_{xi}$.

Sprawdzenie prawidłowości doboru liczby próbek dla poszczególnych metod badawczych dokonano w tabeli 15. Z tabeli wynika, że przyjęta liczba próbek jest wystarczająca dla założonej tolerancji i poziomu ufności.

Tabela 15

Sprawdzenie liczby próbek przyjętych do badań wg tekstu t-Studenta

Metoda badawcza	Zmienna losowa x_i	$\bar{x}$	s	$\hat{\sigma}$	$\frac{t_{\alpha}}{\sqrt{n}} \leq \frac{\hat{\sigma}}{\hat{\sigma}}$
1	2	3	4	5	6
Metoda ultradźwiękowa	Prędkość podłużnych fal ultradźwięw. V_L [km/s], dla betonu serii "F _k ", ściśkanego quasi-osioowo, po 90 dniach dojrzewania. 4,409; 4,397; 4,371; 4,365; 4,385; 4,376; 4,370; 4,398; 4,403; 4,372; 4,400; 4,368	4,385	0,016	0,00365	$\frac{2,201}{12} \leq \frac{0,05}{0,00365}$ 0,64 < 13,70
	Prędkość podłużnych fal ultradźwięw. V_L [km/s], dla betonu serii "F", ściśkanego quasi-osioowo, po 90 dniach dojrzewania. 4,10; 4,14; 4,16; 4,04; 4,055; 4,084; 4,119; 4,167; 4,10; 4,09; 4,103; 4,103	4,110	0,038	0,00924	$\frac{2,201}{12} \leq \frac{0,05}{0,00925}$ 0,64 < 5,40
Metoda emisji akustycznej	Suma emisji akustycznej, $\sum EA$ [imp x 10 ⁵], dla betonu serii "F _k ", ściśkanego quasi-osioowego, po 90 dniach dojrzewania. 3,703; 3,715; 3,730; 3,751; 3,945; 3,961; 3,889; 3,701; 3,894; 3,990; 3,70; 3,958	3,827	0,1202	0,0314	$\frac{2,201}{12} \leq \frac{0,05}{0,0314}$ 0,64 < 1,59
	Suma emisji akustycznej, $\sum EA$ [imp x 10 ⁵], dla betonu serii "F" ściśkanego quasi-osioowo po 90 dniach dojrzewania 11,710; 11,80; 13,00; 13,120; 12,60; 13,150; 11,110; 11,96; 11,54; 11,95; 11,36; 11,33.	12,054	0,7379	0,0612	$\frac{2,201}{12} \leq \frac{0,05}{0,0612}$ 0,64 < 0,817
Metoda pomiaru odkształceń	Odkształcenia podłużne ϵ_x [%], dla betonu serii "F _k ", ściśkanego quasi-osioowo, po 90 dniach dojrzewania. 1,86; 1,84; 1,93; 1,97; 1,99; 1,85	1,92	0,0719	0,0374	$\frac{2,201}{12} \leq \frac{0,05}{0,0374}$ 0,828 < 1,337

8. WYNIKI BADAŃ

8.1. Wpływ charakterystyki uziarnienia kruszywa na przebieg procesu niszczenia betonów o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie.

8.1.1. Opis badań.

Badaniom poddano, po 90 dniach dojrzewania w warunkach normowych, pięć struktur betonowych mieszczących się w klasie B 25, których charakterystykę przedstawiono w punkcie 6. W przeprowadzonych badaniach wykorzystano metodę ultradźwiękową i emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osowego i rozciągania metodą brazylijską oraz dodatkowo metodą pomiaru odkształceń w próbie ściskania quasi-osowego. Łącznie przebadano 240 kostkowych próbek o wymiarach 10 x 10 x 10 cm oraz 30 próbek walcowych o średnicy 11,3 cm i wysokości 35 cm. Ilości próbek, które poddano badaniom poszczególnymi metodami pomiarowymi zestawiono w tabeli 16.

W trakcie badań rejestrowano:

- czas przejścia podłużnych fal ultradźwiękowych,
- sumaryczny efekt emisji akustycznej,
- napięcie skuteczne emisji akustycznej /RMS/,
- odkształcenia podłużne,
- odkształcenia poprzeczne.

Do pomiaru emisji akustycznej wykorzystano czujnik AC 175L, o częstotliwości rezonansowej 125 kHz. Pomiar emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osowego realizowano przy wzmacnieniu 74 dB, a w próbie rozciągania metodą brazylijską przy wzmacnieniu 80 dB. Zróżnicowanie wielkości wzmacnień zostało podyktowane dążeniem do uzyskania, w poszczególnych eksperymentach badawczych, optymalnej czułości pomiaru, gwarantującej czytelność uzyskiwanych informacji. Wszystkie badania prowadzone były w temperaturze powietrza $20^{\circ}\text{C} \pm 2$ i wilgotności względnej $55\% \pm 5$.

Tabela 16

Zestawienie ilości próbek dla poszczególnych metod badawczych.

Ozna- cze- nie serii beton- u	Rodzaj próbek	Ilość próbek [szt.]					
		Ściskanie quasi- osiowe			Rozciąganie metodą bra- zyljską		Ogółem
		V _L	EA	ε	V _L	EA	
1	2	3	4	5	6	7	8
Ak	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	walce φ 11,3 cm	-	-	6	-	-	6
Bk	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	walce φ 11,3 cm	-	-	6	-	-	6
Ck	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	walce φ 11,3 cm	-	-	6	-	-	6
Dk	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	walce φ 11,3 cm	-	-	6	-	-	6
Ek	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	walce φ 11,3 cm	-	-	6	-	-	6

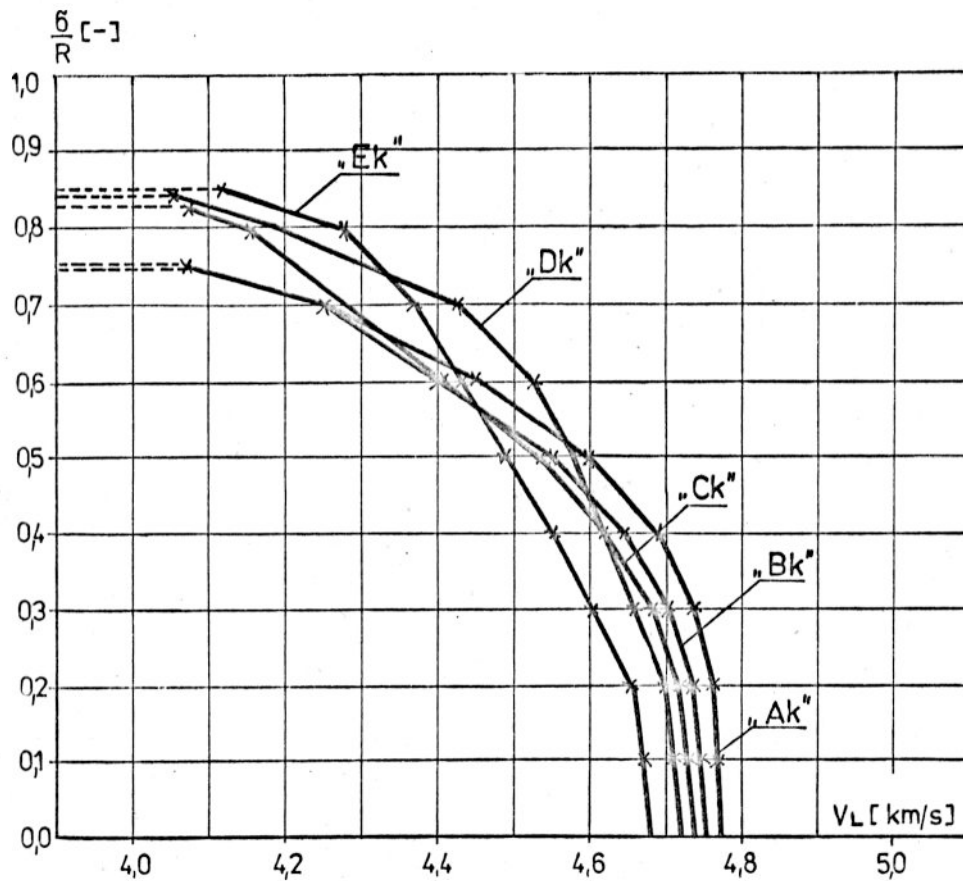
8.1.2. Wyniki badań ultradźwiękowych.

Uzyskane z badań ultradźwiękowych, w próbie ściskania quasi-osiowego, wartości prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L , dla poszczególnych poziomów naprężeń, zestawiono w tabeli 17 i przedstawiono na rysunku 37. Analogiczne wyniki badań ultradźwiękowych dla próby rozciągania metodą brazylijską zestawiono w tabeli 18 i przedstawiono na rysunku 38.

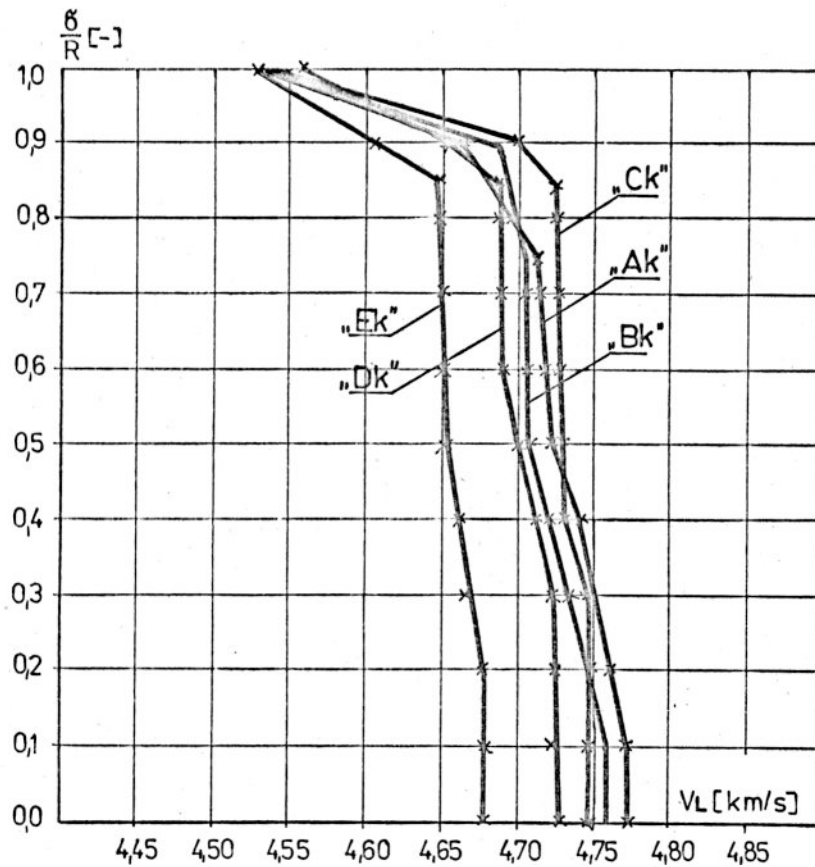
Tabela 17

Zestawienie prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla ściskanych quasi-osłowo betonów serii "Ak", "Bk", "Ck", "Dk" i "Ek".

Poziom naprężenie $\frac{\sigma}{R}$ [-]	Wartości prędkości ultradźwięków V_L [km/s]				
	Ak	Bk	Ck	Dk	Ek
0,00	4,770	4,750	4,740	4,730	4,680
0,10	4,765	4,740	4,720	4,710	4,680
0,20	4,760	4,730	4,720	4,700	4,650
0,30	4,735	4,705	4,680	4,665	4,580
0,40	4,685	4,640	4,620	4,625	4,560
0,50	4,600	4,550	4,535	4,590	4,503
0,60	4,420	4,405	4,415	4,530	4,446
0,70	4,250	4,255	4,290	4,435	4,383
Ostatnia zarejestrowana wartość prędkości ultradźwięków					
0,75	4,070	-	-	-	-
0,76		4,075	-	-	-
0,80			4,165	4,180	4,286
0,83	brak odczytów		4,080	-	-
0,84				4,050	-
0,85					4,120



Rys. 37. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla ściskanych quasi-osiowo betonów serii "Ak", "Bk", "Ck", "Dk" i "Ek", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 38. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla rozciąganych metodą brazylijską betonów serii "Ak", "Bk", "Ck", "Dk" i "Ek", w funkcji przyrostu naprężeń.

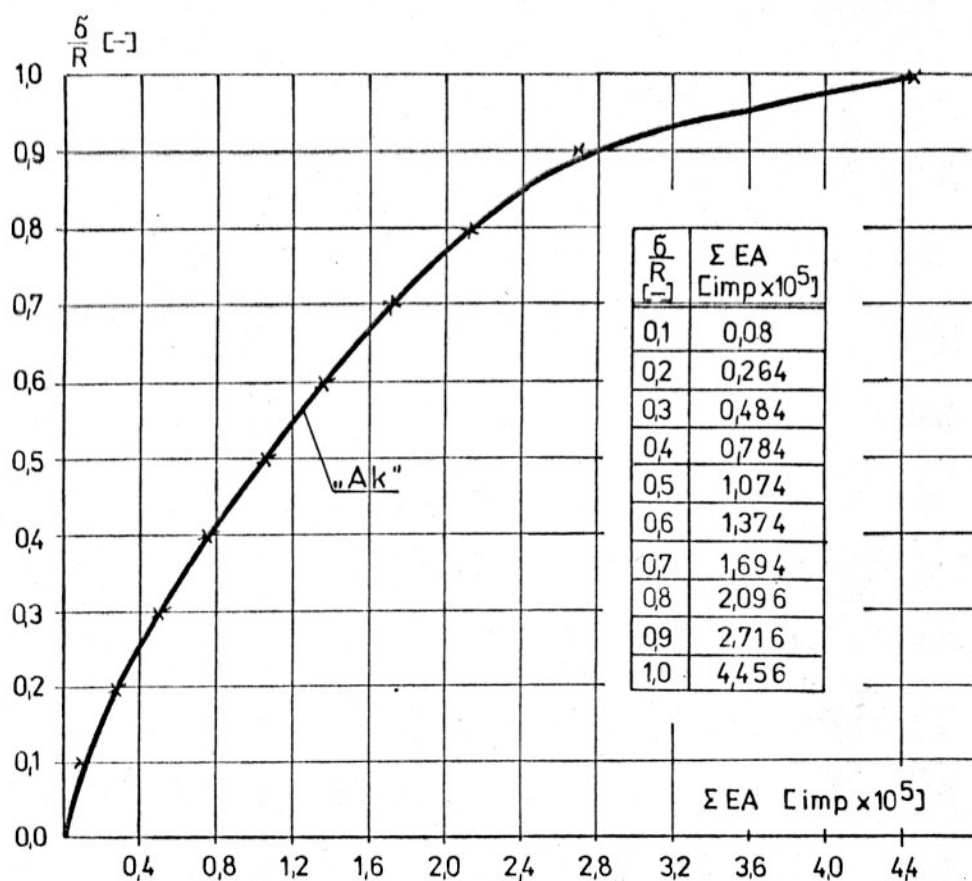
Tabela 18

Zestawienie prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla rozciąganych metodą brazylijską betonów serii "Ak", "Bk", "Ck", "Dk" i "Ek".

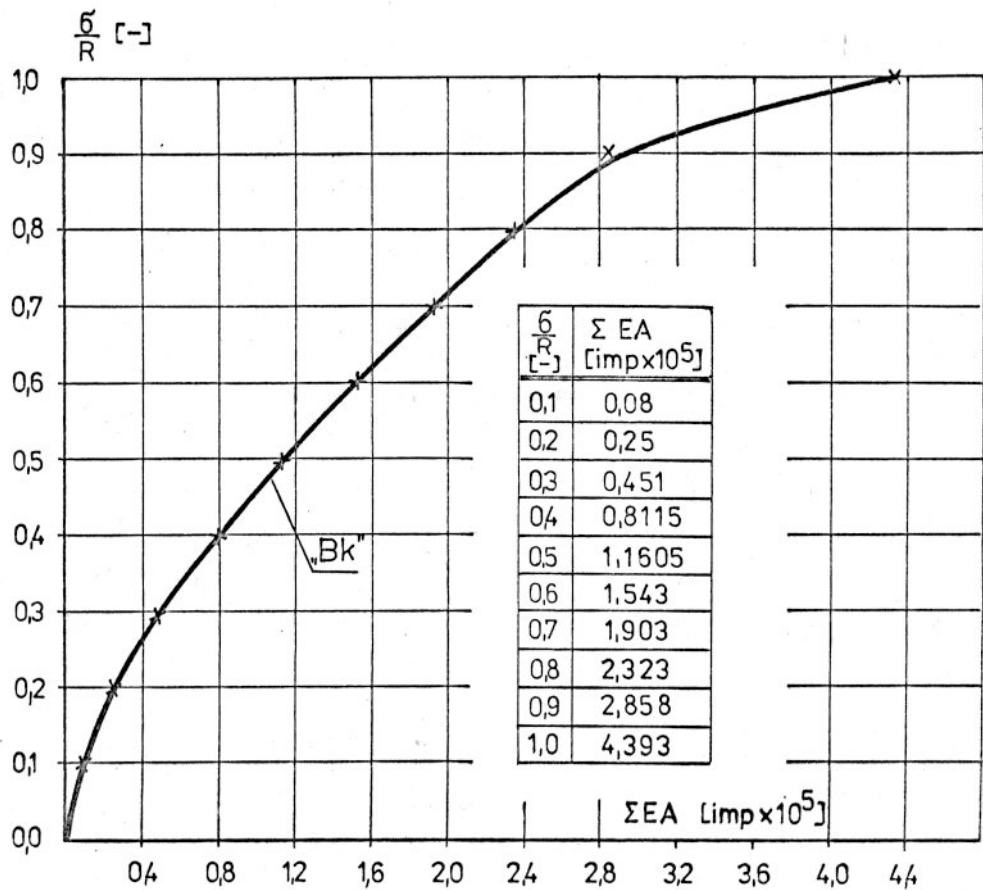
Poziom naprężenie $\frac{\sigma}{R}$ [-]	Wartości prędkości ultradźwięków V_L [km/s]				
	Ak	Bk	Ck	Dk	Ek
0,00	4,775	4,760	4,750	4,730	4,685
0,10	4,775	4,760	4,750	4,730	4,680
0,20	4,775	4,740	4,750	4,723	4,680
0,30	4,745	4,733	4,735	4,723	4,665
0,40	4,740	4,723	4,735	4,716	4,665
0,50	4,720	4,706	4,735	4,700	4,655
0,60	4,715	4,710	4,735	4,690	4,650
0,70	4,715	4,710	4,725	4,693	4,650
0,75	4,715	4,710	4,725	4,693	4,650
0,80	4,700	4,703	4,725	4,693	4,650
0,85	4,685	4,695	4,725	4,693	4,650
0,90	4,670	4,690	4,705	4,663	4,610
1,00	4,530	4,530	4,535	4,553	4,530

8.1.3. Wyniki badań metodą emisji akustycznej.

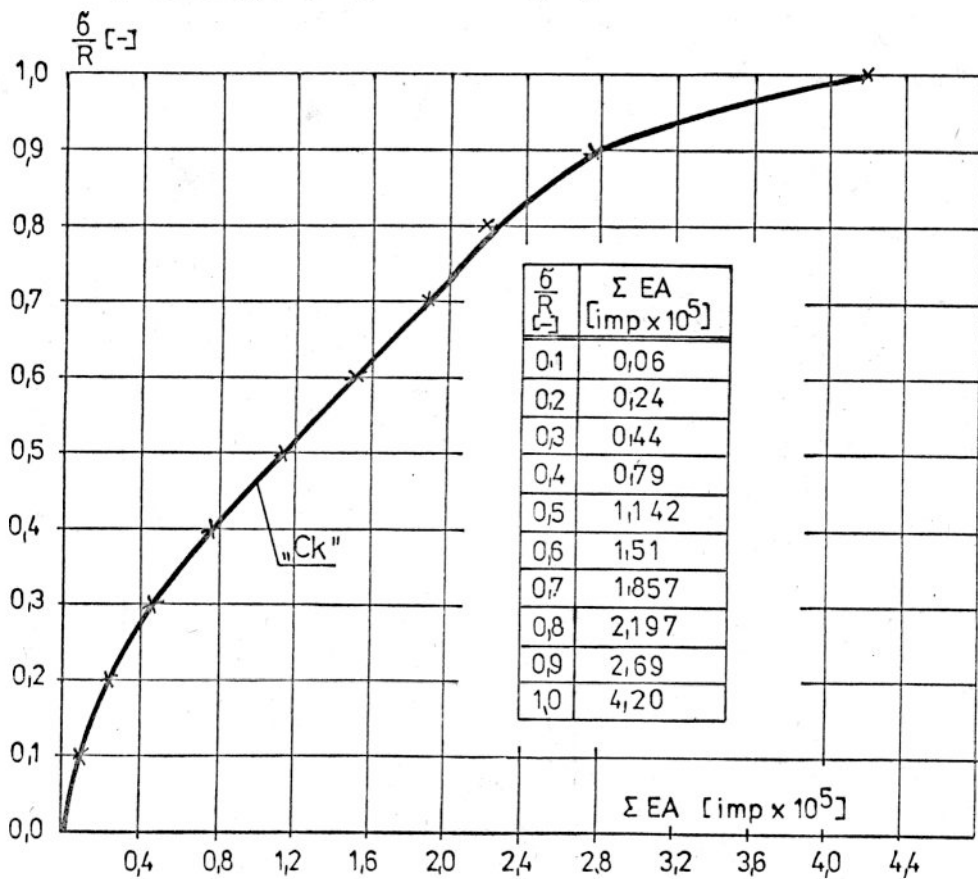
Uzyskane w próbie ściskania quasi-osowego wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla poszczególnych poziomów naprężeń, przedstawiono na rysunkach 39, 40, 41, 42 i 43. Analogiczne wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla próby rozciągania metodą brazylijską, przedstawiono na rysunku 44 i 45.



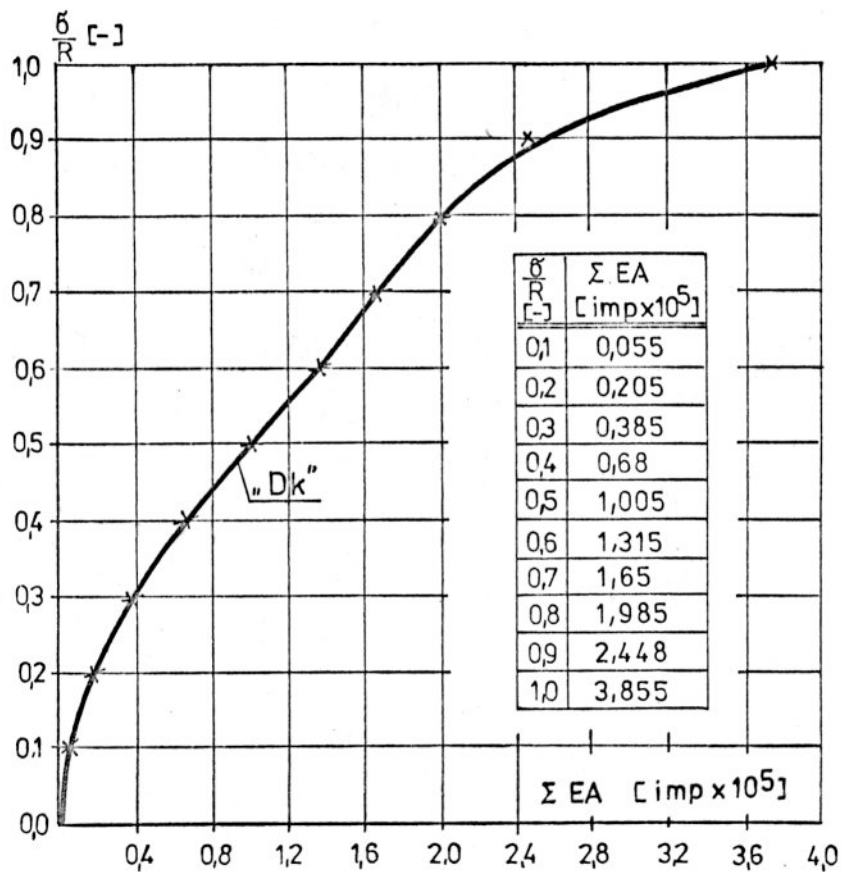
Rys. 39. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla ściskanego quasi-osowo betonu serii "Ak", w funkcji przyrostu naprężeń.



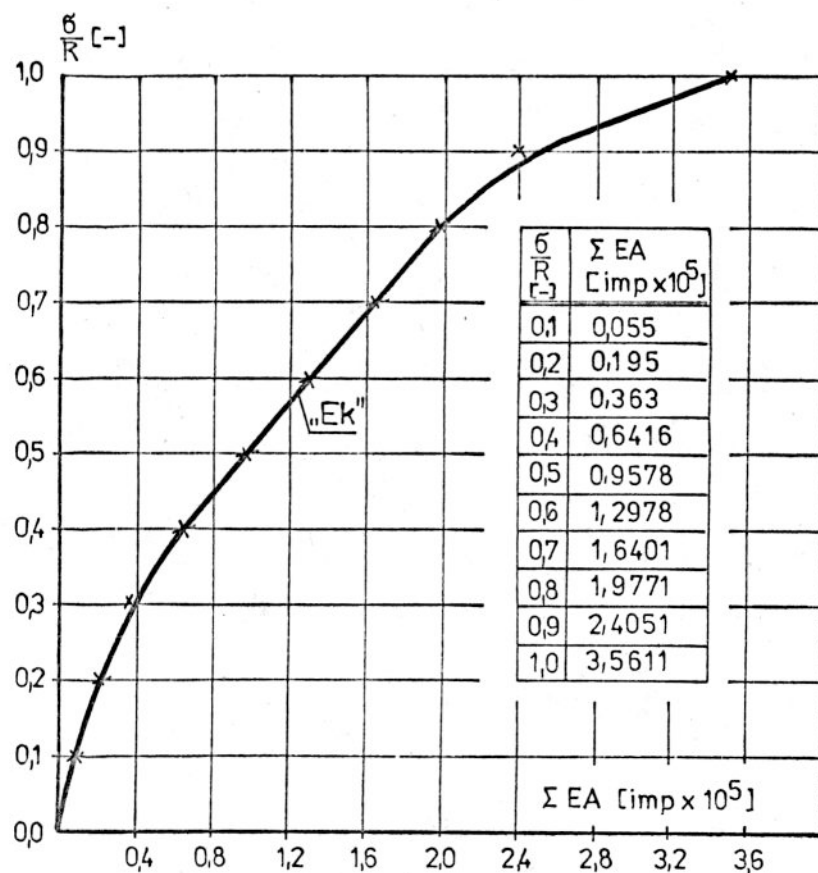
Rys. 40. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Bk", w funkcji przyrostu naprężeń.



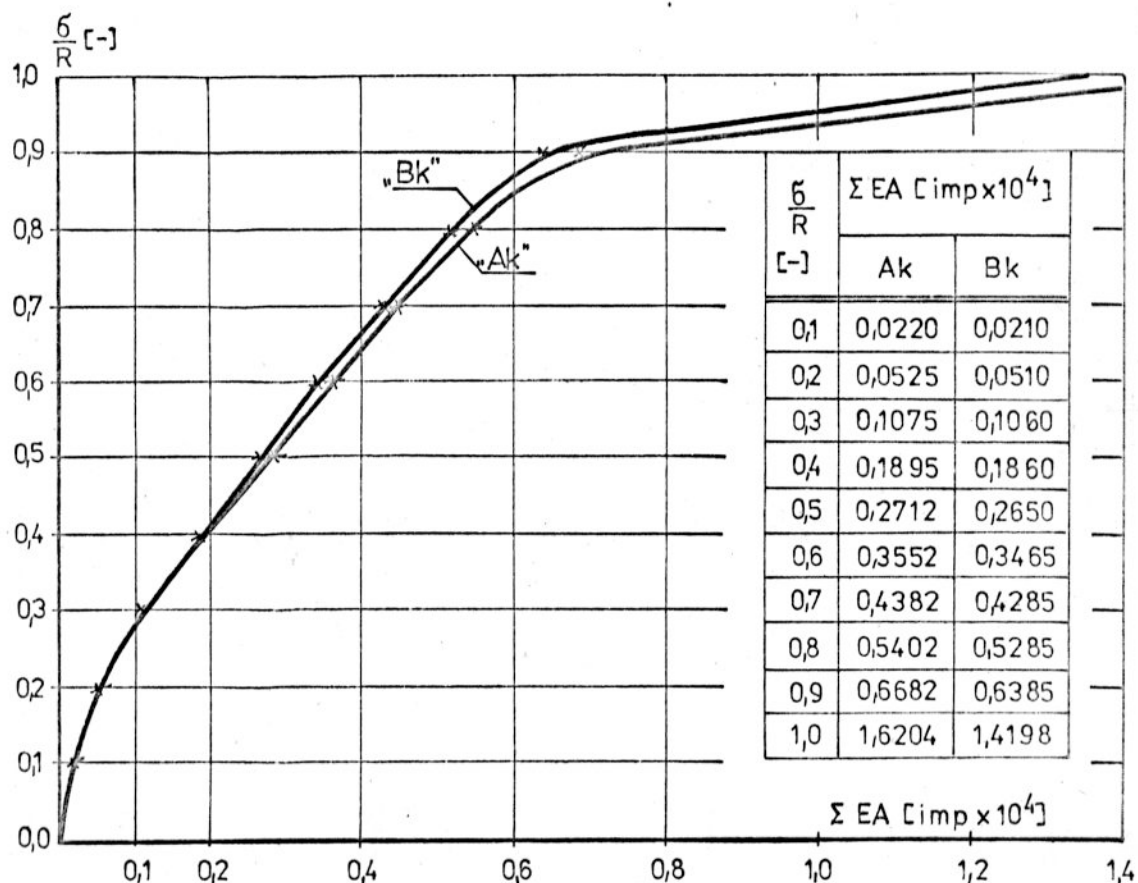
Rys. 41. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Ck", w funkcji przyrostu naprężeń.



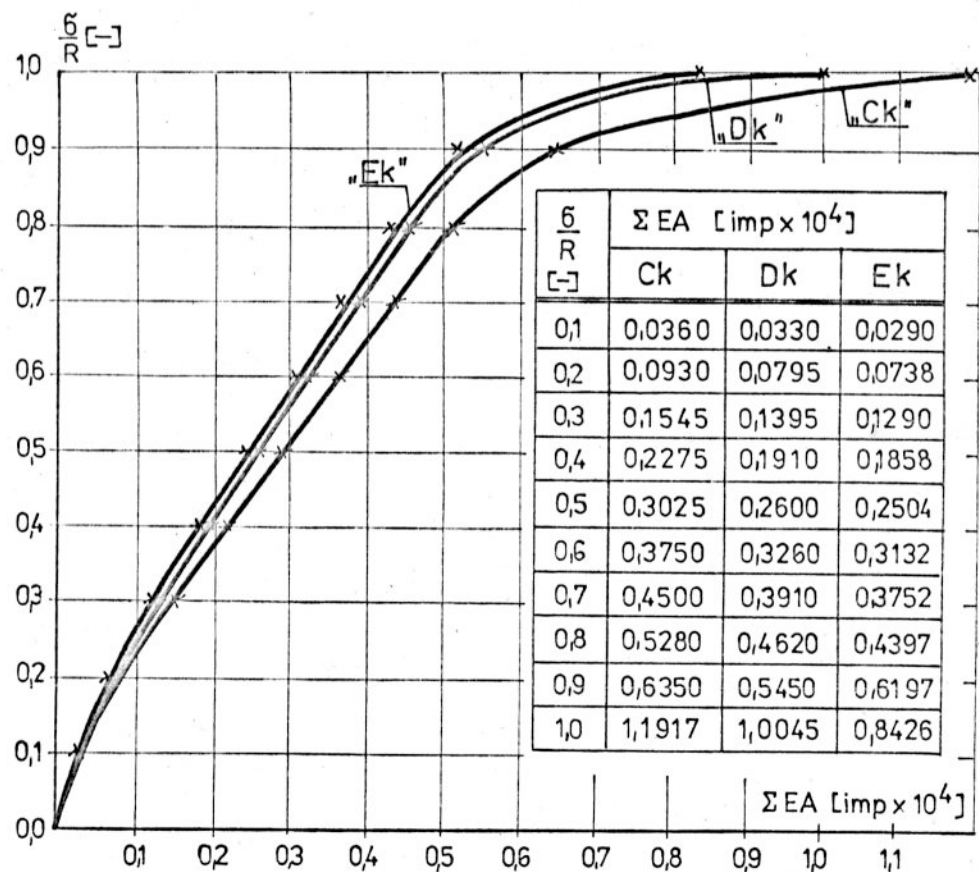
Rys. 42. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla ściskanego quasi-osioowo betonu serii "Dk", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 43. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla ściskanego quasi-osioowo betonu serii "Ek", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 44. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Ak" i "Bk".



Rys. 45. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Ck", "Dk" i "Ek", w funkcji przyrostu naprężeń.

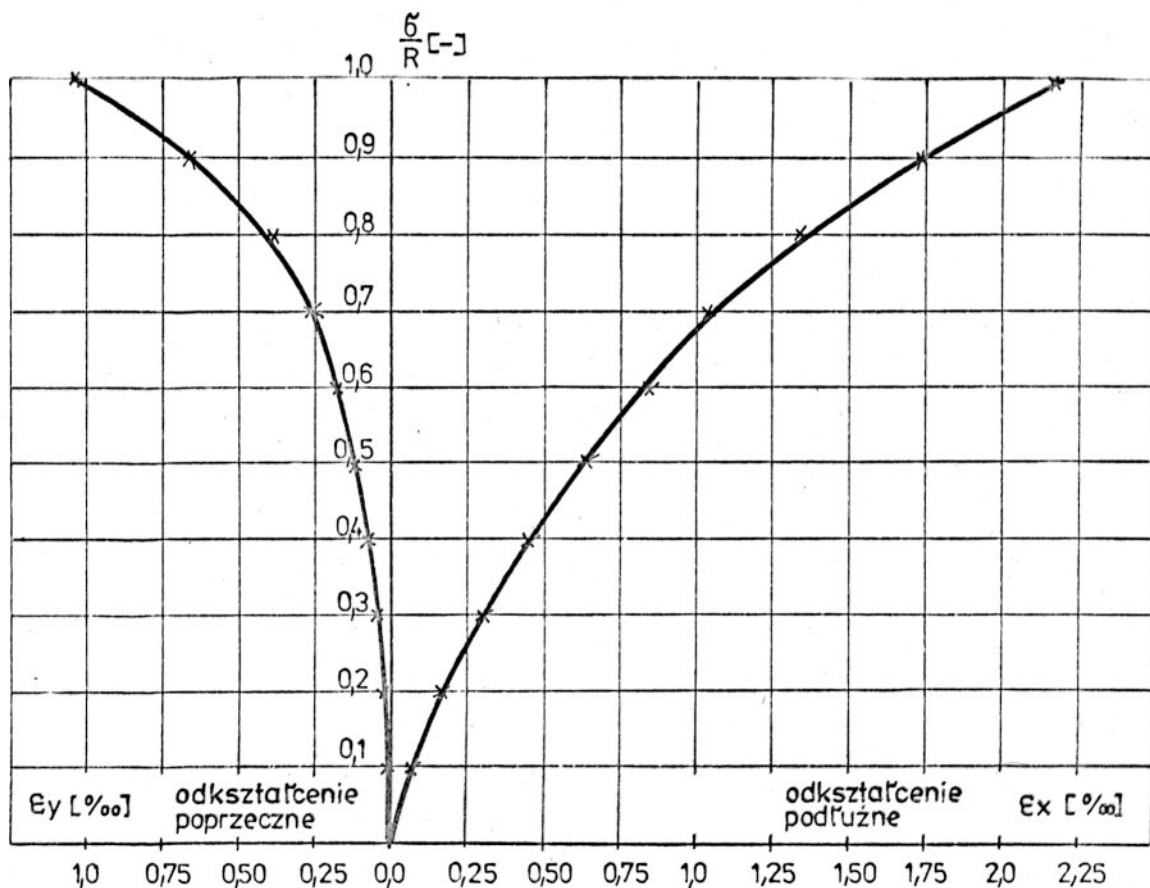
8.1.4. Wyniki pomiaru odkształceń.

Uzyskane w próbie ściskania quasi-osowego wyniki pomiaru podłużnych i poprzecznych odkształceń, dla poszczególnych poziomów naprężeń, zestawiono w tabeli 19 i przedstawiono na rys. 46, 47, 48, 49 i 50.

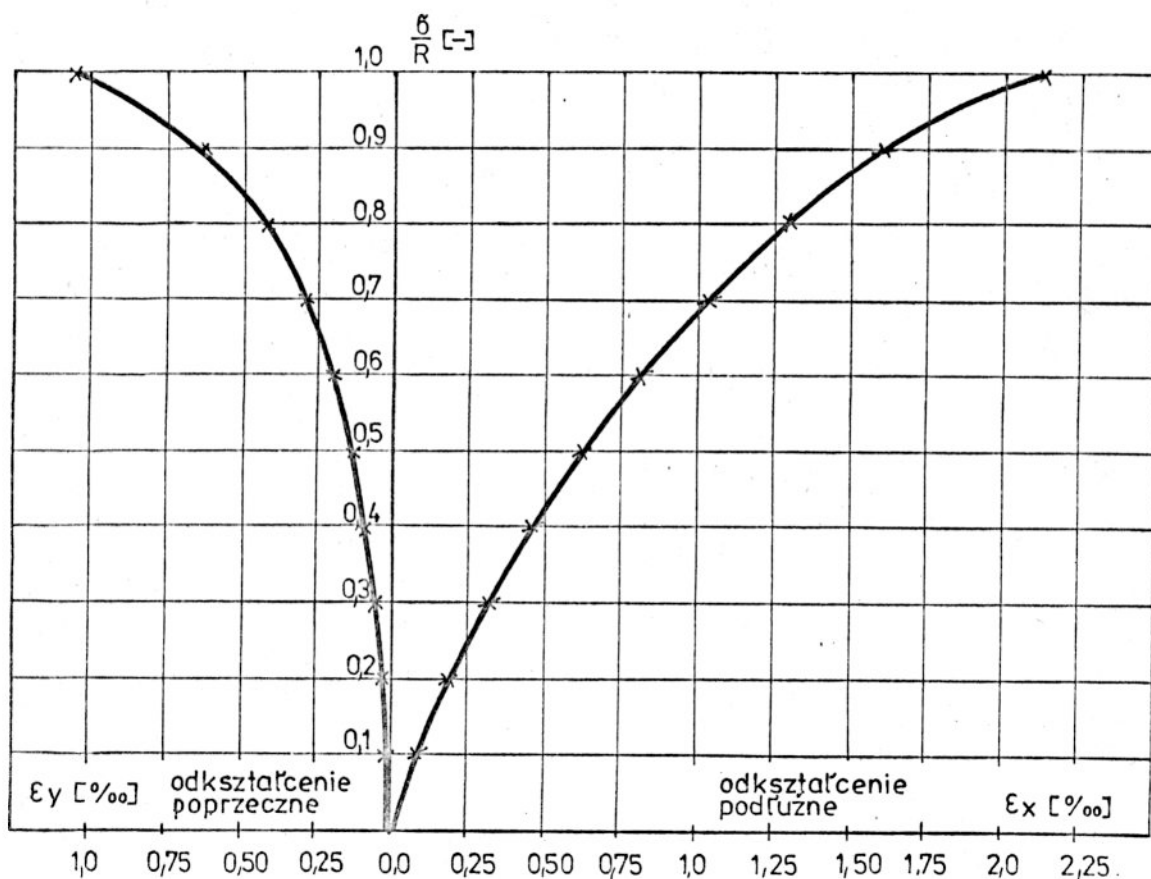
Tabela 19

Wyniki pomiarów odkształceń, dla betonów serii "Ak", "Bk", "Ck", "Dk" i "Ek".

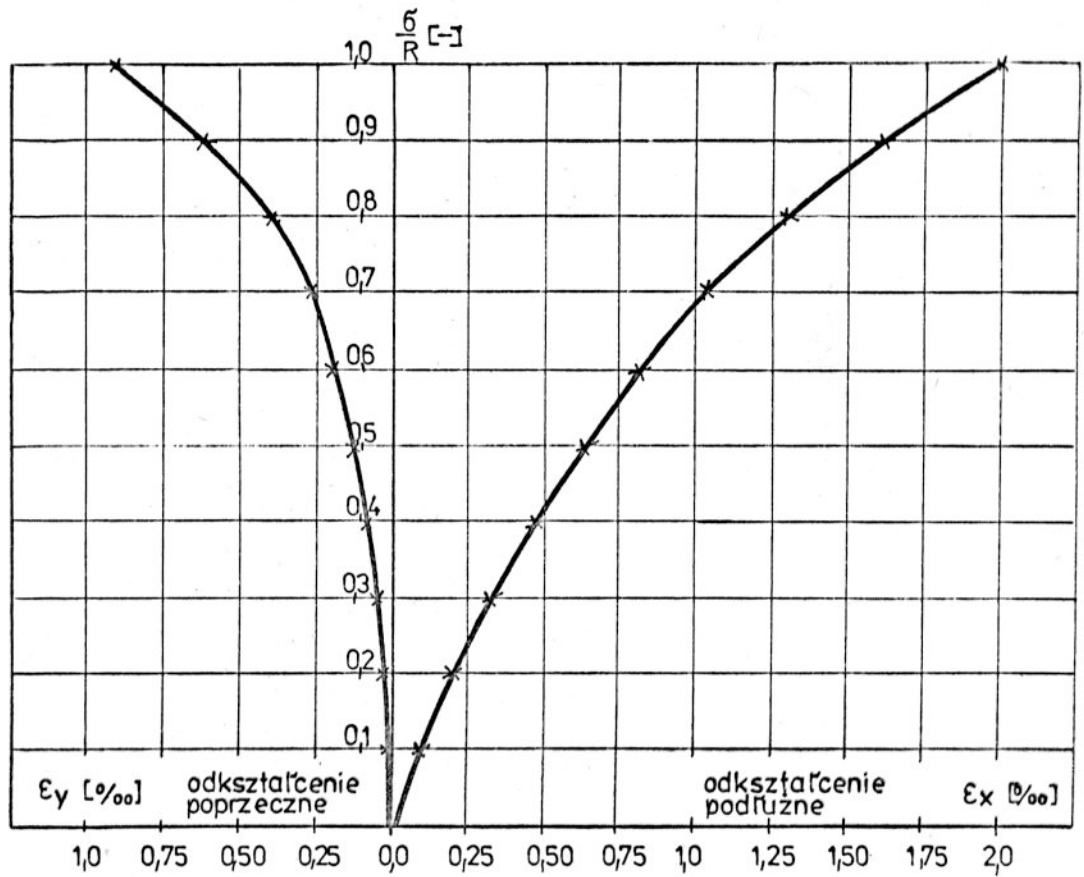
Poziom naprę- żeń σ	Wartości odkształceń [%]											
	Ak				Bk				Ck			
	ϵ_x	ϵ_y	ϵ_x	ϵ_y	ϵ_x	ϵ_y	ϵ_x	ϵ_y	ϵ_x	ϵ_y	ϵ_x	ϵ_y
0,1	0,0972	0,0194	0,0980	0,0196	0,100	0,020	0,080	0,0180	0,0720	0,0160	0,0720	0,0160
0,2	0,2080	0,0395	0,2000	0,0390	0,200	0,040	0,158	0,0348	0,1520	0,0380	0,1520	0,0380
0,3	0,3055	0,0565	0,3150	0,0598	0,325	0,062	0,310	0,0635	0,2720	0,0600	0,2720	0,0600
0,4	0,4305	0,0775	0,4450	0,0820	0,475	0,090	0,460	0,0900	0,4320	0,0960	0,4320	0,0960
0,5	0,6100	0,1280	0,6200	0,1240	0,650	0,125	0,645	0,1220	0,6340	0,1310	0,6340	0,1310
0,6	0,8050	0,1890	0,8150	0,1790	0,825	0,180	0,845	0,1860	0,8785	0,1950	0,8785	0,1950
0,7	1,0550	0,2840	1,0400	0,2680	1,025	0,250	1,050	0,2520	0,1500	0,2760	0,1500	0,2760
0,8	1,3330	0,4330	1,2900	0,4150	1,280	0,375	1,340	0,3750	1,5500	0,4185	1,5500	0,4185
0,9	1,6940	0,6770	1,6500	0,6187	1,625	0,650	1,750	0,6470	1,9500	0,6800	1,9500	0,6800
1,0	2,1700	1,0630	2,1300	1,0440	1,980	0,900	2,160	1,0150	2,3540	1,1300	2,3540	1,1300



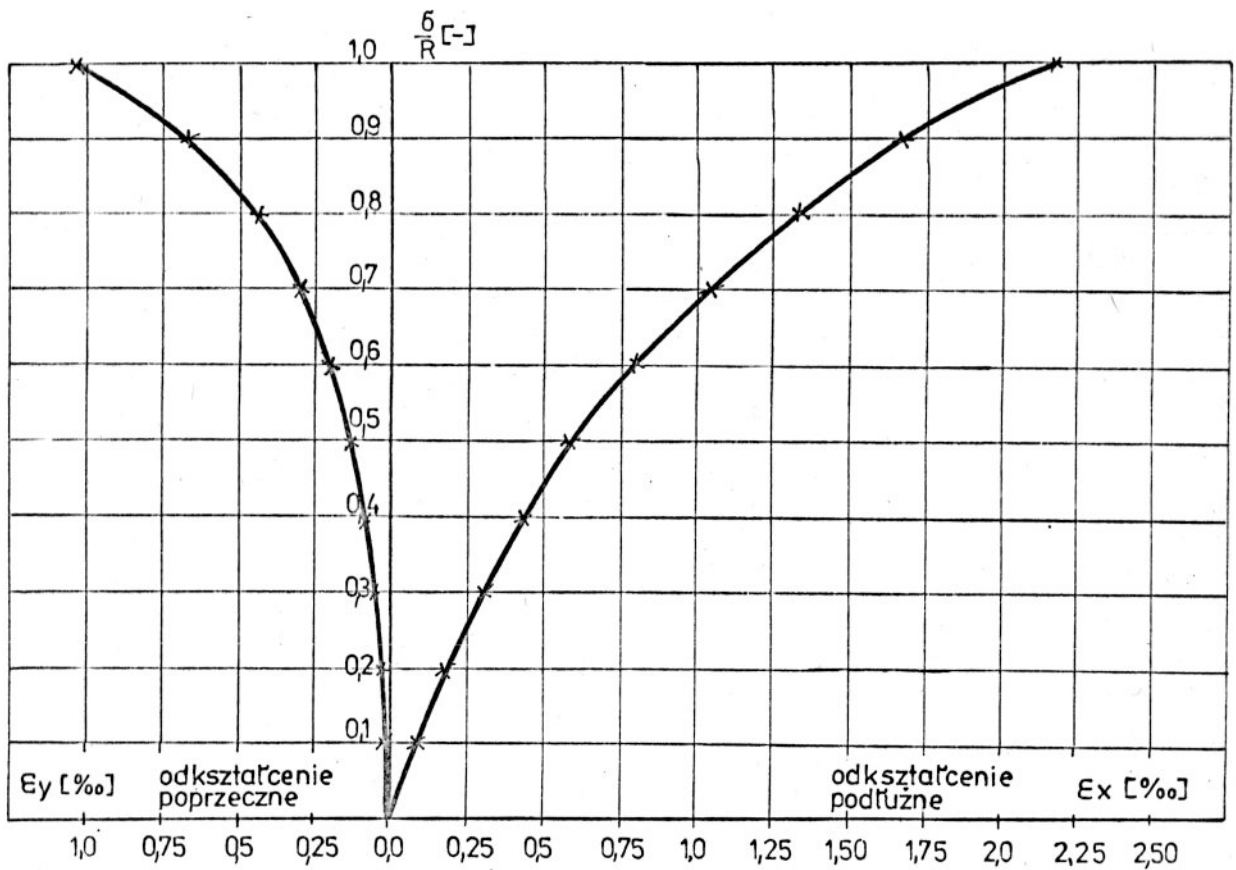
Rys. 46. Przebieg zmienności podłużnych i poprzecznych odkształceń dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Ak", w funkcji przyrostu naprężeń.



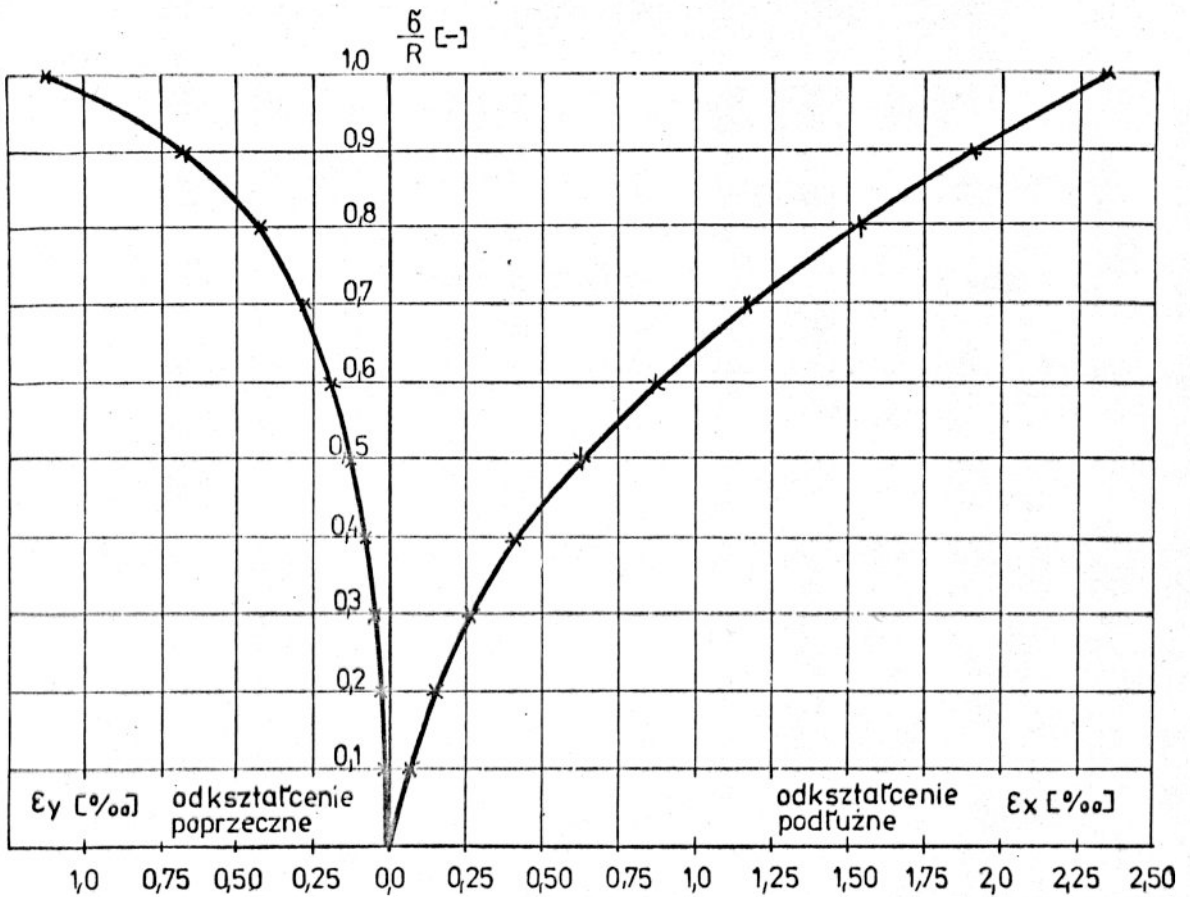
Rys. 47. Przebieg zmienności podłużnych i poprzecznych odkształceń dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Bk", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 48. Przebieg zmienności podłużnych i poprzecznych odkształceń dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Ck", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 49. Przebieg zmienności podłużnych i poprzecznych odkształceń dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Dk", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 50. Przebieg zmienności podłużnych i poprzecznych odkształceń dla ściskanego quasi-osowo betonu serii "Ek", w funkcji przyrostu naprężeń.

8.2. Wpływ wieku na przebieg niszczenia betonu.

8.2.1. Opis badań.

Badaniom poddano strukturę betonową mieszczącą się w klasie B 20, oznaczoną jak "Fk", o charakterystyce przedstawionej w punkcie 6. Badania przeprowadzono przy wykorzystaniu metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osowego i rozciągania metodą brazylijską, po 3, 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania. Dodatkowo dokonano pomiaru odkształceń w próbie ściskania quasi-osowego, po 90 dniach dojrzewania. Łącznie przebadano 240 kostkowych próbek o wymiarach 10 x 10 x 10 cm oraz 6 próbek walcowych o średnicy 11,3 cm i wysokości 35 cm.

Ilości próbek, które poddano badaniom poszczególnymi metodami pomiarowymi, zestawiono w tabeli 20.

Tabela 20

Zestawienie ilości próbek dla poszczególnych metod badawczych.

Oznaczenie serii	Termin badawczy [dni]	Rodzaj próbek	Ilość próbek [szt.]					
			Ściskanie quasi-osiove			Rozciąganie met. brazyl.		Ogółem
			VL	EA	ε	VL	EA	
"Fk"	3	kostka 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	7	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	14	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	28	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
	90	kostki 10x10x10 cm	12	12	-	12	12	48
		walce ϕ 11,3 cm	-	-	6	-	-	6

W trakcie badań rejestrowano:

- czas przejścia podłużnych fal ultradźwiękowych,
- sumaryczny efekt emisji akustycznej,
- napięcie skuteczne emisji akustycznej /RMS/,
- odkształcenia podłużne,
- odkształcenia poprzeczne.

Do pomiaru emisji akustycznej wykorzystano czujnik AC 175 o częstotliwości rezonansowej 175 kHz. Pomiar emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osiovego realizowano dla wszystkich terminów badawczych przy wzmacnieniu 74 dB, natomiast w próbie rozciągania metodą brazylijską, dla terminów badawczych 7, 14, 28 i 90 dni przy wzmacnieniu 84 dB, a dla terminu 3-dniowego przy wzmacnieniu 84 i 94 dB. Zróżnicowanie wielkości wzmacnienia zostało podyktowane dążeniem do uzyskania w poszczególnych

eksperymentach badawczych optymalnej czułości pomiaru, gwarantującej czytelność uzyskiwanych informacji. Wszystkie badania przeprowadzone były w temperaturze powietrza $20^{\circ}\text{C} \pm 2$ i wilgotności względnej $55\% \pm 5$.

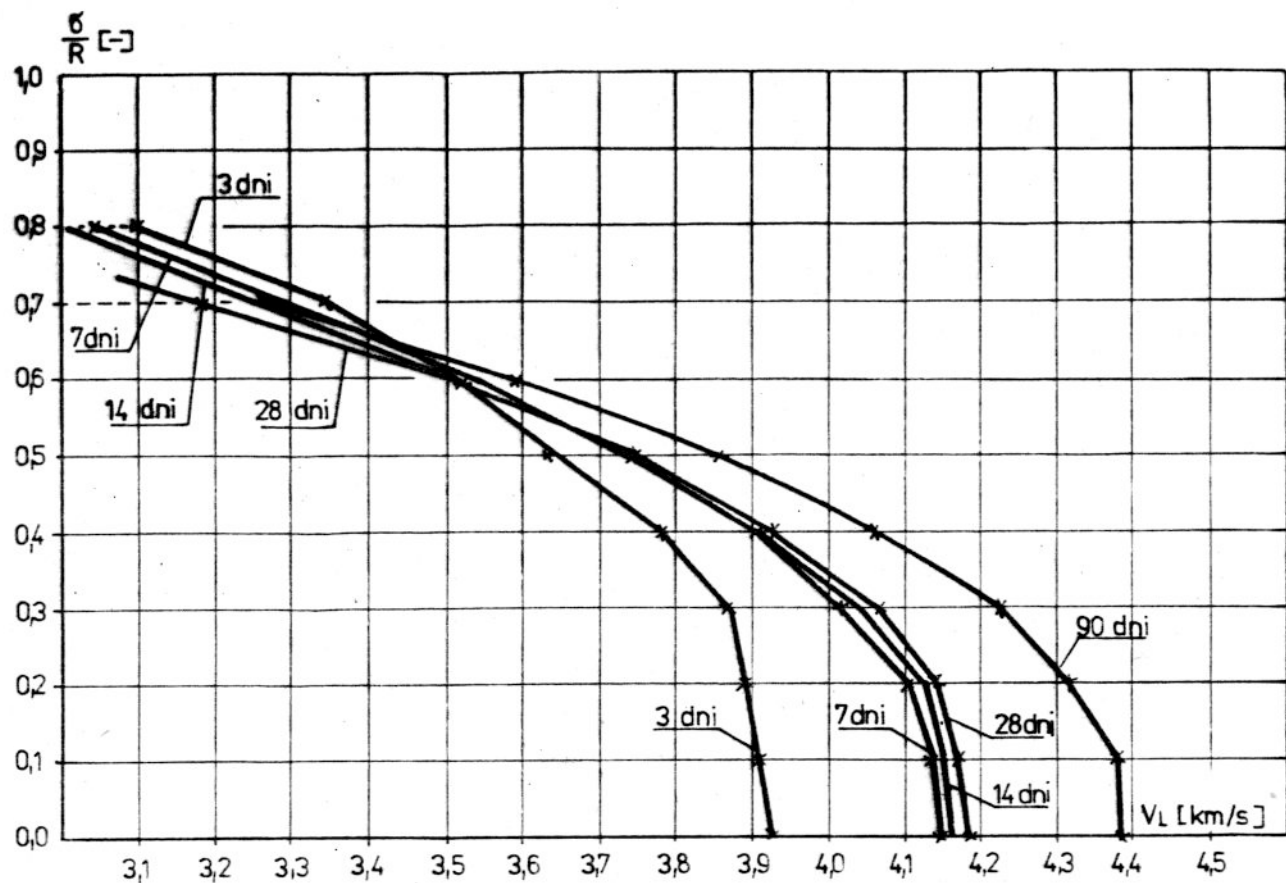
8.2.2. Wyniki badań ultradźwiękowych.

Uzyskane z badań ultradźwiękowych w próbie ściskania quasi-osowego wartości prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L , dla poszczególnych poziomów naprężeń, zestawiono w tabeli 21 i przedstawiono na rysunku 51. Analogiczne wyniki badań ultradźwiękowych dla próby rozciągania metodą brazylijską, zestawiono w tabeli 22 i przedstawiono na rysunku 52.

Tabela 21

Zestawienie prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla ściskanego quasi-osowo betonu serii "Fk" po 3, 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania.

Poziom naprężenie $\frac{\sigma}{R}$ [-]	Wartości prędkości ultradźwięków V_L [km/s] po "n" dniach dojrzewania				
	3 dni	7 dni	14 dni	28 dni	90 dni
1	2	3	4	5	6
0,0	3,935	4,147	4,162	4,189	4,385
0,1	3,894	4,141	4,158	4,175	4,378
0,2	3,890	4,106	4,131	4,144	4,320
0,3	3,874	4,019	4,040	4,066	4,230
0,4	3,794	3,908	3,900	3,919	4,061
0,5	3,636	3,742	3,740	3,745	3,863
0,6	3,518	3,536	3,501	3,518	3,586
0,7	3,350	3,265	3,229	3,166	3,264
0,75	3,230	3,170	3,130	3,080	-
0,8	3,085	3,040	3,02	-	-
0,9	-	-	-	-	-

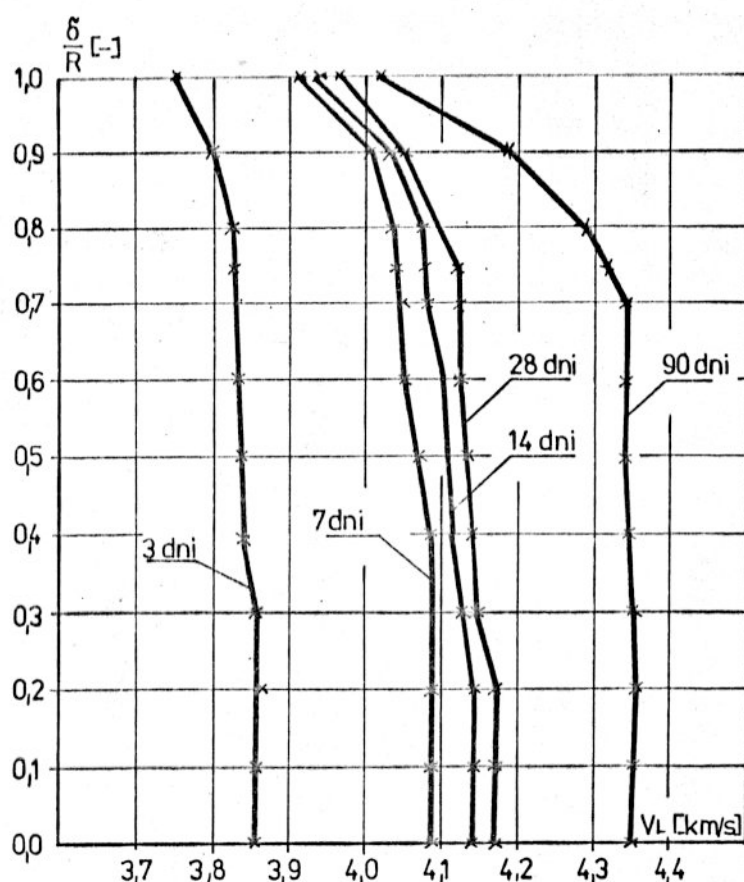


Rys. 51. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla ściskanego quasi-osowo betonu serii "Fk", po 3, 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.

Tabela 22

Zestawienie prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", po 3, 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania.

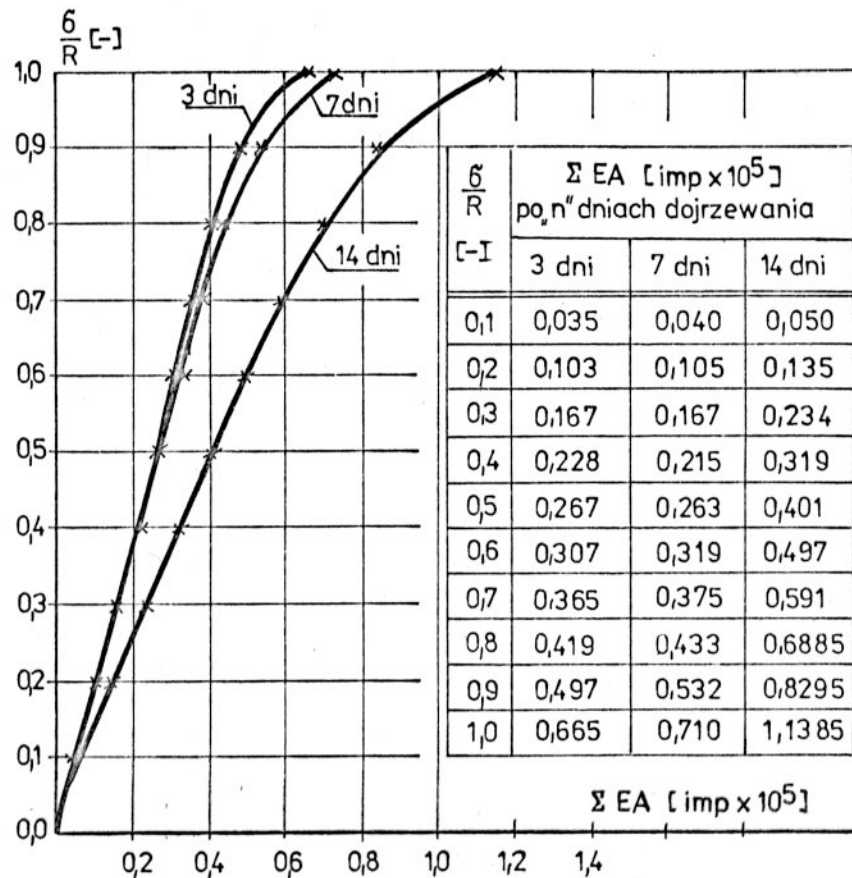
Poziom na- preżeń $\frac{\sigma}{R}$ [-]	Wartości prędkości ultradźwięków V_L [km/s] po "n" dniach dojrzewania				
	3 dni	7 dni	14 dni	28 dni	90 dni
0,0	3,860	4,090	4,150	4,170	4,355
0,1	3,860	4,090	4,150	4,170	4,355
0,2	3,870	4,090	4,145	4,170	4,360
0,3	3,860	4,090	4,120	4,140	4,350
0,4	3,840	4,089	4,115	4,136	4,340
0,5	3,840	4,070	4,110	4,133	4,340
0,6	3,840	4,050	4,105	4,123	4,340
0,7	3,830	4,050	4,080	4,123	4,340
0,75	3,830	4,045	4,080	4,120	4,315
0,8	3,830	4,040	4,080	4,096	4,290
0,9	3,803	4,000	4,035	4,053	4,185
1,0	3,576	3,91	3,930	3,958	4,020



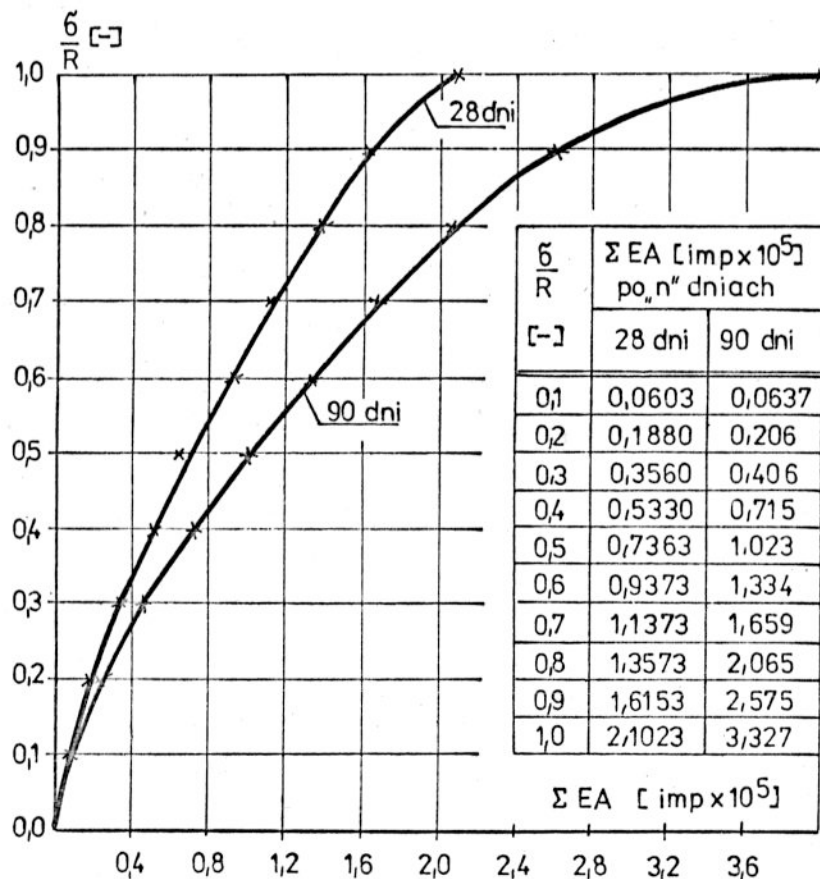
Rys. 52. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", po 3, 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.

8.2.3. Wyniki badań metodą emisji akustycznej.

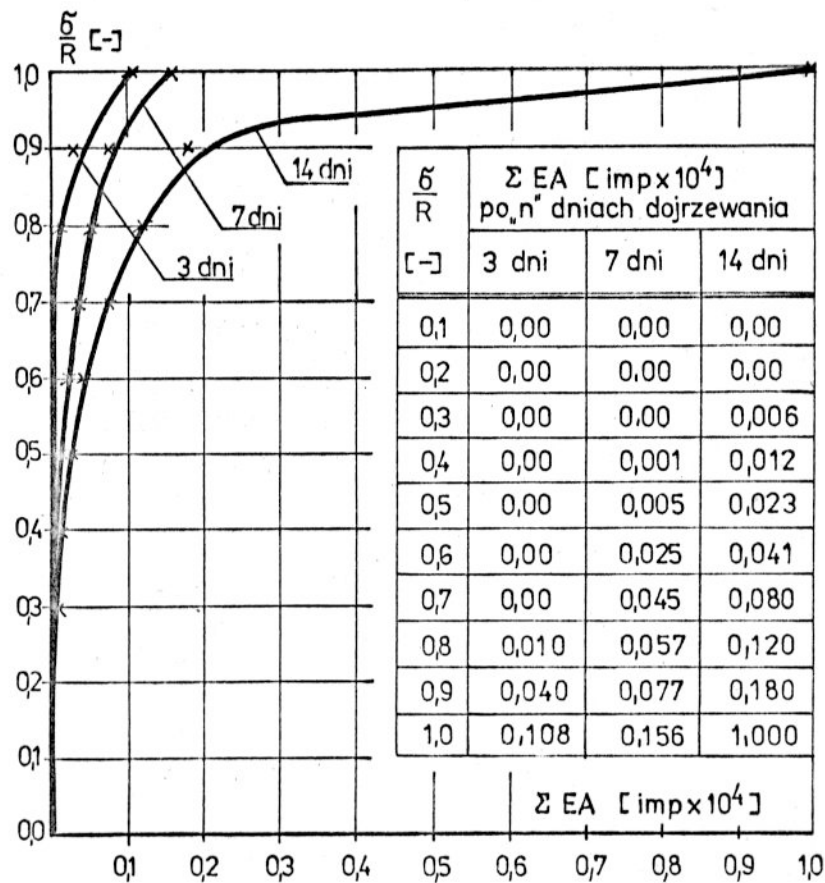
Uzyskane w próbie ściskania quasi-osłowego wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla poszczególnych poziomów naprężeń, przedstawiono na rysunku 53 i 54. Analogiczne wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej dla próby rozciągania metodą brazylijską, przedstawiono na rysunku 55 i 56. Dodatkowo na rysunku 57 przedstawiono wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej w próbie rozciągania metodą brazylijską, po 3 dniach dojrzewania, dla dwu różnych wielkości wzmocnienia.



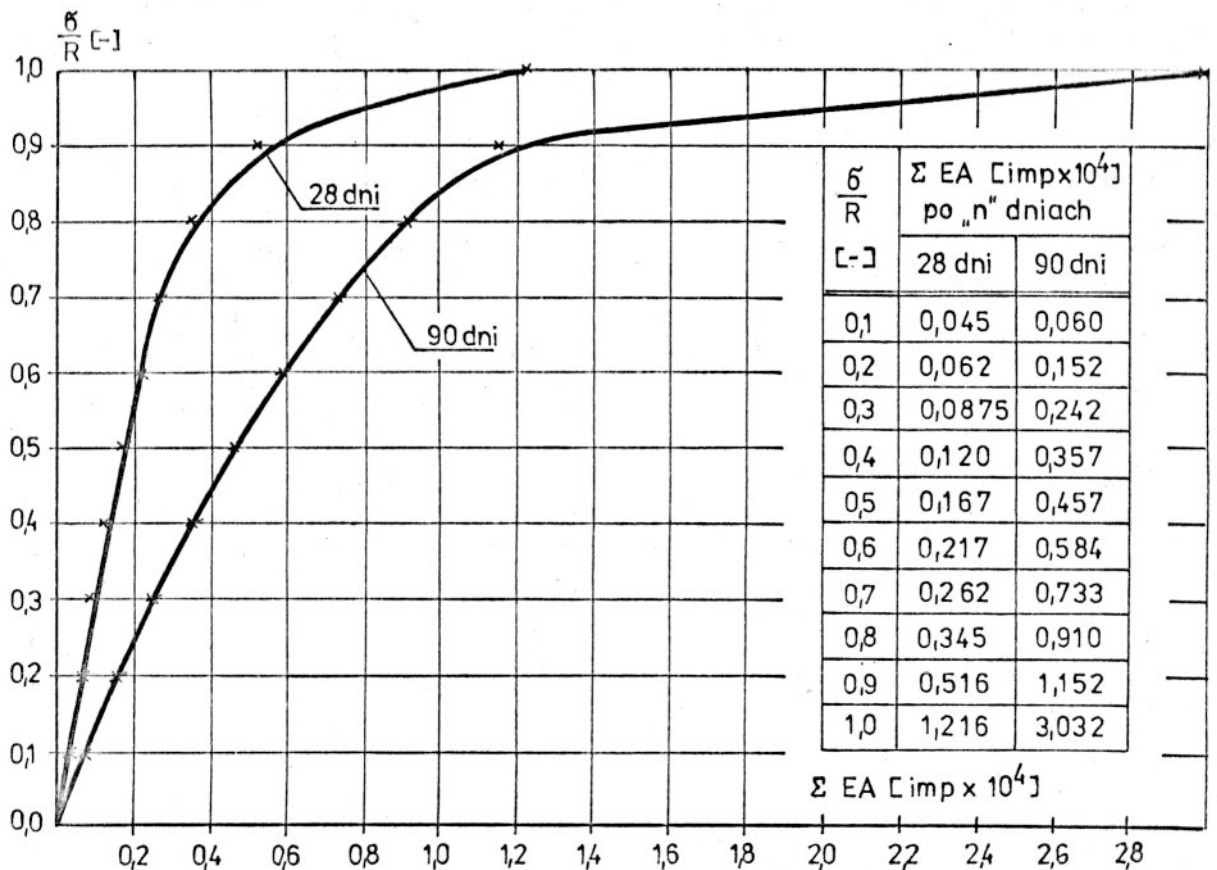
Rys. 53. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Fk", po 3, 7 i 14 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.



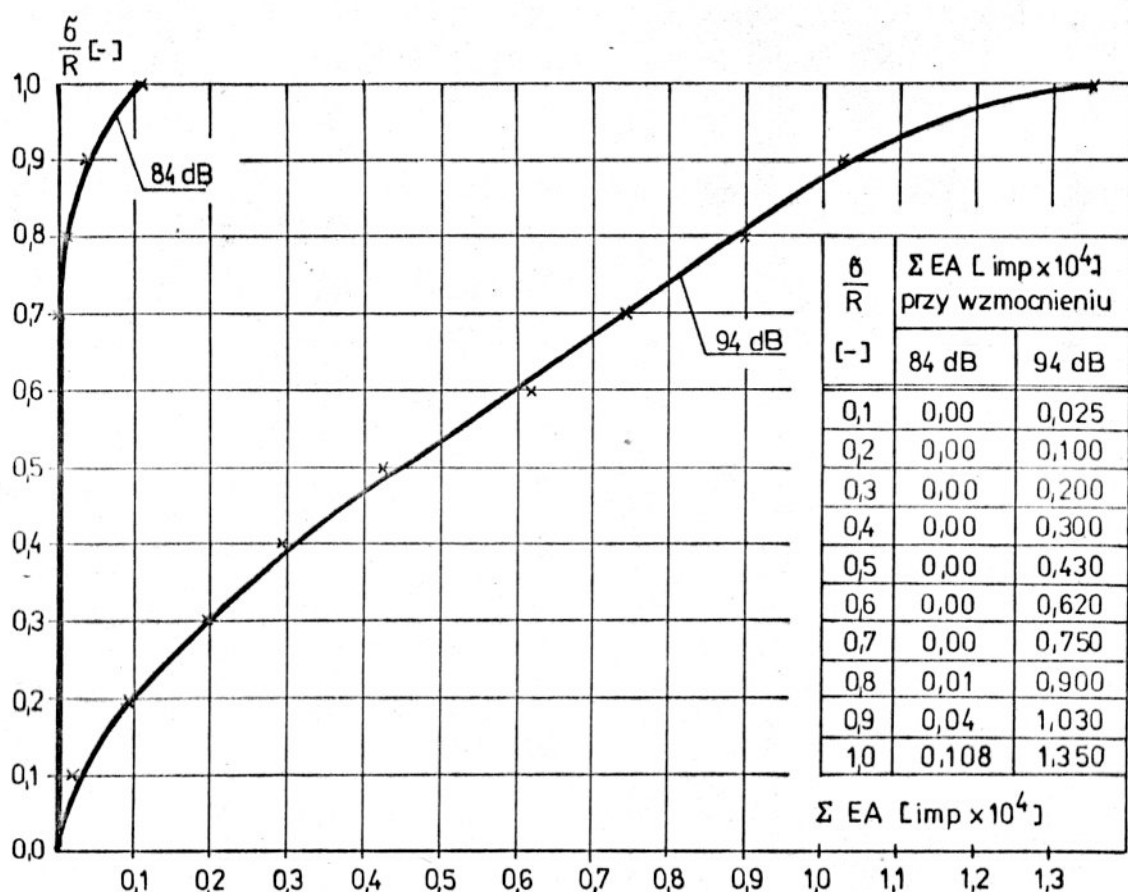
Rys. 54. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Fk", po 28 i 90 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 55. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", po 3, 7 i 14 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 56. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", po 28 i 90 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 57. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", po 3 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń, przy różnej wielkości wzmacnienia.

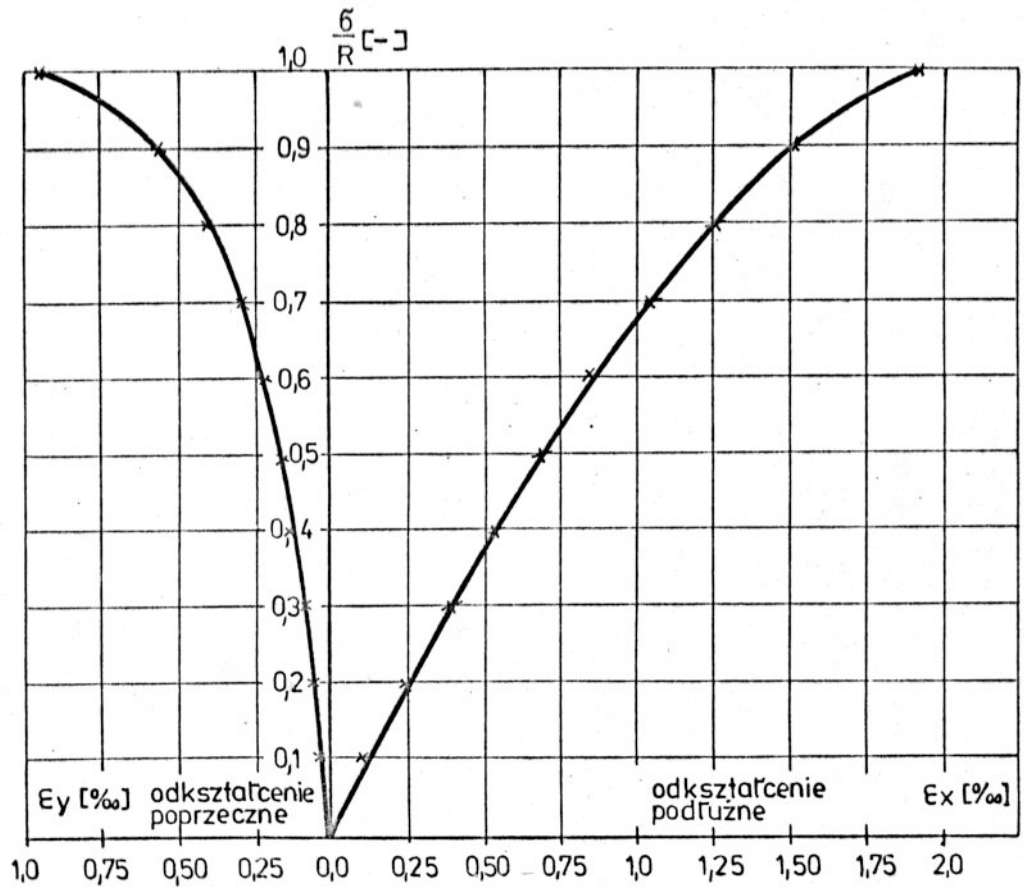
8.2.4. Wyniki pomiaru odkształceń.

Uzyskane w próbie ściskania quasi-osłowego wyniki pomiaru podłużnych i poprzecznych odkształceń, dla poszczególnych poziomów naprężeń, po 90 dniach dojrzewania, zestawiono w tabeli 23 i przedstawiono na rysunku 58.

Tabela 23

Wyniki pomiaru odkształceń dla betonu serii "Fk"

Poziom naprężenie $\frac{\sigma}{R}$ [-]	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Wartości odkształceń [‰]	ϵ_x 0,1200	0,2500	0,390	0,540	0,700	0,860	1,040	1,260	1,520	1920
	ϵ_y 0,028	0,055	0,085	0,115	0,150	0,196	0,275	0,400	0,600	0,950



Rys. 58. Przebieg zmienności podłużnych i poprzecznych odkształceń dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Fk", w funkcji przyrostu naprężeń, po 90 dniach dojrzewania.

8.3. Wpływ zawilgocenia betonu na przebieg jego niszczenia.

8.3.1. Opis badań.

Badaniom poddano, po 90 dniach dojrzewania strukturę betonową mieszczącą się w klasie B 20, o charakterystyce przedstawionej w punkcie 6. Dla struktury tej, jako parametr zmienny, przyjęto wielkość jej zawilgocenia. Modyfikację zawilgocenia uzyskano poprzez, przedstawione w punkcie 6.4 w tabeli 8, zróżnicowanie warunków przechowywania próbek. Do badań przyjęto cztery grupy próbek, oznaczone zgodnie z punktem 6.5.1 jako serie "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs", charakteryzujące się w chwili badania następującymi wilgotnościami wagowymi:

- seria "Fk" - $w_m = 2,56 \%$,
- seria "Fp" - $w_m = 2,28 \%$,
- seria "Fw" - $w_m = 5,84 \%$,
- seria "Fs" - $w_m = 0,00 \%$.

W przeprowadzonych badaniach wykorzystano metodą ultradźwiękową i emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osłowego i rozciągania metodą brazylijską. Łącznie przebadano 192 próbki kostkowe o wymiarach 10 x 10 x 10 cm. Ilości próbek, które poddano badaniom poszczególnymi metodami pomiarowymi, zestawiono w tabeli 24.

Tabela 24

Zestawienie ilości próbek dla poszczególnych metod badawczych.

Oznaczenie serii betonu	Rodzaj próbek	Ilość próbek [szt.]				
		ściskanie quasi-osłowe		Rozciąganie metodą brazylijs.		Ogółem
		V_L	EA	V_L	EA	
Fk	kostki 10x10x10 cm	12	12	12	12	48
Fp		12	12	12	12	48
Fw		12	12	12	12	48
Fs		12	12	12	12	48

W trakcie badań rejestrowano:

- czas przejścia podłużnych fal ultradźwiękowych,
- sumaryczny efekt emisji akustycznej,
- napięcie skuteczne emisji akustycznej /RMS/.

Do pomiaru emisji akustycznej wykorzystano czujnik AC 175 o częstotliwości rezonansowej 175 kHz. Pomiar emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osowego realizowano przy wzmacnieniu 74 dB, a w próbie rozciągania metodą brazylijską przy wzmacnieniu 84 dB. Wszystkie badania prowadzone były w temperaturze powietrza $20^{\circ}\text{C} \pm 2$ oraz wilgotności względnej $55\% \pm 5$.

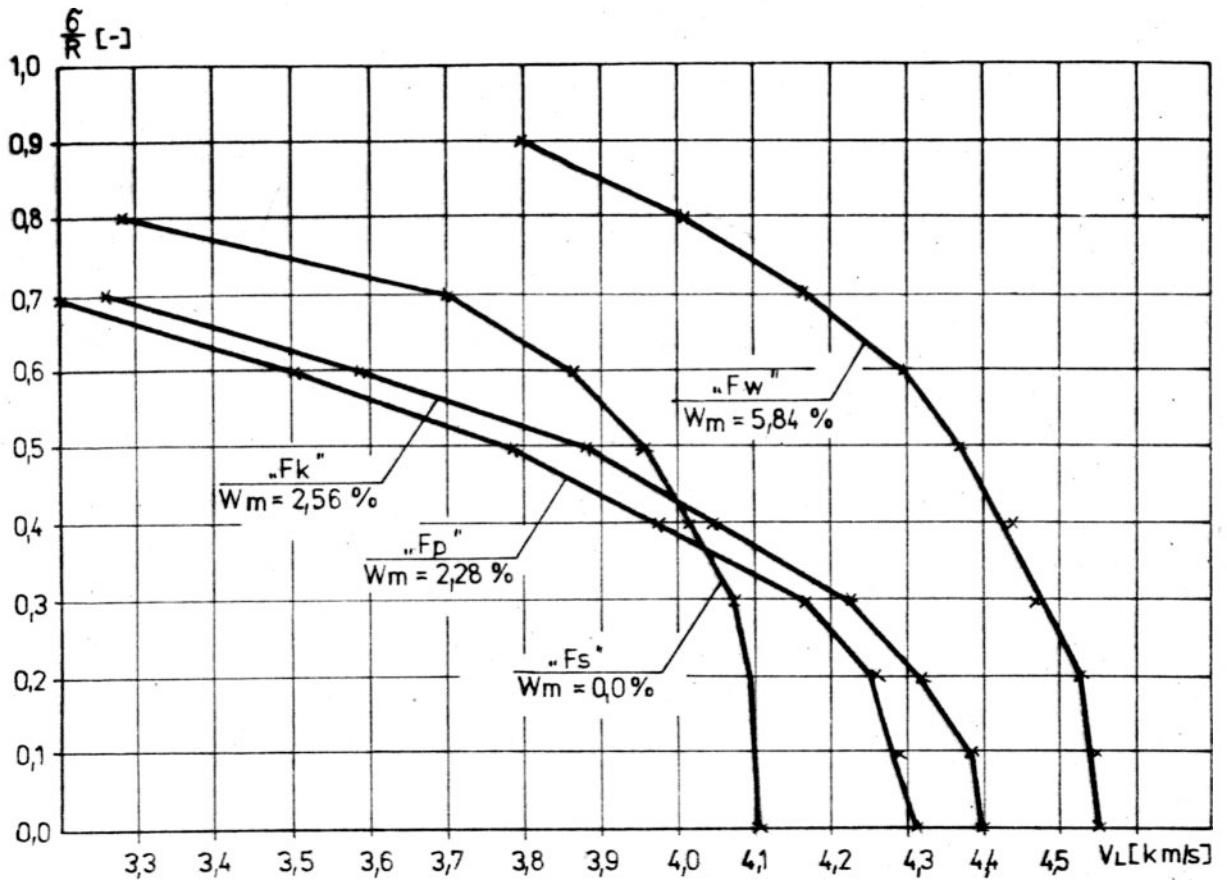
8.3.2. Wyniki badań ultradźwiękowych.

Uzyskane z badań ultradźwiękowych w próbie ściskania quasi-osowego wartości prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L , dla poszczególnych poziomów naprężeń, zestawiono w tabeli 25 i przedstawiono na rysunku 59. Analogiczne wyniki badań ultradźwiękowych dla próby rozciągania metodą brazylijską zestawiono w tabeli 26 i przedstawiono na rysunku 60.

Tabela 25

Zestawienie prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla ściskanego quasi-osowo betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs".

Poziom naprężenie $\frac{\sigma}{R} [-]$	Wartości prędkości ultradźwięków V_L [km/s] dla poszczególnych serii betonu			
	Fk	Fp	Fw	Fs
0,00	4,395	4,310	4,550	4,110
0,1	4,378	4,290	4,550	4,105
0,2	4,320	4,260	4,526	4,090
0,3	4,230	4,170	4,470	4,080
0,4	4,061	3,980	4,440	4,045
0,5	3,863	4,3785	4,370	3,960
0,6	3,586	3,510	4,300	3,870
0,7	3,264	3,190	4,17	3,705
0,8	-	-	4,01	3,28
0,9	-	-	3,80	-
1,0	-	-	-	-

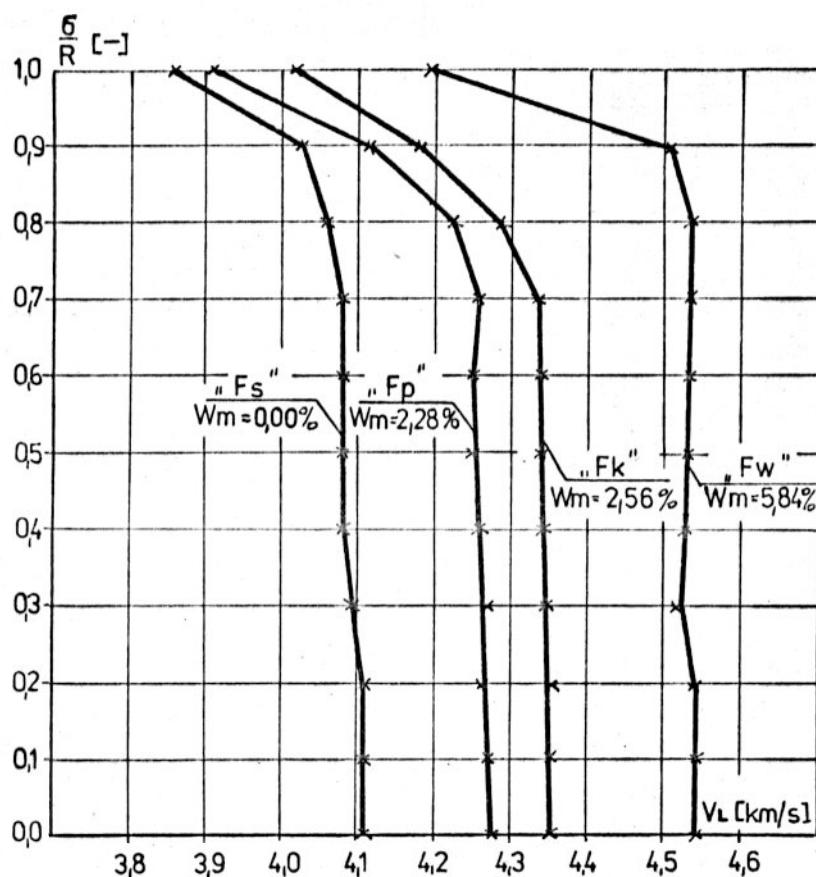


Rys. 59. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla ściśkanego quasi-osłowo betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs", w funkcji przyrostu naprężeń.

Tabela 26

Zestawienie prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs".

Poziom na- preżeń $\frac{G}{R} [-]$	Wartości prędkości ultradźwięków V_L [km/s] dla poszczególnych serii betonu			
	Fk	Fp	Fw	Fs
0,0	4,350	4,280	4,545	4,110
1,0	4,355	4,270	4,545	4,110
0,2	4,360	4,260	4,545	4,110
0,3	4,350	4,270	4,520	4,090
0,4	4,340	4,255	4,530	4,080
0,5	4,340	4,250	4,540	4,080
0,6	4,340	4,250	4,540	4,080
0,7	4,340	4,260	4,540	4,080
0,8	4,290	4,234	4,540	4,060
0,9	4,185	4,118	4,510	4,030
1,0	4,02	3,919	4,200	3,870



Rys. 60. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs", w funkcji przyrostu naprężeń.

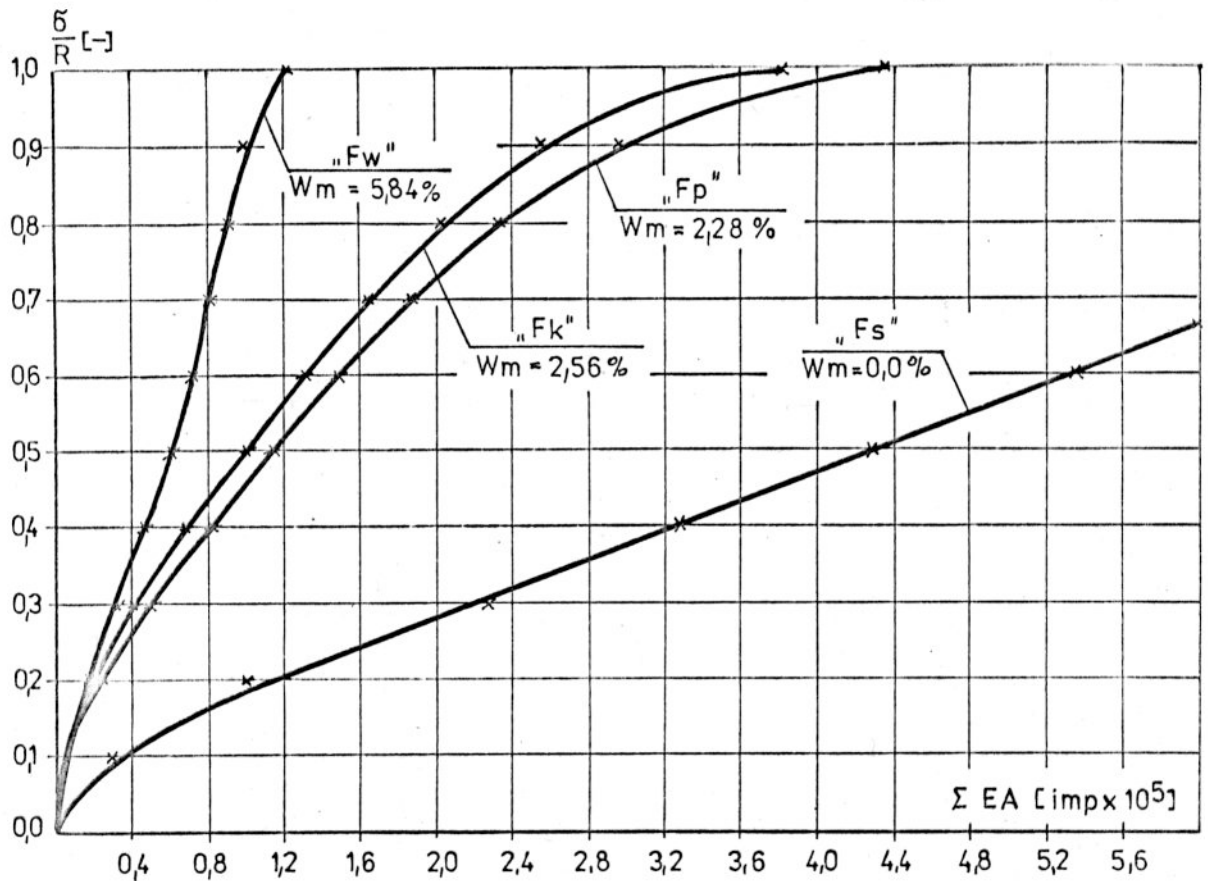
8.3.3. Wyniki badań metodą emisji akustycznej.

Uzyskane w próbie ściskania quasi-osowego wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla poszczególnych poziomów naprężeń, zestawiono w tabeli 27 i przedstawiono na rysunku 61. Analogiczne wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla próby rozciągania metodą brazylijską, przedstawiono na rysunku 62.

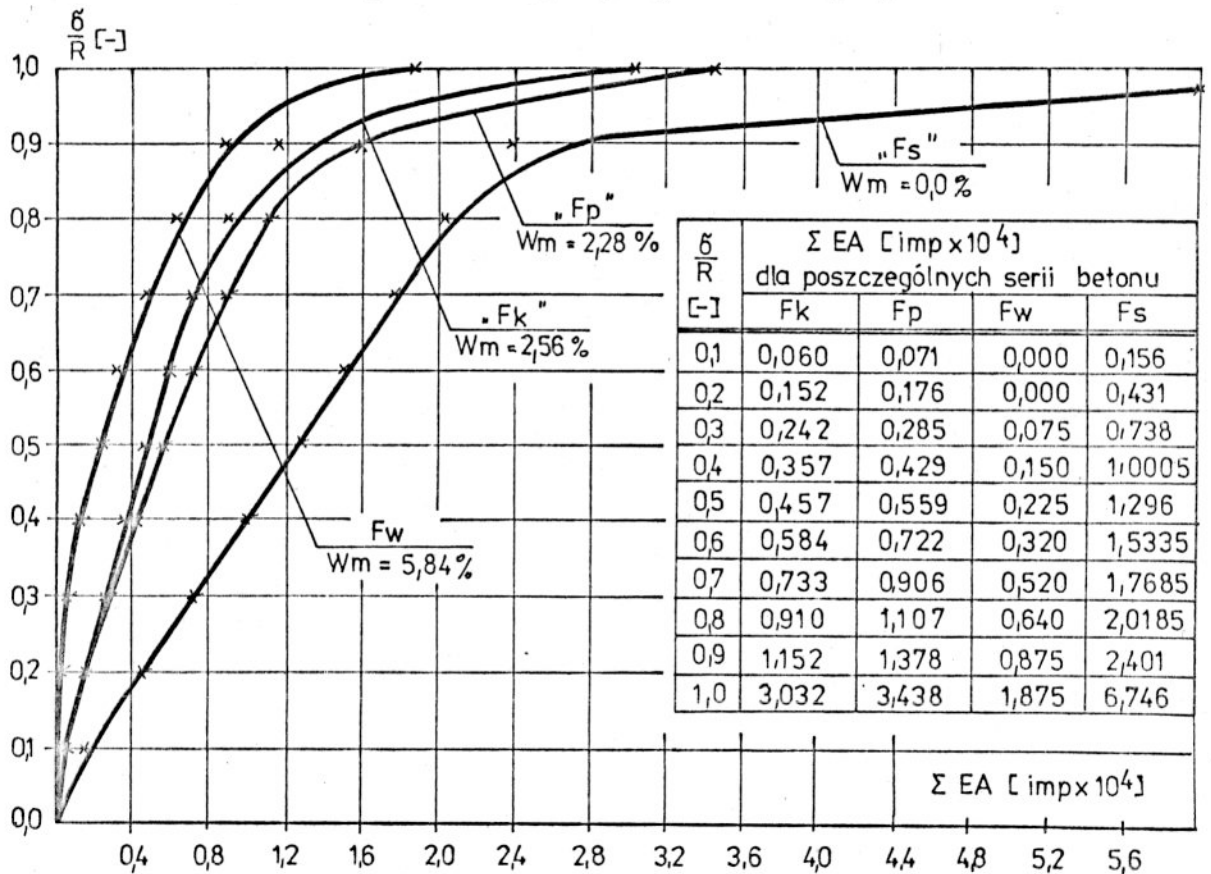
Tabela 27

Zestawienie wartości sumarycznego efektu emisji akustycznej dla ściskanego quasi-osiowo betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs".

Poziom naprężenie $\frac{G}{R}$ [-]	Wartości sumarycznego efektu emisji akustycznej $[imp \times 10^5]$, dla poszczególnych serii betonu			
	Fk	Fp	Fw	Fs
1	2	3	4	5
0,1	0,0637	0,0740	0,0725	0,2815
0,2	0,2060	0,2370	0,2250	1,0351
0,3	0,4060	0,4950	0,3628	2,3126
0,4	0,7150	0,8283	0,4875	3,2906
0,5	1,0230	1,1783	0,6288	4,2926
0,6	1,3340	1,5177	0,7454	5,1841
0,7	1,6590	1,8707	0,8260	6,1951
0,8	2,0650	2,3307	0,9173	7,1956
0,9	2,5750	2,9561	0,9969	8,9786
1,0	3,8270	4,3521	1,2171	12,0536



Rys. 61. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla ściskanego quasi-osiowo betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 62. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs", w funkcji przyrostu naprężeń.

8.4. Badanie zakresu występowania w betonie efektu Kaisera w kontekście zjawiska samoregeneracji.

8.4.1. Opis badań.

Badaniom poddano strukturę betonową mieszczącą się w klasie B 20, oznaczoną jako "Fk", o charakterystyce przedstawionej w punkcie 6. Badania przeprowadzono przy wykorzystaniu metody emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osłowego, po 90 dniach dojrzewania.

Celem sprawdzenia czy w betonie występuje efekt Kaisera, zaprogramowano eksperyment badawczy polegający na wstępnym obciążeniu badanych próbek do wybranych poziomów naprężeń, odpowiadających trzem różnym stadiom niszczenia betonu, a następnie po odciążeniu, na natychmiastowym ponownym ich obciążeniu do poprzednio osiągniętych poziomów naprężeń. Na podstawie wyników badań przebiegu niszczenia struktury "Fk" /pkt.8.2/ przyjęto następujące wielkości obciążenia pierwotnego:

- $P_p = 50 \text{ kN}$ - przedział $0 + \sigma_I$,
- $P_p = 100 \text{ kN}$ - przedział $\sigma_I + \sigma_{II}$,
- $P_p = 150 \text{ kN}$ - przedział $\sigma_I + \sigma_{II}$,
- $P_p = 200 \text{ kN}$ - przedział $\sigma_{II} + R$.

Dodatkowo, dla określenia wpływu zjawiska samoregeneracji na występowanie w betonie efektu Kaisera, w badaniach zróżnicowano dla trzech wybranych poziomów obciążenia pierwotnego $/P_p = 50, 150, 200 \text{ kN}/$ wielkość przerwy między obciążeniem pierwotnym, a wtórnym. Przyjęto następujące wielkości przerwy w obciążeniu:

- 2 godziny,
- 24 godziny,
- 48 godzin,
- 168 godzin.

Podczas przerwy w obciążeniu, próbki przechowywano w komorze klimatycznej w temperaturze powietrza $18^\circ\text{C} \pm 1$ i wilgotności względnej 95 %.

Łącznie przebadano 96 próbek kostkowych o wymiarach $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$. Ilości próbek, które poddano badaniom dla poszczególnych wielkości obciążenia pierwotnego, z uwzględnieniem przyjętych przerw w obciążeniu, zestawiono w tabeli 28.

Tabela 28

Zestawienie ilości próbek

Oznaczenie serii	Wielkość obc. pierwotnego P_p [kN]	Rodzaj próbek	Ilość próbek [szt.]					
			Przerwa w obciążeniu [h]					Ogółem
			0	2	24	48	168	
Fk	50	Kostki 10x10x10 cm	6	6	6	6	6	30
	100		6	-	-	-	-	6
	150		6	6	6	6	6	30
	200		6	6	6	6	6	30

W trakcie badań rejestrowano:

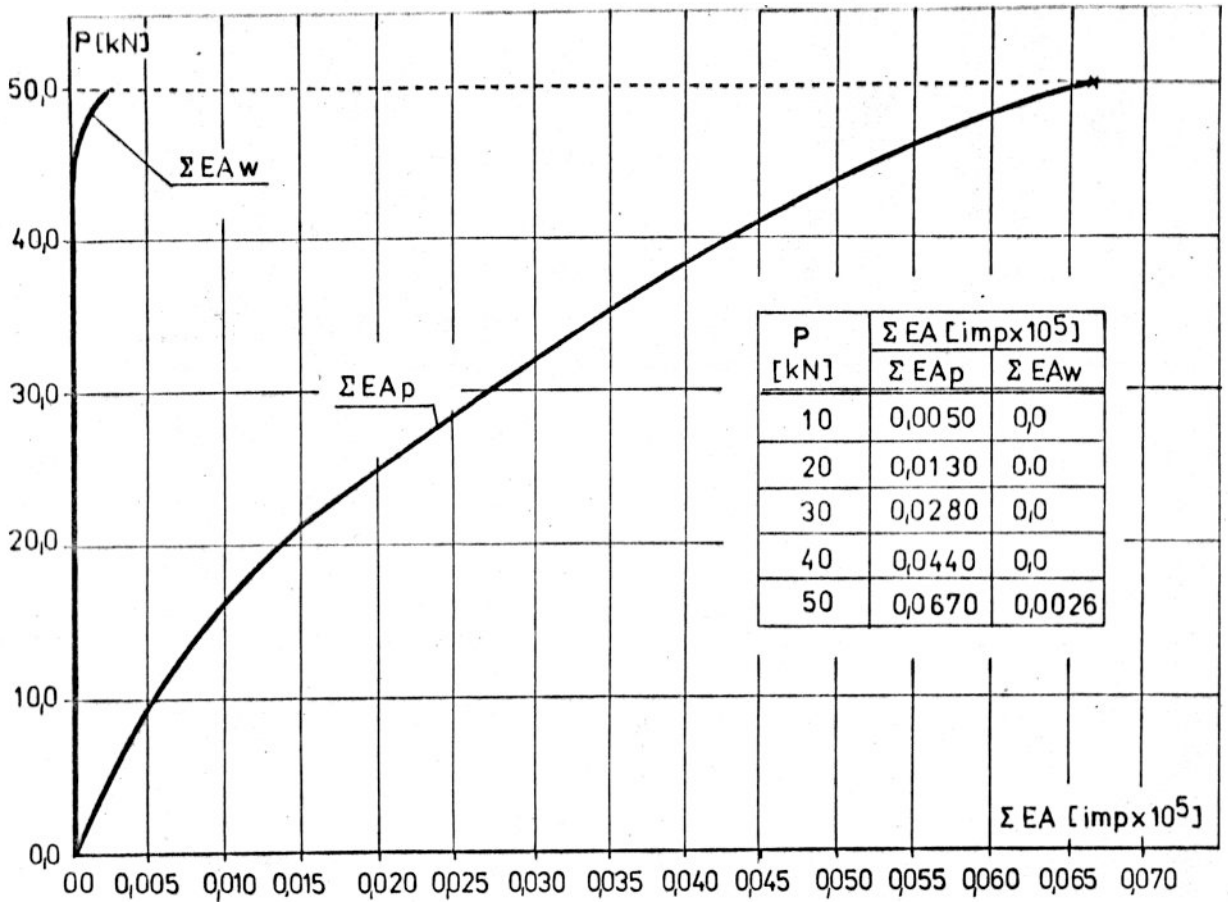
- sumaryczny efekt emisji akustycznej,
- napięcie skuteczne emisji akustycznej /RMS/.

Do pomiaru emisji akustycznej wykorzystano czujnik AC 175 L o częstotliwości rezonansowej 125 kHz. Pomiar emisji akustycznej realizowano przy wzmacnieniu 74 dB. Wszystkie badania przeprowadzone były w temperaturze $20^{\circ}\text{C} \pm 2$ i wilgotności względnej $55\% \pm 5$.

8.4.2. Wyniki badań.

Uzyskane wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej przy natychmiastowym obciążeniu wtórnym, w porównaniu z wynikami dla obciążenia pierwotnego, przedstawiono na rysunkach 63, 64, 65 i 66.

Wyniki pomiaru sumarycznego efektu emisji akustycznej dla poszczególnych wielkości obciążenia pierwotnego, przy zmiennej długości przerwy między obciążeniem pierwotnym i wtórnym, zestawiono w tabelach 29, 30 i 31 oraz przedstawiono na rysunkach 67, 68 i 69.

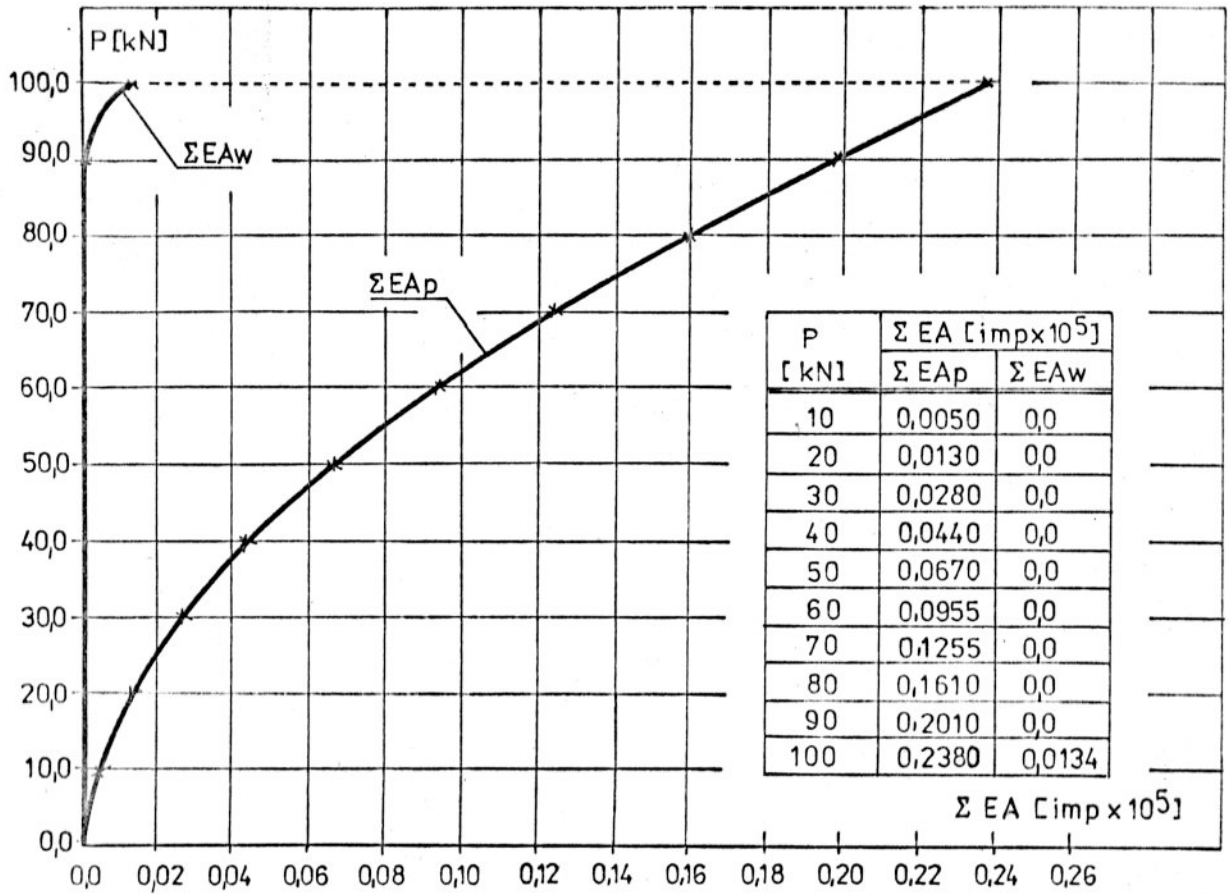


Rys. 63. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej przy pierwotnym i natychmiastowym wtórnym obciążeniu betonu serii "Fk" do 50 kN (przedział $0 \div \sigma_I$) w funkcji przyrostu obciążenia.

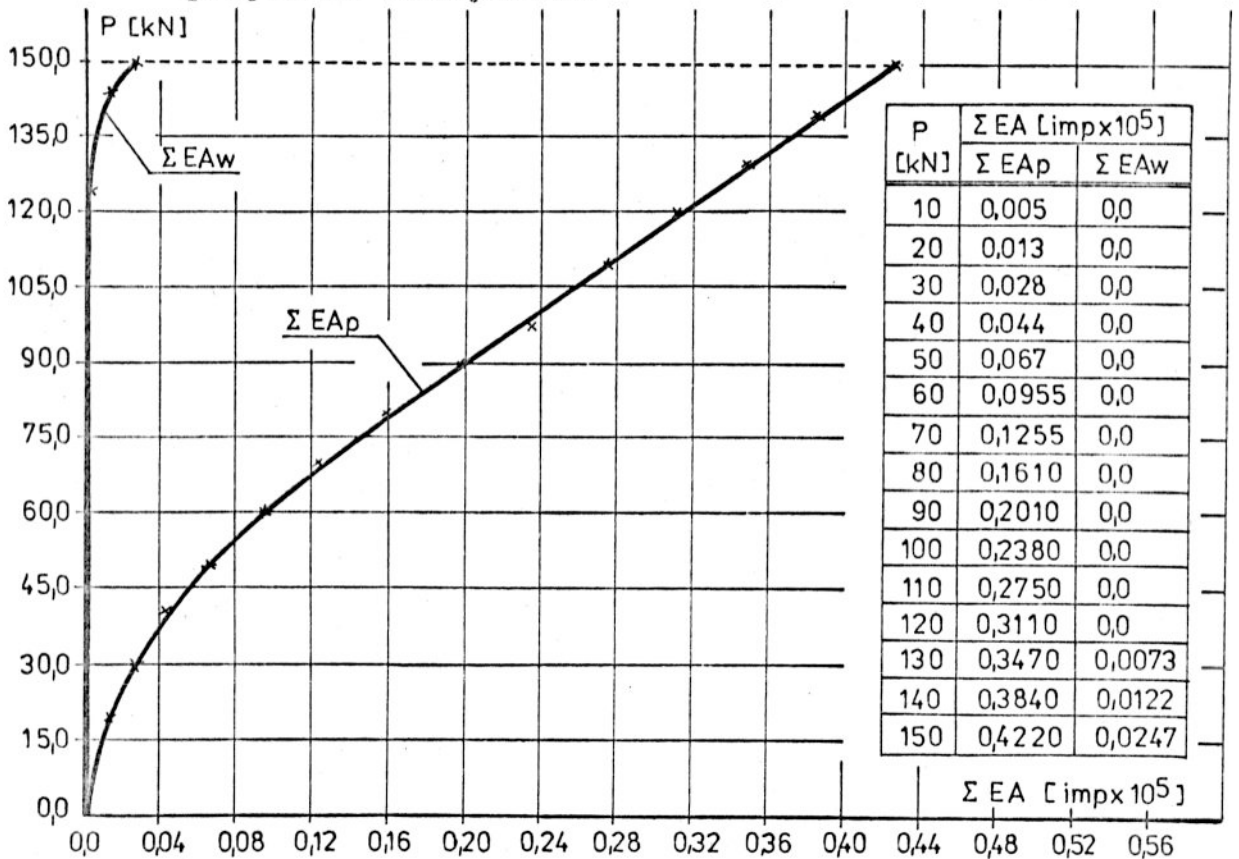
Tabela 29

Zestawienie wartości sumarycznego efektu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk", przy obciążeniu pierwotnym 50 kN, w zależności od długości przerwy w obciążeniu.

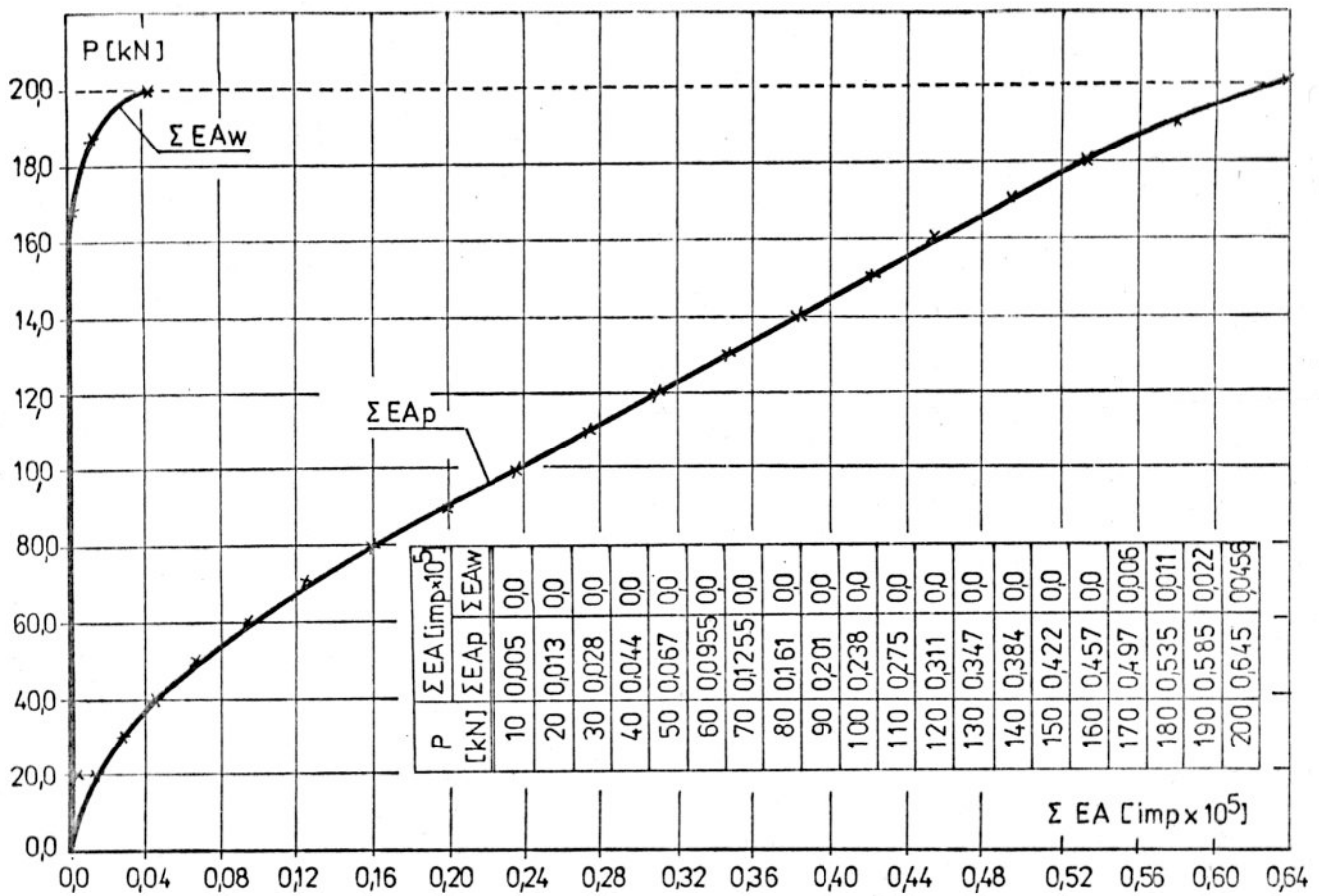
P [kN]	ΣEAp [imp x 10 ⁵]	ΣEAw [imp x 10 ⁵]				
		0 h	2 h	24 h	48 h	168 h
10	0,005	0,0	0,00000	0,00135	0,00186	0,00240
20	0,013	0,0	0,00105	0,00220	0,00363	0,0061
30	0,028	0,0	0,00268	0,00474	0,00864	0,01290
40	0,044	0,0	0,00488	0,00721	0,01432	0,02020
50	0,067	0,0026	0,00813	0,01405	0,02247	0,0353



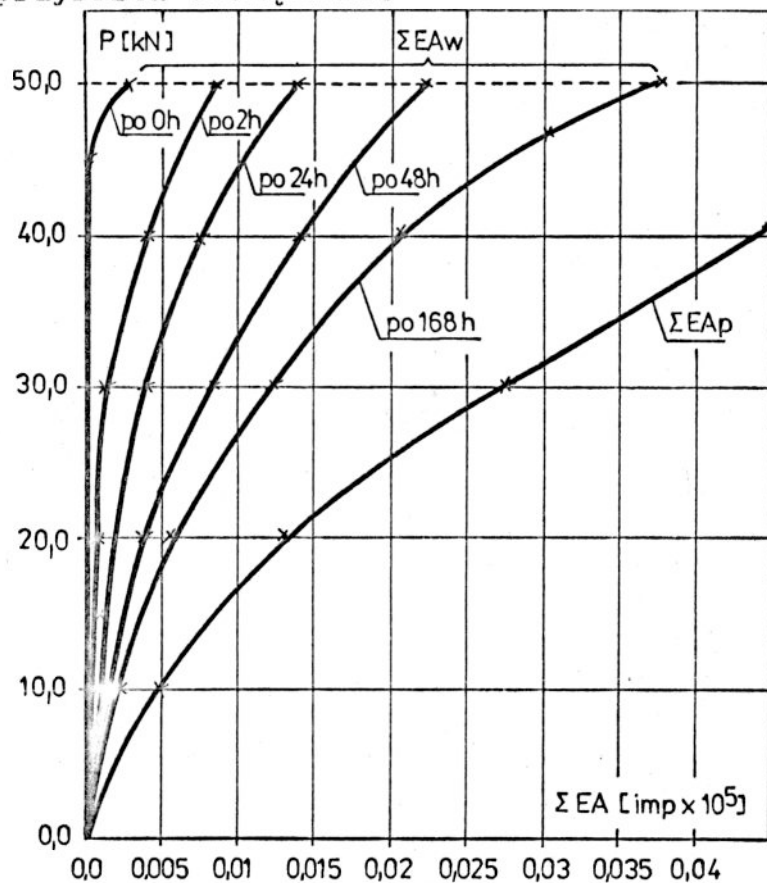
Rys. 64. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej przy pierwotnym i natychmiastowym wtórnym obciążeniu betonu serii "Fk" do 100 kN (przedział $\sigma_I + \sigma_{II}$) w funkcji przyrostu obciążenia.



Rys. 65. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej przy pierwotnym i natychmiastowym wtórnym obciążeniu betonu serii "Fk" do 150 kN (przedział $\sigma_I + \sigma_{II}$) w funkcji przyrostu obciążenia.



Rys. 66. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej przy pierwotnym i natychmiastowym wtórnym obciążeniu betonu serii "Fk" do 200 kN, (przedział $G_{II} + R$) w funkcji przyrostu obciążenia.



Rys. 67. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk", przy obciążeniu pierwotnym 50 kN (przedział $0 + G_I$) i zmiennej długości przerwy w obciążeniu, w funkcji przyrostu obciążenia.

Tabela 30

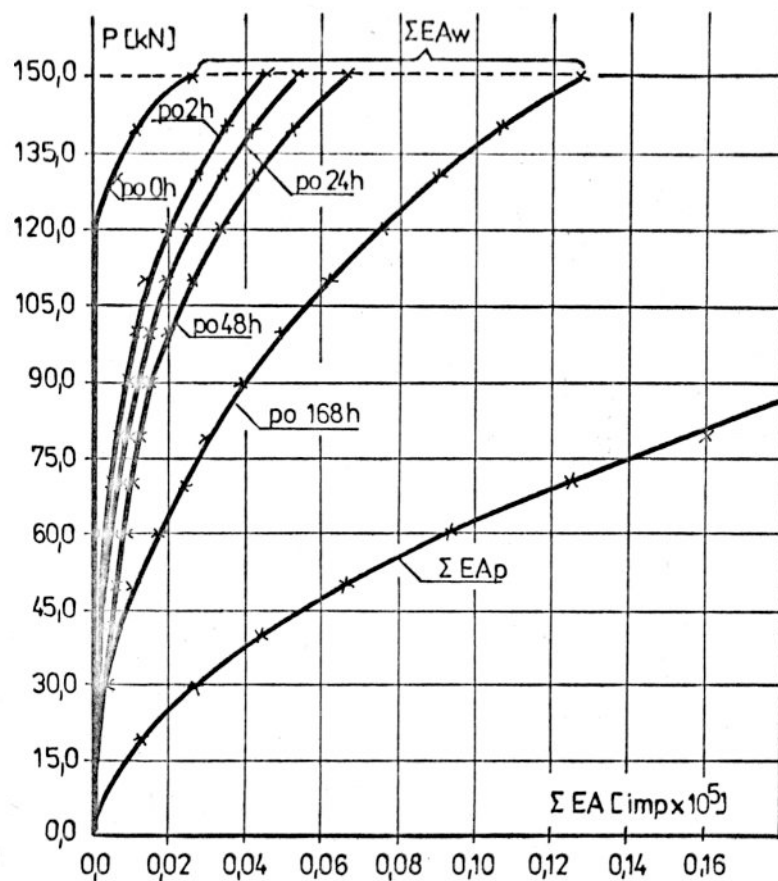
Zestawienie wartości sumarycznego efektu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk", przy obciążeniu pierwotnym 150 kN, w zależności od długości przerwy w obciążeniu.

P [kN]	ΣEA_p [imp x 10 ⁵]	ΣEA_w [imp x 10 ⁵]				
		0 h	2 h	24 h	48 h	168 h
10	0,0050	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20	0,0130	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00160
30	0,0280	0,0	0,0	0,0	0,0030	0,00350
40	0,0440	0,0	0,0	0,0028	0,0048	0,0067
50	0,0670	0,0	0,0017	0,0041	0,0074	0,0102
60	0,0955	0,0	0,0034	0,0062	0,0098	0,0180
70	0,1255	0,0	0,0053	0,0076	0,0121	0,0250
80	0,1610	0,0	0,0071	0,00980	0,0145	0,0303
90	0,2010	0,0	0,00980	0,0121	0,0172	0,0401
100	0,2380	0,0	0,0124	0,0165	0,0200	0,0498
110	0,2750	0,0	0,0151	0,0200	0,0265	0,0623
120	0,3110	0,0	0,0205	0,0253	0,0345	0,0785
130	0,3470	0,073	0,0281	0,0345	0,0443	0,0940
140	0,3840	0,0122	0,0360	0,0420	0,0535	0,1080
150	0,4220	0,0247	0,04590	0,05402	0,06583	0,1266

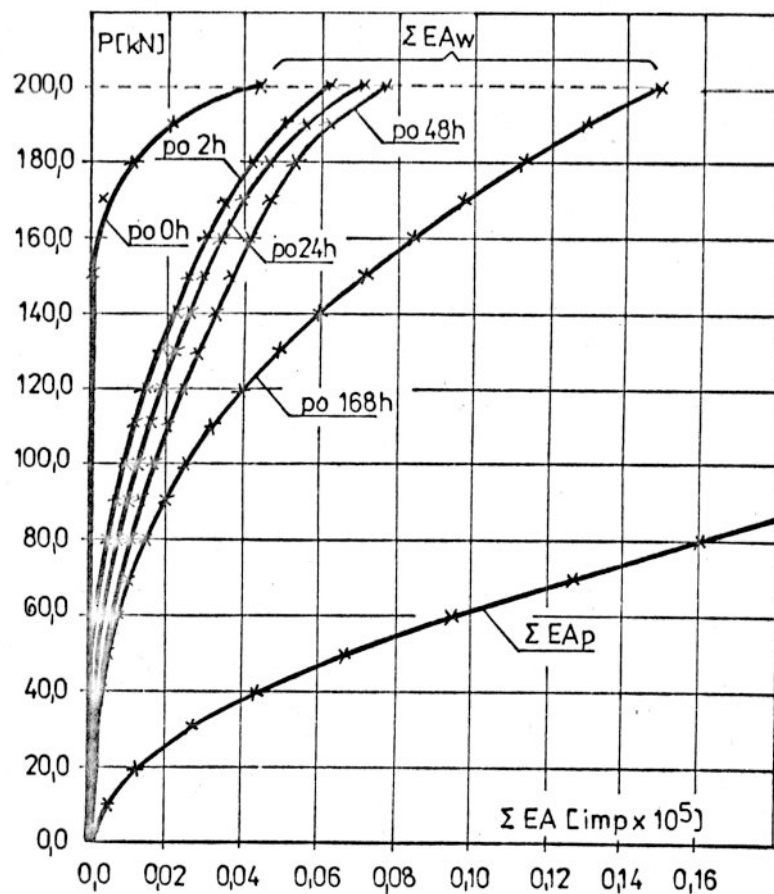
Tabela 31

Zestawienie wartości sumarycznego efektu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk", przy obciążeniu pierwotnym 200 kN, w zależności od długości przerwy w obciążeniu.

P [kN]	ΣEA_p [imp x 10 ⁵]	ΣEA_w [imp x 10 ⁵]				
		0 h	2 h	24 h	48 h	168 h
10	0,0050	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20	0,0130	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00091
30	0,0280	0,0	0,0	0,0	0,00164	0,00180
40	0,0440	0,0	0,0	0,00171	0,00307	0,00286
50	0,0670	0,0	0,0	0,00320	0,00589	0,00490
60	0,0955	0,0	0,0010	0,00433	0,00789	0,00780
70	0,1255	0,0	0,0371	0,00565	0,01021	0,01125
80	0,1610	0,0	0,00573	0,00770	0,01281	0,01545
90	0,2010	0,0	0,00827	0,00990	0,01564	0,02450
100	0,2380	0,0	0,01124	0,01465	0,01873	0,02620
110	0,2750	0,0	0,01384	0,01850	0,02185	0,03260
120	0,3110	0,0	0,01627	0,02020	0,02546	0,04040
130	0,3470	0,0	0,01942	0,02380	0,02952	0,04942
140	0,3840	0,0	0,02305	0,02740	0,03344	0,05962
150	0,4220	0,0	0,02645	0,03050	0,03795	0,07077
160	0,4570	0,002	0,03046	0,03530	0,04292	0,08357
170	0,4970	0,0040	0,03466	0,04036	0,04756	0,0976
180	0, 5350	0,0110	0,03946	0,04630	0,05291	0,11281
190	0,5850	0,0220	0,05025	0,05520	0,06053	0,12926
200	0,6450	0,0456	0,0640	0,07150	0,07601	0,14911



Rys. 68. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk", przy obciążeniu pierwotnym 150 kN (przedział $\sigma_I + \sigma_{II}$) i zmiennej długości przerwy w obciążeniu, w funkcji przyrostu obciążenia.



Rys. 69. Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk", przy obciążeniu pierwotnym 200 kN (przedział $\sigma_{II} + R$) i zmiennej długości przerwy w obciążeniu, w funkcji przyrostu obciążenia.

9. RACHUNEK BŁĘDÓW

9.1. Obliczenie błędu względnego popełnionego przy pomiarze prędkości ultradźwięków.

Uzyskane prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L , dla wszystkich badanych serii, mieszczą się w przedziale 3,94 do 4,77 km/s. W badaniach przeciętnie otrzymano:

$$\begin{aligned} l &= 100 \text{ mm} \\ \delta_l &= 0,1 \text{ mm} \\ t &= 25,4 - 20,96 \text{ } \mu\text{s} \\ \delta_t &= 0,1 \text{ } \mu\text{s}. \end{aligned}$$

Dla obliczenia i oceny błędu względnego pomiaru prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych wyznaczono zgodnie z [68] wartości różniczki zupełnej funkcji opisanej wzorem /14/:

$$V_L = \frac{l}{t} \quad /14/$$

$$\Delta V = \frac{\delta V_L}{V_L} \times 100 \% = \left| \frac{\delta_l}{l} + \frac{\delta_t}{t} \right| \times 100 \% \quad /15/$$

$$\Delta V_1 = \left| \frac{0,1}{100} + \frac{0,1}{25,4} \right| \times 100 \% = 0,49 \%$$

$$\Delta V_2 = \left| \frac{0,1}{100} + \frac{0,1}{20,96} \right| \times 100 \% = 0,58 \%$$

9.2. Obliczenie błędu względnego popełnionego przy pomiarze sumarycznego efektu emisji akustycznej.

- w próbie ściskania quasi-osłowego,

Zarejestrowana końcowa wielkość sumarycznego efektu emisji akustycznej dla wszystkich badanych serii zawiera się w przedziale od około $1,22 \times 10^4$ imp do około $12,058 \times 10^5$ imp.

$$\delta \Sigma_{EA} = 100 \text{ imp}$$

$$\frac{\delta \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{100}{1,22 \times 10^4} \times 100 \% = 0,82 \%$$

$$\sum \Sigma_{EA} = 1000 \text{ imp.}$$

$$\frac{\sum \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{1000}{12,058 \times 10^5} \times 100 \% = 0,083 \%$$

Zarejestrowana wielkość sumarycznego efektu emisji akustycznej do poziomu naprężeń $0,1 \frac{G}{R}$, dla wszystkich badanych serii, praktycznie mieściła się w przykładzie $0,36$ do $0,9 \times 10^4$ imp.

$$\sum \Sigma_{EA} = 100 \text{ imp}$$

$$\frac{\sum \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{100}{0,36 \times 10^4} \times 100 \% = 2,86 \%$$

$$\frac{\sum \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{100}{0,9 \times 10^4} \times 100 \% = 1,11 \%$$

- w próbie rozciągania metodą brazylijską,

Zarejestrowana końcowa wielkość sumarycznego efektu emisji akustycznej, dla wszystkich badanych serii, praktycznie mieściła się w przedziale $1,56 \times 10^3$ imp do $6,746 \times 10^4$ imp.

$$\sum \Sigma_{EA} = 10 \text{ imp.}$$

$$\frac{\sum \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{10}{1,56 \times 10^3} \times 100 \% = 0,64 \%$$

$$\sum \Sigma_{EA} = 100 \text{ imp.}$$

$$\frac{\sum \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{100}{6,746 \times 10^4} \times 100 \% = 0,148 \%$$

Zarejestrowana wielkość sumarycznego efektu emisji akustycznej, do poziomu naprężeń $0,1 \frac{G}{R}$, dla wszystkich badanych serii, praktycznie mieściła się w przedziale $0,45 \times 10^3$ imp do $0,156 \times 10^4$ imp.

$$\sum \Sigma_{EA} = 10 \text{ imp.}$$

$$\frac{\sum \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{10}{0,45 \times 10^3} \times 100 \% = 2,22 \%$$

$$\sum \Sigma_{EA} = 10 \text{ imp.}$$

$$\frac{\sum \Sigma_{EA}}{\Sigma_{EA}} \times 100 \% = \frac{100}{0,156 \times 10^4} \times 100 \% = 6,4 \%$$

9.3. Obliczenie błędu względnego popełnionego przy pomiarze odkształceń.

- błąd popełniony przy pomiarze odkształceń podłużnych,

$$\delta \varepsilon_x = 0,01 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_x = 1,92 \text{ do } 2,354 \text{ ‰}$$

$$\frac{\delta \varepsilon_x}{\varepsilon_x} \times 100 \% = \frac{0,01}{1,92} \times 100 \% = 0,52 \%$$

$$\frac{\delta \varepsilon_x}{\varepsilon_x} \times 100 \% = \frac{0,01}{2,354} \times 100 \% = 0,43 \%$$

- błąd popełniony przy pomiarze odkształceń poprzecznych,

$$\delta \varepsilon_y = 0,005 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_y = 0,95 \text{ do } 1,13 \text{ ‰}$$

$$\frac{\delta \varepsilon_y}{\varepsilon_y} \times 100 \% = \frac{0,005}{0,95} \times 100 \% = 0,53 \%$$

$$\frac{\delta \varepsilon_y}{\varepsilon_y} \times 100 \% = \frac{0,005}{1,13} \times 100 \% = 0,44 \%$$

Z przedstawionych obliczeń wynika, że popełnione w badaniach błędy względne pomiarów zawarte są w następujących przedziałach:

- przy pomiarze prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych: 0,49 do 0,58 %,
- przy pomiarze sumarycznego efektu emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osowego: 0,083 do 2,86 %,
- przy pomiarze sumarycznego efektu emisji akustycznej w próbie rozciągania metodą brazylijską: 0,148 do 6,40 %,
- przy pomiarze odkształceń poprzecznych i podłużnych: 0,44 i 0,53 %.

10. ANALIZA UZYSKANYCH WYNIKÓW BADAŃ

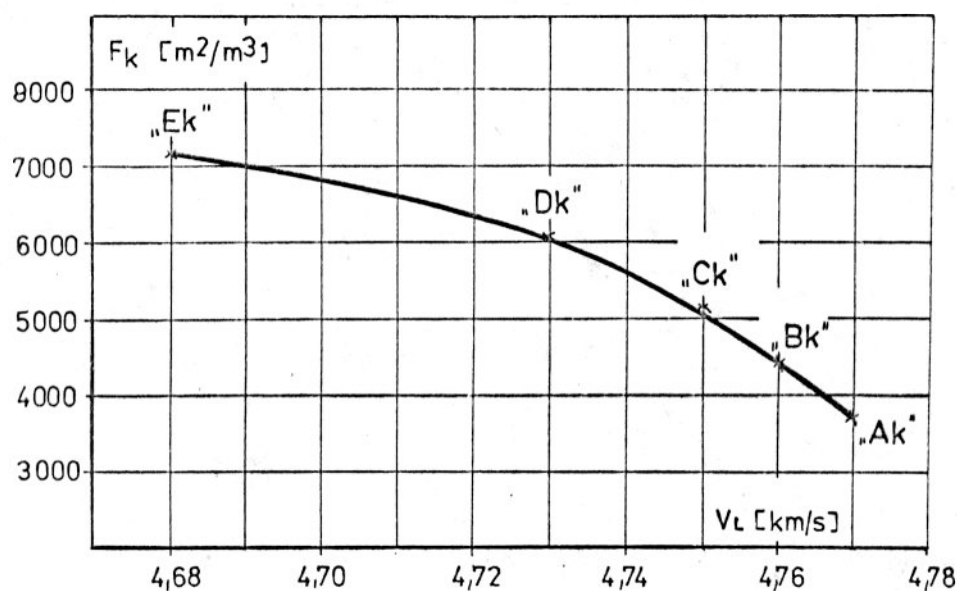
10.1. Wpływ charakterystyki uziarnienia kruszywa na przebieg procesu niszczenia betonów o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie.

Z badań przedstawionych w punkcie 6.5 wynika, że charakterystyka uziarnienia kruszywa, a w szczególności wielkość jego całkowitej powierzchni właściwej, wywiera istotny wpływ na kształtowanie się struktury wewnętrznej betonu. Równocześnie przedstawione w punkcie 8.1 wyniki badań uzyskane metodą ultradźwiękową, emisji akustycznej i pomiaru odkształceń wykazały, że przebieg niszczenia wszystkich pięciu modelowych struktur betonowych, o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie, ale o różnej strukturze wewnętrznej, jest odmienny. Prawdokowość ta została potwierdzona zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską. Analizując wyniki badań ultradźwiękowych zaobserwowano następujące prawidłowości.

Dla wszystkich badanych struktur betonowych, zarówno w próbie ściskania quasi-osowego /rys. 37/, jak i rozciągania metodą brazylijską /rys. 38/, widoczny jest spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L w miarę przyrostu naprężeń. Intensywność tego spadku dla próby ściskania quasi-osowego wyraźnie wzrasta dla wszystkich badanych serii od poziomu około $0,2 \frac{\sigma}{R}$, a dla próby rozciągania metodą brazylijską od poziomu naprężeń około $0,75 + 0,85 \frac{\sigma}{R}$ z tym, że wielkość naprężeń, od których obserwuje się to zjawisko jest różna dla poszczególnych serii /rys. 38/. Dla struktur betonowych o większej całkowitej powierzchni właściwej kruszywa poziom naprężeń, od których rozpoczyna się wyraźny spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L jest wyższy.

W próbie ściskania quasi-osowego, w odróżnieniu od próby rozciągania metodą brazylijską, pomiar prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L jest możliwy jedynie do pewnego poziomu naprężeń /rys. 37/, przy czym poziom ten jest różny dla poszczególnych struktur. Dla struktur betonowych o większej całkowitej powierzchni właściwej kruszywa poziom ten jest wyższy.

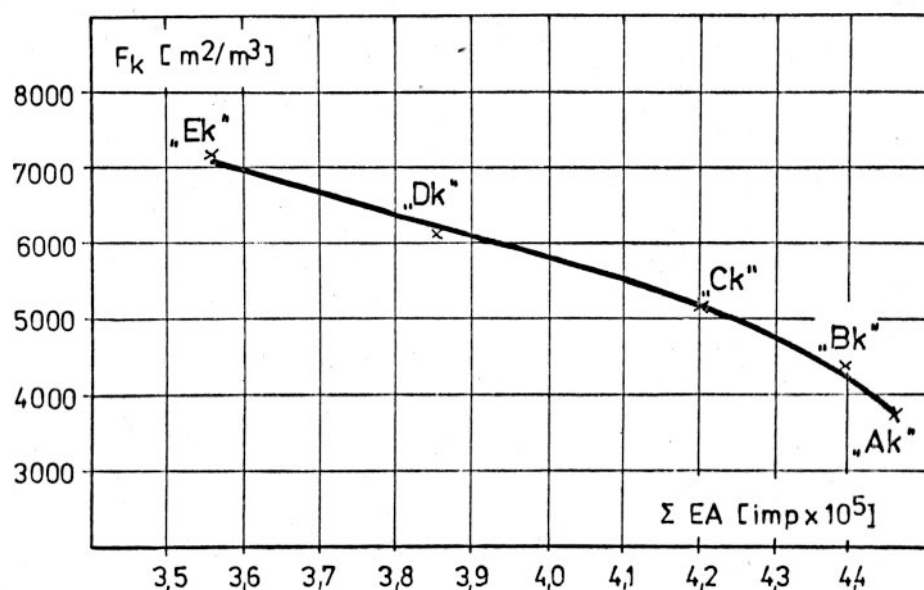
Prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych dla badanych struktur betonowych przed ich obciążeniem jest różna /rys. 37 i 38/ mimo, że mają one zbliżone wytrzymałości na ściskanie, przy czym różnice te nie są przypadkowe. Dla struktur zawierających kruszywo o większej całkowitej powierzchni właściwej prędkość tych fal jest mniejsza. Prawidłowość tą przedstawiono na rysunku 70.



Rys. 70. Zależność między całkowitą powierzchnią właściwą kruszywa, a prędkością początkową podłużnych fal ultradźwiękowych V_L .

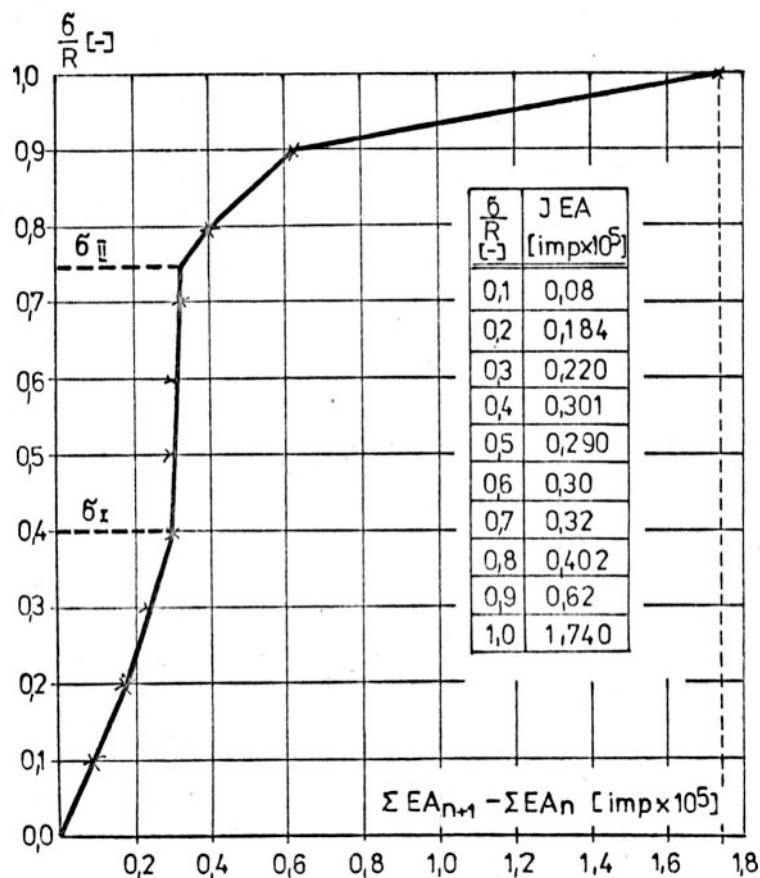
Na podstawie wyników badań uzyskanych dla metody emisji akustycznej stwierdzono, że charakter przebiegu wykresów obrazujących wielkość sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od poziomu naprężeń jest podobny dla wszystkich badanych struktur betonowych. Prawidłowość ta dotyczy zarówno wyników uzyskanych w próbie ściskania quasi-osłowego /rys. 39, 40, 41, 42 i 43/, jak i w próbie rozciągania metodą brazylijską /rys. 44 i 45/. Suma emisji akustycznej wydzielona na poszczególnych poziomach naprężenia jest wyraźnie większa w próbie ściskania quasi-osłowego. Mimo, że przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od przyrostu naprężeń jest podobny dla wszystkich badanych struktur

betonowych, stwierdzono wyraźne różnice w wielkości tego efektu, zarejestrowanego w czasie całego procesu niszczenia poszczególnych struktur. Był on tym większy, im mniejsza była całkowita powierzchnia właściwa kruszywa w badanych strukturach betonowych. Prawidłowość tę wykazała zarówno próba ściskania quasi-osłowego /rys. 71/, jak i próba rozciągania metodą brazylijską.

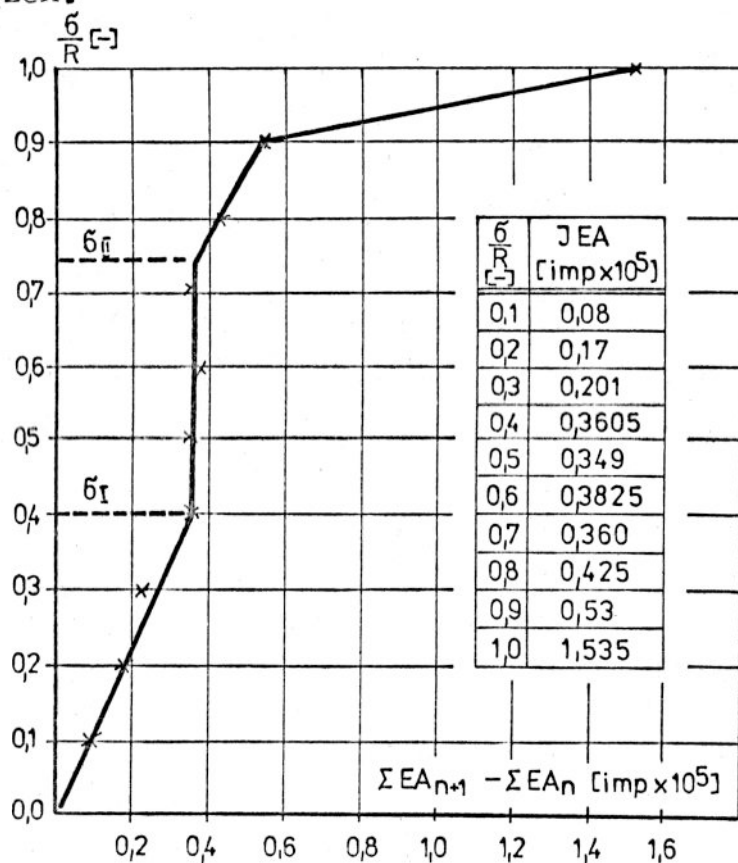


Rys. 71. Zależność między całkowitą powierzchnią właściwą kruszywa, a sumą wydzielonej emisji akustycznej w próbie ściskania quasi-osłowego.

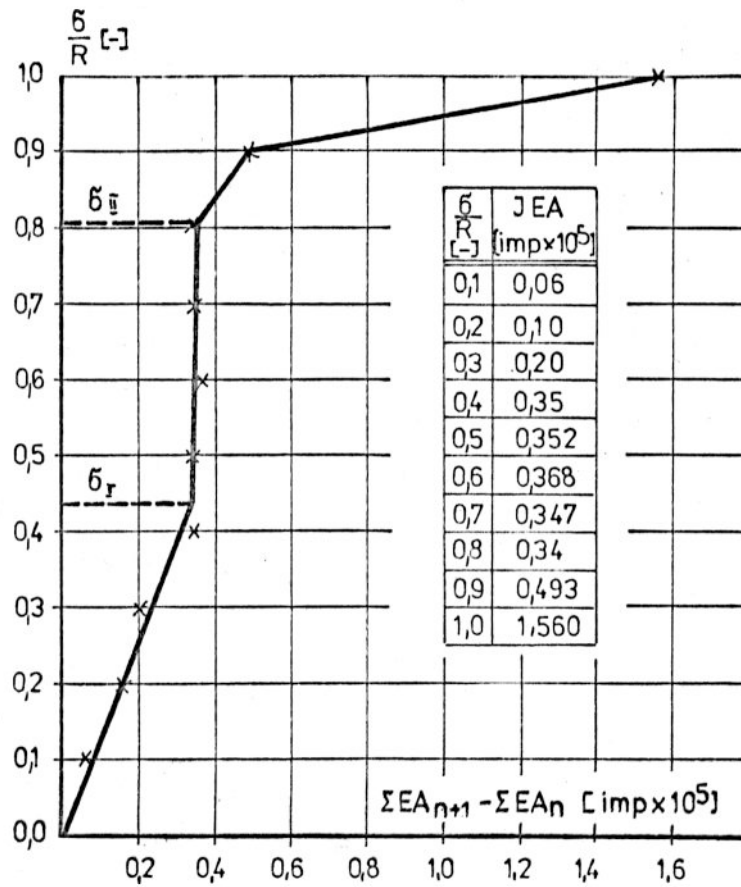
Dla pełniejszego zobrazowania zmian w przebiegu sumarycznego efektu emisji akustycznej określono intensywność jego przyrostu w zależności od poziomu naprężenia. Przebieg zmienności tej wielkości dla poszczególnych serii w próbie ściskania quasi-osłowego przedstawiono na rysunkach 72, 73, 74, 75 i 76, a w próbie rozciągania metodą brazylijską na rysunkach 77 i 78.



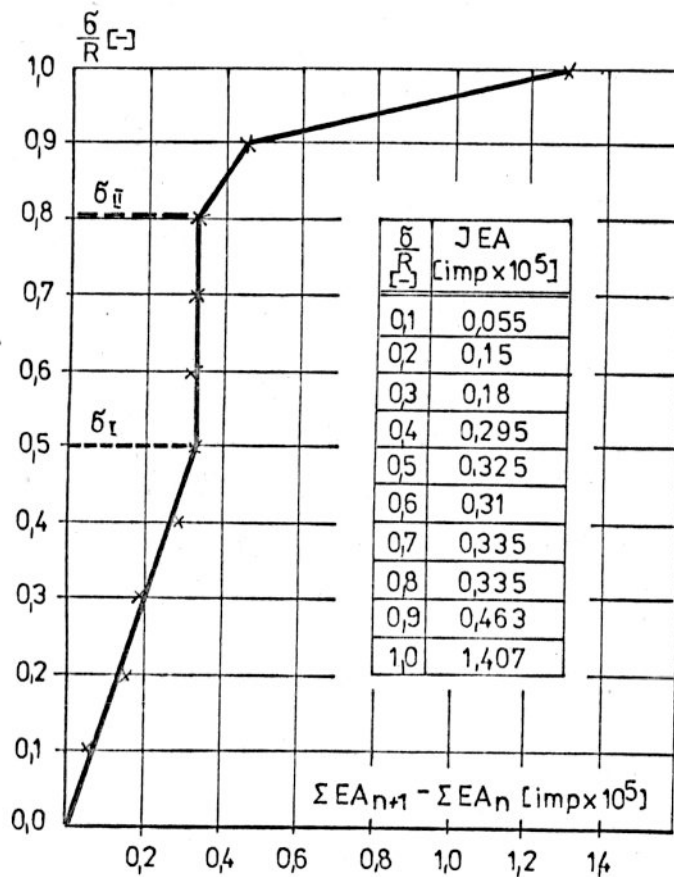
Rys. 72. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Ak" ściskanego quasi-osłowo, w funkcji przyrostu naprężeń.



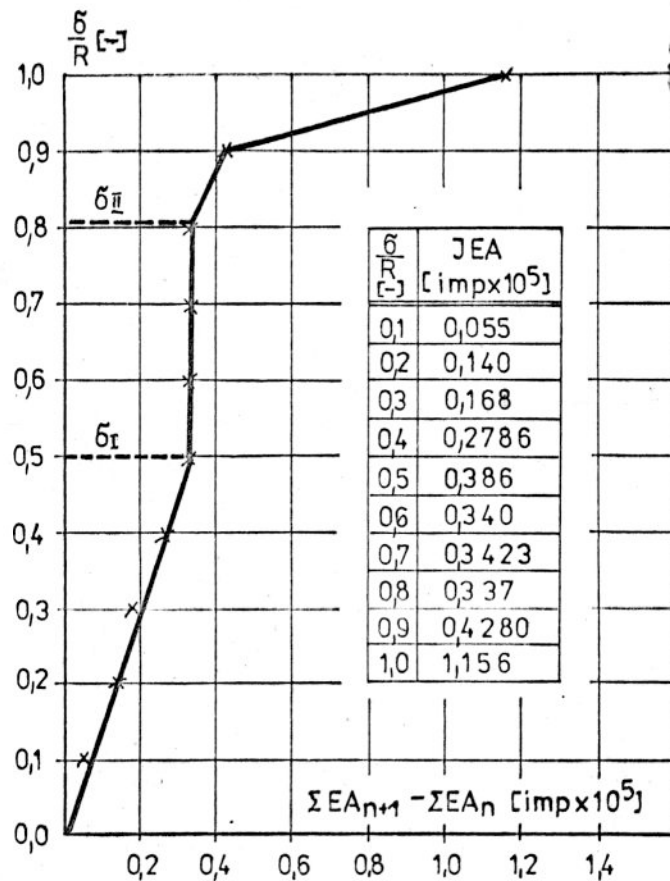
Rys. 73. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Bk" ściskanego quasi-osłowo, w funkcji przyrostu naprężeń.



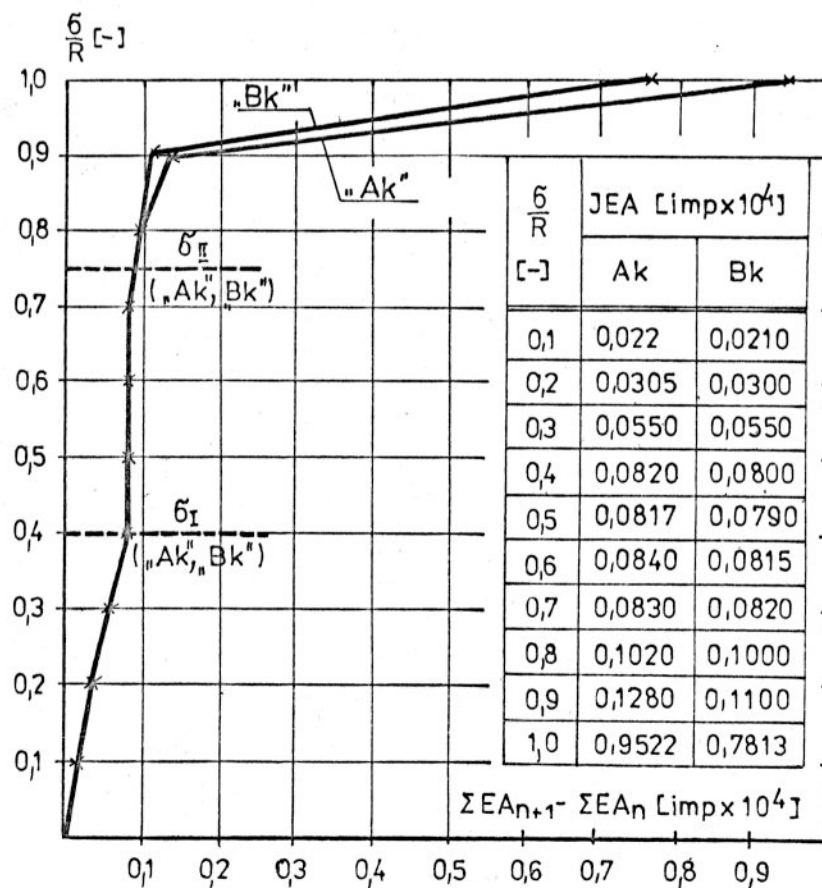
Rys. 74. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Ck" ściskanego quasi-osłowo, w funkcji przyrostu naprężeń.



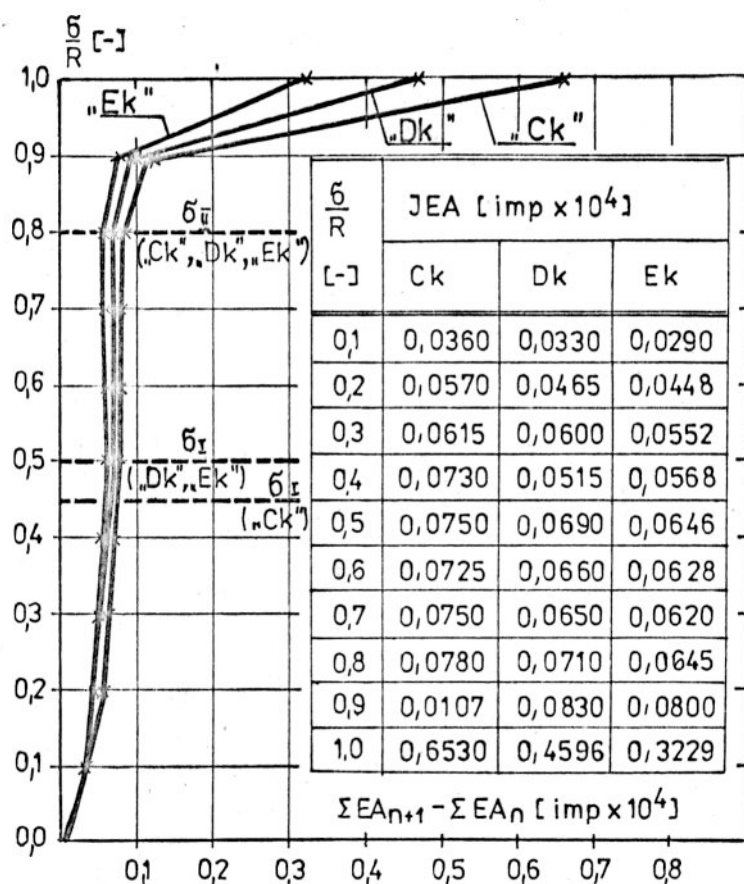
Rys. 75. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Dk" ściskanego quasi-osłowo, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 76. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Ek" ściskanego quasi-osiowo, w funkcji przyrostu naprężeń.



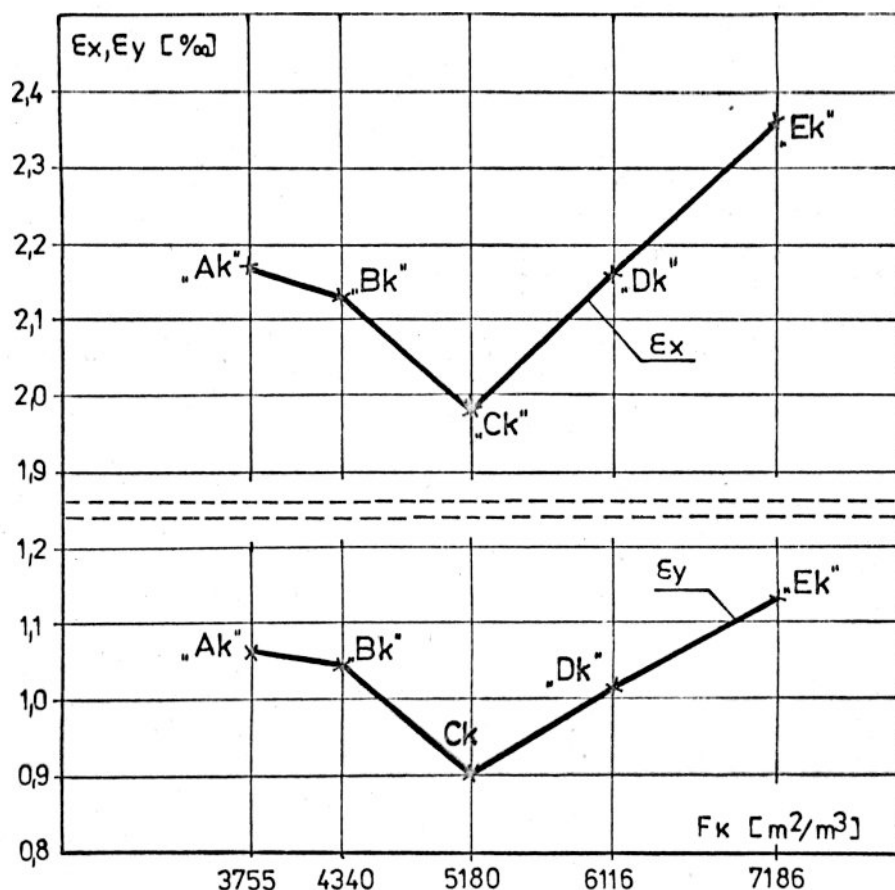
Rys. 77. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Ak" i "Bk" rozciąganego metodą brazylijską, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 78. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Ck", "Dk" i "Ek" rozciągane metodą brazylijską, w funkcji przyrostu naprężeń.

Na podstawie rysunków 72, 73, 74, 75, 76, 77 i 78 stwierdzono, że przebieg intensywności przyrostu sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od przyrostu naprężeń można podzielić na trzy etapy. Pierwszy etap charakteryzuje się stałym przyrostem intensywności emisji akustycznej, następnie widoczna jest stabilizacja tego przyrostu, a poczynając od pewnego poziomu naprężeń obserwuje się jego duży wzrost. Prawidłowość tę stwierdzono dla wszystkich badanych serii, tak w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską, przy czym granice tych etapów dla poszczególnych serii są różne. Stwierdzono również, że granice te są wyraźniejsze dla wyników uzyskanych w próbie ściskania quasi-osowego.

Uzyskane w wyniku pomiaru odkształceń zależności między przyrostem naprężeń, a odpowiadającymi mu odkształceniami ϵ_x i ϵ_y badanych struktur betonowych, mają podobny charakter /rys. 46, 47, 48, 49 i 50/. Nie stwierdzono natomiast wyraźnej zależności między całkowitą powierzchnią właściwą kruszywa, a wielkością sumarycznych odkształceń /rys. 79/.



Rys. 79. Zależność między całkowitą powierzchnią właściwą kruszywa, a całkowitymi odkształceniami ϵ_x i ϵ_y .

Przykładowo, dla serii "Ak", "Bk" i "Dk" sumaryczne wartości odkształceń są zbliżone /różnice mieszczą się w przedziale $0,5 \pm 1,9$ %/, a całkowita powierzchnia właściwa zawartego w nich kruszywa jest zdecydowanie różna /różnice zawarte są w przedziale $13,5 \pm 38,6$ %/.

W celu uzyskania pełniejszej informacji o przebiegu niszczenia badanych struktur betonowych, zgodnie z [13, 164, 52, 50], określono dla nich następujące charakterystyki odkształceniowe:

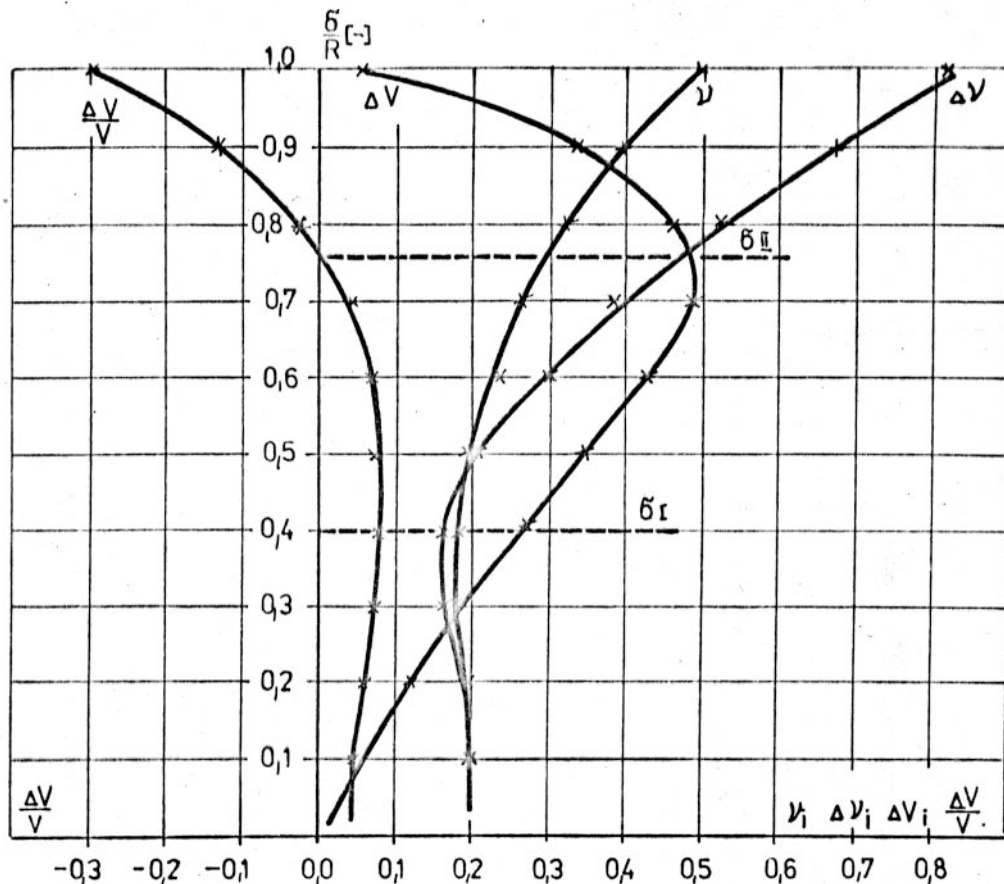
- zmianę współczynników odkształcalności poprzecznej ν ,
- zmianę różnicowych współczynników odkształcalności poprzecznej $\Delta \nu$,
- zmianę sumarycznych odkształceń objętościowych ΔV ,
- zmianę jednostkowych odkształceń objętościowych $\frac{\Delta V}{V}$.

Szczegółowe wartości tych charakterystyk, dla poszczególnych serii, zestawiono w tabelach 32, 33, 34, 35 i 36 oraz przedstawiono na rysunkach 80, 81, 82, 83 i 84. Dla poszczególnych serii stwierdzono w przebiegu otrzymanych charakterystyk odkształceniowych istotne różnice. Różnice te w szczególności dotyczą wartości naprężeń, dla których wielkości ΔV i $\frac{\Delta V}{V}$ osiągają maksimum, wielkości ∇ osiągają minimum, wielkości $\Delta \nabla$ osiągają wartość 0,5 oraz wartości naprężeń, dla których wielkości $\frac{\Delta V}{V}$ zmieniają znak. Stwierdzono również, że strukturom betonowym zawierającym kruszywo o większej całkowitej powierzchni właściwej odpowiadają relaktywnie wyższe wartości tych naprężeń.

Tabela 32

Zestawienie wartości charakterystyk odkształceniowych dla betonu serii "Ak".

Poziom naprę- żeń $\frac{\sigma}{R} [-]$	Wartości charakterystyk odkształceniowych betonu							
	ϵ_x [‰]	$\Delta \epsilon_x$ [‰]	ϵ_y [‰]	$\Delta \epsilon_y$ [‰]	∇ [-]	$\Delta \nabla$ [-]	ΔV [%]	$\frac{\Delta V}{V}$ [‰]
0,1	0,0972	0,0972	0,0194	0,0194	0,200	0,200	0,058	0,058
0,2	0,2030	0,1108	0,0395	0,0200	0,190	0,1805	0,129	0,0708
0,3	0,3055	0,0975	0,0565	0,0170	0,185	0,174	0,1925	0,0635
0,4	0,4305	0,1250	0,0775	0,0210	0,180	0,168	0,2765	0,083
0,5	0,6100	0,1790	0,1280	0,0506	0,210	0,2826	0,354	0,0778
0,6	0,8050	0,1950	0,1890	0,0672	0,235	0,310	0,427	0,0710
0,7	1,0550	0,2500	0,2840	0,0950	0,270	0,380	0,487	0,060
0,8	1,3330	0,2780	0,4330	0,1490	0,325	0,536	0,467	-0,020
0,9	1,6940	0,3610	0,6770	0,2450	0,400	0,677	0,340	-0,129
1,0	2,1700	0,4760	1,0630	0,3860	0,495	0,811	0,044	-0,296

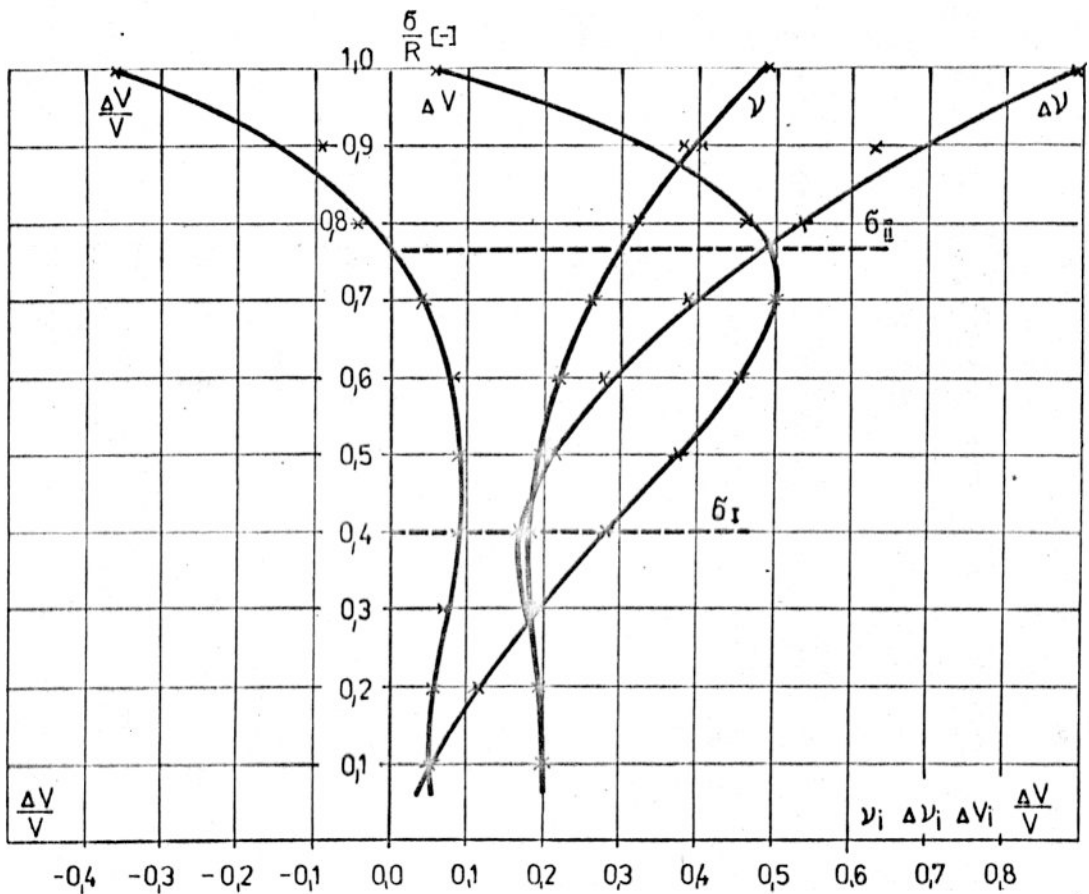


Rys. 80. Przebieg zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych betonu serii "Ak", w funkcji przyrostu naprężeń.

Tabela 33

Zestawienie wartości charakterystyk odkształceniowych dla betonu serii "Bk".

Poziom naprę- żeń σ/R [-]	Wartości charakterystyk odkształceniowych betonu							
	ϵ_x [%]	$\Delta\epsilon_x$ [%]	ϵ_y [%]	$\Delta\epsilon_y$ [%]	ν [-]	$\Delta\nu$ [-]	$\Delta V/V$ [%]	$\frac{\Delta V}{V}$ [%]
0,1	0,098	0,098	0,0196	0,0196	0,200	0,200	0,0588	0,0588
0,2	0,200	0,102	0,0390	0,0194	0,195	0,190	0,1220	0,0632
0,3	0,315	0,115	0,0598	0,0203	0,190	0,181	0,1954	0,0734
0,4	0,445	0,130	0,0820	0,0225	0,185	0,173	0,2804	0,0850
0,5	0,620	0,175	0,1240	0,0417	0,200	0,238	0,3720	0,0920
0,6	0,815	0,195	0,1790	0,0553	0,220	0,283	0,4560	0,0844
0,7	1,040	0,225	0,2680	0,0885	0,257	0,393	0,5044	0,0480
0,8	1,290	0,250	0,4150	0,1472	0,322	0,588	0,460	-0,0444
0,9	1,650	0,360	0,6187	0,2237	0,375	0,622	0,4126	-0,0874
1,0	2,130	0,480	1,044	0,4253	0,490	0,886	0,0420	-0,3706

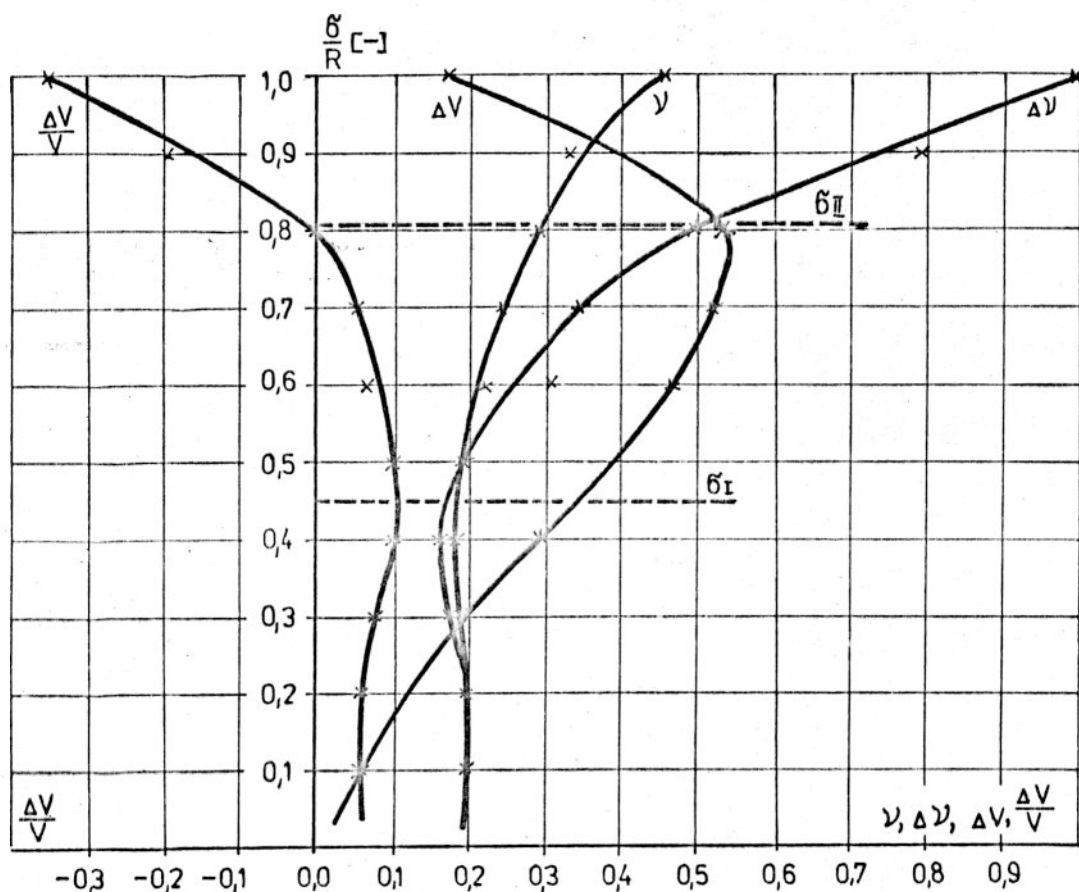


Rys. 81. Przebieg zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych betonu serii "BK", w funkcji przyrostu naprężeń.

Tabela 34

Zestawienie wartości charakterystyk odkształceniowych dla betonu serii "Ck".

Poziom napre- żeń $G/R [-]$	Wartości charakterystyk odkształceniowych betonu							
	ϵ_x [%]	$\Delta\epsilon_x$ [%]	ϵ_y [%]	$\Delta\epsilon_y$ [%]	γ [-]	$\Delta\gamma$ [-]	ΔV [%]	$\frac{\Delta V}{V}$ [%]
0,1	0,100	0,100	0,020	0,020	0,200	0,200	0,060	0,060
0,2	0,200	0,100	0,040	0,020	0,200	0,200	0,120	0,060
0,3	0,325	0,125	0,062	0,022	0,191	0,176	0,201	0,081
0,4	0,475	0,150	0,090	0,025	0,189	0,167	0,295	0,100
0,5	0,650	0,175	0,125	0,038	0,200	0,200	0,400	0,105
0,6	0,825	0,175	0,180	0,055	0,218	0,314	0,465	0,065
0,7	1,025	0,200	0,250	0,070	0,244	0,350	0,525	0,060
0,8	1,280	0,255	0,375	0,125	0,294	0,500	0,530	0,005
0,9	1,625	0,345	0,650	0,275	0,338	0,797	0,325	-0,200
1,0	1,980	0,335	0,900	0,350	0,454	0,986	0,180	-0,345

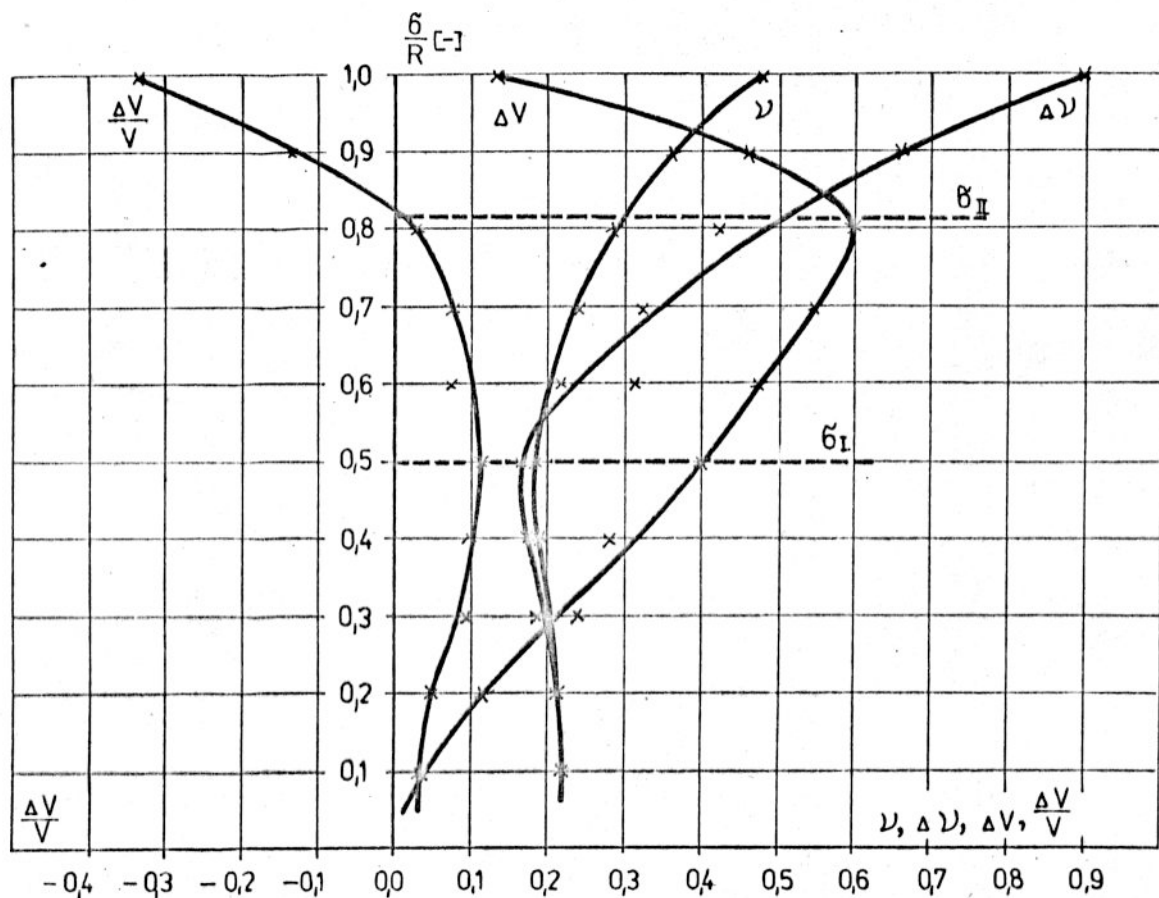


Rys. 82. Przebieg zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych betonu serii "Ck", w funkcji przyrostu naprężeń.

Tabela 35

Zestawienie wartości charakterystyk odkształceniowych dla betonu serii "Dk".

Poziom naprę- żeń $G/R [-]$	Wartości charakterystyk odkształceniowych betonu							
	ϵ_x [%]	$\Delta\epsilon_x$ [%]	ϵ_y [%]	$\Delta\epsilon_y$ [%]	ν [-]	$\Delta\nu$ [-]	$\frac{\Delta V}{V}$ [%]	$\frac{\Delta V}{V}$ [%]
0,1	0,080	0,080	0,0180	0,0180	0,220	0,225	0,044	0,044
0,2	0,158	0,078	0,0348	0,0168	0,220	0,215	0,123	0,0444
0,3	0,310	0,152	0,0635	0,0290	0,205	0,191	0,247	0,094
0,4	0,460	0,150	0,0900	0,0265	0,195	0,177	0,280	0,097
0,5	0,645	0,185	0,1220	0,0320	0,190	0,173	0,401	0,121
0,6	0,845	0,200	0,1860	0,064	0,220	0,320	0,473	0,072
0,7	1,050	0,205	0,2520	0,0660	0,240	0,322	0,546	0,073
0,8	1,340	0,290	0,3750	0,1230	0,280	0,424	0,590	0,044
0,9	1,750	0,410	0,6470	0,2720	0,370	0,663	0,456	0,134
1,0	2,160	0,410	1,0150	0,3680	0,471	0,898	0,130	0,326

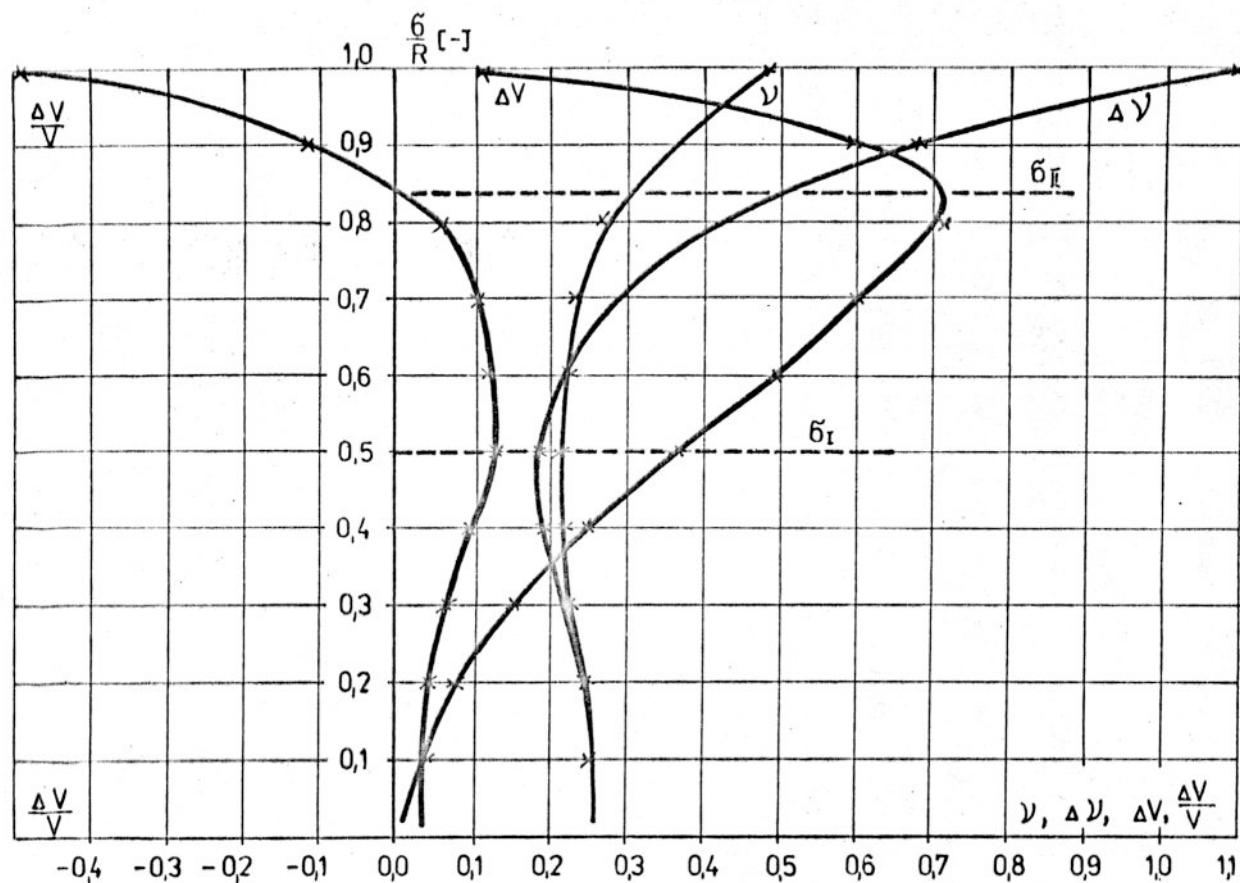


Rys. 83. Przebieg zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych betonu serii "Dk", w funkcji przyrostu naprężeń.

Tabela 36

Zestawienie wartości charakterystyk odkształceniowych dla betonu serii "Ek".

Poziom naprę- żeń σ/R [-]	Wartości charakterystyk odkształceniowych betonu							
	ϵ_x [%]	$\Delta\epsilon_x$ [%]	ϵ_y [%]	$\Delta\epsilon_y$ [%]	ν [-]	$\Delta\nu$ [-]	ΔV [%]	$\frac{\Delta V}{V}$ [%]
0,1	0,072	0,072	0,018	0,018	0,250	0,250	0,040	0,036
0,2	0,152	0,080	0,038	0,020	0,250	0,250	0,076	0,040
0,3	0,272	0,120	0,060	0,022	0,220	0,200	0,152	0,076
0,4	0,432	0,160	0,096	0,035	0,219	0,218	0,242	0,090
0,5	0,634	0,202	0,131	0,036	0,207	0,1782	0,372	0,130
0,6	0,8785	0,2445	0,195	0,065	0,2219	0,2207	0,4885	0,1145
0,7	1,150	0,2715	0,276	0,081	0,230	0,2983	0,598	0,1095
0,8	1,550	0,400	0,4185	0,1425	0,270	0,4071	0,713	0,065
0,9	1,950	0,400	0,690	0,2615	0,400	0,6537	0,590	0,123
1,0	2,354	0,404	1,130	0,2615	0,480	1,113	0,094	0,496



Rys. 84. Przebieg zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych betonu serii "Ek", w funkcji przyrostu naprężeń.

Z analizy przebiegu intensywności przyrostu emisji akustycznej oraz charakterystyk odkształceniowych wszystkich badanych struktur betonowych wynika, że przebieg ich niszczenia, w miarę przyrostu naprężeń, ma charakter trójstadialny. Granice między poszczególnymi przedziałami określają naprężenia, które zgodnie z [13, 170, 126, 164, 52, 50, 75, 77, 78] utożsamiane są z charakterystycznymi naprężeniami krytycznymi σ_I i σ_{II} . Prawidłowości tej nie potwierdziły badania ultradźwiękowe, które wykazały dwustadialność przebiegu tego procesu, co jest niezgodne z wynikami uzyskanymi między innymi przez O. J. Berga [16] i K. Furtaka [52], którzy wykazali na podstawie badań ultradźwiękowych trójstadialność destrukcji naprężeniowej betonu. Ta pozorna sprzeczność jest wynikiem przyjęcia o rząd niższej prędkości niszczenia, w porównaniu z prędkościami niszczenia przyjętymi przez cytowanych badaczy. Z tego też względu w badaniach własnych pomiar prędkości

podłużnych fal ultradźwiękowych V_L pozwolił jedynie na określenie charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_{II} . Naprężenia te w próbie ściskania quasi-osowego określono zgodnie z [74, 75, 77, 78], przyjmując, że odpowiadają one naprężeniom, dla których zanika możliwość pomiaru prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L , a w próbie rozciągania metodą brazylijską zgodnie z [79], przyjmując, że naprężenia te odpowiadają naprężeniom, dla których zaznacza się wyraźny spadek prędkości tych fal.

Pomiar emisji akustycznej pozwolił natomiast na określenie w próbie ściskania quasi-osowego i rozciągania metodą brazylijską zarówno charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I jak i σ_{II} . Naprężenia te określono zgodnie z [75, 77, 78, 79], przyjmując że naprężeniom σ_I odpowiadają naprężenia, przy których rozpoczyna się stabilizacja intensywności przyrostu emisji akustycznej, a naprężeniom σ_{II} , naprężenia, przy których po okresie stabilizacji zaznacza się duży wzrost tej intensywności.

Uzyskane charakterystyki odkształceniowe /rys. 80, 81, 82, 83 i 84/ pozwoliły również na określenie charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , przy czym ich wielkości ustalono zgodnie z kryteriami zawartymi w [13, 170, 126, 164, 52, 50]. W tabeli 37 zestawiono wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} uzyskane dla poszczególnych struktur betonowych przy pomocy wszystkich trzech metod pomiarowych.

Tabela 37

Zestawienie wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych dla badanych struktur betonowych.

Metoda pomiarowa	Ultradźwiękowa				Emisji akustycznej				Pomiar odkształceń	
	ściskanie		rozciąganie		ściskanie		rozciąganie		ściskanie	
Rodzaj struktury	σ_I [—]	σ_{II} [—]	σ_I [—]	σ_{II} [—]	σ_I [—]	σ_{II} [—]	σ_I [—]	σ_{II} [—]	σ_I [—]	σ_{II} [—]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Ak	-	0,75	-	0,75	0,40	0,75	0,40	0,75	0,41	0,76
Bk	-	0,76	-	0,75	0,41	0,75	0,40	0,75	0,41	0,76
Ck	-	0,83	-	0,84	0,44	0,81	0,45	0,80	0,45	0,81
Dk	-	0,84	-	0,84	0,50	0,81	0,50	0,80	0,50	0,82
Ek	-	0,85	-	0,85	0,50	0,82	0,50	0,81	0,50	0,84

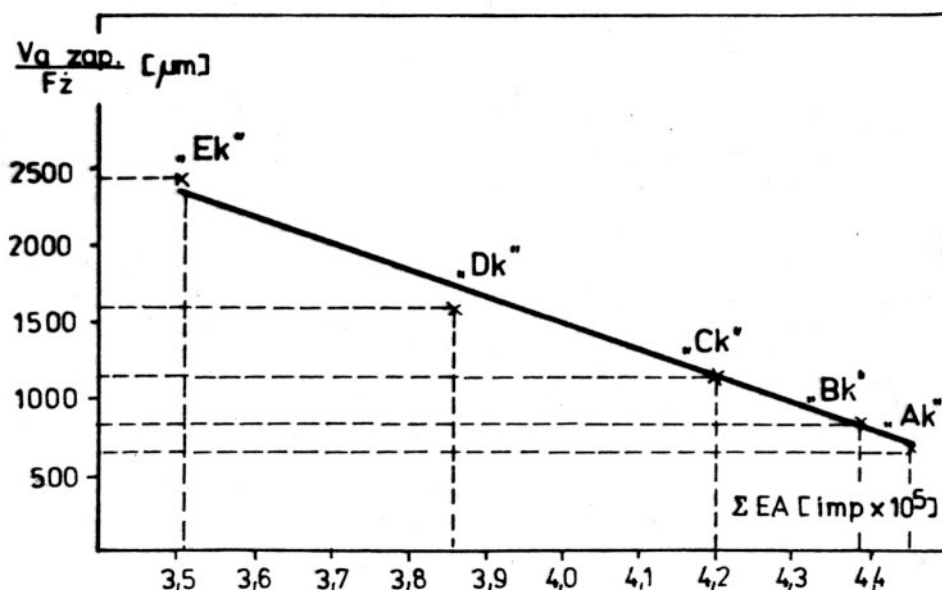
Z analizy tabeli 37 wynika, że wielkości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , uzyskane w próbie ściskania quasi-osowego i rozciągania metodą brazylijską, przy pomocy trzech różnych metod badawczych, są zbieżne. Stwierdzono natomiast wyraźne różnice w wielkości tych naprężeń dla poszczególnych serii, co świadczy o istotnym wpływie struktury betonu na przebieg jego niszczenia. Z tabeli 37 wynika także, że dla struktur betonowych zawierających kruszywo o większej całkowitej powierzchni właściwej, charakterystyczne naprężenia krytyczne σ_I i σ_{II} osiągają odpowiednio wyższe wartości. Prawidłowość ta występuje zarówno dla wyników uzyskanych w próbie ściskania quasi-osowego jak i w próbie rozciągania metodą brazylijską. Świadczy to o tym, że wielkości tych naprężeń nie zależą od przyjętych modeli niszczenia i mogą być traktowane jako charakterystyki materiałowe.

Współzależność przebiegu niszczenia przyjętych do badań struktur betonowych z ich budową wewnętrzną szczególnie wyraźnie uwidoczniła się w postaci związków między takimi parametrami materiałowymi jak:

- umowna grubość otulenia kruszywa grubego /powyżej 2 mm/ zaprawą,
- powierzchnia właściwa kruszywa grubego /powyżej 2 mm/,
- wskaźnik uziarnienia wg Kuczyńskiego,

a wielkościami mierzonymi w wybranych metodach badawczych. Dla ilustracji tych związków na rysunku 85 przedstawiono dla próby ściskania quasi-osowego zależność między umowną grubością otulenia ziarn kruszywa grubego zaprawą, a sumarycznym efektem emisji akustycznej, wydzielonym w czasie całego procesu niszczenia wybranych do badań struktur betonowych.

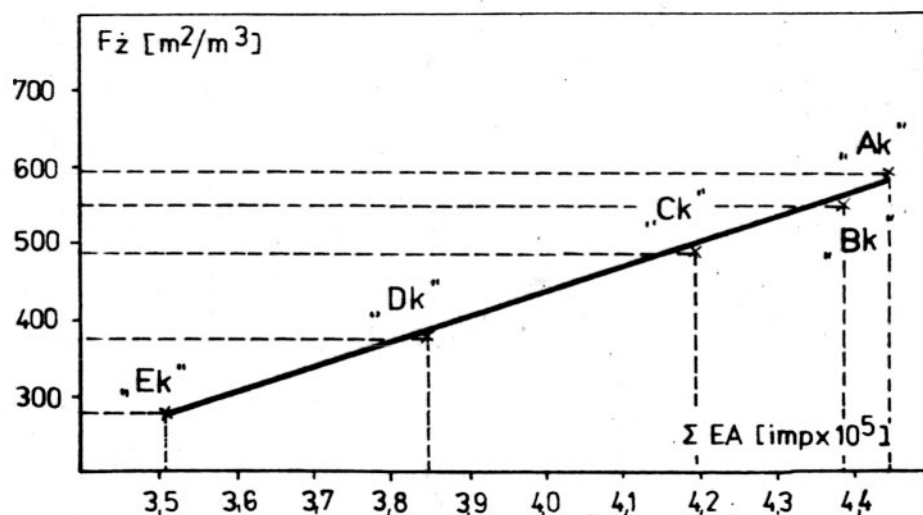
Z analizy rysunku 85 wynika, że suma emisji akustycznej wydzielonej w całym procesie niszczenia badanych struktur betonowych jest tym większa, im mniejsza jest umowna grubość otulenia kruszywa grubego zaprawą, przy czym prawidłowość ta ma charakter liniowy. Charakter przebiegu zależności przedstawionej na rysunku 85 wynika z faktu, iż zwiększenie w strukturze betonu całkowitej powierzchni właściwej kruszywa, poprzez zwiększenie ilościowego udziału kruszywa drobnego /do 2 mm/, wpływa bezpośrednio na ilość zawartej w niej zaprawy, a tym samym na wielkość umownej grubości otulenia kruszywa grubego zaprawą.



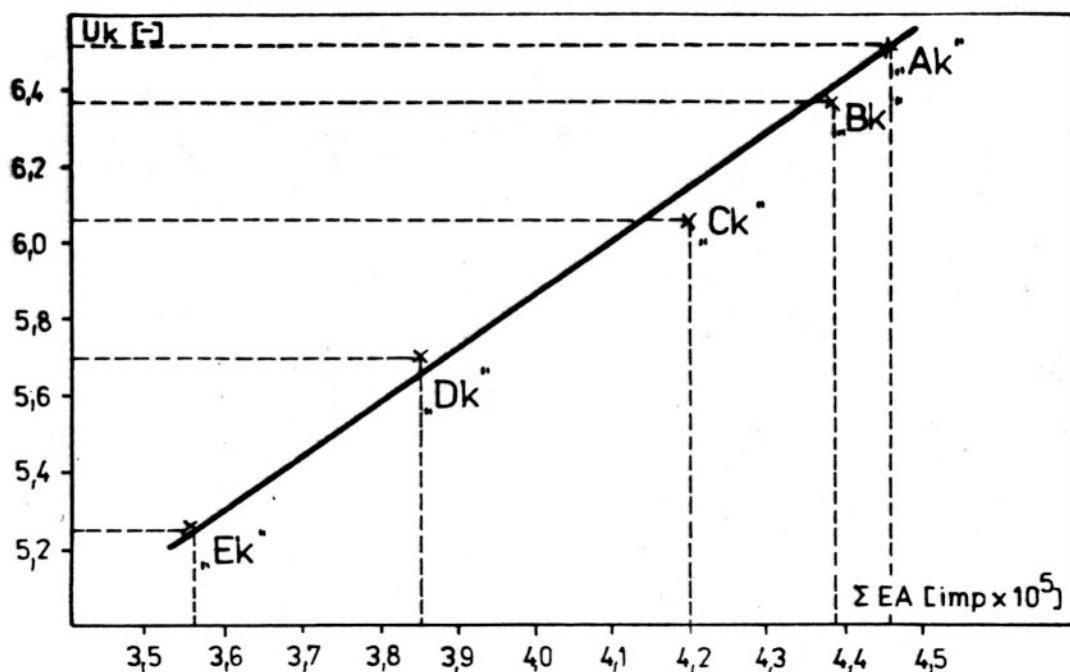
Rys. 85. Zależność między umowną grubością otulenia kruszywa grubego zaprawą, a sumą wydzielonej emisji akustycznej.

Zwiększenie tej grubości daje w konsekwencji strukturę bardziej jednorodną, o mniejszej liczbie koncentratów naprężeń jakimi są ziarna kruszywa grubego. Występuje więc w strukturze betonu, przy założeniu, że wytrzymałość na ściskanie jest zbliżona, mniejsza ilość potencjalnych miejsc gdzie naprężenia na styku kruszywo grube - zaprawa mogą być przekroczone.

Na rysunku 86 i 87 przedstawiono, dla próby ściskania quasi-osioowego, zależność między powierzchnią właściwą kruszywa grubego i wskaźnikiem uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego, a sumę wydzielonej emisji akustycznej w całym procesie niszczenia wybranych do badań struktur betonowych.



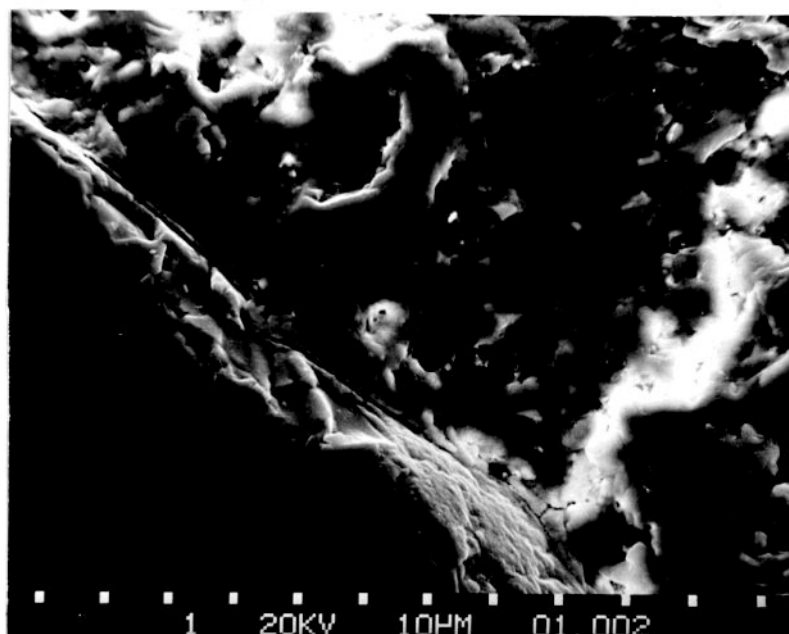
Rys. 86. Zależność między powierzchnią właściwą kruszywa grubego, a sumą wydzielonej emisji akustycznej.



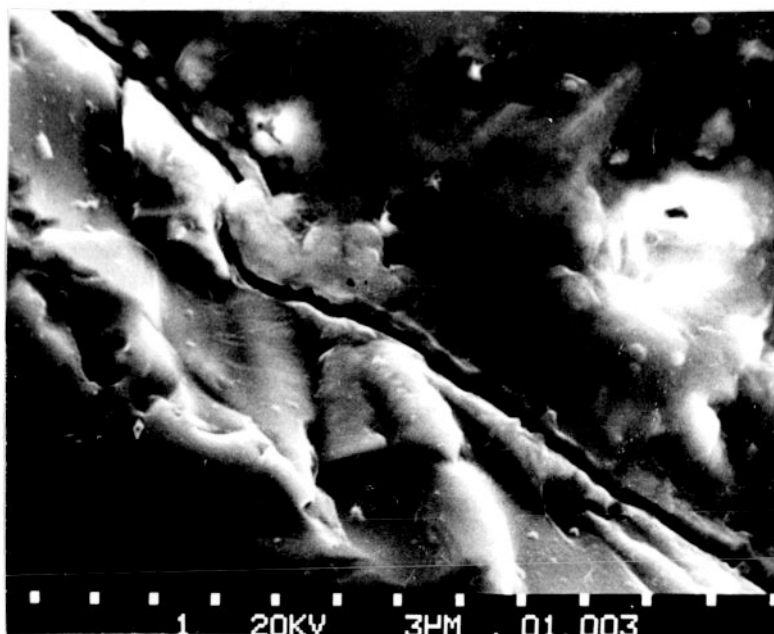
Rys. 87. Zależność między wskaźnikiem uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego, a sumą wydzielonej emisji akustycznej.

Z analizy rysunku 86 i 87 wynika, że istnieje wyraźna zależność liniowa między tymi parametrami materiałowymi, a sumą wydzielonej emisji akustycznej. Charakteryzuje się ona tym, że większej powierzchni właściwej kruszywa grubego i większemu wskaźnikowi uziarnienia wg Kuczyńskiego odpowiada większy sumaryczny efekt emisji akustycznej. Prawdokowość ta związana jest z faktem, iż każde duże ziarno kruszywa jest w strukturze betonu wtęrceniem na krawędziach którego powstaje znaczna koncentracja naprężeń, mogąca doprowadzić do pęknięcia na styku tego kruszywa z zaprawą [35, 189, 48, 113, 114]. Tak więc zwiększenie ilościowego udziału w strukturze betonu kruszywa grubego /ponad 2 mm/, poprzez zmniejszenie ilości kruszywa drobnego /do 2 mm/, powoduje wydzielenie większego sumarycznego efektu emisji akustycznej w całym procesie niszczenia. Dla potwierdzenia roli jaką w przebiegu niszczenia betonu odgrywają ziarna kruszywa grubego, przeprowadzono badania na mikroskopie skaningowym, które wykazały, że utrata ciągłości struktury betonu następuje przede wszystkim na styku tego kruszywa z zaczynem.

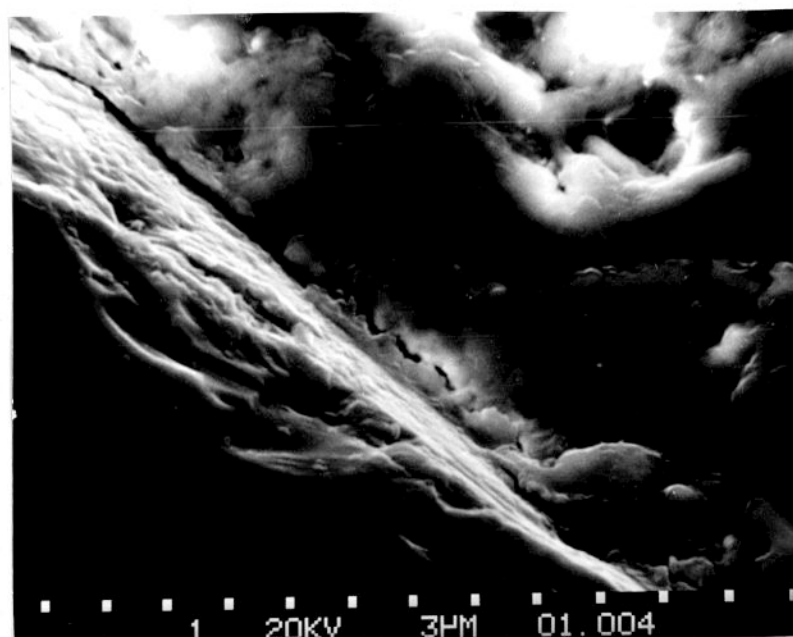
Ilustracją tego faktu są przykładowo rysunki 88, 89 i 90, na których przedstawiono fragmenty struktury betonu serii "Ck" na granicy kruszywo grube-zaczyn, po jej obciążeniu w próbie ściskania quasi-osłowego do poziomu naprężeń około $0,6 \sigma_R$.



Rys. 88. Widok mikropęknięcia w strukturze betonu serii "Ck" przebiegającego na granicy kruszywo grube-zaczyn, przy powiększeniu x 1000.



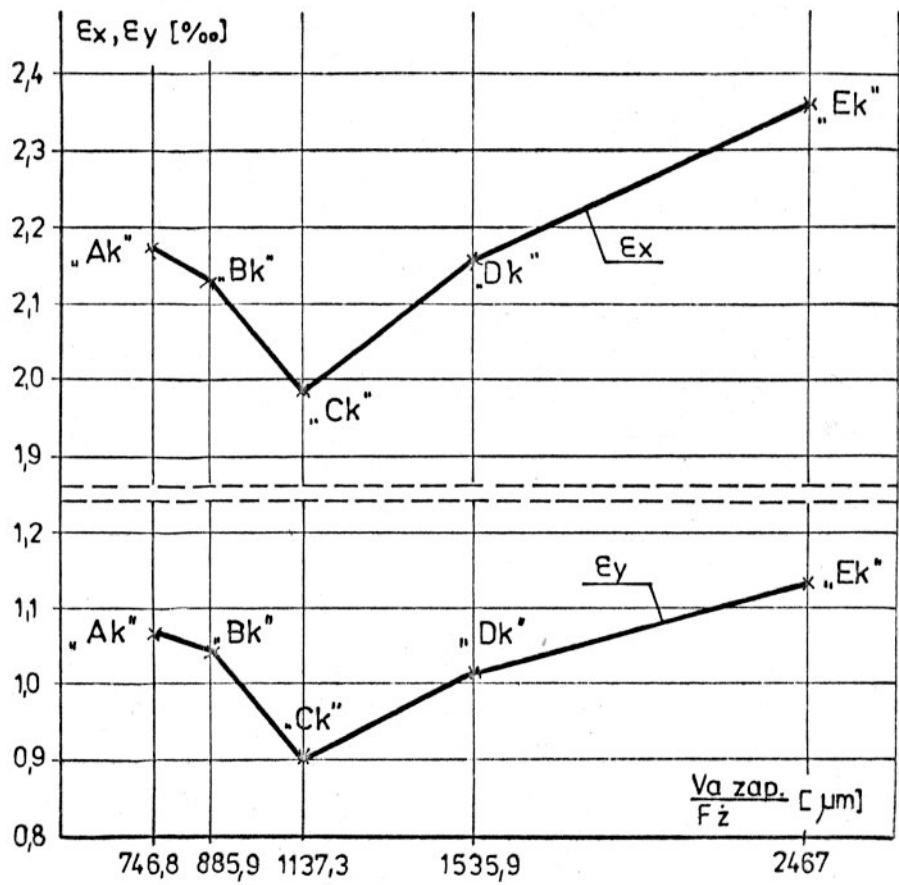
Rys. 89. Widok mikropęknięcia w strukturze betonu serii "Ck" przebiegającego na granicy kruszywo grube-zaczyn, przy powiększeniu x 3200.



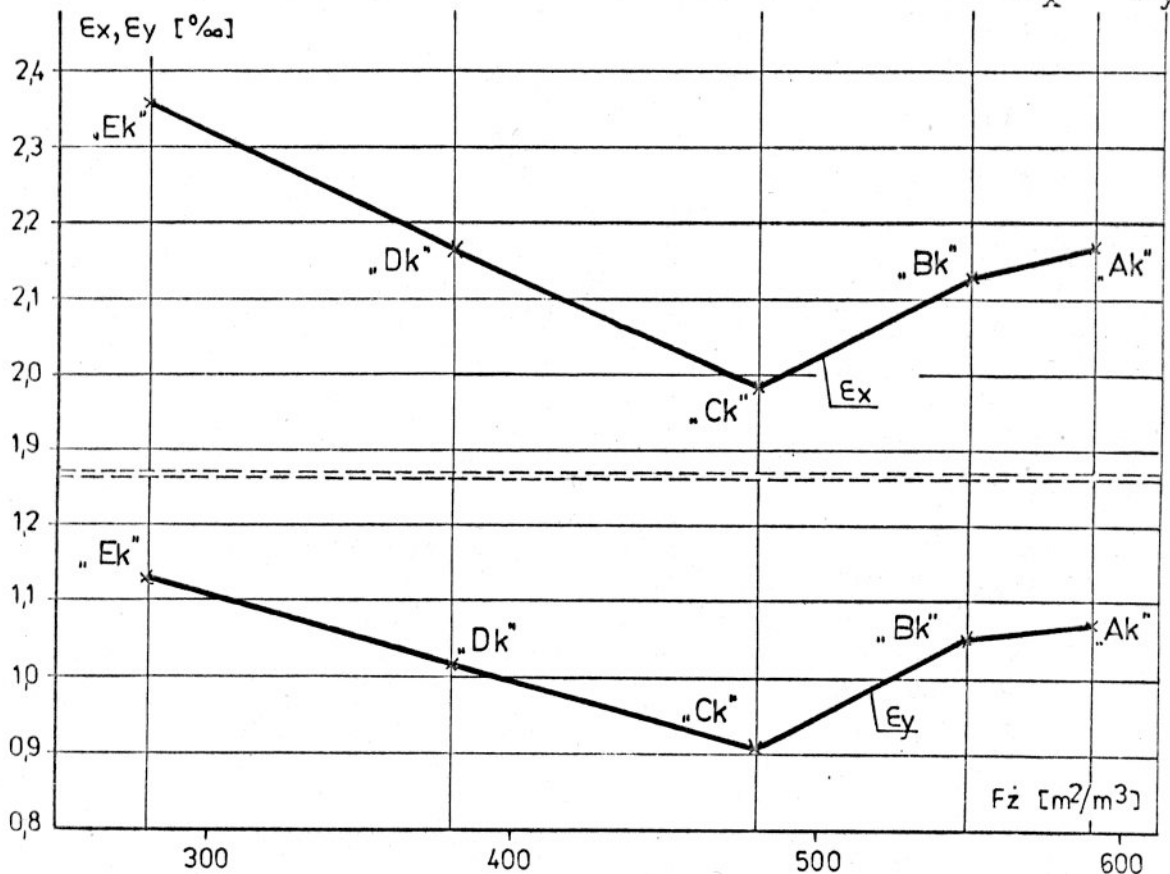
Rys. 90. Widok mikropęknięcia w strukturze betonu serii "Ck" przebiegającego na granicy kruszywo grube-zaczyn i częściowo w zaczynie, przy powiększeniu x 3200.

Z analizy rysunków 88, 89 i 90 wynika, że utrata ciągłości struktury betonu następuje przede wszystkim na granicy kruszywo grube-zaczyn /rys. 88 i 89/, a dopiero tak powstałe mikrorysy stają się źródłem rozwoju destrukcji w zaczynie /rys. 90/. Spostrzeżenia te pokrywają się z obserwacjami P. Dantu [35], G. W. D. Vila [189] i M. Luscha [113, 114], którzy podkreślają, że decydujące znaczenie dla przebiegu destrukcji naprężeniowej w betonie ma fakt występowania na powierzchniach kruszywa grubego znacznych koncentracji naprężeń.

Pomiar odkształceń, w odróżnieniu od wyników uzyskanych za pomocą metody emisji akustycznej, nie wykazał jednoznacznych zależności między określonymi parametrami materiałowymi, a całkowitymi odkształceniami ϵ_x i ϵ_y badanych struktur betonowych. Fakt ten ilustrują przykładowo, dla wybranych parametrów materiałowych, rysunki 91 i 92. Wynika z nich, że całkowite odkształcenia ϵ_x i ϵ_y , określone dla struktur betonowych "Ak", "Bk" i "Dk", są zbliżone, natomiast wielkości charakteryzujących je parametrów materiałowych /umownego otulenia kruszywa grubego zaprawą i powierzchnia właściwa kruszywa grubego/ zmieniają się w bardzo dużym przedziale.

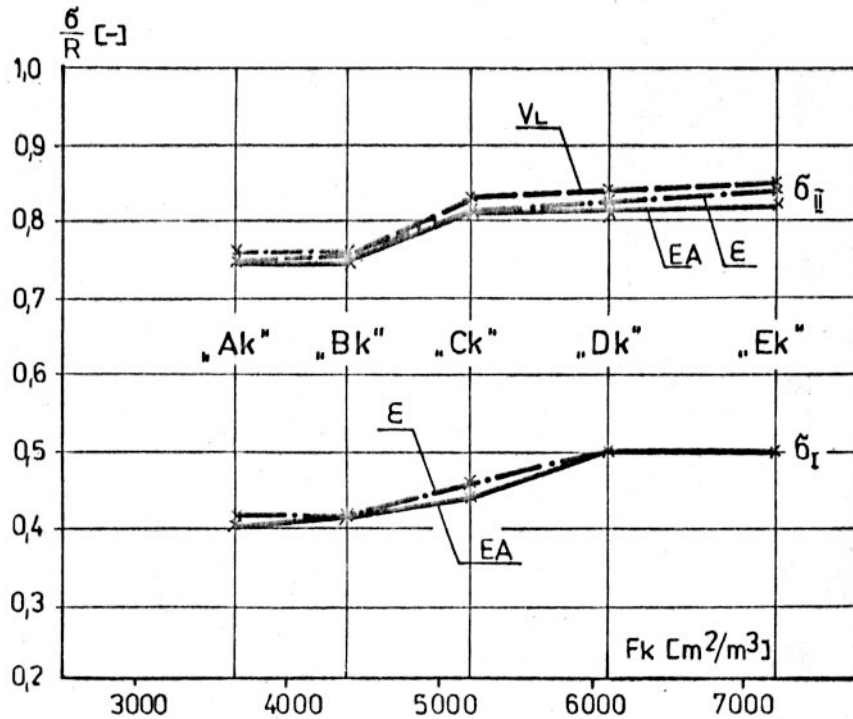


Rys. 91. Zależność między umowną grubością otulenia kruszywa grubego zaprawą, a całkowitymi odkształceniami ϵ_x i ϵ_y .



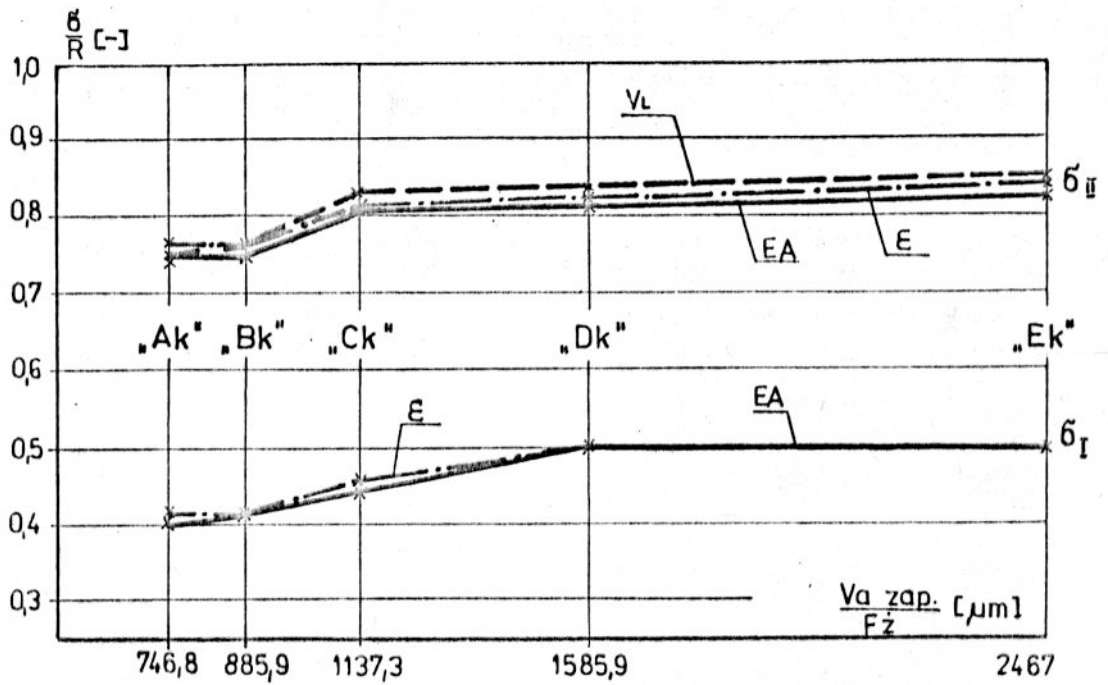
Rys. 92. Zależność między powierzchnią właściwą kruszywa grubego, a całkowitymi odkształceniami ϵ_x i ϵ_y .

Dla ilustracji wpływu parametrów materiałowych na przebieg niszczenia przyjętych do badań struktur betonowych na rysunkach 93, 94, 95 i 96 przedstawiono dla wszystkich trzech metod pomiarowych zmianę charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , ułożsamionych zgodnie z [70, 162, 132, 151, 13, 126, 170, 182] odpowiednio ze zmęczeniową i długotrwałą wytrzymałością betonu, w zależności od wybranych parametrów materiałowych, dla próby ściskania quasi-osłowego.

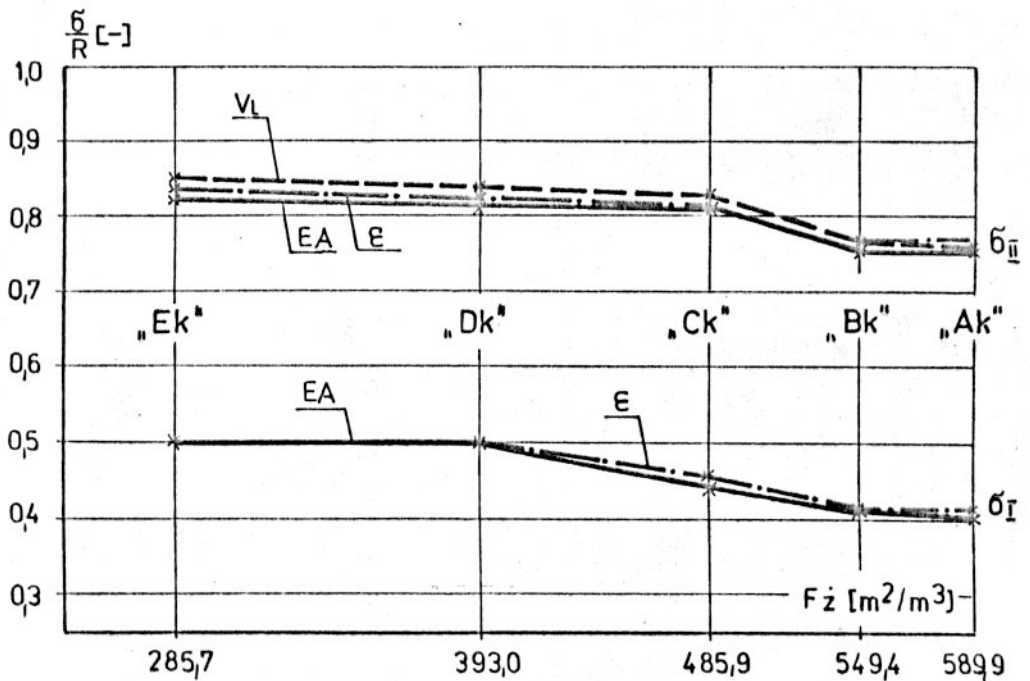


Rys. 93. Przebieg zmienności wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od całkowitej powierzchni właściwej kruszywa.

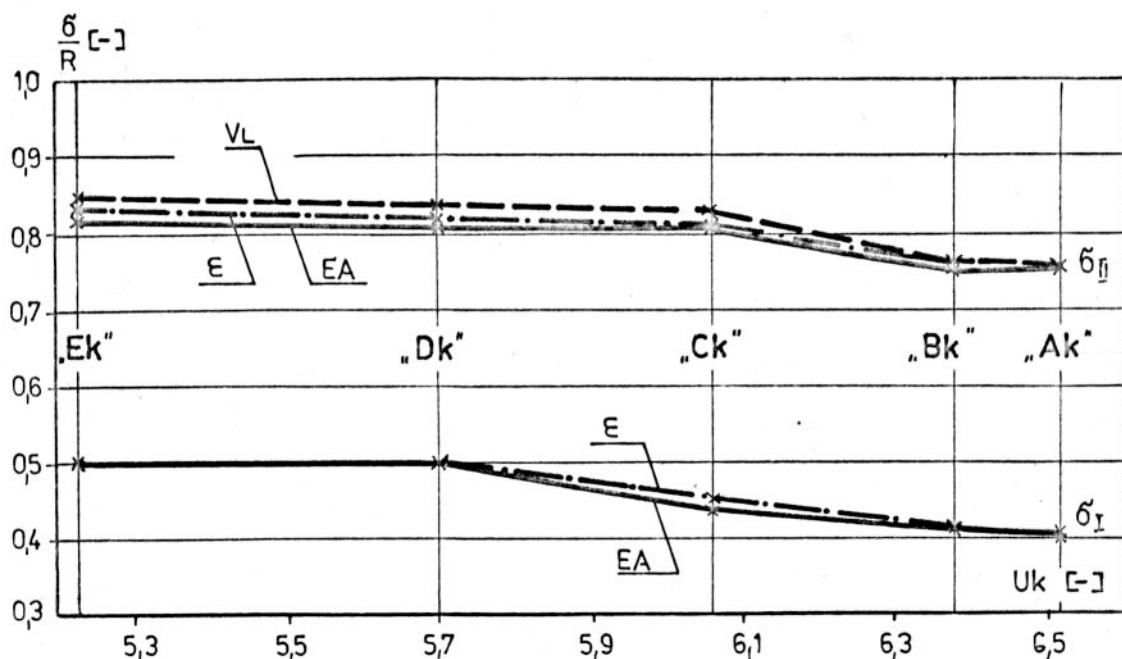
Z analizy rysunków 93, 94, 95 i 96 wynika, że wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} rosną wraz ze wzrostem całkowitej powierzchni właściwej kruszywa i umownej grubości otulenia kruszywa grubego zaprawą. Maleją natomiast wraz ze wzrostem powierzchni właściwej kruszywa grubego i wskaźnika uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego.



Rys. 94. Przebieg zmienności wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od umownej grubości otulenia kruszywa grubego zaprawą.



Rys. 95. Przebieg zmienności wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od powierzchni właściwej kruszywa grubego.



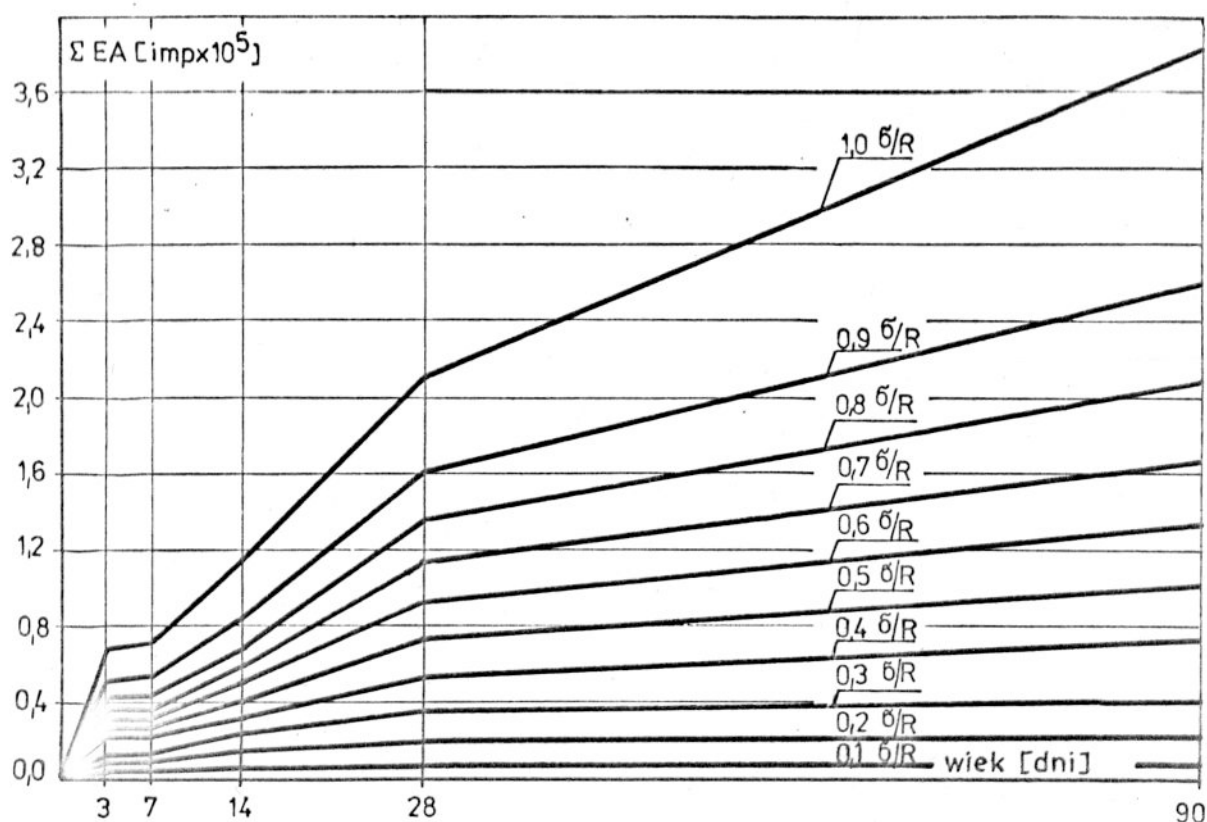
Rys. 96. Przebieg zmienności wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od wskaźnika uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego.

10.2. Wpływ wieku na przebieg niszczenia betonu.

Przedstawione w punkcie 8.2 wyniki badań uzyskane metodą ultradźwiękową, emisji akustycznej i pomiaru odkształceń wykazały, że istnieje wyraźny wpływ wieku na przebieg niszczenia betonu. Prawidłowość ta została potwierdzona zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską. Z uzyskanych wyników badań ultradźwiękowych /rys. 51 i 52/ wynika, że prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych V_L maleje wraz ze wzrostem poziomu naprężenia. Prawidłowość ta związana jest z faktem, iż wraz z przyrostem naprężeń w strukturze betonu następuje rozwój destrukcji, objawiający się powiększaniem i rozszerzaniem mikroszczelin zapoczątkowanych na etapie tworzenia się materiału oraz powstawaniem i rozwojem nowych uszkodzeń, które tłumią rozchodzenie się podłużnych fal ultradźwiękowych, powodując zmniejszenie ich prędkości [151, 101, 74]. Zjawisko to jest wspólne zarówno dla betonów młodych /3, 7 i 14 dniowych/ jak i betonów starszych /28 i 90 dniowych/. Przykładowo, dla próby ściskania

quasi-osowego /rys. 51/ obserwuje się wyraźny spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L od poziomu naprężeń około $0,1 \frac{\sigma}{R}$ /dla betonu 90 dniowego/ do poziomu około $0,3 \frac{\sigma}{R}$ /dla betonu 3 dniowego/. Natomiast dla próby rozciągania metodą brazylijską /rys. 52/ spadek ten jest widoczny od poziomu naprężeń około $0,7 \frac{\sigma}{R}$ /dla betonu 90 dniowego/ do poziomu $0,8 \frac{\sigma}{R}$ /dla betonów 3, 7 i 14 dniowych/. Intensywność tego spadku zależy od poziomu naprężenia i jest relatywnie wyższa dla betonów starszych [74]. Przykładowo, w próbie ściskania quasi-osowego, dla poziomu naprężenia $0,2 \frac{\sigma}{R}$ procentowe spadki prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L wahają się od 1,14 % do 1,7 %, dla poziomu $0,4 \frac{\sigma}{R}$ od 3,5 % do 7,6 %, a dla poziomu $0,7 \frac{\sigma}{R}$ od 17,2 % dla betonu 3 dniowego do 25,7 % dla betonu 90 dniowego. Przeprowadzone badania ultradźwiękowe wykazały również, że w próbie ściskania quasi-osowego, w odróżnieniu od próby rozciągania metodą brazylijską, pomiar prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L jest możliwy dla betonów młodych do poziomu naprężenia $0,8 \frac{\sigma}{R}$, a dla betonów starszych do poziomu $0,7 + 0,75 \frac{\sigma}{R}$. Brak odczytów na wyższych poziomach naprężenia jest wynikiem powstawania na tym etapie w strukturze betonu znacznej ilości rys o dużej rozwartości, które tłumią przejście podłużnych fal ultradźwiękowych V_L przez badany materiał. Zjawisko to w przypadku betonów młodych /3, 7 i 14 dniowych/ występuje przy wyższych poziomach naprężenia, ponieważ ich sieć krystaliczna jest jeszcze nie w pełni ukształtowana, beton jest bardziej wilgotny, a proces niszczenia przebiega łagodniej niż w betonach starszych, które wraz z wiekiem stają się bardziej kruche [74].

Na podstawie wyników badań uzyskanych za pomocą metody emisji akustycznej stwierdzono, że sumaryczny efekt emisji akustycznej jest wyraźnie zależny od wieku betonu. Zależność ta charakteryzuje się tym, że suma emisji akustycznej wydzielona na poszczególnych etapach niszczenia jest tym większa im beton jest starszy, co przykładowo dla próby ściskania quasi-osowego zilustrowano na rysunku 97.



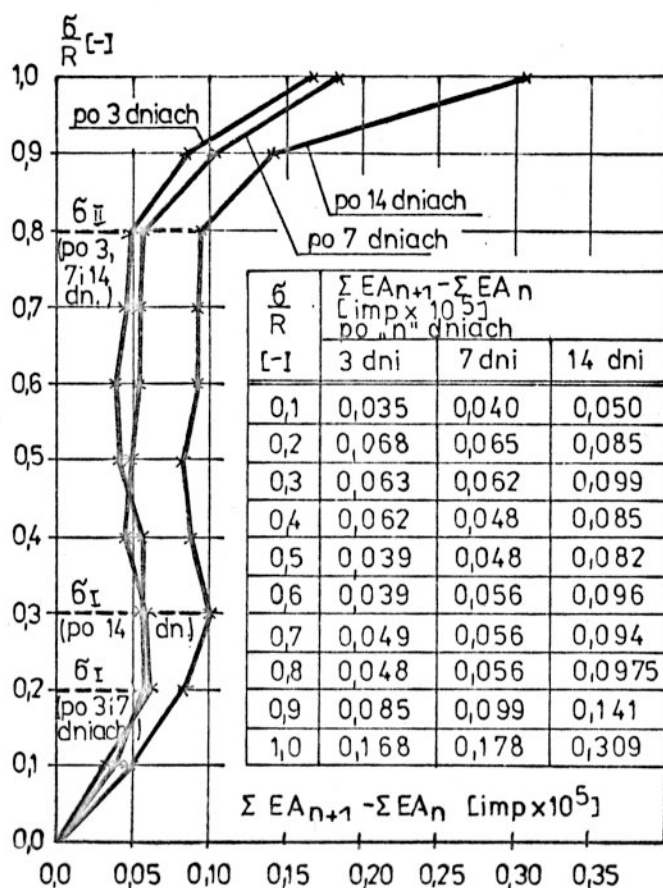
Rys. 97. Wpływ wieku betonu na sumę emisji akustycznej wydzieloną w próbie ściskania quasi-osowego na poszczególnych poziomach naprężenia.

Podobną zależność stwierdzono w próbie rozciągania metodą brazylijską, przy czym suma emisji akustycznej dla poszczególnych poziomów naprężeń jest większa w próbie ściskania quasi-osowego. Należy równocześnie podkreślić, że ze względu na duże różnice w wielkościach sumarycznego efektu emisji akustycznej zarejestrowanych przy różnych wartościach wzmocnienia, ich porównywanie ilościowe jest możliwe jedynie dla wyników uzyskiwanych przy tej samej wielkości wzmocnienia.

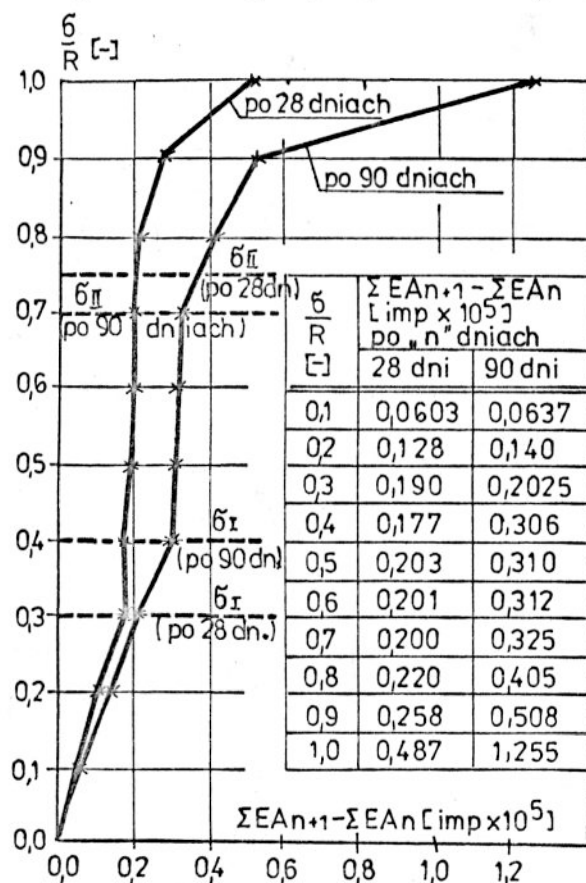
Przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od przyrostu naprężeń dla betonów młodych /rys. 53 i 55/ jest podobny, przy czym w przypadku betonów 3 i 7 dniowych różnice obserwuje się w próbie ściskania quasi-osowego dopiero od poziomu naprężeń około $0,6 \frac{\sigma}{R}$, a w próbie rozciągania metodą brazylijską od poziomu około $0,5 \frac{\sigma}{R}$. Dla betonów starszych

/rys. 54 i 56/ przebieg tej zmienności zdecydowanie odbiega od wykresów dla betonów młodych, przy czym zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską widoczne są również wyraźne różnice w przebiegu tej zmienności dla betonu 28 i 90 dniowego. Różnice w wielkości sumarycznego efektu emisji akustycznej wydzielanego podczas niszczenia betonów o różnym wieku wynikają przede wszystkim z faktu, iż struktura wewnętrzna tych betonów i związana z nią ich wytrzymałość jest różna. Różnice w stopniu ukształtowania struktury wewnętrznej betonu, w miarę wzrostu jego wieku, związane są przede wszystkim z rozwojem budowy warstw kontaktowych między stwardniałym zaczynem cementowym i kruszywem [44, 1, 169, 48, 181]. Wraz ze wzrostem wieku betonu wytrzymałość tych warstw rośnie w wyniku powstawania nowych wiązań chemicznych i rozwoju wzajemnego przenikania sieci krystalograficznej zaczynu i zewnętrznej powłoki kruszywa, co bezpośrednio rzutuje na charakter destrukcji naprężeniowej betonu i liczbę potencjalnych źródeł emisji akustycznej. Dla pełniejszego zobrazowania zmian w przebiegu sumarycznego efektu emisji akustycznej określono analogicznie jak w punkcie 10.1 intensywność jego przyrostu w zależności od poziomu naprężenia. Przebieg tej zmienności dla poszczególnych terminów badawczych w próbie ściskania quasi-osowego przedstawiono na rysunkach 98 i 99, a w próbie rozciągania metodą brazylijską na rysunkach 100, 101 i 102.

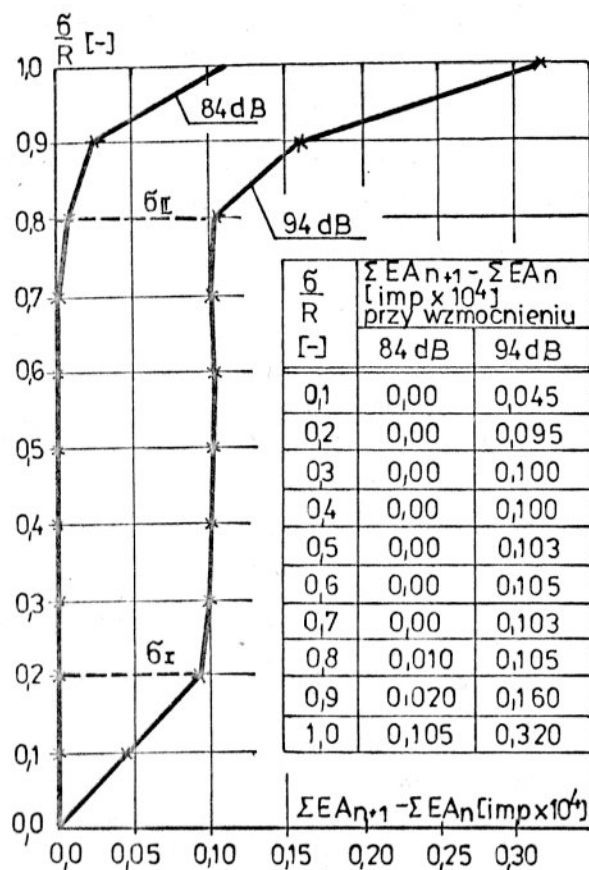
Z rysunków 98, 99, 100, 101 i 102 wynika, że przebieg intensywności przyrostu sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od przyrostu naprężeń, jest dla wszystkich terminów badawczych trójetapowy. Pierwszy etap charakteryzuje się stałym przyrostem intensywności emisji akustycznej, następnie widoczna jest stabilizacja tego przyrostu, a poczynając od pewnego poziomu naprężeń obserwuje się wyraźny jego wzrost. Prawidłowość tę stwierdzono zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską, przy czym granice podziału dla poszczególnych terminów badawczych są różne.



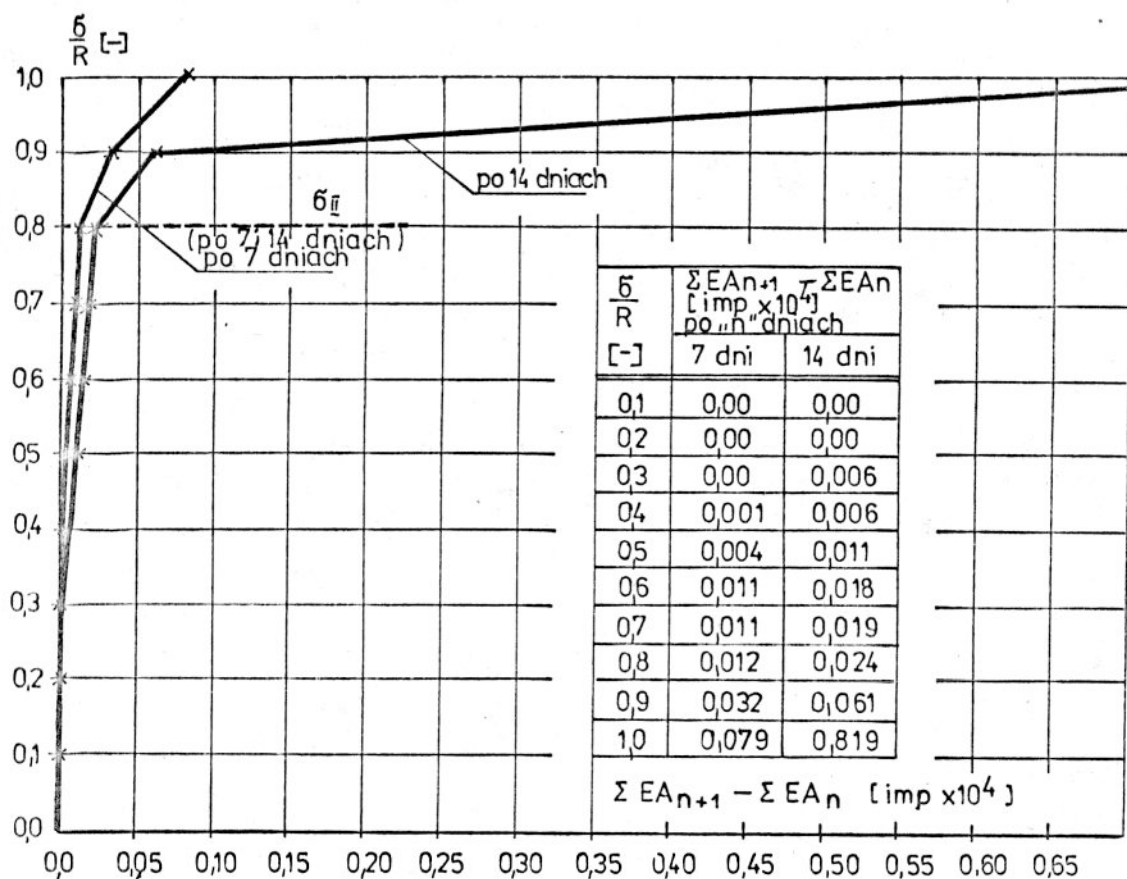
Rys. 98. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk" ściskanego quasi-osłowo po 3, 7 i 14 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.



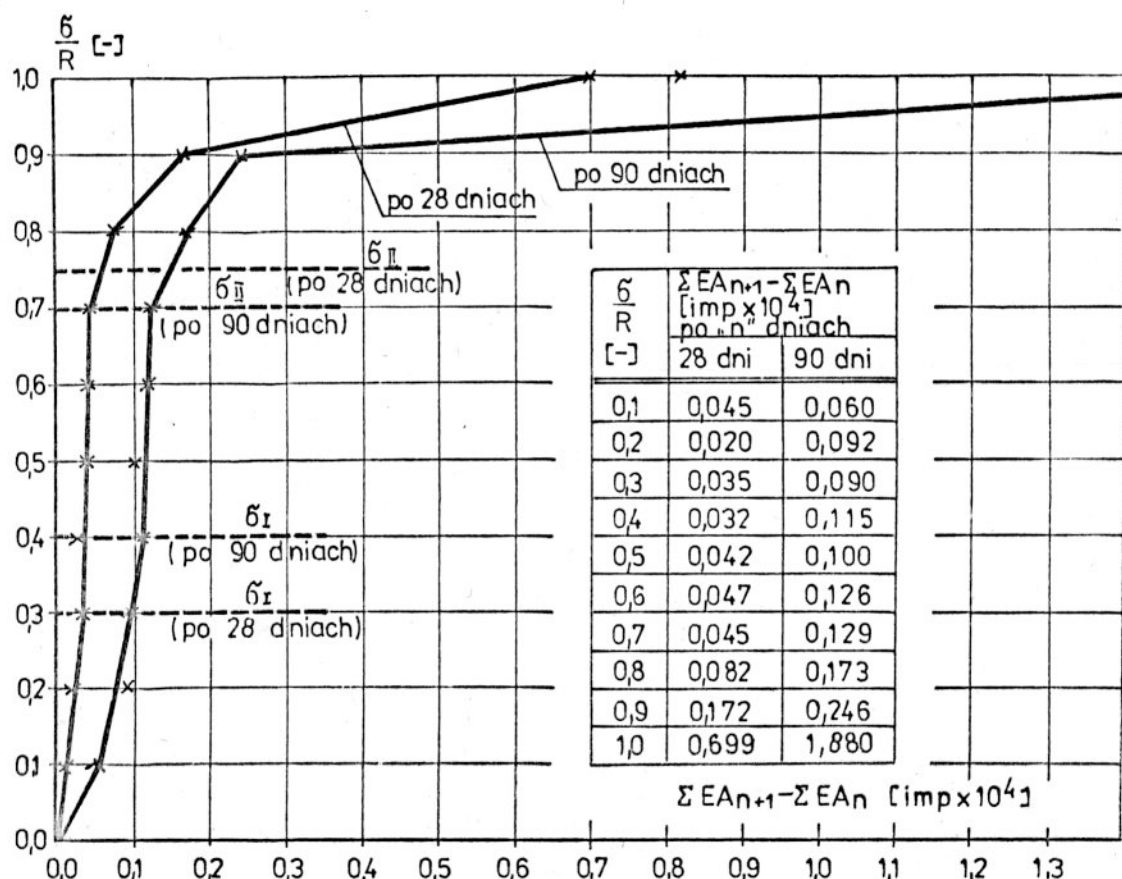
Rys. 99. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk" ściskanego quasi-osłowo po 28 i 90 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 100. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk" rozciąganego metodą brazylijską po 3 dniach dojrzewania, przy różnym wzmocnieniu, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 101. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk" rozciąganego metodą brazylijską po 7 i 14 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 102. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla betonu serii "Fk" rozciąganego metodą brazylijską po 28 i 90 dniach dojrzewania, w funkcji przyrostu naprężeń.

Stwierdzono również, że granice te są wyraźniejsze dla wyników uzyskanych w próbie ściskania quasi-osowego. Uwaga ta w szczególności dotyczy betonów młodych, dla których przy przyjętej wielkości wzmocnienia /84 dB/ w próbie rozciągania metodą brazylijską granice między pierwszym a drugim etapem są praktycznie nieuchwytnie /rys. 100 i 101/. Zwiększenie czytelności tych granic wymaga przyjęcia większej wartości wzmocnienia, co przykładowo dla betonu 3 dniowego zilustrowano na rysunku 100. Prawdopodobnie ta wynika z faktu, iż w próbie rozciągania metodą brazylijską, w odróżnieniu od próby ściskania quasi-osowego, niszczenie przebiega nie w całej objętości próbki, a jedynie w ograniczonej strefie materiału. Z tego też względu w czasie niszczenia betonu w próbie rozciągania metodą brazylijską liczba potencjalnych źródeł emisji akustycznej jest mniejsza.

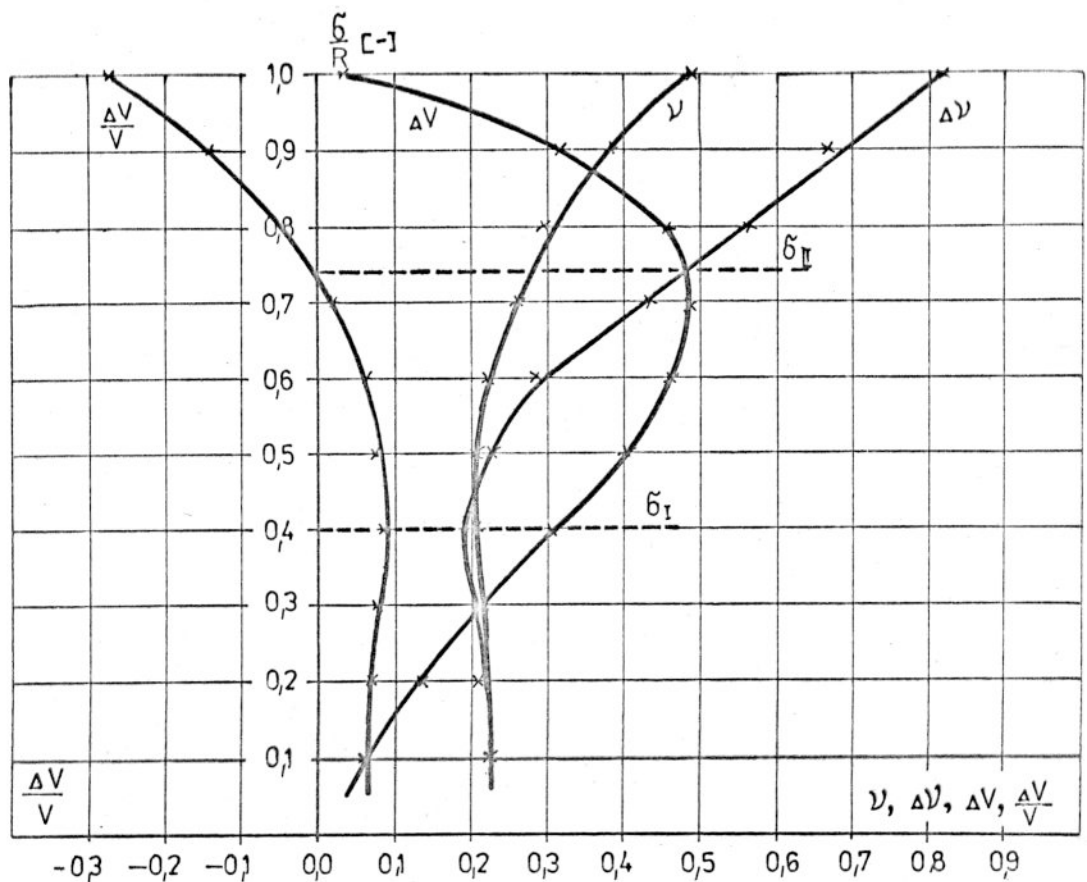
Z analizy uzyskanych wyników badań wynika, że zarówno dla betonów młodych /3, 7 i 14 dniowych/ jak i starszych /28 i 90 dniowych/, przebieg niszczenia ma charakter trójstadialny, przy czym granice między poszczególnymi przedziałami określają naprężenia, które zgodnie z [13, 170, 126, 164, 52, 50, 75, 77, 78] utożsamiane są z charakterystycznymi naprężeniami krytycznymi

σ_I i σ_{II} . Wartości tych naprężeń dla poszczególnych terminów badawczych określono przy pomocy metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej zgodnie z [74, 75, 76, 78 i 79] oraz uwagami zawartymi w punkcie 10.1. Dodatkowo dla betonu 90 dniowego określono zgodnie z [13, 170, 126, 164, 52, 50] wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} za pomocą wybranych charakterystyk odkształceniowych, których szczegółowe wartości zestawiono w tabeli 38 i przedstawiono na rysunku 103.

Tabela 38

Zestawienie wartości charakterystyk odkształceniowych dla betonu serii "Fk" ściskanego quasi-osłowo po 90 dniach dojrzewania

Poziom naprę- żenie $\sigma/R [-]$	Wartości charakterystyk odkształceniowych betonu							
	ϵ_x [%]	$\Delta\epsilon_x$ [%]	ϵ_y [%]	$\Delta\epsilon_y$ [%]	ψ [-]	$\hat{\psi}$ [-]	ΔV [%]	$\frac{\Delta V}{V}$ [%]
0,1	0,120	0,120	0,028	0,028	0,233	0,233	0,064	0,064
0,2	0,250	0,130	0,055	0,027	0,220	0,201	0,140	0,076
0,3	0,390	0,140	0,085	0,030	0,218	0,214	0,220	0,080
0,4	0,540	0,150	0,115	0,030	0,212	0,200	0,310	0,090
0,5	0,700	0,150	0,150	0,035	0,214	0,233	0,400	0,080
0,6	0,860	0,160	0,195	0,046	0,228	0,287	0,468	0,068
0,7	1,040	0,180	0,275	0,079	0,264	0,438	0,490	0,012
0,8	1,260	0,220	0,400	0,125	0,298	0,568	0,460	0,030
0,9	1,520	0,260	0,600	0,200	0,395	0,769	0,320	0,140
1,0	1,920	0,430	0,950	0,350	0,495	0,814	0,020	0,270



Rys. 103. Przebieg zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych betonu serii "Fk" ściskanego quasi-osłowo po 90 dniach dojrzewania.

Uzyskane dla poszczególnych terminów badawczych za pomocą wszystkich trzech metod pomiarowych wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} zestawiono w tabeli 39.

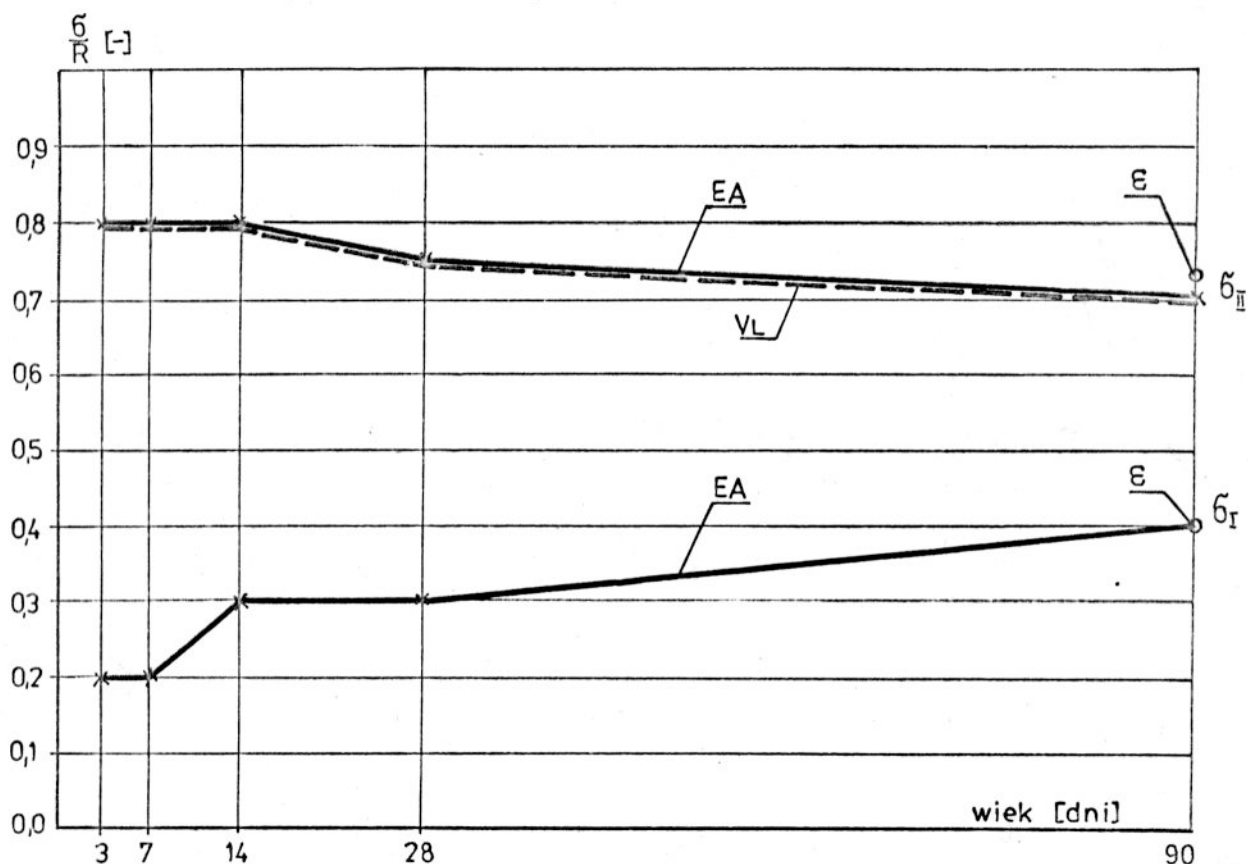
Tabela 39

Zestawienie wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od wieku betonu.

Metoda pomiarowa	Ultradźwiękowa				Emisji akustycznej				Pomiaru odkształceń	
	ściskanie		rozciąganie		ściskanie		rozciąganie		ściskanie	
Wiek betonu	σ_I [-]	σ_{II} [-]	σ_I [-]	σ_{II} [-]	σ_I [-]	σ_{II} [-]	σ_I [-]	σ_{II} [-]	σ_I [-]	σ_{II} [-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3 dni	-	0,80	-	0,80	0,20	0,80	0,20	0,80	-	-
7 dni	-	0,80	-	0,80	0,20	0,80	-	0,80	-	-
14 dni	-	0,80	-	0,80	0,30	0,80	-	0,80	-	-
28 dni	-	0,75	-	0,75	0,30	0,75	0,30	0,75	-	-
90 dni	-	0,70	-	0,70	0,40	0,70	0,40	0,70	0,40	0,73

Z analizy tabeli 39 wynika, że wiek betonu ma istotny wpływ na wielkość charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , przy czym wartości tych naprężeń określone zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską są zbliżone.

Z tabeli 39 wynika także, że wielkości tych naprężeń określone dla poszczególnych terminów badawczych w oparciu o wyniki uzyskane przy pomocy wszystkich trzech metod pomiarowych są zbliżone. Na rysunku 104 przedstawiono przykładowo, dla próby ściskania quasi-osowego, przebieg zmienności wartości tych naprężeń w zależności od wieku betonu.



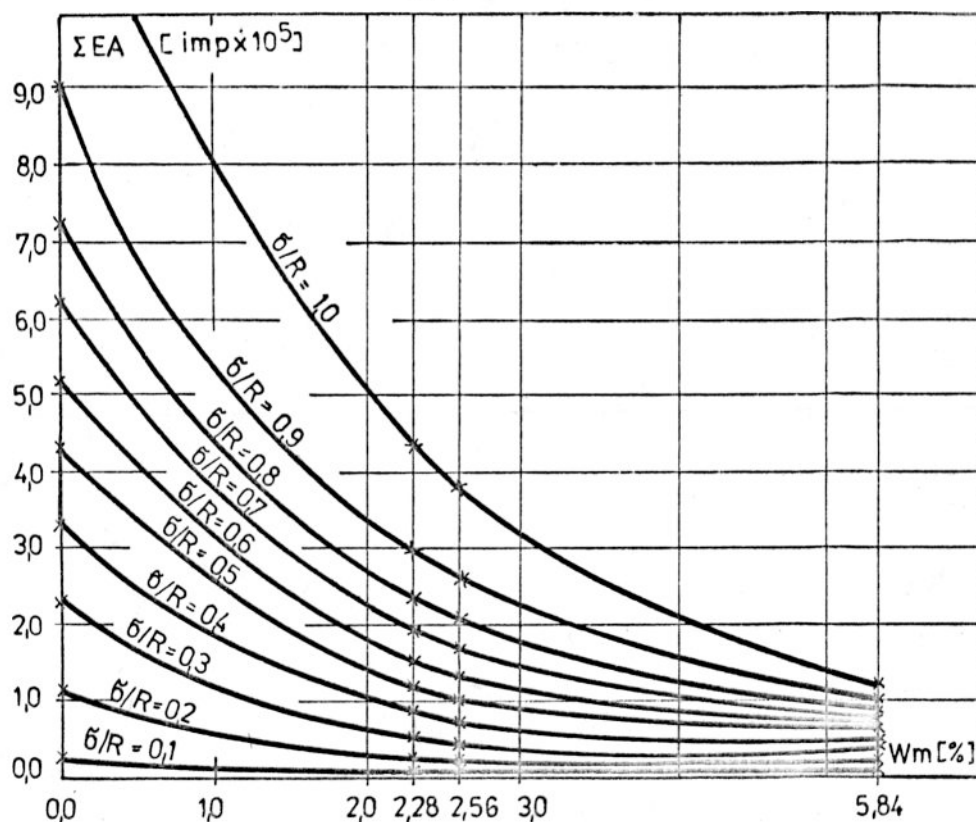
Rys. 104. Przebieg zmienności wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od wieku betonu.

Z analizy rysunku 104 wynika, że wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I rosną wraz z wiekiem betonu, co jest związane z faktem, iż wraz z upływem czasu następuje rozwój procesu twardnienia i zablizniania się mikroszczelin technologicznych. Natomiast wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_{II} maleją wraz z wiekiem betonu, co jest prawdopodobnie wynikiem ujawniania się wpływu skurczu.

10.3. Wpływ zawilgocenia betonu na przebieg jego niszczenia.

Przedstawione w punkcie 8.3 wyniki badań uzyskane metodą ultradźwiękową i emisji akustycznej wykazały, że istnieje wyraźny wpływ zawilgocenia betonu na przebieg jego niszczenia. Prawidłowość ta została potwierdzona zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską. Z uzyskanych wyników badań ultradźwiękowych /rys. 59 i 60/ wynika, że dla wszystkich badanych serii prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych maleje wraz ze wzrostem poziomu naprężenia, przy czym dla poszczególnych serii wielkości naprężeń, od których zaznacza się wyraźny spadek tej prędkości są różne. Przykładowo, w próbie rozciągania metodą brazylijską dla serii "Fw" zjawisko to obserwuje się od poziomu $0,9 \frac{G}{R}$, dla serii "Fk" i "Fp" od poziomu $0,7 \frac{G}{R}$, a dla serii "Fs" od poziomu $0,8 \frac{G}{R}$. Przeprowadzone badania ultradźwiękowe wykazały również, że w próbie ściskania quasi-osowego w odróżnieniu od próby rozciągania metodą brazylijską pomiar prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L jest możliwy jedynie do pewnego poziomu naprężeń /rys. 59/, przy czym poziom ten jest różny dla poszczególnych serii. Stwierdzone prawidłowości związane są z faktem, że proces niszczenia betonów o większej wilgotności przebiega łagodniej, z uwagi na mniejszą ich kruchość oraz obecność w makro i mikrokapilarach większej ilości wody, która łagodzi wpływ destrukcji naprężeniowej na wielkość tłumienia podłużnych fal ultradźwiękowych V_L w betonie [79].

W oparciu o wyniki badań uzyskane za pomocą metody emisji akustycznej stwierdzono, że sumaryczny efekt emisji akustycznej jest wyraźnie uzależniony od stanu wilgotnościowego betonu. Zależność ta charakteryzuje się tym, że suma emisji akustycznej wydzielana na poszczególnych etapach niszczenia jest tym mniejsza im beton jest bardziej zawilgocony, co dla próby ściskania quasi-osowego przedstawiono na rysunku 105. Podobną zależność stwierdzono w próbie rozciągania metodą brazylijską, przy czym suma emisji akustycznej dla poszczególnych poziomów naprężeń jest wyraźnie większa w próbie ściskania quasi-osowego.



Rys. 105. Wpływ zawilgocenia betonu na sumę emisji akustycznej wydzieloną w próbie ściskania quasi-osowego na poszczególnych poziomach naprężenia.

Z analizy rysunków 61 i 62 wynika, że przebieg zmienności sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od przyrostu naprężeń dla betonów o zbliżonej wilgotności /seria "Fk" "Fp"/ jest podobny, natomiast przebieg tej zmienności dla betonów o krańcowo różnej wilgotności /seria "Fw" i "Fs"/ jest zdecydowanie odmienny.

Wpływ zawilgocenia betonu na wielkość sumarycznego efektu emisji akustycznej wydzielanego podczas jego niszczenia związany jest przede wszystkim z osłabieniem połączeń między kryształami jego sieci strukturalnej. Osłabienie to wynika z faktu, iż połączenia te, przy zwiększeniu zawilgocenia materiału, częściowo rozpuszczają się, po czym rozpuszczone związki wytrącają się na nowo w porach. W rezultacie tego procesu, zgodnie z obserwacjami P. A. Rebintera [161], masa materiału nie zmienia się, a jego wytrzymałość na ściskanie stopniowo zmniejsza się. Ten spadek wytrzymało-

ści charakteryzuje, zgodnie z obserwacjami J. Pysznika [156], wielkość współczynnika rozmiękania betonu, którego wartości określone dla badanych serii zestawiono w tabeli 40.

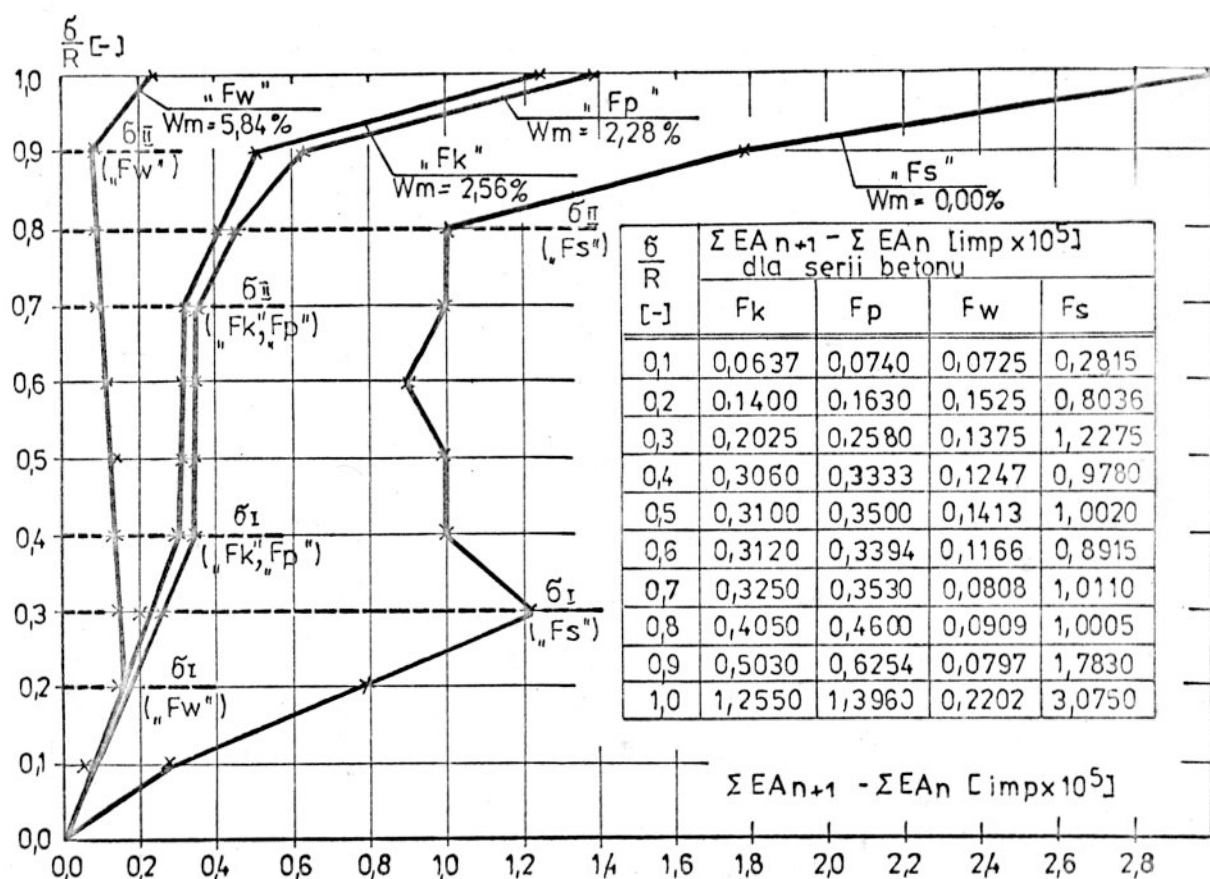
Tabela 40

Zestawienie wartości współczynnika rozmiękania przy ścisaniu betonu, w zależności od jego stanu wilgotnościowego.

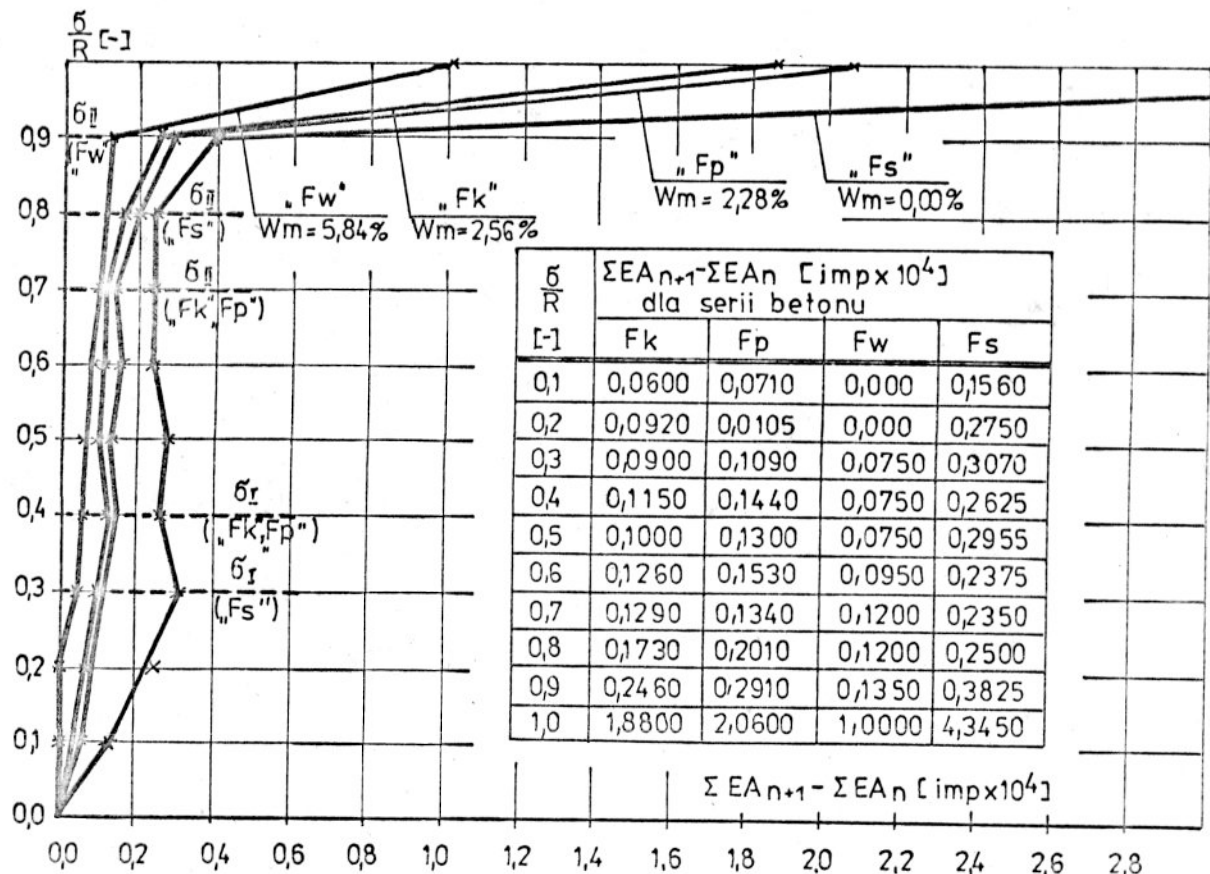
Oznaczenie serii	Stan wilgotności betonu	Wilgotność wagowa w_m [%]	Średnia wytrzymałość na ściskanie R [MPa]	Współczynnik rozmiękania przy ścisaniu [-]
Fs	suchy	0,00	31,50	1,00
Fp	wilgotny	2,28	27,00	0,857
Fk	wilgotny	2,56	27,30	0,866
Fw	nasycony wodą	5,84	23,49	0,746

Rozmiękanie struktury betonu oraz towarzyszący mu spadek wytrzymałości na ściskanie bezpośrednio rzutuje na liczbę potencjalnych miejsc, gdzie może nastąpić uszkodzenie struktury oraz na charakter przebiegu jej destrukcji naprężeniowej, co objawia się w postaci rejestrowanej ilości impulsów emisji akustycznej [76, 79].

Dla pełniejszego zobrazowania zmian w przebiegu niszczenia betonu, w zależności od wielkości jego zawilgocenia, określono analogicznie jak w punkcie 10.1 i 10.2 intensywność przyrostu sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od poziomu naprężenia. Przebieg tej zmienności dla poszczególnych serii w próbie ścisania quasi-osłowego przedstawiono na rys. 106, a w próbie rozciągania metodą brazylijską na rysunku 107.



Rys. 106. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla ściskanego quasi-osłowo betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs", w funkcji przyrostu naprężeń.



Rys. 107. Intensywność przyrostu emisji akustycznej dla rozciąganego metodą brazylijską betonu serii "Fk", "Fp", "Fw" i "Fs", w funkcji przyrostu naprężeń.

Z rysunków 106 i 107 wynika, że przebieg zmienności intensywności przyrostu sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od przyrostu naprężeń jest trójetapowy, przy czym dla betonów o zbliżonej wilgotności /seria "Fk" i "Fp"/ przebieg tej zmienności jest podobny. Charakteryzuje się on stałym wzrostem intensywności emisji akustycznej w przedziale $0 \div 0,4 \frac{\sigma}{R}$, stabilizacja tej intensywności zaznacza się w przedziale $0,4 \div 0,7 \frac{\sigma}{R}$, a następnie obserwuje się wyraźny jej wzrost. Dla betonu nasyczonego wodą /seria "Fw"/ przebieg zależności między intensywnością przyrostu emisji akustycznej, a przyrostem naprężeń jest odmienny. W przedziale $0 \div 0,2 \frac{\sigma}{R}$ widoczny jest stały wzrost intensywności emisji akustycznej, w przedziale $0,2 \div 0,9 \frac{\sigma}{R}$ zaznacza się stabilizacja jej przyrostu, a powyżej $0,9 \frac{\sigma}{R}$ następuje ponownie jej wzrost. Dla betonu suchego /seria "Fs"/ charakter przebiegu tej zmienności jest również trójetapowy, przy czym wzrost intensywności emisji akustycznej występuje w przedziale $0 \div 0,3 \frac{\sigma}{R}$, a w przedziale $0,3 \div 0,8 \frac{\sigma}{R}$ zaznacza się, aczkolwiek mniej wyraźnie niż dla betonów zawilgoconych, "stabilizacja" przyrostu intensywności emisji akustycznej. Poczynając od poziomu naprężeń $0,8 \frac{\sigma}{R}$ obserwuje się gwałtowny wzrost tej intensywności. Przedstawione prawidłowości, dotyczące przebiegu intensywności przyrostu sumarycznego efektu emisji akustycznej w zależności od przyrostu naprężeń, stwierdzono zarówno w próbie ściskania quasi-osłowego jak i rozciągania metodą brazylijską, przy czym granice podziału dla wszystkich badanych serii są wyraźniejsze dla wyników uzyskanych w próbie ściskania quasi-osłowego.

Z analizy uzyskanych wyników badań wynika, że zarówno dla betonów zawilgoconych /seria "Fk", "Fp" i "Fw"/, jak i dla betonu suchego /seria "Fs"/, przebieg niszczenia ma charakter trójstadialny, przy czym granice między poszczególnymi przedziałami określają naprężenia, które zgodnie z [13, 170, 126, 164, 52, 50, 76, 79] utożsamiane są z charakterystycznymi naprężeniami krytycznymi σ_I i σ_{II} . Wartości tych naprężeń dla poszczególnych serii określono przy pomocy metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej zgodnie z [74, 75, 76, 78, 79] oraz uwagami zawartymi w punkcie 10.1. W tabeli 41 zestawiono wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} uzyskane dla wszystkich serii za pomocą

metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej oraz dodatkowo dla serii "Fk" w oparciu o charakterystyki odkształceniowe przedstawione na rysunku 103.

Tabela 41

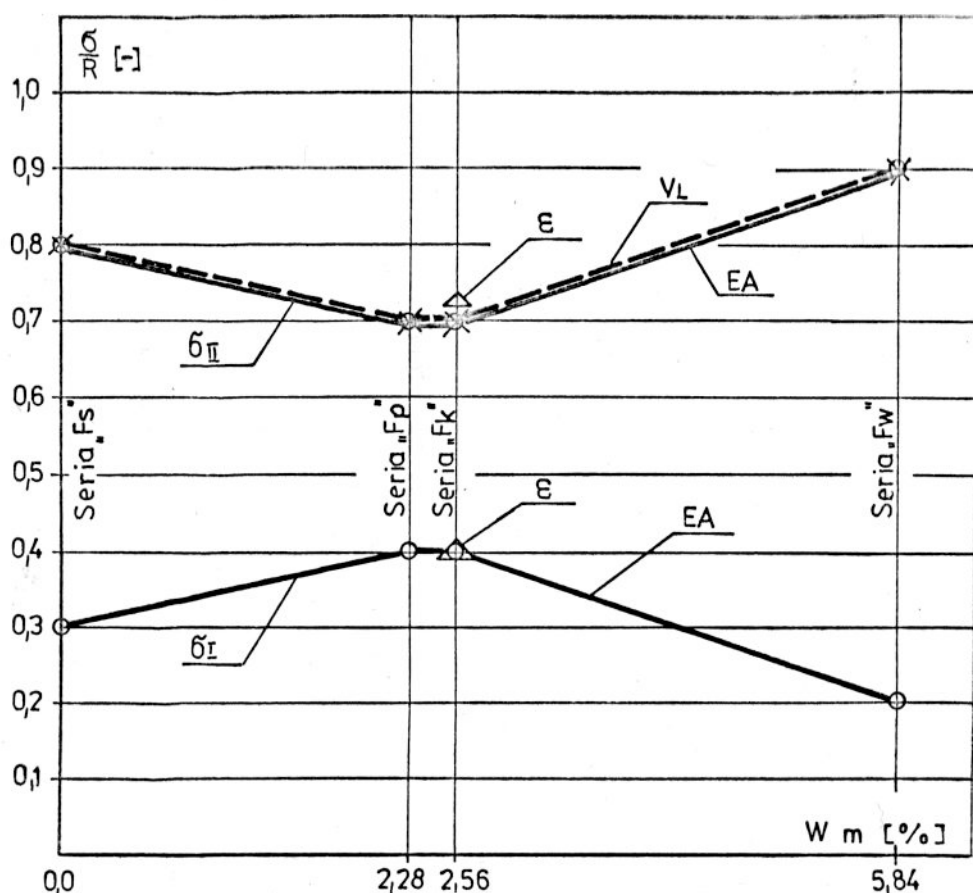
Zestawienie wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od zawilgocenia betonu.

Metoda pomiaru	Ultradźwiękowa				Emisji akustycznej				Pomiaru odkształceń	
	ściskanie		rozciąganie		ściskanie		rozciąganie		ściskanie	
Seria betonu	σ_I []	σ_{II} []	σ_I []	σ_{II} []	σ_I []	σ_{II} []	σ_I []	σ_{II} []	σ_I []	σ_{II} []
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Fk	-	0,70	-	0,70	0,40	0,70	0,40	0,70	0,40	0,73
Fp	-	0,70	-	0,70	0,40	0,70	0,40	0,70	-	-
Fw	-	0,90	-	0,90	0,20	0,90	0,20	0,90	-	-
Fs	-	0,80	-	0,80	0,30	0,80	0,30	0,80	-	-

Z analizy tabeli 41 wynika, że zawilgocenie betonu ma istotny wpływ na wielkość charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , przy czym wartości tych naprężeń określone zarówno w próbie ściskania quasi-osłowego jak i rozciągania metodą brazylijską są zbliżone. Na rysunku 108 przedstawiono przykładowo, dla próby ściskania quasi-osłowego, przebieg zmienności wartości tych naprężeń, w zależności od zawilgocenia betonu.

Z analizy rysunku 108 wynika, że początkowo w miarę wzrostu zawilgocenia betonu wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I rosną, a następnie, poczynając od zawilgocenia rzędu 2,56 %, maleją. Dla naprężeń krytycznych σ_{II} zależność ta ma przebieg odwrotny.

Różnice w przebiegu zmienności wartości tych naprężeń, w zależności od wielkości zawilgocenia betonu, związane są ze zmianami zachodzącymi w strukturze betonu, spowodowanymi jej rozmiękczeniem i towarzyszącymi mu zmianami kruchości betonu [79].



Rys. 108. Przebieg zmienności wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , w zależności od zawilgocenia betonu.

Prawdopodobnie istotne znaczenie może mieć tu również powstawanie na etapie suszenia betonu w temperaturze $105^{\circ}C$, nieodwracalnych uszkodzeń w jego strukturze oraz fakt, iż w betonie nasyconym wodą, w miarę wzrostu naprężeń wzrasta rola jaką odgrywa w przenoszeniu obciążeń woda znajdująca się w kapilarach.

10.4. Badanie zakresu występowania w betonie efektu Kaisera w kontekście zjawiska samoregeneracji.

Przedstawione w punkcie 8.4 wyniki badań uzyskane za pomocą metody emisji akustycznej wykazały, że występowanie w betonie efektu Kaisera jest ograniczone. Ograniczenie to wynika przede wszystkim ze złożoności struktury betonu i uwarunkowań związanych

ze zjawiskiem jej samoregeneracji.

Przeprowadzone badania wykazały, że w czasie obciążenia wtórnego emisja akustyczna pojawia się przed osiągnięciem wielkości obciążenia pierwotnego. Prawdokowość tę stwierdzono zarówno dla natychmiastowego obciążenia wtórnego /rys. 63, 64, 65 i 66/, jak i dla obciążenia wtórnego przyłożonego po przerwie w obciążeniu /rys. 67, 68 i 69/. Wykazano, że w czasie obciążenia wtórnego emisja akustyczna pojawia się tym wcześniej, im większa jest wielkość obciążenia pierwotnego i im dłuższa jest przerwa między obciążeniem pierwotnym i wtórnym. Uzyskane wyniki badań wykazały, że mimo, iż podczas obciążenia wtórnego emisja akustyczna pojawia się przed osiągnięciem wielkości obciążenia pierwotnego, to jej wielkość w porównaniu do sumarycznego efektu emisji akustycznej zarejestrowanego w czasie obciążenia pierwotnego jest dużo mniejsza. Uwaga ta dotyczy w szczególności natychmiastowego obciążenia wtórnego /rys. 64, 65 i 66/, dla którego stosunek wtórnego sumarycznego efektu emisji akustycznej do wielkości sumarycznej emisji akustycznej wydzielonej w obciążeniu pierwotnym, w zależności od wielkości obciążenia pierwotnego wynosi 3,9 % do 7,1 %. Stwierdzono również, że w miarę zwiększania przerwy między obciążeniem pierwotnym i wtórnym stosunek ten rośnie, co świadczy o istotnym wpływie na przebieg niszczenia betonu zjawiska samoregeneracji jego struktury. O ile z kryterium czasowego wynika, że zjawisko to niemal całkowicie eliminuje efekt Kaisera /rys. 67, 68 i 69/, to wielkość proporcji między wtórnym sumarycznym efektem emisji akustycznej, a sumą emisji akustycznej zarejestrowaną podczas obciążenia pierwotnego świadczy o występowaniu tego efektu, aczkolwiek w ograniczonym zakresie.

Z powyższych rozważań wynika, że kryterium czasowe oceny zakresu występowania w betonie efektu Kaisera jest mało wiarygodne. Spostrzeżenie to pokrywa się między innymi z obserwacjami H. Rüscha [162], W. M. McCabe'a i W. Koernerera [119] oraz J. Nielsena i D. F. Griffina [130]. Z uwagi na małą wiarygodność kryterium czasowego w ocenie zakresu występowania w betonie efektu Kaisera przyjęto jako parametr tej oceny współczynnik "K" zdefiniowany wzorem /16/:

$$K = /1 - \frac{\sum E_{Aw}}{\sum E_{Ap}} / \times 100 \% \quad /16/$$

gdzie:

K - stopień realizacji efektu Kaisera w betonie [%],

$\sum E_{Aw}$ - suma emisji akustycznej wydzielonej w czasie obciążenia wtórnego [imp],

$\sum E_{Ap}$ - suma emisji akustycznej wydzielonej w czasie obciążenia pierwotnego [imp].

W tabeli 42 zestawiono wartości współczynnika "K", w zależności od wielkości obciążenia pierwotnego i długości przerwy czasowej.

Tabela 42

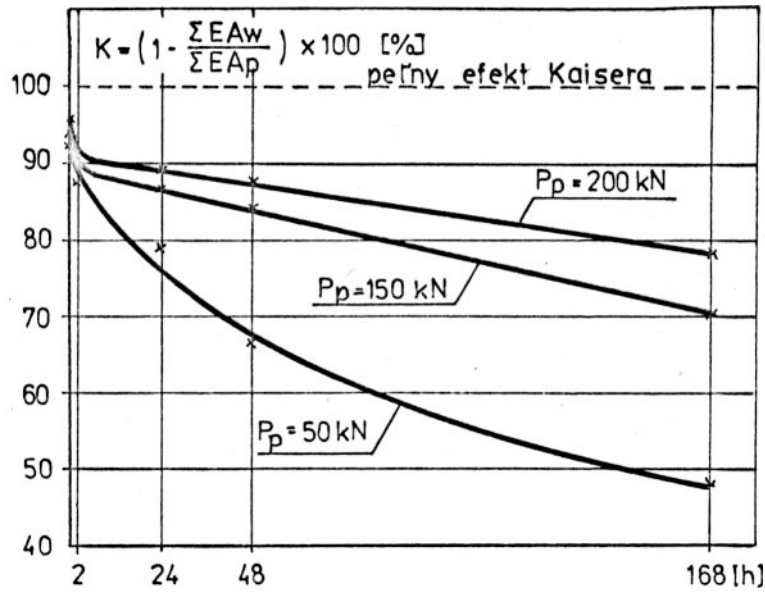
Stopień realizacji efektu Kaisera.

Obciążenie pierwotne Pp [kN]	Stopień realizacji efektu Kaisera "K" w [%], po przerwie czasowej				
	0 h	2 h	24 h	48 h	168 h
50	96,1	87,8	79,1	66,5	47,4
150	94,1	89,1	87,2	84,4	70,0
200	92,9	91,0	89,0	88,2	77,0

Z analizy tabeli 42 wynika, że dla poszczególnych wielkości obciążenia pierwotnego zaznacza się wyraźny wpływ zjawiska samoregeneracji struktury betonu na wielkość stopnia realizacji w nim efektu Kaisera.

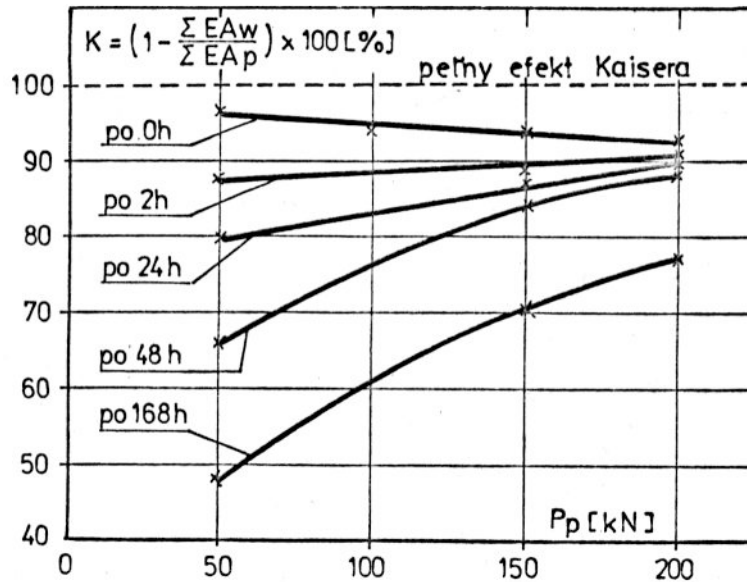
Stopień realizacji tego efektu jest tym mniejszy, im przerwa między obciążeniem pierwotnym i wtórnym jest większa.

Prawidłowość tę ilustruje rysunek 109.



Rys. 109. Przebieg zmienności stopnia realizacji efektu Kaisera w betonie, w zależności od długości przerwy w obciążeniu, dla poszczególnych wielkości obciążenia pierwotnego.

Na rysunku 110 przedstawiono przebieg zmienności stopnia realizacji efektu Kaisera w betonie w zależności od wielkości obciążenia pierwotnego, dla poszczególnych długości przerwy między obciążeniem pierwotnym i wtórnym.



Rys. 110. Wpływ wielkości obciążenia pierwotnego na stopień realizacji w betonie efektu Kaisera.

Z rysunku 110 wynika, że stopień realizacji efektu Kaisera jest tym większym, im większa jest wielkość obciążenia pierwotnego. Prawidłowości tej nie stwierdzono dla natychmiastowego obciążenia wtórnego, w przypadku którego obserwuje się minimalny spadek stopnia realizacji efektu Kaisera w miarę wzrostu obciążenia pierwotnego. Charakter przebiegu zależności przedstawionych na rysunku 110 związany jest z faktem, że przy wyższych wielkościach obciążenia pierwotnego następuje znaczne naruszenie struktury wewnętrznej betonu, a co za tym idzie, zmniejsza się ilość potencjalnych źródeł emisji akustycznej przy obciążeniu wtórnym. Zaburzenie tej prawidłowości w przypadku natychmiastowego obciążenia wtórnego związane jest prawdopodobnie, przy braku pełnego odprężenia materiału, ze znacznym wpływem na wielkość rejestrowanej emisji akustycznej tarcia, występującego między składnikami struktury betonu w obrębie uprzednio powstałych rys.

Z przedstawionych wyników badań /rys. 109 i 110/ wynika również, że wpływ zjawiska samoregeneracji struktury betonu na stopień realizacji w nim efektu Kaisera jest ściśle związany z wielkością obciążenia pierwotnego. Dla małych wielkości obciążenia pierwotnego, w miarę wzrostu długości przerwy między obciążeniem pierwotnym i wtórnym, wyraźnie zaznacza się tendencja do znacznej odbudowy struktury wewnętrznej betonu /rys. 67/. Przy wyższych wielkościach obciążenia pierwotnego, powodujących przekroczenie dla danej struktury betonu wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_{I} , jej zdolność do samoregeneracji wyraźnie się zmniejsza /rys. 68 i 69/. Uzyskane wyniki sugerują, że istotne naruszenie struktury betonu powoduje nieodwracalne jej uszkodzenie, którego materiał ten nie jest w stanie w pełni zregenerować. Fakt ten może mieć duże znaczenie dla prognozowania trwałości betonu w zależności od przewidywanych warunków jego eksploatacji.

11. WNIOSKI SZCZEGÓŁOWE

Studia literaturowe, przeprowadzone badania eksperymentalne oraz analiza uzyskanych wyników pozwala na sformułowanie następujących wniosków szczegółowych.

- 11.1. Wraz z przyrostem poziomu naprężeń w betonie wzrasta spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych. Wielkość tego spadku jest wyraźnie uzależniona od charakterystyki uziarnienia użytego kruszywa, wieku betonu i jego zawilgocenia. Prawdliwość tę obserwuje się zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską, przy czym w próbie ściskania quasi-osowego intensywność tego zjawiska jest większa.
- 11.2. Pomiar prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych podczas niszczenia betonu w próbie ściskania quasi-osowego jest możliwy jedynie do pewnego poziomu naprężeń, przy czym poziom ten zawarty jest w przedziale:
 - $0,75 + 0,85 \frac{\sigma}{R}$ - w zależności od charakterystyki uziarnienia kruszywa,
 - $0,70 + 0,80 \frac{\sigma}{R}$ - w zależności od wieku betonu,
 - $0,70 + 0,90 \frac{\sigma}{R}$ - w zależności od wielkości zawilgocenia betonu.
- 11.3. Badania wykazały dużą przydatność metody emisji akustycznej do oceny przebiegu niszczenia betonu, a w szczególności do określenia charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} oraz zakresu występowania w betonie efektu Kaisera. Emisja akustyczna pozwoliła również na określenie uwarunkowań tego efektu, związanych ze zjawiskiem samoregeneracji struktury betonu.
- 11.4. Wielkości sumarycznego efektu emisji akustycznej rejestrowane w próbie ściskania quasi-osowego, dla wszystkich badanych struktur betonowych są większe od wielkości tego efektu uzyskiwanych w próbie rozciągania metodą brazylijską. Dla próby ściskania quasi-osowego sumaryczny efekt emisji akustycznej zwarty jest w przedziale od około $0,67 \times 10^5 \text{ imp.}$

dla betonu 3 dniowego do około $12,05 \times 10^5$ imp. dla betonu 90 dniowego o wilgotności masowej $w_m = 0,00 \%$. Natomiast dla próby rozciągania metodą brazylijską wielkość tego efektu zawarta jest odpowiednio w przedziale od około $0,11 \times 10^4$ imp. do około $6,74 \times 10^4$ imp.

11.5. Suma emisji akustycznej rejestrowana w całym procesie niszczenia betonu jest wyraźnie zróżnicowana, w zależności od jego struktury wewnętrznej. Jej wielkości dla próby ściskania quasi-osowego zawarte są w przedziale od około $3,56 \times 10^5$ imp. dla struktury "Ek", do około $4,46 \times 10^5$ imp. dla struktury "Ak". Natomiast dla próby rozciągania metodą brazylijską zawarte są od około $0,84 \times 10^4$ imp. dla struktury "Ek", do około $1,62 \times 10^4$ imp. dla struktury "Ak". Istnienie współzależności między budową struktury wewnętrznej betonu a wydzielaną w czasie jej niszczenia wielkością emisji akustycznej jest szczególnie widoczna dla takich parametrów materiałowych jak: całkowita powierzchnia właściwa kruszywa, umowna grubość otulenia kruszywa grubego zaprawą, powierzchnia właściwa kruszywa grubego i wskaźnik uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego. Suma emisji akustycznej wydzielonej w całym procesie niszczenia badanych struktur betonowych o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie jest tym większa, im większa jest powierzchnia właściwa kruszywa grubego i im większa jest wielkość wskaźnika uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego. Jest ona również tym większa, im mniejsza jest całkowita powierzchnia właściwa kruszywa i im mniejsza jest umowna grubość otulenia kruszywa grubego zaprawą. Prawidłowości te obserwuje się zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską.

11.6. Wiek betonu i jego zawilgocenie wpływa na rejestrowaną w czasie niszczenia betonu wielkość emisji akustycznej. Wpływ ten widoczny jest zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską. Wielkość emisji akustycznej, wydzielana w próbie ściskania quasi-osowego, rośnie wraz z wiekiem betonu od około $0,67 \times 10^5$ imp. dla betonu 3 dniowego do około $3,83 \times 10^5$ imp. dla betonu 90

dniewego, a w próbie rozciągania metodą brazylijską od około $0,11 \times 10^4$ imp. dla betonu 3 dniowego do około $3,03 \times 10^4$ imp. dla betonu 90 dniowego. Sumaryczny efekt emisji akustycznej maleje natomiast wraz ze wzrostem zawilgocenia betonu od około $12,05 \times 10^5$ imp. dla betonu suchego do około $1,22 \times 10^5$ imp. dla betonu nasyconego wodą w próbie ściskania quasi-osowego oraz od około $6,75 \times 10^4$ imp. dla betonu suchego do około $1,88 \times 10^4$ dla betonu nasyconego wodą w próbie rozciągania metodą brazylijską.

- 11.7. Wyniki badań uzyskane za pomocą metody ultradźwiękowej, emisji akustycznej i pomiaru odkształceń potwierdziły zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i w próbie rozciągania metodą brazylijską trójstadialność niszczenia betonu oraz istnienie charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , będących miernikami procesów destrukcyjnych zachodzących w betonie, w całym zakresie obciążeń.
- 11.8. Pomiar prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych umożliwił określenie charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_{II} , przy przyjęciu, że w próbie ściskania quasi-osowego odpowiada im naprężenia, dla których zanika możliwość pomiaru prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych, a w próbie rozciągania metodą brazylijską naprężenia, dla których zaznacza się wyraźny spadek prędkości tych fal.
- 11.9. Pomiar emisji akustycznej pozwolił na określenie zarówno w próbie ściskania quasi-osowego jak i rozciągania metodą brazylijską charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , przy czym naprężeniom σ_I odpowiada poziom naprężeń przy którym rozpoczyna się stabilizacja intensywności przyrostu emisji akustycznej, a naprężeniom σ_{II} poziom naprężeń, przy którym po okresie stabilizacji zaznacza się duży wzrost tej intensywności.
- 11.10. Ze względu na występowanie w betonie zjawiska samoregeneracji, bardziej wiarygodnym parametrem oceny zakresu występowania w nim efektu Kaisera, w porównaniu z kryterium czasowym, jest stopień realizacji tego efektu związany z proporcją między wielkością emisji akustycznej wydzielaną podczas obciążenia wtórnego i pierwotnego.

11.11. Stopień realizacji w betonie efektu Kaisera maleje wraz ze wzrostem długości przerwy w obciążeniu i zawarty jest w zależności od wielkości obciążenia pierwotnego w następujących przedziałach:

- od 96,1 % do 47,4 % dla $P_p = 50 \text{ kN}$,
- od 94,1 % do 70,0 % dla $P_p = 150 \text{ kN}$,
- od 92,9 % do 77,0 % dla $P_p = 200 \text{ kN}$.

12. WNIOSKI OGÓLNE

12.1. Przebieg niszczenia betonów o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie, wykonanych z tego samego rodzaju kruszywa, jest uzależniony od charakterystyki jego uziarnienia. Zależność ta jest szczególnie widoczna dla takich parametrów materiałowych charakteryzujących strukturę betonu jak: całkowita powierzchnia właściwa kruszywa, umowna grubość otulenia kruszywa grubego zaprawą, powierzchnia właściwa kruszywa grubego i wskaźnik uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego. Z uzyskanych wyników badań wynika, że wielkości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , określone za pomocą metody ultradźwiękowej, emisji akustycznej i pomiaru odkształceń, osiągają różne wartości w zależności od zmiany tych parametrów materiałowych. Wartości tych naprężeń rosną wraz ze wzrostem całkowitej powierzchni właściwej kruszywa i umownej grubości otulenia kruszywa grubego zaprawą, maleją natomiast wraz ze wzrostem powierzchni właściwej kruszywa grubego i wskaźnika uziarnienia kruszywa wg Kuczyńskiego. Uzyskane wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I zawarte są w przedziale od 0,4 do 0,5 $\frac{\sigma_R}{R}$, a wartości naprężeń krytycznych σ_{II} w przedziale od 0,75 do 0,85 $\frac{\sigma_R}{R}$. O istnieniu wpływu charakterystyki uziarnienia kruszywa na przebieg destrukcji naprężeniowej w betonie świadczy również rejestrowana w całym procesie niszczenia wielkość emisji akustycznej, która jest tym większa im mniejsza jest zawartość kruszywa drobnego w strukturze betonu.

12.2. Przebieg niszczenia betonu jest wyraźnie uzależniony od jego wieku. Z uzyskanych wyników badań wynika, że wielkości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , określone za pomocą metody ultradźwiękowej, emisji akustycznej i pomiaru odkształceń, są znacznie zróżnicowane w zależności od wieku betonu. Stwierdzono, że wraz z wiekiem betonu, wartości naprężeń krytycznych σ_I rosną od 0,2 do 0,4 $\frac{\sigma_R}{R}$, a wartości naprężeń krytycznych σ_{II} maleją od 0,8 do 0,7 $\frac{\sigma_R}{R}$. Istnienie współzależności między wiekiem betonu

i charakterem jego destrukcji naprężeniowej potwierdza również fakt, że wielkość emisji akustycznej rejestrowana w czasie niszczenia betonów o różnym wieku jest różna.

- 12.3. Przebieg destrukcji naprężeniowej w betonie istotnie zależy od jego zawilgocenia. Uzyskane za pomocą metody ultradźwiękowej, emisji akustycznej i pomiaru odkształceń wyniki badań świadczą o zróżnicowaniu wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} w zależności od wielkości zawilgocenia betonu. Wartości naprężeń krytycznych σ_I w miarę wzrostu zawilgocenia początkowo rosną od 0,3 do 0,4 $\frac{\sigma}{R}$, a następnie poczynając od zawilgocenia około 2,6 %, maleją do wielkości 0,2 $\frac{\sigma}{R}$. Dla naprężeń krytycznych σ_{II} zależność ta ma przebieg odwrotny, przy czym początkowo maleją one od 0,8 do 0,7 $\frac{\sigma}{R}$, a następnie rosną do wielkości 0,9 $\frac{\sigma}{R}$. O istnieniu różnic w przebiegu niszczenia betonu, związanych z jego zawilgoceniem, świadczą również różnice w wielkości emisji akustycznej rejestrowanej w czasie jego niszczenia. Emisja ta jest tym mniejsza im zawilgocenie betonu jest większe.
- 12.4. Występowanie w betonie efektu Kaisera jest ograniczone ze względu na ujawnianie się w nim zjawiska samoregeneracji jego struktury. Miarą tego ograniczenia jest stopień realizacji efektu Kaisera, który jest uzależniony od wielkości przerwy między obciążeniem pierwotnym i wtórnym. Stopień realizacji tego efektu jest tym większy im długość przerwy w obciążeniu jest mniejsza i im większa jest wielkość obciążenia pierwotnego.

13. PODSUMOWANIE

W świetle uzyskanych wyników badań eksperymentalnych i przeprowadzonej analizy celowym wydaje się poszerzenie charakterystyki wytrzymałościowej betonu o wartości charakterystycznych naprężeń krytycznych σ_I i σ_{II} , będących miernikami procesów destrukcyjnych zachodzących w betonie w całym zakresie obciążeń. Problem

ten ma szczególne znaczenie dla opracowania odpowiednich aktów normatywnych, które pozwoliłyby na świadome kształtowanie struktury betonu o zadanych z góry cechach, w zależności od przewidywanych warunków eksploatacyjnych.

Zróznicowane poziomy charakterystycznych naprężeń krytycznych winny znaleźć odbicie w parametrach oceny jakości betonu oraz kryteriach optymalnego doboru rodzaju struktury wewnętrznej betonu dla poszczególnych typów konstrukcji budowlanych. Uwaga ta dotyczy w szczególności naprężeń krytycznych σ_{II} , które są utożsamiane z długotrwałą wytrzymałością betonu. Zróznicowanie wartości tych naprężeń, w zależności od charakterystyki uziarnienia użytego kruszywa, wieku betonu oraz wielkości jego zawilgocenia, powinno zostać uwzględnione w wartościach cząstkowych współczynników bezpieczeństwa wykorzystywanych przy określaniu wytrzymałości obliczeniowych betonu.

Uzyskane wyniki badań ultradźwiękowych wskazują na konieczność uwzględniania faktu spadku prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych w miarę wzrostu poziomu naprężeń. Wiąże się to z koniecznością wprowadzenia odpowiednich uzupełnień do normy PN-74/B-06261 - "Metoda ultradźwiękowa badania wytrzymałości betonu".

Przedstawiona praca wykazała dużą przydatność metody emisji akustycznej do oceny przebiegu procesu niszczenia betonu, przy czym należy zaznaczyć, że niezbędne są dalsze badania w zakresie ilościowego uściślenia uzyskiwanych przy jej pomocy informacji. Uwaga ta dotyczy w szczególności analizy częstotliwościowo-amplitudowej rejestrowanego zapisu emisji akustycznej. Duże nadzieje wiąże się również z zastosowaniem tej metody pomiarowej do lokalizacji uszkodzeń powstających w konstrukcjach budowlanych w wyniku ich obciążenia. Szerokie wykorzystanie metody emisji akustycznej wymaga jednak przezwyciężenia bariery aparaturowej. Nadzieją na jej pokonanie rokuje wykonanie w Instytucie Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, polskiego urządzenia prototypowego o nazwie ANEMA-79.

14. LITERATURA

- [1] Alexander K.M., Wordlaw D.J., Gilbert D.J.: Aggregate - cement bond, cement paste strength and the strength of concrete. Proc. of Conf.: The structure of concrete and its behaviour under load, London 1965.
- [2] Al-Kubaisy M.A., Young A.G.: Failure of concrete under sustained tension. Mag. Concr. Res., vol. 27, 92/1975, s. 171+176.
- [3] Anon., Liaisons de contact dans les materiaux composites utilises en genie civil. Part I - Liants Mineraux, Part II - Liants Organiques, RILEM INSA Toulouse Col. Inst., 1972.
- [4] Antrim J.D.: The mechanism of fatigue in cement paste and plain concrete. Highway Research Board, 46 th Annual Meeting, 1967.
- [5] Aronsztam J.L., Karpowa G.J., Podolska G.W.: Opriedielenie mechaniczkiej proczności farforowych izolatorów po charakteristikam akustycznej emisji. Elektryczestwo, 5/1982.
- [6] Baud R.V.: Über die physikalischen Grundlagen des Ultraschalles und seine Anwendung im Materialprüfungswesen. Schweizerische Bauzeitung, vol. 66, 4/1948, s. 215-219.
- [7] Baus R., Brandt A.M., Brenneisen A.: Analyse des deformations des elements en beton sous charges statiques. Memoires CERES, no 42, Liege 1973.
- [8] Bazant Z.P., Cedolin L.: Blunt crack band propagation in finite element analysis. Proceedings ASCE, J. Eng. Mech. Div., 105, EM 2/1979, s. 279+315.
- [9] Bennett E. W., Raju N.K.: Cumulative fatigue damage of plain concrete in compression. Civil Engineering Materials Conference: Structure, Solid Mechanics and Engineering Design. Proceedings of the Southampton 1969, ed. M. Te'eni, London 1971.
- [10] Beres L.: Relationship of deformational processes and structure changes in concrete. Civil Engineering Materials Conference: Structure, Solid Mechanics and Engineering Design. Proceedings of the Southampton 1969, ed. M. Te'ni, London 1971.

- [11] Berg O.J.: K waprośu o procznosti i płaścicznosti bietona. DAN, SSSR, t. 70, Nr 4, Izdatielstwo AN SSSR, 1950.
- [12] Berg O.J.: Niekotoryje fiziczeskije osnovania tieorii procznosti bietona. Tieoria rasczota i konstruirowania żelezobietonnych konstrukcji, NTOSP SSSR, Moskwa, 1958, s. 14+22.
- [13] Berg O.J.: Niekotoryje riezultaty issledowanija fizyko-mechaniceskich swojstw bietona. Trudy koordinacionnych sowieszczanij po gidrotechnike, Wypusk XIII, 1964.
- [14] Berg O.J.: Niekotoryje waprośy tieorii dieformacji i procznosti bietona. Izwiestija wuzow, 10/1967.
- [15] Berg O.J.: O priedielnom sostojani żelezobietonnych konstrukcji po dołgowiecznosti bietona. Bieton i Żelezobieton, 11/1964, s. 486+488.
- [16] Berg O.J.: Wysokoprocznyj bieton. Moskwa 1971.
- [17] Biesow A.E.: Niekatoryje waprośy struktury, procznosti i dieformacji bietonow. Trudy NIIŻB, ILPS, Moskwa 1966.
- [18] Biłas J.: Zniszczenie próbnych elementów betonowych ściskanych jednoosiowo, w świetle badań rozkładu odkształceń poprzecznych. Inżynieria i Budownictwo, 4/1965, s. 121+124.
- [19] Birac C., Astruc M.: Acoustic emission on stressed concrete. Proceedings of 10 th World Confrence on Non-Destructive Testing, vol. 5, Moskwa 1982, s. 236+245.
- [20] Blakey F.A.: Some considerations of the cracking fracture of concrete. Civil Engineering and Public Works Review, vol. 52, 1957, s. 615.
- [21] Brandt A.M.: Odkształcalność betonu w świetle pomiarów sześciu składowych stanu odkształcenia. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii PAN, Arkady, Warszawa 1968.
- [22] Brandt A.M., i inni.: Kompozyty betonowe - ich struktura i własności mechaniczne. Prace zbiorowa, Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych, Wydawnictwo PAN, Ossolineum, 1974, s. 9+298.

- [23] Brandt A.M.: Badania doświadczalne w mechanice zniszczenia kompozytów o matrycach cementowych. Prace IPPT PAN, 29/1979, Warszawa 1979.
- [24] Brandt A.M.: Zastosowanie doświadczalnej mechaniki zniszczenia do kompozytów o matrycach cementowych. Mechanika kompozytów betonopodobnych, Praca zbiorowa, Wydawnictwo PAN, Ossolineum, 1983, s. 449+501.
- [25] Brandt A.M., i inni.: Mechanika zniszczenia kompozytów betonopodobnych. Praca zbiorowa, Mechanika kompozytów betonopodobnych, Wydawnictwo PAN, Ossolineum, 1983, s. 341+501.
- [26] Brandtzaeg F.: Failure of material composed of nonisotropic elements. Det Kongelige Norske Videnskabers Skrifter, Trondheim, 2/1927.
- [27] Brunarski L., Runkiewicz L.: Podstawy i przykłady stosowania metod nieniszczących w badaniach konstrukcji z betonu. Wydawnictwo ITB, Warszawa 1983.
- [28] Buyukozturk O., Nielson A.H., Slate F.O.: Stress strain response and fracture of a concrete model in biaxial loading. ACI Journal, 1971, s. 590+599.
- [29] Calibration record acoustic emission sensor model AC 175 i AC 175 L. Acoustic Emission Technology Corporation, Sacramento, California.
- [30] Ciskreli G.D.: O rastiażinosti армированных бетонow. Бетон i Железобетон, 3/1963, s. 124+127.
- [31] Ciskreli G.D.: Soprotiwlenije rastiażenju niearmirowanych i армированных бетонow. Moskwa 1964.
- [32] Czernienko D.M.: Przyczepność zaczynu cementowego do kruszywa i stali w betonie i żelbecie. Materiały budowlane, 5/1957, s. 148+149.
- [33] Czernienko D.M.: Z zagadnień struktury betonu. Inżynieria i Budownictwo, 8/1957, s. 297.
- [34] Danielsson K.: A Note on the Heat of Hydration of Concrete. RILEM Symposium, Kopenhaga 1956.

- [35] Dantu P.: Etude des contraintes dans les milieux heterogenes, application au beton. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, vol. 11, 1958, s. 55+77.
- [36] Desov A.E.: Contribution a la theorie macrostructurale de la resistance d'un beton a la rupture par compression simple. Materiaux et constructions, vol. 5, 30/1972.
- [37] Dhir R.K., Sangha C.M.: Development and propagation of microcracks in plain concrete. Materiaux et construction, Biuletyn RILEM, vol. 7, Nr 37/1974.
- [38] Durand A., Durand G.: Etude de la variation de la vitesse longitudinale V_L des ultrasons dans une eprouvette, normalisee de beton soumise a des charges croissantes. Materiaux et constructions, Biuletyn RILEM, Nr 63/1978.
- [39] Esser K.R.: Grundlagen und Anwendung der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung mit Ultraschall. Industrie Anzeiger, Nr 45, 4-6/1975.
- [40] Evans R.H.: Extensibility and modulus of rupture of concrete. The Structural Engineering, vol. 24, 1946.
- [41] Evans R.H., Marathe M.S.: Microcracking and stress-strain curves for concrete in tension. Materiaux et Constructions, vol. 1/1968, s. 61+64.
- [42] Evans A.G., Lange F.F.: Crack propagation and fracture in silicon carbide. J. Mat. Sci., vol. 10, 12/1975, s. 1659+1664.
- [43] Evans A.E., Langdon T.G.: Materials assessment. II Progr. Mat. Sci., 21/1976.
- [44] Farran J.L.: Contribution mineralogique a l'etude de l'adherence entre les constituants hydrates des ciments et des materiaux entrastes. Revue des Materiaux, nr 490+491/1956.
- [45] Feldman R.F., Sereda P.J.: A new model for hydrated portland cement and its practical implications. Engineering Journal, 53, 8+9/1970, s. 53+59.

- [46] Fikonidow A.M.: O zawisimosti mieždu skorostju rasprostranienija ultrazvuka i dlin-oj puti w massiwnom bietonie. Gidrotechničeskoje stroitielstwo, Nr 2/1970, s. 32+36.
- [47] Flaga K.: Funkcja temperatury tężejącego betonu i jej zastosowanie do analizy procesu dojrzewania betonu w warunkach podwyższonych temperatur. Praca doktorska, Kraków 1967.
- [48] Flaga K.: Energetyczne podstawy wzrostu wytrzymałości betonu tężejącego w warunkach obróbki termicznej. Praca habilitacyjna, Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, Kraków 3/1971.
- [49] Flaga K.: Wpływ temperatury dojrzewania i obróbki termicznej na ocenę wytrzymałości betonu metodą sklerometryczną. I Krajowe Sympozjum Badań Nieniszczących w Budownictwie, Wydawnictwo ITB, Warszawa 1974, s. 73+79.
- [50] Flaga K., Furtak K.: Wpływ rodzaju kruszywa na poziomy naprężenia krytycznych w betonie ściskanym. Archiwum Inżynierii Lądowej, vol. 26, 4/1982, s. 653+666.
- [51] Flaga K., Furtak K.: Wpływ jakości kruszywa na zarysowanie belek żelbetowych. Arch. Inż. Ląd., vol. 28, 1 + 2/1982.
- [52] Furtak K.: Wpływ mikrodefektów strukturalnych w betonie na pracę mostowych belek żelbetowych. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 1979.
- [53] Frąckiewicz R., Sadowska-Boczar E., Święcki Z.: O możliwościach zastosowania emisji akustycznej do badania kruchych materiałów budowlanych. Przegląd Budowlany, 6/1981, s. 351+355.
- [54] Freudenthal A.M.: Teoria zniszczenia. Prace IPPT PAN, Warszawa 1974.
- [55] Galan A.: Proces porusovania struktury pri kratkodobom zataženii betonu centrickým tlakom. Stavebnický časopis, SAV XX, Bratislava, 6/1972, s. 420+438.
- [56] Galan A.: Vzajomne vzťahy medzi napatím deformáciou a ultrazvukovými charakteristikami pri kratkodobom zatažení betonu centrickým tlakom. Stavebnický časopis, SAV XX, Bratislava, 8/1972, 576+597.

- [57] Galan A.: Proces poruszenia struktury betonu nasledkom posobienia kratkodobego zatazenia tahom za ohybu. Stavebnicky Casopis, SAV XXI, 10/1973, s. 707+726.
- [58] Galan A.: Vplyv obsahu kamieniva na deformacne charakteristiky betonu pri kratkodobom zatazeni centrickym tlakom. Stavebnicky casopis SAV XXV, 3/1977, s. 229+246.
- [59] Glücklich J.: Fracture of plain concrete. Proceedings ASCE, J. Eng. Mech. Div., 89, EM 6/1963, s. 127+138.
- [60] Glücklich J.: The effect of microcracking on time-dependent deformations and the long-term strength of concrete. Cement and Concrete Association, London 1968, s. 176+189.
- [61] Glücklich J.: The strength of concrete as a composite material. Proceedings of International Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto 1971, s. 104+112.
- [62] Godycki-Cwirko T.: Mechanika betonu. Arkady, Warszawa 1982.
- [63] Gołaski L.: Acoustic Emission Behaviour of Glass Fibre Reinforced Plastics. 8 th Congress On Material Testing, vol. III, Budapeszt 1982, s. 1200+1204.
- [64] Gordon S.S.: Struktura bietona i jego procznost s ucziotom roli zapołnitielej. Trudy NIIŻB, ILPS, Moskwa 1966.
- [65] Graff O.: Die Eigenschaften des Betons. Verlag Springer, Berlin 1960.
- [66] Gren A.T., Hartbower C.E.: Inst. Symposium on NDT of Nuclear Power Reactor Components, Rotterdam 1970.
- [67] Griffith A.A.: The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, vol. 221/4, London 1920, 1921, s. 163+198.
- [68] Hansel H.: Podstawy rachunku błędów. Warszawa 1968, s. 148.
- [69] Hansen T.: Creep of concrete - a discussion of some fundamental problems. Bul. 33, Swedish Cement and Concrete Research Institut, 1958.

- [70] Hognestad E., Hanson N.W., Mc Henry D.: Concrete stress distribution in ultimate strength design. ACI Journal, vol. 52, 4/1955.
- [71] Holiday L.: Composite materials, Elsevier Probl. Co., Amsterdam 1966.
- [72] Hoła J., Stawiski B.: Issledowanie skorosti ultrazwuka pri raznykh dlinakh izmeritelnoy bazy. Nedestruktivne Skusanie v Stavebnictva, Tatrzanska Łomnica 1979, s. 79+83.
- [73] Hoła J., Moczko A., Święcki Z.: Investigation of fracture processes in plain concrete by use of acoustic methods. Proceedings of XX th International Conference on Acoustics - ULTRASOUND, section I and II, Praha 1981, s. 204+207.
- [74] Hoła J., Moczko A.: Ocena wpływu poziomu wyężenia betonu poddanego osiowemu ściskaniu na prędkość przejścia ultradźwięków. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa PWr, Problemy technologii i badania betonu, Wrocław 1981, s. 25+32.
- [75] Hoła J., Moczko A., Pyszniak J.: Ocena stopnia zniszczenia betonu ściskanego osiowo, przy użyciu metod akustycznych. IPPT-PAN, Seminarium naukowo-techniczne, Warszawa - Jabłonna 1981, s. 76+87.
- [76] Hoła J., Moczko A., Pszonka A.: Ocena procesów niszczenia betonu przy pomocy metody emisji akustycznej. XI Krajowa Konferencja Badań Nieniszczących, Opole 1982, s. 73+74.
- [77] Hoła J., Moczko A., Pyszniak J.: Badania wyężenia betonu metodami ultradźwiękową i emisji akustycznej. XXVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, tom II, Krynica 1982, s. 97+104.
- [78] Hoła J., Moczko A., Pyszniak J.: Evaluation of the degree of destruction of axially compressed concrete by acoustic methods. 8 th Congress on Material Testing, tom III, Budapeszt 1982, s. 1205+1209.
- [79] Hoła J., Moczko A., Pyszniak J.: Wpływ wilgotności betonu na przebieg jego niszczenia ocenianego metodą ultradźwiękową i emisji akustycznej. Seminarium naukowo-techniczne, IPPT - PAN, Warszawa - Jabłonna, 1982, s. 151+161.

- [80] Hsu T.C., Slate F.O., Sturman G.M., Winter G.: Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve. ACI Journal, vol. 60, 2/1963, s. 209+224.
- [81] Hsu T.C.: Mathematical analysis of shrinkage stress in a model of hardened concrete. ACI Journal, vol. 60, 3/1963, s. 371+390.
- [82] Hsu T.C., Slate F.O.: Tensile bond strength between aggregate and cement paste or mortar. ACI Journal, vol. 60, 4/1963, s. 465+486.
- [83] Irwin G.R.: Relaxation of stresses near a crack to the extension force. Actes 9, Congress. Internat. Men. Appl. Univ. Bruxelles, 8/1967, s. 245-251.
- [84] Instrukcja aparatury do pomiaru emisji akustycznej, model 201. Acoustic Emission Technology Corporation, Sacramento, California.
- [85] Instrukcja stosowania ultradźwiękowej metody do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji. Wydawnictwo ITB, Warszawa 1977.
- [86] Jax P., Gaar H.: Verfolgung von Bruchvorgängen in Mikro - und Makrobereich an Glaser und Glaskeramik mit Hilfe der Schallemissionanalyse. Glastechn. Ber., 50/9/1977.
- [87] Jones R.: A Method of studying the formation of cracks in a material subjected to stress. British Journal of Applied Physics, vol. 3, 7/1952, s. 229+232.
- [88] Jones R., Facaoaru J.: Nierazruszajuszczije metody ispytaniij betonow. Moskwa, Stroizdat 1974.
- [89] Kaiser J.: Knowledge and research on noise measurements during the tensile stressing of metals. Arkiv. für Eisenhüttenwesen, vol. 24, 43/1953.
- [90] Kaplan M.F.: Effects of Incomplete Consolidation on Compressive and Flexural Strength, Ultrasonic Pulse Velocity and Dynamic Modulus of Elasticity of Concrete. ACI Journal, vol. 31, 9/1960, s. 853+867.

- [91] Kaplan M.F.: Crack propagation and the fracture of concrete. *ACI, Journal*, vol. 58, 5/1961, s. 591+610.
- [92] Karanfilow T.S.: Wlijanie wężności na moduł uprugosti bietona. *Bieton i żelezobieton*, 2/1978, s. 13+14.
- [93] Karmiński A.: Prędkość rozchodzenia się fal ultradźwiękowych w betonie. *Inżynieria i Budownictwo*, 2/1975, s. 74+77.
- [94] Kasperkiewicz J.: Tensometryczne pomiary laboratoryjne długo-trwałych pól odkształceń w betonie. *Prace IPPT PAN*, 50/1973.
- [95] Kasperkiewicz J.: Wytrzymałość i odkształcalność fibrobetonu przy rozciąganiu osiowym. *Mechanika kompozytów betonopodobnych*, Wydawnictwo PAN, Ossolineum 1983, s. 23+69.
- [96] Kasperkiewicz J.: Struktura wewnętrzna, a procesy pęknięcia w kompozytach z kruchą matrycą. *Praca habilitacyjna*, IPPT PAN, 39/1983 Warszawa.
- [97] Kaszyński J.: Zależność prędkości przepływu fal ultradźwiękowych od stanu fizykalnego mikrostruktury betonu droбноziarnistego. *Praca doktorska*, Politechnika Szczecińska, 1972.
- [98] Kesler C.E., Naus D.J., Lott J.L.: Fracture mechanics - its applicability to concrete. *Mechanical Behaviour of Materials*, vol. IV, Society of Materials Sciens, Japan, 1972, s. 113+124.
- [99] Kluz T., Eyman K.: *Projektowanie betonów*. Arkady, Warszawa 1969.
- [100] Knott J.F.: *Fundamentals of fracture mechanics*. Butterworths, London 1973.
- [101] Konieczny K.: Wpływ naprężeń na prędkość fal ultradźwiękowych i wytrzymałość betonu ocenianą w oparciu o ultradźwiękową metodą badań. *Praca doktorska*, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1982.
- [102] Kosaka Y., Tanigawa Y., Ota F.: Effect of aggregate - matrix interaction on mechanical properties of concrete, *Proc. XV Japan Congress on Mat. Res.*, Kyoto 1972, s. 128+132.

- [103] Kozak L.A., Kabysh V.M., Dohnalek J., Modry S.: The application of the acoustic emission of brittle materials by local strains for testing of physical and mechanical properties. Proceedings of 10 th World Conference on Non-Destructive Testing, vol. 5, Moskwa 1982, s. 261+268.
- [104] Kozak L.A., Kabysh V.M., Dohnalek J., Modry S.: Pouziti akusticke emise k nedestruktivni kontrole fyzikalne-mechanickych vlastnosti lehkyh betonu. Zb-ornik Prednasok, Tatrzanska Lomnica 1983, s. 150+155.
- [105] Kozak R.: Ekonomiczne dozowanie cementu w betonie. Inżynieria i Budownictwo, 8/1957, s. 294+296.
- [106] Kozak R., i inni.: Budownictwo Betonowe. Badania materiałów elementów i konstrukcji, Tom VIII, Arkady, Warszawa 1970.
- [107] Kuczyński W.: Wpływ kruszywa grubego na wytrzymałość betonu. Arch. Inż. Łąd. vol. 4, 2/1958, s. 181+209.
- [108] Kuczyński W., i inni.: Budownictwo Betonowe. Technologia betonu, Tom I, cz. 2, Arkady, Warszawa 1972.
- [109] Lenkiewicz W.: Struktura a wytrzymałość betonu. Arch. Inż. Łąd., vol. 6, 4/60, s. 539+569.
- [110] Lenkiewicz W.: Kryteria wytrzymałości betonu. TNEB, Warszawa 1962.
- [111] L'Hermite R.: Idees actuelles sur la technologie du beton. La Doc. Techn. du Bat. et des Travaux Publ., Paris 1955.
- [112] L'Hermite R.: Que savons nous de la deformation plastique et du fluage du beton. Travaux Publ., 9/1957.
- [113] Lusche M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal - und Leichtbeton mit Geschlossenen Gefüge, Schriftenreihe der Zement Industrie. H. 39, 1972.
- [114] Lusche M.: The fracture mechanism of ordinary and lightveight concrete under uniaxial compression. Praca zbiorowa, Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych, Wydawnictwo PAN, Ossolineum, 1974, s. 423+440.

- [115] Maovenzadek F., Bremmer W.: Fracture of portland cement concrete. Civil Engineering Materials Conference: Structure, Solid Mechanics and Engineering Design. Proceedings of the Southampton 1969, Paper 78, Part 2, ed. M. Te'eni, London 1971.
- [116] Marks M.: Podstawowe pojęcia mechaniki zniszczenia. Prace IPPT PAN, 33/1979, Warszawa 1979.
- [117] Marks M.: Podstawowe pojęcia mechaniki zniszczenia. Mechanika kompozytów betonopodobnych. Praca zbiorowa, Wydawnictwo PAN, Ossolineum 1983, s. 341+376.
- [118] McCabe W.M., Langdon T.G.: Materials assessment. II Progr. Mat. Sci., 21/1976.
- [119] McCabe W.M., Koerner W.: Acoustic emission behaviour of concrete laboratory specimens. ACI Journal, vol. 73, 7/1976, s. 367+371.
- [120] Meyers B.L., Slate F., O., Winter G.: Relationship between time-dependent deformation and microcracking of plain concrete. ACI Journal vol. 66, 1/1969, s. 60+68.
- [121] Mihul A.: Influence des défauts structuraux, y compris les microfissures, sur le comportement de la pierre à ciment et du béton sous charges continues bien que passagères. RILEM, II International Symposium, New Developments in Non-Destructive Testing of Non-Metallic Materials, vol. 3, Constanza 1974, s. 196+207.
- [122] Mindess S.: Zastosowanie mechaniki zniszczenia do zaczynu cementowego, zaprawy i betonu. Mechanika kompozytów betonopodobnych, Praca zbiorowa, Wydawnictwo PAN, Ossolineum 1983, s. 377+407.
- [123] Modeer M.: A fracture mechanics approach to failure analysis of concrete materials. Raport TVBM-1001, Division of Building Materials, University of Lund, Sweden 1979.

- [124] Nawoy E.G., Lott J.L.: Control of cracking in concrete structures. ACI Journal, vol. 69, 1972.
- [125] Neuman G., Kienow S., Hennicke H.W.: Zusammenhang zwischen Gefüge und Risskinetik und ihr Einfluss auf das Ermüdungsverhalten feuerfester keramischer Werkstoffe. Ber. Dt. Keram. Ges., 56/6/1979.
- [126] Newman K., Newman I.B.: Failure theories and design criteria for plain concrete. Civil Engineering Materials Conference: Structure Solid Mechanics and Engineering Design. Proceedings of the Southampton 1969, ed. M. Te'eni, London 1971.
- [127] Neville A.M.: Some problems in inelasticity of concrete and its behaviour under sustained loading. Structural Concrete, 9+10/1966.
- [128] Neville A.M.: Some aspects of the strength of concrete. Civil Engineering, I: vol. 54, 639/1969, s. 1153+1156; II: vol. 54, 640/1969, s. 1303+1310, III: vol. 54, 641/1969, s. 1435+1439.
- [129] Neville A.M.: Własności betonu. Arkady, Warszawa 1977.
- [130] Nielsen J., Griffin D.F.: Acoustic emission of plain concrete. Journal of Testing and Evaluation, vol. 5, 6/1977, s. 476+483.
- [131] Nigmatjanow A.M.: Primjenjenijemietoda akustičeskoj emisji w isledowanii napražennno-deformirowannowo sostajanija bjetona. Tezisy dokładow, Moskwa 1979.
- [132] Nogin S.J.: Akustičeskiije metody ispytania bjetona. Bieton i Żelezobieton, nr 7/1969, s. 9+12.
- [133] Nogin S.J.: Issliedowanije ultrazwukom naruszenij struktury bjetona pod wozdiejstwijem nagruzki. Bieton i Żelezobieton, 11/1960, s. 516+518.
- [134] Norma PN-79/B-06712 Kruszywa mineralne do betonu zwykłego.
- [135] Norma PN-73/B-04300. Cement. Metody badań. Oznaczenie cech fizycznych.
- [136] Norma PN-73/B-04302. Cement. Metody badań. Oznaczenie wytrzymałości.

- [137] Norma PN-74/B-30000. Cem-ent portlandzki.
- [138] Norma PN-74/B-06261. Nieniszczące badania konstrukcji z betonu. Metoda ultradźwiękowa badania wytrzymałości betonu na ściskanie.
- [139] Norma PN-75/B-06250. Beton zwykły.
- [140] Norma PN-77/B-06714. Kruszywa mineralne. Badania.
- [141] Orowan E.: Fatigue and fracture of metals. John Wiley and Sons Inc., New York 1952.
- [142] Paprocki A.: Nowe poglądy na rolę kruszywa w betonie. Przegląd Budowlany, 6/1968, s. 295+301.
- [143] Paris P.C., Sih G.C.: Stress Analysis of Cracks. Fracture toughness testing, ASTM STP 381, 1965, s. 30+83.
- [144] Pawłowski Z.: Emisja akustyczna podczas ciągłego i kruchego zachowania się materiału. I Krajowe Sympozjum Badań Nieniszczących w Budownictwie, Warszawa - Jadwisin 1974, s. 55+60.
- [145] Pilecki Sz.: Możliwości wykorzystania pomiarów emisji akustycznej w badaniach własności mechanicznych ciał stałych. IPPT PAN, Warszawa 1980.
- [146] Pilecki Sz.: Badania własności mechanicznych i niszczenia metali metodą emisji akustycznej. Seminarium Naukowo-Techniczne, IPPT PAN, Warszawa - Jabłonna 1981, s. 36+62.
- [147] Pidek W.: Struktura strefy kontaktowej składników jako kryterium wytrzymałości betonu. Materiały z XXVI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, tom IV, Krynica 1980, s. 189+196.
- [148] Pinus E.R.: Kontaktnyje skoi cementnogo kamnia w bietonie i ich znaczenije. Trudy NIIŻB, ILPS, Moskwa 1966.
- [149] Płoński W., Pogorzelski J.A.: Fizyka budowli, Arkady, Warszawa 1979.
- [150] Popovics: Aggregate grading and the internal structure of concrete. Highway Research Record, Nr 441, 1973.

- [151] Pocztowik G.J.: Ispolzowanije ultrazwuka dla ocenki napriazhenogo sostojanija i strukturnych izmienienij w obychnom i keramzytowom bietonie. Dissertacija, Moskovskoj Awtomobilno-Dorożnyj Institut, Moskwa 1962.
- [152] Pocztowik G.J., Mosesov M.D.: Isliedowanije procesow mikrotieszczinoobrazowanija pri staticzeskom nagrużeni z ispolzowanijem akusticzeskoj emissii. Sbornik trudow MISI, Moskwa 151/1977.
- [153] Poradnik laboranta budowlanego. Praca zbiorowa, Arkady, Warszawa 1975.
- [154] Powers T.C.: The properties of fresh concrete. J. Wiley and Sons, Inc. New York 1968.
- [155] Pszonka A.: Wprowadzenie do emisji akustycznej. Instytut Materiałoznawstwa i Mechaniki Technicznej Politechniki Wrocławskiej, Komunikat 208/1978.
- [156] Pysznik J.: Wpływ wilgotności betonu na jego wytrzymałość i prędkość fal ultradźwiękowych. Praca doktorska, Politechnika Wrocławska 1963.
- [157] Ranachowski J., Święcki Z.: Badania pęknięcia materiałów kruchych metodą emisji akustycznej. Konferencja: Metody badań odporności materiałów na pęknięcie. Katowice - Wisła 1979.
- [158] Ranachowski J., Mikiel W., Rejmund F.: Akustyczne metody badania własności tworzyw elektroceramicznych. Seminarium Naukowo-Techniczne. IPPT PAN, Warszawa - Jabłonna 1981, s. 7+35.
- [159] Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z.: Wytrzymałość mechaniczna tworzyw ceramicznych i nowoczesne metody jej badania. Seminarium Naukowo-Techniczne. IPPT PAN, Warszawa - Jabłonna 1982, s. 115+139.
- [160] Ranachowski J., i inni.: Elektroceramika. Własności i badania. Tom 2, PWN, Warszawa - Poznań 1982.
- [161] Rebinder P.A.: Fizyko-chemiczeskaja miechanika kak osnowa zakrieplenija gruntow w dorożnom stroitiestwie i proizvodstwie stroitielnych materialow na osnowie gruntow. Trudy sowietanija po teoreticzeskim osnowam techniki gruntow, M.G.V., Moskwa 1961.

- [162] Rüsck H.: Physikalische Fragen der Betonprüfung. Zement - Kalk - Gips, vol. 12, 1/1959, s. 1+9.
- [163] Runkiewicz L.: Stosowanie ultradźwiękowych i sklerometrycznych metod do oceny jakości betonu. Informacja w budownictwie COIB A/2, Warszawa 1975.
- [164] Rybiański M.: Wytrzymałość i odkształcalność betonu poddanego oddziaływaniu obniżonych temperatur. Praca doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1976.
- [165] Ryll-Nardzewska E., Ranachowski J., Ryll-Nardzewski J.: Nowoczesne metody akustyczne w badaniach własności tworzyw ceramicznych. IV Sympozjum Ceramiki, Jachranka 1980.
- [166] Sadowska-Boczar E.: Zastosowanie emisji akustycznej do badania mechanizmów zniszczenia wybranych materiałów kruchych. Praca doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1982.
- [167] Sasse H.R.: A structural interpretation of the cracking behaviour of concrete. Praca zbiorowa, Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych, Wydawnictwo PAN, Ossolineum, 1974, s. 387+405.
- [168] Schickert G.: Acoustic emission technique applied to tests with concrete cubes. RILEM, vol. 2, Constanza 1974, s. 5+11.
- [169] Shah S.P., Slate F.O.: Internal microcracking, mortar-aggregate bond and the stress - strain curve of concrete. Proc. Inst. Conf.: The structure of concrete and its behaviour under load, London 1965.
- [170] Shah S.P., Chandra S.: Critical stress, volume change and microcracking of concrete. ACI Journal, vol. 65, 9/1968, s. 770+781.
- [171] Shah S.P., Chandra S.: Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading. ACI, Journal, vol. 67, 10/1970. s. 816+825.

- [172] Shah S.P., McGarry F.J.: Griffith fracture criterion and concrete. Proceedings ASCE, J. Eng. Mech. Div. 47, EM 6/1971, s. 1664+1676.
- [173] Śniadkowski Z.: Zastosowanie metod tensometrii elektrycznej do pomiarów wielkości mechanicznych w budownictwie. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, ITB, Warszawa 1978.
- [174] Sok C.: Etude de la propagation d'une fissure dans un beton non arme. Bull. Liaison Lab Ponts Chaussees, 98/1978, s. 73+84.
- [175] Soshiroda T.: Anisotropy of concrete. Proc. of Int. Conf. on Mechanical Behaviour of Materials. Kyoto 1971.
- [176] Stawiski B.: Wpływ długości bazy pomiarowej i grubości kruszywa na wyniki badań jakości betonu metodą ultradźwiękową. II Sympozjum Badań Nieniszczących w Budownictwie, Wrocław 1976, s. 69+76.
- [177] Stroeven P.: Some aspects of the micromechanics of concrete. Stevin Laboratory, Delft 1973.
- [178] Stroeven P.: Some aspects of a structural approach to the mechanical behaviour of concrete. Praca zbiorowa, Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych, Wydawnictwo PAN, Ossolineum, 1974, s. 299+312.
- [179] Stupnicki W.: Wytrzymałość betonu na ściskanie w ekstremalnych warunków wilgotnościowych. XXVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, t. IV, Krynica 1980, s. 235+243.
- [180] Sturman G.M., Shah S.P., Winter G.: Microcracking and inelastic behaviour of concrete. Fracture Mechanics of Reinforced Concrete, Proceedings of the International Symposium, Miami 1970.
- [181] Swamy N.: Aggregate-matrix interaction in concrete systems. Civil Engineering Materials Conference: Structure Solid Mechanics and Engineering Design. Proceedings of Southampton 1969, Paper 25, Part 1, ed. M. Te'eni, London 1971, s. 301+315, disc. 451+461.

- [182] Swamy R.N.: Fracture phenomenon of hardened paste, mortar and concrete. Proceedings of the International Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, 1971.
- [183] Swartz S.E., Hu K.K., Jones G.L.: Compliance monitoring of crack growth in concrete. Proceedings ASCE, J. Eng. Mech. Div. 104, EM 1/1978, s. 780+800.
- [184] Taylor M.A., Broms B.B.: Shear bond strength between coarse aggregate and cement paste or mortar. ACI Journal, vol. 61, 8/1964, s. 939+957.
- [185] Tetelman A.S., Evans A.G.: Failure prediction in brittle materials using fracture mechanics and acoustic emission. Conference of Materials Science, Pennsylvania 1977.
- [186] Urzumcew J.S., Miedwiediew M.Z.: Izmienienije skorosti rozprostranienija i stiepieni zatuchanija ultrazwuka w bietonie pri jego nagrużeni. Issliedowanija po bietonu i żelezobie-tonu, Ryga 1963, s. 173+182.
- [187] Vallette M.R.: Manuel de composition des betons. Methode experimentale Vallette. Eyrdles, Paryż 1963.
- [188] Venant M.: La commission technique 16-c "Corbonation" XXX Rewnion de la commission permanente exposes de commisions techniques. Materiaux et constructions, Vol. 11, Nr 62/1978.
- [189] Vile G.W.D.: The strength of concrete under short-term static biaxial stress. Proceedings of the International Conference. The structure of concrete and its behaviour under load, London 1965, s. 275+288, discs. 291+315, London 1968.
- [190] Wajnsztok J.S.: Fiziczeskije osnovy ultrazwukowego impulsnogo mietoda ocenki procznosti bietona. Bieton i Żelezobieton, nr 7/1969, s. 3+6.
- [191] Walsh P.F.: Fracture of plain concrete. Indian Concr. Journal, 46, 11/1972, s. 469+470, 476.
- [192] Walsh P.F.: Crack initiation in plain concrete. Mag. Concr. Res., 28, 94/1976, s. 37+41.

- [193] Wang P.T., Shah S.P., Naaman A.E.; Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression. ACI Journal, vol. 75, 11/1978, s. 603+611.
- [194] Waters E.H.: Studies in tile bonding. B.R. Div. Techn., Paper No 10, CSIRO, Melbourne 1960.
- [195] Weber Z.: Akustische Emission von Baustoffen und Baukonstruktionen, 5 Internationales Kolloquium der Sektion Technologie der Bauproduktion, Leipzig 1979, s. 65+69.
- [196] Weber Z.: Aplikace metody akustické emise ke zjištění kvality stropní konstrukce. Zborník Prednasok, Tatrzanska Łomnica 1983, s. 171+174.
- [197] Wiatrak-Bogucka J.: Zagadnienie wpływu zmian wilgotności betonu na jego odkształcalność pod obciążeniem doraźnym. Prace naukowe Politechniki Poznańskiej, 19/1974.
- [198] Wiederhorn S.M.: Subcritical crack growth in ceramics. Fracture Mechanics of Ceramics, vol. 2, wyd. Plenum Press, 1974, s. 613+636.
- [199] Williams R.V.: Acoustic Emission. Adam Hilger Ltd., Bristol 1980.
- [200] Wittmann P.H.: The structure of hardened cement paste. A basis for a better understanding of the materials properties. Proceedings of a Conference held at University of Sheffield, April 1976, Cement and Concrete Association, London 1976, s. 96+117.
- [201] Wnuk P.: Podstawy mechaniki zniszczenia. Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, skrypt nr 585, 1977.
- [202] Wrześniewski K.: Wytrzymałość betonu na rozciąganie, przyczepność i rysy w elementach żelbetowych. Praca habilitacyjna, Poznań 1961.
- [203] Yerlici V.A.: Behaviour of plain concrete under axial tension. ACI Journal, vol. 62, 8/1965, s. 987+991.

- [204] Yoshida H.: Über das elastische Verhalten von Beton mit besonderer Berücksichtigung der Querdehnung. Springer Verlag, Berlin 1930.
- [205] Yoshimoto A., Kawasaki K., Kawakami M.: Studies of formation of continuons crack in concrete by using a slow - motion picture. Review of the twenty - ninth general meeting, The Cement Association of Japan, Tokyo 1975.
- [206] Zachara M., Niewiadomski S.: Pomiar wytrzymałości na rozciąganie w zastosowaniu do badań przyczepności. I Sesja Naukowa Wydziału Budownictwa Lądowego PWr, Wrocław 1958, s. 197+209.
- [207] Zaher A.: Untersuchung der Strukturänderung des auf Druck beanspruchten Leichtbetons mittels Ultraschall. Tagungsbericht, Leipzig 1969.

