

Analiza wpływu D_{max} na parametry mechaniki pęknięcia betonów wapiennych określane przy trójpunktowym zginaniu

Grzegorz Ludwik Golewski

*Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej,
Katedra Konstrukcji Budowlanych, e-mail: glgol@wp.pl, g.golewski@pollub.pl*

Streszczenie: Analizowanie zachowania się betonu z uwzględnieniem metod mechaniki pęknięcia umożliwia opis powstawania i rozwoju występujących w nim uszkodzeń, co niemożliwe jest w przypadku posługiwania się globalnymi charakterystykami wytrzymałościowymi kompozytu. W pracy przedstawiono wyniki doświadczeń dotyczących określenia wpływu uziarnienia kruszywa grubego na parametry mechaniki pęknięcia betonów wapiennych określane wg I modelu pęknięcia (rozciąganie przy zginaniu). Zastosowano dwa rodzaje stosów okruszowych o D_{max} do 8 i do 16 mm. W trakcie eksperymentów określono podstawowe parametry mechaniki pęknięcia: krytyczną wartość współczynników intensywności naprężeń: K_{Ic}^S i K_{Ic} , energię pęknięcia G_F , krytyczne przemieszczenie rozwarcia wierzchołka szczeliny $CTOD_c$, oraz jednostkową pracę zniszczenia J_{Ic} . W badaniach do oceny odporności na pęknięcie zastosowano metodę obciążania próbek na podstawie zaleceń RILEM. Do eksperymentów podstawowych użyto sześciu belek z jedną szczeliną pierwotną. W toku przeprowadzonych badań dla każdej próbki rejestrowano dwie zależności: obciążenie - przemieszczenie rozwarcia wylotu szczeliny, oraz obciążenie - przemieszczenie punktu przyłożenia siły. Stwierdzono, iż wyższą odpornością na pęknięcie charakteryzowały się betony o uziarnieniu do 16 mm. Wykorzystanie przedstawionych w pracy wyników przyczynić się może do projektowania betonów tak, aby uzyskiwać materiał o minimalnej liczbie defektów początkowych, wpływających poprzez zwiększoną odporność na pęknięcie korzystnie na niezawodność pracy konstrukcji.

Słowa kluczowe: kompozyt betonowy, kruszywo wapienne, uziarnienie, kruchość, mechanika pęknięcia.

1. Wprowadzenie

Stwardniały beton posiada szereg właściwości, które w znaczący sposób decydują o jego zachowaniu się w trakcie pracy. Jedną z cech wpływającą bezpośrednio na trwałość i bezpieczeństwo konstrukcji jest kruchość betonu.

Analizując odpowiedź kompozytów betonowych na działające obciążenie możemy wyróżnić dwa typy zachowania się [1]:

- idealnie kruche (completely brittle), gdy podczas obciążania występuje zjawisko kruchego pęknięcia tzn. pojawiają się jedynie odkształcenia sprężyste,

- półkruche (semi brittle), gdy zniszczenie materiału poprzedzone jest powstawaniem zarówno małych odkształceń sprężystych jak i plastycznych określanych zwyczajowo jako deformacje quasi-plastyczne.

Kruczość betonu decydujący wpływ ma na zachowanie się materiału w miejscach jego struktury, w których występują defekty. W takich kompozytach o zniszczeniu pod wpływem działania obciążeń zewnętrznych decydować mogą wszelkie nieciągłości materiałowe, oraz lokalne skokowe różnice właściwości mechanicznych materiału. W pobliżu defektów betonu takich jak: szczelina, pustka powietrzna, rysa, nieciągłość w sieci krystalicznej, korozja wewnątrzmaterialowa itp. występują pod wpływem obciążenia zewnętrznego lokalne spiętrzenia naprężeń, które mogą spowodować gwałtowną propagację uszkodzenia, prowadząc w skrajnym przypadku do zniszczenia całego elementu. Najbardziej niebezpiecznymi koncentratorami naprężeń są najdrobniejsze szczeliny o ostrych końcach. W wierzchołkach tych szczelin występują, bowiem największe spiętrzenia naprężeń.

Ważnym problemem badawczym w analizie zniszczenia betonów jest zagadnienie powstawania mikrodefektów tzw. mechanika uszkodzeń (damage mechanics), oraz zagadnienie rozwoju (propagacji) lub inaczej wzrostu uszkodzeń tzw. mechanika pękania (fracture mechanics). Proces rozwoju uszkodzeń może być opisany przy zastosowaniu parametrów liniowo - sprężystej lub nieliniowej mechaniki pękania [2]. Podstawowe charakterystyki betonu, takie jak wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie czy moduł Younga, nie dają dostatecznych informacji mogących określić próg naprężenia wywołującego rozwój rys.

Analizowanie zachowania się betonów z uwzględnieniem metod mechaniki pękania umożliwia opis powstawania i rozwoju uszkodzeń, co niemożliwe jest w przypadku posługiwania się globalnymi charakterystykami wytrzymałościowymi kompozytu. Istotą problemu jest, bowiem określenie poziomu obciążeń zewnętrznych, przy których nastąpi niestabilny rozwój rys w elemencie. Parametry mechaniki pękania pozwalają na ocenę odporności na pęknięcie betonów, co w zasadniczy sposób decyduje o trwałości i bezpieczeństwie konstrukcji. W liniowej mechanice pęknięcia i analizie na poziomie mikroskali materiał traktujemy jako układ atomów, tworzących sieć krystalograficzną. Atomy te w stanie bezobciążeniowym znajdują się w pewnych odległościach od siebie wynikających ze spełnienia warunków równowagi. Defekty materiałowe traktujemy jako nieciągłości w budowie wewnętrznej kompozytu. Oddziaływanie obciążeń mechanicznych na materiał powoduje chwilowe zaburzenie stanu równowagi sieci krystalicznej, a na brzegach lub w wierzchołkach nieciągłości pojawiają się spiętrzenia naprężeń, które inicjują powstawanie bądź rozwój istniejących uszkodzeń.

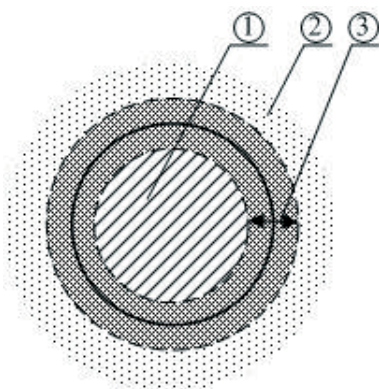
W kontekście powyższych rozważań należy zwrócić szczególną uwagę na występujące w betonie rodzaje defektów struktury omówione np. w pracach [3-5]. Uwzględniając pory, mikropeknięcia, dyslokacje i inkluzje występujące głównie w matrycy cementowej, oraz w warstwie stykowej kruszywo – zaprawa, można określić krytyczną wartość naprężeń powodujących pęknięcie kompozytów betonowych.

2. Właściwości kruszyw wapiennych

Kruszywa wapienne (limestone aggregate), są przedstawicielem łamanych kruszyw mineralnych, a pozyskiwane są z osadowych skał węglanowych pochodzenia

organicznego. Wapienie mają barwę zazwyczaj białą, a ich dominującymi składnikami jest węglan wapnia, wykształcony w postaci kalcytu (CaCO_3) i dolomitu ($\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$) [6,7]. W Polsce złoża tych kruszyw występują w województwie opolskim, świętokrzyskim i częściowo lubelskim [8].

Jako kruszywo łamane wapienie mają wiele cech, które korzystnie wpływają na właściwości betonu. Ich tekstura jest szorstka, a skład fizyczny i chemiczny wapieni powoduje występowanie na ich powierzchni wiązań chemicznych [9] tworzących specyficzną strefę dyfuzyjną, której grubość może wynosić od 20 do 40 μm . W strefach kontaktowych kruszyw wapiennych nie obserwuje się wyraźnej granicy pomiędzy dwoma fazami kompozytu, ale stopniowe przejście od strefy wypełniacza do obszaru matrycy cementowej. Schemat budowy aktywnej warstwy stykowej kruszywa z zaczynem pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat warstwy stykowej kruszywo – zaczyn dla wypełniacza wapiennego reaktywnego chemicznie; 1 – ziarno kruszywa, 2 – matryca, 3 – strefa dyfuzji [10].

Fig. 1. Diagram of the aggregate-cement contact area for the chemically reactive limestone aggregate; 1 – aggregate grain, 2 – matrix, 3 – diffusion zone [10].

Powyższe cechy kruszyw węglanowych oraz dodatkowo ich niska porowatość (do 4%) wpływają korzystnie na lepszą przyczepność między kruszywem i zaczynem cementowym oraz powodują powstawanie, bardziej wytrzymałych i zwartych warstw stykowych, mających decydujący wpływ na procesy kruchego pęknięcia w betonie [11,12]. Korzystny wpływ adhezji chemicznej wapieni w betonie został potwierdzony w szeregu badaniach. Wg autorów prac [8,13] największą przyczepność między kruszywem i zaczynem cementowym przy stosunku $w/c = 0,35$ uzyskano właśnie w przypadku zastosowania w betonie kruszyw wapiennych. Pozytywną cechą jest również udział pyłów ze skał węglanowych w strukturze matrycy kompozytu. O ile w większości kruszyw nadmiar pyłów mineralnych o ziarnach poniżej 0,063 mm działa niekorzystnie na bezpośredni kontakt pomiędzy zaczynem cementowym i kruszywem, o tyle pyły wapienne powodują: zwiększenie szczelności, wytrzymałości i trwałości betonu [14,15].

Obecnie, z uwagi na swoje korzystne parametry oraz dużą dostępność, kruszywa węglanowe są coraz częściej stosowane jako wypełniacze do betonu. Wg autorów pracy [8] wapienie stanowią około 20% wszystkich kruszyw łamanych wykorzystywanych w polskim przemyśle betonowym.

3. Cel i zakres badań własnych

Zastosowanie różnych modeli mikropęknięć do opisu zachowania się materiałów kruchych, takich jak beton, spowodowało potrzebę prowadzenia badań doświadczalnych nad wpływem rodzaju i uziarnienia kruszywa grubego na makroskopową odporność betonu na pęknięcie. W Polsce jako jeden z pierwszych zagadnienie to analizował A. M. Brandt [16]. W swoich badaniach stwierdził on, że beton na kruszywie wapiennym wykazał po 28 dniach dojrzewania wyższą odporność na pęknięcie (przy I modelu pęknięcia) niż beton na kruszywie żwirowym. Podobne rezultaty badań uzyskali również autorzy w pracy [17] analizując te same rodzaje kompozytów przy zastosowaniu w mieszankach betonowych $D_{max} = 8$ mm.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki doświadczeń dotyczące określenia makroskopowej odporności na pęknięcie wg I modelu pęknięcia - rozciąganie przy zginaniu (tensile, opening mode). W trakcie przeprowadzonych eksperymentów własnych określono podstawowe parametry mechaniki pęknięcia a więc: krytyczną wartość współczynników intensywności naprężeń: K_{Ic}^S i K_{Ic} , energię pęknięcia G_F , krytyczne przemieszczenie rozwarcia wierzchołka szczeliny $CTOD_c$, oraz jednostkową pracę zniszczenia J_{Ic} . Badaniom poddano dwie partie betonów konstrukcyjnych. W celu ustalenia wpływu uziarnienia kruszywa grubego oraz D_{max} zastosowano stopy okruchowe o maksymalnej średnicy ziarn do 8 (beton W1) i do 16 mm (beton W2). W tabeli 1 zestawiono skład wagowy mieszanek betonowych analizowanych kompozytów.

Tabela 1. Skład wagowy mieszanek betonowych.
Table 1. Gravimetric composition of concrete mixtures.

Składnik mieszanki betonowej		Ilość [kg/m ³]
cement portlandzki CEM I 42,R z cementowni w Ożarowie		352
piasek kopalny frakcja 0-2 mm z Markuszowa k. Lublina		676
grys wapienny	frakcja 2-8 mm (W1)	1207
	ze złóż w Trzuskawicy k. Kielc frakcja 2-16 mm (W2)	1207
woda z wodociągu miejskiego		141
superplastyfikator Arpoment P (1.5% masy cementu)		5,28

Wszystkie zaroby wykonano o konsystencji V2 i wskaźniku $w/c = 0,40$. Czasy mierzone aparatem Vebe zgodnie z PN-EN 206-1 [18], oraz punkty piaskowe dla poszczególnych mieszanek zestawiono w tabeli 2. Stopy okruchowe starano się tak dobrać, aby zawierały się w jak najkorzystniejszym polu pomiędzy granicznymi krzywymi uziarnienia. Oparto się na zaleceniach podanych w normie niemieckiej DIN 4226-1 [19]. Po zaformowaniu próbki były zagęszczane przez około 30 s na stole wibracyjnym.

Z każdej mieszanki wykonano próbki do badań pomocniczych i podstawowych. W badaniach właściwości betonów wykorzystano: 12 kostek sześciennych o krawędzi 0,15 m do oceny wytrzymałości na ściskanie – $f_{cm \#15}$ i rozciąganie przez rozłupywanie – $f_{ct,spl}$ (po 6 dla każdego typu badań), 6 belek o wymiarach

0,08x0,15x0,7 m do oceny wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu trójpunktowym – $f_{ct,flex1}$ (3 belki) i czteropunktowym – $f_{ct,flex2}$ (3 belki), 9 walców o średnicy 0,15 m i wysokości 0,30 m do badań wytrzymałości na ściskanie – $f_{cm \varnothing 15/30}$ (3 walce), oraz wyznaczenia modułu Younga przy ścisaniu – E_{cm} (6 walców). Do eksperymentów zasadniczych zaformowano 6 belek o wymiarach 0,08x0,15x0,7 m ze wstępna szczeliną do badań określających makroskopową odporność na pęknięcie przy rozciąganiu.

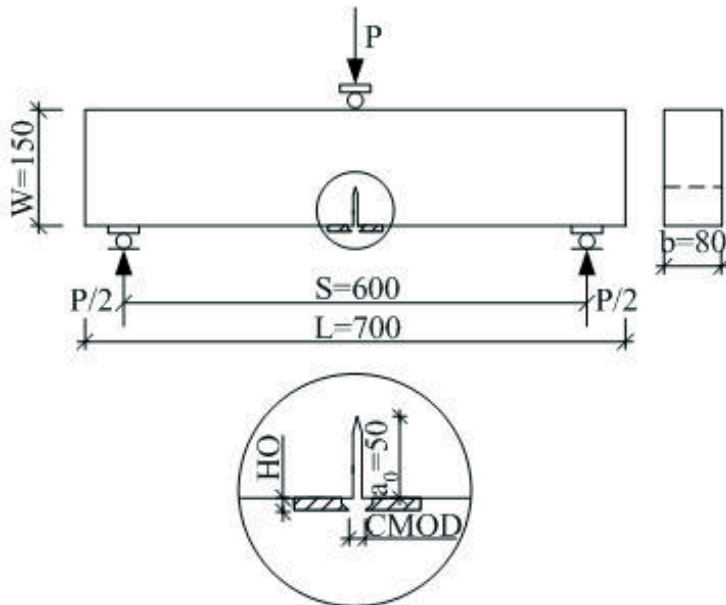
Wszystkie próbki rozformowywane były po upływie 2 dni od zabetonowania a następnie dojrzewały przez pierwsze 14 dni w warunkach silnie wilgotnych, oraz przez następne 14 dni w warunkach laboratoryjnych (w temperaturze $18^{\circ} \pm 2^{\circ}C$ oraz przy wilgotności względnej około 90%). Po 28 dniowym okresie dojrzewania przeprowadzono badania właściwości betonu oraz badania podstawowe. Charakterystyki wytrzymałościowe betonu określano na prasie hydraulicznej typu ZD100. Uzyskane wartości zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Charakterystyki mieszanki betonowej i betonu.
Table 2. Concrete mixture and concrete characteristics.

Seria betonu	Parametry mieszanki		Charakterystyki wytrzymałościowe betonu					
	Pp [%]	Vebe [s]	$f_{cm \#15}$ [MPa]	$f_{cm \varnothing 15/30}$ [MPa]	$f_{ct,spl}$ [MPa]	$f_{ct,flex1}$ [MPa]	$f_{ct,flex2}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]
W1	40,3	19	39,2	35,7	2,57	5,05	4,64	31325
W2	33,3	14	45,1	39,1	3,17	5,73	5,20	32645

4. Metodyka prowadzonych badań odporności na pęknięcie

W badaniach do oceny odporności betonu na pęknięcie zastosowano metodę obciążania próbek według I modelu pęknięcia na podstawie zaleceń RILEM [20]. Szczegółową metodykę przeprowadzania badań wg tych wytycznych zaprezentowano m.in. w pracach [17,21]. Do eksperymentów użyto belek z jedną szczeliną pierwotną o geometrii przedstawionej na rysunku 2. Należy zwrócić uwagę, że w zaproponowanym przez RILEM [20] schemacie badawczym, w przekroju środkowym z rysą pierwotną, występuje złożony stan naprężeń. Poza działaniem momentu zginającego, element jest również poddany stanowi ścinania. Ponadto obciążenie w postaci siły skupionej powoduje również docisk próbki w punkcie przyłożenia siły. Te dwa aspekty mają z pewnością wpływ na uzyskiwane wyniki obliczeń analizowanych parametrów mechaniki pęknięcia. Wydaje się, że w celu jednoznacznej oceny odporności betonów na pęknięcie przy zginaniu prezentowany model badawczy powinien być zmodyfikowany np. do schematu zginania czteropunktowego, w którym w obszarze występowania szczeliny pierwotnej występowałby stan czystego zginania.



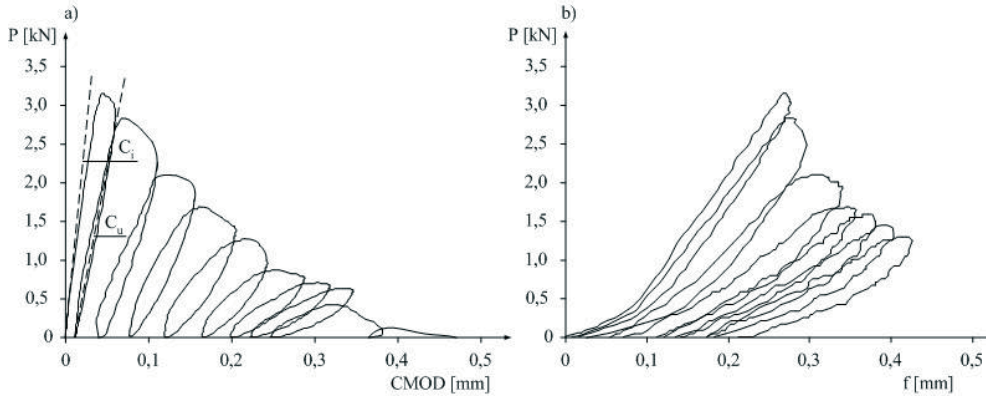
Rys. 2. Schemat próbki użytej do badań odporności na pękanie przy zastosowaniu I modelu pękania; HO – grubość uchwyty sprawdzianu zaciskowego, CMOD – przemieszczenie rozwarcia wylotu szczeliny pierwotnej.

Fig. 2. A schematic drawing of specimen for tests according to Mode I, HO – caliper gauge holder thickness, CMOD – crack opening displacement.

W trakcie formowania elementów, po obu stronach szczeliny pierwotnej zostały umieszczone po dwa kołki, do których przed badaniem były przykręcane uchwyty sprawdzianu zaciskowego o grubości wraz z podkładkami 5 mm służące do zamocowania na nich ekstensometru blaszkowego (clip gauge) [17]. W trakcie badania ekstensometr mierzył szerokość rozwarcia wylotu szczeliny.

Prezentowane eksperymenty przeprowadzono stosując hydrauliczną maszynę wytrzymałościową ze sprzężeniem zwrotnym MTS 858 z komputerową rejestracją wyników. W trakcie próby szybkość obciążania była tak dobrana, aby siłę maksymalną osiągnąć w czasie około 5 minut. Następnie element był odciążany, gdy obciążenie przekroczyło maksimum i wynosiło około 95% siły maksymalnej. Po zmniejszeniu obciążenia do zera, ponownie poddawano próbkę zginaniu i stosując to samą zasadę cykle powtarzano aż do zniszczenia belek.

W toku przeprowadzonych badań dla każdej próbki rejestrowano dwie zależności: obciążenie – przemieszczenie rozwarcia krawędzi szczeliny (P -CMOD) oraz obciążenie - przemieszczenie punktu przyłożenia siły f (P - f). Przykładowe wykresy funkcji P -CMOD i P - f dla betonu serii W1 pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Przykładowe krzywe zniszczenia dla betonu serii W1; a) zależność obciążenie - rozwarście wylotu szczeliny (P-CMOD), b) zależność obciążenie – przemieszczenie punktu przyłożenia siły (P-f).

Fig. 3. An example diagram curves of destruction o limestone concrete – W1 series: a) CMOD vs. load (P-CMOD), b) dislocation vs. load (P-f).

5. Parametry mechaniki pęknięcia

Zalecenia RILEM [20] pozwalają traktować parametry mechaniki pęknięcia jako stałe materiałowe na podstawie, których można oceniać odporność betonów na pęknięcie. Korzystając, zatem z krzywych zniszczenia P-CMOD określono na podstawie wzorów zawartych w pracy [20]: moduł Younga (Young’s modulus) przy zginaniu – E , krytyczną długość efektywnej szczeliny (critical effective crack length) – a_c oraz krytyczne przemieszczenie rozwarcia wierzchołka szczeliny (critical crack tip opening displacement) – $CTOD_c$. Ze wzoru (1) obliczono krytyczną wartość współczynnika intensywności naprężeń (critical stress intensity factor) – K_{Ic}^S :

$$K_{Ic}^S = 3(P_{max} + 0,5w) \frac{S(\pi a_c)^{1/2} F(\alpha)}{2W^2b} \tag{1}$$

gdzie:

$$F(\alpha) = \frac{1,99 - \alpha(1 - \alpha)(2,15 - 3,93\alpha + 2,7\alpha^2)}{\sqrt{\pi^{1/2}(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}}} \quad \alpha = \frac{a_c}{W} \quad w = \frac{W_0 \cdot S}{L} \tag{2}$$

P_{max} – zmierzone obciążenie maksymalne, W , b , S , L – zgodnie z rys. 2, W_0 – ciężar próbki.

Ponieważ współczynnik intensywności naprężeń jest podstawowym parametrem w mechanice pęknięcia betonu wartości uzyskane z wzorów podanych w [20] porównano z wartościami wyznaczonymi wg zależności ogólnej (3) podanej m.in. w normie amerykańskiej ASTM E 1820-01 [22]:

$$K_{Ic} = \sigma_c \sqrt{\pi a} Y(a / W) \tag{3}$$

gdzie:

$$\sigma_c = \frac{6M_c}{B(W-a)^2} \quad (4)$$

$Y(a/W)$ – funkcja uwzględniająca wymiary i kształt próbki, M_c – krytyczny moment zginający.

Do obliczeń przyjęto funkcję $Y(a/W)$ na podstawie zależności zastosowanej m.in. przez G. L. Lotta i C. E. Keslera [23].

$$Y(a/W) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \left(1 - \frac{a}{W}\right)^2 \left\{ 2 \left[10,08 \left(\frac{a}{W}\right)^2 - 1,225 \left(\frac{a}{W}\right) + 0,192 \right] \left(\frac{W}{a}\right)^{1/2} \right\} \quad (5)$$

Kolejnym bardzo ważnym parametrem, który można wyznaczać na podstawie zaleceń RILEM [24] jest energia pękania (fracture energy) G_F [25]. Wartość G_F można ponadto szacować wg wytycznych międzynarodowych CEB - FIP Model Code 1990 [26] korzystając z prostego wzoru, który koreluje G_F ze średnią wytrzymałością betonu na ściskanie określaną na walcach:

$$G_F = \alpha_F f_{cm}^{0,7} \quad (6)$$

gdzie: f_{cm} – wytrzymałość betonu na ściskanie badana na walcach $\varnothing 15/30$, α_F – współczynnik zależny od maksymalnego wymiaru ziaren kruszywa D_{max} na podstawie tabeli 3.

Tabela 3. Współczynnik α_F do wyznaczania energii pękania G_F [26].

Table 3. α_F coefficient for determination of cracking energy G_F [26].

D_{max} [mm]	8	16	32
α_F	4	6	10

Znając klasę wytrzymałości badanego betonu - C, oraz D_{max} wartość G_F można również odczytać z tablicy 2.1.4. zawartej w pracy [26].

Uzyskane w badaniach krzywe obciążenia $P-f$ posłużyły do określenia pracy jednostkowej zniszczenia (unit work of failure) J_{Ic} , którą obliczono wg zależności podanej w normie [22]:

$$J_{Ic} = \frac{A}{2bb_1} \quad (7)$$

gdzie: A – energia zgromadzona w próbce do momentu inicjacji szczeliny pierwotnej, obliczana jako całka pola pod wykresem $P-f$ do punktu siły P_{max} , b – jak na rys. 1, b_1 – wysokość próbki powyżej szczeliny pierwotnej.

6. Wyniki badań odporności na pęknięcie i ich analiza

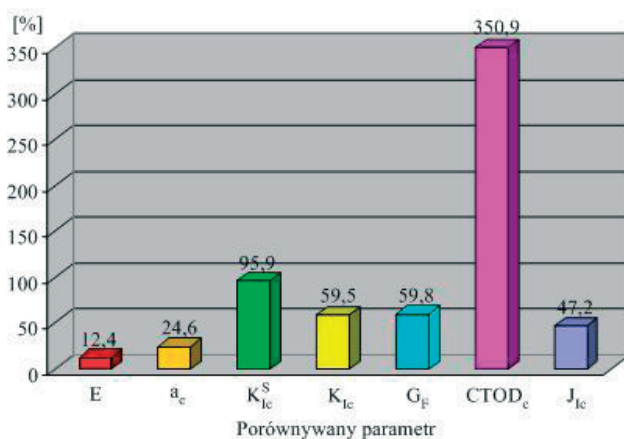
W tabeli 4 zestawiono obliczone wartości średnie podstawowych parametrów mechaniki pęknięcia betonów uzyskane w badaniach i stwierdzono, iż uziarnienie zastosowanego kruszywa ma bezpośredni wpływ na uzyskane wyniki eksperymentalne.

Analizując tabelę 4 stwierdzono, iż badane parametry były większe w przypadku betonów serii W2.

Tabela 4. Uzyskane wartości średnie wyników w badaniach parametrów mechaniki pęknięcia.
Table 4. Average values obtained in testing fracture mechanics parameters.

Seria betonu	E [MPa]	a_c [$m \cdot 10^{-2}$]	K_{Ic}^S [$MN/m^{3/2}$]	K_{Ic} [$MN/m^{3/2}$]	G_F [Nm/m^2]	$CTOD_c$ [$m \cdot 10^{-6}$]	J_{Ic} [N/m]
W1	28668	6,10	0,99	0,79	48,84	10,02	45,10
W2	32219	7,60	1,94	1,26	78,03	35,16	66,40

Na rys. 4 przedstawiono procentowe wzrosty analizowanych parametrów odniesione do betonu serii W1, na korzyść betonu serii W2. Najbardziej podatnymi na zmianę struktury badanych kompozytów były parametry: $CTOD_c$ i K_{Ic}^S . Wzrost tych charakterystyk w betonie serii W2 w porównaniu do W1 wyniósł odpowiednio 350,9% oraz 95,9%. Najmniej podatnym na zmianę składu kompozytów był moduł Younga. Jego wzrost w przypadku betonu W2 wyniósł jedynie 12,4%. Warto również zwrócić uwagę, że wartości modułów Younga przy zginaniu E (tabela 4) są niższe w porównaniu do E_{cm} (tabela 2) odpowiednio o 9,2% dla betonów serii pierwszej i 1% dla betonów serii drugiej. Różnice te wynikają z faktu, że wartości E określane są w momencie gdy w strefie rozciąganej belki rozwinął się stan uszkodzenia materiału. Występujące mikropeknienia powodują zmniejszenie się powierzchni przenoszącej obciążenie, a zatem wartości modułu Younga E są mniejsze niż E_{cm} .



Rys. 4. Procentowe wzrosty badanych parametrów w betonie W2 w stosunku do W1.
Fig. 4. Percentage increases of the parameters examined in W2 concrete in relation to W1 concrete.

Aby dokładniej przeanalizować różnice w strukturze badanych betonów dokonano makroskopowej obserwacji ich przełomów w przekrojach gdzie umieszczone były zaostrome płaskowniki modelujące kształt szczeliny pierwotnej [17]. Obserwacje powierzchniowej struktury pęknięć z odpornością na pęknięcie korelowali wcześniej m.in. P. Perdikaris i A. Romeo [27]. W swoich doświadczeniach badali oni belki trójpunktowo zginane ze wstępnym karbem o trzech różnych wymiarach geometrycznych, oraz zmiennym składzie mieszanek betonowych. Porównywali betony wykonane na kruszywie o maksymalnej średnicy ziaren – D_{max} 6 i 25mm.

W badaniach makroskopowych przełomów próbek stwierdzono, iż struktura zaczynu w betonie serii W2 jest szczelna, zwarta o regularnej budowie z niewielką ilością mikropęknięć na styku ziaren kruszywa i zaczynu cementowego. Więcej uszkodzeń przede wszystkim w obszarze warstwy stykowej kruszywa z matrycą dało się zaobserwować w kompozytach o niższym D_{max} . Takie wyniki oględzin pozwalają wnioskować, że o odporności na pękanie betonu wykonanego na kruszywach wapiennym decydują w głównej mierze siły spójności w warstwie na granicy kruszywo-zaprawa.

7. Uwagi końcowe

W toku przeprowadzonych badań stwierdzono, iż betony wykonane na kruszywach wapiennych o większym uziarnieniu charakteryzowały się wyższą odpornością na pękanie od betonów o niższym D_{max} . Największy wzrost nastąpił przy porównaniu CTOD_c pomiędzy analizowanymi kompozytami – 350,9% na korzyść W2. Wydaje się, że głównym powodem niższej odporności na pękanie betonów o mniejszym uziarnieniu jest słabsza w tych kompozytach warstwa stykowa. Gorsza przyczepność mniejszych inkluzji kruszywa do matrycy powodowała szybszy rozwój uszkodzeń w formie dekohezji w strefie stykowej faz. W betonie W1 małe ziarna uniemożliwiły wytworzenie zwartej struktury kompozytu o dobrej odporności na pękanie. Prowadziło to do powstania, pod wpływem działającego obciążenia, większej liczby mikronieciągłości, tzn. szybszej destrukcji betonu, a w konsekwencji do niższych jego wytrzymałości i mniejszej odporności na pękanie (tabela 2 i 4).

Wykorzystanie przedstawionych w pracy wyników przyczyni się może do optymalizacji: procesów projektowania mieszanek betonowych, oraz technologii procesów dojrzewania betonu, tak, aby w efekcie uzyskać materiał o minimalnej liczbie defektów początkowych wpływających, poprzez zwiększoną odporność na pękanie, korzystnie na niezawodność pracy konstrukcji.

Uzyskane wyniki eksperymentów posłużyć mogą również do opisu teoretycznego rozwoju mikropęknięć w betonie, bazując na modelu mezomechanicznym, w którym niezbędne jest doświadczalne wyznaczenie podstawowych parametrów mechaniki pękania [28]. W modelu tym rozpatruje się reprezentatywne obszary materiału: objętościowe bądź powierzchniowe i formułuje zależności konstytutywne w oparciu o przeprowadzone badania mikrostrukturalne oraz oszacowania parametrów określających rozwój defektów w strukturze betonu (zazwyczaj krytycznych współczynników intensywności naprężeń K_{Ic} i K_{IIc}). Model mezomechaniczny uwzględnia fizyczne podstawy zjawisk degradacji zachodzących w materiale pod obciążeniem oraz znajomość rodzaju i wielkości inkluzji w kompozycie, występowania porów oraz ich morfologii. Istotą mezomechaniki jest to, iż uwzględnia ona synergizm zjawisk zachodzących na poziomie skali mezo-, a więc w odniesieniu do betonu w obszarze inkluzji kruszywa grubego. Podejście takie różni się znacząco od siłowego podejścia makroskopowej mechaniki ośrodków ciągłych. W makroskopowych modelach siłowych rozważa się ruch defektów struktury pod wpływem uśrednionego naprężenia zewnętrznego, a jak wiadomo w materiałach kruchych uszkodzenia elementów prowadzące do ogólnej destrukcji materiału zaczynają się znacznie wcześniej. W podejściu synergetycznym istotna jest lokalna koncentracja naprężeń.

Literatura

- [1] Kasperkiewicz J., *O strukturze wewnętrznej kompozytów betonopodobnych w: Zagadnienia mechaniki materiałów i konstrukcji kompozytowych*, red. W. Marks, S. Owczarek, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin, 1986, 43-137.
- [2] Bazant Z.P., *Concrete fracture models: testing and practice*, Engineering Fracture Mechanics, vol. 69, no. 2, 2002, 165-205.
- [3] Peng J., Wu Z., Zhao G., *Fractal analysis of fracture in concrete*, Theoretical and Applied Fracture Mechanics, vol. 27, no. 2, 1997, 135-140.
- [4] Golewski G., Sadowski T., *Analiza uszkodzeń betonów na mineralnych kruszywach naturalnych i łamanych z wykorzystaniem metod mikroskopii skaningowej*, Inżynieria Materiałowa, nr 1, 2007, 33-38.
- [5] Golewski G., Sadowski T., *Analiza kruchych uszkodzeń w kompozytach betonowych*, Czasopismo techniczne, seria Budownictwo, nr. 1-B/2007, 55-61.
- [6] Kołodziejczyk U., Kraiński A., *Rozpoznawanie skał i budowy geologicznej*, Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego, Zielona Góra 2004.
- [7] Piasta J., *Technologia betonów z kruszyw łamanych*, Arkady, Warszawa, 1974.
- [8] Piasta J., Piasta W.G., *Rodzaje i znaczenie kruszywa w betonie*, XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń 2002, s. 279-327.
- [9] Neville A.M., *Właściwości betonu*, Polski Cement, Kraków 2000.
- [10] Brandt A.M., Burakiewicz A., Kajfasz S., Kasperkiewicz J., Kowalczyk R., Pietrzykowski J., *Kompozyty betonowe - ich struktura i własności mechaniczne. w: Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych*, PAN, Ossolineum, Wrocław 1974, 9-273.
- [11] Prokopski G., *Badanie wpływu warstwy stykowej kruszywo-zaprawa na odporność betonów na pęknięcie*, Archiwum Inżynierii Lądowej, z. 3-4, 1989, 349-372.
- [12] Prokopski G., Halbiniak J., *Interfacial transition zone in cementitious materials*, Cement and Concrete Research, vol. 30, 2000, 579-583.
- [13] Van Mier J.G.M., *Fracture processes of concrete: assessment of material parameters for fracture models*, CRC Press Boca Raton, New York, Londyn, Tokyo, 2000.
- [14] Piasta W.G., *Korozja siarczanowa betonu pod obciążeniem długotrwałym*, Monografie, studia rozprawy, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2000.
- [15] Piasta W.G., Sawicz Z., Goprowski G., *Trwałość obciążonego betonu w warunkach agresywności chemicznej*, Inżynieria i Budownictwo, nr 6, 1996, 368-369.
- [16] Brandt A.M., *Zastosowanie doświadczalnej mechaniki zniszczenia do kompozytów o matrycach cementowych*, w: *Mechanika kompozytów betonopodobnych*, PAN – Ossolineum, 1983, 449-501.
- [17] Golewski G., Sadowski T., *Parametry mechaniki pęknięcia betonów określone na podstawie badań doświadczalnych według I modelu pęknięcia*, Przegląd Budowlany, nr 7-8, 2005, 28-35.
- [18] PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [19] DIN 4226-1: Zuschlag für Beton; Zuschlag mit dichtem Gefüge, Begriffe, Bezeichnung und Anforderungen.
- [20] *Determination of fracture parameters (K_{Ic} and $CTOD_c$) of plan concrete using three-point bend tests*, RILEM Draft Recommendations, TC 89-FMT Fracture Mechanics of Concrete Test Methods, Materials and Structures, 23, 1990, 457-460.
- [21] Golewski G., *Mikromechanika uszkodzeń betonów w aspekcie badań odporności na pęknięcie*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej nr 1695, Budownictwo nr 104, 2005, 107-114.
- [22] ASTM E 1820-01: *Test Method for Measurement for Fracture Testing*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996.

- [23] Lott G.L., Kesler C.E., *Crack propagation in plane concrete*, T.A. M. Report, no. 648, 1974.
- [24] RILEM Draft Recommendations, 50 – FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete: Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three – point bend tests on notched beams, vol. 18, no. 106.
- [25] Słowik M., *Sposoby określania energii pęknięcia w elementach z betonu*, Inżynieria i Budownictwo, nr 8, 1996, 466-468.
- [26] CEB - FIP Model Code 1990, Bulletin d'information, no. 196.
- [27] Perdikaris P.C., Romeo A., *Size effect on fracture energy of concrete and stability issues in three-point bending fracture toughness testing*, ACI Materials Journal, 92, 5, 1995, 483-496.
- [28] Sadowski T., Golewski G., *Effect of aggregate kind and graining on modelling of plain concrete under compression*, Computational Materials Science, (2008) in press; doi: 10.1016/j.commatsci.2007.07.037

Analysis influence of D_{max} on fracture mechanics parameters of concrete made of limestone aggregate at three point bending

Grzegorz Ludwik Golewski

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering,
e-mail: glgol@wp.pl, g.golewski@pollub.pl

Abstract: The analysis of concrete behaviour taking into account fracture mechanics method makes it possible to describe the origin and development of the damages occurring in it, which is impossible in case of using global strength characteristics of composite. In the work the experiment results were presented regarding the determination of the influence of grain-size distribution of coarse aggregate on the crack mechanics parameters of limestone concretes as defined according to the I mode of crack propagation at bending. Two types of optimal composition of grains were used with D_{max} up to 8 and up to 16 mm. During the experiments the basic parameters of fracture mechanics were determined: critical value of stress intensity factors: K_{Ic}^S and K_{Ic} , fracture energy G_F , critical crack tip opening displacement $CTOD_c$ and unit work of failure J_{Ic} . During the fracture toughness tests the method of loading samples based on RILEM recommendations was used. For basic experiments six beams with one initial crack were used. In the course of the experiments carried out, two dependencies were recorded for each sample: load - displacement of crack outlet opening and load - displacement of the point of applied force. In the course of the tests carried out it was found out that the higher fracture toughness was characteristic of concretes with the grain - size distribution up to 16 mm. The results presented in the work can be used in designing concretes in order to obtain materials characterized by the minimum number of initial defects which, thanks to increased fracture toughness, can increase to the reliability of construction work.

Key words: concrete composite, limestone aggregate, graining, brittleness, fracture mechanics.