

Wpływ zmienności obciążeń na wytrzymałość betonu na ścinanie w łącznikach listwowych elementów zespolonych

Effect of variable load on concrete shear strength in strip connectors of composite elements

1. Wstęp

Parametry wytrzymałościowe betonu zależą od wielu czynników. Główną rolę w ich kształtowaniu odgrywają jakościowy i ilościowy skład betonu oraz przebieg poszczególnych etapów technologicznych podczas wykonywania elementów betonowych. Poza czynnikami o charakterze typowo materiałowym duży wpływ na właściwości materiału mają wymiary elementów badawczych, charakterystyki obciążeń oraz kierunek ich działania. W przypadku obciążenia zmiennego szczególną rolę odgrywa ich rodzaj i zakres, a zwłaszcza różnica między obciążeniem maksymalnym i minimalnym oraz stosunek obciążenia maksymalnego cyklu do wytrzymałości doraźnej, określonej w drodze standardowych badań krótkotrwałych.

Druga grupa ważnych parametrów jest związana ze stanem naprężenia, co wynika z anizotropowości mechanicznej betonu. W obecnie obowiązujących normach jako podstawową właściwość betonu przyjmuje się jego wytrzymałość na ściskanie. Tymczasem w przypadku łączników listwowych dominuje tak zwane ścinanie bezpośrednie (przecinanie) oraz docisk (6, 7). Dodatkowo uwzględnić należy efekt skali wynikający z małych wymiarów łączników w stosunku do wymiarów elementów normowych służących do wyznaczania wytrzymałości betonu na ściskanie.

Klasyczne konstrukcje zespolone składają się z dźwigara stalowego i płyty żelbetowej oraz łączników zapewniających współpracę tych dwóch elementów składowych. Konstrukcje tego typu są stosowane ponad 100 lat, a łączniki listwowe dopiero od połowy lat osiemdziesiątych XX wieku (4, 5). Jest to jeden z powodów, że nie wszystkie zagadnienia związane z nośnością tych łączników zostały jednoznacznie wyjaśnione. Jednym z nich jest wpływ obciążeń zmiennych na wytrzymałość betonu na ścinanie w tych specyficznych warunkach.

W artykule podano propozycje obliczania szacunkowej wytrzymałości betonu na ścinanie bezpośrednie, po określonej liczbie cykli obciążenia N_i , w warunkach zbliżonych do pracy łączników listwowych poddanych obciążeniom zmiennym w rzeczywistych kon-

1. Introduction

The strength characteristics of concrete depend on many factors. Among them the properties of concrete mix components, as well as the mix proportions, followed by the conditions of particular unit operations in concrete production, play the main role. Beside of the composition and materials, the strength is also affected by the size of test specimens, loading characteristics as well as load direction. At variable loading, the load type and range play a significant role. The difference between the maximum and minimum load, as well as the maximum load to immediate strength ratio are of particular importance. This immediate strength is determined in a standard quick test.

The second group of significant parameters is related to the state of stresses; this is the consequence of anisotropy of mechanical properties. The compressive strength of concrete is the standard, basic feature. However, in case of strip connectors, the so-called direct shearing, as well as bearing are dominating (6, 7). Moreover, the effect of scale, resulting from the small dimensions of connectors as compared to the standard test specimens for compressive strength determination, should be taken into account.

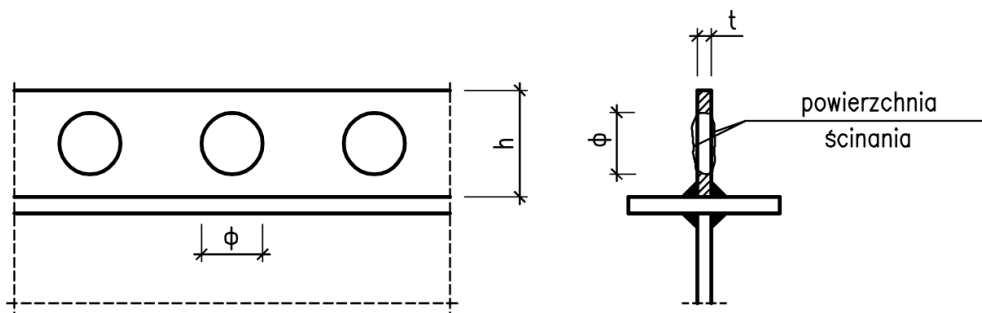
The classic composite structures are composed of the steel girder, reinforced concrete slab and connectors integrating these two elements. This type of structures has been used for over 100 years, while the strip connectors – for middle eighties of XXc. (4, 5). That is why the problem of their carrying capacity has not been elucidated unequivocally in all aspects. Among them there is the effect of variable load on the shear strength of concrete in this specific area.

In this work the calculations referring to the estimated direct shear strength at given number of load cycles N_i , in the conditions simulating the work of strip connectors subjected to the variable loads in real structures, have been proposed. The analysis is based upon the results of author's experiments (1, 2).

struktach. Przedstawiona analiza została opracowana na podstawie wyników własnych badań doświadczalnych (1, 2).

2. Elementy badawcze i sposób przeprowadzenia badań

Elementy badawcze zostały tak dobrane, aby możliwie dokładnie odzwierciedlały pracę betonu w listwach perforowanych (rysunek 1).



Rys. 1. Łącznik listwowy

Fig. 1. Strip connector

Na łącznik działa siła rozwarstwiająca, która powoduje ścinanie betonu wypełniającego otwory w płaszczyznach bocznych listwy oraz docisk betonu w otworze. Układ sił działających na beton w otworze jest podobny do występującego w nitach w konstrukcjach stalowych.

Badania doświadczalne przeprowadzono oddzielnie dla docisku i ścinania. Badania wytrzymałości betonu na ścinanie przeprowadzono na elementach próbnych pokazanych na rysunku 2. Poprawność przyjętego sposobu badania potwierdziły dwie płaszczyzny ścięcia występujące między walcem, a kostkami.

Były to dwie kostki sześciennie o boku $a = 15$ cm połączone monolitycznie walcem o średnicy i szerokości odpowiadającej otworowi w listwach perforowanych. Tak ukształtowany element próbny pozwalał na symulację warunków pracy betonu w rzeczywistym elemencie zespolonym. Cały element próbny był betonowany jednocześnie. Do badań przyjęto kostki sześciennie o boku $a = 15$ cm, gdyż odpowiadają one kostkom do badania wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu. Po zakończeniu badania na ścinanie bezpośrednio jedna kostka z elementu badawczego była użyta do określenia wytrzymałości na ściskanie, a druga na rozciąganie. Dzięki temu uzyskano wzajemne relacje między wytrzymałością betonu na ściskanie (f_c) i rozciąganie (f_{ct}) oraz ści-

2. Materials and experimental procedure

The elements for experiments were produced with aim to simulate precisely the work of concrete in perforated strips (Fig. 1).

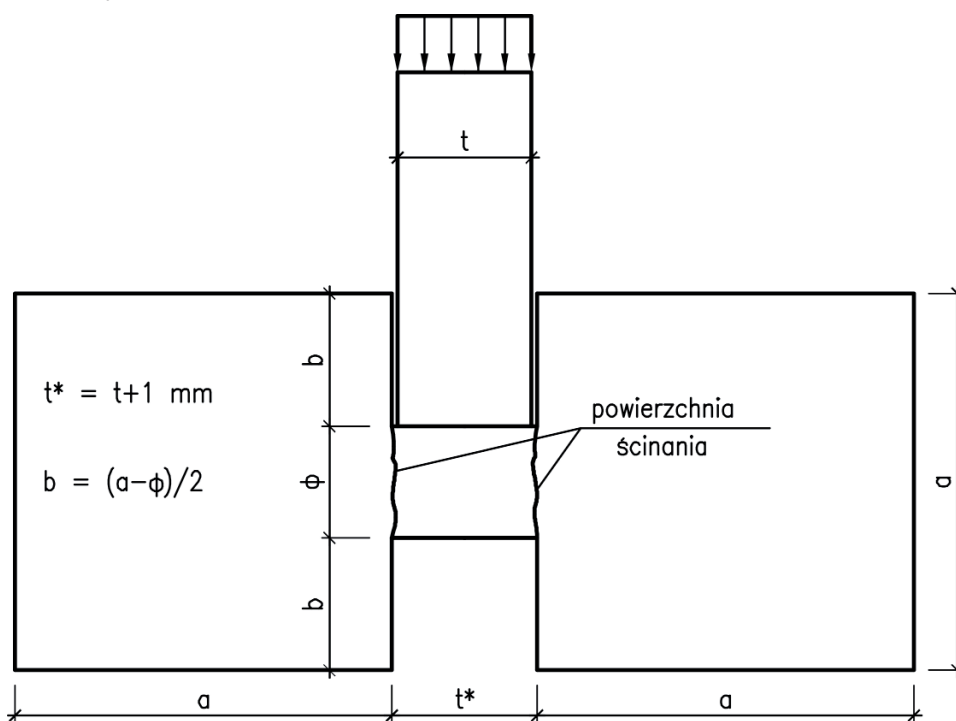
The delaminating force operating on the strip connector results in shear of concrete filling the holes in lateral surfaces of the strip, as well as the bearing of concrete in the hole. In the strip holes concrete operates like rivets in steel elements joints.

The research experiments were carried out separately for bearing and shearing. The tests on concrete direct shear strength were run on specimens shown in Fig. 2. The correctness of this procedure was confirmed by the occurrence of two shearing areas between the cylinder and cubes.

The specimens were produced from two cubes with the lengths of cube side $a = 15$ cm, connected monolithically by a cylinder of diameter and width

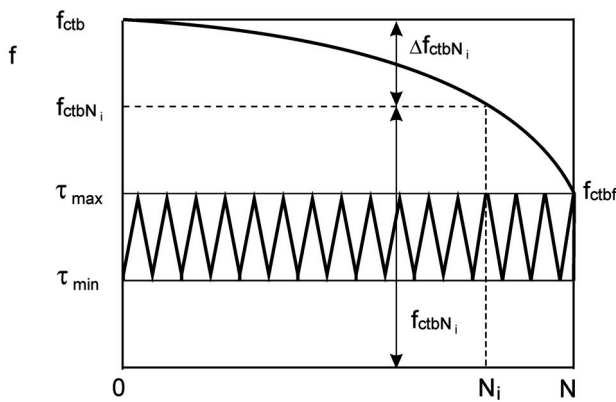
matching the hole in the perforated strips. Such test element allows simulating the work of concrete in real composite structure. The whole test specimen was concreted simultaneously.

The concrete cubes with the length of side $a = 15$ cm correspond to the cubes used for tests on concrete compressive and tensile strength by splitting. After the direct shear stress was completed, one cube was used for determination of concrete compressive strength, the other one – tensile strength respectively. Due to this the mutual relations between the concrete compressive strength



Rys. 2. Kształt i wymiary elementów badawczych do wyznaczenia wytrzymałości betonu na ścinanie bezpośrednie

Fig. 2. Shape and dimensions of specimens for testing concrete direct shear strength



Rys. 3. Poglądowe graficzne przedstawienie wpływu obciążeń zmiennych na wytrzymałość betonu na ścinanie

Fig. 3. The effect of variable load on concrete shear strength

nanie bezpośrednie (f_{ctb}), a także wytrzymałość zmęczeniową na ścinanie bezpośrednie (f_{ctbf}).

Analizowano betony trzech klas wytrzymałości: C25/30, C30/37 i C45/55. Wszystkie betony wykonane zostały z cementu odpowiadającego obecnemu CEM I 32,5 i kruszywa granitowego o uziarnieniu do 16 mm. Poniżej podano przybliżone klasy oraz średnie wartości wytrzymałości betonów na ściskanie i na rozciąganie przy rozłupywaniu.

- beton C25/30: $f_{cm} = 34,8$ MPa, $v_c = 4,9\%$, $f_{ct} = 2,36$ MPa, $v_t = 5,0\%$,
- beton C30/37: $f_{cm} = 46,0$ MPa, $v_c = 4,7\%$, $f_{ct} = 3,08$ MPa, $v_t = 4,9\%$,
- beton C45/55: $f_{cm} = 61,1$ MPa, $v_c = 4,3\%$, $f_{ct} = 4,10$ MPa, $v_t = 4,6\%$.

Podane wytrzymałości są średnimi z 12 wyników pomiaru. Przez v_c oraz v_t oznaczono wskaźniki zmienności odpowiednio wytrzymałości betonu na ściskanie i na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Średnica walcowych fragmentów próbek (beton wypełniający otwór w listwie), na których badano wytrzymałość na ścinanie bezpośrednie wynosiła $\phi = 20, 30$ i 40 mm. Jako podstawową przyjęto średnicę $\phi = 30$ mm. Grubość elementu do przekazywania obciążenia (rysunek 3) w badaniach wytrzymałości na ścinanie bezpośrednie, odpowiadająca grubości listwy, wynosiła odpowiednio do średnicy otworu: $t = 12, 16$ i 20 mm. Rzeczywista grubość ścinanego betonu wynosiła: $t^* = 13, 17$ i 21 mm. Była ona o 1 mm większa od wymiaru t , aby wyeliminować wpływ tarcia w czasie badania.

Wytrzymałość doraźną wyznaczono zwiększając obciążenie od zera aż do siły niszczącej. Wytrzymałość zmęczeniową na ścinanie f_{ctbf} określano obciążając element wielokrotnie przy zadanych parametrach (P_{min} , P_{max}) aż do zniszczenia.

Oprócz wytrzymałości zmęczeniowej na ścinanie f_{ctbf} określono wytrzymałość f_{ctbN_i} po określonej liczbie cykli obciążenia N_i . W tym przypadku wytrzymałość f_{ctbN_i} badano po $N_i = 10^3, 10^4$ i 10^5 cyklach obciążenia. Tym samym określono także ubytek wytrzymałości betonu Δf_{ctbN_i} po N_i cyklach obciążenia. We wszystkich przypadkach częstotliwość zmian obciążenia wynosiła 5 Hz.

(f_c), tensile strength (f_{ct}), direct shear (f_{ctb}), as well as the fatigue strength (f_{ctbf}) at direct shear were characterized.

The concretes attributed to the three classes: C25/30, C30/37 and C45/55 were analyzed. All the concretes were produced from cement CEM I 32.5 and granite aggregate with granulation up to 16 mm. The class of concretes and the mean values of concrete compressive strength and tensile strength by splitting are given below:

- concrete class C25/30: $f_{cm} = 34.8$ MPa, $v_c = 4.9\%$, $f_{ct} = 2.36$ MPa, $v_t = 5.0\%$,
- concrete class C30/37: $f_{cm} = 46.0$ MPa, $v_c = 4.7\%$, $f_{ct} = 3.08$ MPa, $v_t = 4.9\%$,
- concrete class C45/55: $f_{cm} = 61.1$ MPa, $v_c = 4.3\%$, $f_{ct} = 4.10$ MPa, $v_t = 4.6\%$.

The data are the averages from 12 results. The variability coefficients are denoted as v_c and v_t .

The diameter of cylindrical elements (concrete filling the holes in the strip), subjected to the direct shear tests, was $\phi = 20, 30$ and 40 mm respectively. The $\phi = 30$ mm was taken as a basic one. The thickness of elements transferring the load (Fig. 3) in the direct shear tests, corresponding to the strip thickness was, depending on the hole dimension, $t = 12, 16$ and 20 mm respectively. The real thickness of sheared concrete was: $t^* = 13, 17$ and 21 mm, that is 1 mm lower than t value, to eliminate the effect of friction during the tests.

The immediate strength was measured by increasing the load from zero to the destructive force. The fatigue shear strength (f_{ctbf}) was determined by the multiple loading the element at assumed parameters (P_{min} , P_{max}) until the destruction.

Besides the fatigue shear strength f_{ctbf} , the strength f_{ctbN_i} was determined, after a number of loading cycles N_i . In this case the N_i was measured after the $10^3, 10^4$ and 10^5 cycles. The decrease of concrete strength Δf_{ctbN_i} after N_i cycles was thus obtained. The frequency of load changes was 5 Hz.

3. Proposal of analytical approach

The multiple load imply the formation of new and the development of occurring earlier structural defects. These in turn lead to the successive decrease of shear area (2, 3). As a consequence, the strength of concrete is reduced with an increasing number of cycles N_i as it has been illustrated in Fig. 3.

On the basis of research relating to the destruction of concrete subjected to the multiple tensile forces (1, 2), the D_t parameter can be adopted as a measure of these defects. This parameter is defined by the following formula:

$$D_t = \frac{A_o - A}{A_o - A_k} \quad [1]$$

where:

3. Propozycja opisu analitycznego

Obciążenia wielokrotnie powtarzalne powodują powstawanie nowych i rozwój istniejących defektów strukturalnych. Te z kolei prowadzą do sukcesywnego zmniejszania powierzchni ścinania (2, 3). Powoduje to obniżenie wytrzymałości betonu wraz ze wzrostem liczby cykli obciążenia N_i . Obrazowo przedstawiono to na rysunku 3.

Na podstawie obszernych badań związanych z destrukcją betonu poddanego wielokrotnemu rozciąganiu (1, 2) można przyjąć jako miarę tych defektów parametr D_t definiowany wzorem

$$D_t = \frac{A_o - A}{A_o - A_k} \quad [1]$$

gdzie:

A_o – powierzchnia efektywna rozpatrywanego przekroju ścinania przed przyłożeniem obciążeń powodujących powstawanie i rozwój defektów strukturalnych w betonie,

A – powierzchnia efektywna po określonej liczbie cykli obciążenia N_i o zadanych parametrach,

A_k – powierzchnia efektywna końcowa, przy której następuje zniszczenie elementu.

Wartość D_t określa stopień postępu redukcji przekroju ścinanego wywołanej sukcesywnym powstawaniem defektów. Powierzchnię A_k można wyznaczyć przy założeniu, że naprężenia ścinające przy obciążeniu maksymalnym cyklu τ_{max} są równe wytrzymałości dołącznej na ścinanie bezpośrednie. Można to zapisać następująco:

$$A_k = \frac{\tau_{max}}{f_{ctb}} A_o = \kappa_{tf} A_o \quad [2]$$

gdzie: $\kappa_{tf} = \frac{\tau_{max}}{f_{ctb}}$ jest stopniem wyężenia batonu na ścinanie

bezpośrednie przy obciążeniu maksymalnym cyklu.

Działanie obciążeń wielokrotnie powtarzalnych – o naprężeniu maksymalnym cyklu τ_{max} oraz minimalnym τ_{min} – powoduje zmniejszanie powierzchni efektywnej z A_o do A_k (rysunek 4) odpowiadającej granicznej liczbie cykli obciążenia N (przy której następuje zniszczenie zmęczeniowe).

Zakładając, że ubytek powierzchni ΔA jest proporcjonalny do A oraz do przyrostu liczby cykli obciążenia dN_i , możemy zapisać

$$dA = aAdN_i \quad [3]$$

Po rozwiązaniu równania 3 oraz wykorzystaniu warunków:

$$A = A_o \text{ dla } N_i = 1$$

$$A = A_k \text{ dla } N_i = N$$

otrzymamy

$$A = A_o \left(A_k / A_o \right)^{N_i / N} \quad [4]$$

a po wykorzystaniu 2 oraz przyjęciu $N_i / N = n$

$$A = A_o \kappa_{tf}^n \quad [5]$$

A_o – effective shear cross section area before the load is applied, resulting in the formation and development of structural defects in concrete,

A – effective area after the assumed number of cycles N_i , at assumed parameters,

A_k – final effective area, where the destruction of element occurs.

The progress of reduction of the shear cross section area, as a consequence of generated structural defects, is characterized by the D_t value. The A_k area can be determined assuming that the shear stresses at maximum load τ_{max} are equal to the immediate direct shear strength. It can be written as follows:

$$A_k = \frac{\tau_{max}}{f_{ctb}} A_o = \kappa_{tf} A_o \quad [2]$$

where: $\kappa_{tf} = \frac{\tau_{max}}{f_{ctb}}$ the degree of effort of concrete to direct shear at maximum load in the cycle.

The operating multiple loads – with the maximum load τ_{max} and minimum load τ_{min} – results in the effective area decrease from A_o to A_k (Fig. 4); the latter one corresponds to the limiting number of cycles N (when the fatigue destruction takes place).

Assuming that the loss of area ΔA is proportional to A and to the number of load cycles dN_i , one can write an equation

$$dA = aAdN_i \quad [3]$$

After solution of equation 3 and taking into account the following conditions:

$$A = A_o \text{ for } N_i = 1$$

$$A = A_k \text{ dla } N_i = N$$

One can obtain

$$A = A_o \left(A_k / A_o \right)^{N_i / N} \quad [4]$$

From 2, and assuming $N_i / N = n$

$$A = A_o \kappa_{tf}^n \quad [5]$$

The limiting number of load cycles N can be calculated from the formula for the fatigue strength as 2:

$$\kappa_{tf} = 1,16 N^{0,049} (1 + 0,092 R \log N) \quad [6]$$

From 6:

$$N = \left[\frac{1,16}{\kappa_{tf}} (1 + 0,092 R \log N) \right]^{1/0,049} \quad [7]$$

One can also use a formula 2:

$$\kappa_{tf} = 1,10 - 0,09 (1 - 0,7 R) \log N \quad [8]$$

Then:

$$\log N = \frac{1,10 - \kappa_{tf}}{0,9(1 - 0,7R)} \quad [9]$$

Graniczną liczbę cykli obciążenia N można obliczać ze wzoru na wytrzymałość zmęczeniową. Wzór ten przyjmuje postać 2:

$$\kappa_{tf} = 1,16 N^{-0,049} (1 + 0,092 R \log N) \quad [6]$$

Stąd

$$N = \left[\frac{1,16}{\kappa_{tf}} (1 + 0,092 R \log N) \right]^{1/0,049} \quad [7]$$

Można również korzystać ze wzoru 2:

$$\kappa_{tf} = 1,10 - 0,09 (1 - 0,7 R) \log N \quad [8]$$

Wówczas:

$$\log N = \frac{1,10 - \kappa_{tf}}{0,9(1 - 0,7R)} \quad [9]$$

Po wstawieniu zależności 2 i 5 do 1 otrzymamy wzór na parametr D_t będący miarą defektów strukturalnych w postaci:

$$D_t = \frac{1 - \kappa_{tf}^n}{1 - \kappa_{tf}} \quad [10]$$

Wzór ten spełnia warunki: $N_i = 1 - D_t = 0$ oraz $N_i = N - D_t = 1$.

Powstawanie i rozwój mikrodefektów strukturalnych oraz związane z tym ubytek powierzchni efektywnej powodują obniżenie wytrzymałości. Jeżeli przyjąć najprostszą, liniową zależność między wytrzymałością betonu na f_{ctbN_i} po N_i cyklach obciążenia oraz powierzchnią efektywną A , to możemy zapisać:

$$\frac{f_{ctbN_i} - f_{ctbf}}{A - A_k} = \frac{f_{ctb} - f_{ctbf}}{A_0 - A_k} \quad [11]$$

Po przekształceniach i wykorzystaniu wcześniej podanych zależności otrzymamy:

$$f_{ctbN_i} = f_{ctb} - (f_{ctb} - f_{ctbf}) D_t \quad [12]$$

lub

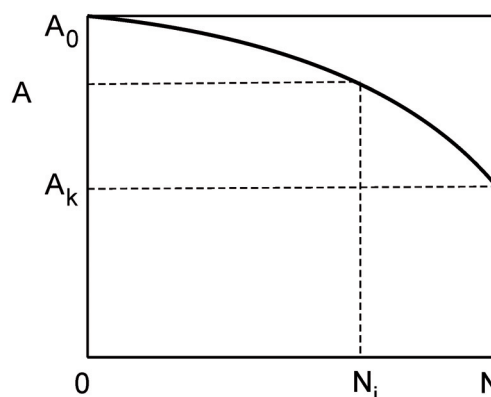
$$\kappa_t = \frac{f_{ctbN_i}}{f_{ctb}} = 1 - (1 - \kappa_t) D_t \quad [13]$$

gdzie κ_t jest stosunkiem wytrzymałości betonu na ścinanie bezpośrednio po N_i cyklach obciążenia do wytrzymałości doraźnej.

4. Weryfikacja doświadczalna podanych rozwiązań

Podane rozwiązania teoretyczne są obarczone założeniami upraszczającymi, przyjętymi na etapie wyprowadzania wzorów. Dzięki nim uzyskano jednak zamknięte rozwiązania analityczne, względnie proste, przyjazne do stosowania. Można szacować, że przyjęte założenia nie powodują błędów większych niż wynosi naturalny rozrzut wytrzymałości betonu.

Wyniki weryfikacji doświadczalnej przedstawiono na rysunkach 5-13. Rysunki 5-7 dotyczą przypadku, gdy stopień wyęczenia betonu na ścinanie przy obciążeniu maksymalnym cyklu κ_{tf} wynosi



Rys. 4. Poglądowa ilustracja zależności powierzchni ścinanej A od liczby cykli obciążenia N_i

Fig. 4. The visualization of dependence between the shear area A and the number of load cycles N_i

Replacing 2 and 5 in the formula 1 one can obtain the formula describing the D_t parameter, being the measure of structural defects in the following form:

$$D_t = \frac{1 - \kappa_{tf}^n}{1 - \kappa_{tf}} \quad [10]$$

This formula meets the conditions: $N_i = 1 - D_t = 0$ and $N_i = N - D_t = 1$.

The formation and development of structural microdefects, as well as the resulting loss of effective area lead to the reduction of strength. When the simplified, linear dependence between the concrete strength f_{ctbN_i} after N_i cycles of load and the effective area is adopted, one can find:

$$\frac{f_{ctbN_i} - f_{ctbf}}{A - A_k} = \frac{f_{ctb} - f_{ctbf}}{A_0 - A_k} \quad [11]$$

After transformation and applying the dependences given earlier, the following formula can be obtained:

$$f_{ctbN_i} = f_{ctb} - (f_{ctb} - f_{ctbf}) D_t \quad [12]$$

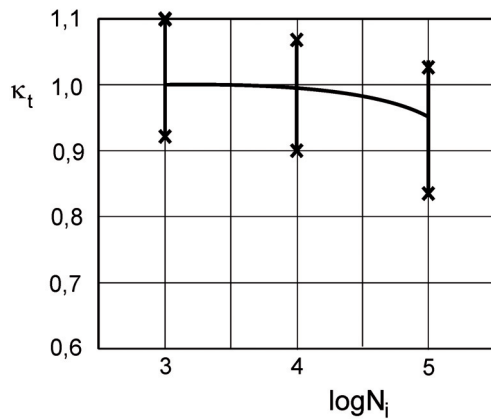
Or

$$\kappa_t = \frac{f_{ctbN_i}}{f_{ctb}} = 1 - (1 - \kappa_t) D_t \quad [13]$$

where κ_t is the shear strength of concrete directly after N_i load cycles to the immediate strength ratio.

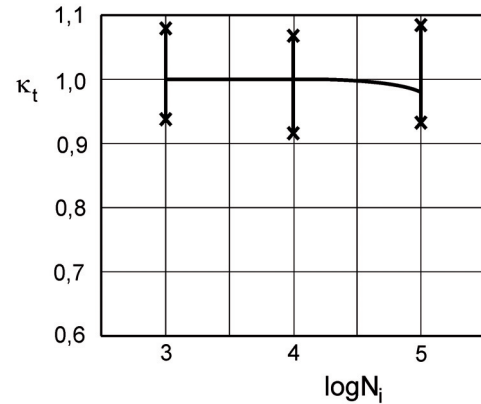
4. Experimental verification of proposed solutions

The proposed theoretical solutions are based upon the simplifying assumptions, adopted on the formulation. However due to these formulae the closed, analytical solutions, relatively simple and friendly have been obtained. One can estimate that the assumptions will not bring about the errors exceeding the natural scatter of concrete strength values.



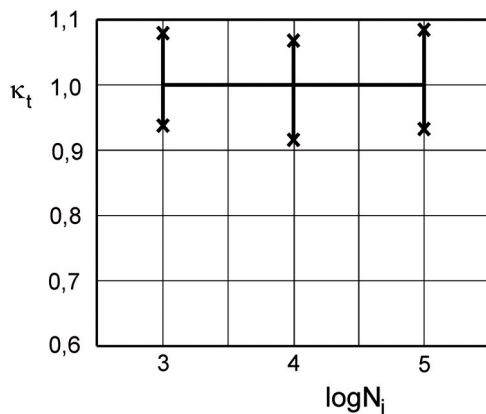
Rys. 5. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,6$ oraz $R = 0,1$

Fig. 5. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.6$ and $R = 0.1$



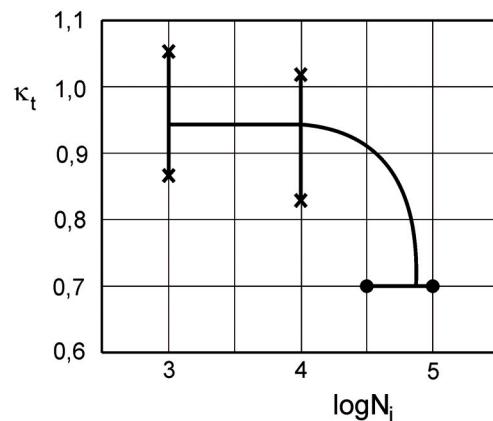
Rys. 6. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,6$ oraz $R = 0,2$

Fig. 6. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.6$ and $R = 0.2$



Rys. 7. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,6$ oraz $R = 0,3$

Fig. 7. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.6$ and $R = 0.3$



Rys. 8. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,7$ oraz $R = 0,1$

Fig. 8. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.7$ and $R = 0.1$

0,6. Rysunki 8-10 są ważne dla $\kappa_{ff} = 0,7$ natomiast rysunki 11-13 dotyczą przypadku $\kappa_{ff} = 0,8$. W każdej grupie rysunków wartości współczynnika asymetrii cyklu, czyli stosunku minimalnej do maksymalnej wartości naprężenia w cyklu τ_{min}/τ_{max} , wynosiły $R = 0,1$, $R = 0,2$ oraz $R = 0,3$.

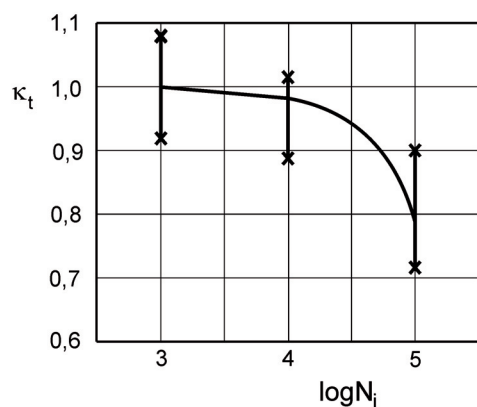
Ze względu na skalę rysunków wyniki badań przedstawiono w sposób uproszczony i poglądowy, ale za to czytelny. Stanowią je pionowe odcinki zakończone gwiazdkami, które obrazują skrajne (minimalne i maksymalne) wartości, wewnątrz których mieszczą się wszystkie uzyskane wyniki. Taki sposób przedstawienia wyników badań wynika stąd, że dla $N_i = 10^3$ oraz $N_i = 10^4$ badaniom poddano po 18 elementów, natomiast dla $N_i = 10^5$ po 9 elementów. Zaznaczenie wszystkich wyników w stosunkowo wąskim przedziale tylko zaciemniłoby obraz, nie wnosząc nic do meritum zagadnienia.

Część elementów badawczych uległa zniszczeniu zmęczeniowemu przed osiągnięciem kolejnej liczby cykli obciążenia dla której określano f_{ctbN_i} . W tym przypadku zaznaczono przedział liczb cykli obciążenia, po których nastąpiło zniszczenie zmęczeniowe. Są to odcinki poziome zakończone zaciemnionymi kółkami.

The results of experimental verification are presented in Figs 5-13. The Figs 5-7 relate to the case in which the degree of effort at concrete shear under the maximum load of κ_{ff} cycle is 0.6. The Figs 8-10 are valid for $\kappa_{ff} = 0.7$, while Figs 11-13 in case of $\kappa_{ff} = 0.8$. In every series of Figures the values of asymmetry coefficient, that is the ratio of minimum to maximum value of stresses τ_{min}/τ_{max} were equal $R = 0.1$, $R = 0.2$ and $R = 0.3$ respectively.

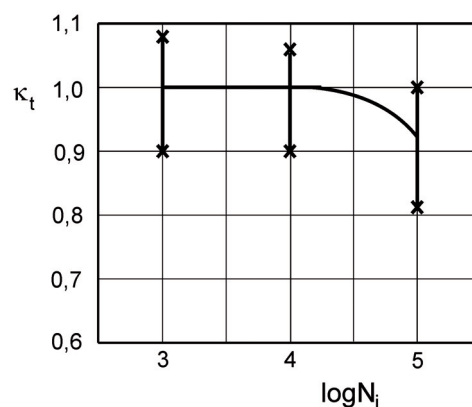
Because of the scale, the results were visualized in a simplified way, however they are well readable. The plots have the form of vertical segments finished with stars which illustrate the extreme (minimum and maximum) values; all the results are between them. This visualization allows to show the results for 18 elements tested at $N_i = 10^3$ and $N_i = 10^4$, as well as for 9 elements for $N_i = 10^5$; all the results could not be indicated in this narrow range. They would obfuscate the image, giving nothing to the essence of matter.

A fatigue destruction of some part of specimens, for which the f_{ctbN_i} was determined, occurred prior to the number of cycles was attained. In this case the range of number of load cycles resulting in the fatigue destruction was shown. These are the horizontal segments finished with circles.



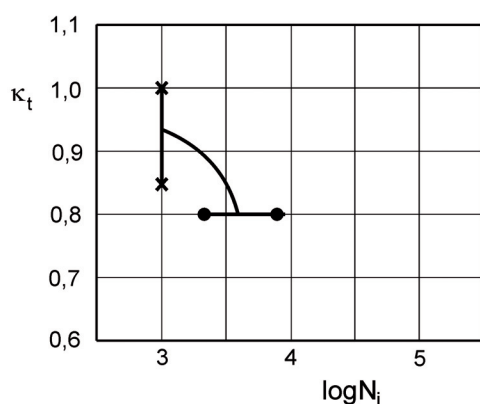
Rys. 9. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,7$ oraz $R = 0,2$

Fig. 9. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.7$ and $R = 0.2$



Rys. 10. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,7$ oraz $R = 0,3$

Fig. 10. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.7$ and $R = 0.3$



Rys. 11. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,8$ oraz $R = 0,1$

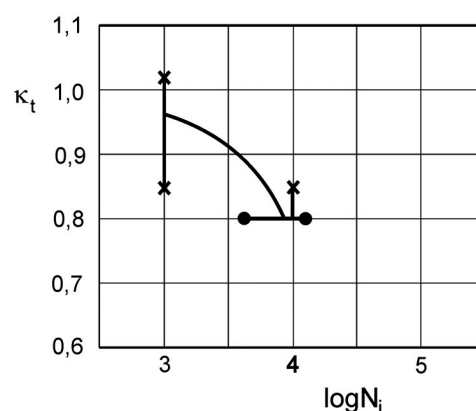
Fig. 11. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.8$ and $R = 0.1$

Wyniki badań potwierdziły poprawność zaproponowanych rozwiązań teoretycznych. Lepszą zgodność uzyskano dla większych wartości N_i ($N_i \geq 10^4$). Dla $N_i = 10^3$ otrzymuje się według podanych wzorów nieznacznie zaniżone wartości f_{ctbN_i} .

5. Uwagi i wnioski końcowe

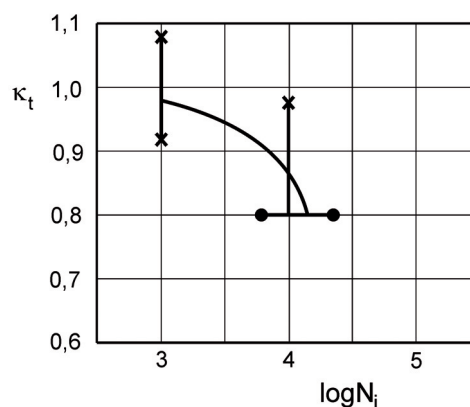
W pracy przedstawiono wyniki rozwiązań teoretycznych oraz badań doświadczalnych w zakresie wytrzymałości betonu na ścianie bezpośrednio f_{ctbN_i} w łącznikach listwowych po określonej liczbie cykli obciążenia N_i . Podane rozwiązania są również ważne przy określaniu ubytku wytrzymałości betonu Δf_{ctb} spowodowanego działaniem obciążeń zmiennych. Uzyskano przy tym dobrą zgodność wyników teoretycznych z doświadczalnymi.

Podane rozwiązania można stosować tylko przy obliczaniu nośności łączników listwowych w elementach zespolonych typu stal-beton lub podobnych co do wymiarów powierzchni przez którą jest przekazywane obciążenie. Zastrzeżenie to jest istotne, z jednej strony ze względu na małe wymiary otworów listew oraz ich niewielkie grubości, z drugiej zaś ze względu na wpływ efektu skali na cechy wytrzymałościowe betonu. Przy innych wymiarach elementów badawczych, a przede wszystkim przy wyraźnie innej po-



Rys. 12. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,8$ oraz $R = 0,2$

Fig. 12. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.8$ and $R = 0.2$



Rys. 13. Zależność $\kappa_t - N_i$ przy $\kappa_{ff} = 0,8$ oraz $R = 0,3$

Fig. 13. Dependence $\kappa_t - N_i$ at $\kappa_{ff} = 0.8$ and $R = 0.3$

The correctness of proposed theoretical solutions was proved by the results of experiments. Better accordance was obtained for higher N_i values ($N_i \geq 10^4$). For $N_i = 10^3$ the f_{ctbN_i} values are slightly underestimated.

wierzchni ścinania, relacje te mogą być inne. Wytrzymałość betonu na docisk poddanego obciążeniom zmiennym f_{ctbN_i} zależy przede wszystkim od parametrów cykli obciążenia. W pierwszej kolejności od τ_{max} , a w drugiej od τ_{min} oraz $R = \tau_{min} / \tau_{max}$ oraz ich liczby. Od tych samych parametrów oraz w podobny sposób zależy wartość ubytku wytrzymałości betonu Δf_{ctb} .

Literatura / References

1. K. Furtak, Ocena wpływu efektu skali na właściwości wytrzymałościowe betonu w łącznikach listwowych. Cement Wapno Beton, **7**, 284-291 (2004).
2. K. Furtak, Wytrzymałość zmęczeniowa betonu na ścinanie bezpośrednie w łącznikach listwowych elementów zespolonych. Cement Wapno Beton, **7**, 134-137 (2004).
3. A. Lachiewicz-Złotowska, Wpływ obciążeń stałych i zmiennych na wytrzymałość betonu przy rozciąganiu, Praca doktorska, Kraków 1999.
4. F. Leonhardt, W. Andrä, H.-P. Andrä, W. Haare, Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton- und Stahlbeton, **12** (1987).
5. F. Leonhardt, W. Andrä, H.-P. Andrä, W. Havre, R. Saul, Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung. Der Bauingenieur **62** (1987).
6. Eurocode No. 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.
7. Eurocode No. 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Part 2: Bridges.

5. Final remarks and conclusions

In this work the results of theoretical solutions, as well as the experimental data dealing with the direct shear strength of concrete f_{ctbN_i} in the strip connectors, after an assumed number of cycles N_i are presented. The proposed solutions are valid for the determination of strength loss, induced by the variable loading.

A good accordance of theoretical results with those obtained in experiments in composite elements type steel – concrete has been obtained. These calculations can be used only in case of carrying capacity determination of elements steel – concrete or similar, as the area which transfers the shearing forces is concerned. This stipulation is of importance, because of the small dimensions of strip holes and small strip thickness on one side, and because of the scale effect impact on the strength characteristics of concrete on the other side. In case of the other dimensions of elements, particularly at quite different shear areas, these dependences can be different. The direct shear strength of concrete subjected to the variable f_{ctbN_i} load depends on the parameters of load cycles. First of all on τ_{max} , and subsequently on τ_{min} and $R = \tau_{min} / \tau_{max}$, as well as on their number. The same parameters affect the value of strength loss of concrete Δf_{ctb} .