

# Realizacja konstrukcji żelbetowej w warunkach jednoczesnych oddziaływań dynamicznych i niskich temperatur

Prof. dr inż. Andrzej Ajdukiewicz, dr inż. Jacek Hulimka, dr inż. Rafał Krzywoń,  
Politechnika Śląska, Gliwice

## 1. Wprowadzenie

Drgania towarzyszące dojrzewaniu betonu są częstym zjawiskiem na współczesnym placu budowy, zwłaszcza w warunkach jednoczesnego wznoszenia wielu obiektów przez różnych wykonawców. Ich geneza może być różna – najczęściej są to wibracje towarzyszące ruchowi pojazdów w pobliżu, czasem drgania wywołane jednocześnie prowadzonymi pracami rozbiórkowymi z użyciem ciężkiego sprzętu. Istotny wpływ mogą mieć również prace budowlane związane ze wzmacnianiem podłoża pod sąsiadujące obiekty, takie jak wbijanie pali czy też dynamiczna konsolidacja podłoża. Z ostatnim z wymienionych problemów zetknęli się autorzy artykułu w trakcie wznoszenia dużego zespołu mieszkaniowego. Dotyczył on w szczególności wpływu dynamicznej konsolidacji podłoża w odległości kilkudziesięciu metrów od jednocześnie wznoszonego kilkunastokondygnacyjnego budynku mieszkalnego o żelbetowej konstrukcji ścian i stropów.

Konieczność wzmocnienia podłoża wynikała z przemysłowej historii terenu inwestycji. Pierwotnie przedmiotowy obszar stanowił składowisko odpadów produkcyjnych. Na potrzeby budowy składowisko częściowo usunięto i wyrównano, pozostawiając warstwę niekontrolowanych nasypów o zmiennej miąższości od 0,5 do ponad 10 metrów i bardzo zróżnicowanym składzie (gliny, piaski, okruszy cegieł i łupków węglowych, łupki ilaste, żwir i kamienie). Poniżej nasypów stwierdzono grunty o bardzo dobrych parametrach geotechnicznych. Po analizie budowy geologicznej, inwestor i projektant zdecydowali o wzmocnieniu słabego podłoża gruntowego metodą konsolidacji dynamicznej. Do zagęszczania zastosowano ubijak o wymiarach  $1,2 \times 1,2 \times 1,0$  m oraz masie 13,5 tony, zrzucany z wysokości 10 m, natomiast główne kraterki zagęszczanego obszaru rozmieszczono w siatce  $4,0 \times 4,0$  m.

Projektant metody konsolidacji przewidział możliwość negatywnego wpływu zagęszczania na otoczenie i zalecił pomiar drgań wznoszonych w sąsiedztwie budynków. Na tej podstawie inwestor zlecił badania [1]

mające ocenić szkodliwość wpływów dynamicznych w rozważanym terenie. Przyspieszenia w kierunku pionowym zmierzone na stropie wznoszonego budynku (w odległości 40 m od ubijanego krateru) sięgały  $120 \text{ mm/s}^2$ , natomiast przyspieszenia poziome około  $40 \text{ mm/s}^2$ . Jednocześnie, przy wzroście odległości punktu pomiarowego do około 60 m, przyspieszenia pionowe spadały do  $40 \text{ mm/s}^2$ . Zagrożenie dla wznoszonego budynku zostało określone za pomocą metody Zellera, na podstawie której wyznaczono bezpieczną amplitudę przyspieszeń. Teoretycznie, dla ukończonego budynku (II stopień zagrożenia), przy dominującej częstotliwości drgań 10 Hz, wynosi ona  $200 \text{ mm/s}^2$ , czyli pięć razy więcej niż zmierzone przyspieszenie w odległości 60 m. Zakładając liniową zależność pomiędzy przyspieszeniem i generowanymi w konstrukcji siłami bezwładności, autor opinii [1] zaproponował wprowadzenie koordynacji czasowej prac przy konsolidacji podłoża i betonowaniu sąsiadującego budynku tak, aby odległość wykonywanych kraterów od betonowanych i dojrzewających elementów była nie mniejsza niż 50 m. Powrót do wykonywania bliżej usytuowanych kraterów dopuszczono po pięciu dniach od zakończenia betonowania, czyli po przewidywanym osiągnięciu przez beton przynajmniej 20% wytrzymałości projektowanej. Zalecenia te dotyczyły jednak sytuacji, gdy zwykły beton dojrzewa w normalnych warunkach. Pomimo korzystnych dla budowy wniosków opinii [1] i wprowadzonych na jej podstawie ograniczeń czasowych dotyczących zagęszczania, wykonawca nadal zgłaszał problemy z utrzymaniem właściwej jakości betonu. Stało się to przyczyną zlecenia autorom niniejszego artykułu analizy na temat wpływu drgań na warunki dojrzewania betonu w stropach i ścianach wznoszonego budynku [2].

## 2. Wpływ drgań na warunki dojrzewania betonu

Wpływ obciążeń dynamicznych na młody beton można rozpatrywać w fazie przed i po rozpoczęciu wiązania w betonie.

W początkowej fazie układania i zagęszczania mieszanki, aż do chwili rozpoczęcia wiązania, można oczekiwać korzystnego wpływu drgań, objawiającego się lepszym rozplywem mieszanki w deskowaniu i lepszym jej zagęszczeniem. Skutkuje to nieznacznym wzrostem wytrzymałości i przyczepności pomiędzy zbrojeniem a betonem (badania Marxa [3] wykazały możliwość nawet 10% poprawy przyczepności). Z drugiej strony drganiom mogą towarzyszyć także negatywne efekty, głównie objawiające się segregacją składników mieszanki, podobnie jak w przypadku jej przewibrowania. Wyniki obserwacji Harsha i Darwina [4] wskazały, że negatywne skutki segregacji (spadek wytrzymałości o 5%), mogą nawet przewyższać korzyści wynikające z lepszego zagęszczenia (wzrost wytrzymałości do 4%).

**Tabela 1.** Ograniczenia maksymalnej prędkości drgań (ppv) towarzyszących wiązaniu betonu, wg [6]

	Wiek betonu	Max ppv (mm/s)
Świeża mieszanka betonowa	0 ÷ 3 godz.	100
Młody beton	3 ÷ 12 godz.	35
Wczesny beton	12 ÷ 24 godz.	50
Prawie stwardniały beton	1 ÷ 2 dni	100
	2 ÷ 7 dni	175
Stwardniały beton	7 ÷ 10 dni	225
	> 10 dni	300

Zdecydowanie negatywnych skutków można oczekiwać w fazie wiązania i dojrzwania betonu. Zalecenia w tym zakresie podawane są nie w skali przyspieszeń drgań, ale w uznawanej obecnie za bardziej adekwatną skali prędkości drgań.

Wytyczne FIP z 1991 roku [5] za nieistotne uznawały drgania o prędkościach poniżej 20 mm/s, natomiast drgania o prędkościach powyżej 100 mm/s dopuszczają pod warunkiem osiągnięcia przez beton wytrzymałości równej przynajmniej 6 MPa (zalecenia dotyczyły zwykłych betonów). Jednocześnie za fazę krytyczną, w której szczególnie należy chronić beton przed wpływem drgań, uznawały okres pomiędzy 3 a 14 godziną dojrzwania.

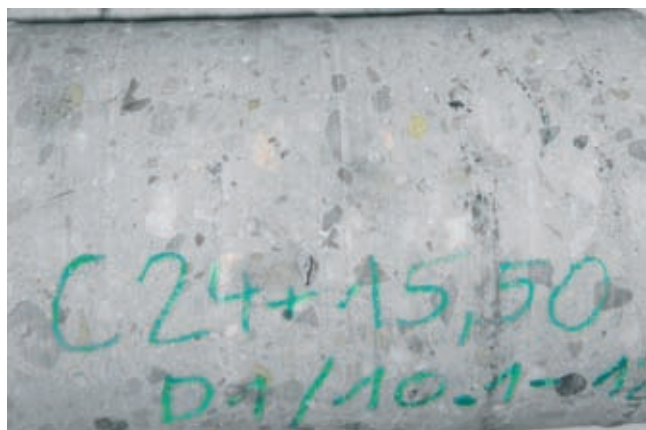
Podobne wnioski z badań szwedzkich przedstawili Ansell i Silfwerbrand [6] – w tabeli 1 pokazano podane przez tych autorów dopuszczalne prędkości maksymalne (particle peak velocity – ppv) w różnych fazach dojrzwania zwykłego betonu.

Prowadzone na analizowanym obiekcie pomiary nie obejmowały prędkości drgań, jednakże wychodząc z prostych zależności fizycznych, dla amplitudy przyspieszeń 120 mm/s<sup>2</sup>, oszacowano przybliżoną prędkość maksymalną drgań, równą około 12 mm/s, a zatem znajdującą się w granicach bezpiecznych nawet dla betonu we wczesnej fazie dojrzwania. Przedstawione rozważania dotyczą jednakże sytuacji, w której pominięto wpływ deformacji samego elemen-

tu konstrukcyjnego, co w praktyce oznacza zastosowanie idealnie sztywnego deskowania stropu.

Niejednoznaczne wnioski rozważań teoretycznych skłoniły autorów artykułu do przeprowadzenia bardziej szczegółowych badań konstrukcji. Jak pokazano w tabeli 1 wpływ drgań najsilniej ujawnia się w początkowej fazie wiązania betonu. Objawem uszkodzeń są przede wszystkim mikrospeknięcia i zarysowania struktury betonu, głównie na powierzchni styku większych ziaren kruszywa, a w drugiej kolejności w matrycy cementowej. Efektem tych wad może być obniżenie wytrzymałości betonu. W przypadku bardzo silnych drgań zarysowania mogą pojawić się również na powierzchni konstrukcji.

Oględziny obiektu wykluczyły występowanie drgań, których efektem byłyby widoczne uszkodzenia powierzchniowe. W kolejnym etapie przeprowadzono badania uszkodzeń struktury betonu. Wprawdzie najprostszą metodą ich szacowania są techniki ultradźwiękowe, jednakże, jak pokazały doświadczenia Kwana, Zhenga i Ng [7], przydatność tej metody pomiaru ogranicza się głównie do dość znacznych uszkodzeń wywołanych drganiami (spadek wytrzymałości betonu na poziomie przynajmniej 20%). Znacznie dokładniejsze są bezpośrednie badania wytrzymałości betonu. W tym celu, ze stropów i ścian budynków betonowanych w okresie prowadzenia dynamicznej konsolidacji podłoża, pobrano 11 próbek rdzeniowych o średnicy 140 mm. Po osuszeniu i oczyszczeniu próbki poddano szczegółowym badaniom pozwalającym na stwierdzenie obecności ewentualnych uszkodzeń struktury betonu. Przeprowadzone oględziny pobocznic próbki rdzeniowych pobranych ze stropów wykazały jednorodny rozkład ziaren kruszywa grubego na wysokości próbek i brak nietypowo grubej warstwy zaczynu cementowego przy ich górnych powierzchniach, co jednoznacznie wykluczało możliwość wystąpienia zjawiska segregacji (rys. 1). Przeprowadzone szczegółowe oględziny mikroskopowe próbek nie wykazały mikrozarysowań lub odspojonych od zaczynu ziaren kruszywa.



**Rys. 1.** Rozmieszczenie ziaren kruszywa grubego na powierzchni oczyszczonej próbki rdzeniowej

W następnym etapie wykonano badania wytrzymałościowe. Projekt przewidywał beton klasy C30/37. Po przycięciu do wysokości 140 mm próbki poddano niszczącemu badaniu wytrzymałości na ściskanie (w prasie hydraulicznej). Pomimo, że w chwili badania wiek wszystkich próbek przekroczył 28 dni, wytrzymałość tylko jednej próbki z jedenastu zbadanych przekroczyła 37 MPa po przeliczeniu na wytrzymałość kostkową, a wytrzymałość średnia w poszczególnych elementach nie osiągała 30 MPa. Nie spełniało to zadanych warunków, bowiem w stosunku do średnich wartości z badań, wartości powinny być wyższe o około 8 MPa, od wytrzymałości gwarantowanej, wynikającej z założonej klasy, czyli oszacowana z badań średnia wytrzymałość kostkowa powinna wynosić około 45 MPa. Wytrzymałość najłabszej z próbek wynosiła zaledwie 24 MPa.

Uwzględniając brak widocznych uszkodzeń struktury betonu, tak znaczące obniżenie wytrzymałości nie mogło być spowodowane wyłącznie występowaniem drgań w konstrukcji, zatem konieczne stało się poszukiwanie innych przyczyn, które zaburzyły warunki dojrzewania betonu.

Okazało się, że betonowanie badanych elementów prowadzono w okresie późno jesiennym. Średnia dobową temperaturą oscylowała w tym czasie w okolicach  $-4^{\circ}\text{C} \div +2^{\circ}\text{C}$  i pomimo niekorzystnych warunków wykonawca nie stosował żadnych metod podgrzewania lub izolacji dojrzewającej konstrukcji. W produkcji mieszanki betonowej zastosowano cement CEM II BS 32,5 wraz z 20% dodatkiem popiołów lotnych. Oba te czynniki, bez wątpienia, ograniczyły tempo przyrostu wytrzymałości betonu. Tezę tą potwierdzały także wykonane wcześniej przez producenta betonu badania próbek kostkowych pobranych w trakcie betonowania, które po 3 dniach osiągnęły zaledwie około 10% wytrzymałości gwarantowanej, a po 6 dniach niecałe 14%. Próbki te dojrzewały w warunkach budowy w okresie, w którym wstrzymano już w sąsiedztwie konsolidację dynamiczną gruntu.

W celu określenia wpływu niekorzystnych warunków dojrzewania dokonano teoretycznej analizy przyczyn obniżonej prędkości przyrostu wytrzymałości zastosowanego betonu.

### 3. Analiza przyrostu wytrzymałości betonu

Prędkość przyrostu wytrzymałości betonu zależy głównie od składu mieszanki (w tym przede wszystkim rodzaju zastosowanego cementu) oraz warunków środowiskowych. W omawianym przypadku zastosowano mieszankę z dość dużą zawartością popiołów lotnych (szczegółową recepturę pokazano w tabeli 2). Stosunek wodno-cementowy, uwzględniając zawartość popiołów lotnych, wynosił 0,43.

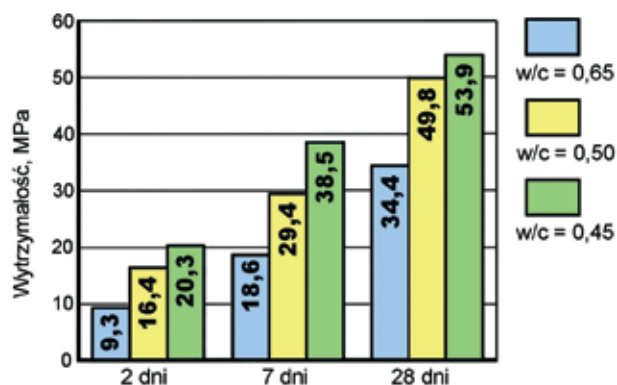
Prędkość przyrostu wytrzymałości betonu określono

**Tabela 2.** Receptura stosowanej mieszanki betonowej [kg/m<sup>3</sup>]

Kruszywo (frakcje)	0 ÷ 2 mm	710
	2 ÷ 8 mm	410
	8 ÷ 16 mm	440
	16 ÷ 32 mm	200
Cement	CEM II BS 32,5	320
Dodatki	popiół lotny	80
Domieszki	FM 2001	3,0
Woda		170

wstępnie na podstawie karty katalogowej cementu CEM II/B-S 32,5R produkowanego przez Górażdże Cement [8]. Wskazano tam, że dla zbliżonej mieszanki betonowej wykonanej z tego cementu, przy stosunku W/C równym 0,45, przy zastosowaniu 350 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> betonu, przyrost wytrzymałości betonu w okresie 28 dni wyniesie (rys. 2):

- 37% po dwóch dniach,
- 71% po siedmiu dniach.



**Rys. 2.** Wytrzymałość na ściskanie betonu wykonanego z cementu CEMII BS 32,5R [8]

Korektę przyrostu wytrzymałości, ze względu na zawartość popiołów lotnych, wykonano na podstawie badań Geblera i Kliegera [9] oraz Odlera [10]. Reakcje chemiczne popiołu lotnego (FA) zależą od właściwości cementu portlandzkiego, z którym popiół został połączony, a podstawowe oddziaływanie fizyczne polega na zagęszczaniu cząstek popiołów lotnych na powierzchni rozdziału ziaren kruszywa grubego. Zakres zagęszczania zależy zarówno od popiołu lotnego, jak i stosowanego cementu (lepsze zagęszczenie uzyskuje się dla mieszaniny grubszego cementu portlandzkiego z drobniejszym popiołem). Na reaktywność popiołów znacznie wpływa zawartość szkliska. Popioły klasy C (z większą zawartością tlenu wapnia), w odróżnieniu od popiołów klasy F (krzemionkowych), posiadają pierwotnie niewielkie właściwości wiążące, stąd zawartość wapnia ma również wpływ na początkową reaktywność. Z przedstawionych przyczyn, ilościowe przewidywanie wpływu popiołu lotnego na wytrzymałość betonu nie jest możliwe bez wnikliwych badań fizycznych i chemicznych, także w aspekcie cementu

stosowanego wraz z popiołem. Nie mając możliwości sięgnięcia do materiałów rzeczywiście zastosowanych w mieszance betonowej zastosowanej w rozważanej konstrukcji, dalszą analizę prowadzono przyjmując możliwie niekorzystne założenia.

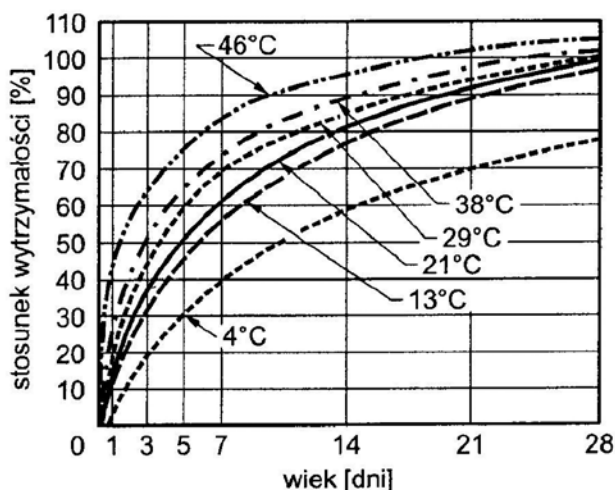
Na podstawie badań Geblera i Kliegera [9] przyjęto, że średni przyrost wytrzymałości betonu z popiołami klasy F w pierwszym tygodniu wyniesie około 67% przyrostu betonu bez popiołów. Jako, że w cytowanych badaniach zawartość popiołów lotnych wynosiła 25% masy całego spoiwa, przy zawartości materiału cementowego w mieszankach 307 kg/m<sup>3</sup>, natomiast w betonie stosowanym na budowie zawartość popiołów wynosiła 20%, niezbędna była dodatkowa korekta współczynnika redukcyjnego przyrostu wytrzymałości. W tym celu posłużono się badaniami Odlera [10], zgodnie z którymi przyrost wytrzymałości, odniesiony do betonu bez domieszki popiołu, w pierwszym tygodniu wynosi:

- 81% dla zawartości popiołów lotnych 25%,
- 90% dla zawartości popiołów lotnych 20%.

Przyjmując możliwie niekorzystną sytuację – zastosowanie tylko popiołów klasy F przy jednocześnie niekorzystnym uziarnieniu kruszywa można uznać, że występujący spadek przyrostu wytrzymałości w pierwszym tygodniu dojrzewania nie będzie większy niż 25%.

$$100\% - 67\% \cdot \frac{90\%}{81\%} \approx 25\% \quad (1)$$

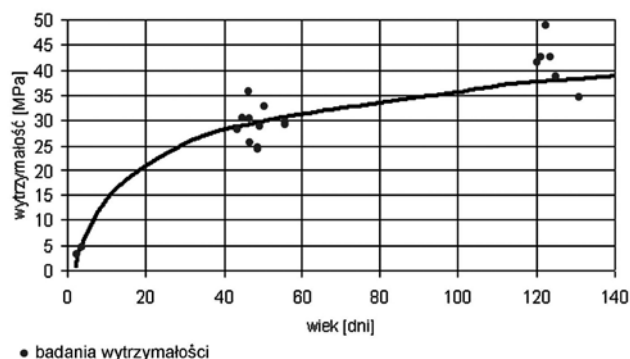
Kolejnym krokiem na drodze poszukiwania rzeczywistego tempa przyrostu wytrzymałości było oszacowanie wpływu dojrzewania w obniżonej temperaturze. Przedstawione na rysunku 2 wartości dotyczą dojrzewania w temperaturze 20°C, a zatem znacznie wyższej niż średniodobowa temperatura w okresie późnojesiennym i zimowym. Ponieważ przyrost wytrzymałości zależy jednocześnie od wieku i temperatury, do jego



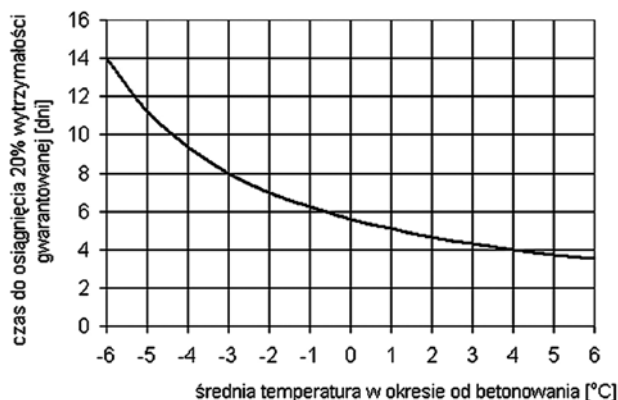
**Rys. 3.** Stosunek wytrzymałości betonu pielęgnowanego w różnych temperaturach [11]

opisu niezbędne jest posłużenie się funkcją zwaną dojrzałością, wyrażoną iloczynem czasu i temperatury. Za wartość bazową, od której naliczana jest temperatura, przyjęto -10°C (poniżej tej temperatury przyrost wytrzymałości betonu w czasie jest praktycznie pomijalny). Uwzględniając parametr dojrzałości, wpływ temperatury na narastanie wytrzymałości określono na podstawie krzywych przedstawionych przez Price'a [11] (rys. 3).

Na podstawie przedstawionych rozważań określono teoretyczny przyrost wytrzymałości betonu w warunkach zimowych. Jak pokazano na rysunku 4, w warunkach utrzymywania się średniej temperatury w okolicy -2°C przyrost wytrzymałości betonu może zostać spowolniony prawie pięciokrotnie, co oznacza, że gwarantowana przez producenta wytrzymałość betonu może zostać osiągnięta dopiero po ponad czterech miesiącach dojrzewania w przyjętych warunkach.



**Rys. 4.** Prognozowany przyrost wytrzymałości betonu w temperaturze -2°C oraz wyniki badań



**Rys. 5.** Wiek betonu wymagany do osiągnięcia 20% wytrzymałości gwarantowanej

W podobny sposób sporządzono nomogram pozwalający określić czas niezbędny do osiągnięcia przez beton 20% wytrzymałości gwarantowanej (rys. 5).

Na podstawie przedstawionej zależności dopuszczono powrót do zagęszczania po 5 dniach (wymóg opinii [1]) pod warunkiem, że średnia temperatura w tym okresie przekracza +1°C. W przypadku niższych tem-

peratur zalecono stosowanie się do krzywej z rysunku 5, ewentualnie dopuszczono skrócenie niezbędnego czasu, pod warunkiem stosowania dodatkowych zabiegów pielęgnacyjnych, polegających na ogrzewaniu dojrzewającego betonu. Przy temperaturach poniżej  $-5^{\circ}\text{C}$  wykluczono prowadzenie betonowania bez stosownej pielęgnacji oraz zlecono szczegółową kontrolę przyrostu wytrzymałości, decydującą o dopuszczeniu wpływów dynamicznych w sąsiedztwie.

Ze względu na szereg poczynionych uproszczeń, a w szczególności z uwagi na wspomniany wcześniej brak możliwości jednoznacznego określenia wpływu popiołów lotnych na przyrost wytrzymałości, wyniki przedstawionej analizy zdecydowano się potwierdzić ponownym badaniem wytrzymałości, na próbkach pobranych z konstrukcji po około czterech miesiącach od zabetonowania [12]. W tym celu pobranych zostało 6 próbek rdzeniowych o średnicy 99 mm. Po osuszeniu i oczyszczeniu próbki poddano szczegółowym obserwacjom, w celu stwierdzenia obecności ewentualnych uszkodzeń struktury betonu, a następnie – po stwierdzeniu braku takich uszkodzeń – przycięto do wysokości około 100 mm i poddano niszczącemu badaniu wytrzymałości na ściskanie.

Oględziny próbek rdzeniowych nie wykazały uszkodzeń w postaci mikrozarysowań w matrycy cementowej i na powierzchni ziaren kruszywa, które mogłyby powstać w okresie dojrzewania betonu w warunkach wpływów dynamicznych, zaś wytrzymałość kostkowa betonu w konstrukcji osiągnęła wartości właściwe dla zastosowanej klasy C30/37. Potwierdziło to wstępnie założoną tezę, że opóźnienie wiązania betonu spowodowane było znaczną zawartością popiołów lotnych w mieszance oraz dojrzewaniem w obniżonej temperaturze, zaś oddziaływania dynamiczne miały w tym przypadku nieznaczny wpływ na obniżenie docelowej wytrzymałości betonu.

Wyniki przeprowadzonych badań wytrzymałości naniesione na wykres prognozowanego przyrostu wytrzymałości (rys. 4) potwierdziły poprawność sporządzonych nomogramów do określania przyrostu wytrzymałości zastosowanego betonu.

#### 4. Podsumowanie

W opisywanym przypadku nie stwierdzono jednoznacznie negatywnego wpływu drgań na właściwości mechaniczne betonu, a o obniżeniu wytrzymałości decydowały inne przyczyny.

Mikroskopowe oględziny próbek rdzeniowych nie wykazały uszkodzeń w postaci segregacji kruszywa lub mikrozarysowań w matrycy cementowej i na powierzchni ziaren kruszywa, które mogłyby powstać w okresie dojrzewania betonu w warunkach zbyt silnych wpływów dynamicznych. Podstawową przyczyną zbyt niskiej wytrzymałości próbek badanych po 28 dniach od betonowania nie były zatem

uszkodzenia mikrostruktury betonu spowodowane wpływami dynamicznymi, lecz znaczne spowolnienie wiązania betonu wywołane zastosowanym cementem, znaczną zawartością popiołów lotnych w mieszance oraz, co najważniejsze, dojrzewaniem w obniżonej temperaturze. Wytrzymałość kostkowa betonu w konstrukcji osiągnęła wartości właściwe dla zastosowanej klasy C30/37 dopiero po około czterech miesiącach od betonowania. Z podobną sytuacją autorzy mieli do czynienia podczas ekspertyz domów jednorodzinnych, kiedy to beton na bazie cementu CEM II/BS 32,5R, ułożony i dojrzewający (temperatury w granicach  $0^{\circ}\pm 5^{\circ}$ ), uzyskał założoną wytrzymałość dopiero po około 3 miesiącach.

Analiza wpływu drgań na obniżenie wytrzymałości betonu w rozważanej sytuacji wykazała możliwość pominięcia tej przyczyny. Jednocześnie, zebrane obserwacje i wyniki badań wskazują, że może wystąpić szereg przypadków, gdy wpływy te nie będą pomijalne.

Jednocześnie należy podkreślić, że w opisywanym przypadku większość sił spowodowanych obciążeniem dynamicznym, szczególnie w pierwszym etapie, przejęło deskowanie konstrukcji, które prawidłowo spełniło swą rolę, nie dopuszczając do powstania nadmiernych chwilowych deformacji i zarysowań konstrukcji.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] Własczuczek M., Badania wpływu drgań wywołanych konsolidacją dynamiczną podłoża na obiekty sąsiadujące z budową osiedla, listopad 2007
- [2] Ajdukiewicz A., Hulimka J., Krzywoń R., Ekspertyza techniczna w sprawie wpływu dynamicznej konsolidacji podłoża budynku C3 na konstrukcję żelbetową stropów i ścian budynku C2, wznoszonego na terenie zespołu mieszkalnego. Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej, Etap 1 (grudzień 2007) i Etap 2 (styczeń 2008)
- [3] Marx S., Concrete production under traffic vibration. The 11th Annual International fib Symposium „Concrete:21st Century Superhero – Building a sustainable future”. 22–24 June 2009, London, Session D7 Structures & Construction, 8 p. (CD)
- [4] Harsh S., Darwin D., Traffic Induced Vibrations and Bridge Deck Repairs. Concrete International, Vol. 8, No. 5, May 1986, p. 36–42
- [5] FIP Guide to good practice: Repair and strengthening of concrete structures. Thomas Telford Services Ltd., London 1991
- [6] Ansell A., Silfwerbrand J., The vibration resistance of young and early-age concrete. Structural concrete, 2003, Vol. 4, No. 3, p. 125–134
- [7] Kwan A. K. H., Zheng W., Ng I. Y. T., Effects of Shock Vibration on Concrete. ACI Materials Journal, Nov/Dec 2005, p. 405–413
- [8] Karta katalogowa Górażdże Cement: Cement portlandzki żuźlowy PN-EN 197-1 CEMII/B-S 32,5R
- [9] Gebler S. H., Klieger P., Effect of fly ash on physical properties of concrete, Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 1, ACI SP-91, Detroit, Michigan 1986
- [10] Odler I., Final report of Task Group 1, 68MMH Technical Committee on Strength of Cement. Materials and Structures, No. 140 (1991), p. 143–157
- [11] Price W.H., Factors influencing concrete strength. J. Amer. Contr. Inst., February 1951, p. 417–432
- [12] Ajdukiewicz A., Hulimka J., Wyniki kontrolnych badań betonu w stropach budynku C2 wznoszonego na terenie zespołu mieszkaniowego. Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej, marzec-kwiecień 2008