

Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki
Wydział Inżynierii Lądowej
Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych

mgr inż. Rafał Szydłowski

**ZASTOSOWANIE STALOWYCH CIĘGIEN BEZ PRZYCZEPNOŚCI
PRZECIW POWSTAWANIU RYS W MŁODYM BETONIE**

Praca doktorska

Promotor: dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. P.K.

Kraków, listopad 2009



Spis treści

1. Geneza problemu	5
2. Dotychczasowe próby rozwiązania problemu	8
2.1. Dobór cementu i optymalizacja mieszanki betonowej	8
2.2. Podział ściany na segmenty	9
2.3. Chłodzenie ściany i podgrzewanie płyty fundamentowej	10
2.4. Wymuszanie rys	13
2.5. Zapobieganie zarysowaniu przez wczesne sprężenie betonu	15
2.6. Podsumowanie	19
3. Stan wiedzy w zakresie parametrów decydujących o wczesnym zarysowaniu betonu i jego zapobieganiu	21
3.1. Rozwój właściwości mechanicznych betonu	21
3.1.1. Wprowadzenie	21
3.1.2. Wytrzymałość na ściskanie	25
3.1.3. Wytrzymałość na rozciąganie	32
3.2. Lepko-sprężyste zachowanie młodego betonu	35
3.2.1. Wprowadzenie	35
3.2.2. Równania konstytutywne	41
3.2.3. Teoria dziedziczności Boltzmana i Voltery, zasada superpozycji	41
3.2.4. Teorie pełzania	43
3.2.5. Współczynnik pełzania	57
3.2.6. Funkcja podatności pełzania	58
3.2.7. Sumacyjne sformułowanie prawa lepko-sprężystości	58
3.2.8. Zasada superpozycji wyrażona funkcją relaksacji	59
3.2.9. Sformułowanie przyrostowe	60
3.2.10. Modele matematyczne opisujące sprężystość i pełzanie betonu	61
3.2.11. Pełzanie nieliniowe	69
3.2.12. Podsumowanie i porównanie modeli reologicznych	71
3.3. Naprężenia wymuszone ograniczeniem odkształceń ściany	73
3.3.1. Więzy krępujące zmianę objętości betonu	73
3.3.2. Ściana utwierdzona w płycie fundamentowej	73
3.3.3. Naprężenia wywołane ograniczeniem odkształceń na dolnej krawędzi	73
3.3.4. Zarysowanie ścian utwierdzonych w płycie fundamentowej - typy rys	83
3.4. Kryterium zarysowania betonu	84

4.	Zastosowanie cięgien bez przyczepności do eliminacji zarysowań w utwardzonej w dnie ścianie zbiornika cylindrycznego	87
5.	Badania doświadczalne	92
5.1.	Badania laboratoryjne płyt betonowych sprężonych w początkowym okresie dojrzewania betonu	92
5.1.1.	Cel i program badań	92
5.1.2.	Odkształcenia betonu	96
5.1.3.	Trwałość siły w cięgnach sprężających	99
5.1.4.	Podsumowanie i wnioski z badań	101
5.2.	Badania na obiekcie rzeczywistym przy wczesnym sprężeniu dolnego segmentu utwardzonej w dnie ściany zbiornika na ścieki	101
5.2.1.	Harmonogram i warunki realizacji zbiornika	101
5.2.2.	Program badań, technologia i system pomiarowy, badane wielkości	103
5.2.3.	Rozwój temperatury betonu	111
5.2.4.	Rozwój odkształceń betonu	117
5.2.5.	Rozwój właściwości mechanicznych betonu w czasie	120
5.2.6.	Sprężenie kablami bez przyczepności, trwałość siły sprężającej	124
5.2.7.	Ocena reologicznego zachowania betonu	128
5.2.8.	Moduł sprężystości betonu i jego pomiar doświadczalny w konstrukcji	132
5.2.9.	Ocena ryzyka zarysowania i skuteczności wczesnego sprężenia jako środka zapobiegawczego	136
5.2.10.	Ocena przydatności sprężenia montażowego w pracy konstrukcji pod obciążeniem eksploatacyjnym	140
6.	Zalecenia do przyszłych realizacji i wnioski końcowe	144
	Literatura	148

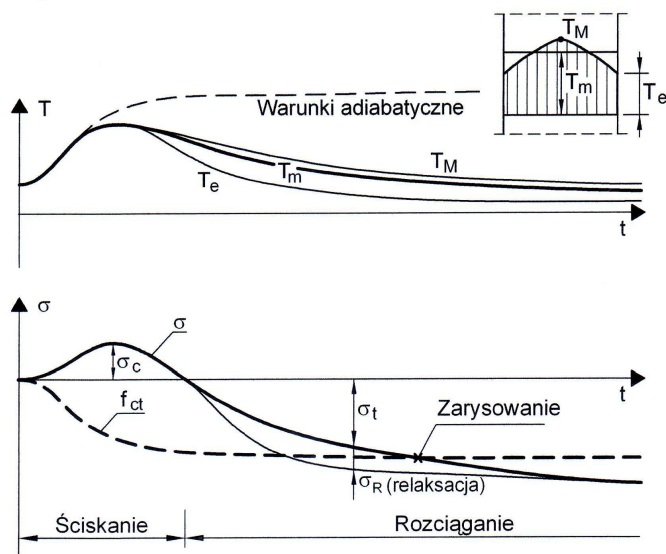
Tezy pracy:

1. *Wczesne sprężenie ściany zbiornika utwierdzonej w płycie fundamentowej za pomocą cięgien bez przyczepności może skutecznie zapobiec jej zarysowaniu wywołanym działaniem naprężeń powstających w ścianie w wyniku termicznej zmiany objętości betonu.*
2. *Pomimo wczesnego sprężenia betonu możliwe jest utrzymanie siły sprężającej na odpowiednio wysokim poziomie, co pozwoli wykorzystać sprężenie w pracy konstrukcji przy obciążeniach eksploatacyjnych zbiornika.*

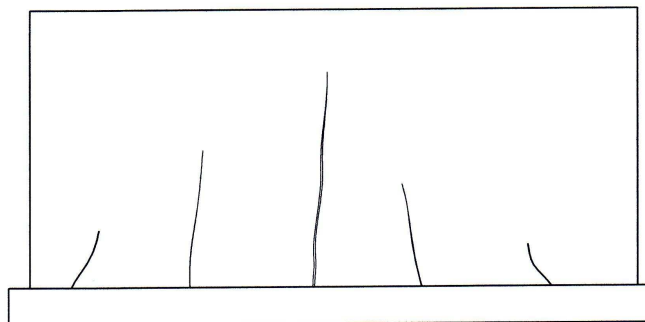
1. Geneza problemu

W literaturze technicznej znaleźć można ponad 20 przyczyn zarysowania młodego betonu w konstrukcjach żelbetowych. W praktyce porysowany żelbet jest zjawiskiem powszechnym i przez inżynierów uznawany jest jako stan akceptowalny i nieunikniony. W pewnych typach konstrukcji, takich jak zbiorniki na ciecze, ściany podziemnych kondygnacji budynków, porysowanie ścian we wczesnym okresie dojrzewania betonu jest jednak niepożądane. Wymagania szczelności zbiorników oraz trwałości konstrukcji narażonej w całym okresie eksploatacji na działanie cieczy wymaga uszczelnienia rys co jest zabiegiem kosztownym i przedłużającym proces realizacji inwestycji.

Przyczyną porysowania ścian utwierdzonych w fundamencie we wczesnym okresie dojrzewania betonu jest powstrzymanie możliwości swobodnej zmiany objętości betonu ściany przez płytę denną. Egzotermiczny charakter procesu hydratacji cementu powoduje powstanie znacznej ilości ciepła prowadząc do wzrostu temperatury wiążącego betonu (tzw. samonagrzewu betonu) (rys.1-1). Rozgrzewający się maszyn betonowy zwiększa swoją objętość. W początkowej fazie wiązania plastyczna jeszcze mieszanka betonowa swobodnie ślizga się po stwardniałym (starym) betonie płyty fundamentowej. W miarę rozbudowy struktury młodego betonu opory przeciwdziałające swobodnemu wydłużaniu stają się coraz większe, w rdzeniu betonowym (wewnętrzna część masywu) narastają naprężenia ściskające (efekt samosprężenia). Ze względu jednak na lepko-plastyczny charakter pracy młodego betonu, niski moduł sprężystości i dużą relaksację, naprężenia ściskające są mało znaczące i zostają szybko zredukowane. Różnica temperatury pomiędzy wnętrzem betonu a powierzchniami zewnętrznymi ściany może powodować natomiast powstanie mikrorys na powierzchniach. Po osiągnięciu przez ścianę najwyższej temperatury (kilkanaście godzin od zabetonowania) następuje jej schładzanie co wywołuje skurcz termiczny betonu. Posiadający już znaczną sztywność beton jest skutecznie powstrzymywany przed zmianą objętości na dolnej krawędzi poprzez płytę denną. Krępujące działanie fundamentu powoduje narastanie naprężeń rozciągających w dążącej do zmniejszenia długości ścianie. Naprężenia rozciągające osiągają w pewnym momencie wartość większą niż wytrzymałość betonu na rozciąganie co prowadzi



Rys. 1-1 Rozkład temperatury i naprężenia w ścianie w początkowym okresie dojrzewania betonu.



Rys. 1-2 Układ rys powstających w ścianie utwierdzonej w fundamencie.

do propagacji powstałych wcześniej mikrorys lub powstanie zupełnie nowych rys sięgających całej grubości ściany. Rysy termiczne zaczynają się w pobliżu krawędzi utwierdzenia ściany w fundamencie. Wysokość, na której pojawiają się pierwsze rysy zależy od rozkładu temperatury na wysokości ściany jak również od stopnia zbrojenia. W dalszej kolejności obserwuje się ich rozwój w czasie w kierunku dolnej i górnej krawędzi ściany (rys. 1-2). Ich charakter i zasięg zależy głównie od poziomu skrępowania odkształceń (stosunku sztywności ściany i fundamentu) oraz od proporcji geometrycznych ściany. Przy stosunku długości do wysokości ściany $L/H > 2$ i odpowiednio wysokiej sztywności fundamentu możliwe jest powstanie rys na całą wysokość ściany. W praktyce jednak poziom skrępowania nie jest wysoki i rysy sięgają na ogół 1/2 do 2/3 wysokości ściany. Kryteria powstania rys oraz ich charakteru przedstawione zostały w dalszych rozdziałach pracy.

Projektanci i wykonawcy konstrukcji próbują przeciwdziałać szkodliwemu zjawisku zarysowania młodego betonu stosując różne zabiegi technologiczne np. niskokaloryczne cementy, dzielenie ściany na segmenty (przerwy robocze), różne metody chłodzenia ścian bądź podgrzewania płyty dennej przez system kanałów z cieczą lub gazem chłodzącym. Prawdopodobieństwo wystąpienia rys uzależnione jest w znacznym stopniu od warunków pogodowych, te z kolei są na tyle nieprzewidywalne, że bardzo często stosowane już na etapie projektowania zabiegi zapobiegawcze nie zawsze przynoszą zamierzone skutki. Przykład porysowanej w wyniku skurczu termicznego i przeciekającej ściany zbiornika przedstawiono na fot. 1-1.



Fot. 1-1 Widok porysowanej od skurczu termicznego i przeciekającej ściany zbiornika utwierdzonego w dnie.

Jedną z metod eliminacji rys jest sprężenie ściany w momencie poprzedzającym jej zarysowanie, czyli wprowadzenie pola naprężeń przeciwstawnego powstającemu podczas schładzania utwardzonej w fundamencie ściany. Skuteczność sprężenia w przeciwdziałaniu zarysowania młodego betonu uwarunkowana jest dwoma głównymi czynnikami:

- odpowiednim czasem wprowadzenia naprężeń zapewniających z jednej strony ich utrzymanie na odpowiednio wysokim poziomie, z drugiej zaś ich odpowiednio wczesne wprowadzenie poprzedzające powstanie rys,
- odpowiednim poziomem naprężeń.

Obydwa wymienione wyżej czynniki są ściśle uwarunkowane wzajemnie oraz wieloma innymi czynnikami (sztywność utwardzenia, właściwości reologiczne betonu, ciepło hydratacji cementu, skład mieszanki betonowej, warunki atmosferyczneitd). Krajowe badania betonu wczesnie sprężonego prowadzili S. Kuś i Sz. Woliński [101], [102]. Praca niniejsza skupia się na analizie, ocenie skuteczności i możliwości sprężenia żelbetowych i sprężonych ścian utwardzonych w płycie fundamentowej wewnętrznymi ciągnami bezprzyczepnościowymi w oparciu o doświadczenia i obserwacje z prototypowego zastosowania sprężenia ściany zbiornika sprężonego po niespełna dwóch dobach od zabetonowania.

2. Dotychczasowe próby rozwiązania problemu

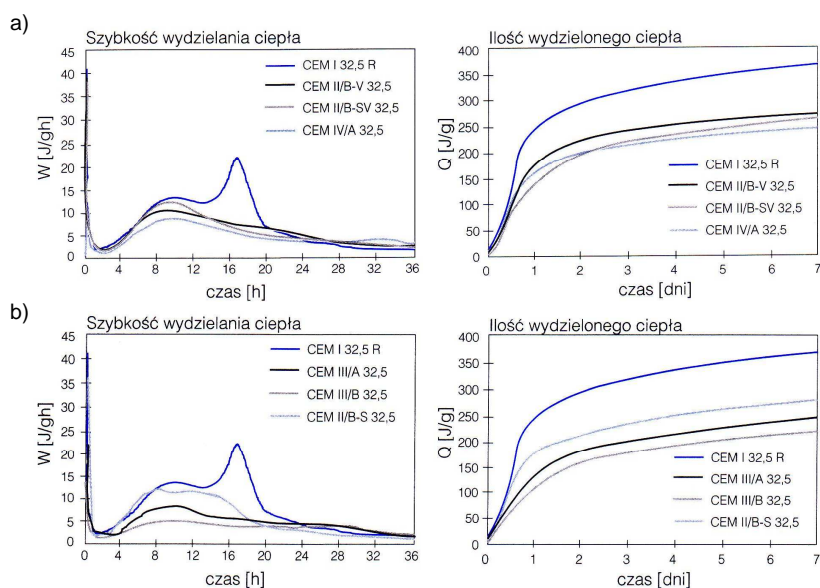
W celu uniknięcia bądź zredukowania zarysowania młodego betonu ścian utwardzonych w fundamencie w wyniku skurczu termicznego stosuje się rozmaite zabiegi od doboru optymalnego cementu po skomplikowane systemy chłodzenia konstrukcji cieczą bądź gazami chłodzącymi jak również podgrzewanie płyty dennej. W niniejszym punkcie zestawiono stosowane zabiegi.

2.1. Dobór cementu i optymalizacja mieszanki betonowej

Jedną z najprostszych metod ograniczenia ilości ciepła w betonie, a tym samym naprężeń termicznych i zmniejszenia ryzyka jego zarysowania w młodym wieku jest dobór optymalnego cementu i składu mieszanki betonowej. Norma [137] klasyfikująca cementy produkowane w kraju nie podaje warunków doboru cementów do wykonywania betonów. Podstawowymi kryteriami stosowanymi w praktyce są klasa wytrzymałości cementu oraz ilość ciepła wydzielonego podczas hydratacji cementu. Klasyfikację cementów na podstawie ciepła twardnienia podaje instrukcja ITB [85] (tabl. 2-1). Podstawą klasyfikacji jest ilość ciepła wydzielającego się podczas twardnienia cementu i szybkość wydzielonego ciepła. Szybkość i ilość wydzielanego ciepła dla różnych cementów portlandzkich z dodatkami hydraulicznymi i pucolanowymi wg [69] podano w pracy [95] (rys. 2-1).

Tablica 2-1 Kryteria klasyfikacji cementów z uwagi na ciepło twardnienia [85].

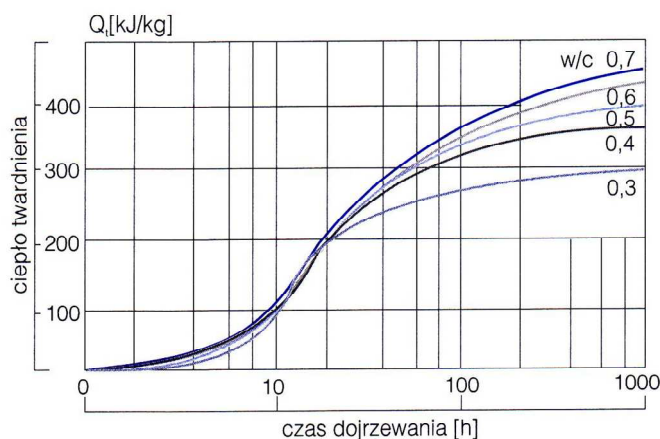
Szybkość wydzielania ciepła	Ciepło twardnienia J/g	Ilość wydzielanego ciepła w J/g po dniach:				
		1/2	1	2	3	7
Bardzo mała	< 250	65÷100	95÷150	124÷176	140÷225	186÷250
Mała	250÷290	85÷110	166÷202	217÷235	237÷250	265÷280
Umiarkowana	290÷340	110÷125	180÷210	207÷250	220÷280	290÷340
Duża	340÷400	130÷180	220÷280	270÷330	290÷370	350÷400
Bardzo duża	> 400	180÷220	260÷300	310÷350	360÷390	400÷440



Rys. 2-1 Szybkość i ilość wydzielanego ciepła twardnienia cementów portlandzkich z dodatkami pucolanowymi a) i hydraulicznymi b).

Instrukcja [85] podaje zalecenia odnośnie stosowania odpowiednich cementów sklasyfikowanych wg [137] do wykonywania poszczególnych typów konstrukcji. I tak, do betonów do konstrukcji sprężonych zaleca użycie wyłącznie cementu portlandzkiego CEM I o dużym ciepłe hydratacji, co jest niepożądane z uwagi na wzrost prawdopodobieństwa zarysowania ściany w wyniku skurczu termicznego betonu. Najodpowiedniejsze byłyby w tym przypadku cementy z dodatkami hydraulicznymi cechujące się niskim ciepłem oraz powolnym jego przyrostem w okresie pierwszych 3 dni (rys. 2-1).

Znaczący wpływ na ilość i szybkość wydzielanego ciepła ma również wartość wskaźnika wodno-cementowego. Potrzebną ilość wody wprowadzonej do zaczynu, umożliwiającej całkowite uwodnienie cementu, a jednocześnie otrzymanie struktury stwardniałego zaczynu bez porów kapilarnych oszacować można jako 0,36 g wody /g spoiwa. Teoretycznie większa ilość wody nie powinna mieć wpływu na stopień uwodnienia cementu, a więc na wydzielane ciepło twardnienia. Z fizycznego punktu widzenia wartość $w/c \approx 0,4$ bliska jest wartości przesylenia „stosu okrucowego” cementu wodą. Należy tutaj podkreślić, że z uwagi na długotrwałość procesu twardnienia, część wody z zaczynu wyparuje, część zaś może być doprowadzona w późniejszym okresie z zewnątrz. Jednak zaczyn o konsystencji plastycznej ($w/c \approx 0,25$) charakteryzuje wyższa wytrzymałość w porównaniu z ciekłym ($w/c \approx 0,4$) ze względu na mniejszą zawartość porów kapilarnych. Pewien wpływ na ilość wody aktywnej w betonie ma obecność kruszywa. Drobne ziarna wypełniają, wiążąc fizycznie wodę, uniemożliwiają jej aktywny udział w procesie twardnienia cementu. Wpływ wartości stosunku cementowo-wodnego na ilość wydzielanego ciepła przez cement wg [155] przedstawiono na rys 2-2. Po dłuższym okresie twardnienia ilość wydzielanego ciepła wzrasta w miarę wzrostu stosunku w/c zaczynu, przy czym dla wysokich wartości w/c wpływ ten jest wyraźnie mniejszy. Wyraźnie niższe wartości ciepła twardnienia betonów o niskich stosunkach w/c wynikają z braku wody do podtrzymania reakcji hydratacji w późniejszym okresie.

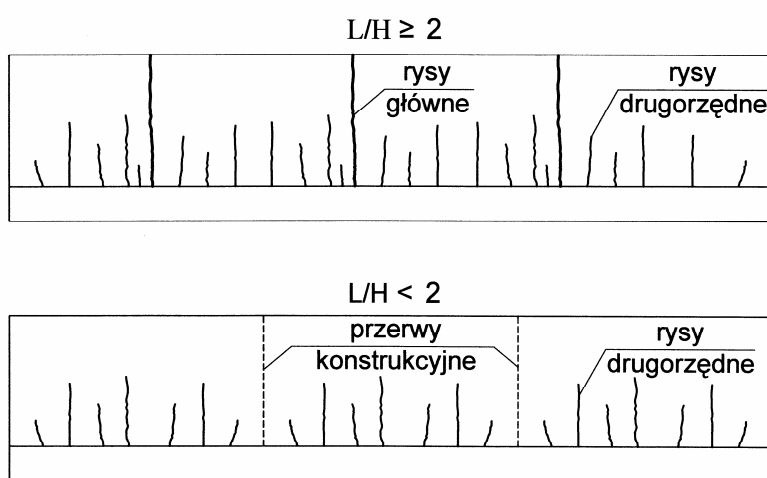


Rys. 2-2 Wpływ stosunku w/c na ciepło twardnienia cementu [95] wg [155].

2.2. Podział ściany na segmenty

Często stosowanym zabiegiem technologicznym jest betonowanie ściany krótszymi odcinkami z zastosowaniem przerw konstrukcyjnych. Przy wykonywaniu długich ścian bardzo często dzieli się ścianę na kilka bądź kilkanaście segmentów, betonuje w pierwszej kolejności co drugi segment po czym w drugiej kolejności

pozostałe segmenty wypełniając przestrzeń pomiędzy wykonanymi w pierwszej kolejności. Zgodnie ze spostrzeżeniem podanym w punkcie 1, a szerzej omówionym w punkcie 3 pracy, iż przy stosunku długości do wysokości ściany $L/H > 2$ i odpowiednio wysokiej sztywności utwierdzenia istnieje prawdopodobieństwo powstania rys sięgających całej wysokości ściany, stosując przerwy konstrukcyjne odpowiednio często można uniknąć powstania rys na całą wysokość ściany. Pozostaje jednak w dalszym ciągu problem rys drugorzędnych inicjujących się od płyty dennej i sięgającej najczęściej $1/2 \div 2/3$ wysokości ściany (rys. 2-3). Stosowanie zbyt wielu przerw konstrukcyjnych jest jednak ekonomicznie nieuzasadnione z uwagi na znaczną komplikację i spowolnienie procesu realizacji. Segmenty betonowane w drugiej kolejności są przytrzymane zarówno na dolnej krawędzi przez płytę denną jak również na pionowych krawędziach przez wykonane wcześniej ściany. Utwierdzenie pionowe nie jest jednak duże z uwagi na niższą przyczepność świeżego betonu do betonu starego. Styk ten ulega rozwarciu w pierwszej kolejności zanim powstaną znaczące rysy w ścianie, jednak ponieważ rysa ta jest zamierzona, w przypadku konstrukcji wymagających szczelności zawsze stosuje się jego uszczelnienie np. w postaci taśmy PCV.



Rys. 2-3 Układ rys w ścianie w przypadku zastosowania przerw roboczych i ich braku.

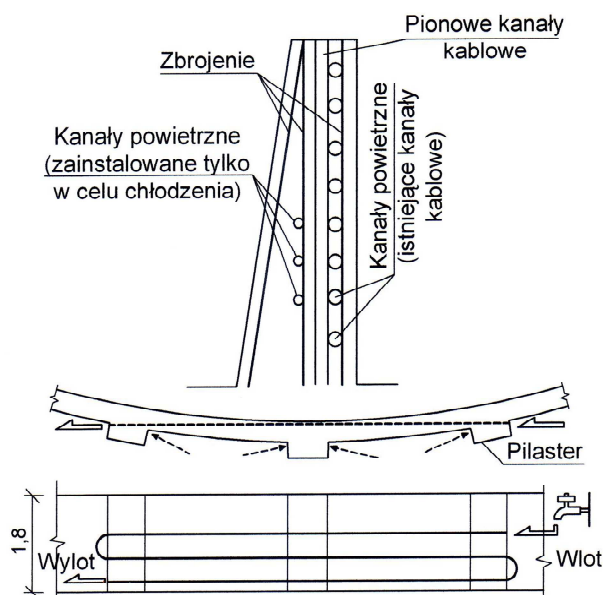
2.3. Chłodzenie ściany i podgrzewanie płyty fundamentowej

Istniejące zagrożenie zarysowaniem można wyeliminować przez chłodzenie wewnętrzne betonu świeżo ułożonego bądź podgrzewanie fundamentu zmniejszając w ten sposób różnicę odkształceń termicznych pomiędzy ścianą i fundamentem.

W Japonii w 1986 r. wykonano dwa zbiorniki o średnicy 61,3 m, a w 1988 r. trzeci zbiornik stalowy na ciekły gaz [123], [126]. Zbiorniki ochronne o pojemności jednostkowej 80000 m³, średnicy wewnętrznej 91,4 m, wysokości 14,5 m i grubości ściany 0,7 m wykonano po raz pierwszy z betonu sprężonego. Ścianę betonowano pasmami obwodowymi w 6 etapach o wysokości pasma 1,5; 3,08; 3,0; 2,25; 3,0 i 1,7 m licząc od płyty dennej. Aby nie dopuścić do zarysowania betonu w wyniku ciepła hydratacji i skurczu termicznego betonu zastosowano system chłodzenia betonu za pomocą ciekłego azotu o temperaturze -196°C, wykorzystując w tym celu kanały kablowe.

W latach 1993 i 1996 wykonano 2 kolejne zbiorniki o pojemności jednostkowej 140000 m³. Ściana ochronna będąca zarazem powłoką zewnętrzną o średnicy wewnętrznej 81,2 m, wysokości 32,85 m i grubości 0,9 m została wykonana z betonu sprężonego. W oparciu o dotychczasowe badania doświadczalne i analizy statystyczne ustalono, że w celu uniknięcia zarysowania betonu należy

uzyskać stosunek wytrzymałości betonu na rozciąganie do powstających naprężeń termicznych $\geq 1,5$. Ciepło hydratacji betonu znacznie obniżono przyjmując minimalny stosunek w/c, cement o niskim cieple twardnienia oraz stosując superplastyfikator. Dodatkowo zastosowano system sztucznego chłodzenia betonu przy użyciu wody i ciekłego azotu o temperaturze -196°C wykorzystując w tym celu istniejące kanały kablowe ($\phi 95\text{ mm}$). W górnej części powłoki zainstalowano dodatkowe kanały chłodzące ze względu na znaczne rozrzedzenie sprężenia w tej strefie. Ściana zbiornika ochronnego była betonowana jednocześnie na całym obwodzie (255 m) w 12 etapach o średniej wysokości pasma wynoszącej 2,87 m. Dolne pasmo miało wysokość 1,5 m. Zainstalowany system komputerowy w oparciu o mierzone wartości naprężeń rozciągających w betonie umożliwił sterowanie systemem chłodzenia. Przyjmując prędkość przepływu wody 200 l/min udało się obniżyć wartość szczytowej temperatury o 10°C , co pozwoliło ostatecznie zniwelować naprężenia rozciągające do wartości nie większej niż 1 MPa.



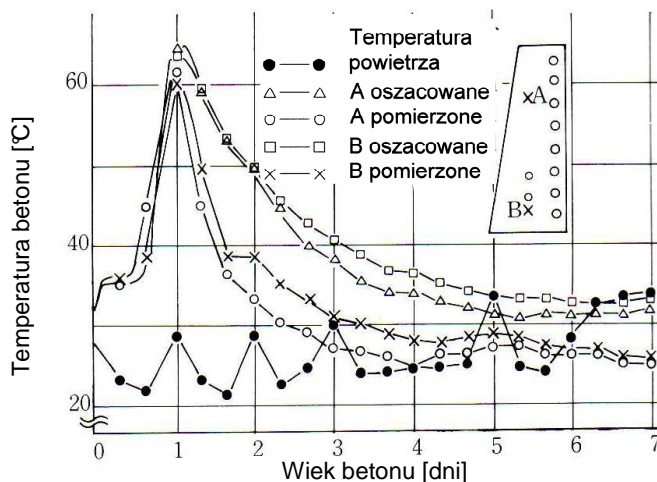
Rys. 2-4 Rozmieszczenie przewodów chłodzących oraz schemat obiegu czynnika chłodzącego.

W 1998 r. wykonano na wyspie Okinawa w miejscowości Ohna w klimacie podzwrotnikowym największy w Japonii zbiornik z betonu sprężonego na wodę pitną o pojemności 33600 m^3 [123]. Ściana zbiornika o średnicy wewnętrznej 66,2 m i wysokości 11,1 m została monolitycznie połączona z płytą denną o grubości 0,8 m. Ścianę o grubości 0,35 m betonowano jednocześnie na całym obwodzie 6 pasmami o wysokości 1,8 m. Dolne pasmo utwierdzone w płycie dennej zostało pogrubione (rys. 2-4). We wstępnie przeprowadzonej analizie obliczeniowej, przy przyjęciu wartości temperatur pomierzonych podczas betonowania słupów oraz przy założeniu ciepła hydratacji jako adiabatycznego wzrostu temperatury stwierdzono nieuniknione zarysowanie ściany przy zastosowaniu tradycyjnej technologii wykonania. Uznano za konieczne:

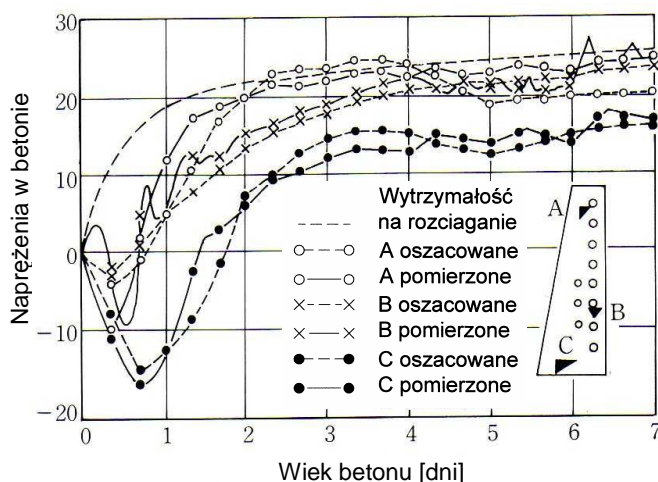
- obniżenie wskaźnika w/c i wprowadzenie dodatków upłynniających w celu poprawienia urabialności betonu,
- zastosowanie domieszek ekspansywnych opóźniających tempo hydratacji cementu w celu obniżenia maksymalnej temperatury oraz odkształceń termicznych,

- zastosowanie chłodzenia wodą wykorzystując w tym celu kanały kablowe o średnicy 70 mm. Dodatkowo w pogrubionej części dolnego pasma należało zainstalować 3 przewody chłodzące.

Zastosowane środki pozwoliły uniknąć zarysowania powłoki walcowej. Rozkład temperatury oszacowanej na podstawie skorygowanych danych wyjściowych i pomierzonych w pierwszym paśmie ściany przedstawiono na rys. 2-5, rozkład naprężeń oszacowanych i pomierzonych – na rys. 2-6.



Rys. 2-5 Rozwój pomierzonych i obliczonych wartości temperatury w pierwszych dniach dojrzewania betonu.



Rys. 2-6 Wartości pomierzonych i obliczonych naprężeń w betonie oraz wytrzymałości betonu na rozciąganie w czasie.

Zupełnie odmienną metodę zmierzającą do wyeliminowania rys powstałych w wyniku skurczu termicznego w świeżym betonie przedstawił Staffa [156]. Metoda została przygotowana i analitycznie zweryfikowana podczas realizacji zbiornika na terenie oczyszczalni ścieków w Waßmannsdorf w 1992 r. Zgodnie z opracowaną metodą, należy przed przystąpieniem do betonowania ściany zbiornika podgrzać płytę denną, a następnie schładzać beton ściany w okresie pierwszych dni dojrzewania za pomocą cieczy chłodzącej tłoczonej przez system wewnętrznych kanałów.

Badania doświadczalne przeprowadzono podczas betonowania części obwodu ściany zbiornika o wysokości 9,0 m i długości 30,0 m. Ściana grubości 0,75 m

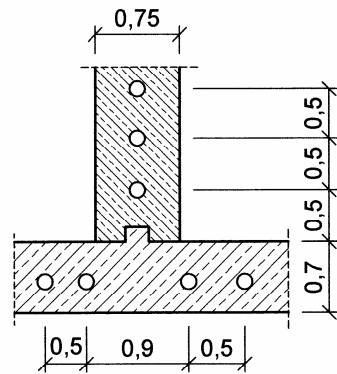
została monolitycznie połączona z płytą denną o grubości 0,7 m. Rury stalowe umożliwiające przepływ wody o temperaturze ok. 12°C w ilości 10 m³/h rozmieszczono w dolnej części ściany w rozstawie co 0,5 m. Rury stalowe przeznaczone do rozprowadzania ciepłej wody o temperaturze 60°C rozmieszczono w płycie dennej na szerokości około 3,0 m w rozstawie co 0,5 i 0,9 m (rys. 2-7). Czujniki termiczne w dolnej części ściany zbiornika rozmieszczono w połowie rozpiętości segmentu (przekrój A-A) oraz na początku segmentu (przekrój B-B). Rozkład temperatury i rozwój naprężeń w betonie w okresie chłodzenia (100 h) przedstawiono na rys. 2-7. Można zauważyć, że większe wartości naprężeń w betonie otrzymano w przekroju skrajnym (B-B). W przypadku niestosowania zabiegów technologicznych uzyskano po czasie $t = 400$ h naprężenia rozciągające w betonie rzędu 8 MPa, podczas gdy w przekroju środkowym (A-A) tylko 4 MPa. Stosując tylko procedurę chłodzenia betonu przez okres $t = 100$ h, naprężenia rozciągające w betonie w przekroju B-B zredukowano do 2,2 MPa, natomiast w przekroju A-A do wartości około 1,6 MPa. W przypadku chłodzenia betonu i równoczesnego podgrzewania płyty fundamentowej na całej grubości naprężenia rozciągające o wartości poniżej 1 MPa wystąpiły tylko w okresie pierwszych 5 dni.

2.4. Wymuszanie rys

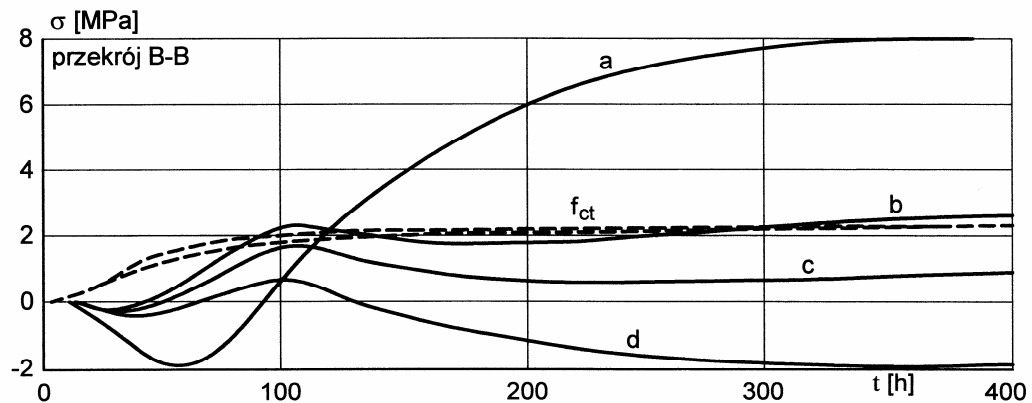
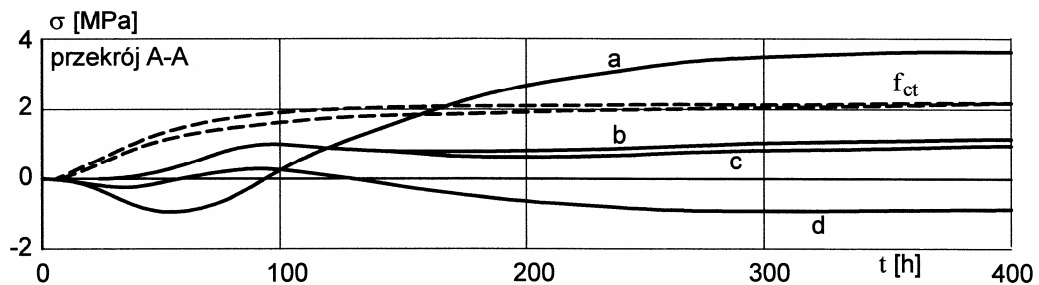
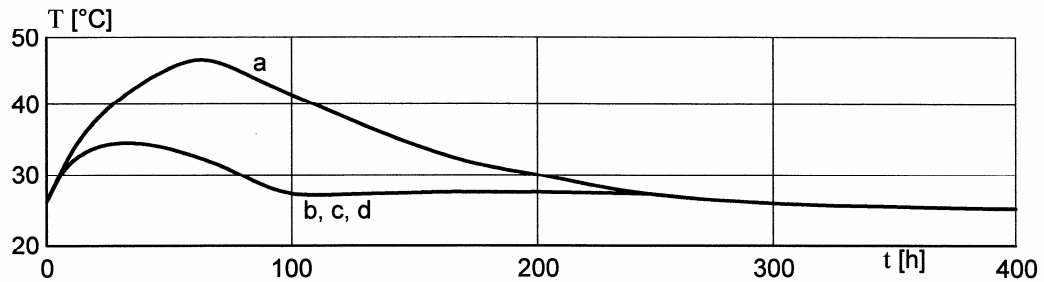
Powstające od połączenie ściana-fundament rysy są drobne i nieregularnie rozstawione co utrudnia ich naprawę. W celu zapewnienia szczelności konstrukcji stosowano rozwiązania ułatwiające naprawę przez skupienie rys w określonych przekrojach poprzez wykonanie nacięć w kształcie V na głębokość ok. 25 mm, a następnie ich iniekcję żywicami epoksydowymi.

Hamada i inni w pracy [77] przedstawili wyniki badań, których celem było uproszczenie naprawy przez skoncentrowanie rys w powłoce, lokalizując je w pionowych nacięciach typu V tylko w pierwszym obwodowym paśmie betonowania.

Badania doświadczalne przeprowadzono podczas realizacji na wyspie Okinawa zbiornika na wodę pitną o średnicy wewnętrznej 48,8 m, wysokości ściany 11,2 m i grubości płyty dennej 0,30 m. Ściana o grubości 0,30 m została sprężona ciągniami typu Freyssineta w kierunku pionowym i w kierunku obwodowym. Ścianę betonowano w 6 etapach, o wysokości pasma obwodowego 1,8 m w okresie co 7-8 dni. Wytrzymałość betonu na ściskanie w powłoce walcowej wynosiła 35,9 MPa po 7 dniach oraz 44,1 MPa po 28 dniach. Współczynnik sprężystości betonu po 28 dniach - 37 GPa. Wytrzymałość na ściskanie betonu w płycie dennej po 28 dniach wynosiła 34,1 MPa. Do wykonania ściany zastosowano beton o stosunku $w/c = 0,42$ przy ilości cementu 408 kg/m³, natomiast do wykonania płyty dennej beton o stosunku $w/c = 0,49$ przy ilości cementu 398 kg/m³. Nacięcia w betonie wykonano w 19 przekrojach rozmieszczonych co 9,6 i 4,8 m. Temperaturę betonu, szerokość rys oraz odkształcenia mierzono bezpośrednio po ułożeniu betonu co 1 lub 2 godz. przez okres 48 godzin, dalej co 1 lub 2 dni. Geometrię dolnego segmentu ściany wraz z płytą denną oraz rozmieszczenie przetworników pomiarowych przedstawiono na rys. 2-8. W tabelicy 2-2 przedstawiono najwyższe temperatury zarejestrowane na poszczególnych przetwornikach oraz czas ich wystąpienia. Rysunek 2-9 przedstawia natomiast rozwój temperatury oraz odkształceń betonu w nacięciu V. Łatwo zauważyć, iż beton w początkowym okresie po ułożeniu w deskowaniu rozszerza się przez ok. 10 godzin, po czym

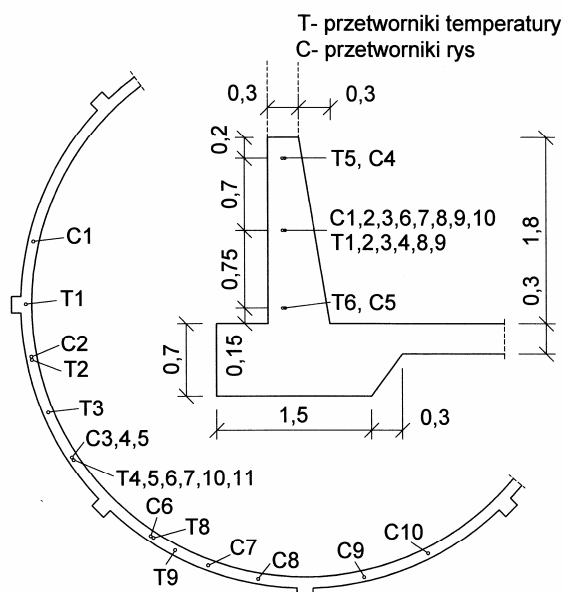


- a) Dojrzewanie betonu bez żadnych dodatkowych zabiegów technologicznych.
- b) Chłodzenie wodą dolnej części ściany.
- c) Chłodzenie wodą i miejscowe podgrzewanie płyty dennej
- d) Chłodzenie wodą i całkowite podgrzewanie płyty dennej.



Rys. 2-7 Rozkład temperatury i naprężeń w dolnej części ściany zbiornika [156].

następuje jego skurcz. Nagły przyrost odkształcenia po upływie ok. 42 godzin oznacza powstanie rysy w nacięciu V.



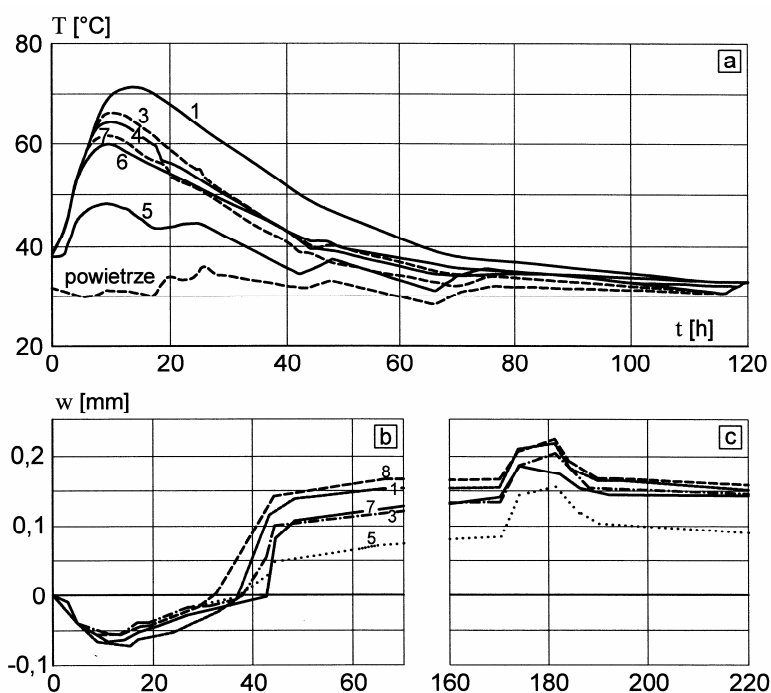
Rys. 2-8 Geometria dolnej części zbiornika, lokalizacja i oznaczenie przetworników pomiarowych.

Tablica 2-2 Wartości temperatury zarejestrowanej na poszczególnych przetwornikach.

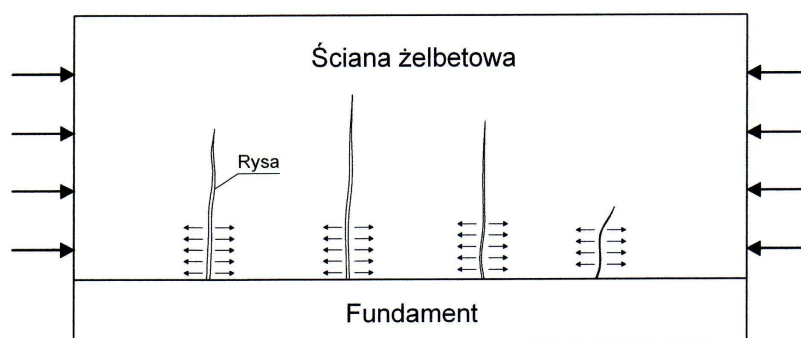
Pasmo betonowania ściany	Numer czujnika	Temperatura maksymalna T [°C]	Czas Wystąpienia t [h]
1	1	71,0	14
	2	61,9	11
	3	65,5	11
	4	63,9	11
	5	48,5	10
	6	59,6	10
	7	60,9	11
	8	63,3	11
	9	64,0	10
2	10	52,0	9,5
3	11	54,0	7,5
Płyta denna	12	47,0	15,5

2.5. Zapobieganie zarysowaniu przez wczesne sprężenie betonu

Oryginalną metodę zapobiegania zarysowania młodego betonu od skurczu termicznego przez wczesne sprężenie przedstawili S. Kuś i Sz. Woliński [102], [103]. Istota metody polegała na wprowadzeniu pola odkształceń przeciwnego polu odkształceń powstającemu podczas skurczu termicznego betonu skrępowanej na dolnej krawędzi ściany za pomocą sprężenia cięgnami stalowymi (rys. 2-10). Młody beton z umieszczonymi wcześniej stalowymi splotami został ściśnięty poprzez naciąg cięgien po 10 godzinach, niszcząc w ten sposób pierwotną przyczepność splotów do betonu. Najkorzystniejszy czas sprężania ustalono w wyniku przeprowadzonych badań laboratoryjnych, wychodząc z warunku zachowania zdolności betonu do regeneracji przyczepności zmniejszającej się z upływem czasu oraz zdolności betonu do trwałego przenoszenia naprężeń ściskających.



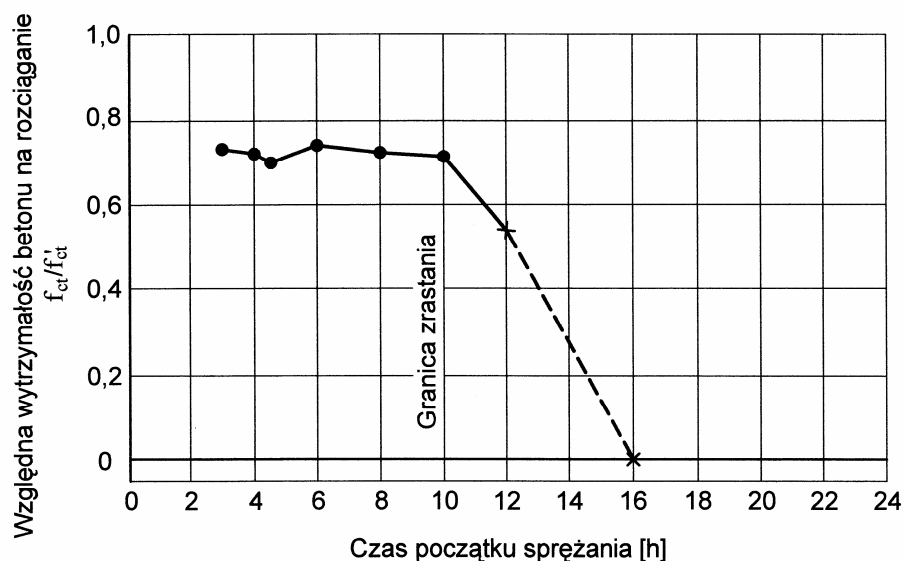
Rys. 2-9 Rozwój temperatury w dolnym segmencie ściany a), rozwój odkształceń w nacięciach V po zabetonowaniu I segmentu b) oraz II segmentu c).



Rys. 2-10 Idea zapobiegania zarysowaniu ściany utwierdzonej w płycie dennej przez sprężenie.

Zdolność do regeneracji struktury, czyli zrastania się rys i pęknięć w betonie badano na próbkach o wymiarach 150×150×500 mm, w których wykonano w środku sztuczną rysę prostopadłą do osi podłużnej elementu. Próbki wykonane zostały z betonu B20 o konsystencji półciekłej i recepturze podobnej do stosowanej przy betonowaniu zbiorników w kilku oczyszczalniach ścieków na terenie południowej Polski. Po usunięciu elementu modelującego rysę, próbki sprężano po różnym czasie wynoszącym od 3 do 16 godzin co 2 godziny. Takim samemu programowi sprężenia poddano próbki świadki z monolitycznego betonu. Wartość naprężenia ściskającego wynosiła 1 MPa i utrzymywana była przez okres 28 dni. Podstawowym badaniem zdolności zrastania była próba wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu przeprowadzana 28 dni po zabetonowaniu.

Na rysunku 2-11 przedstawiono zależność stosunku wytrzymałości na rozciąganie elementów z rysami do wytrzymałości podobnych elementów bez rys od czasu w jakim usunięto element modelujący rysę i sprężono elementy (z rysą i bez rysy). Na podstawie otrzymanych wyników (rys. 2-11) stwierdzono, że w próbkach



Rys. 2-11 Efektywność zrastania betonu jako funkcja czasu sprężenia.

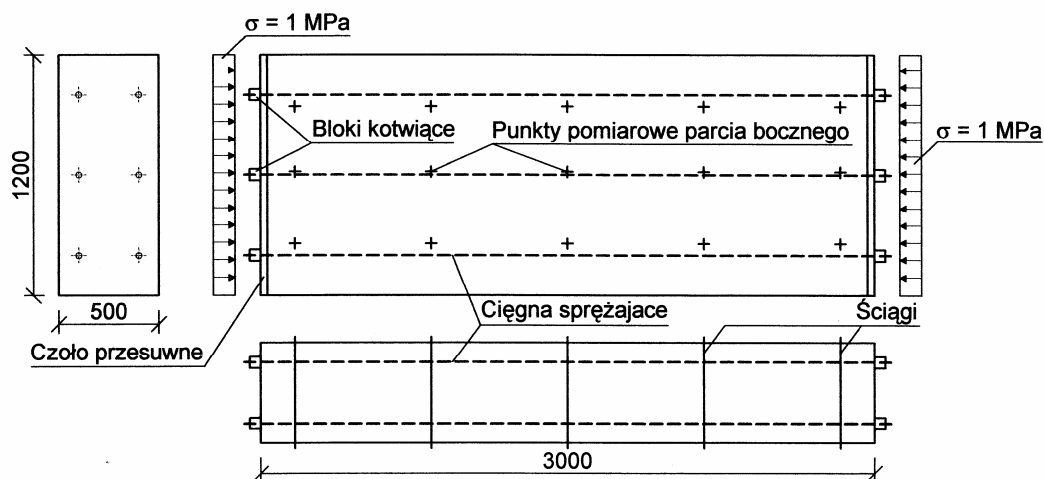
sprężonych do 10 godzin od zabetonowania stosunek ten wyniósł 70-74 %. Badanie pozwoliło wyciągnąć wniosek, że 10 godzin od momentu zabetonowania jest granicznym czasem, w którym istnieje zdolność do zrastania, czyli regeneracji struktury w porysowanym świeżym betonie.

Kolejnym etapem było badanie zdolności sprężenia oraz wtórnej przyczepności splotów do betonu. Badanie to przeprowadzono na elemencie o wymiarach 0,5 x 1,2 x 3,0 m, formowanego w deskowaniu PERI z odpowiednio dobranym rozmieszczeniem ściągów poprzecznych (rys. 2-12). Ustalono minimalną klasę betonu ze względu na przyczepność do splotów jako B25. Zastosowano beton wykonany na cemencie portlandzkim CP-35 w ilości 390 kg/m³, w/c = 0,43 i kruszywie żwirowym. Geometrię elementu badawczego i zasadę sprężenia przedstawiono na rys. 2-12 a jego widok na fotografii 2-13.

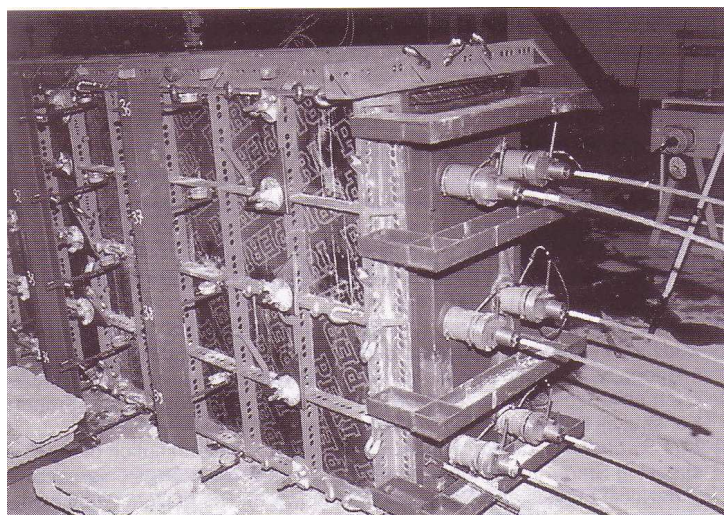
Sprężenie realizowane było za pomocą stalowych cięgien bez osłonek, kotwionych bezpośrednio po naciągu w zakotwieniach szczękowych na stalowych zewnętrznych czołach formy a docelowo po usunięciu czoł formy przez wtórną przyczepność. Założona siła sprężająca wynosiła 100 kN na jedno cięgno, dzięki czemu uzyskać można było parcie stalowych czoł na beton o wartości 1 MPa. Ze względów technologicznych po około 2 godzinach wykonano wstępne sprężenie betonu o wartości 0,1 MPa. Właściwe sprężenie przyłożono po 8 godzinach od zabetonowania i zawibrowania i utrzymywano przez 28 dni.

Na podstawie pomierzonych wartości sił w cięgnach sprężających ustalono wartość parcia podłużnego czoł formy na beton bezpośrednio po zakończeniu sprężenia wynoszącą 0,75 MPa od strony czynnej i 0,69 MPa od strony biernej. Siła w cięgnach przez okres 28 dni nie uległa znaczącym zmianom i pod koniec okresu wartość oddziaływania na dojrzały beton wynosiła odpowiednio 0,69 MPa i 0,61 MPa. Po 28 dniach rozkotwiono cięgna i usunięto zakotwienia oraz dokonano próby wyrwania cięgien z betonu siłą bliską wytrzymałości cięgien. Nie zaobserwowano wysuwu cięgien z betonu.

Opierając się na uzyskanych wynikach można stwierdzić, że sprężany element został przekształcony z kablobetonu w chwili sprężenia w strunobeton po rozkotwieniu cięgien po 28 dniach mimo, że klasa betonu wynosiła B25.



Rys. 2-12 Forma elementu sprężanego i zasada sprężania.



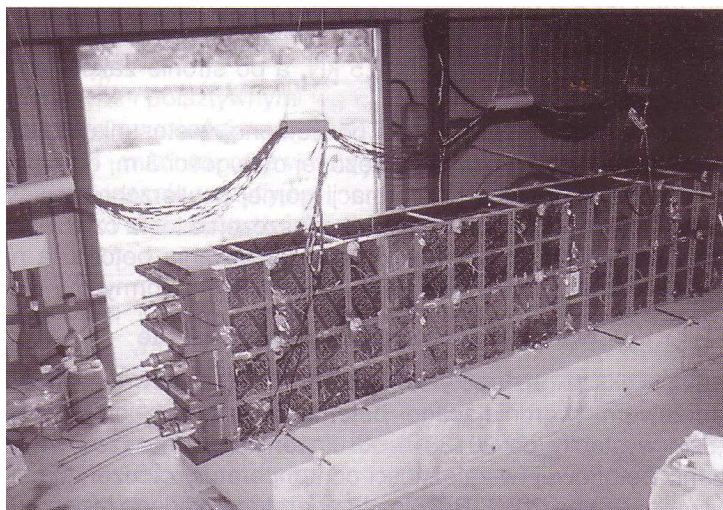
Fot. 2-13 Sprężona ściana o długości 3,0 m.

Z powyższego badania wyciągnięto następujące wnioski:

- Początkowa niewielka przyczepność betonu B25 do cięgien sprężających ulega ponownej restytucji trwałej, mimo jej zerwania podczas sprężania po 8-10 godzinach od zabetonowania. Po rozkotwieniu cięgien i usunięciu zakotwień szcękowych po odpowiednim czasie tak sprężony beton ma charakter strunobetonu.
- Badanie potwierdziło poprawność przedstawionej technologii sprężania młodego betonu przy zastosowaniu dostępnych cięgien sprężających, zakotwień i typowych deskowań z odpowiednim oprzyrządowaniem i wzmocnieniem.

Badaniami objęto również ścianę o długości 9,0 m, przekroju poprzecznym i sprężeniu podobnym do ściany 3,0 m lecz utwierdzonej we wcześniej wykonanej ławie fundamentowej o przekroju 0,5 × 1,5 m prętami pionowymi 2φ14 co 200 mm. Ściana miała tym razem otwartą górną powierzchnię a siłę przykładano jednoetapowo po 8 godzinach. Widok ściany o długości 9,0 m przedstawiono na fotografii 2-14.

W oparciu o uzyskane wyniki stwierdzono, iż w przypadku deskowań otwartych i długich ścian, plastyczne deformacje młodego betonu w wieku 6-8 godzin powo-



Fot. 2-14 Widok ściany o długości 9,0 m.

powodują redukcję siły sprężającej do 50-60 % wartości początkowej. Znaczne przemieszczenia tarcz czołowych, w których są kotwione cięgna sprężające powodują konieczność sprężenia dwuetapowego, najlepiej po 6 i 8 godzinach twardnienia betonu.

Pomimo licznych wad zastosowanej metody ściana jednak nie uległa zarysowaniu. Na podstawie zrealizowanych ekspertyz prostokątnych zbiorników żelbetowych, we wszystkich ścianach o zbliżonej masywności do badanej, zaobserwowano przelotowe rysy pionowe o średniej sumarycznej szerokości rozwarcia około $0,15 \div 0,10$ mm/m i średnim rozstawie ok. $1,5 \div 2,0$ m. Potwierdziło to założenie o skuteczności sprężenia młodego betonu jako metody eliminacji wczesnego zarysowania ścian żelbetowych.

Chociaż autorzy badań wysunęli szereg argumentów świadczących o prawidłowości i przydatności proponowanej metody zapobiegania wczesnemu zarysowaniu ścian zbiorników żelbetowych, metoda niniejsza nie znalazła zastosowania w praktyce inżynierskiej.

2.6. Podsumowanie

Analizując dostępne metody eliminacji zarysowania termicznego młodego betonu w ścianach utwierdzonych w fundamencie można stwierdzić, że istnieje cała gama sposobów rozwiązania problemu od prostych i tanich lecz kontrowersyjnych, po dające niemal 100 % pewność lecz bardzo wyrefinowanych i drogich.

Oczywiście najprostszym sposobem jest odpowiedni dobór składników mieszanki betonowej, czyli stosowanie cementów o niskim cieple hydratacji cementu. O ile stosowanie cementów CEM II i CEM III w konstrukcjach żelbetowych daje pozytywne wyniki, to w przypadku konstrukcji z betonu sprężonego stosowanie innych cementów niż CEM I nie jest zalecane z uwagi na zagrożenie odporności korozyjnej stali sprężającej.

Betonowanie ścian segmentami jest powszechnie stosowane lecz eliminuje problem zarysowania tylko na niewielkim odcinku od przerwy roboczej. Ze względów ekonomicznych i logistycznych nie jest to jednak metoda dobra. Podział długiej ściany na krótkie odcinki znacząco wydłuża czas realizacji, powoduje konieczność dodatkowego uszczelniania styków i często podnosi koszty realizacji.

Chłodzenie czy podgrzewanie elementów konstrukcji (stosowane wprawdzie w naszym kraju do regulacji temperatury w masywnych blokach betonowych) wydaje się być metodą dobrą, lecz wyrefinowaną i bardzo drogą. Wymaga prócz stosowania systemów kanałów i odpowiednich instalacji zasilających zaawansowanych metod obliczeniowych oraz systemów sterowania.

Proponowana metoda sprężenia wydaje się mieć uzasadnienie zwłaszcza w konstrukcjach sprężonych z jednego względu. Praca konstrukcji w warunkach eksploatacyjnych i tak wymaga wprowadzenia znacznych naprężeń ściskających do betonu za pomocą sprężenia. Zazwyczaj sprężenie realizuje się po osiągnięciu wymaganej wytrzymałości i sztywności przez beton. W tym przypadku, część naprężeń po prostu byłaby wprowadzona zaraz po zabetonowaniu. Jeśli udałoby się utrzymać te naprężenia w czasie na odpowiednio wysokim poziomie, mogą one być wykorzystane w docelowej pracy konstrukcji, redukując w ten sposób wartość sprężenia docelowego.

Słuszność przyjętych założeń zostanie doświadczalnie zweryfikowana w badaniach laboratoryjnych oraz badaniach prowadzonych na konstrukcji zbiornika w skali naturalnej, przedstawionych w dalszych rozdziałach pracy.

3. Stan wiedzy w zakresie parametrów decydujących o wczesnym zarysowaniu betonu i jego zapobieganiu

3.1. Rozwój właściwości mechanicznych betonu w czasie

3.1.1. Wprowadzenie

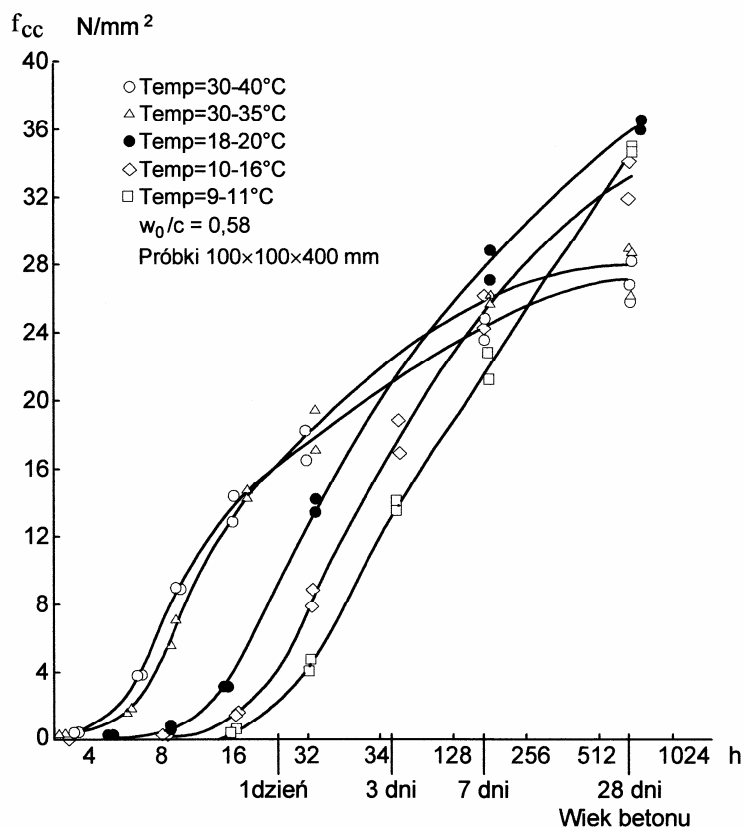
Trafność analizy naprężeń termicznych i oceny ryzyka zarysowania zależy w dużej mierze od prawidłowości opisanego rozwoju parametrów mechanicznych betonu w czasie. Niezależnie od analizy rozwoju temperatury betonu i powstających naprężeń termicznych, w rozważaniach mających prowadzić do prawidłowej oceny ryzyka zarysowania młodego betonu należy analizować wpływ skrępowania oraz rozwój parametrów wytrzymałościowych w czasie i ich wartości chwilowe. W niniejszym punkcie przedstawione zostaną dostępne w literaturze sposoby opisu rozwoju wytrzymałości w czasie, sprężystych i opóźnionych odkształceń betonu przy normalnym i wysokim poziomie naprężeń oraz wydłużalność i skracalność termiczna betonu.

Przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie był przedmiotem wielu obszernych prac i analiz. W literaturze technicznej znaleźć można całą gamę wyrażeń opisujących przyrost wytrzymałości betonu w czasie: jako funkcja stopnia hydratacji cementu, w zależności od ilości i rodzaju cementu i domieszek, warunków dojrzewania, rozmiarów próbki ...itd (Kasai i inni [94], ACI-2007 [2], Weigler i Karl [173], Freisleben-Hansen i Pedersen [68], Byfors [40], Horden i Reinhardt [83], Jonasson [88], Maatjes i van Breugel [110], Helland [80], van Breugel [35]).

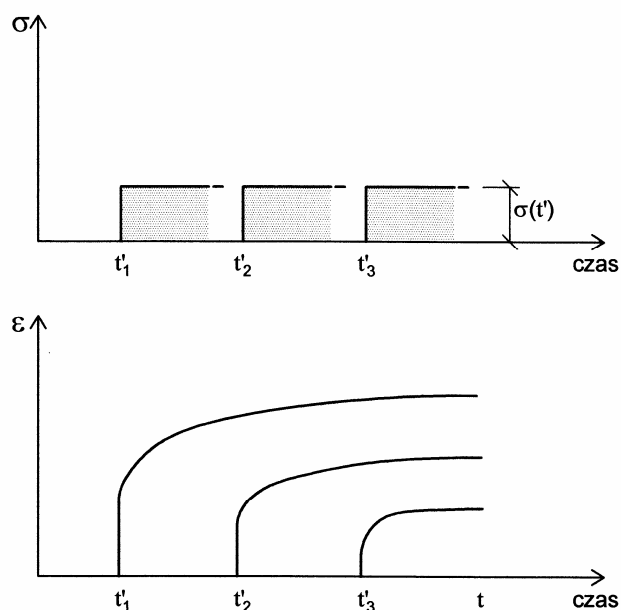
Z pośród wielu dostępnych ujęć funkcji starzenia do opisu rozwoju wytrzymałości betonu w czasie, w niniejszym punkcie przedstawiona zostanie funkcja oparta na koncepcji Arrheniusa, ponieważ daje ona najlepszą zgodność z wynikami badań (Byfors [40]). Stosując koncepcję funkcji starzenia do opisu rozwoju wytrzymałości betonu w czasie należy podkreślić, że dla tego samego poziomu dojrzałości, powinniśmy otrzymać zawsze taką samą wytrzymałość niezależnie od historii temperatury. Jednakże, przy wyższych temperaturach dojrzewania (powyżej 30÷40°C) otrzymuje się niższą wytrzymałość końcową (rys. 3-1). Zjawisko to było obserwowane w wielu badaniach i ciągle nie zostało do końca wyjaśnione. Van Breugel w pracy [35] omawia ten efekt i daje obszerny obraz zjawiska.

W przypadku wytrzymałości na rozciąganie kilku autorów prezentuje wyniki doświadczeń i modele teoretyczne opisu przyrostu wytrzymałości w czasie, np. Hellman [81], Kasai i inni [94], Weigler i Karl [173], Bellander [25] i Byfors [40]. Zarówno wyniki prezentowane przez Kasai jak również Byforsa, wskazują na szybszą dynamikę przyrostu wytrzymałości betonu na rozciąganie w porównaniu z wytrzymałością na ściskanie.

Sprężysta i opóźniona (lepko-plastyczna) deformacja stwardniałego betonu jest przedmiotem wnikliwych analiz dostępnych w wielu publikacjach i książkach, np. Neville [121], Neville, Dilger i Brooks [122], Bazant [22], Bazant i Wittman [16], Rostásy i Budelmann [142], Bazant i inni [17]. Jednakże, w przypadku kiedy analizujemy młody (poniżej 5 dni) a w szczególności bardzo młody beton (poniżej 1÷2 dni) dostępne wyniki doświadczalne i założenia teoretyczne stają się niewystarczające. Sprężyste i zmienne w czasie zachowanie betonu pod obciążeniem (rys. 3-2) jest zwykle modelowane i weryfikowane doświadczalnie w badaniach dla różnych czasów przyłożenia obciążenia nie mniejszych niż 2÷3 dni.



Rys. 3-1 Przyrost wytrzymałości na ściskanie w różnych temperaturach (wg Byforsa [40]).

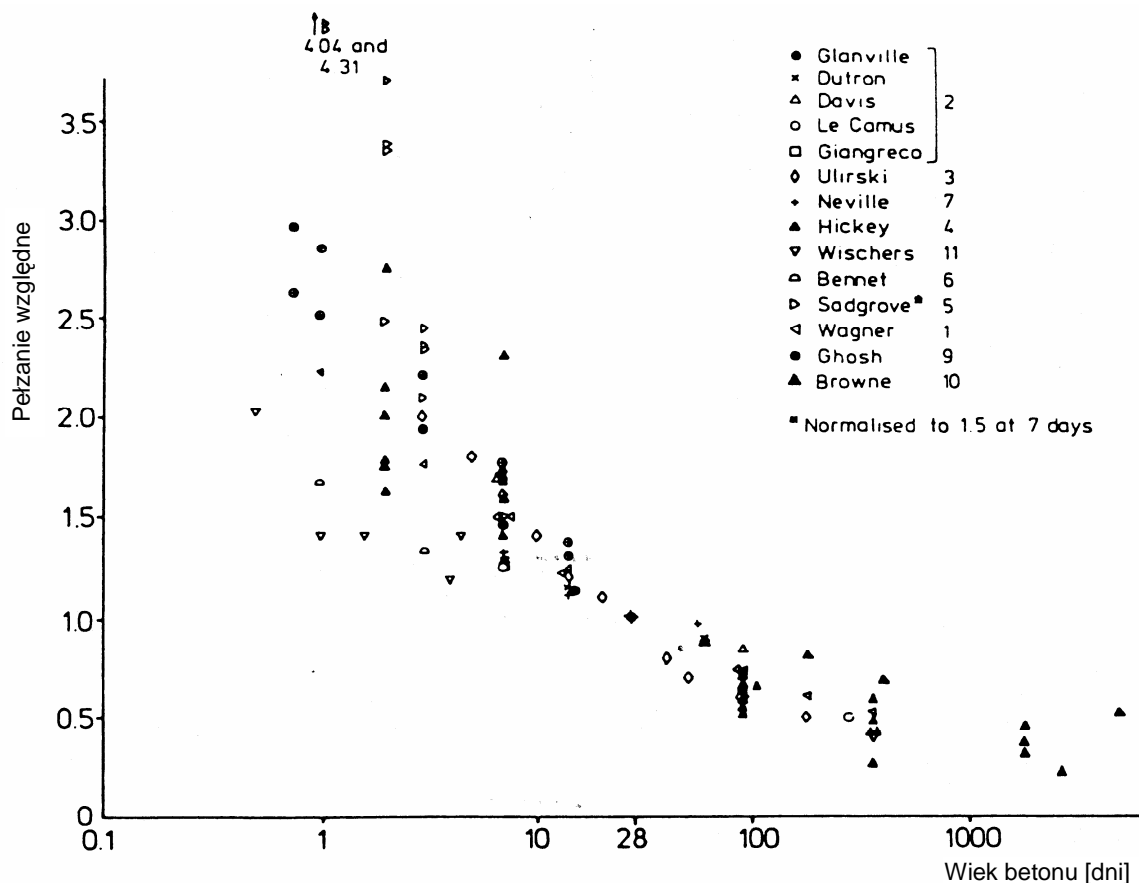


Rys. 3-2 Zależność odkształceń sprężystych oraz pełzania od wieku betonu.

Dla betonu obciążanego wcześniej rozrzut prezentowanych wyników badań jest ogromny. Relacje pomiędzy pełzaniem i wiekiem betonu w chwili obciążenia dla różnych prezentowanych badań przedstawiono na rys. 3-3. Łatwo zauważyć, iż modelowanie pełzania betonu w bardzo młodym wieku jest bardzo trudne i w literaturze można znaleźć tylko kilka takich prób. Na przykład Byfors [40] zaproponował korektę formuły opisującej pełzanie dla młodego betonu opierając się na wynikach badań dla różnych czasów przyłożenia obciążenia w zakresie od

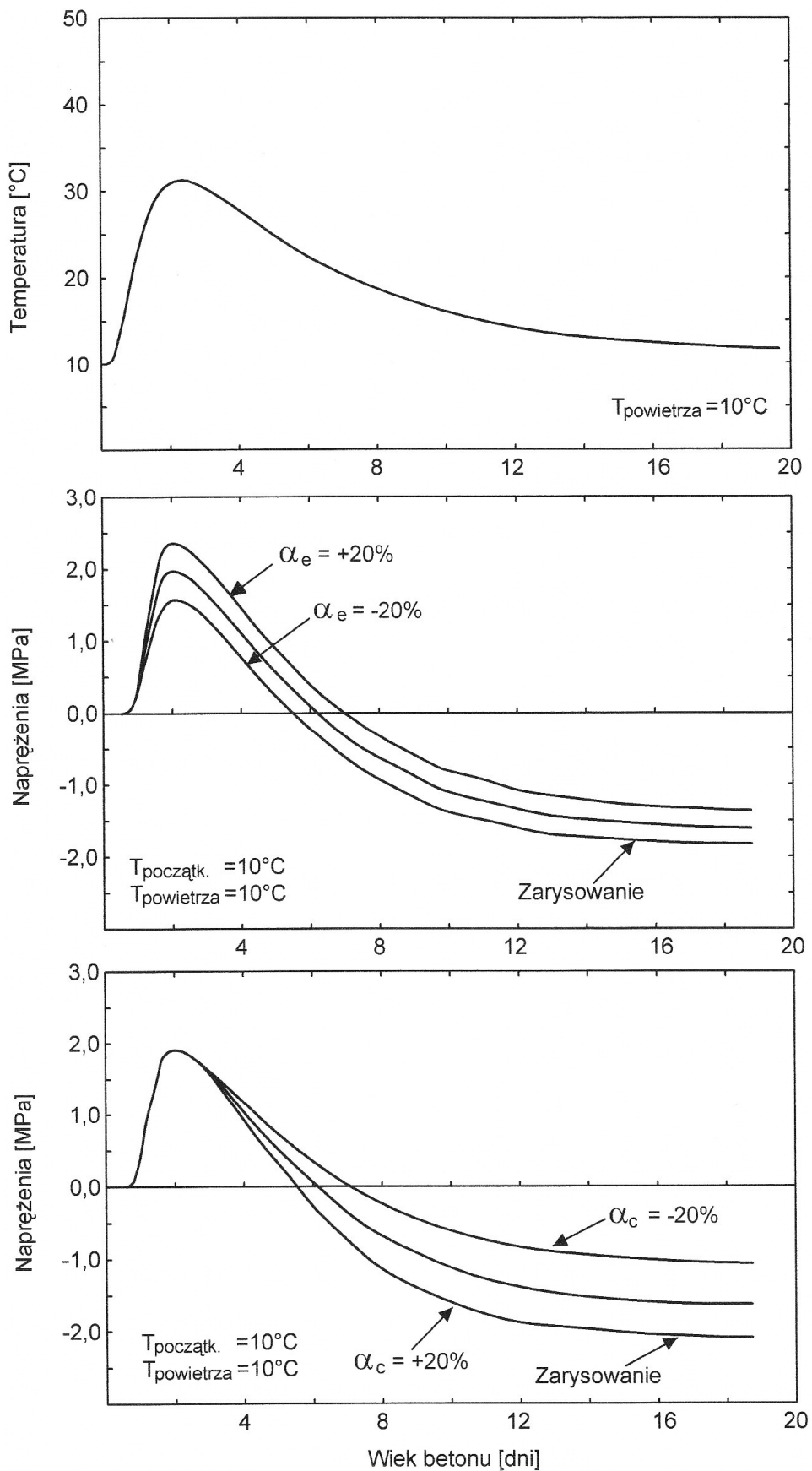
8 do 650 godzin. Badania te były jednak przeprowadzone tylko dla dwóch stosunków w/c. Inną próbę rozważania właściwości młodego betonu podjął van Breugel [33]. Zaproponował on model gdzie wpływ postępu hydratacji na relaksację naprężeń w młodym betonie związany był z istniejącym już ujęciem relaksacji.

Kilka sugestii odnośnie pełzania młodego betonu przedstawili Bazant i Carol w pracy [21]. Jedna z nich dotyczy modelu pełzania opublikowanego przez Tanable i Ishakiwa [162] opartego na migracji wody w porach.



Rys. 3-3 Pełzanie betonu przy różnych czasach obciążenia w odniesieniu do pełzania przy obciążeniu w wieku 28 dni. Wyniki zestawione przez Parrotta [32].

Bardzo ważne znaczenie w analizie naprężeń termicznych ma zmiana objętości betonu wraz ze zmianą temperatury i jej prawidłowy opis. Jak wiadomo, narastanie naprężeń rozciągających w fazie chłodzenia spowodowane jest skurczem termicznym betonu. Beton z niskim współczynnikiem rozszerzalności termicznej jest w ten sposób mniej podatny na zarysowanie w młodym wieku. Wartość współczynnika rozszerzalności termicznej jest zależna od wielu parametrów, co rozważali Browne [37], Emanuel i Hulsey [60], Harrison [84], Nolting [124]. Współczynnik rozszerzalności termicznej dla stwardniałego betonu może zmieniać się w przedziale $5\div 15 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Jednak że, co pokazano na rys. 3-4, w przypadku młodego betonu uzasadnionym jest wyodrębnienie współczynników rozszerzalności i skracalności termicznej betonu zdefiniowanych odpowiednio α_e i α_c .



Rys. 3-4 a) Rozwój średniej temperatury w ścianie betonowej, b) Rozwój naprężeń termicznych przy pełnym utwardzeniu ściany dla różnych wartości współczynnika termicznej rozszerzalności (α_e) i skrącalności (α_c). Wartości obliczone i prezentowane przez Emborga [62].

3.1.2. Wytrzymałość na ściskanie

Ogólnie

Wytrzymałość na ściskanie jest właściwością mechaniczną, która była obszernie analizowana w wielu pracach w różnym wieku betonu. Jest stosunkowo łatwa do określenia i dostarcza informacji o innych własnościach betonu, takich jak wytrzymałość na rozciąganie, sztywność i trwałość betonu.

Istnieje co najmniej 5, stosowanych na poziomie inżynierskim, koncepcji opisu rozwoju wytrzymałości na ściskanie w czasie (van Breugel [35]) opartych na:

- porowatości betonu,
- stosunku objętości żelu do całej przestrzeni,
- zmianie stopnia hydratacji cementu,
- prawach dojrzewania,
- zorientowanych chemicznie prawach wytrzymałości.

Studiując dostępne wyrażenia na przyrost wytrzymałości na ściskanie w czasie należy mieć świadomość różnic w wartościach otrzymanych dla różnych warunków badań (wielkość i kształt próbki, prędkość obciążenia, warunki wilgotnościowe w okresie dojrzewania i w chwili badania, temperatura w chwili badania...itp.). Przykładowo, w wielu krajach do badania wytrzymałości na ściskanie wykorzystuje się próbki walcowe o wymiarach $\phi 150 \times 300$ mm, z kolei w innych krajach wykorzystuje się próbki sześciennie o boku 100, 150 i 200 mm. Uwzględniając wpływ wymiarów próbki, stosunek wytrzymałości na kostce 100 i 200 mm waha się w przedziale 1,05÷1,20 (Neville [121]). Dla porównania, stosunek wytrzymałości badanej na kostce sześciennej do tej samej badanej na walcu (średnica/wysokość = 0,5) wynosi 0,8 (CEB/FIP Model Code 90 [42]). Zgodnie z normą norweską (NS 3473 [125] – Kanstad [93]) wytrzymałość cylindryczna może być wyznaczona z wytrzymałości uzyskanej na kostce f_{cc} wg poniższej zależności:

$$\begin{aligned} f'_c &= 0,80f_{cc} & \text{dla } f_{cc} \leq 55 \text{ MPa} \\ f'_c &= f_{cc} - 11 \text{ MPa} & \text{dla } f_{cc} > 55 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3-1)$$

Zależnie od warunków dojrzewania (wpływu temperatury i skurczu), wytrzymałość betonu w konstrukcji jest często niższa niż wytrzymałość badana na próbkach. Przykładowo, norma norweska definiuje wytrzymałość na ściskanie betonu w konstrukcji jako funkcję wytrzymałości cylindrycznej (Kanstad [93]):

$$\begin{aligned} f^*_c &= 0,755f'_{cc} + 3,1 \text{ MPa} & \text{dla } f_{cc} \leq 55 \text{ MPa} \\ f^*_c &= 0,840f'_{cc} & \text{dla } f_{cc} > 55 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3-2)$$

Modele matematyczne

Jak wspomniano wcześniej, istnieje cała gama wyrażeń na przyrost wytrzymałości na ściskanie w czasie i jej zależność od temperatury, ilość i typ cementu i domieszek ... itp. W tablicy 3-1 zestawiono niektóre z nich.

Van Breugel [34] [35], podaje relacje wytrzymałości do stosunku objętości żel/przestrzeń:

$$f = f_0 \cdot x^3, \text{ gdzie } f_0 \text{ jest wewnętrzną wytrzymałością żelu.} \quad (3-3)$$

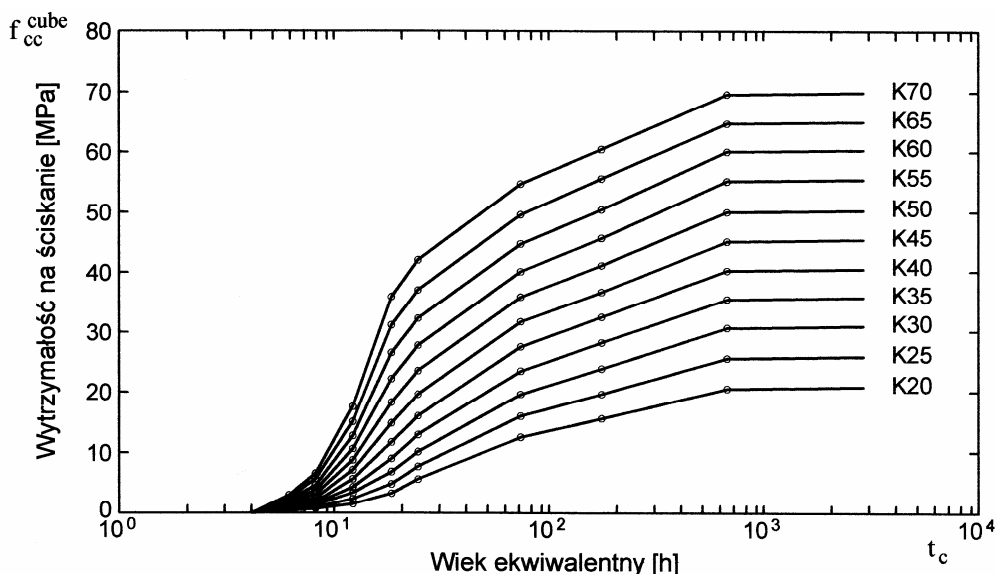
Tablica 3-1 Przykłady wyrażeń opisujących przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie.

Źródło	Względna wytrzymałość na ściskanie: $\beta_{cc}(t) = \frac{f_{cc}(t)}{f_{cc}(28\text{dni})}$	Współczynniki, itp.	Uwagi
CEB/FIP MC90 [42]	$\exp[s(1 - 5,3/t^{0,5})]$	s = 0,20 dla cementów szybkowiązujących, s = 0,25 dla cementów normalnie wiążących, s = 0,38 dla cementów wolnowiązujących.	
Hamfler [78]	$b \left(\frac{\alpha(t)/\alpha(28\text{dni}) - a}{1 - a} \right)$	$\alpha(t)$, $\alpha(28\text{dni})$ - - stopień hydratacji, a = 0,15-0,17 dla $w_0/c = 0,4 \div 0,58$ b = 1,0; $\alpha = 0,75$, $b < 1$; $a < 0,25$	
Wesche [174]	ae^b gdzie $b = c_1 \frac{w_0}{c}(t)^d$	d $\approx -0,55$, a i c_1 patrz tablica 3-1	
Byfors [40]	$\frac{a_1 t^{b_1}}{1 + \frac{a_1}{a_2} t^{(b_1 - b_2)}}$	a_1 , a_2 , b_1 , b_2 patrz tablica 3-2	Współczynniki wyznaczone przez interpolację min. kwadratową (Jonasson [88])
Carino	$\frac{k(t - t_0)}{1 + k(t - t_0)}$ gdzie $k = k_m(T - T_0)$	$k_m = 0,81$, $T_0 = 0^\circ\text{C}$, $t_0 = B/T$, $B = 6,9^\circ\text{C}$, T - temperatura	Funkcja hiperboliczna
Laube [105]	$\frac{f'_c(\alpha)}{f'_c(\alpha = 1)} = 0,85 \left[\frac{\text{rel} \cdot f_{ct}(\alpha)}{c_D \cdot f_{ct}(\alpha = 1)} \right]^{2/3}$	rel f_{ct} , f_{ct} patrz tablica 3-2, $c_D = 0,236(\text{MPa})^{1/3}$	Zależne od wybranego wyrażenia na $\alpha(t)$

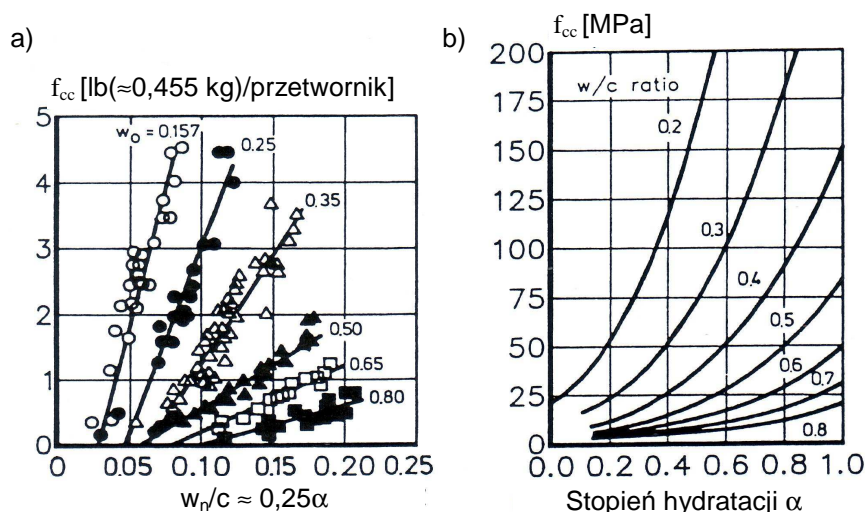
Koncepcja ta została po raz pierwszy zaproponowana przez Powersa [138]. Dla uściślenia, wg Fagerlunda [65] wytrzymałość żeluz f_0 waha się w granicach od 80 do 342 MPa. Van Breugel [34] zaproponował wartość 240 MPa i związał stosunek objętości żel/przestrzeń ze stopniem produkcji ciepła H_w ($0 < H_w < 1$):

$$f_{cc} = 240x^3 \quad ; \quad x = \frac{H_w}{0,82 + 0,46H_w} \quad (3-4)$$

Zupełnie inne równanie zaproponował Byfors (tablica 3-1). Przeprowadzona jednak przez Fagerlunda [66] próba dopasowania wyników otrzymanych z tego równania do wyników badań na definiowanych w normie szwedzkiej powszechnie stosowanych betonach nie daje wystarczającej zbieżności w całym zakresie czasu $1 \leq t \leq 28$ dni. Zbieżność tą można osiągnąć kalibrując współczynnik dla oddzielnych przedziałów czasowych. Równanie to jest wygodne w wykorzystaniu szcążkowych wartości wytrzymałości przy zastosowaniu liniowej interpolacji dla wartości pośrednich w logarymicznej skali czasu (rys. 3-5). Kształt i przebieg krzywych przyrostu wytrzymałości wyznaczyć można wykorzystując wiedzę o przyroście wytrzymałości dla różnych typów cementu, jakości betonu i różnych czasów. Przykładowo, wpływ stosunku cementowo-wodnego na szybkość przyrostu wytrzymałości można wyznaczyć znając przebieg zależności jak na rys. 3-6 i 3-7. W ten sposób w ocenie przebiegu przyrostu wytrzymałości w czasie dla każdego cementu wymagana jest niewielka ilość wyników badań (rys. 3-8).



Rys. 3-5 Przyrost wytrzymałości na ściskanie dla różnych szwedzkich betonów wyrażony jako relacja liniowa w logarytmicznej skali czasu (w oparciu o dane Jonassona [90]).

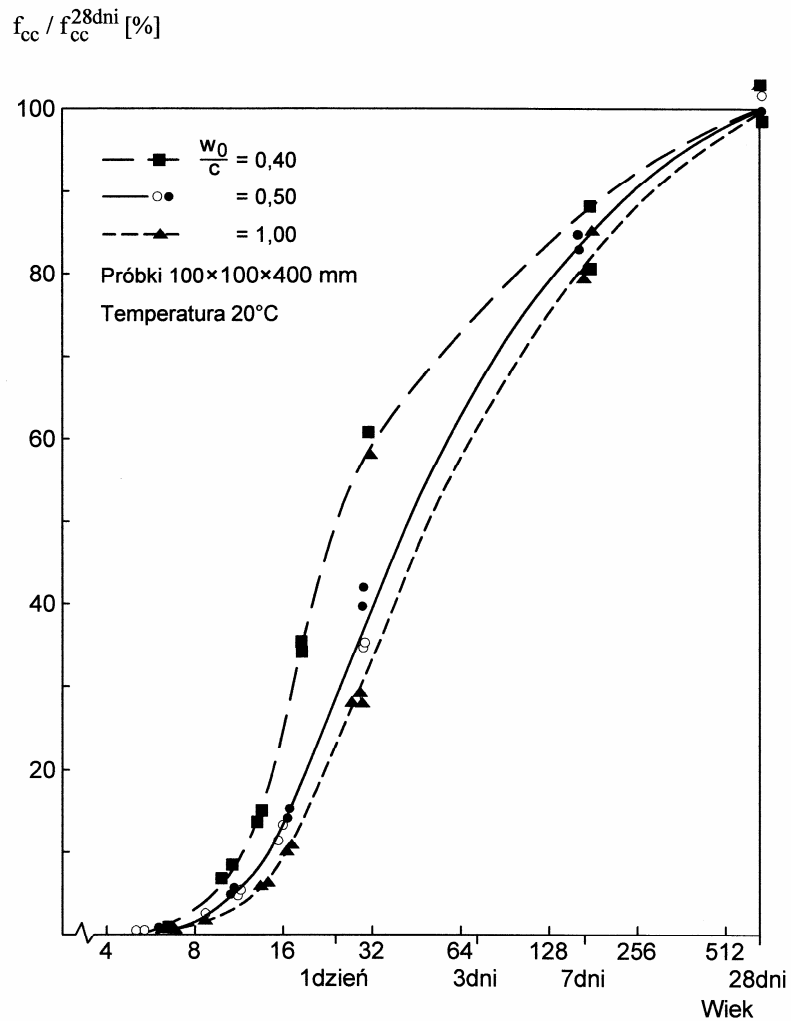


Rys. 3-6 Relacja pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a stopniem hydratacji cementu w bardzo młodym wieku w oparciu o wyniki Taplina [164] (a) oraz wg Kochera [108] (b).

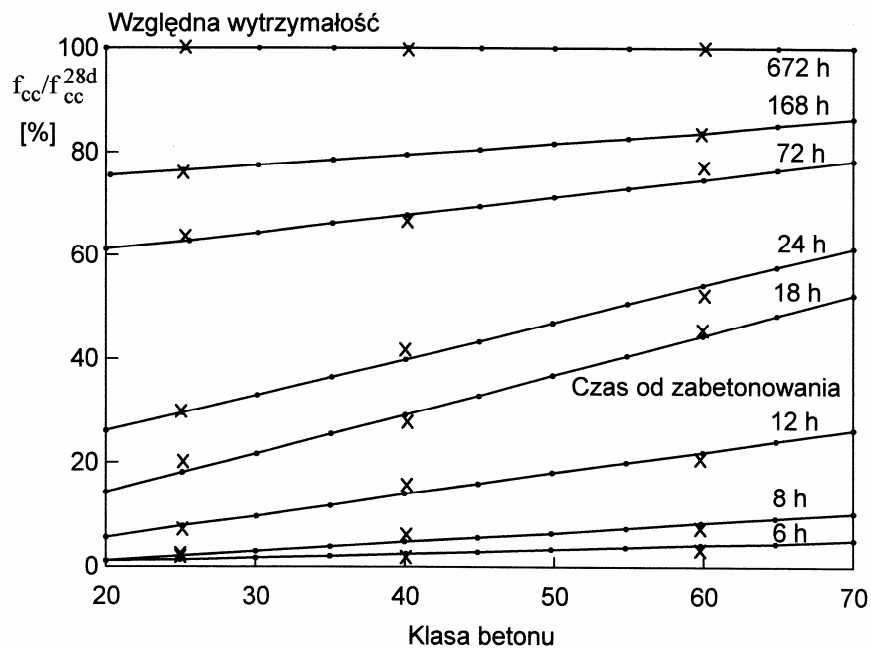
Proste relacje pomiędzy wytrzymałością na ściskanie i porowatością oraz pomiędzy wytrzymałością a stopniem hydratacji podał Fagerlund [65]. Analizy wyników eksperymentalnych Taplina [164] i Powersa & Brownyarda [138] pokazują, zgodnie z założeniami Fagerlunda, że relacje liniowe występują po osiągnięciu pewnego krytycznego poziomu hydratacji lub przy pewnym spadku porowatości. Zakładając jako podstawę materiał porowaty, wytrzymałość na ściskanie jest proporcjonalna do obszaru przenoszenia obciążenia A_{solid} :

$$f = f_0 \frac{A_{\text{solid}}}{A_{\text{total}}} = (1 - P/P_{\text{cr}}) \quad (3-5)$$

Z równania (3-5) wynika, że zależność liniowa określona jest przez dwie stałe: porowatość krytyczną P_{cr} (lub krytyczny poziom hydratacji) i fikcyjną wytrzymałość f_0 materiału nieporowatego. Fagerlund podaje równania na porowatość P jak rów-



Rys. 3-7 Przyrost względnej wytrzymałości na ściskanie przy różnym stosunku cementowo-wodnym w_0/c (wg Byforsa [40]).



Rys. 3-8 Przyrost względnej wytrzymałości na ściskanie jako funkcja klasy betonu. Wartości z badań (x) oraz wyniki interpolacji liniowej (•) (w oparciu o Fagerlunda [66] i Jonassona [90]).

niez stałe P_{cr} i f_0 wskazując na potrzebę prowadzenia dalszych badań dla lepszego uwiarygodnienia relacji.

Wpływ temperatury

Dla określenia ekwiwalentnego wieku betonu t_e w literaturze można znaleźć różne proponowane równania. Najlepszą zgodność z wynikami badań daje koncepcja oparta na funkcji Arheniusa (patrz np. Freieslaben-Hansen, Pedersen [68] i Byfors [40]):

$$t_e = \int_0^t \beta_t dt ; \beta_t = \exp \left[\frac{U_h}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T_K} \right) \right] \quad (3-6)$$

gdzie energia aktywacji hydratacji U_h może być wyrażona jako (Freieslaben-Hansen, Pedersen [68]):

$$\begin{aligned} U_h(T_K) &= 33,5 \text{ kJ/mol}; & T_K &\leq 293 \text{ K} \\ U_h(T_K) &= 33,5 + 1,47(293 - T_K) \text{ kJ/mol}; & T_K &> 293 \text{ K} \end{aligned} \quad (3-7)$$

lub alternatywnie zgodnie z Jonassonem [88]:

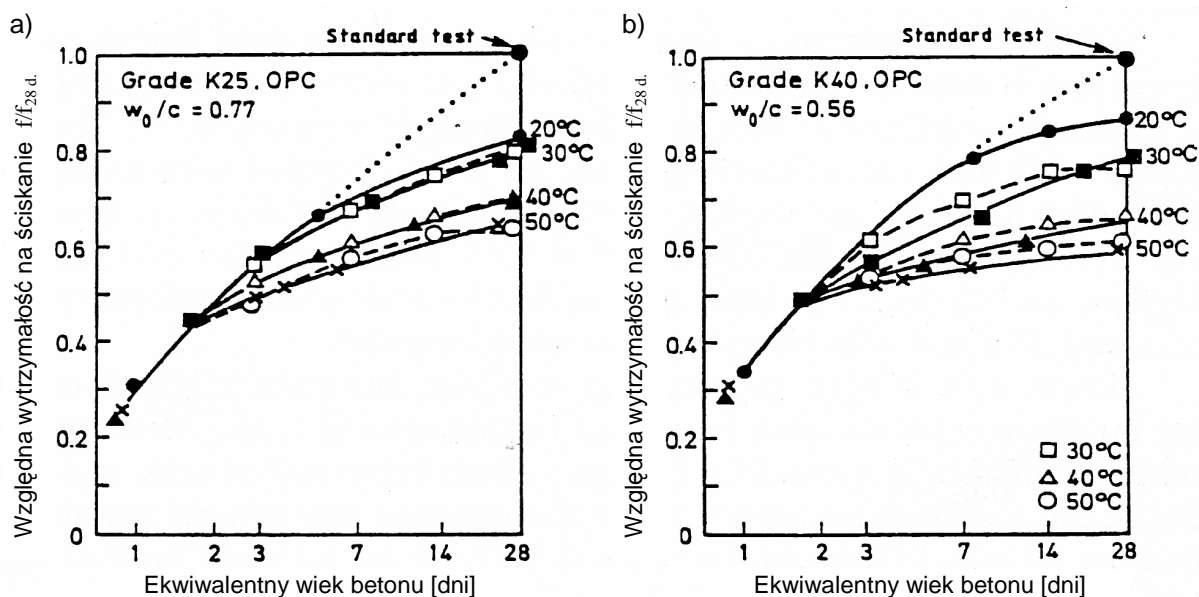
$$\frac{U_h}{R} = Q_{ref} \left(\frac{30}{T_K - 263} \right)^{\kappa_3} \quad (3-8)$$

gdzie $\kappa_3 = 0,59$ i $Q_{ref} = 4600 \text{ K}$ dla standardowych cementów portlandzkich.

Wydaje się, że równania na ekwiwalentny wiek betonu i wytrzymałość na ściskanie działają zadowalająco aż do 50% wytrzymałości 28-dniowej (co odpowiada około 2 dniom wieku ekwiwalentnego). Po osiągnięciu przez wytrzymałość wyżej wymienionego poziomu jest ona już uzależniona od temperatury w ten sposób, iż wyższa temperatura prowadzi do niższej wytrzymałości i odwrotnie. Wyższa wytrzymałość przy niższej temperaturze dojrzewania nie powoduje problemów, ale strata końcowej wytrzymałości przy wyższych temperaturach może mieć znaczenie na tyle duże, iż zjawisko to powinno być uwzględniane w projektowaniu konstrukcji.

Kilka badań wskazuje, że redukcja końcowej wytrzymałości w wyniku wysokiej temperatury dojrzewania jest znacząca już przy temperaturach 30-35°C (patrz np rys. 3-9). W analizie naprężeń termicznych tak wysokie temperatury (powyżej 35°C) występują prawie zawsze i dla ścisłej znajomości wytrzymałości betonu w młodym wieku niezbędne jest więc uwzględnienie temperatury w opisie rozwoju wytrzymałości w czasie. Można zaobserwować, że dla wysokiej wytrzymałości betonu (wytrzymałości ponad 60-70 MPa) wpływ temperatury na końcową wytrzymałość jest bardzo mały lub zupełnie nie występuje (co również dowiedziono w kilku badaniach).

Van Breugel [36] utrzymuje, że wytłumaczenia tego zjawiska powinno się szukać na poziomie mikrostruktury. Wysoka temperatura powoduje bardziej zwarte upakowanie produktów hydratacji co daje wzrost porowatości kapilarnej. To redukuje końcową wytrzymałość. Oprócz niższej wytrzymałości i odpowiadającego wzrostu możliwości zarysowania, wyższa porowatość zgodnie z powyższym prowadzi do bardziej przepuszczalnego betonu, w ten sposób redukując jego trwałość. Van Breugel dochodzi do wniosku, że pozytywny wpływ niższej temperatury betonowania, a tym samym niższej maksymalnej temperatury w konstrukcji wyraża się małym spadkiem temperatury przy schładzaniu, wysoką



Rys. 3-9 Pomierzone wytrzymałości dla szwedzkich betonów K25 (a) i K40 (b) przy różnych temperaturach dojrzewania, próbki sześciennie 150 mm (wg Jonassona [89]).

wytrzymałością i niską przepuszczalnością. Wpływ temperatury betonu podczas dojrzewania na końcową jego wytrzymałość był symulowany programem HYMOSTRUCT rozwi-niętym przez van Breugla.

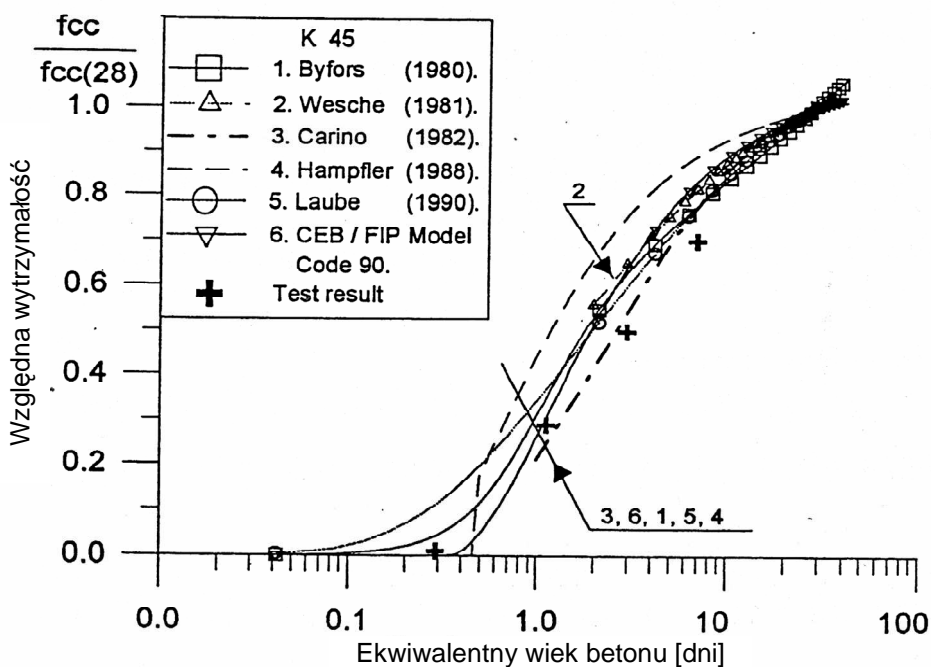
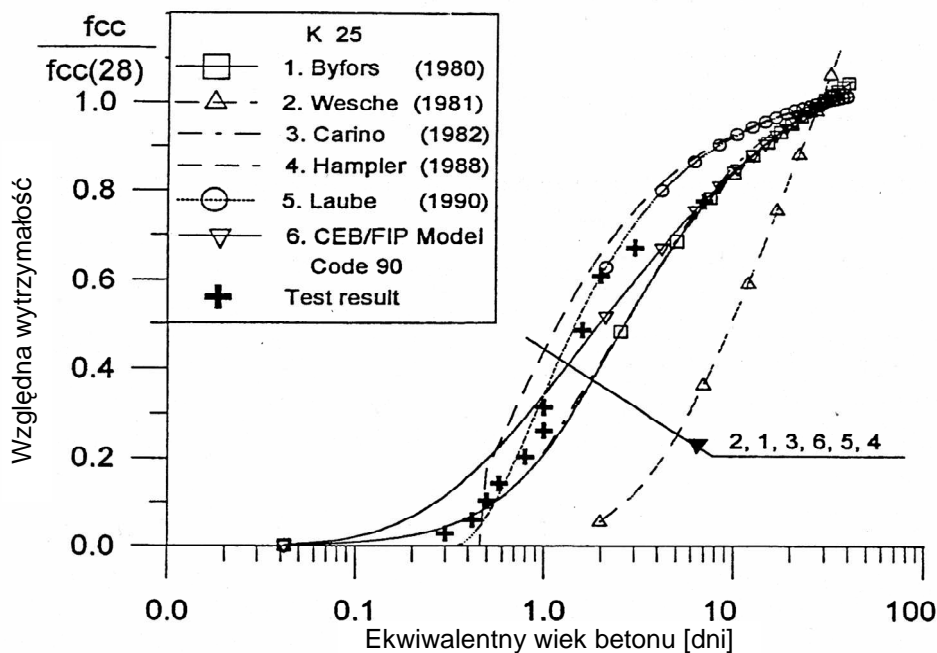
Wpływ temperatury na końcową wytrzymałość jest również dyskutowany przez Jonassona [90], Kjellsena i Detwilera [98], Emborga [62] i Laube [105].

Wpływ szybkości obciążenia

Wpływ szybkości obciążenia na wytrzymałość na ściskanie może mieć znaczenie przy małych prędkościach narastania obciążenia w wyniku działania pełzania. Można uznać, iż wpływ ten jest podobny w przypadku wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie. Zostanie omówiony na przykładzie wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Wnioski podsumowujące – porównanie modeli

W niniejszym punkcie przedstawiono tylko kilka wybranych z istniejących w literaturze formuł opisujących przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie. Prawie każda narodowa norma zawiera własne sformułowanie tego zjawiska, ich liczba jest więc ogromna. Bardzo przydatnym byłaby wiedza, w jakim stopniu przedstawione równania prawidłowo opisują przyrost wytrzymałości w czasie w bardzo młodym (< 1÷1,5 dnia) lub w młodym (1÷7 dni) wieku oraz w wieku późniejszym. Rysunek 3-10 pokazuje przykład zastosowania kilku równań z tablicy 3-1 dla dwóch szwedzkich klas betonu: K25 i K45. Otrzymane rezultaty zestawiono z wynikami badań. Łatwo zauważyć, iż w przypadku bardzo młodego betonu otrzymano bardzo duży rozrzut wyników. Przykładowo, w wieku 2 dni rozrzut względnej wytrzymałości wynosi blisko 0,25. Najlepszą zgodność rezultatów z wynikami badań otrzymano dla betonu K25 z równania wg Laube a dla betonu K45 wg Carino. W późniejszym okresie dla betonu K25 najlepszą zgodność otrzymano z formuł CEB/FIP, Byforsa i Carino, natomiast dla betonu K45 dobrą korelację wyników dały prawie wszystkie przedstawione równania.



Rys. 3-10 Porównanie rezultatów przyrostu względnej wytrzymałości na ściskanie betonu w czasie wyznaczonych z równań przedstawionych w tabelicy 3-1 dla dwóch klas betonu. Cement portlandzki w ilości: 248 kg/m^3 ($w_0/c = 0,78$) dla K25, 425 kg/m^3 ($w_0/c = 0,40$) dla K45, $T = 20^\circ\text{C}$.

Należy jednak zaznaczyć, iż porównanie to jest przeprowadzone tylko dla dwóch klas betonu i dla konkretnego typu cementu. Inny skład mieszanki z pewnością da zupełnie inną korelację wyników pomiędzy równaniami analitycznymi i wynikami badań. Wykorzystując więc zaprezentowane wyniki, nie można sformułować wniosków o poprawności proponowanych równań w opisie przyrostu wytrzymałości betonu w młodym wieku w ogólności. Trudno jest stwierdzić, które z równań należy użyć.

Najbardziej odpowiednim wnioskiem będzie stwierdzenie, iż zawsze należy bardzo ostrożnie podchodzić do wyników analitycznych opisów rozwoju wytrzymałości

betonu w czasie a szczególnie dla betonu w okresie pierwszych dni dojrzewania. Nie można ufać żadnemu, nawet najbardziej wyrafinowanemu równaniu uwzględniającemu wpływ typu cementu, stosunku cementowo-wodnego...itd. Dlatego w przypadku projektowania szczególnych konstrukcji, w których znajomość wczesnej wytrzymałości na ściskanie jest istotna, należy każdorazowo przeprowadzić serię badań wybranej mieszanki betonowej poprzedzających analizę naprężeń termicznych i ryzyka zarysowania betonu w młodym wieku.

3.1.3. Wytrzymałość na rozciąganie

Ogólnie

Wytrzymałość na rozciąganie betonu w młodym wieku nie została rozpoznana w stopniu porównywalnym z wytrzymałością na ściskanie. W przypadku oceny ryzyka zarysowania betonu w młodym wieku jest ona jednak parametrem, którego znajomość ma dużo większe znaczenie niż w przypadku wytrzymałości na ściskanie.

Jeżeli przeprowadzenie badań jednoosiowej wytrzymałości na rozciąganie jest w danych warunkach zbyt skomplikowane lub niemożliwe, istnieje możliwość zbadania wytrzymałości na rozciąganie w sposób pośredni przez rozłupywanie lub przy zginaniu. Jednoosiowa wytrzymałość na rozciąganie związana jest z wytrzymałością na rozłupywanie i zginanie w sposób następujący (wg Swedish Concrete Handbook [158] – równ. (3-9a) i CEB/FIP MC 90 [42] – równ. (3-9b):

$$f_{ct} = \frac{2}{3} f_{ct,spl} \quad (3-9a)$$

$$f_{ct} = f_{ct,fl} \cdot 0.08d^{0.7} / (1 + 0.08d^{0.7}) \quad (3-9b)$$

gdzie: $f_{ct,spl}$ jest wytrzymałością na rozłupywanie,

$f_{ct,fl}$ jest wytrzymałością na zginanie,

d jest wysokością użyteczna belki [mm] ($d > 50$ mm).

Kilku autorów opublikowało wyniki doświadczalne i teoretyczne dotyczące modeli opisu przyrostu wytrzymałości betonu na rozciąganie w czasie, np. Hellman [81], Kasai i inni [94], Weigler i Karl [173], Bellander [25] i Byfors [40]. Analizując wyniki badań można zauważyć, iż względna wytrzymałość na rozciąganie narasta znacznie szybciej niż na ściskanie.

Modele matematyczne

Kilka zależności pomiędzy jednoosiową wytrzymałością na rozciąganie a wytrzymałością na ściskanie, jakie można znaleźć w literaturze, zestawiono w tabelicy 3-2. Godna uwagi jest również relacja pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie przez rozłupywanie a wytrzymałością na ściskanie próbek sześciennych zaproponowana przez Jonassona [90], jako dająca bardzo dobrą korelację z wynikami uzyskanymi w sposób doświadczalny:

$$f_{spl} = 0.18(f_{cc})^{0.75} \quad (3-10)$$

Należy nadmienić, że żadna z formuł przedstawionych w tabelicy 3-2, podobnie jak równanie (3-10) nie uwzględnia wpływu kruszywa na relacje wytrzymałość na rozciąganie-wytrzymałość na ściskanie. Obserwacje pokazały natomiast, że kru-

Tablica 3-2 Przykłady równań na wytrzymałość na rozciąganie betonu w młodym wieku.

Źródło	Relacja	Współczynniki, itp.	Uwagi
Byfors [40]	$f_{ct}(t) = 0,115 \cdot f_{cc}^*(t) - 0,022$ [MPa] $f_{cc}^*(t) \leq 20$ MPa $f_{ct}(t) = 0,105 \cdot \left((f_{cc}^*(t) - 20)^{0,839} + 2,28 \right)$ [MPa] $f_{cc}^*(t) > 20$ MPa		f_{cc}^* - wytrzymałość na próbkach 100×100×400 mm (\approx wytrzymałość na walcach)
CEB/FIP [41]	$f_{ct} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ $f_{ck} = f_{cm} - 8,0$ MPa		f_{cm} - średnia wytrzymałość na próbkach cylindrycznych, f_{ck} - charakterystyczna wytrzymałość na próbkach cylindrycznych.
CEB/FIP [42]	$f_{ct,min} = 0,20 \cdot f_{ck}^{2/3}$ $f_{ct,max} = 0,40 \cdot f_{ck}^{2/3}$		Dolna i górna wartość graniczna
Weigler i Karl [173]	$f_{ct} = 0,100 \cdot f_c'$		f_c' - wytrzymałość na próbkach cylindrycznych.
DIN 1045 [49]	$f_{ct} = 0,24(f_{cc})^{2/3}$	$f_{cc} = 1,20f_c'$	f_{cc} - wytrzymałość na kostkach.
ACI [3]	$f_t = 6[f_c']^{0,5}$		f_c' - wytrzymałość na próbkach cylindrycznych w psi (6,895 kPa).
Oloukum i inni [130]	$f_t = 0,584[f_c']^{0,79}$; $f_c' < 1000$ psi $f_t = 0,928[f_c']^{0,6}$; $f_c' > 1000$ psi		Obydwie (normalna i wysoka) wytrzymałości betonu f_c' w psi.
Laube [105]	$rel f_{ct} \quad f_{ct}(\alpha) = \frac{f_{ct}(\alpha)}{f_{ct}(\alpha=1)}$ $= (a_z + 1)\alpha_e(t) - a_z$	$a_z = 0,21$	*) patrz opis pod tablicą.

*) Podczas gdy dla niektórych badanych betonów pełna hydratacja jeszcze nie zaszła (np. na skutek niskiego współczynnika w/c, itp.), mogą pojawić się trudności z określeniem wartości $f_{ct}(\alpha=1)$. Wartość tą można wówczas wyznaczyć przez ekstrapolację z funkcji $f_{ct} - \alpha$. Dalej, względna wytrzymałość uzależniona będzie od użytego równania na stopień hydratacji w czasie. Na rys. 3-12 wyrażenie na α do równania Laube zostało wprowadzone zgodnie z [88].

szywo (rodzaj i kształt) ma znaczący wpływ na wytrzymałość betonu na rozciąganie w wyniku różnej przyczepności zaczynu do ziarn kruszywa. Jest to wyzwanie do dalszego udoskonalania równań na wytrzymałość na rozciąganie.

Wpływ temperatury

W literaturze technicznej na trudno szukać informacji na temat wpływu temperatury na wytrzymałość na rozciąganie. W analizie naprężeń termicznych przyjmować można podobny wpływ temperatury na wytrzymałość na rozciąganie jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie.

Wpływ szybkości obciążania

Wittmann i inni [181] studiowali wpływ szybkości obciążania, wieku betonu w chwili obciążenia, stosunku w/c i innych parametrów na zachowanie belek żelbetowych obciążonych trójpunktowo. Chociaż wrażliwość wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu na zmianę wymienionych parametrów nie może być porównywana z wrażliwością wytrzymałości przy jednoosiowym rozciąganiu, zakłada się, iż szczytowa wartość wytrzymałości jest osiągnięta dla podobnego tempa obciążania w obu typach badania. W ten sposób, wpływ szybkości przyrostu obciążenia na wytrzymałość przy osiowym rozciąganiu może być wyznaczony w testach zginania belek.

W pracy [181] wpływ prędkości obciążania na wytrzymałość na rozciąganie był analizowany dla sześciu różnych prędkości obciążania dla dwóch stosunków w/c oraz dla dwóch geometrii belek (rys. 3-11). Dla niższych prędkości obciążania (< 0,001 mm/min), wytrzymałość na rozciąganie była znacząco niższa (patrz rysunek). Zależność szybkości obciążania została opisana empirycznym wyrażeniem:

$$f_{ct} = d_1 \delta_2^{d_2} \quad (3-11)$$

w którym $d_1 = 5,64$; $d_2 = 0,048$ dla $w/c = 0,40$ i $d_1 = 4,01$, $d_2 = 0,023$ dla $w/c = 0,65$.

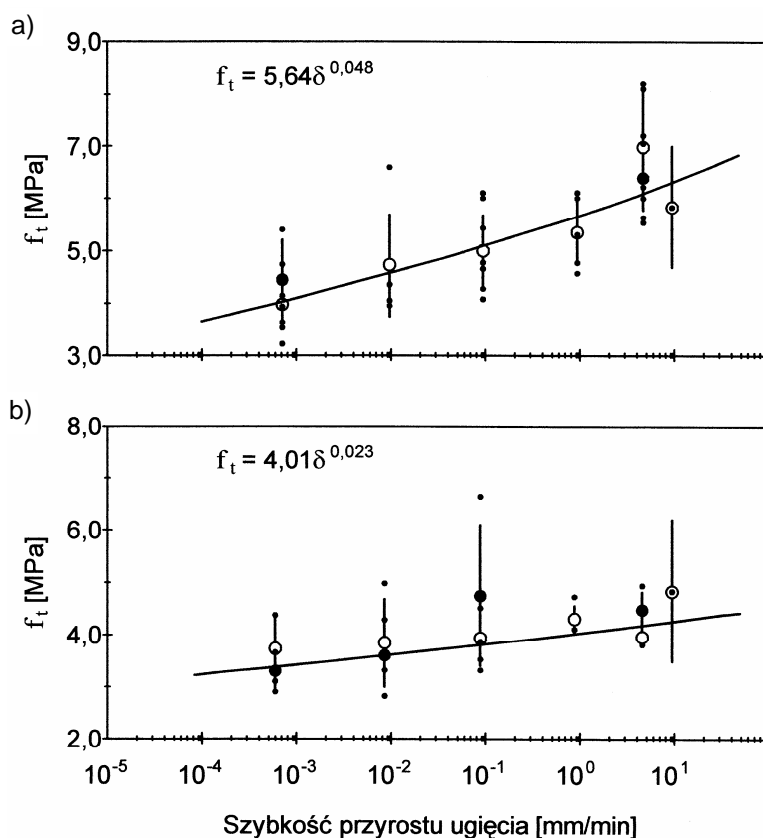
δ (mm/min) jest szybkością przyrostu ugięcia belki w teście.

Jeśli wytrzymałość dla $\delta = 0,1$ mm/min uznamy jako wartość „normalną”, będzie ona wartością porównawczą, do której odnoszone mogą być wartości wytrzymałości przy innych prędkościach obciążania (Emborg [62]). Na podstawie wyników badań stwierdzono, że dla niskich prędkości obciążania, często występujących podczas schładzania betonu w cyklach termicznych, redukcja wytrzymałości na rozciąganie wynosi około 30 %. Ta redukcja daje dobrą zgodność pomiędzy wyliczoną wytrzymałością na rozciąganie i naprężeniami w chwili zniszczenia elementu w badaniach laboratoryjnych, w których badano naprężenia i zarysowanie termiczne.

Wnioski podsumowujące – porównanie modeli

Podobnie jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie, porównano przedstawione wyrażenia opisujące przyrost jednoosiowej wytrzymałości na rozciąganie w czasie (rys. 3-12). Również i w tym przypadku można zauważyć duży rozrzut wyników otrzymanych z poszczególnych równań. Przykładowo, dla obydwu rozważanych klas betonu, obliczona wytrzymałość na rozciąganie przy 10 MPa wytrzymałości na ściskanie zmienia się od 0,25 do 1,25 MPa. Znowu należy stwierdzić, iż

powinno się bardzo ostrożnie podchodzić do proponowanych przez różnych autorów formuł opisujących przyrost w czasie wytrzymałości na rozciąganie znalezionych w literaturze technicznej. Wybrane wyrażenie powinno zawsze być wykalibrowane do konkretnej mieszanki betonowej.



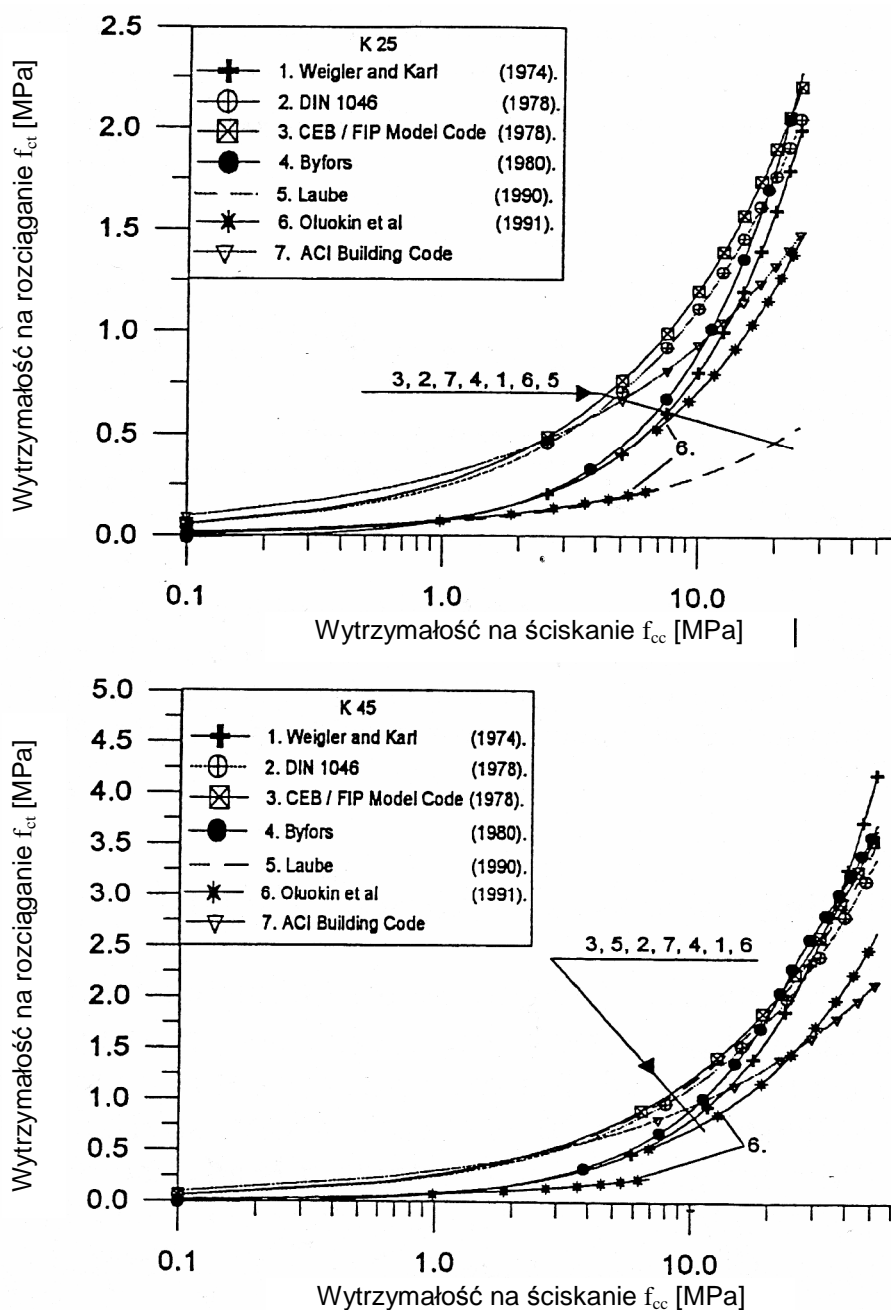
Rys. 3-11 Wytrzymałość na rozciąganie określona wprost z diagramu obciążenie-deformacja przy pomocy dopasowania analizą MES, jako funkcja szybkości obciążenia. Wyniki otrzymane z testów zginania belek obciążonych trójpunktowo, $w/c=0,40$ (a) i $w/c=0,65$ (b). Wypełnione kółka to dane dla belek o rozpiętości 1150 mm, puste – 800 mm. Dane wg [181].

Należy również podkreślić, iż inna jakość betonu niż na rys. 3-12 (inny typ i ilość cementu, kruszywaitp) może prowadzić do zupełnie różnych relacji pomiędzy formułami. Godny podkreślenia jest też fakt, że kiedy porównujemy wyniki różnych badań duży wpływ na zarejestrowane wartości mają warunki przeprowadzenia prób jednoosiowego rozciągania (prędkość obciążania, nieosiowość i sztywność maszyny obciążającej, sposób przekazania obciążenia na próbkę...itp.). Dlatego też, testy w różnych laboratoriach mogą dawać odmienne rezultaty dla tej samej mieszanki betonowej. Do doświadczalnych wartości znalezionych w literaturze należy więc zawsze podchodzić z pewną podejrzliwością.

3.2. Lepko-sprężyste zachowanie młodego betonu

3.2.1. Wprowadzenie

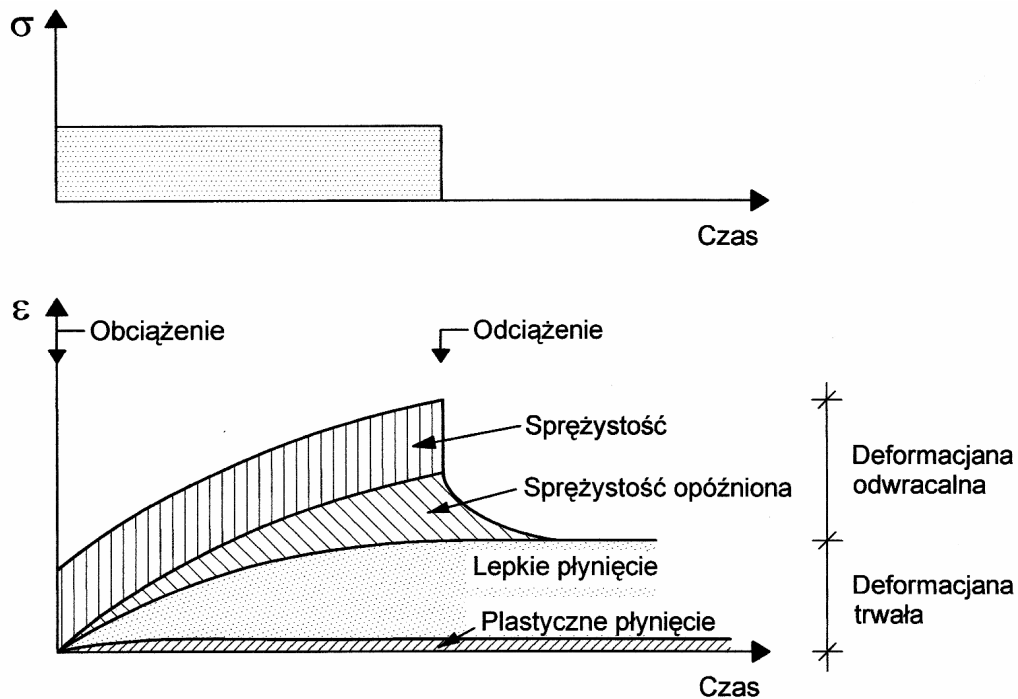
Podczas gdy element betonowy zostanie poddany obciążeniu, mogą wystąpić w nim trzy podstawowe typy deformacji: sprężysta, plastyczna i lepka (rys. 3-13). Kombinacja tych trzech typów deformacji występuje często jako deformacja lepko-sprężysta i lepko-plastyczna. Deformacje te są zwykle związane z materiałem



Rys. 3-12 Jednoosiowa wytrzymałość na rozciąganie jako funkcja wytrzymałości na ściskanie – wyniki uzyskane z równań przedstawionych w tablicy 3-4. Mieszanki betonowe jak na rys. 3-10. Źródło – Emborg [161].

deformacji związanego z zachowaniem betonu charakterystycznym dla mechaniki pęknięcia. Lepko-sprężysty charakter pracy młodego betonu ma znaczący wpływ na ryzyko zarysowania termicznego i powinien być każdorazowo brany pod uwagę w analizie naprężeń termicznych. Trafność takiej analizy zależy głównie od tego, w jakim stopniu użyty model lepko-sprężysty prawidłowo opisze zachowanie młodego betonu.

Deformacja betonu będąca wynikiem lepkiego płynięcia (rys. 3-13) jest nieodwracalna i można ją zdefiniować jako zależną od czasu występującą przy powszechnie stosowanych poziomach obciążenia. Lepko-plastyczny składnik deformacji, podobnie jak sprężysty i sprężysty opóźniony, mógłby być modelowa-



Rys. 3-13 Typowe krzywe przyrostu odkształceń w czasie obrazujące typy deformacji przy i po obciążeniu i odciążeniu.

ny stosując zasadę superpozycji. Jednakże, przy działającym obciążeniu na beton zachodzą pewne zmiany w mikrostrukturze zaczynu cementowego. W wyniku czego, zasada superpozycji przeszacowuje wartość opóźnionego powrotu odkształceń od pełzania po ustaniu obciążenia (rys. 3-14a) i odkształceń od pełzania przy dociążeniu (rys. 3-14b). Pokazuje to, iż nieodwracalna deformacja w czasie nie jest jedynie lepka lecz zawiera również plastyczne płynięcie zależne od zmian w zaczynie cementowym (Neville, Dilger, Brooks [122]).

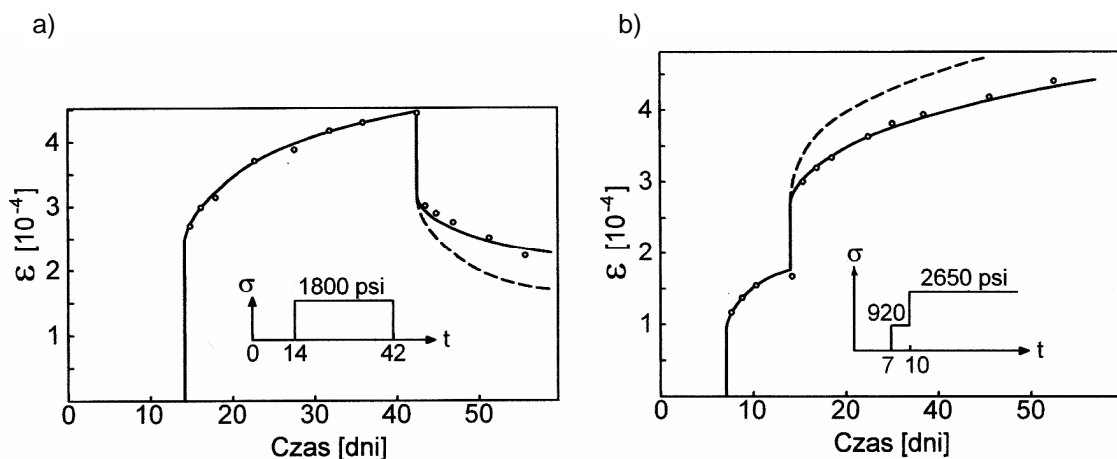
W praktyce inżynierskiej zjawisko pełzania wykorzystywane jest głównie do wyznaczania przyrostu deformacji obciążonego elementu w czasie takich jak lepkiego płynięcia i opóźnionej deformacji sprężystej (rys. 3-13). Pełzanie jest niezwykle skomplikowanym zjawiskiem i nie zostało do tej pory dostatecznie poznane, w wyniku czego istnieje wiele teorii mechanizmu pełzania (Neville i inni [122]).

Parametry mające wpływ na sprężystość i pełzanie betonu możemy podzielić na:

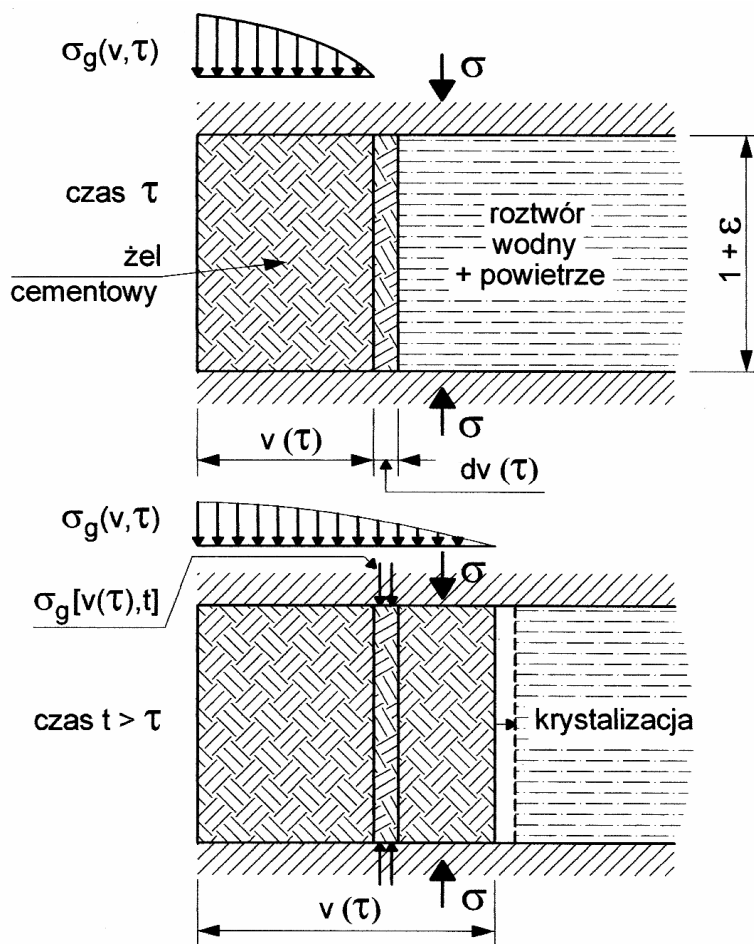
- parametry wewnętrzne: wytrzymałość, rodzaj cementu, moduł sprężystości kruszywa, uziarnienie kruszywa,
- parametry zewnętrzne: wiek betonu w chwili obciążenia, czas trwania obciążenia, typ obciążenia (ściskanie lub rozciąganie), temperatura, rozmiar próbek.

W analizie naprężeń termicznych wiek przyłożenia obciążenia jest jednym z najważniejszych parametrów decydujących o lepko-sprężystym zachowaniu betonu (rys. 3-2 i 3-3).

Zjawisko starzenia betonu pod obciążeniem generuje kilka problemów przy modelowaniu pełzania. Postęp hydratacji w obciążonym betonie powoduje, iż żel jest formowany początkowo w stanie nieobciążonym po czym stopniowo zaczyna przenosić obciążenie (rys. 3-15) (Bazant [22]). Oznacza to, iż naprężenia w żelu, który do tej pory przenosił obciążenia, spadają w wyniku przyrostu jego nowej objętości. Wynikiem spadku naprężeń w żelu jest spadek zasięgu pełzania.



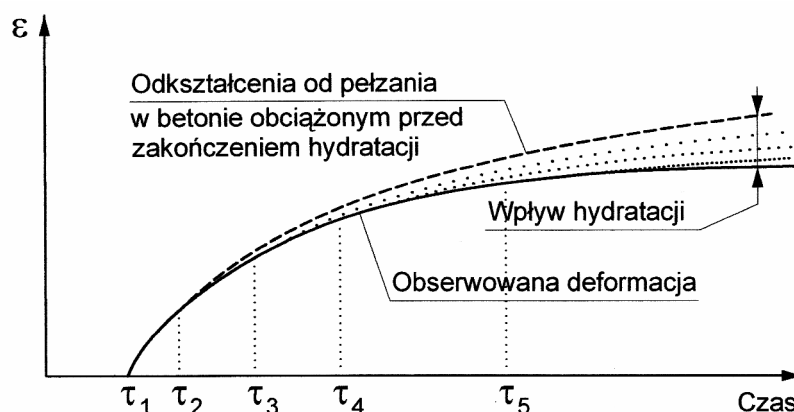
Rys. 3-14 Odstępstwo od zasady superpozycji w wyniku nisko-naprężeniowej nieliniowości pełzania betonu: a) odwrót pełzania, b) stopniowanie obciążenia (Bazant i Kim [14]).



Rys. 3-15 Model równoległego sprzężenia opisujący pełzanie w hydratyzującym betonie – porowaty krzepnący materiał wg Bazanta [22].

Rysunek 3-16 porównuje odkształcenia od pełzania próbki hydratyzującej z próbką, w której cała hydratacja zaszła przed jej obciążeniem (van Breugel [33]).

Fizyczna natura pełzania młodego betonu była przedmiotem analiz i studiów wielu badaczy. Neville i inni [122], jak również Tanabe i Ishikawa [162], zwrócili uwagę na rolę migracji wody. Wg [162] we wczesnym okresie dojrzewania betonu



Rys. 3-16 Odształcenia od pełzania w betonie z postępującą hydratacją w porównaniu z betonem gdzie hydratacja zaszła przed obciążeniem (van Breugel [35]).

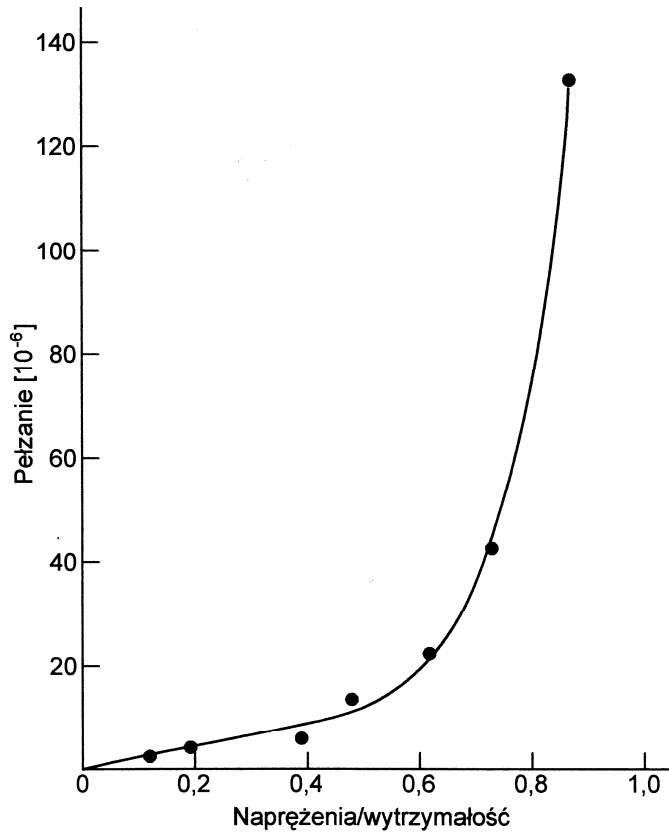
znaczący wpływ na pełzanie ma parcie wody. W literaturze można znaleźć kilka sugerowanych przez różnych autorów założeń do modelowania lepko-sprężystego zachowania młodego betonu. Byfors [40], Bernander i Gustafsson [26], Wiergi [179], Emborg [62], Laube [105], Acker i Eymard [5], Tanabe i Ishikawa [162], Rostásy i inni [145], Dameron i inni [47], Ohshita i inni [131], Serra i inni [149] zaproponowali w swoich pracach różne modele pełzania młodego betonu. Niektóre w nich zostaną przedstawione w niniejszym punkcie.

Wyniki licznych badań i modele lepko-sprężystego zachowania młodego betonu można znaleźć również w materiałach konferencji w Rilem z 1995 r. dotyczącej zarysowania termicznego młodego betonu, patrz m. in. Paulini i Gratl [133], Lokhorst i van Breugel [109], Umehara, Lehara, Isaka i Sugiyama [170], Westman [175], Morimoto i Koyanagi [120], Guénot, Torrenti i Laplante [70], Gutsch i Rostásy [71].

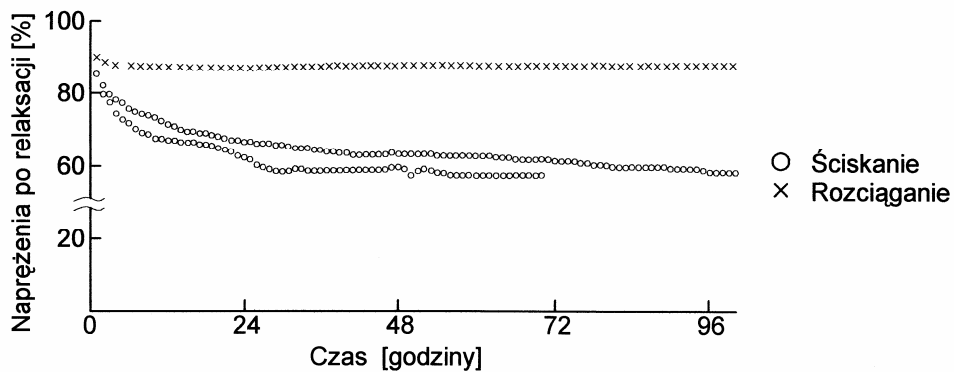
Znaczący wpływ na pełzanie w wyniku działania naprężeń termicznych ma temperatura betonu. Wyższa temperatura prowadzi do przyspieszenia tempa pełzania ale w sposób pośredni może też redukować pełzanie przyspieszając proces hydratacji – efekt ten jest znacząco duży w początkowym okresie dojrzewania. Wpływ ciepła hydratacji i temperatury betonu na pełzanie był przedmiotem kilku publikacji np. [178].

Diagram odkształceń przedstawiony na rysunku 3-13 ma zastosowanie tylko w ograniczonym zakresie naprężeń. W przypadku wyższego poziomu naprężeń zarówno deformacja sprężysta jak i pełzanie wzrastają w sposób nieliniowy (rys. 3-17). Liniową zależność pomiędzy pełzaniem przy ściskaniu a przyłożonymi naprężeniami obserwuje się dla naprężeń w zakresie 0,3 do 0,45 wytrzymałości na ściskanie (Neville i inni [122]). Dodatkowo, w przypadku młodego betonu nieliniowy efekt pełzania jest prawdopodobnie jeszcze większy, zwłaszcza w przypadku rozciągania. Jeśli chodzi o nieliniowość pełzania przy ściskaniu, zaobserwowany efekt odwrotu odkształceń od pełzania w wyniku plastycznego płynięcia jest często uznawany jako nieliniowy nawet przy niskim poziomie naprężeń. Zjawisko to obserwowano wiele razy w niezgodnościach z zasadą superpozycji (Bazant i Kim [14], Neville i inni [122]).

Zjawisko nieliniowego zachowania betonu przy wyższych poziomach naprężeń rozciągających i powrotu odkształceń od pełzania w młodym betonie poddanym obciążeniu termicznemu powinno być uwzględnione w analizie naprężeń termicznych.



Rys. 3-17 Relacja pomiędzy pełzaniem po jednej minucie pod obciążeniem i stosunkiem naprężenia/wytrzymałość dla betonu pięciodniowego w oparciu o wyniki Jonesa i Richarda (wg Neville i inni [122]).



Rys. 3-18 Porównanie relaksacji przy ściskaniu i rozciąganiu (Morimoto i Koyangi [120]).

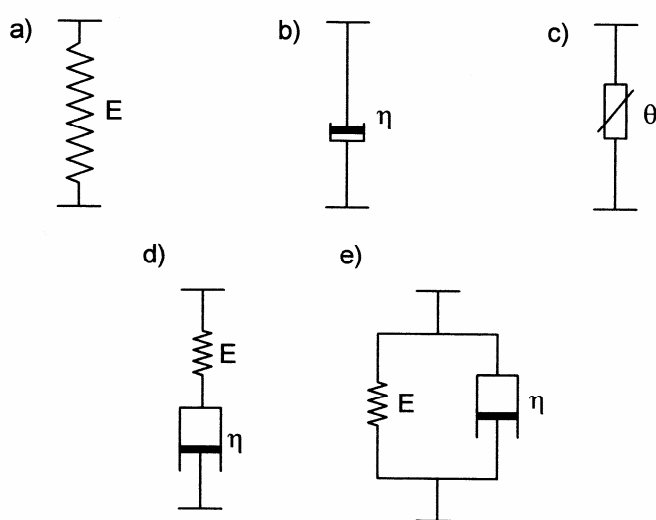
Ostatecznie można zaobserwować, iż w wielu teoretycznych analizach naprężeń termicznych, modelując lepko-sprężyste zachowanie młodego betonu wykorzystuje się tylko prawa pełzania. Jest to spowodowane brakiem danych o relaksacji naprężeń w młodym betonie. Natura dążącego do termicznej zmiany objętości lecz skrępowanego bloku betonowego sprawia, że bardziej właściwe byłoby bezpośrednie zastosowanie funkcji relaksacji wyznaczonej w sposób doświadczalny. Kilku autorów prac analizowało relaksację eksperymentalnie, np. Rostásy, Gutsch i Laube [145] oraz Morimoto i Koyangi [120]. Inna grupa autorów przedstawiła wyniki relaksacji zarówno przy rozciąganiu jak i przy ściskaniu (rys. 3-18). Wydaje się, iż relaksacja przy rozciąganiu jest znacznie mniejsza i zanika szybciej niż przy ściskaniu.

3.2.2. Równania konstytutywne

Lepko-sprężyste zachowanie młodego betonu może być opisane przy wykorzystaniu modeli reologicznych. Modele reologiczne składają się ze sprężyn reprezentujących cechy sprężyste materiałów oraz tłumików odzwierciedlających cechy lepkie. Mogą być wprowadzone jeszcze suwaki, które obrazują tarcie suche odpowiadające odkształceniom plastycznym. Przez szeregowe lub równoległe łączenie tych elementów można otrzymywać modele bardziej złożone, pozwalające z większą lub mniejszą dokładnością odzwierciedlać główne cechy reologiczne materiałów.

Dokładnie biorąc, elementy w modelach reprezentują człony konstytutywne reologicznych równań stanu. Właściwie nie zachodzi potrzeba wizualizacji równań stanu przez konstruowanie odpowiednich modeli ze sprężyn i tłumików, niemniej jednak modele ułatwiają kontrolę zapisów równań i dają gwarancję, że nie wystąpią w nich sprzeczności.

Sprężystość materiału oznacza się w modelach sprężyną (rys. 3-19a), lepkość przez tłoczek w zbiorniku z cieczą (rys. 3-19b). Suche tarcie (plastyczność) oznaczane jest w różny sposób, na rys. 3-19c przyjęto oznaczenie w postaci przekreślonego prostokąta. Jeżeli połączymy w szereg sprężynę i tłumik otrzymamy model *Maxwella* (rys. 3-19d), jeżeli zaś połączymy je równoległe, powstaje model *Kelvina*, nazywany także modelem *Voighta* (rys. 3-19e). W modelu *Maxwella*, nazywanym także modelem cieczy relaksującej (rys. 3-19d), naprężenia w obu elementach będą jednakowe, a odkształcenia sprężyste ε_E i lepkie ε_η różne. W przypadku modelu *Kelvina* odkształcenia ε będą jednakowe, a naprężenia różne.



Rys. 3-19 Modele reologiczne betonu: a) sprężystość, b) lepkość, c) suche tarcie, d) model Maxwella, e) model Kelvina-Voighta.

3.2.3. Teoria dziedziczności Boltzmanna i Volterry, zasada superpozycji

Pojęcie dziedziczności materiałów zostało wprowadzone po raz pierwszy przez *L. Boltzmanna* [29]. Dalszy wkład w rozwój tej teorii wniósł *V. Volterra* [185], który udoskonalił jej zapis matematyczny.

Całkowite odkształcenie ciała składa się z odkształcenia natychmiastowego (doraźnego), wywołanego naprężeniami w danej chwili i związanego z nim prawa

Hooke'a oraz z odkształcenia w czasie. Jeżeli w chwili τ przykłada się naprężenie $\sigma(\tau)$, które działa w czasie $d\tau$, materiał zachowuje „pamięć” o działaniu tego naprężenia w postaci pewnego małego odkształcenia $d\varepsilon$. Wielkość $d\varepsilon$ jest proporcjonalna do czasu działania obciążenia $d\tau$ i zależy od chwili przyłożenia obciążenia do chwili obecnej t , tj. $t-\tau$. W celu uwzględnienia tej zależności przyjęto, że $d\varepsilon$ jest proporcjonalna do pewnej funkcji $K(t-\tau)$:

$$d\varepsilon = \frac{1}{E} \sigma(\tau) d\tau \cdot K(t-\tau) \quad (3-12)$$

Całkując względem τ od $-\infty$ do t i dodając odkształcenia sprężyste doraźne, otrzymamy:

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \left[\sigma + \int_{-\infty}^t K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \right] \quad (3-13)$$

Funkcja $K(t-\tau)$ powinna być funkcją malejącą, tzn. „pamięć” materiału zanika z czasem. Fakt, że jądro pełzania nie zależy od różnicy argumentów $t-\tau$, świadczy o niezmienności w czasie własności fizycznych materiału (początek odczytu można zmieniać w dowolny sposób a wyniki przy tym pozostają bez zmian). Takie podejście można zastosować jedynie do materiałów nie mających cech starzenia. Istnieją natomiast materiały, których własności fizyczne zmieniają się w czasie. Takim właśnie materiałem jest beton. Dla opisu zachowania materiałów starzejących się, jądro powinno być funkcją dwóch zmiennych t i τ . Wyjaśnienie tego zjawiska podaje *Arutiunian* [12]. Od tych własności materiałów zależy postać związku matematycznego między odkształceniem i naprężeniem.

Bezpośrednio z teorią ośrodków dziedzicznych wiąże się zasada superpozycji *Boltzmana*, którą można sformułować w sposób następujący: jeżeli naprężenie $\sigma_1(t)$ wywołuje odkształcenie $\varepsilon_1(t)$, a naprężenie $\sigma_2(t)$ odkształcenie $\varepsilon_2(t)$, wówczas odkształcenie spowodowane sumą naprężeń $\sigma_1(t) + \sigma_2(t)$ wynosi $\varepsilon_1(t) + \varepsilon_2(t)$. Stąd wynika, że jeżeli $\sigma_2 = k\sigma_1$ to $\varepsilon_2 = k\varepsilon_1$ (k jest stałą) i jeżeli $\sigma_2 = \sigma_1$ to $\varepsilon_2 = \varepsilon_1$.

Stosując zasadę superpozycji do ciała bez pamięci, można stwierdzić, że odkształcenie zależy tylko od chwilowego naprężenia:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E}$$

gdzie t jest czasem danej chwili. Jest to prawo *Hooke'a*. Można także naprężenie traktować jako efekt prędkości odkształcenia, co przy braku pamięci prowadzi do prawa *Newtona*:

$$\sigma(t) = \eta \dot{\varepsilon}(t)$$

W przypadku materiału z pamięcią sprawa wygląda inaczej. Rozpatrzmy naprężenie $\sigma(\tau)$ przyłożone w czasie między chwilą τ a $\tau + d\tau$. Spowoduje ono w momencie t , większym od τ , odkształcenie $d\varepsilon(t)$. Jeżeli naprężenie $\sigma(t)$ przyłożone jest w przedziale czasu między $\tau + d\tau$ i $\tau + 2d\tau$ wywołuje ono także odkształcenia $d\varepsilon(t)$, ponieważ czas, który upłynął od przyczyny do skutku, nie zmienił się.

Jeżeli zaś naprężenie $\sigma(\tau)$ działa w czasie od τ do $\tau + 2d\tau$, wówczas zgodnie z zasadą superpozycji, odkształcenie wyniesie $2d\varepsilon(t)$. Odkształcenie jest więc proporcjonalne do czasu trwania obciążenia oraz do samego naprężenia tzn. do

$\sigma(\tau)d\tau$. Współczynnikiem proporcjonalności jest wg *Persoza* [134] funkcja $f'(t-\tau)$. Zapis ma więc postać:

$$d\varepsilon(t) = \sigma(\tau)f'(t-\tau)d\tau \quad (3-14)$$

Porównując to wyrażenie z równaniem (3-12) można stwierdzić, że:

$$\frac{K(t-\tau)}{E} = f'(t-\tau) \quad (3-15)$$

Funkcję $f'(t-\tau)$ określa się jako „funkcję pamięci”, która ze wzrostem $(t-\tau)$ powinna być funkcją monotonicznie malejącą. Funkcja ta charakteryzuje ośrodek dziedziczny i może być wyznaczona, dla rzeczywistych materiałów, tylko na drodze doświadczalnej.

Na podstawie przytoczonych wywodów można zasadę superpozycji *Boltzmanna* w odniesieniu do ośrodków dziedzicznych formułować w następujący sposób [97]:

Wartość poszukiwanej funkcji odkształcenia lub naprężenia układu równa się sumie wszystkich zmian wywołanych obciążeniem od chwili wytworzenia materiału aż do rozważanej chwili t , tzn., że funkcja odkształcenia zależy od historii obciążenia.

3.2.4. Teorie pełzania

Powstały trzy zasadnicze kierunki rozwoju teorii pełzania w zastosowaniu do betonu, różnie nazywane w literaturze naukowej:

- teoria dziedziczności, zwana w literaturze radzieckiej teorią dziedziczności sprężystej (teoria ciała lepkosprężystego),
- teoria starzenia,
- teoria G. N. Masłowa - N. C. Arutiuniana, zwana w literaturze radzieckiej dziedziczną teorią starzenia lub teorią pełzania ciała sprężystego.

W celu sprecyzowania i jasnego wyodrębnienia różnic pomiędzy teoriami pełzania wykorzystana zostanie krzywa $\varepsilon-t$ od chwili odciążenia elementu betonowego poddanego przedtem stałym naprężeniom. Aby przystosować teorię pełzania betonu do potrzeb praktyki obliczeniowej, należy wyrazić odkształcenia betonu jako funkcję czasu za pomocą wzorów matematycznych. Pierwszym warunkiem, jaki powinien być spełniony przez funkcje pełzania, jest ich możliwie dobra zgodność z doświadczalnym przebiegiem zjawiska.

Podjęmowano wiele prób znalezienia odpowiednich funkcji – od prymitywnych, upraszczających w dużym stopniu charakter przebiegu w czasie, do bardziej złożonych, dających lepszą zgodność rezultatów z wynikami badań doświadczalnych, lecz utrudniających lub wręcz uniemożliwiających ich wykorzystanie przy rozwiązywaniu konkretnych zadań.

Wielu autorów ogranicza sprawdzenie zgodności proponowanych funkcji pełzania betonu z krzywymi doświadczalnymi do zakresu stałych naprężeń w czasie. Tego rodzaju funkcje nie mogą uwzględniać szeregu zjawisk w przypadku malejących lub wzrastających naprężeń. Praktyka wykazuje bowiem potrzebę rozwiązywania problemów związanych z istnieniem w elementach betonowych odkształceń wymuszonych lub też rozpatrywania zagadnień relaksacji, tj. spadku naprężeń przy zachowaniu stałej wartości odkształceń w czasie. Pierwsze z wymienionych zastosowań dotyczy m.in. straty sił

sprężających w elementach sprężonych, zmniejszenia naprężeń spowodowanych skurczem betonu lub zmianami temperatury, wyrównania naprężeń w przekrojach konstrukcji w stanie granicznym ...itp. Drugi przypadek występuje w zagadnieniach dotyczących osiadania podpór konstrukcji statycznie niewyznaczalnych, w problemach relaksacji naprężeń w elementach zginanych przy stałej strzałce ugięcia.

Z przytoczonych przykładów wynika, że decydującą o przydatności funkcji pełzania do rozwiązywania problemów praktycznych jest zgodność ich przebiegu w czasie z wynikami empirycznymi, nie tylko przy stałych naprężeniach, lecz także przy naprężeniach zmieniających się w czasie. Warto jeszcze podkreślić, że krzywa pełzania po odciążeniu elementu ma (podobnie do krzywej pełzania pod obciążeniem) charakter zanikający i może być określona jako krzywa „odpoczynku”. Odkształcenia występujące natychmiast po zniknięciu naprężeń są doraźnymi odkształceniami sprężystymi, odkształcenia pełzania natomiast określa się niekiedy mianem sprężystych odkształceń opóźnionych.

W zależności od charakteru i przebiegu krzywej odpoczynku badany element może po dłuższym okresie obserwacji wykazać duże, mniejsze lub żadne odkształcenia trwałe. Zjawisko takie zwykło się określać jako pełzanie nieodwracalne, częściowo odwracalne lub całkowicie odwracalne, a odkształcenia trwałe jako nieodwracalne (rys. 3-13).

Wszystkie trzy teorie pełzania stosowane do betonu w zakresie liniowym oparte są na następujących założeniach:

- 1) beton jest materiałem izotropowym i jednorodnym,
- 2) zależność między odkształceniami i naprężeniami jest w zakresie sprężystym liniowa,
- 3) między naprężeniami a odkształceniami spowodowanymi pełzaniem betonu istnieje liniowy związek,
- 4) ważna jest zasada superpozycji, według której sumaryczne odkształcenia pełzania przy zmiennych naprężeniach w czasie mogą być wyznaczone jako suma odkształceń spowodowanych odpowiednimi przyrostami naprężeń. Zakłada się przy tym, że wartość odkształceń pełzania wywołanych tym przyrostem naprężeń zależy od czasu jego trwania, a nie od czasu trwania pozostałych przyrostów (dodatnich lub ujemnych),
- 5) bezwzględne wartości odkształceń (sprężystych i reologicznych) są niezależne od znaku (ściskanie lub rozciąganie).

Słuszność dwu pierwszych założeń można uzasadnić podobnymi argumentami i dowodami, jakie stosuje się przy uzasadnianiu stosowalności teorii sprężystości do konstrukcji z betonu.

Założenie trzecie o liniowości zostało sprawdzone w wielu badaniach. Przyjęto, że granicą jego ważności jest wartość naprężeń $\sigma = 0,5R_c$ w przypadku ściskania i wytrzymałości R_r w przypadku rozciągania.

Czwarte założenie jest często podważane. Doświadczenia [114] i [54] wykazują jednak, że różnica pomiędzy rzędnymi pełzania po odciążeniu i rzędnymi pełzania betonu obciążonego w chwili odciążenia nie przekracza 10 %. Takie stwierdzenie może być podstawą do uznawania zasady superpozycji.

Hipoteza równości odkształceń przy rozciąganiu i ściskaniu jest, wg niektórych badaczy, zadawalająca, według innych różnica dochodzi do 30 %. Na podstawie badań autora pracy [178] różnica jest nawet większa. Podstawą stworzenia przedstawionych teorii pełzania była jednak prawdziwość hipotezy.

Funkcje pełzania, w najszerszym ujęciu, powinny (zgodnie z przebiegiem empirycznym) spełniać określone warunki. Funkcje te oznaczamy będziemy, wg *Arutiuniana*, przez $C(t, \tau)$ i nazywamy miarą pełzania. Wartość funkcji $C(t, \tau)$ wyraża odkształcenie pełzania w chwili t , wywołane naprężeniem jednostkowym, występującym w momencie τ (wiek betonu). A oto warunki, jakie powinny spełniać funkcje pełzania wchodzące w skład podstawowych równań:

- a) Odkształcenia pełzania w momencie obciążenia elementu o dowolnym wieku betonu są równe zero

$$C(t, \tau) = C(\tau, \tau) = 0 \quad (3-16)$$

- b) Dla wszystkich wartości $t > \tau$ odkształcenia są większe od zera

$$C(t, \tau) > 0 \quad \text{dla } t > \tau \quad (3-17)$$

- c) Prędkość narastania odkształceń przy obciążeniu stałym w czasie maleje ze wzrostem t i dąży do zera przy $t \rightarrow \infty$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t} = 0 \quad (3-18)$$

- d) Prędkość zmniejszania się odkształceń pełzania po odciążeniu maleje również ze wzrostem t i przyjmuje dla $t = \infty$ wartość zero.

- e) W miarę wzrostu wieku betonu funkcja $C(t, \tau)$ powinna jednostajnie maleć

$$\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t} < 0, \quad \text{tak aby } \lim_{t \rightarrow \infty} C(t, \tau) = C_0 \quad (3-19)$$

Niektórzy autorzy w celu lepszego dostosowania teorii do wyników empirycznych wprowadzają różne funkcje lub współczynniki uwzględniające wiek betonu w chwili obciążenia lub jego cechy starzenia. W zasadzie jednak podstawowe równania są wynikiem jednej z przytoczonych dalej teorii.

Teoria dziedziczności

Teoria ta, rozwijana na podstawie prac Boltzmanna i Volterry, dla ciała lepkosprężystego zakłada funkcję pełzania betonu, której przebieg podano na rys. 3-20. Dla dowolnej chwili obciążenia τ_2 (wiek betonu) krzywa pełzania może być uzyskana przez przeniesienie krzywej pierwotnej wzdłuż osi t . Stąd wynika, że odkształcenia pełzania zależą tylko od czasu trwania obciążenia $(t - \tau)$, a nie od wieku betonu w chwili obciążenia. Po odciążeniu funkcja pełzania wykazuje pełną odwracalność, tzn. beton nie ma odkształceń trwałych.

Najpierw Iszliński [86] a następnie Rżanicyn [147], wyprowadzili równanie podstawowe tej teorii oraz funkcję pełzania. Podstawę wywodów stanowi model reologiczny Maxwella-Thompsona (model Kelvina uzupełniony jednym elementem sprężystym - rys. 3-21), dla którego zapis analityczny ma postać:

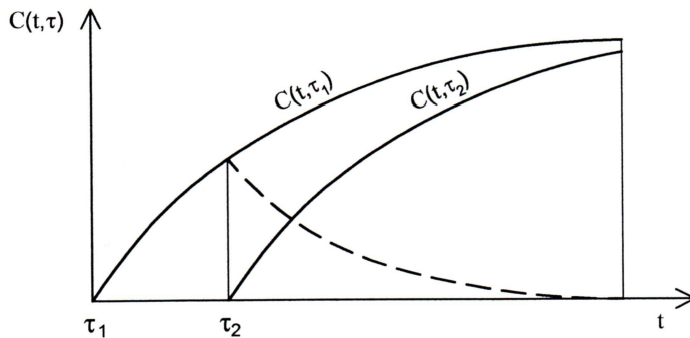
$$\sigma + a_1 \frac{d\sigma}{dt} = b_0 \varepsilon(t) + b_1 \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (3-20)$$

Stosując oryginalne oznaczenia Rżanicyna otrzymamy:

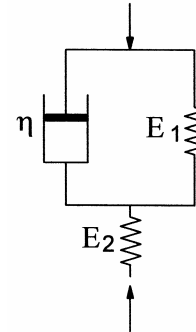
$$Hn\dot{\varepsilon} + E\varepsilon = \sigma + n\dot{\sigma} \quad (3-21)$$

gdzie:
$$n = \frac{\eta}{E_1 + E_2}, \quad H = E_2, \quad E = \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2} \quad (3-22)$$

- H - współczynnik sprężystości doraźnej betonu,
- E - współczynnik sprężystości opóźnionej,
- n - czas relaksacji,
- E_1 i E_2 - cechy elementów sprężystych,
- η - współczynnik lepkości.



Rys. 3-20 Wykres $C(t, \tau)$.



Rys. 3-21 Model Kelwina uzupełniony jednym elementem sprężystym.

Równanie 3-21 można wyrazić w postaci całkowej:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{H} + \frac{H-E}{H^2 n} \int_0^t \sigma(\tau) e^{-\frac{E}{Hn}(t-\tau)} d\tau \quad (3-23)$$

Równanie to jest identyczne z równaniem (3-54) stosowanym w teorii Arutiuniana. Jeżeli podstawimy w (3-54) $E(\tau) = E_0 = \text{const}$ i $\varphi(\tau) = C_0 = \text{const}$, wówczas otrzymamy

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} - \int_0^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left\{ \frac{1}{E_0} + C_0 [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}] \right\} d\tau \quad (3-24)$$

gdzie

$$H = E_0, \quad \frac{H-E}{H^2 n} = \gamma C_0 \quad \text{i} \quad \frac{E}{Hn} = \gamma \quad (3-25)$$

Równanie (3-24) można zapisać w postaci analogicznej do (3-23)

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} + \gamma C_0 \int_0^t \sigma(\tau) e^{-\gamma(t-\tau)} d\tau \quad (3-26)$$

Funkcją pełzania jest tutaj wyrażenie

$$C(t-\tau) = C_0 [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}] \quad (3-27)$$

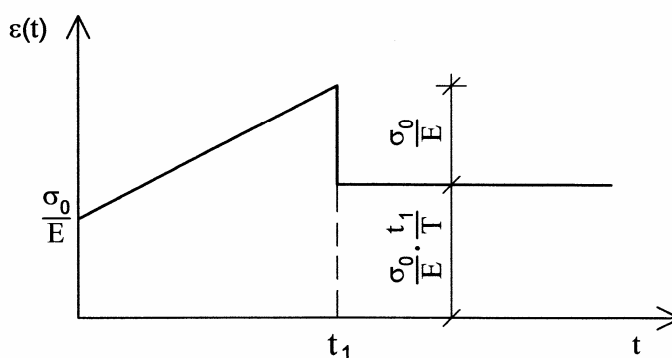
Teoria dziedziczności nie może być stosowana do betonu ze względu na niezgodność krzywej analitycznej pełzania z wynikami eksperymentalnymi w obszarze dotyczącym obciążenia. Ponadto nie uwzględnia ona zmienności wytrzymałości betonu w czasie oraz jego modułu odkształcalności.

Do funkcji pełzania tego typu prowadzą wszystkie liniowe teorie pełzania, oparte na prostych modelach reologicznych. Funkcja pełzania (3-27) nie spełnia tylko ostatniego z podanych wcześniej warunków tj. o jednostajnym malejącym charakterze w miarę wzrostu wieku betonu.

Teoria starzenia

Zasady teorii starzenia, oparte na pracach Whitneya [177] i Dischingera, ilustruje rys. 3-22. Teoria starzenia jest szeroko stosowana w wielu krajach i została także wprowadzona do normowych przepisów polskich. Była przedmiotem rozważań w pracach Ulickiego [169], [167], [168], Chudzikiewicza [44], Bychawskiego [38], [39], Sattlera [148], Eimera [57], [58], [59], Olszaka [127], Wiśniewskiego [182], [183], Leviego i Pizzettiego [106], Trosta [165], [166], [186], Mitzla i Włodarczyka [117] i innych np. [32], [111].

Na podstawie wyników pięcioletnich badań nad odkształcalnością zwykłego betonu Whitney przyjął hipotezę „równoległości” krzywych pełzania. Krzywą pełzania dla dowolnego wieku betonu τ_2 konstruuje się jako krzywą równoległą do pierwotnej krzywej τ_1 , przez przesunięcie krzywej pierwotnej wzdłuż osi odkształceń. Skutkiem zastosowania tej hipotezy jest poziomy przebieg krzywej pełzania po odciążeniu. Funkcja obrazuje więc pełzanie nieodwracalne, tj. bez odkształceń opóźnionych. Efekt działania naprężenia w określonym wieku betonu τ jest taki sam dla dowolnej chwili obserwacji.



Rys. 3-22 Wykres σ - ε dla modelu Maxwella.

Równanie podstawowe tej teorii jest następujące:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} (1 + \varphi_t) + \int_0^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + \frac{\varphi_t - \varphi_\tau}{E_0} \right] d\tau \quad (3-28)$$

gdzie: $\varphi_t = \frac{\varepsilon_p(t)}{\varepsilon_0} = \varphi(t)$ - charakterystyka pełzania,

$\varepsilon_p(t)$ - odkształcenie pełzania,

ε_0 - odkształcenie sprężyste w chwili przyłożenia obciążenia,

σ_0 - naprężenia w betonie w chwili obciążenia,

E_0 - moduł sprężystości betonu w chwili obciążenia,

$E(\tau)$ - moduł odkształcalności betonu w dowolnej chwili τ .

Funkcja pełzania ma postać:

$$C(t - \tau) = [\varphi(t) - \varphi(\tau)] \frac{1}{E_0} \quad (3-29)$$

Teoria starzenia oparta jest w zasadzie na modelu Maxwella, którego równanie ma postać:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{1}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (3-30)$$

skąd przy $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ otrzymamy:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left(1 + \frac{t}{T} \right) \quad (3-31)$$

Z równania (3-31) wynika, że przy stałym naprężeniu σ_0 odkształcenie przebiega wg prostej przecinającej oś $\varepsilon(t)$, przy czym kąt nachylenia prostej do osi t wynosi σ_0/ET . Po odciążeniu odkształcenia sprężyste odwracalne powracają, przy czym $\varepsilon(t) = \text{const}$, czyli nie zależy od czasu (rys. 3-22).

Ponieważ krzywa pełzania modelu jest w zakresie obciążenia linią prostą, Dischinger wprowadził do równania (3-31) funkcję $\varphi(t)$.

Dischinger opisuje odkształcenie $\varepsilon_p(t)$ funkcją niezależną od naprężenia stosując, jak dla wielu zjawisk aperiodycznych w naturze, wyrażenie:

$$\varepsilon_p(t) = f(t) = 1 - e^{-\rho t} \quad (3-32)$$

Stąd
$$\varphi(t) = mf(t) = m(1 - e^{-\rho t}) \quad (3-33)$$

gdzie
$$m = \varepsilon_p(t)_{t \rightarrow \infty} = \varepsilon_\infty .$$

Pucher [141], stosując zasadę równoległości krzywych pełzania, otrzymuje dla naprężenia zmiennego w czasie $\sigma(t)$ następujące równanie, zwane równaniem Dischingera:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma}{E_0} \frac{d\varphi}{dt} + \frac{1}{E(t)} \frac{d\sigma}{dt} \quad (3-34)$$

Gdyby przyjąć, że moduł sprężystości betonu nie jest zależny od czasu, czyli że $E(t) = E_0 = \text{const}$, wówczas równanie (3-34) przyjęłoby postać:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{1}{E} + \frac{\sigma}{E_0} \frac{d\varphi}{dt} \quad (3-35)$$

Równanie (3-35) jest ogólnie stosowane i figuruje w normach konstrukcji sprężonych wielu krajów. Równanie to jest podobne do równania (3-30) reprezentującego model Maxwella. Jedyna różnica polega na nieco innym ujęciu współczynnika lepkości η , który w (3-35) jest:

$$\eta = \frac{E}{\frac{d\varphi}{dt}} \quad (3-36)$$

Jak widać, Dischinger posługując się modelem relaksującej cieczy Maxwella dla betonu, wprowadził do równania (3-30) współczynnik lepkości zależny od czasu.

W literaturze niemieckiej podstawowe równanie Dischingera wyraża się często w innej postaci. Wprowadzając do zależności (3-32) i (3-33) $\varepsilon(t)$ zamiast $\varepsilon_p(t)$ i ε zamiast ε_0 otrzymamy:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon\varphi(t) \quad (3-37)$$

Różniczkując $\varepsilon(t)$ względem t , uzyskamy:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\varepsilon}{d\varphi} \frac{d\varphi}{dt} \quad (3-38)$$

Analogicznie, przyjmując, że $\sigma(t)$ jest funkcją $\varphi(t)$, wówczas:

$$\frac{d\sigma}{dt} = \frac{d\sigma}{d\varphi} \frac{d\varphi}{dt} \quad (3-39)$$

Po podstawieniu (3-38) i (3-39) do (3-35) równanie Dischingera przyjmuje postać

$$\frac{d\varepsilon}{d\varphi} = \frac{d\sigma}{d\varphi} \frac{1}{E} + \frac{\sigma}{E_0} \quad (3-40)$$

Jest to druga forma równania Dischingera, które można otrzymać także mnożąc formalnie równanie (3-35) przez $dt/d\varphi$.

Istnieje jeszcze jedna odmiana teorii starzenia opracowana przez H. Trosta [165], [166]. Istota tej teorii polega przede wszystkim na odrzuceniu hipotezy Whitneya o równoległości krzywych pełzania i na uwzględnieniu wieku betonu w chwili przyłożenia obciążenia. Trost dla funkcji pełzania przyjmuje wyrażenie

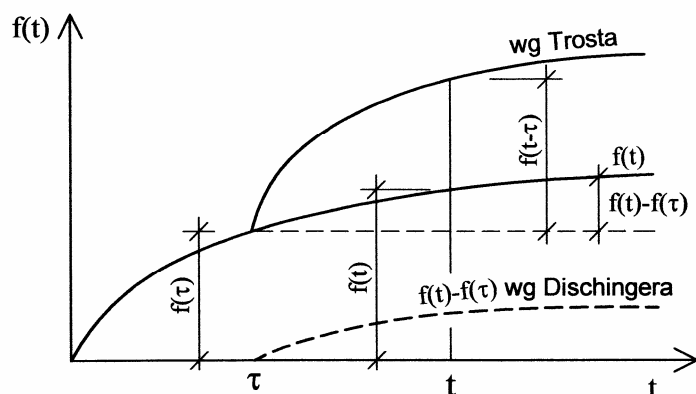
$$\varphi(t, \tau) = k_0 \varphi_N(t - \tau) \quad (3-41)$$

zamiast wyrażenia (3-33) przyjętego w teorii Dischingera. Iloczyn $k_0\varphi_N$ jest identyczny z wartością $m = \varepsilon_\infty$ w równaniu (3-33). Krzywą pełzania przy zmianie obciążenia (lub naprężenia) w chwili τ otrzymuje się przez przesunięcie krzywej pierwotnej wzdłuż osi t , a nie wzdłuż osi odkształceń jak to ma miejsce w teorii Dischingera. Funkcja $f(t - \tau)$ jest zatem zależna od argumentu $t - \tau$, a nie tylko od t jak u Dischingera (rys. 3-23).

Następna zasadnicza różnica między teorią Trosta i Dischingera uwypukla się przy rozważaniu problemów relaksacji. W celu uzyskania (po odciążeniu) częściowej odwracalności krzywej pełzania Trost [165] wprowadza funkcję czasu $f(t - \tau)$ dla modelu składającego się z kilku elementów Kelvina. Postać tej funkcji jest następująca

$$f(t - \tau) = \sum_j v_j \left(1 - e^{-\frac{(t-\tau)}{T_{2j}}} \right) \quad (3-42)$$

gdzie $T_2 = \eta/E$ nazywa się czasem retardycji lub opóźnienia. Jest to czas, w którym odkształcenie pełzania w elemencie Kelvina osiąga $(1 - e^{-1}) = 0,632$ swej wartości końcowej.



Rys. 3-23 Krzywe pełzania wg Whitneya-Dischingera.

Wielkość T_{2j} jest czasem opóźnienia elementu j , a v_j jest współczynnikiem charakteryzującym stosunek między odkształceniem końcowym pełzania $\varepsilon_p(t = \infty)$ a opóźnieniem sprężystym elementu j [165].

Funkcja skurczu wyraża krzywą afiniczną do krzywej pełzania

$$\varepsilon_{sk}(t) = \varepsilon_{sk\infty} \left(1 - e^{-\frac{t}{T^2}} \right) \quad (3-43)$$

Przedstawiając podstawowe równanie tej teorii w postaci całkowej

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_0^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \frac{1}{E_0} [1 + \varphi(t, \tau)] d\tau + \varepsilon_{sk}(t) \quad (3-44)$$

i korzystając z równań (3-41) i (3-42), otrzymamy po przekształceniach liniowych równanie różniczkowe pierwszego rzędu ze stałymi współczynnikami

$$\frac{d\varepsilon}{dt} + \frac{1}{T_2} \varepsilon = \frac{1}{E_0} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E_0} \frac{1 + k_0 \varphi_N}{T_2} + \frac{\varepsilon_{sk\infty}}{T_2} \quad (3-45)$$

W powyższym równaniu zastosowano tylko jeden element Kelvina, a więc

$$\sum_j v_j = 1 \quad i \quad T_{2j} = T_2$$

czyli
$$f(t - \tau) = 1 - e^{-\frac{t - \tau}{T_2}} \quad (4-46)$$

Równanie (3-45), wyprowadzone w pracy [186] dla modelu złożonego z jednego elementu sprężystego i jednego elementu Kelvina, połączonych z poprzednim w szereg, jest podstawowym równaniem tej teorii. Cechy betonu wyrażone są dwiema wartościami stałymi.

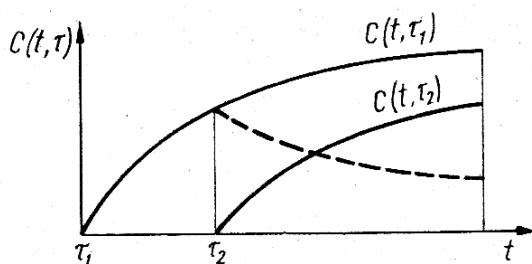
Teoria Arutiuniana

Teoria ta, opracowana przez G. N. Masłowa [111] i N. C. Arutiuniana [12], [13], uważana jest za najbardziej ogólną teorię pełzania betonu. Była ona rozwijana w pracach Gwozdiewa [72], [74], [76], [75], Aleksandrowskiego [7], [8], [9], Wasiliewa [171], [172], Olszaka [128], Wiśniewskiego [184], Prokopowicza [139], [140], Mitzla [113], [118], [115], [112], [116], Kłapcia [99], [100], Dziendziela [55], [54] i innych.

Teoria Arutiuniana zakłada częściową odwracalność odkształcenia. Przebieg krzywych pełzania podano na rys. 3-24, z którego widać, że krzywa odpoczynku dąży, przy $t \rightarrow \infty$, do określonej wartości końcowej, różnej od zera. Jest to nieodwracalne odkształcenie trwałe. Przez wprowadzenie do funkcji pełzania wyrażenia $\varphi(\tau)$ w postaci

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau)f(t - \tau) \quad (3-47)$$

uwzględniono również starzenie betonu.



Rys. 3-24 Wykres $C(t, \tau)$ dla teorii Arutiuniana.

Wyrażenie $f(t - \tau)$ jest funkcją czasu trwania obciążenia i pozwala uwzględnić częściową odwracalność odkształceń, co jest zgodne z wynikami doświadczeń. Chcąc spełnić warunki (3-16) do (3-19), Arutiunian przedstawia funkcję $f(t - \tau)$ jako sumę funkcji wykładniczych w postaci

$$f(t - \tau) = \sum_{k=0}^n B_k e^{-\gamma_k (t - \tau)} \quad (3-48)$$

gdzie B_k i γ_k są parametrami empirycznymi dla danego betonu, przy czym $\gamma_k > 0$ ($k = 1, 2, \dots, n$) i $B_0 = 1$, $\gamma_0 = 0$.

Funkcja $\varphi(\tau)$ powinna jednostajnie maleć i spełniać warunek (3-19)

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varphi(\tau) = C_0 \quad (3-49)$$

Zdefiniowana w ten sposób funkcja $C(t - \tau)$ charakteryzuje cechy pełzania materiału w czasie i uwzględnia jego starzenie i dziedziczność. Na podstawie wyników wielu doświadczeń stwierdzono, że funkcja $\varphi(\tau)$ może być (w ogólnym przypadku) przedstawiona w postaci

$$\varphi(\tau) = C_0 + \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{\tau^k}, \quad \tau > 0 \quad (3-50)$$

gdzie: C_0 - końcowa wartość funkcji pełzania $C(t - \tau)$,

A_k - parametr zależny od warunków starzenia materiału.

Wyniki doświadczeń wykazały, że dla betonów wykonanych z cementów portlandzkich i glinowych można ograniczyć się do dwóch pierwszych członów szeregu (3-48) i (3-50), czyli że

$$\varphi(\tau) = C_0 + \frac{A_1}{\tau_1} \quad (3-51)$$

$$f(t - \tau) = 1 + B_1 e^{-\gamma_1 (t - \tau)} \quad (3-52)$$

Parametry A_1, B_1, C_0 i $\gamma_1 = \gamma$ zostały tak dobrane, aby funkcja $C(t - \tau)$ jak najlepiej zgadzała się z wynikami doświadczalnymi. Ostatecznie Arutiunian przyjął następujące wyrażenie:

$$C(t, \tau) = \left(C_0 + \frac{A_1}{\tau} \right) \left[1 - e^{-\gamma(t-\tau)} \right] \quad (3-53)$$

Wykorzystując zasadę superpozycji otrzymał on dla jednoosiowego stanu naprężeń wzór

$$\varepsilon_x(t) = \frac{\sigma_x(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \sigma_x(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] d\tau \quad (3-54)$$

Zalety i wady poszczególnych teorii

Przechodząc do analizy porównawczej omawianych teorii i stosowanych funkcji pełzania betonu można stwierdzić, że teoria dziedziczności jest szczególnym przypadkiem teorii Arutiuniana i ma wąski zakres stosowania. Wchodzące w jej skład funkcje pełzania prowadzą do liniowych równań różniczkowych. Tego rodzaju funkcje, wynikające z przyjęcia modeli reologicznych jako podstawę teorii pełzania, nadają się tylko do betonów starych, w których procesy „biologiczne” już wygasły.

Teoria starzenia jest pewnym uproszczeniem teorii Arutiuniana. Zasadniczą jej wadą jest przyjęcie zasady równoległości krzywych pełzania. Mimo, że uwzględnia ona zmiany współczynnika odkształcalności betonu w czasie, nie nadaje się do rozwiązywania zagadnień relaksacyjnych. Wykazał to między innymi Trost w pracy [167]. W przypadku naprężeń wzrastających w czasie, funkcja pełzania ma ponadto tę wadę, że prowadzi do zerowej wartości pełzania dla wieku betonu znacznie oddalonego od wieku obranego jako początek odczytu czasu.

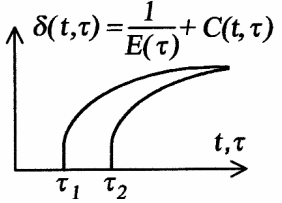
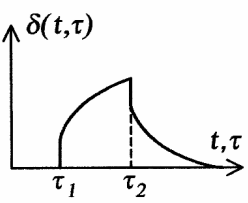
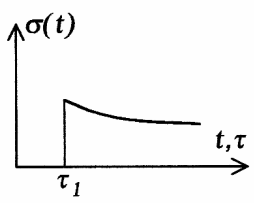
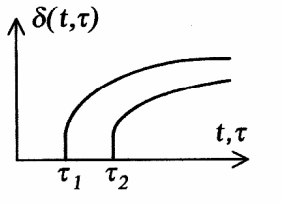
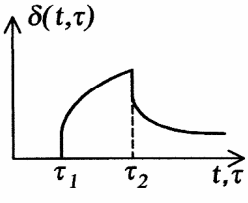
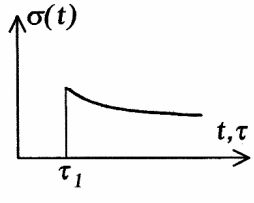
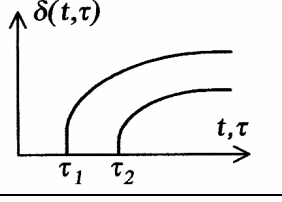
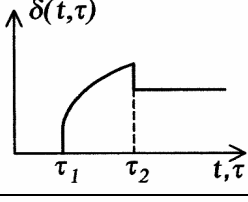
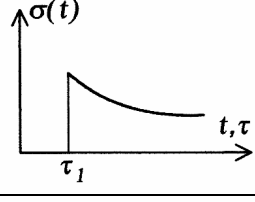
Teoria opracowana przez Trosta stanowi pewne ulepszenie teorii starzenia. Ulepszenie to wynika z odrzucenia zasady równoległości krzywych pełzania i uwzględnienia wieku betonu w chwili obciążenia. Wynikiem tej zmiany jest także częściowa odwracalność krzywych pełzania po odciążeniu, co zostało osiągnięte przez odpowiednie dobranie parametrów empirycznych. Teoria ta nadaje się do rozwiązywania problemów relaksacyjnych.

Funkcja pełzania teorii starzenia prowadzi do równań całkowych, które po odpowiednich transformacjach sprowadzają się do równań różniczkowych, łatwych do rozwiązania.

Teoria Arutiuniana najlepiej odwzorowuje rzeczywisty przebieg pełzania betonu. Funkcje pełzania wchodzące w skład tej teorii prowadzą do równań całkowych Voltery. Przy odpowiedniej postaci funkcji starzenia $\varphi(t)$ można je sprowadzić do nieliniowych równań różniczkowych. Zaletą tej teorii i funkcji pełzania jest zadowalająca zgodność krzywych relaksacji (tabl. 3-3) z krzywymi doświadczalnymi.

Celowe jest tutaj naświetlić zalety i wady teorii Arutiuniana z punktu widzenia tzw. funkcji dziedziczności, wprowadzonych przez A. A. Gwozdiewa [173]. Zanim wyjaśnimy sens fizyczny funkcji dziedziczności betonu, poświęćmy nieco uwagi stronie matematycznej zagadnienia w jednoosiowym stanie naprężenia. Arutiunian nazywa równanie (3-54) równaniem Voltery drugiego rodzaju i stosuje następujący zapis

Tablica 3-3 Funkcje pełzania i relaksacji w różnych teoriach pełzania betonu.

Teoria pełzania	Starzenie	Odwracalność pełzania	Relaksacja naprężeń
Teoria dziedziczności			
Teoria Arutiuniana			
Teoria starzenia			

$$\varepsilon_x(t) = \frac{\sigma_x(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \sigma_x(\tau) K(t, \tau) d\tau \quad (3-55)$$

Rozwiązanie tego równania jest następujące

$$\sigma_x(t) = \varepsilon_x(t)E(t) - \int_{\tau_1}^t \varepsilon_x(\tau) \bar{R}(t, \tau) d\tau \quad (3-56)$$

W wymienionych równaniach $K(t, \tau)$ jest jądrem równania (3-55), $\bar{R}(t, \tau)$ jest rezolwentą jądra $K(t, \tau) = \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau)$.

Ściśle biorąc równanie (3-55) nie jest równaniem Voltery, a funkcja $\bar{R}(t, \tau)$ nie jest rezolwentą jego jądra. Wynika to z faktu, że zgodnie z teorią równań całkowych jądro $L(t, \tau)$ równania Voltery i jego rezolwenta $R(t, \tau)$ powinny spełniać następujący warunek

$$L(t, \tau) - R(t, \tau) = \int_{\tau}^t R(\xi, \tau) L(t, \xi) d\xi \quad (3-57)$$

i wobec tego powinny mieć ten sam wymiar. Aleksandrowski [110] wykazuje, że wymiar $K(t, \tau)$ jest $\text{cm}^2 \cdot \text{kG}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$, a wymiar $\bar{R}(t, \tau)$ natomiast $\text{kG} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Aby spełnić warunek (3-57), należy do równania (3-55) wprowadzić jądro

$$L(t, \tau) = -E(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) \quad (3-58)$$

którego rezolwentą będzie $K(t, \tau)$. Obie funkcje mają ten sam wymiar d^{-1} . Jeżeli analogicznie do pełnego jednostkowego odkształcenia $\delta(t, \tau)$ wprowadzimy

pojęcie pełnego jednostkowego naprężenia $p(t, \tau)$, można rezolwentę $R(t, \tau)$ wyrazić przez

$$R(t, \tau) = \frac{1}{E(t)} \frac{\partial}{\partial \tau} p(t, \tau) \quad (3-59)$$

Funkcje $L(t, \tau)$ i $R(t, \tau)$ mogą być rozpatrywane jako jądra lub rezolwenty. Odzwierciedlają one całą historię deformacji lub obciążenia elementu w czasie $t - \tau$ lub też dziedziczą w momencie t efekt procesu obciążenia lub odkształcenia, działającego w okresie $t - \tau$.

Z tej relacji funkcje $L(t, \tau)$ i $R(t, \tau)$ nazwano funkcjami dziedziczności pierwszego i drugiego rodzaju. Zarówno funkcję $L(t, \tau)$, jak również $R(t, \tau)$ można wyznaczyć drogą doświadczalną. Ze wzorów (3-58) i (3-59) wynika, że funkcje te nie zależą ani od wielkości, ani od charakteru zmian naprężenia i odkształcenia, lecz są cechami fizycznymi betonu, rozpatrywanego jako tworzywo lepkosprężyste.

Definicja funkcji $L(t, \tau)$, podana przez Gwozdiewa, jest następująca: Funkcja dziedziczności pierwszego rodzaju $L(t, \tau)$ jest funkcją wpływu jednostkowego impulsu odkształcenia poprzedniej deformacji sprężystej, działającego w wieku betonu τ na pełną deformację betonu, stwierdzoną w momencie $t > \tau$. Gwozdiew nazwał ją funkcją pamięci. Analogiczną definicję można podać dla funkcji $R(t, \tau)$. Wyjaśnienie impulsu jednostkowego oraz graficzną interpretację obu funkcji znaleźć można w cytowanych pracach Gwozdiewa i Aleksandrowskiego.

Analizując funkcję pełzania betonu Arutiuniana, należy jeszcze zwrócić uwagę na jedno zagadnienie. Ponieważ zachowanie się betonu przy krótkotrwałym (doraźnym) i długotrwałym obciążeniu jest różne, celowe jest wydzielić z całkowitego odkształcenia $\delta(t, \tau)$ odkształcenie sprężyste i odkształcenie zależne od czasu, wywołane pełzaniem betonu. Można to zrobić w dwojaki sposób:

- 1) wydzielić odkształcenia natychmiastowe (sprężyste) $1/E(\tau)$ odpowiadające chwili obciążenia τ ,
- 2) wydzielić odkształcenia natychmiastowe $1/E(t)$ odpowiadające bieżącemu momentowi obserwacji t .

Najpierw Masłow, a następnie Arutiunian zastosowali pierwszy sposób, wyrażając całkowite odkształcenia w postaci:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \quad (3-60)$$

Ponieważ jednak odkształcenie sprężyste $1/E(\tau)$ jest zmienne w czasie, funkcja $C(t, \tau)$ przedstawia w rzeczywistości tylko część deformacji pełzania.

Drugi sposób został zaproponowany przez Aleksandrowskiego, wyraża odkształcenie w postaci:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(t)} + \bar{C}(t, \tau) \quad (3-61)$$

gdzie $\bar{C}(t, \tau)$ jest całkowitym odkształceniem pełzania narastającym w czasie, powyżej odkształcenia sprężystego $1/E(t)$. Funkcja $C(t, \tau)$ wyraża pełne odkształcenie pełzania zmniejszone o różnicę $1/E(\tau) - 1/E(t)$ sprężystych odkształceń w momencie przyłożenia obciążenia τ i w momencie pomiaru odkształcenia t . Jedynie w przypadku betonu starego, w którym współczynnik E jest niezmienny w czasie, funkcja $C(t, \tau)$ jest rzeczywistym, całkowitym

odkształceniem pełzania $\bar{C}(t, \tau)$. Stąd wynika, że w ogólnym przypadku ważna jest zależność

$$\bar{C}(t, \tau) = C(t, \tau) + \frac{1}{E(\tau)} + \frac{1}{E(t)} \quad (3-62)$$

Rozpatrując zagadnienie całkowitych jednostkowych naprężeń $p(t, \tau)$, stosowanych we wzorze (3-62), można analogicznie do (3-60), napisać

$$p(t, \tau) = E(\tau) - r(t, \tau) \quad (3-63)$$

W tym przypadku $E(\tau)$ przedstawia naprężenie jednostkowe w momencie τ , a $r(t, \tau)$ jest miarą relaksacji, przedstawiającą tylko pewną część całkowitej miary relaksacji $\bar{r}(t, \tau)$. Naprężenie $p(t, \tau)$ lepiej jest wyrazić w postaci

$$p(t, \tau) = E(t) - \bar{r}(t, \tau) \quad (3-64)$$

a miarę relaksacji

$$r(t, \tau) = \bar{r}(t, \tau) + E(\tau) - E(t) \quad (3-65)$$

Funkcje $\bar{C}(t, \tau)$ i $\bar{r}(t, \tau)$ Aleksandrowski nazywa funkcjami dziedziczności trzeciego i czwartego rodzaju. Dla ułatwienia analizy porównawczej teorii pełzania betonu, funkcje dziedziczności $C(t, \tau)$, $r(t, \tau)$, $L(t, \tau)$, $R(t, \tau)$ i $p(t, \tau)$ przedstawiono graficznie na rys 3-24, 3-25 i 3-26. Odpowiednie wyrażenie analityczne znaleźć można w pracy [8].

Porównując odpowiednie wzory na krzywe $C(t, \tau)$ można stwierdzić, że wszystkie trzy nie są zgodne z przebiegiem krzywych doświadczalnych zarówno dla małych i dużych wartości czasu obserwacji t . Wzory te nie odzwierciedlają także obserwowanego w doświadczeniach szybkiego narastania deformacji pełzania bezpośrednio po chwili obciążenia. Początkowe odcinki krzywych nie mają charakterystycznego stromego przebiegu stwierdzonego w doświadczeniach nie tylko w młodym, lecz także w starym betonie. Wyznaczone na bazie takich krzywych $C(t, \tau)$ funkcje wpływu $L(t, \tau)$ i $R(t, \tau)$ nie nadają się do zagadnień, w których mamy do czynienia z szybko zmieniającymi się w czasie naprężeniami lub odkształceniami.

Zasadniczą rolę we wzorach na $C(t, \tau)$ odgrywa w tym przypadku parametr γ , który jest miernikiem szybkości narastania krzywych pełzania. W miarę wzrostu parametru γ , rzędne funkcji $C(t, \tau)$ powiększają się (przy stałej wartości τ), a szybkość narastania rzędnych pełzania maleje do chwili, kiedy wpływ wykładnika potęgi $-\gamma(t-\tau)$ przeważa. Po dopasowaniu krzywych doświadczalnych do krzywych teoretycznych w początkowym okresie, powstają różnice w dalszym przebiegu funkcji. Przyczyną tego zjawiska jest fakt, że parametr γ jest funkcją (nieliniową) od t . Dlatego Aleksandrowski i Prokopowicz przedstawili funkcję $C(t, \tau)$ w postaci złożonej z dwóch części.

Funkcja Aleksandrowskiego jest następująca

$$C(t, \tau) = \psi(t) \frac{e^{\gamma t} - A_2}{e^{\gamma t} - A_2} + \Delta(\tau) [1 - e^{-\alpha(t-\tau)}] \quad (3-66)$$

gdzie $\alpha \gg \gamma > 0$, $0 \leq A_2 < 1$.

Wyrażenie (3-66) można też przedstawić w postaci

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) - F(t)(e^{\gamma\tau} - A_2) - \Delta(\tau)e^{-\alpha(t-\tau)} \quad (3-67)$$

gdzie

$$\varphi(t) = \psi(\tau) + \Delta(\tau) \quad (3-68)$$

$$F(t) = \frac{\psi(t)}{e^{\gamma t} - A_2} \quad (3-69)$$

Dla $\Delta(\tau)$ Aleksandrowski podaje wzór

$$\Delta(\tau) = m + ne^{-\alpha\tau} \quad (3-70)$$

gdzie: $m = 0,25 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{kG}$; $n = 0,99 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{kG}$; $\alpha = 0,275 \text{ d}^{-1}$.

Wzór (3-70) pokrywa się ze wzorem (3-53) proponowanym przez Arutiuniana przy parametrach: $C_1 = 0,975 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{kG}$; $A_1 = 4,62 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 \cdot \text{d} / \text{kG}$; $\gamma = 0,03 \text{ d}^{-1}$; $E_0 = 2,6 \cdot 10^{-5} \text{ kG} / \text{cm}^2$; $\beta = 0,206 \text{ d}^{-1}$.

Dla betonów starych Aleksandrowski proponuje wzory

$$\psi(t) = C_3 + \frac{A_3}{\tau}; \quad \Delta(\tau) = C_1 - C_3 + \frac{A_1 - A_3}{\tau}; \quad E(\tau) = E_0(1 - e^{-\beta\tau}) \quad (3-71)$$

gdzie: $A_1 = 4,62 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 \cdot \text{d} / \text{kG}$; $C_1 = 0,975 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{kG}$; $A_2 = 1$;

$A_3 = 3,416 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 \cdot \text{d} / \text{kG}$; $C_3 = 0,756 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{kG}$;

$E_0 = 2,6 \cdot 10^{-5} \text{ kG} / \text{cm}^2$; $\alpha = 6 \text{ d}^{-1}$; $\beta = 0,206 \text{ d}^{-1}$; $\gamma = 0,03 \text{ d}^{-1}$.

Na podstawie wzoru (3-66) wyznaczono następujące wyrażenia dla funkcji dziedziczności $L(t, \tau)$ i $R(t, \tau)$:

$$L(t, \tau) = E(\tau) \left\{ \frac{E'(\tau)}{E^2(\tau)} - \varphi'(\tau) + \gamma F(t)e^{\gamma\tau} + [\Delta'(\tau) + \alpha\Delta(\tau)]e^{-\alpha(t-\tau)} \right\} \quad (3-72)$$

$$R(t, \tau) = -\frac{1}{E(t)} \left\{ \begin{aligned} &K^2(\tau)F'(\tau)(e^{\gamma\tau} - A_2) - K'(\tau) - \\ &[K(\tau)(e^{\gamma\tau} - A_2)e^{-\eta(\tau)}] \int_{\tau}^t K(\tau)F'(\tau)e^{\eta(\tau)} d\tau + B_3(t)e^{-\mu(t)(t-\tau)} \end{aligned} \right\} \quad (3-73)$$

gdzie:

$$B_3 = F'(t)(e^{\gamma t} - A_2)[E^2(t) - K^2(t)] - \alpha E^2(t)\Delta(t) + K'(t) - E'(t) \quad (3-74)$$

$$\mu(t) = \frac{1}{B_3} \left\{ \begin{aligned} &B_3 + \gamma e^{\gamma t} F'[E^2 - K^2] - F'^2 (e^{\gamma t} - A_2)^2 [E^3 - K^3] - \\ &\alpha E[E\Delta]' - \alpha^2 E^3 \frac{\Delta}{K} + \frac{1}{2} F'(e^{\gamma t} - A_2)[E^2 - K^2] + 2\alpha E^3 \Delta F'(e^{\gamma t} - A_2) \end{aligned} \right\} \quad (3-75)$$

Wielkości B_3 , E , K , F , Δ są funkcjami czasu

$$K(t) = \frac{E(t)}{1 + \Delta(t)E(t)} \quad (3-76)$$

$$\eta(t) = \int_{\tau_1}^t K(\tau)F'(\tau)(e^{\gamma\tau} - A_2) d\tau \quad (3-77)$$

Krytyczną analizę przedstawionych teorii pełzania betonu przeprowadziło wielu autorów, a między innymi także autorzy prac [30] i [24].

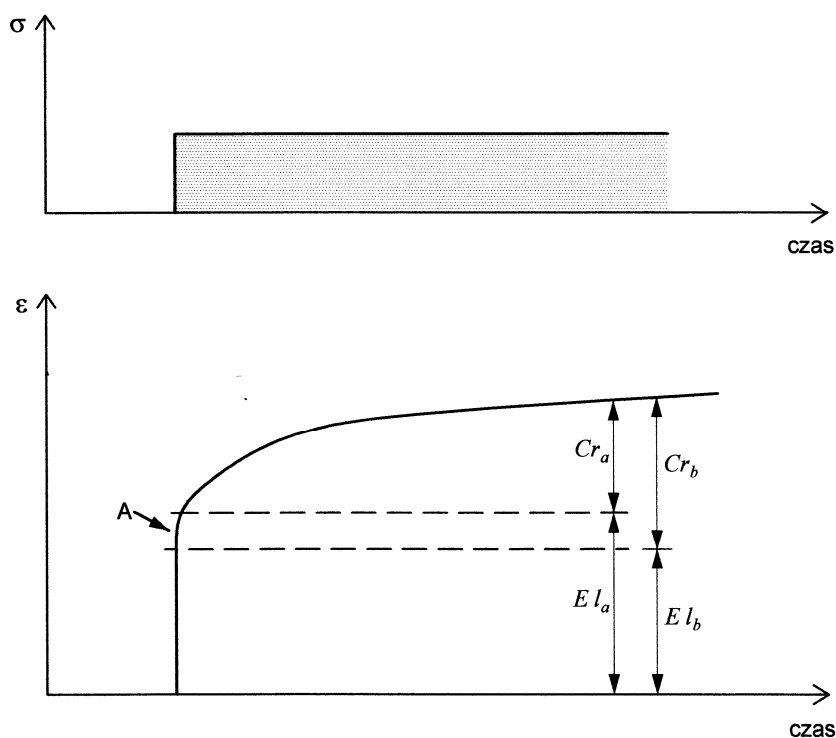
3.2.5. Współczynnik pełzania

Jednym ze sposobów modelowania deformacji betonu w czasie jest zastosowanie współczynnika pełzania. Użycie współczynnika pełzania zakłada, że deformacja w czasie t wywołana obciążeniem przyłożonym w czasie τ składa się z dwóch składników: deformacji doraźnej i deformacji od pełzania. Całkowita deformacja może być zapisana jako:

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, \tau) = \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} + \varphi(t, \tau) \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} \quad (3-78)$$

gdzie: $\sigma(\tau)$ jest naprężeniem przyłożonym w czasie τ (rys. 3-26a),
 $E(\tau)$ jest modułem sprężystości betonu w czasie τ ,
 $\varphi(t, \tau)$ jest funkcją pełzania lub współczynnikiem pełzania w czasie t dla wieku obciążenia τ .

Pierwsza część równania (3-78) opisuje deformację doraźną, druga – pełzanie. To prawo pełzania wymaga znajomości wartości modułu sprężystości w czasie przyłożenia obciążenia. Jednakże, jest to trudne do określenia w badaniach materiałowych. Wartość modułu sprężystości w określonym wieku jest wyraźnie zależna od szybkości narastania obciążenia, co jest spowodowane zjawiskiem pełzania zawsze obecnym przy obciążaniu betonu. W ten sposób, w analizie wyników badań, wartość modułu sprężystości i współczynnika pełzania jest mocno zależna od tego jak rozgraniczymy doraźny od opóźnionego składnika deformacji (patrz rys. 3-25). Deformację doraźną określa punkt położony na zbliżonym do pionowego odcinku krzywej – A. Jednoznaczne wydzielenie części opóźnionej Cr i sprężystej EI jest trudne. Popęplnienie błędu wskazanego na rysunku jest niezwykle łatwe, zwłaszcza przy młodym betonie i długim czasie przykładania obciążenia.



Rys. 3-25 Niedokładność związana z odseparowaniem deformacji sprężystej od pełzania (patrz opis w tekście).

Oznacza to, że interpretując wartości modułu sprężystości i współczynnika pełzania otrzymane przez różnych autorów, przy różnych intensywnościach przykładania obciążenia, bardzo łatwo popełnić błąd. Takie zjawisko ma dużo większe znaczenie w młodym betonie.

3.2.6. Funkcja podatności pełzania

Całkowita deformacja $\varepsilon(\tau, t)$ w czasie od chwili obciążenia τ do chwili t przy naprężeniu w tym okresie wynoszącym $\sigma(t)$ może być wyrażona za pomocą funkcji podatności (rys. 3-26):

$$\varepsilon(\tau, t) = J(\tau, t)\sigma(t) \quad (3-79)$$

W równaniu 3-79 nie musimy definiować deformacji doraźnej. W literaturze można znaleźć kilka wyrażań na funkcję podatności. Współczynnik pełzania i efektywny moduł sprężystości E_{eff} (jeśli szybkość obciążania jest dokładnie zdefiniowana i jeśli współczynnik pełzania i moduł sprężystości są oznaczane w tym samym teście) mogą być wyrażone poprzez funkcję podatności:

$$J(\tau, t) = \frac{1 + \varphi(\tau, t)}{E(t)} = \frac{1}{E_{eff}} \quad (3-80)$$

3.2.7. Sumacyjne sformułowanie prawa lepko-sprężystości

Wykorzystując zasadę superpozycji Boltzmana możemy uwzględnić historie odkształceń wywołanych historią naprężeń (rys. 3-26b):

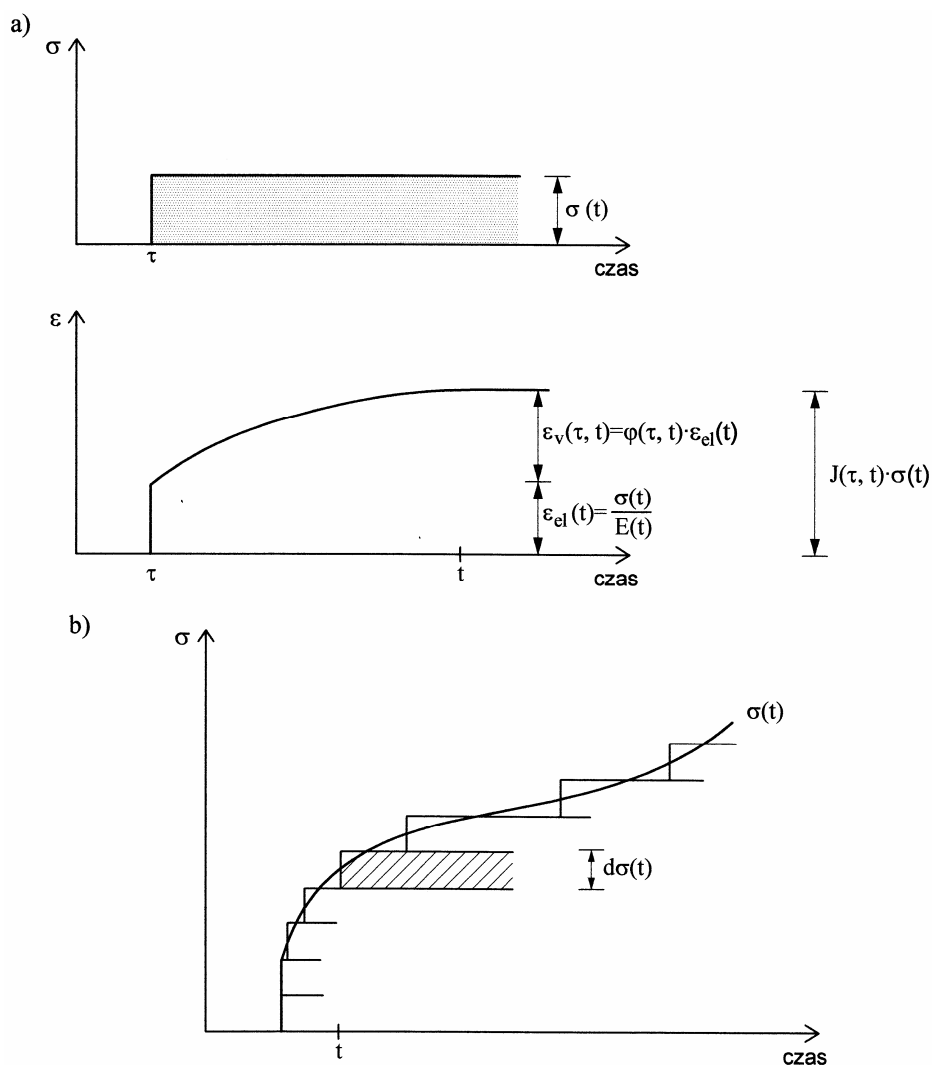
$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t, t') d\sigma(t') + \varepsilon_0(t) \quad (3-81)$$

gdzie: $J(t, \tau)$ jest podatnością pełzania w czasie t dla obciążenia w czasie τ ,

$d\sigma(\tau)$ jest przyrostem naprężeń w czasie,

$\varepsilon_0(t)$ jest przyrostem odkształceń niezależnych od naprężeń
np. odkształceniem termicznym lub skurczowym.

Superpozycja odkształceń (jako odpowiedzi betonu na przyłożone naprężenia) jest dopuszczalna tylko wtedy, gdy dla każdego składnika sumacyjnego zależność $\sigma-\varepsilon$ jest liniowa. Wg Bazanta i Wittmana [16], przy wprowadzeniu kilku ograniczeń zasada superpozycji może mieć uzasadnioną stosowalność do betonu. Wątpliwym jest jednak, czy wprowadzone ograniczenia pozwolą wykorzystać zasadę superpozycji do analizy naprężeń termicznych w młodym betonie. Wyznaczenie każdego przyrostu naprężeń w analizie naprężeń termicznych, powinno uwzględniać pełną historię poprzedzającego go obciążenia.



Rys. 3-26 a) Deformacja od pełzania w czasie t dla wieku obciążenia τ wyrażona funkcją pełzania $\varphi(\tau, t)$ i funkcją podatności $J(\tau, t)$, b) Modelowanie bezwzględnej historii naprężeń przez dyskretne przyrosty naprężeń $d\sigma(\tau)$ jakie może być zastosowane w przyrostowym sformułowaniu prawa lepko-sprężystości (równ. 3-82).

3.2.8. Zasada superpozycji wyrażona funkcją relaksacji

Podobnie jak powyżej, naprężenia przy zmianie odkształceń w czasie mogą być wyrażone za pomocą funkcji relaksacji:

$$\sigma(t, \tau) = R(t, \tau)\epsilon(\tau) \quad (3-82)$$

gdzie $R(t, \tau)$ jest funkcją relaksacji w czasie t dla odkształceń powstałych w czasie τ .

Również zmianę naprężeń przy narzuconej historii odkształceń można zapisać w ten sam sposób co równanie (3-81):

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t, \tau)[d\epsilon(\tau) - d\epsilon_0(\tau)] \quad (3-83)$$

gdzie $d\epsilon(\tau)$ i $d\epsilon_0(\tau)$ oznaczają odpowiednio przyrost odkształceń i niezależny od naprężeń przyrost odkształceń w czasie τ (np. skurcz betonu). Funkcja

podatności może być przetransponowana w funkcję relaksacji przez rozwiązanie równania (3-81) (Emborg [62], Bazant i Wittman [16]). Sformułowanie funkcji relaksacji z równania (3-81) przedstawili Gutsch i Rostásy [71].

3.2.9. Sformułowanie przyrostowe

Przyrostowy opis lepko-sprężystego zachowania betonu eliminuje potrzebę znajomości historii naprężeń i odkształceń, co jest niezbędne w metodzie sumacyjnej. Ponadto, przy zastosowaniu takiego opisu pełzania, możliwe jest modelowanie efektów nieliniowych powstałych np. przy wysokim poziomie naprężeń (mikrozarysowanie), plastycznego płynięcia i efektów termicznych w bardziej ścisły sposób niż przy wykorzystaniu sumacji (superpozycji).

Przyrostowy opis pełzania to nic innego jak wspomniane już równanie Dischingera (rów. 3-34). Ujęcie to może być przydatne do opisu pełzania przy zmiennej historii naprężeń. Metoda jest oparta na założeniu, że szybkość pełzania jest niezależna od wieku betonu w chwili przyłożenia obciążenia. Dla różnych czasów obciążenia otrzymuje się równoległe krzywe pełzania (patrz: teoria starzenia). Prowadzi to do następującego równania:

$$\frac{d\varepsilon_{tot}(T)}{dt} = \frac{\sigma(t)}{E} \cdot \frac{d\phi(t)}{dt} + \frac{1}{E_c} \cdot \frac{d\sigma(t)}{dt} \quad (3-82)$$

gdzie $\frac{d\phi(t)}{dt}$ i $\frac{d\sigma(t)}{dt}$ są odpowiednio przyrostami współczynnika pełzania i naprężeń.

Przyrostowy opis pełzania implikuje zapis zachowania betonu w różnorodnych typach równań, np. równania oparte na modelu Kelvina Voighta lub modelu Maxwella (patrz Bazant i Wittman [16] oraz Anderson [11]). Przykładem odmiennego typu równania konstytutywnego opartego na modelu reologicznym jest równanie oparte na modelu Maxwella Chaina:

$$\dot{\sigma}_\mu + \frac{E_\mu(t)}{\eta_\mu(t)} \sigma_\mu = E_\mu(t)(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}_0) \quad (3-83)$$

Opisane w tym punkcie podejście do problemu pełzania zostało wykorzystane przez Emborga [62] w analizie naprężeń termicznych, otrzymując dobrą zgodność wyników z rezultatami badań doświadczalnych zależną głównie od trafności opisu nieliniowego zachowania młodego betonu (nieliniowość przy niskich naprężeniach przy odprężeniu opóźnionym oraz nieliniowość przy wysokim poziomie naprężeń). W tym celu, najpierw wykorzystano program komputerowy do konwersji wyników pełzania w relaksację i oszacowania modułu sprężystości E_μ w modelu Maxwella Chaina (patrz Bazant [23] i Jonasson [87]).

Reologicznych modeli opartych na elementach Kelvina Voighta użyli również w obliczeniach naprężeń termicznych Dahlblom [46] i Haugaard i inni [79].

Należy tutaj również wspomnieć o przyrostowym modelu zawierającym uproszczone sformułowanie przyrostu odkształceń od pełzania $\dot{\varepsilon}_F$, który przedstawili Acker i inni [4]. Model jest oparty na tzw. metodzie czasu ekwiwalentnego zgodnie z normą francuską (BPEL 83, [31]). U Ackera i Eymarda [5] modelowanie przyrostowe zostało dalej rozwinięte do modelu pełzania nieliniowego.

Lokhorst i van Breugel [109] przedstawili model, który łączy prawa prostego materiału z opisem mikrostruktury twardniejącego betonu. Użyli następujących relacji naprężenia-odkształcenia:

$$\varepsilon_a = (\sigma/E_a) \quad \text{dla kruszywa,}$$

$$\varepsilon_p = \sigma/E_p + at^n \sigma \quad \text{dla zaczynu cementowego.}$$

gdzie: ε_a i ε_p są odkształceniami kruszywa i zaczynu cementowego,

E_a i E_p oznaczają moduły sprężystości, $E_a = 6 \cdot 10^4$ MPa, $E_p = 3 \cdot 10^4$ MPa,

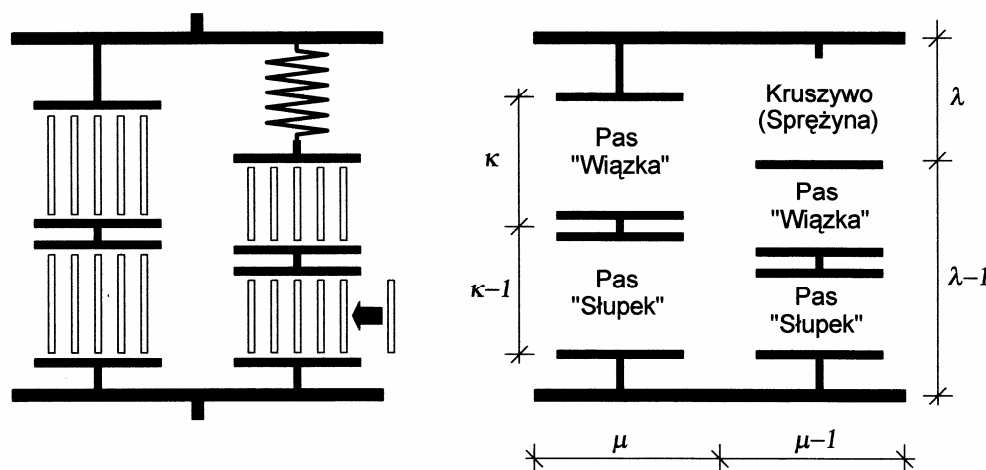
σ jest naprężeniem,

t jest czasem pod obciążeniem,

a jest podstawową szybkością pełzania,

$n = 0,3$.

Użyto trzech współczynników (κ , λ i μ) do opisu względnej objętości poszczególnych składników modelu: kruszywa, słupków i wiązek (rys. 3-27).



Rys. 3-27 Model reologiczny młodego betonu, Lokhorst i van Breugel [109].

3.2.10. Modele matematyczne opisujące sprężystość i pełzanie betonu

Moduł sprężystości betonu

Byfors w pracy [40] porównał wyniki kilku badań wskazując, że moduł sprężystości młodego betonu przyrasta znacznie szybciej niż wytrzymałość na ściskanie. Pokazano również, że relacja naprężenia-odkształcenia w młodym wieku ma nieliniowy kształt nawet przy niskim poziomie naprężeń. Dlatego też, moduł sprężystości oznaczony przy niskim tempie obciążania (E_{stat}), w wyniku pełzania betonu podczas narastania obciążania, jest niższy niż przy sposobie dynamicznego obciążania (E_{dyn}). Wpływ ten jest szczególnie mocny w młodym betonie. Tablica 3-4 przedstawia kilka, dostępnych w literaturze, wyrażań na relację moduł sprężystości - wytrzymałość na ściskanie.

Na rysunku 3-28 przedstawiono porównanie relacji zaproponowanej przez Byforsa z wynikami badań doświadczalnych. Na rys. 3-29a, pokazano natomiast porównanie wyników otrzymanych z równań zamieszczonych w tablicy 3-4. Podobnie jak na rysunkach 3-10 i 3-12 (obrazujących równania na wytrzymałość

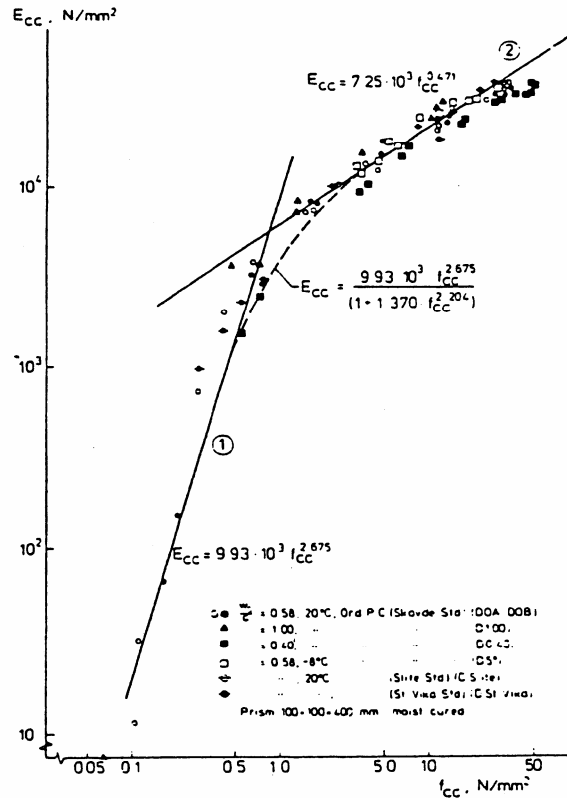
Tablica 3-4 Kilka wyrażen na moduł sprężystości młodego i dojrzałego betonu.

Źródło	Relacja	Współczynniki, itp.	Uwagi
CEB/FIP MC90 [42]	$E_c = 10^4 f_c^{0,333}$ $E_c(t) = \beta_E(t) E_c$ $\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5}$	E_c - moduł sprężystości betonu 28-dniowego. $\beta_{cc}(t)$ - względny przyrost naprężeń ściskających zdefiniowany przez MC90	Dojrzały beton Młody beton
ACI (318-83) [3]	$E_c = 4730 f_c^{0,5}$		Dojrzały beton, (Młody beton – Oluokun i inni, [129])
Norwegian Code NS 3473 [125]	$E_c = 10^4 f_c^{0,3}$		Dojrzały beton
Byfors [40]	$E_c = E_0 f_{cc}(t)^a$ lub $E_c = \frac{9,93 \cdot 10^3 \cdot f_{cc}^{2,657}}{1 + 1,370 \cdot f_{cc}^{2,657}}$	$f_{cc} \leq 1$ MPa : $E_0 = 9,93 \cdot 10^3$ $a = 2,675$ $f_{cc} > 1$ MPa : $E_0 = 7,25 \cdot 10^3$ $a = 0,471$	Można uwzględnić zależność w_o / c (patrz. rys. 3-7) $w_o / c < 0,40$ $\approx +20 \%$ $w_o / c > 0,60$ $\approx -20 \%$
Laube [105]	$\frac{E_c(\alpha)}{E_c(\alpha = 1)} = \frac{(1 + f_{ct}(\alpha = 1)^b) \cdot (rel \cdot f_{ct})^a}{1 + (f_{ct}(\alpha = 1) \cdot rel \cdot f_{ct})^b}$	$a = 0,945$ (-) $b = 0,823$ (-)	f_{ct} - patrz tablica 3-2
Umehera, Lehara, Lisaka i Sugiyama [170]	$E_c(t) = \beta(t) \cdot 4,79 \cdot 10^3 \cdot (f_c^1(t))^{0,5}$	$\beta(t) = 0,73$; $t \leq 3$ dni $\beta(t) = 0,87$; $3 < t \leq 4$ dni $\beta(t) = 1,0$; $t > 4$ dni	f_c^1 - wytrzymałość na ściskanie

na ściskanie i rozciąganie), i tutaj można zauważyć bardzo duży rozrzut rezultatów.

Dla opisu zarówno modułu sprężystości jak i współczynnika Poissona wielofazowy model dla betonu oparty na modelu Christensena i Lu [15] rozwinęli Paulini i Gratl [133]. Model został zweryfikowany wynikami badań doświadczalnych.

Rzeczywista wartość modułu sprężystości młodego betonu w naturalnej konstrukcji dalece odbiega od wartości wyznaczanej na próbkach cylindrycznych. Wartość modułu sprężystości betonu prócz przyrostu w czasie wynikającego z rozbudowy struktury betonu podlega również w naturalnej konstrukcji tendencji



Rys. 3-28 Wyniki modułu sprężystości betonu otrzymane z równania zaproponowanego przez Byforsa [40] w porównaniu z wynikami badań doświadczalnych (bełeczki 100×100×400 mm).

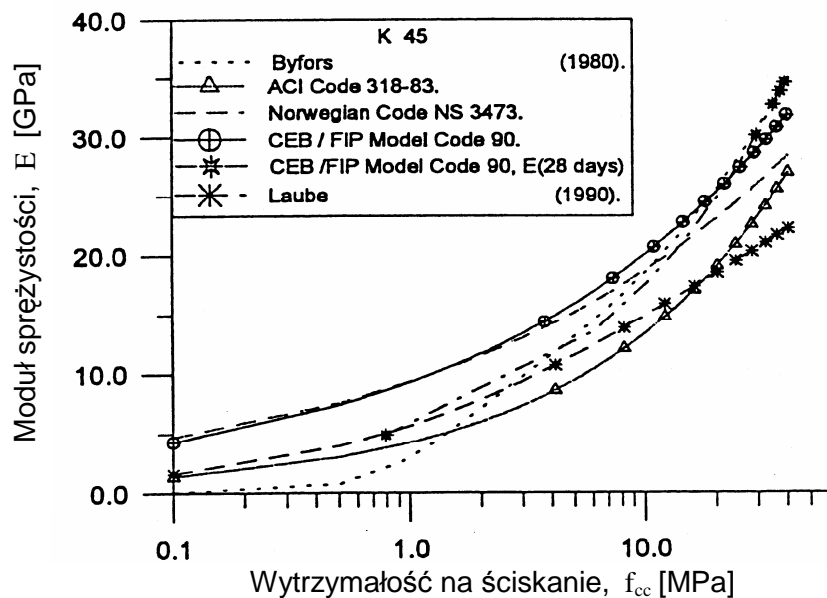
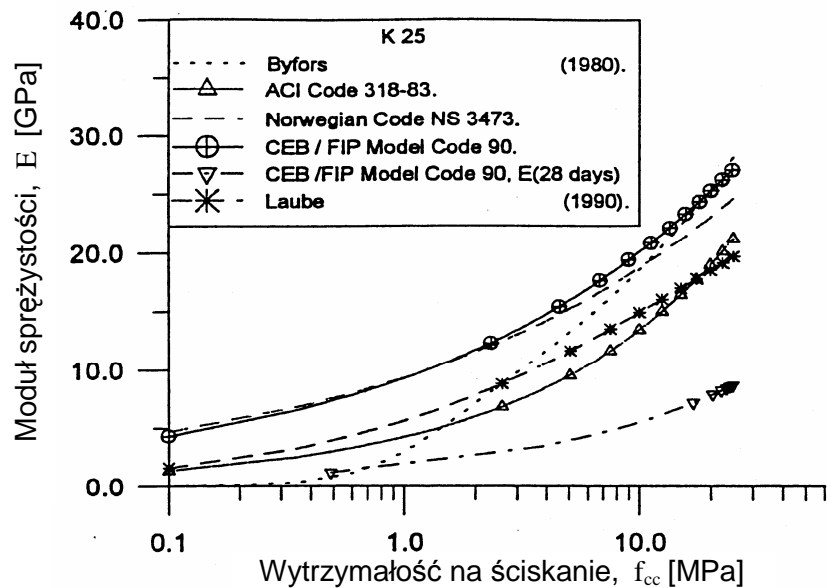
spadkowej. Spadek ten wywołany jest historią obciążenia i temperatury betonu, która wywiera na niego niekorzystny wpływ. Rzeczywisty moduł sprężystości betonu nazywany jest efektywnym modułem sprężystości i definiowany jest na różne sposoby.

Tanabe w pracy [163] prezentuje wyniki badań modułu sprężystości w fundamentowym masywie betonowym o wymiarach 9,5×42,0×3,0 m. Przetworniki naprężeń i odkształceń zainstalowano w 5 punktach na wysokości przekroju w okolicach środka rzutu fundamentu. Pomiar został uruchomiony natychmiast po zalaniu czujników betonem. Wyznaczony z pomiaru odkształceń i naprężeń w betonie moduł sprężystości i jego przebieg w czasie, w porównaniu z wartością wyznaczoną na próbkach cylindrycznych, przedstawiono na rysunku 3-30. Widać wyraźnie, że obydwie wartości znacząco od siebie odbiegają a różnica ta pogłębia się w czasie. Stosunek modułu w konstrukcji do modułu wyznaczonego na próbkach dobę po zabetonowaniu wynosi 0,77 po czym spada w czasie. Stabilizuje się na poziomie ok. 0,55 po 7 dniach.

Efektywny moduł sprężystości betonu definiowany jest przez większość norm narodowych jako funkcja siecznego modułu sprężystości E_{cm} i współczynnika pełzania ϕ :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi} \quad (3-83a)$$

ACI Committee 209 do opisu zachowania betonu pod obciążeniem w czasie wprowadza dodatkowy współczynnik starzenia χ zmieniający się w przedziale od 0,6 do 0,9:



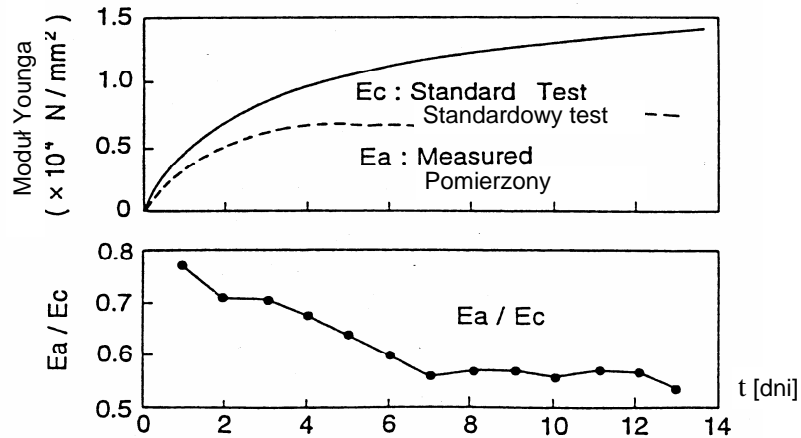
Rys. 3-29 Porównanie pomiędzy wybranymi relacjami E - f_{cc} zamieszczonymi w tablicy 3-4. Beton - patrz rys. 3-10.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \chi \cdot \phi} \quad (3-83b)$$

Pełzanie betonu zależy w dużej mierze od zawartości wilgoci w betonie. Rozkład wilgoci w przekroju elementu betonowego z uwagi na różne warunki odparowywania wody, może być znacząco różny na różnych głębokościach. Wobec czego, różne wartości współczynnika pełzania będą prowadziły do różnych wartości modułu sprężystości betonu na grubości elementu.

Funkcja (współczynnik) pełzania

Funkcja pełzania może być sformułowana jako suma dwóch (lub więcej) składników (przykładowo sprężysty opóźniony i lepko-plastyczny na rys. 3-13) lub jako produkt wieku (t) i funkcja trwania obciążenia ($\tau - t$), patrz tablica 3-5.



Rys. 3-30 Moduł Younga otrzymany w standardowym badaniu próbek cylindrycznych oraz pomierzony w konstrukcji.

Oczywiście istnieje wiele innych funkcji opisujących współczynnik pełzania niż te, przedstawione w dalszej części, które są używane do opisu zachowania dojrzewającego betonu (patrz np. Neville i inni [122]). Podstawowym pytaniem jest jednak to, jak dokładne jest modelowanie zachowania betonu w bardzo młodym wieku ($t < 2-3$ dni, a w szczególnych przypadkach $t < 1$ dzień).

Gujot, Torrenti i Laplante [70] rozwinęli całkowite odkształcenia za pomocą programu MEXO w oparciu o trzy podstawowe prawa pełzania, jak pokazano uzyskując dobre zgodności z wynikami badań eksperymentalnych:

CEB Code [42]:

$$\varphi_c(t, \tau) = \frac{1}{E_{28}} \left(\frac{16,8}{f_{c28}^{0,5}} \right) \cdot \left(\frac{1}{0,1 + \tau^{0,2}} \right) \cdot \left(\frac{t - \tau}{1500 + t - \tau} \right)^{0,3} \quad (3-84)$$

Laplante [104]:

$$\varphi_c(t_e, \tau_e) = C_c(\tau_e) \frac{(t_e - \tau_e)^{A_c}}{B_c(\tau_e) + (t_e - \tau_e)^{A_c}} \quad (3-85)$$

Le Roy [146]:

$$\varphi_c(t, \tau) = \frac{131e^{-6}}{f_c(\tau)^{0,5}} \cdot \frac{(t - \tau)^{0,5}}{1,47 \exp\left(3,4 \frac{f_c(\tau)}{f_{c28}}\right) + (t - \tau)^{0,5}} \quad (3-86)$$

Funkcja podatności

Nadmieniona wcześniej funkcja podatności może być wyrażona za pomocą funkcji pełzania. Prawdopodobnie najbardziej znaną funkcją podatności jest sformułowanie „podwójnie mocnego prawa” (*Double-Power Law*) (Bazant i Panula), w którym pełzanie i sprężystość są opisane przez „mocne” krzywe dla czasu obciążania i odwrócone „mocne” krzywe dla okresu działania obciążenia

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_0} + \frac{\varphi_1}{E_0} (\tau^{-m} + \alpha)(t - \tau)^n \quad (3-87)$$

Tablica 3-5 Przykłady wyrażen na współczynnik pełzania publikowane w literaturze.

Źródło	Relacja	Uwagi, współczynniki, itp.
CEB/FIP [41]	$\varphi(t, \tau) = \varphi_{28}(t, \tau) \frac{E_c(\tau)}{E_c(28)}$ $\varphi_{28}(t, \tau) = \beta_d(\tau) + \varphi_d \beta_d(t - \tau) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(\tau)]$	$E_c(\tau)$, $E_c(28)$ - moduł sprężystości w chwili przyłożenia obciążenia i w wieku 28 dni. $E_c(\tau)$, $\varphi_d \beta_d$, $\varphi_f \beta_f(t)$ patrz norma.
CEB/FIP MC90 [42]	$\varphi(t, \tau) = \varphi_0 \beta_c(t - \tau)$	φ_c = umowny wpływ wieku i skurczu na pełzanie, patrz norma. β_c = rozwój pełzania po obciążeniu, uwzględniający również typ cementu i wpływ temperatury.
ACI [3]	$\varphi(t, \tau) = \frac{(t - \tau)^{0,6}}{10 + (t - \tau)^{0,6}} \varphi_{\infty}(\tau)$ $\varphi_{\infty}(t, \tau) = 2,35 \kappa'_1 \kappa'_2 \kappa'_3 \kappa'_4 \kappa'_5 \kappa'_6 \kappa'_7$	$\kappa'_1 - \kappa'_7$ - wiek w chwili obciążenia, skład mieszanki ...itp.
Laube [105]	$\varphi(t, \tau) = P_1(\tau) \left[\frac{t - \tau}{t_k} \right]^{P_2(\tau)}$	$P_1(\tau)$, $P_2(\tau)$ - zależne od wieku $t_k = 1$ (h)
Swedish Code [158]	$\varphi(t, \tau) = \varphi_0 \cdot \varphi_h \cdot \varphi'_t \cdot \varphi_{t-\tau}$	Podstawowe pełzanie φ zależy od wilgotności, wieku w chwili obciążenia, czasu działania obciążenia.
Byfors [40]	$\varphi'_t = \left[\frac{\frac{f_{cc}(\tau)}{f_{cc}(28d)} + a}{1 + a} \right]^{-2/3}$	Zależność od czasu, $a = 0,17$ dla prób na szwedzkich cementach portlandzkich
Pfefferle [135]	$\varphi_{t-\tau} = 1 - \sum_{i=1}^n a_i \exp(-b_i \sqrt{t - \tau})$	Pełzanie pod obciążeniem a_i , b_i jest stałe, patrz Emborg [152]
Bernander Gustafsson [26]	$\varphi(t, \tau) = \left[\sum_{i=1}^n \beta_n e^{-q_n \tau} (1 - e^{-q_n(t-\tau)}) \right] \left[1 + \kappa \left(\frac{\sigma(t)}{\sigma_M(t)} \right)^m \right]$	$\sigma(t)$, $\sigma_M(t)$ jest wytrzymałością na ściskanie i rozciąganie w czasie t . β_n , q_n (1/day), m oraz κ są stałymi.
BPEL 83 [31]	$\varphi(t - \tau) = \left(0,40 + \frac{k_1(h, r)}{1 + 0,01 \cdot \tau} \cdot \frac{\sqrt{t - \tau}}{k_2(r) + \sqrt{t - \tau}} \right)$	$k_1(h, r)$, $k_2(r)$ - funkcje materiałowe.

Acker, Eymard [4]	$\varepsilon_v = \sigma \cdot F\left(\frac{\varepsilon_v}{\sigma}, \mu, T, w\right)$ $\mu = \int_0^{t_0} \exp\left(-\frac{k}{T(\tau)} + \frac{k}{T_{ref}}\right) d\tau$	ε_v - odkształcenia od pełzania, T - temperatura, w - zawartość wody, μ - funkcja dojrzałości, F - pochodna funkcji pełzania ϕ zgodnie z BPEL 83.
-------------------------	---	--

gdzie E_0 , ϕ_1 , m , α i n są parametrami materiałowymi, patrz Bazant i Panula [15], Bazant i Wittman [16], Kanstad [93] i Emborg [62].

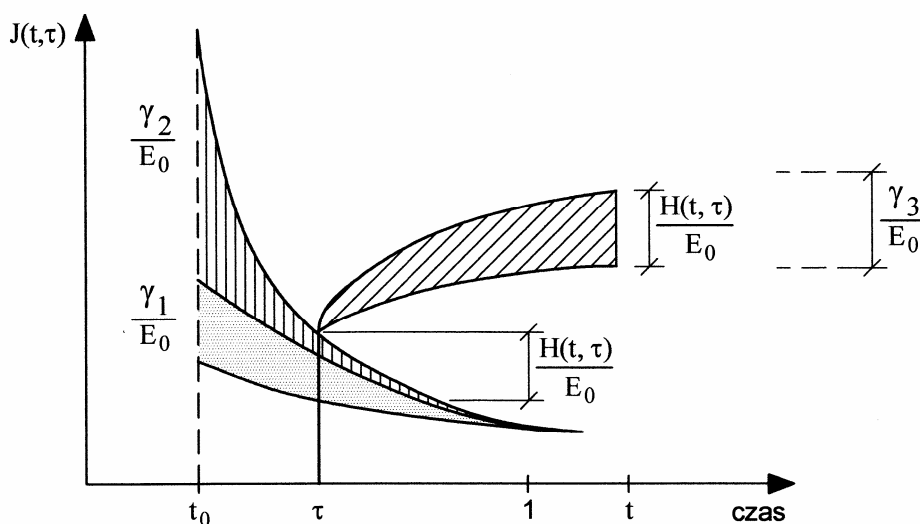
Bazant i Chern [24] rozszerzyli podwójnie do potrójnie mocnego prawa, w którym pełzanie długotrwałe opisali ściślej:

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_1}{E_0} (\tau^{-m} + \alpha) [(t - \tau)^n - B(t, \tau, n)] \quad (3-88)$$

Równanie (3-88) nie nadaje się do opisu bardzo młodego betonu ($t < \text{ok. } 1,5$ dnia) i dlatego zostało zaimplementowane przez Emborga z dodatkowymi funkcjami $G(\tau)$ i $H(t, \tau)$ typu wykładniczego:

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_1}{E_0} (\tau^{-m} + \alpha) [(t - \tau)^n - B(t, \tau, n)] + \frac{G(\tau)}{E_0} + \frac{H(t, \tau)}{E_0} \quad (3-89)$$

$G(\tau)$ opisuje zależność deformacji doraźnej od czasu, natomiast $H(t, \tau)$ opisuje przyrost wczesnego pełzania po przyłożeniu obciążenia (rys. 3-31). Emborg [63] porównał rozwój stałych E_0 , ϕ_1 , m , α i n z oryginalnymi równaniami Bazanta i Panuli [15]. W ten sposób uzyskał zadowalającą zgodność przez badanie pełzania na betonach normalnej wytrzymałości z różnymi cementami.



Rys. 3-31 Dodatkowe funkcje $G(\tau)$ i $H(t, \tau)$ do opisu pełzania młodego betonu (Emborg [64]) (porównaj również z Westman [175], [176]).

Westman [175], [176] zaproponował wykorzystanie równania (3-89) do modelowania pełzania w betonie wysokiej wytrzymałości przez przekształcenie funkcji $G(\tau)$ i $H(t, \tau)$ do funkcji $\psi_1(\tau)$ i $\psi_2(t, \tau)$:

$$\psi_1(t, t') = \gamma_1 \left(\frac{t - t'}{t_1 - t_0} \right)^{a_1} \quad (3-90a)$$

$$\psi_2(t, t') = \gamma_2 \left[1 - \exp \left(- \frac{t - t'}{t_2} \right)^{a_2} \right] \left(\frac{b_3 - t'}{t_3 - t_0} \right)^{a_3} \quad (3-90b)$$

Dodatkowo, Bazant wraz z zespołem zaproponowali nowe wyrażenie na opis podwójnie i potrójnie mocnego prawa pełzania, patrz np. Bazant, Kim i Panula [19] oraz Bazant i Kim [14], których przydatność do analizy naprężeń termicznych jest i może być dalej weryfikowana w licznych badaniach eksperymentalnych i teoretycznych.

Pełzanie podstawowe, z wyrażeniem gdzie czasy t i τ były transponowane do zmiennych u i u' opisał Wilson [180]:

$$J(u, u') = \frac{1}{E_c} \left[\frac{1}{\psi(u')} + \varphi_0(u - u') \right] \quad (3-91)$$

gdzie E_c jest 28 dniowym modułem sprężystości betonu. Funkcja $\psi(u')$ wyraża wpływ wieku obciążenia, natomiast φ_0 jest podstawową wartością pełzania (Emborg [61]).

Przez zastosowanie modelu reologicznego do rezultatów z badań pełzania, Umehara, Lebara, Lisaka i Sugiyama [170] zaproponowali następujący model dla deformacji przy ściskaniu, zależnej od czasu:

$$J_c = [26,96(1 - e^{-24,74t}) + 71,99(1 - e^{-0,575t})] \cdot 10^{-6} \quad (3-92)$$

który jest reprezentowany przez 4 - elementowy model reologiczny.

Wyrażenie opisujące pełzanie przy rozciąganiu zaproponował natomiast Umehara z zespołem [170]:

$$J_t = [28,74(1 - e^{-0,801t}) + 8,13(1 - e^{-45,38t}) + 4,468 t] \cdot 10^{-6} \quad (3-93)$$

Wpływ temperatury

Pełzanie jest zależne na dwa sposoby od zmiany temperatury: bezpośrednio przez wzmożoną szybkość pełzania i pośrednio przez wpływ temperatury na szybkość dojrzewania betonu.

Wpływ temperatury na dojrzewanie betonu uwzględnia się w obliczeniach przez wprowadzenie koncepcji ekwiwalentnego wieku betonu. Wielkości t i τ są zastąpione wiekiem ekwiwalentnym t_e i τ_e .

Wpływ stałej temperatury w okresie czasu na szybkość pełzania był obrazowany w literaturze za pomocy różnych wykresów i równań. Przykładowo, MC 90 (CEB/FIP [42]) uwzględnia wpływ temperatury wprowadzając współczynnik zależności termicznej $\beta_{H,T}$ i $\varphi_{RH,T}$.

Umehara i inni [170] proponują uwzględnienie temperatury na szybkość pełzania poprzez mnożnik przy funkcji podatności:

$$J(t, t', T) = \Phi_c(T) \cdot J(t, t') \quad (3-94a)$$

$$\Phi_c(T) = 0,112T + 0,552 \quad (3-94b)$$

Bazant i Panula [15] modelują wpływ temperatury na szybkość pełzania przez zamianę ϕ_1 i n na ϕ_T i n_T , które są funkcją temperatury dojrzewania betonu. Zmiana szybkości pełzania w wyniku zmiany temperatury w czasie, jak również zmiany warunków naprężeniowych, zgodnie z Bazantem i Wittmanem [16] może być jedynie uwzględniona w sposób bardzo przybliżony i empiryczny wykorzystując zasadę superpozycji, która nie daje możliwości uwzględnienia historii temperatury na bieżącą prędkość pełzania. W niezależnym od historii obciążenia przyrostowym opisie pełzania (równ. 3-82) te trudności nie występują. Zmiana bieżącej szybkości przyrostu odkształceń może być opisana przez modyfikację parametru $n_\mu(t)$ w równaniu (3-83) tj. lepkości m -tego elementu Maxwella. Modyfikacja taka wygląda następująco (Bazant i inni [17]):

$$\dot{\gamma}_\mu(t, T) = \phi_T \dot{\gamma}_\mu(t) \quad \text{gdzie} \quad \dot{\gamma}_\mu(t) = E_\mu(t) / \eta_\mu(t) \quad (3-95)$$

$$\phi_T = \exp \left[\frac{U_c}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T(t)} \right) \right] \quad (3-96)$$

T_0 oznacza temperaturę odniesienia równą 20°C, R jest stałą gazową (8,31 KJ/mol) a U_c jest energią aktywacji pełzania; $U_c/R = 5000K$. W ten sposób, wydawać się może, iż koncepcja energii aktywacji może być zastosowana do opisu pełzania co wnioskowano również w innych pracach np. prowadzonych na Uniwersytecie w Delft.

Wpływ temperatury na dojrzewanie betonu w opisie przyrostowym pełzania uwzględniany jest za pomocą modułu relaksacji $E_\mu(t)$ zależnego od ekwiwalentnego okresu dojrzewania. Dalsze informacje dotyczące wpływu temperatury na zachowanie młodego betonu znaleźć można w pracy Emborga [62].

Wpływ starzenia

Wpływ starzenia betonu pod obciążeniem, a w rezultacie wzrostu objętości przenoszącej obciążenia (rys. 3-15) był przedmiotem analiz wielu badaczy. Bazant i Prasannan [18] uwzględnili ten efekt w modelu Kelvina Chaina za pomocą zmiennego w czasie modułu i lepkości. Van Breugel [33] opisał ten wpływ w modelu pełzania i w modelu relaksacji opartych na pojedynczym elemencie Kelvina.

3.2.11. Pełzanie nieliniowe

Efekty nieliniowe przy ściskaniu, lepkoplastyczność

W poprzednich punktach zaznaczono, iż istnieją dwa typy nieliniowości w pełzaniu betonu ściskanego: a) nieliniowość niskonaprężeniowa (plastyczne płynięcie) często nazywana „adaptacją”, prowadząca do sztywniejszego zachowania betonu przy dalszym obciążaniu i odciążaniu, b) nieliniowość wysokonaprężeniowa (zarysowanie) powodująca osłabienie reakcji betonu na naprężenia. Poprawne modelowanie tych obu typów nieliniowości zostało najlepiej ujęte w przyrostowej metodzie opisu pełzania. W sformułowaniu opartym na zasadzie superpozycji, zachowanie nieliniowe nie pozwala na spełnienie ograniczeń stosowania praw sumacyjnych.

Niskonaprężeniowa nieliniowość pełzania w betonie przy ściskaniu, zobrazowana w licznych badaniach, jest prawdopodobnie obecna przy wzroście naprężeń termicznych podczas rozgrzewania betonu i analogicznie przy schładzaniu. Bazant i Kim [14] rozważali zjawisko z wykorzystaniem zależnego od poziomu naprężeń współczynnika w funkcji dojrzałości β_T i parametru modyfikującego sztywność m-tego elementu w metodzie przyrostowej zgodnie z modelem Maxwella Chaina:

$$dt_e = \beta_T \beta_\sigma dt \quad (3-97)$$

$$E_\mu^*(t) = [1 + a(t)] E_\mu(t) \quad (3-98)$$

gdzie β_T jest funkcją dojrzewania,
 β_σ jest współczynnikiem zależnym od naprężeń,
 $E_\mu^*(t)$ jest sztywnością m-tego elementu w modelu Maxwella Chaina,
 $a(t)$ jest parametrem modyfikującym sztywność.

Nieliniowość wysokonaprężeniowa przy ściskaniu jest bardziej typową cechą niesprężystego zachowania betonu. Jej mechanizmem jest mikrozarzysowanie głównie powstające przy wysokim parciu hydrostatycznym. Bazant i Kim [14] zaadaptowali do opisu zjawiska model Maxwella Chaina (porównaj z równ. (3-86):

$$\dot{\sigma}_\mu + \frac{E_\mu^*}{\eta_\mu^*} \sigma_\mu = E_\mu^*(t) (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_f - \dot{\epsilon}_0) \quad (3-99)$$

gdzie $E_\mu^*(t)$ i $\eta_\mu^*(t)$ są zależną od naprężeń sztywnością i lepkością, a zostały wprowadzone w miejsce odpowiednio $E_\mu(t)$ i $\eta_\mu(t)$. $\dot{\epsilon}_f$ jest szybkością płynięcia wyrażoną następująco:

$$\dot{\sigma}_\mu + \frac{E_\mu^*}{\eta_\mu^*} \sigma_\mu = E_\mu^*(t) (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_f - \dot{\epsilon}_0) \quad (3-100)$$

Opis składników w równaniu (3-100) można znaleźć w piśmiennictwie. Należy podkreślić, iż z reguły, w przypadku powstawania naprężeń termicznych nieliniowość wysokonaprężeniowa nie występuje

Nieliniowe pełzanie przy rozciąganiu

Znajomość nieliniowego składnika pełzania przy rozciąganiu przy wysokim poziomie naprężeń jest niezwykle ważna przy szacowaniu ryzyka zarzysowania betonu. Podobnie jak w przypadku ściskania, nieliniowe efekty pełzania przy rozciąganiu młodego betonu są niezwykle trudne do wyznaczenia w sposób doświadczalny.

Neville i inni [122] wykazali istnienie obwiedni granicznej pęknięcia. Naprężenia wykraczające poza obwiednię, które oszacowano na 0,60 do 0,85 wytrzymałości na rozciąganie, powodują drastyczny wzrost pełzania. Wpływ wysokiego poziomu naprężeń prowadzący do przyspieszenia narastania odkształceń od pełzania wykazali również Wittman i inni [181]. Bernarder [27] wykazał, że jedynym sposobem uzyskania rezultatów adekwatnych do wyników badań (naprężenia powstające w wyniku termicznej zmiany objętości w skrzepowanym elemencie betonowym) jest korekta funkcji pełzania użytej dla nieliniowego zachowania przy wysokim poziomie naprężeń rozciągających.

Zarówno mikrorysy jak i powstające w dalszym etapie zauważalne rysy, są główną przyczyną nieliniowego zachowania betonu przy rozciąganiu. Zarysowanie generuje znaczący wzrost deformacji betonu i przyjęty model reologiczny pełzania betonu przy rozciąganiu będzie tylko wtedy poprawnie opisywał pracę materiału, gdy uwzględnił będzie jego zarysowanie.

3.2.12. Podsumowanie i porównanie modeli reologicznych

W poprzednich punktach omówiono sposoby modelowania lepkosprężystej reakcji młodego betonu na obciążenia, przedstawiono dostępne równania na współczynnik pełzania, funkcję podatności oraz moduł sprężystości betonu.

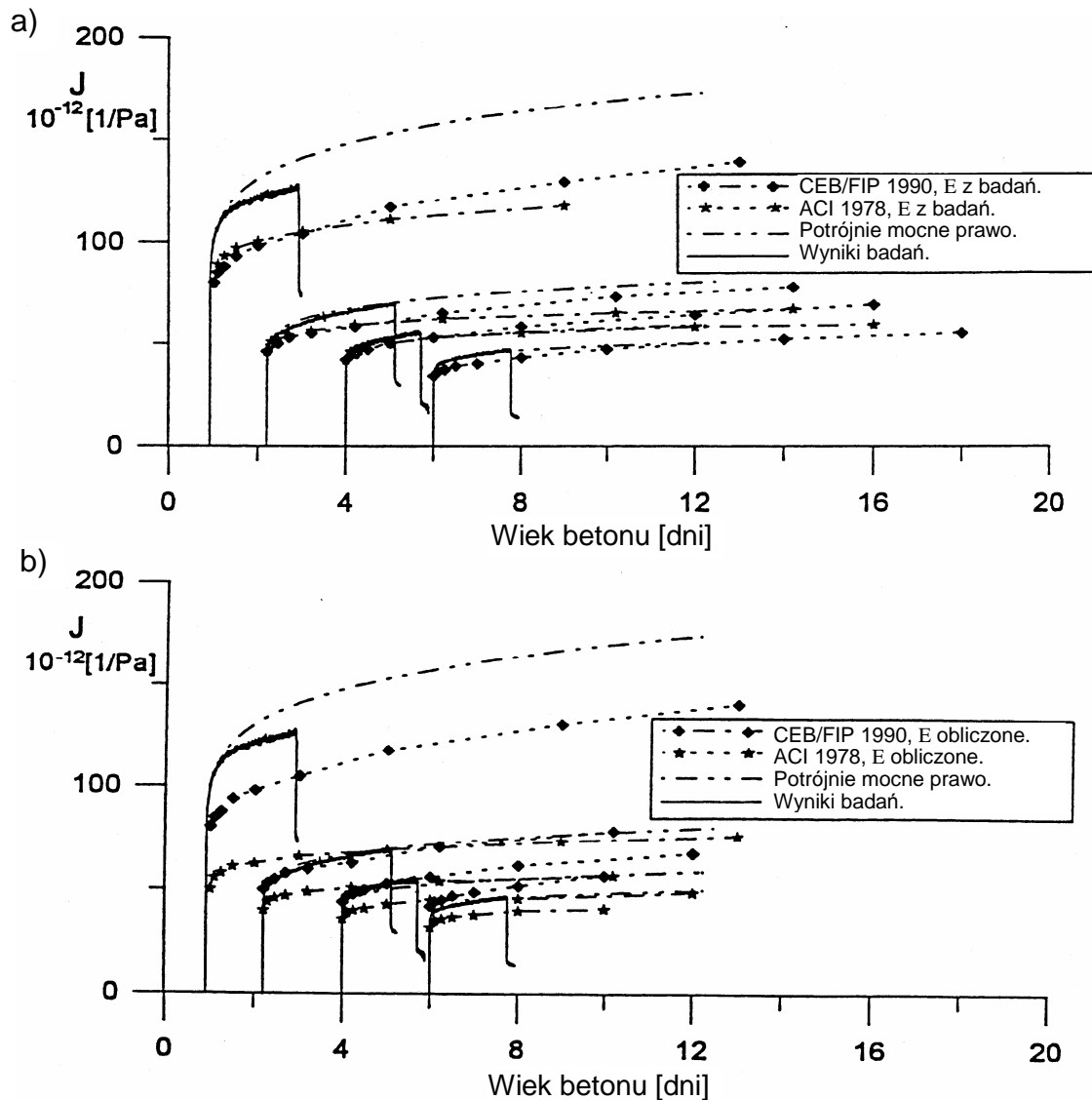
Użycie podejścia opartego na współczynniku pełzania, co zostało stwierdzone wcześniej, wymaga znajomości modułu sprężystości betonu w momencie przyłożenia obciążenia. Ponieważ wartość modułu sprężystości jest zależna od prędkości przykładania obciążenia w trakcie jego badania, interpretując jego wyniki z różnych badań bardzo łatwo o błędy (rys. 3-25). Błędy te można wyeliminować stosując funkcję podatności.

Stwierdzić można, iż w literaturze istnieje duża liczba funkcji pełzania i funkcji podatności wykorzystywanych głównie do modelowania zachowania dojrzałego betonu. Oczywiście, cenną byłaby świadomość, w jakim stopniu funkcje niniejsze odzwierciedlają zachowanie młodego betonu. Przykład porównania różnych funkcji podatności i pełzania z wynikami badań pełzania prezentuje rysunek 3-32a. Współczynników pełzania $\varphi(t, \tau)$ użyto razem z wartością modułu sprężystości E , która została wyznaczona w badaniach dla czasu przykładania obciążenia równego 0,001 doby. W ten sposób uzyskano zupełnie dobrą zgodność z wynikami badań. Jednakże, jeśli użyjemy jednego z ogólnych sformułowań na przyrost modułu sprężystości przedstawionych wcześniej, nie uzyskamy tak dobrej zgodności (rys. 3-32b).

To, który model konstytutywny (metodę przyrostową, zasadę superpozycji ... itp.) będzie najbardziej przydatny w analizie naprężeń termicznych, zależy od sposobu jego zastosowania i wymaganego poziomu dokładności.

Opis przyrostowy wydaje się być najdokładniejszy przy potrzebie uwzględnienia wpływu temperatury i zachowania nieliniowego, które zawsze występuje przy powstawaniu naprężeń termicznych w młodym betonie. Jednakże, jeśli użyjemy modelu Maxwella Chaina, potrzebować będziemy danych o relaksacji, dokładnie z badań lub przez konwersję z próby pełzania. Chociaż konwersję taką można przeprowadzić za pomocą programu komputerowego (Bazant [23] i Jonasson [87]), procedura taka może być jednak zbyt czasochłonna. Alternatywnie, można użyć modelu Kelvina Chaina, w którym implementuje się bezpośrednio wyniki pełzania.

W praktyce inżynierskiej, podejście przyrostowe może być zbyt skomplikowane i użyteczniejsza tutaj może okazać się metoda oparta na zasadzie superpozycji jako dogodniejsza do zastosowania w obliczeniach komputerowych. Główną wadą zasady superpozycji jest to, iż nie jest możliwe zamodelowanie realnego zachowania betonu, prowadząc w ten sposób do błędnych rezultatów.



Rys. 3-32 Porównanie różnych funkcji pełzania i funkcji podatności z wynikami badań doświadczalnych. Moduł sprężystości E został wyznaczony w sposób doświadczalny razem ze współczynnikiem pełzania (przy czasie obciążania $t - \tau = 0,001$ dnia (a), lub określony teoretycznie zgodnie z tabelicą 3-4 (b) (CEB/FIP MC90 [42] i ACI 318-83 [3]). Beton: szwedzki standardowy cement portlandzki typu Degerhamn (ASTM typ II), $w_0/c = 0,4$, wytrzymałość na kostkach po 1; 2,5; 6 i 28 dniach odpowiednio: 8,5; 22; 28 i 55 MPa. Próbkę były odciążone po około 2 dniach.

Metoda przyrostowa nie została gruntownie przetestowana w zastosowaniu do opisu naprężeń termicznych w młodym betonie. Kilka eksperymentów ze zmiennym poziomem zgodności z wynikami badań prowadzili jedynie Bernarder [27] i Emborg [61].

Jako końcowe stwierdzenie podsumowujące rozważania na temat pełzania można przytoczyć wniosek postawiony przez Dilgera [48]: Obserwując i analizując różne typy funkcji pełzania i funkcji podatności wnioskować można, iż nie istnieje metoda, która mogłaby być uznana za dokładną. Powodem tego jest, wg Dilgera, obserwowane nieliniowe zachowania betonu szczególnie zaraz po obciążeniu, które nie sposób opisać matematycznie.

3.3. Naprężenia wymuszone ograniczeniem odkształceń ściany

3.3.1. Więzy krępujące zmianę objętości betonu

Ograniczenie odkształceń zmieniającego objętość elementu betonowego, inaczej skrępowanie, jest powszechnie występującym w naturze zjawiskiem. W praktyce każdy element betonowy podlega więzom krępującym i ograniczającym możliwość jego odkształceń w mniejszym lub w większym stopniu, czego efektem są naprężenia w dążącym do zmiany objętości betonie. Wartość naprężeń zależy w głównej mierze od sztywności skrępowania oraz od jednostkowej zmiany długości elementu w przypadku braku ograniczeń. Więzy niniejsze możemy podzielić na:

- wewnętrzne – ograniczenie odkształceń przez część elementu betonowego (np. przy niejednorodnym rozkładzie temperatury na grubości ściany betonowej wewnętrzna cieplejsza część stanowi ograniczenie skurczu termicznego dla zewnętrznych chłodzonych warstw) bądź też przez występujące zbrojenie ograniczające swobodny skurcz elementu,
- zewnętrzne – ograniczenie możliwości odkształcania bloku betonowego przez element sąsiedni (podpierający). Opór zewnętrzny może występować jako ciągły wzdłuż całej krawędzi podparcia (ściana żelbetowa utwierdzona w płycie dennej), końcowy przyłożony na początku i końcu elementu (belka) bądź też punktowy przyłożony na długości elementu (belka ciągła oparta na podporach pośrednich).

Główną przyczyną zarysowania zarówno ścian zbiorników utwierdzonych w fundamencie jak również płyt na gruncie jest ciągły opór zewnętrzny na dolnej krawędzi elementu, jaki stawia płyta fundamentowa (w pierwszym przypadku) oraz podbudowa (w drugim przypadku). Dla potrzeb niniejszej pracy w dalszej części zostanie szczegółowo omówiony tylko ten typ skrępowania.

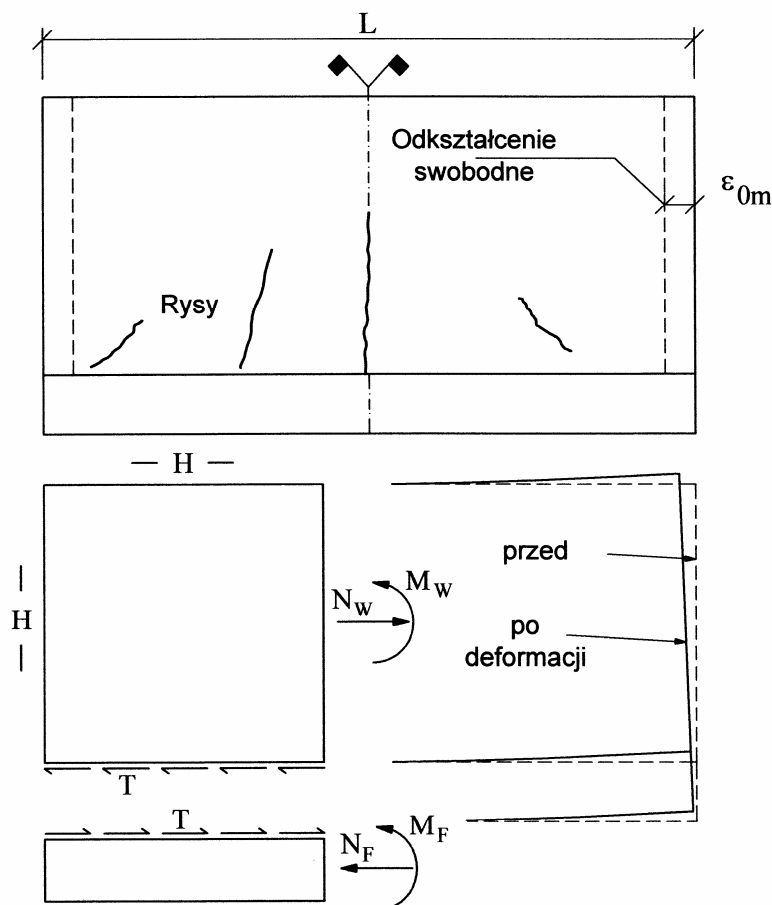
3.3.2. Ściana utwierdzona w płycie fundamentowej

Połączenie ściany ze starszą płytą lub ławą fundamentową jest powszechnym przykładem ograniczenia odkształceń zmieniającego objętość bloku betonowego. Możliwość swobodnego skurczu betonu ściany została zablokowana na dolnej krawędzi przez fundament (rys. 3-33). Obydwa monolitycznie połączone wzdłuż krawędzi elementy będą ulegać deformacji. Siła blokująca możliwość odkształceń wprowadzona zostanie głównie na końcach ściany na długości zbliżonej do wysokości ściany. Ściana i fundament tworzą monolityczną, dwuwarstwową strukturę.

3.3.3. Naprężenia wywołane ograniczeniem odkształceń na dolnej krawędzi

Ciągłe ograniczenie odkształceń betonu występuje na powierzchni styku elementu betonowego z innym elementem bądź materiałem, na którym wylano element betonowy. Wartość oporu zależy jest głównie od względnych wymiarów obu elementów oraz modułu sprężystości betonu elementu powstrzymywanego i materiału powstrzymującego. Rozkład odkształceń i naprężeń w ścianie zależy z kolei od proporcji geometrycznych ściany (stosunku L/H).

Jednym z pierwszych raportów dotyczących ilościowego oszacowania stopnia skrępowania jest praca opublikowana przez *ACI Committee 207* w 1973 r [1].



Rys. 3-33 System ściana-fundament, wzajemnie oddziaływanie na siebie.

W przypadku elementu betonowego wylewanego równocześnie całą wysokością, rozkład współczynnika skrępowania, sporządzony w oparciu o wyniki badań Carlsons i Readinga opublikowane w 1940 r., pokazano na rysunku 3-34. Wykorzystując współczynnik skrępowania z rysunku 3-34 zdefiniowany jako K_R , naprężenia rozciągające w linii środkowej ściany powstałe w wyniku dążenia betonu do zmniejszenia objętości można wyznaczyć ze wzoru:

$$f_t = K_R \Delta_c E_c \quad (3-101)$$

gdzie: Δ_c - skrócenie elementu swobodnego,

E_c - moduł sprężystości betonu w czasie kiedy wystąpi skrócenie Δ_c .

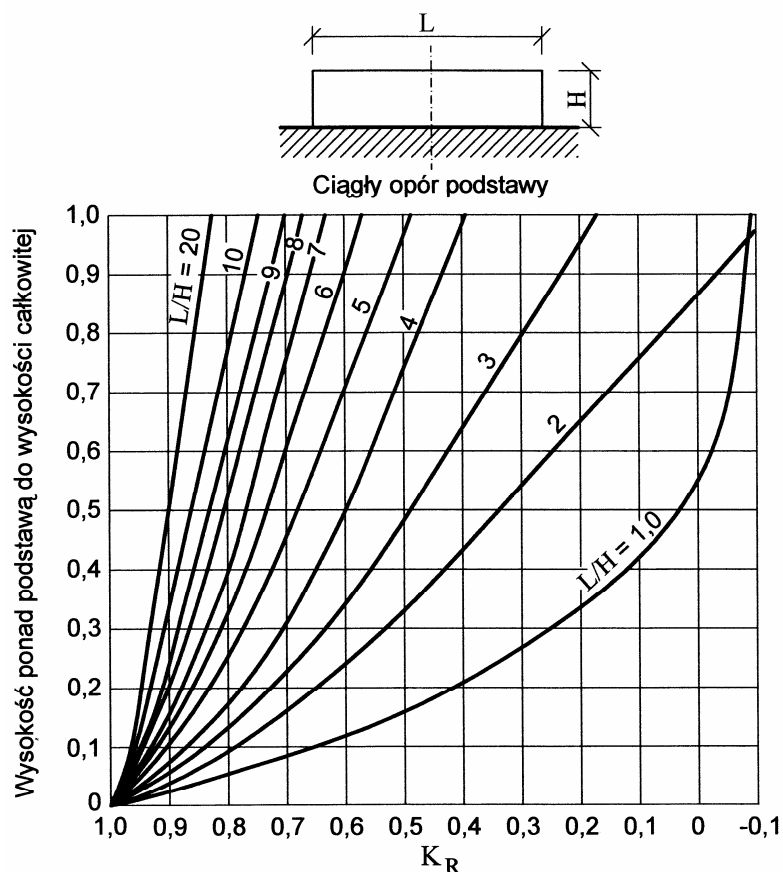
Naprężenia w betonie spowodowane działaniem więzów zewnętrznych maleją wprost proporcjonalnie do spadku sztywności elementu krępującego. W celu uwzględniania sztywności podstawy współczynnik K_R dany wzorem (3-101) należy pomnożyć przez następujący mnożnik:

$$\frac{1}{1 + \frac{A_g E_c}{A_F E_F}} \quad (3-102)$$

gdzie: A_g – przekrój poprzeczny betonu poddanego naprężeniom,

A_F – powierzchnia przekroju elementu krępującego,

E_F – moduł sprężystości materiału krępującego.



Rys. 3-34 Stopień skrępowania elementu betonowego w przekroju środkowym wg Carlsona i Readinga.

Tablica 3-6 Wartości modyfikatora sztywności dla nieskończonego bloku skalnego.

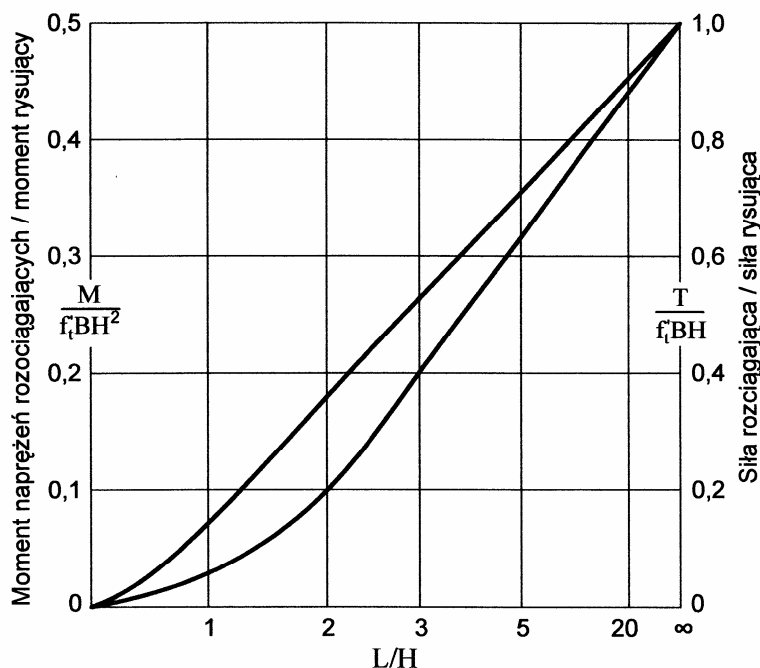
E_F/E_c	Mnożnik
∞	1,0
2	0,83
1	0,71
0,5	0,56
0,2	0,33
0,1	0,20

Dla bloku betonowego wylanego na skale, największą powierzchnię przekroju ograniczającego (A_F) można przyjmować jako $2,5A_g$ a wartość mnożnika dla K_R podano w tablicy 3-6.

Kiedy naprężenia w betonie powstałe w wyniku ograniczenia zmian objętości przekroczą wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie, powstaną rysy. Jeśli element betonowy posiada jednorodną tendencję do zmiany objętości, rozwój rys zacznie się od utwierdzonej krawędzi gdzie skrępowanie jest najsilniejsze, rysy będą rozwijać się w górę aż do poziomu gdzie naprężenia rozciągające są mniejsze niż wytrzymałość na zarysowanie. W przypadku gdy ściana ma niewielką wysokość, rozwój rysy na znacznej wysokości będzie powodował wzrost naprężeń rozciągających w przekroju powyżej rysy co z dużym prawdopodobieństwem prowadzi do zarysowania elementu na całej wysokości. Jest to wynikiem redystrybucji naprężeń rozciągających wywołanych skrępowaniem z przekroju zarysowanego do niezarysowanego. Analizując rysunek 3-34 można

wynioskować, że dla L/H większego niż około 2,5, jeśli wystąpią wystarczające naprężenia rozciągające do inicjacji rys, powinny one sięgnąć całej wysokości ściany. Oprócz tego, na podstawie wielu badań ustalono, że w przypadku kiedy już dojdzie do powstania rys rozwiną się one również na obszar gdzie przed zarysowaniem naprężenia wynosiły zaledwie połowę wytrzymałości rysującej.

Z powyższych rozważań dotyczących niezbrojonych elementów betonowych o ograniczonej możliwości odkształceń na dolnej krawędzi wynika, że rysy sięgające całej wysokości elementu będą pojawiać się w rozstawie wynoszącym $1,0 \div 2,0$ wysokości. Analogicznie do każdej z form zarysowania, propagacja rys na całej wysokości ściany będzie powodować redystrybucję rozkładu oporów na długości krawędzi podparcia. Każdy z wydzielonych przez rysy segmentów będzie pracował jako wyizolowany element. Wykorzystując do określenia rozkładu naprężeń w linii środkowej równanie 3-101 ze współczynnikiem K_R z rysunku 3-34, można określić siłę rozciągającą oraz moment naprężeń rozciągających w zależności od stosunku L/H (rys. 3-35). Rysy nie propagują się od razu na całą wysokość elementu, ich zasięg zmienia się ze zmianą objętości masy betonowej. Jeśli założymy, że naprężenia na górze rozwijającej się rysy są równe wytrzymałości betonu na rozciąganie oraz, że przyrost naprężeń rozciągających w dowolnym punkcie powyżej rysy jest proporcjonalny do przyrostu naprężeń na górze rysy, wtedy wpływ propagacji rys na siłę rozciągającą w przekroju i moment bryły naprężeń można przedstawić jak na rys. 3-36. Z podanych wykresów wynika, że wraz ze wzrostem wysokości rysy spada siła rozciągająca przekrój wywołana skrępowaniem, moment bryły naprężeń natomiast wzrasta aż do chwili osiągnięcia przez rysę wysokości 0,2-0,3 wysokości ściany po czym zaczyna spadać. Na podstawie rys. 3-36 największy opór skrępowania bloku mającego stosunek L/H równy 2,5 wynosi około $0,2f_tBH^2$. Można założyć, że jest to najmniejszy opór podstawy, który jest zdolny generować zarysowanie na całą wysokość elementu o minimalnym rozstawie rys ok. $1,25H$ w elemencie bez zbrojenia.



Rys. 3-35 Siły wewnętrzne w osi pionowej elementu wywołane skrępowaniem odkształceń na dolnej krawędzi.

W ścianach lub płytach zbrojonych, w momencie zarysowania pojawiają się naprężenia w zbrojeniu. Obecność zbrojenia powoduje redystrybucję naprężeń w podstawie w stosunku do naprężeń, które pojawiłyby się w elemencie niezbrojonym. Moment naprężeń w zbrojeniu na całej wysokości rysy sumuje się bezpośrednio z momentem naprężeń wewnętrznych od skrępowania w linii środkowej między rysami. Kiedy dodane momenty osiągną wartość $0,2f_t'BH^2$ wtedy dodatkowy opór jest wystarczający do wytworzenia rysy na całą wysokość w linii środkowej pomiędzy rysami. Jeżeli warunki rysoodporności wymagają warunku rozstawu rys mniejszego niż $2H$, wtedy dla zapewnienia tego rozstawu należy zastosować zbrojenie. Zgodnie z powyższym postulatem, jeśli wymagany rozstaw wynosi L' , wtedy moment skrępowania od naprężeń w stali przy istniejącym rozstawie rys $2L'$ powinien wynosić $0,2f_t'BH^2$ minus moment skrępowania z rys. 3-35 dla $L/H = 2L'/H$.

Liniovą aproksymację tej różnicy można określić następująco:

$$M_{RH} = 0,2f_t'BH^2 \left(1 - \frac{L'}{2H} \right) \quad (3-103)$$

gdzie: M_{RH} - wymagany moment skrępowania w zbrojeniu dla rys o pełnej wysokości ściany.

A_F - powierzchnia przekroju elementu krępującego,

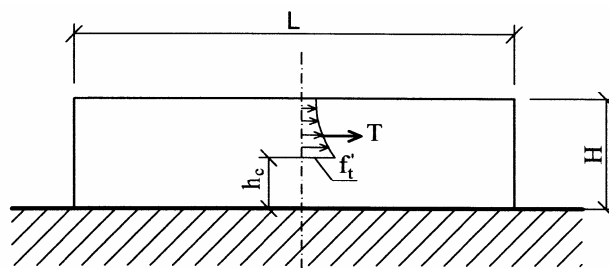
E_F - moduł sprężystości materiału krępującego.

Rozkład jednostkowych naprężeń w ścianie dla różnych stosunków długości do wysokości ściany przy pełnym utwierdzeniu badań Schlee. Rozkład oraz poziom średnich naprężeń w przekroju środkowym ściany dla różnych stosunków L/H przedstawiono na rys. 3-37. Schlee wykazał, że wraz ze wzrostem stosunku L/H naprężenia na wysokości przekroju środkowego ściany zrównują się, a dla $L/H = 8 \div 10$ przyjmują wartość prawie stałą.

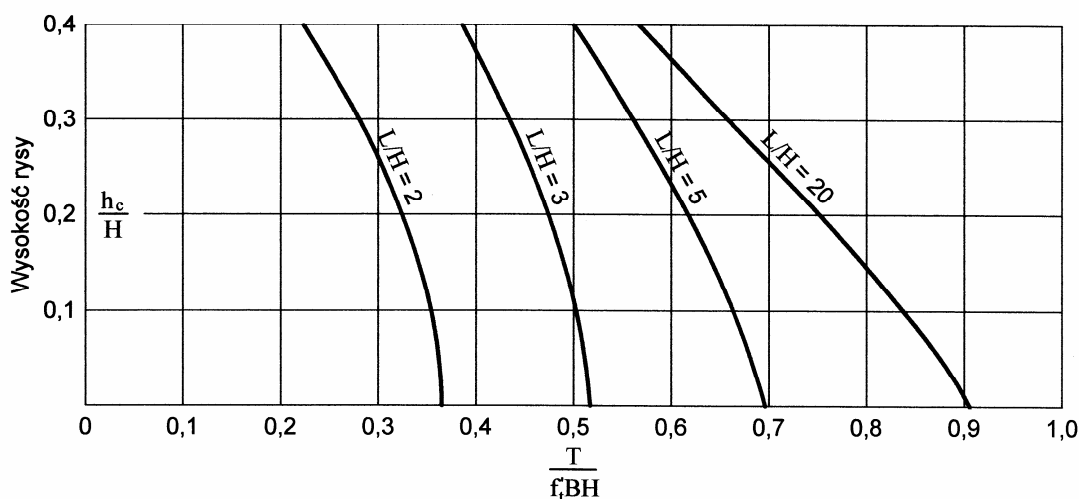
Podobne badania dla $EI_{\text{floor}} \neq \infty$ prowadził Kawamoto. Określił rozkład naprężeń w przekroju środkowym ściany wykorzystując analizę fotosprężystą. Kawamoto wykorzystał ściany wykonane z żywicy syntetycznych, w które wprowadzono wstępne siły wywołujące ich wydłużenie, następnie ściany zostały przyklejone do podłoża a siły zwolnione. Wstępnie wydłużona ściana dążyła do osiągnięcia pierwotnej długości. Wyniki otrzymane przez Kawamoto przedstawiono również na rys. 3-37.

Inne rozwiązania obliczeniowe rozwinięte i analizowane przez wielu badaczy m.in. przez Stoffersa [157] oraz Rostásęgo i Henninga [144] oparto na teorii sprężystości, czyli idealnej sprężystości obu połączonych elementów (ściany i fundamentu). Wykazano, że siły działające na ścianę w wyniku jej utwierdzenia w podstawie N_w i M_w (rys. 3-37) zależą głównie od stosunku sztywności elementów S_D i S_B (rys. 3-38), a w mniejszym stopniu od smukłości L/H . Na rys. 3-39 przedstawiono poziom siły normalnej w ścianie oraz momentu zginającego (położenie wypadkowej) w zależności od stosunku L/H dla pełnej sztywności fundamentu na rozciąganie ($E_F \times A_F = \infty$) oraz dla dwóch skrajnych przypadków sztywności na zginanie (przypadek „a” - $E_F \times I_F = 0$, przypadek „b” - $E_F \times I_F = \infty$). Łatwo zauważyć, że wpływ stosunku długości do wysokości ściany na poziom siły normalnej i jej położenie zanika już przy $L/H > 2,5$.

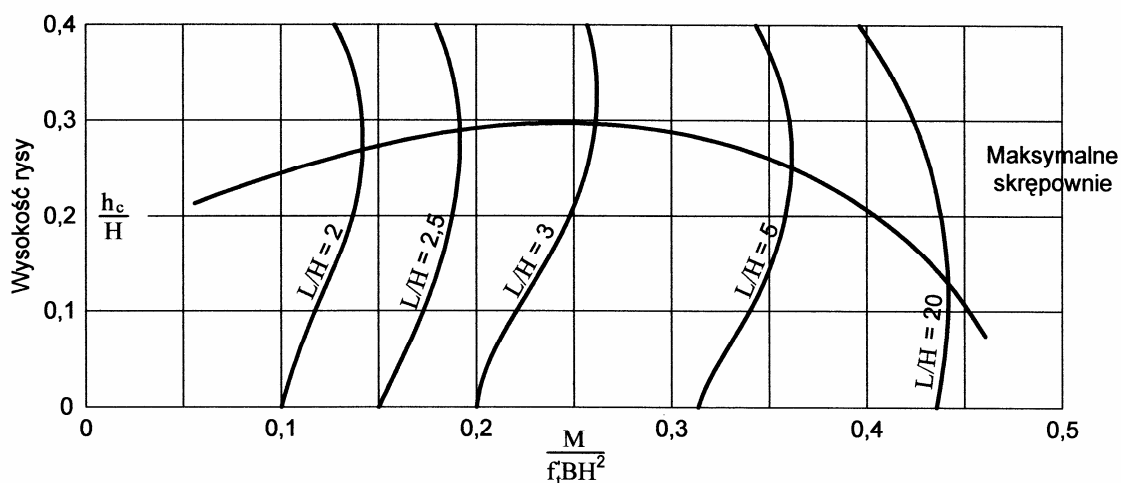
W pracy [167] analizowano wpływ sztywności względnej (stosunku sztywności ściany i fundamentu) na poziom obciążeń w ścianie. Sztywność względna została



BRYŁA NAPRĘŻEŃ WEWNĘTRZNYCH



Siła rozciągająca / siła rysująca

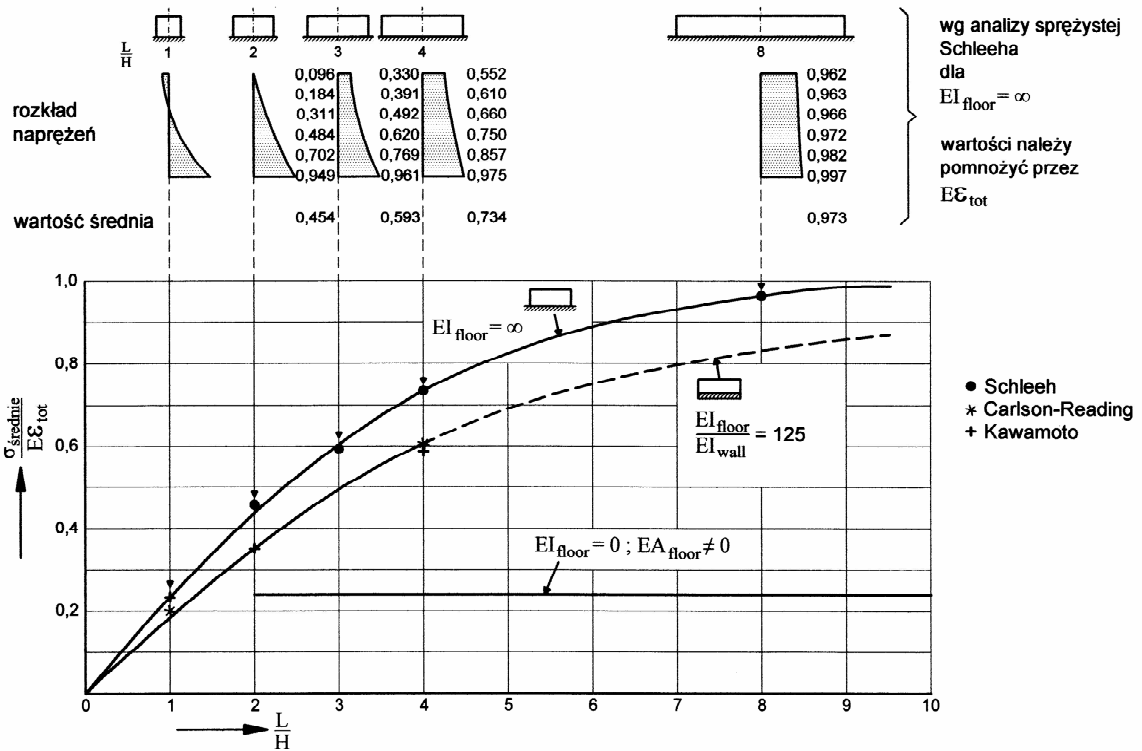


Moment naprężeń rozciągających / moment rysujący

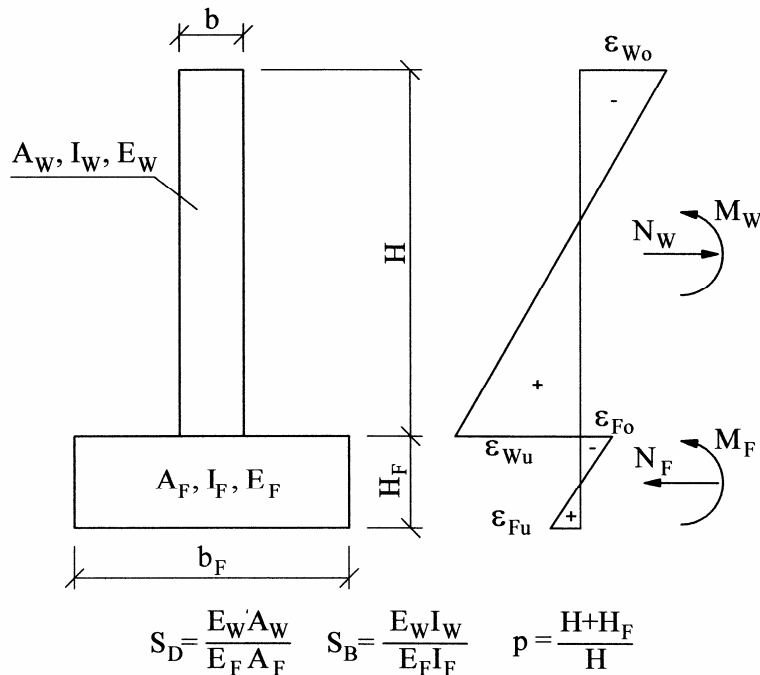
Rys. 3-36 Wpływ propagacji rys na siły wewnętrzne.

zdefiniowana jako sztywność na rozciąganie S_D i sztywność giętą S_B (rys. 3-38). Dla pełnego utwierdzenia $S_D = S_B = 0$, natomiast przy braku oporu $S_D = S_B = \infty$. Ściana i fundament mają prostokątne przekroje, S_D i S_B są sumowane na wysokości p . Wraz ze spadkiem S_D i S_B oraz ze wzrostem p wzrastają obciążenia w ścianie. Zakładając, że ściana poddana jest równomiernemu odkształceniu swobodnemu ε_{0m} , działanie oporu w systemie dwuwarstwowym przy $L/H \geq 2$ wywoła w ścianie następujące wartości sił (rys. 3-38):

$$N_R \approx -\varepsilon_{0m} E_{m,ef} A \frac{1+S_B}{3S_B p^2 + (1+S_D)(1+S_B)} \quad (3-104)$$



Rys. 3-37. Rozkład naprężeń w przekroju środkowym ściany w zakresie pracy sprężystej dla różnych stosunków L/H.



Rys. 3-38 System ściana-fundament, stosunek sztywności elementów oraz układ sił i odkształceń.

$$M_R \approx -\epsilon_{0m} E_{m,ef} A \frac{H}{6} \frac{3pS_B}{3S_B p^2 + (1+S_D)(1+S_B)} \quad (3-105)$$

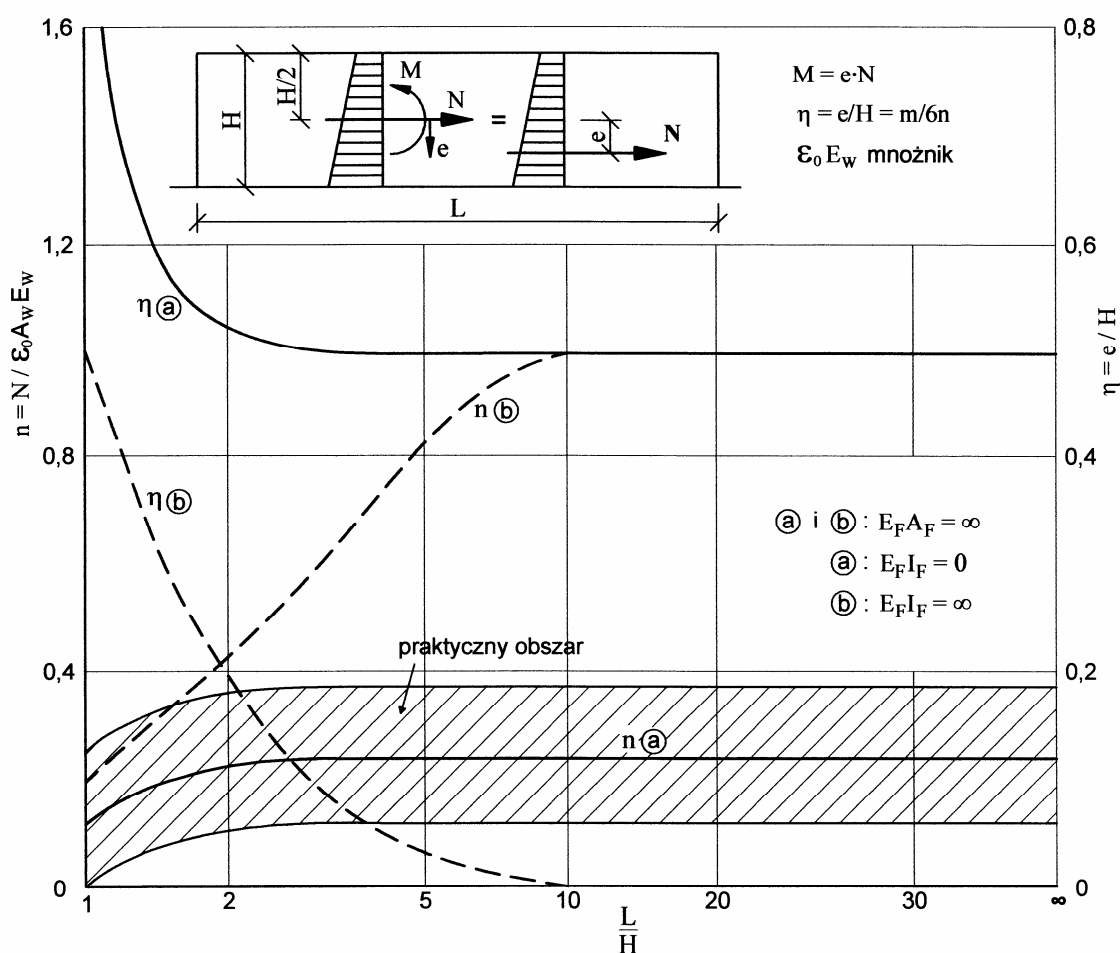
Analizując proporcje geometryczne rzeczywistych obiektów dowiedziono, że wysokie wartości sztywności względnej występują stosunkowo rzadko. Praktyczne

stosunki sztywności wynoszą $0,2 \leq S_D \leq 2$ i $2 \leq S_B \leq 20$. Z tego powodu przyjęcie realnej wartości poziomu skrępowania jest niezwykle istotne. Przyjęcie pełnego utwierdzenia jest często rażąco błędne.

Rzeczywista deformacja skrępowanej ściany w stosunku do deformacji swobodnej jest stosunkowo niewielka. Rzeczywisty obszar sztywności względnej będący wynikiem analizy wymiarów realnych konstrukcji zaznaczono na rys. 3-40 ciągłymi liniami dla różnych współczynników wysokości. Analiza wzorów 3-104 i 3-105 dla praktycznych wymiarów konstrukcji wykazała, że wpływ ograniczenia sztywności giętnej na wartości sił jest niewielki. Wartość normalnej siły rozciągającej w ścianie przy praktycznych relacjach sztywności w stosunku do powstałej w przypadku pełnego utwierdzenia ściany na dolnej krawędzi mieści się w zakresie:

$$0,1 \leq \frac{N}{N_{tot}} \leq 0,4$$

Współczynnik określający położenie wypadkowej η waha się od 0,1 do 0,6. Z rysunku 3-40 wynika, że na górnej krawędzi ściany panuje niemal zawsze ściskanie. Tylko przy bardzo sztywnym fundamencie ($S_D < 0,2$) powstanie na górze rozciąganie. Wprowadzie równania 3-104 i 3-105 zostały wyprowadzone dla nieskończenie długich ścian, jednak rysunek 3-39 pokazuje, że wpływ stosunku L/H na poziom siły normalnej w przekroju środkowym ściany zanika już przy $L/H > 2$.



Rys. 3-39 Zależność siły normalnej w ścianie i jej położenia od stosunku L/H .

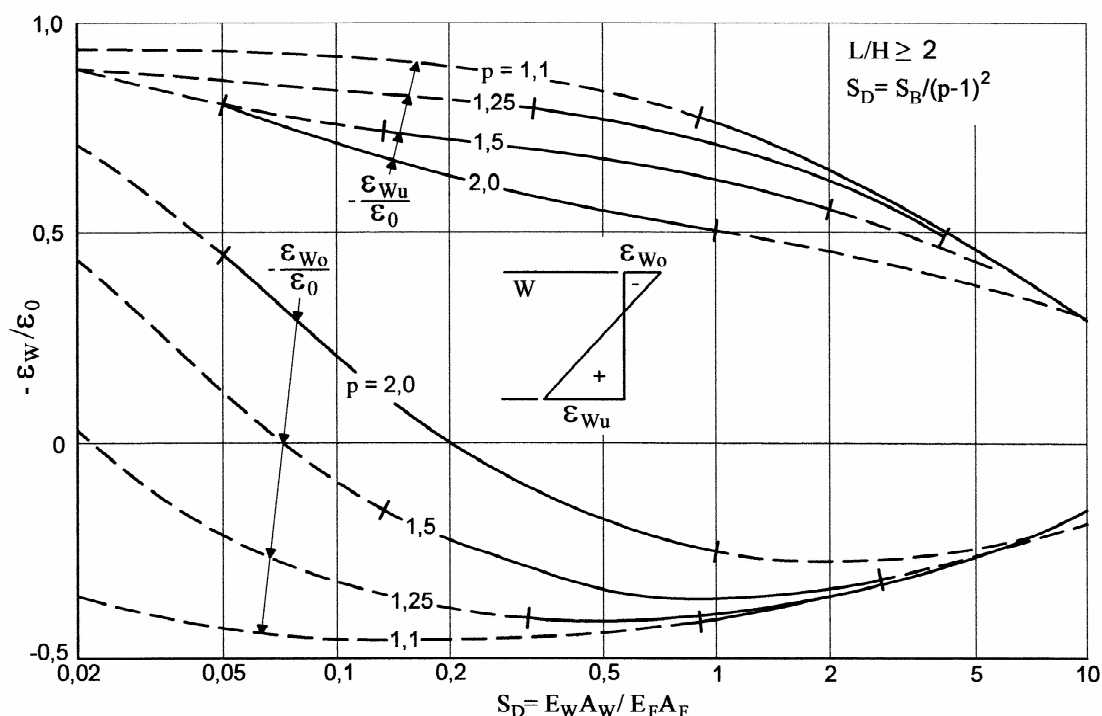
Przedstawione równania posłużyć mogą do oszacowania naprężeń poprzedzających zarysowanie. Należy jednak nadmienić, że przyjęte założenie o sprężystości materiałów jest zasadne dla starszego betonu płyty fundamentowej, lecz nieprawdziwe dla młodego betonu ściany, nawet jeśli uwzględnimy relaksację poprzez korektę modułu sprężystości [96].

O wiele lepszą dokładność oszacowania naprężeń termicznych w ścianie utwierdzonej w fundamencie osiągnąć można stosując metodę warstw skończonych [143]. Rys. 3-41 pokazuje rozkład odkształceń termicznych na powierzchni kompensacji. Na rys. 3-42 pokazano system dwuwarstwowy (ściana + fundament) wraz z jego dyskretyzacją.

Jeśli element zostanie podzielony na m równych warstw, odkształcenie ϵ_{0m} i krzywiznę κ_0 określające płaszczyznę kompensacji dla stwardniałego betonu określić można wzorami:

$$\epsilon_{0m}(t) = \frac{\sum_{k=1}^m \epsilon_{0k}}{m} \quad (3-106)$$

$$\kappa_0(t) = \frac{\sum_{k=1}^m \epsilon_{0k} \cdot z_k}{\sum_{k=1}^m z_k^2} \quad (3-107)$$



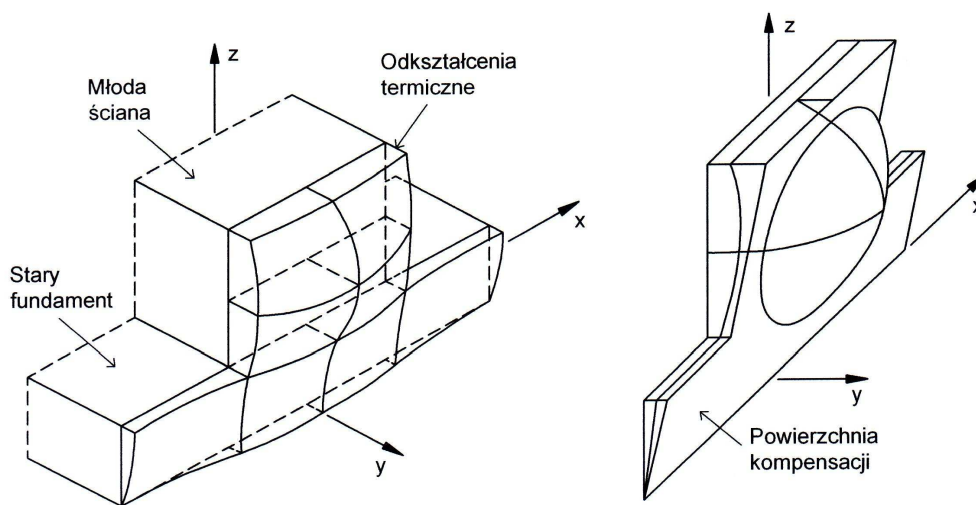
Rys. 3-40 Przebieg odkształceń na górnej i dolnej krawędzi ściany w zależności od stosunku sztywności na rozciąganie ściany i fundamentu.

W młodym betonie takie założenie prowadzić będzie do drastycznych błędów ponieważ lepko-sprężyste i lepko-plastyczne właściwości betonu zmieniają się zarówno w czasie jak i na grubości elementu. Równania (3-106) i (3-107) wymagają zatem modyfikacji. Dla dowolnego czasu przyrost odkształceń i krzywizny w okresie od $t = 0$ do $t = t_i$ możemy zapisać następująco:

$$\Delta \varepsilon_{0m,ni} = \frac{\sum_{k=1}^m \Delta \varepsilon_{0ki} E_{ki} \psi_{kni}}{\sum_{k=1}^m E_{ki} \psi_{kni}} \quad (3-108)$$

$$\Delta \kappa_{0,ni} = \frac{\sum_{k=1}^m \Delta \varepsilon_{0ki} E_{ki} \psi_{kni} z_k}{\sum_{k=1}^m E_{ki} \psi_{kni} z_k^2} \quad (3-109)$$

Oczywiście, w czasie $t_i = t_n$ funkcja relaksacji $\psi_{kni} = 1$. Dla materiału sprężystego, $\psi_{kni} = 1 = \text{const.}$ oraz jeśli moduł sprężystości nie zmienia się w przekroju poprzecznym obowiązują



Rys. 3-41 Rozkład odkształceń termicznych w ścianie oraz powierzchnia kompensacji.

równania (3-108) i (3-109). Początkiem współrzędnej z jest położenie osi obojętnej przekroju S_{ef} .

Przy braku oporu zewnętrznego $\varepsilon_m = 0$ oraz $\kappa = 0$, siły F_{Rn} i M_{Rn} przyjmują wówczas wartości zerowe. Przy pełnym utwierdzeniu $\varepsilon_{res} = \kappa_{res} = 0$. Warunki zszycia wymagają wspólnej wypadkowej płaszczyzny odkształceń dla ściany i fundamentu. Działanie oporu fundamentu na ścianę możemy zatem zapisać następująco:

$$F_{Rn} = - \sum_{k=1}^m \sum_{i=0}^{n-1} [\Delta \varepsilon_{0m,ki} - \Delta \varepsilon_{res,i} - \Delta \kappa_{res,i} z_k] E_{m,ki} \cdot A_{m,ki} \cdot \psi_{m,ki} \quad (3-110)$$

$$M_{Rn} = \sum_{k=1}^m F_{kn} z_k \quad (3-111)$$

gdzie $A_{m,ki}$ dotyczy powierzchni pojedynczej warstwy. Dla młodego betonu ściany E_k i ψ_k zależą od stopnia hydratacji cementu. Fundament można przyjąć jako materiał sprężysty, wobec czego $E_{Fk} = \text{const.}$ i $\psi_{Fk} = 1$.

Nieznaną deformację $\varepsilon_{res,n}$ i $\kappa_{res,n}$ wyznaczyć można z warunków równowagi, po czym można wyznaczyć naprężenia lokalne σ_{kn} .

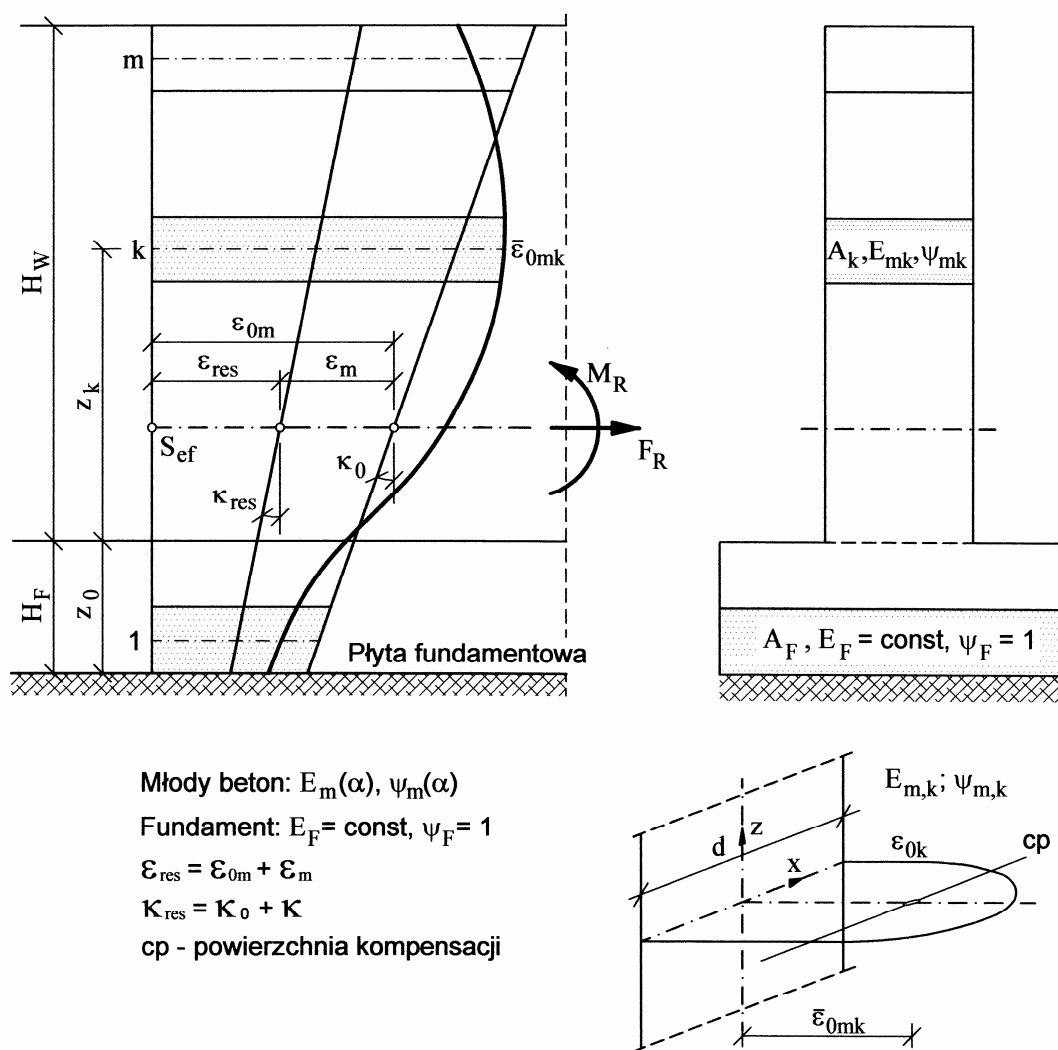
Opisana powyżej metoda z powierzchnią kompensacji przedstawiona została w pracy [169], gdzie deformacje szczątkowe ϵ_{res} i κ_{res} określone są wzorami uwzględniającymi współczynniki oporu osiowego R_N i giętnego R_M :

$$\epsilon_{res} = \epsilon_{0m}(1 - R_N) \quad (3-112)$$

$$\kappa_{res} = \kappa_0(1 - R_M) \quad (3-113)$$

Współczynniki oporu zdefiniowane w [91] są zmienne w czasie i wymagają identyfikacji za pomocą analizy MES.

Najogólniejszym założeniem do rozwiązania problemu naprężeń wymuszonych jest trójwymiarowy model MES. Indywidualne modelowanie konstrukcji pozwala lepiej odwzorować warunki brzegowe oraz interakcję elementów.

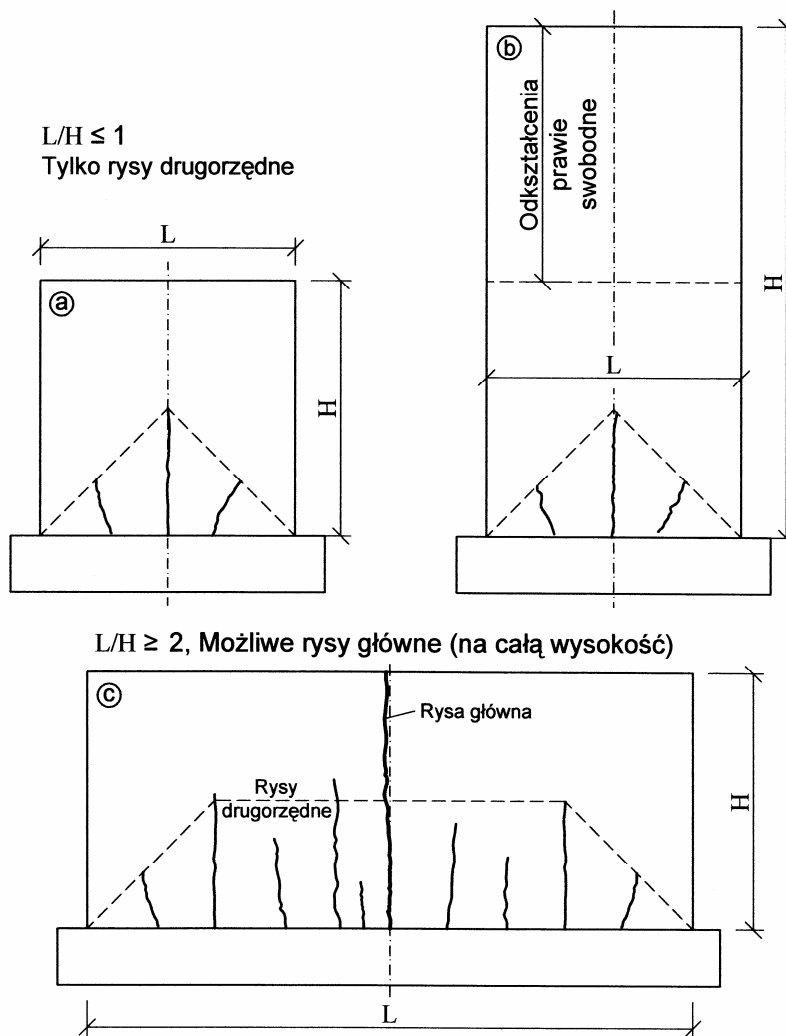


Rys. 3-42 Metoda warstw skończonych dla systemu ściana-fundament.

3.3.4. Zarysowanie ścian utwardzonych w płycie fundamentowej – typy rys

W praktyce możemy zaobserwować dwa typy rys (rys. 3-43). Mogą różnić się one wysokością ponad płaszczyznę zespolenia oraz szerokością rozwarcia.

Możliwość pojawienia się rys określonego typu zależy głównie od relacji geometrycznych ściany. W ścianach o smukłości $L/H \leq 1$ pojawiają się rysy zaczynające się na krawędzi zespolenia oraz sięgające jedynie pewnej wysokości ściany - rysy drugorzędne. Drugi typ rys to rysy główne, sięgające całej wysokości ściany. Rysy główne mogą przyjmować znaczną szerokość, ich rozmiary zależą głównie od stosunku sztywności ściany i płyty fundamentowej i występują jeśli $L/H \geq 2$ do 2,5. Zarówno rysy główne jak i drugorzędne są przyczyną przecieków ścian zbiorników i powinny być przedmiotem kontroli.



Rys. 3-43. Typy rys w ścianie utwierdzonej w fundamencie.

3.4. Kryterium zarysowania betonu

Ryzyko zarysowania betonu może być zdefiniowane jako maksymalna wartość poziomu naprężeń:

$$\eta^{\max} = \left[\frac{\sigma_t(t)}{f_{ct}^*(t)} \right]^{\max} \quad (3-114)$$

gdzie $\sigma_t(t)$ jest naprężeniem rozciągającym w określonej chwili czasu t a $f_{ct}^*(t)$ jest naprężeniem niszczącym w tej samej chwili czasu.

Naprężeniem niszczącym jest wartość wytrzymałości na rozciąganie zredukowana ze względu na niską prędkość narastania obciążenia (co obserwuje się w przypadku zagadnienia naprężeń termicznych w młodym betonie - patrz p. 3.1.3).

Obecnie coraz szersze zastosowanie ma kryterium odkształceniowe bazujące na odkształceniach krytycznych. W przypadku ograniczenia odkształceń w zmieniającym objętość betonie będzie to wartość odkształcenia swobodnego $\varepsilon_t(t)$ (powstrzymana przez stary beton) porównana z odkształceniem granicznym $\varepsilon_u(t)$:

$$\chi^{\max} = \left[\frac{\varepsilon_t(t)}{\varepsilon_u(t)} \right]^{\max} \quad (3-115)$$

Współczynnik bezpieczeństwa dla zarysowania może być wówczas wyrażony jako:

$$\Gamma = \frac{1}{\eta^{\max}} \quad \text{lub} \quad \Gamma = \frac{1}{\chi^{\max}} \quad (3-116)$$

Ważnym zagadnieniem w analizie ryzyka zarysowania jest graniczna wydłużalność betonu. Wydłużalność graniczna betonu niezbrojonego przyjmowana jest najczęściej na poziomie 1×10^{-4} lub dokładniej $-f_{ctm}/E_{cm}$. Wiadomym jest, iż pręty zbrojeniowe znacząco zwiększają odkształcenie graniczne betonu. Wzrost ten określa np. wzór Ciskreliego [45]:

$$\varepsilon_{ct}'' = \varepsilon_{ct}' \left(1 + \frac{\rho}{\phi} \right) \quad (3-116)$$

gdzie: ρ – stopień zbrojenia przeciwskurczowego,

ϕ – średnica zbrojenia (w [m]),

ε_{ct}' – wydłużalność graniczna betonu niezbrojonego.

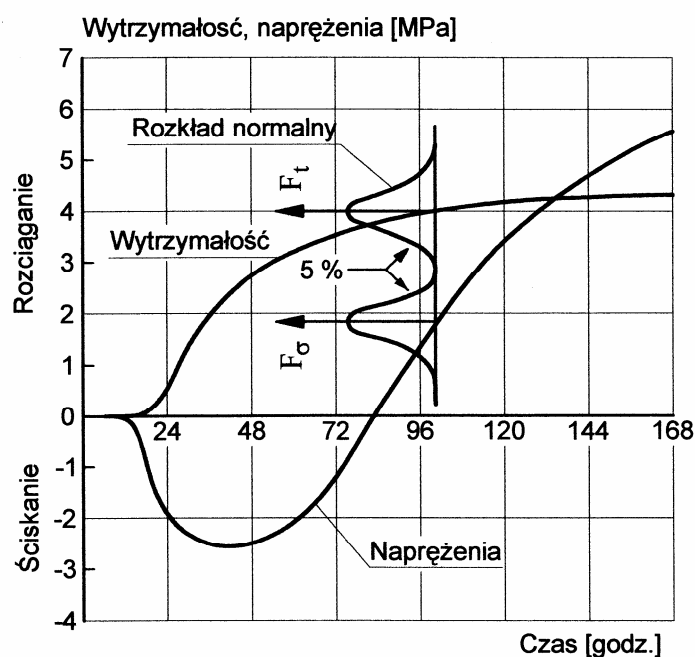
Przeprowadzone analizy numeryczne z uwzględnieniem wpływu zbrojenia w młodym betonie wykazują jednak, że jego wpływ z uwagi na niską przyczepność do betonu jest niewielki. Z tego względu, założenie o wzroście odkształcalności granicznej młodego betonu spowodowanej wystąpieniem zbrojenia jest dyskusyjne i mało uzasadnione. Prawdziwym wydaje się w tym przypadku, przyjmowanie granicznego odkształcenia jak dla betonu niezbrojonego.

W przypadku oceny ryzyka zarysowania spowodowanego ograniczeniem odkształceń w zmieniającym objętość betonie opieranie się na odkształceniach jako wielkości determinującej zarysowanie jest niezwykle trudne. Wynika to z faktu, iż powstawaniu naprężeń nie towarzyszy przyrost odkształceń a zarysowanie wywołane jest w zasadzie jego brakiem. Odkształcenia skupiają się wówczas w wybranych lokalnych punktach gdzie ich skupienie powoduje przekroczenie wartości granicznej i powstanie rysy. Pomiar i analityczna ocena tych odkształceń jest trudna a nawet niemożliwa ze względu na wpływ długości bazy pomiarowej na uzyskane wyniki odkształceń. W tym przypadku w ocenie ryzyka zarysowania uzasadnionym będzie bazowanie na naprężeniach w betonie.

Niezwykle trudno jest jednoznacznie określić, jaki poziom naprężeń możemy bezpiecznie dopuścić ze względu na ryzyko zarysowania. Uwzględniając ogólną niepewność w znajomości zachowania młodego betonu, niejednorodność materiałową oraz duże rozrzuty w wynikach badań własności mechanicznych

(mała pewność uzyskanych wartości) jak również mając na uwadze poczynione w analizie konstrukcji uproszczenia i przybliżenia, Emborg [64] sugeruje przyjmowanie maksymalnego poziomu naprężeń wynoszącego $\eta_{\max} = 0,7$. Daje to współczynnik bezpieczeństwa $\Gamma \approx 1,4$.

Eberhardt, Lokhorst i van Breugel [56] analizowali przypadkowość zachowania betonu w modelowaniu teoretycznym. Konsekwencją rozrzutu własności materiałowych jest odchylenie standardowe wyznaczone i uwzględniane w analizie niezależnie dla naprężeń termicznych i wytrzymałości na rozciąganie dla 5% przedziału ufności prawdopodobieństwa zarysowania. Schematycznie procedurę tą pokazano na rys. 3-44. Autorzy pracy [56] oszacowali odchylenie standardowe wytrzymałości na rozciąganie na 0,5 MPa, a naprężeń termicznych na 0,6 MPa.



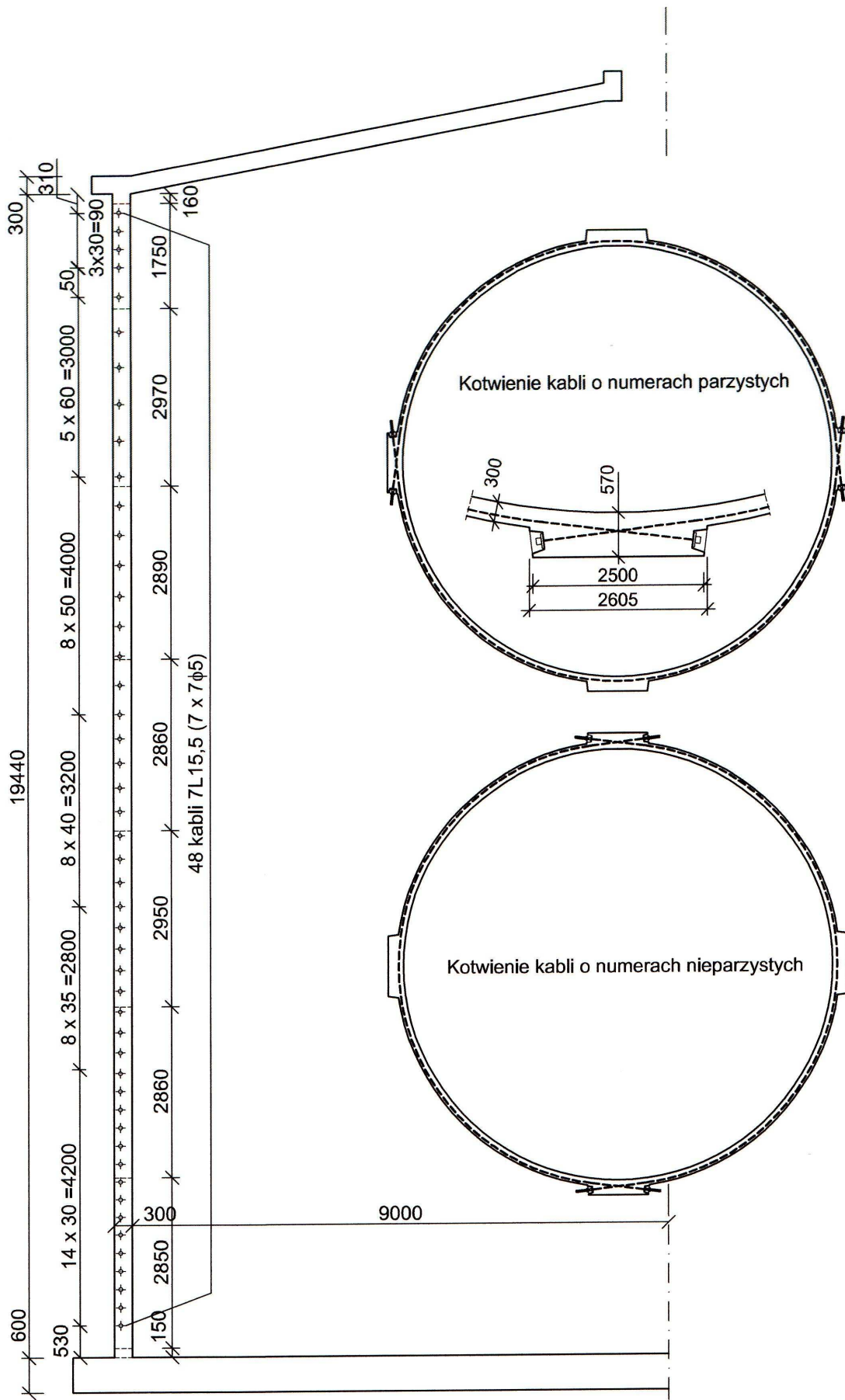
Rys. 3-44 Prawdopodobieństwo zarysowania – schematyczne przedstawienie procedury obliczeniowej, której autorami są Eberhardt, Lokhorst i van Breugel [56].

4. Zastosowanie cięgien bez przyczepności do eliminacji zarysowań w utwierdzonej w dnie ścianie zbiornika cylindrycznego

Cięgna bez przyczepności po raz pierwszy zastosowano w Polsce w 1995 r. Ze względu na swój szczególny charakter (niski współczynnik tarcia cięgna o osłonkę) znalazły zastosowanie szczególnie jako cięgna zewnętrzne przy wzmacnianiu konstrukcji kołowo-symetrycznych, belek, dźwigarów żelbetowych bądź stalowych (Dyduch [51], Libura [107]). W nowo wznoszonych konstrukcjach wykorzystywane są wszędzie tam, gdzie zachodzi potrzeba użycia cięgien o dużej krzywiźnie, gdzie użycie tradycyjnych stalowych cięgien z przyczepnością powodowałoby duże straty naciągu na skutek tarcia o osłonki kanałów kablowych. Stosuje się je głównie w stropach sprężonych, jako sprężenie płyt pomostu przęsła mostowych ... itp.

Prace koncepcyjne nad zastosowaniem cięgien bez przyczepności do eliminacji rys termicznych w ścianach utwierdzonych w dnie rozpoczęto w katedrze konstrukcji sprężonych IMIKB PK w pierwszych latach obecnej dekady (Seruga, Faustmann [151]). Pierwsze badania laboratoryjne płyt betonowych sprężonych w początkowym okresie dojrzewania betonu za pomocą cięgien bez przyczepności przeprowadzono w ramach realizacji programu badawczego niniejszej pracy w latach 2005-2006 (Szydłowski [159], [160], [161]). Badania miały poprzedzić zastosowanie zaproponowanej metody eliminacji rys termicznych w konstrukcji zbiornika o wymiarach w skali naturalnej. Badano rozwój temperatury, wpływ poziomu i czasu sprężenia na odkształcenia betonu i spadek siły sprężającej w czasie. Wyniki badań przedstawiono w p. 5.2.

W latach 2008-2009 realizowana była rozbudowa istniejącej oczyszczalni ścieków w Żywcu. W ramach nowo budowanych obiektów przewidziano wykonanie, cylindrycznego zbiornika zamkniętej komory fermentacyjnej o średnicy wewnętrznej 18,0 m i wysokości ściany walcowej 18,43 m (rys. 4-1). Żelbetowa powłoka walcowa o grubości 0,3 m została utwierdzona w płycie dennej o grubości 0,6 m. Betonowanie ściany realizowano 7 pasmami obwodowymi o wysokości 1,75 do 2,95 m. Zbiornik został sprężony w kierunku obwodowym dwuprzęsłowymi cięgnami wewnętrznymi typu 7L15,5 kotwionymi przemiennie w 4 pilastrach. Technologia wykonania zbiornika wymagała zastosowania wysokokalorycznego cementu portlandzkiego CEM I. Zastosowanie cementu o tak wysokim cieple hydratacji przy programowanym betonowaniu ścian w miesiącach letnich (lipiec-sierpień) musiało prowadzić do wysokiej temperatury betonu wywołanej ciepłem hydratacji cementu, a tym samym, do dużego skurczu termicznego betonu. Zastosowanie sztywnego połączenia ściany z dnem, przy dużej sztywności płyty fundamentowej w stosunku do sztywności ściany, stwarzało realne zagrożenie wystąpienia rys termicznych wywołanych skurczem skrępowanego na dolnej krawędzi najniższego segmentu ściany o wysokości 2,85 m. Zarysowanie najniższego segmentu ściany przy podobnej technologii wznoszenia zbiorników cylindrycznych o ścianie utwierdzonej w dnie obserwowano w kilku wcześniejszych realizacjach [151]. Na rys. 4-1 przedstawiono przekrój pionowy i poziomy zbiornika oraz schemat naciągu i kotwienia kabli 7L15,5. Do betonowania płyty fundamentowej oraz ściany walcowej i dachu zbiornika zastosowano beton klasy C35/45 wykonany na cemencie CEM I 42,5 i kruszywie bazaltowym. Programowany stopień wodoszczelności betonu wynosił W12. Mieszanka betonowa posiadała konsystencje S3 (opad stożka 100 do 150 mm).



Rys. 4-1 Geometria zbiornika WKF w oczyszczalni ścieków w Żywcu.

Tablica 4-1 Szczegółowy skład mieszanki betonowej.

Nazwa składnika mieszanki betonowej	Jednostka miary	Ilość w stanie suchym na m ³ mieszanki
Grys bazaltowy 8-16 mm	kg	670
Grys bazaltowy 2-8 mm	kg	613
Piasek 0-2 mm	kg	558
Cement portlandzki CEM I 42,5 MSR NA (Warta)	kg	433
Woda	litr	169
Addiment BV3M (0,5 % CEM.)	kg	2,17
Addiment FM6 (1,5 % CEM.)	kg	6,50
Addiment LPS A-94 (0,4 % cementu)	kg	1,73
Suma		2453,39

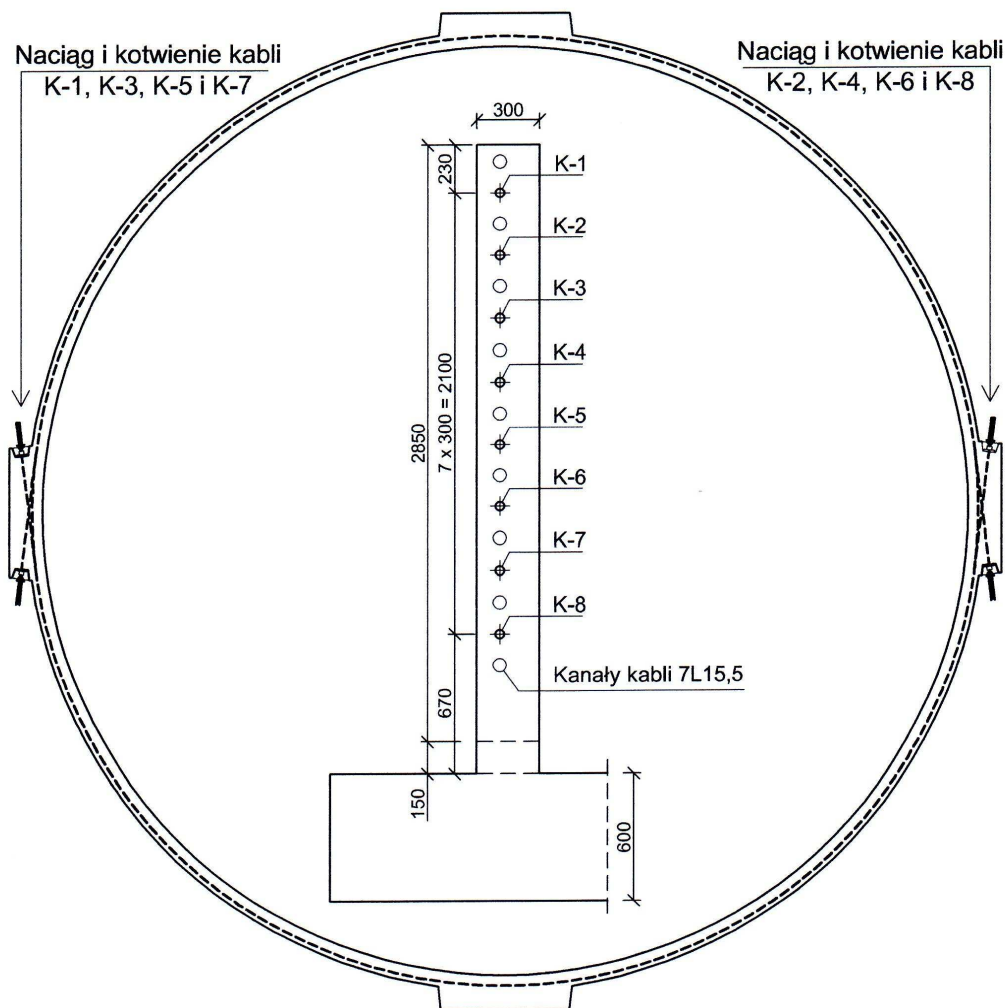
Stosunek wodno-cementowy wynosił 0,39. Szczegółowy skład mieszanki betonowej zamieszczono w tab. 4-1.

W celu uniknięcia zarysowania, na etapie projektowania zbiornika przewidziano prototypową metodę sprężenia dolnego segmentu za pomocą 8 stalowych cięgien bez przyczepności 7φ5 mm rozmieszczonych co 0,3 m (rys. 4-2) między kanałami kabli docelowych. W przeciwieństwie do prób wykonywanych przez S. Kusia, Sz. Wolińskiego i innych [102] [103], sprężenie miało zostać wprowadzone w chwili gdy beton będzie miał już odpowiednią sztywność zdolną trwale przenieść naprężenia ściskające, jednak nie później niż w chwili kiedy może wystąpić zarysowanie ściany zbiornika.

W oparciu o doświadczenia z realizacji podobnych obiektów oraz na podstawie dostępnej literatury technicznej ustalono, iż zarysowanie ścian żelbetonowych utwierdzonych w fundamencie następuje nie wcześniej niż w trakcie drugiej doby po zabetonowaniu. W okresie pierwszych kilkunastu godzin beton rozgrzewa się stopniowo w wyniku narastającego ciepła hydratacji cementu. Po osiągnięciu najwyższej temperatury następuje proces schładzania betonu, który zostaje mocno spotęgowany nocnym spadkiem temperatury powietrza. Ponieważ narastająca z czasem wytrzymałość betonu na rozciąganie jest wówczas jeszcze stosunkowo niska, jest to sprzyjający moment do powstania rys w betonie. Mając na uwadze powyższe spostrzeżenia, jak również wyniki uzyskane z badań laboratoryjnych ustalono optymalny czas sprężenia i poziom naprężeń w betonie. Zdecydowano, iż sprężenie należy wprowadzić w drugim dniu po zabetonowaniu (przed nastaniem drugiej nocy). Sprężenie zrealizowano więc po ok. 46÷48 godzinach od zabetonowania (ze względu na kilkugodzinny proces betonowania jednoznaczne określenie czasu jest niemożliwe).

Każdy z 8 kabli bez przyczepności został napięty obustronnie z siłą 200 kN w kolejności K-2, K-4, K-6, K-8, K-1, K-3, K-5 i K-7 (rys. 4-2). Naciąg cięgien postanowiono utrzymać aż do przeprowadzenia próby szczelności celem określenia spadku siły sprężającej w czasie, spadku w wyniku działania sprężenia docelowego oraz udziału sprężenia montażowego w pracy konstrukcji przy obciążeniach eksploatacyjnych.

Wprowadzenie sprężenia montażowego w najniższym segmencie ściany sąsiadującym z płytą denną pozwoliło znacznie zredukować powierzchnię zbrojenia obwodowego w dolnej strefie, projektowanego zwykle z uwagi na zarysowanie wywołane skurczem termicznym. Ostatecznie zbrojenie obwodowe na całej wysokości ściany walcowej wynosiło φ12 mm co 100 mm obustronnie. Zbrojenie ściany walcowej przedstawiono na rysunku 4-3.

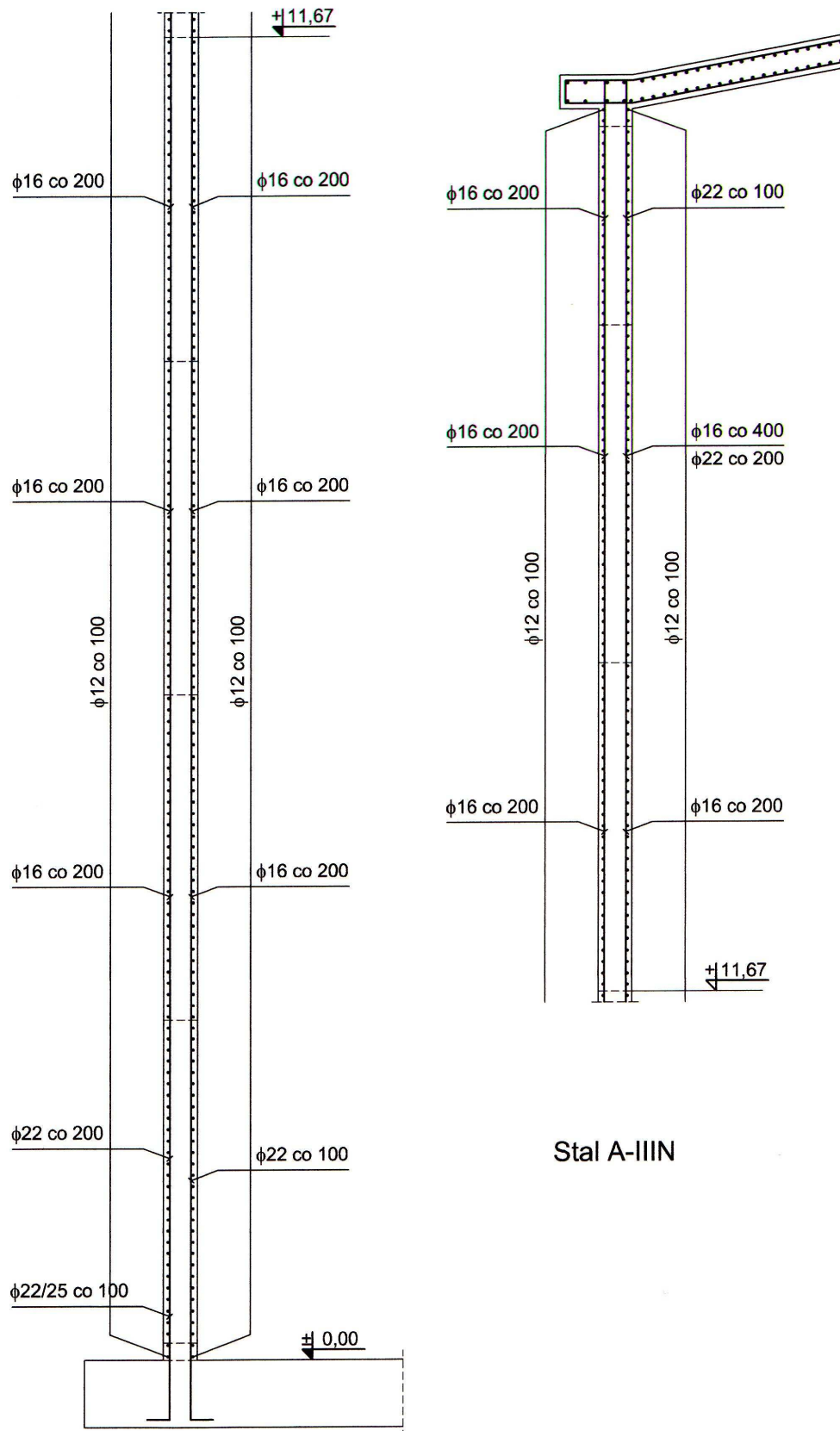


Rys. 4-2 Rozmieszczenie oraz schemat naciągu i kotwienia kabli bez przyczepności (oznaczonych jako K-1 do K-8).

Z uwagi na prototypowe rozwiązanie zbiornika, opracowano program badań doświadczalnych niezbędnych do przeprowadzenia podczas realizacji zbiornika, mający potwierdzić skuteczność zaproponowanego rozwiązania. Monitorowano następujące wielkości:

- odkształcenia betonu w przekroju środkowym między pilastrami (4 punkty w płycie dennej, 9 punktów w pierwszym segmencie ściany, 1 punkt w drugim segmencie) oraz w przekroju przez pilaster (9 punktów),
- temperaturę betonu w 45 punktach w przekroju środkowym (4 punkty w płycie dennej, 22 punkty w pierwszym segmencie ściany, 19 punktów w drugim segmencie),
- naprężenia w betonie w jednym punkcie przekroju środkowego,
- siłę sprężającą we wszystkich 8 kablach sprężających.

Wykonano dodatkowo dwa modele ścianek o wymiarach $1,2 \times 0,9 \times 0,3$ m o stopniu zbrojenia zwykłego podobnym do stopnia zbrojenia w ścianie zbiornika. Ścianki te zostały usytuowane obok wznoszonego zbiornika na warstwie styropianu. Jedną z nich sprężono 3 kablami nadając stopień sprężenia podobny jak w ścianie zbiornika. W ściankach „świadkach” monitorowano temperaturę i odkształcenia betonu w celu rozdzielenia odkształceń wywołanych skurczem i pęzaniem betonu. Równoległe do realizacji budowy prowadzono badania na



Rys. 4-3 Zbrojenie powłoki walcowej zbiornika.

przygotowanym zestawie próbek mające na celu określenie rozwoju własności mechanicznych betonu w czasie. Szczegółowy program i wyniki badań przedstawiono w p. 5.3.

5. Badania doświadczalne

5.1. Badania laboratoryjne płyt betonowych sprężonych w początkowym okresie dojrzewania betonu

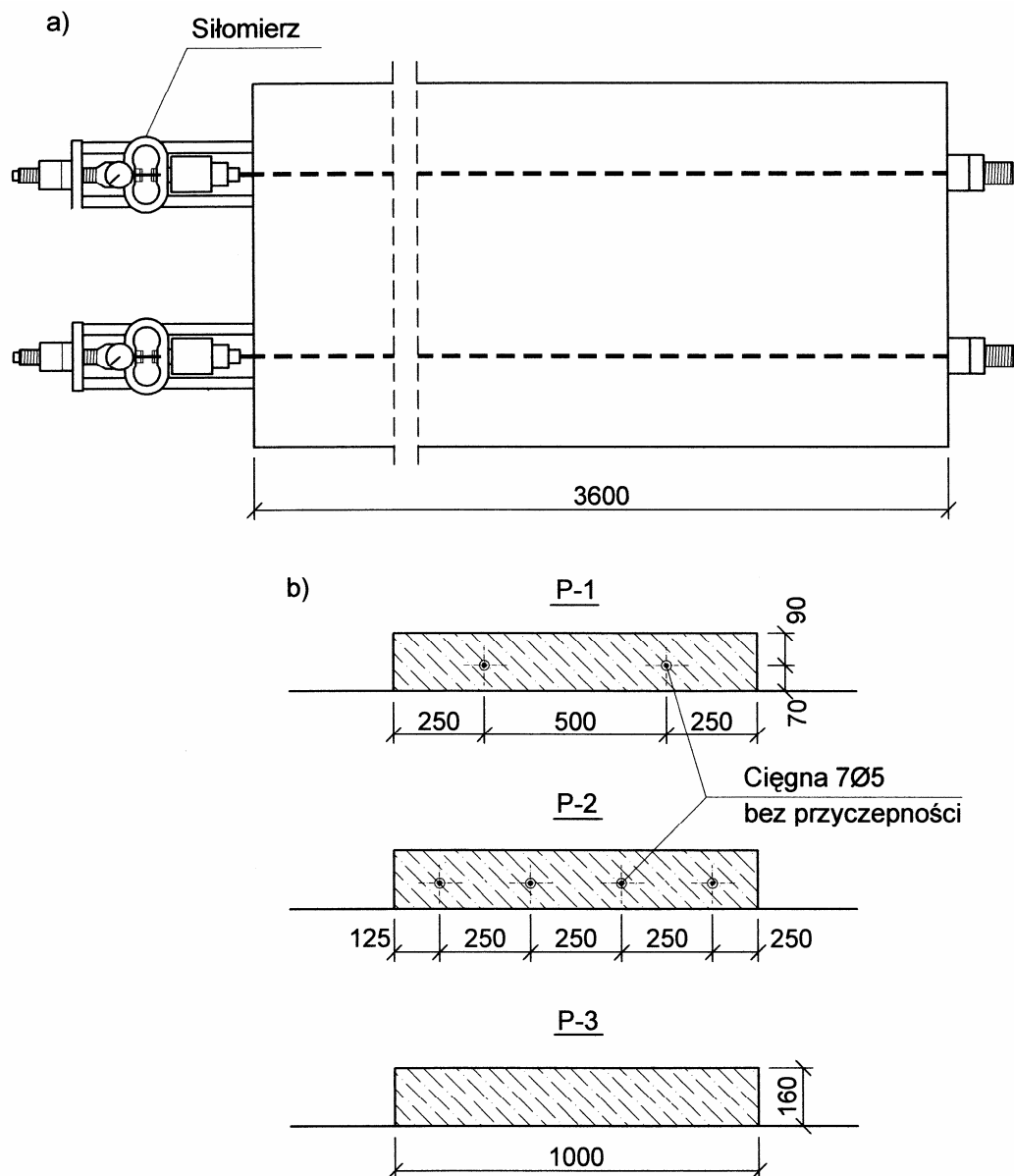
5.1.1. Cel i program badań

Beton jest materiałem wykazującym cechy lepko-sprężyste. Lepkie zachowanie (płynięcie) jest zjawiskiem bardzo mocno ujawniającym się w początkowym okresie dojrzewania betonu. Tworzenie się żelu jako proces hydratacji cementu powoduje zachowanie betonu bardzo trudno opisywalne w sposób matematyczny. Celem pierwszych badań zapoczątkowanych w laboratorium była ocena odkształceń wybranego betonu, jego zachowania pod obciążeniem przy bardzo wczesnym sprężeniu. Badania miały odpowiedzieć na pytania: jak duża będzie deformacja betonu, czy możliwe będzie utrzymanie siły sprężającej na dostatecznie wysokim poziomie w wymaganym okresie czasu po sprężeniu.

Jak wiadomo, pełzanie betonu wywołane naprężeniami ściskającymi od sprężenia, powoduje skrócenie wstępnego wydłużenia ciegną co prowadzi do spadku siły sprężającej. Nadmierna deformacja od pełzania młodego betonu ściśniętego sprężeniem może prowadzić do spadku naprężeń ściskających w betonie do wartości eliminującej ich wykorzystanie do celów inżynierskich. Oczekiwano odpowiedzi i informacji mających potwierdzić lub obalić słuszność proponowanej metody wczesnego sprężania ścian utwierdzonych w fundamencie celem ich ochrony przed zarysowaniem termicznym.

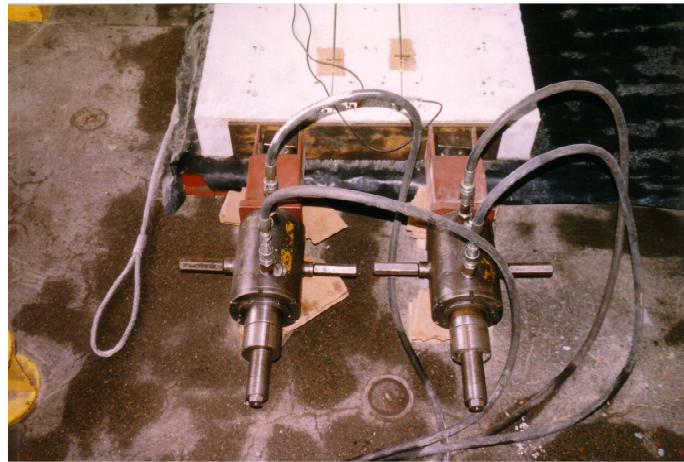
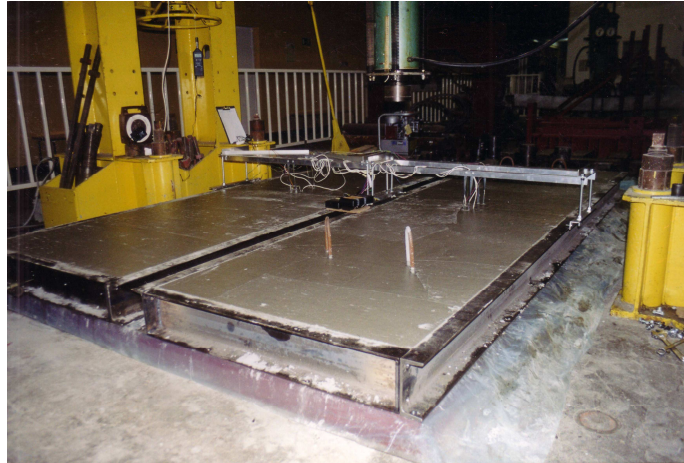
W tym celu wykonano trzy płyty betonowe o wymiarach $0,16 \times 1,0 \times 3,6$ m, pozbawione jakiegokolwiek zbrojenia zwykłego. W celu zminimalizowania wpływu tarcia płyty wylane zostały na stalowym stendzie na podkładzie z dwóch warstw folii PE. Widok z góry oraz przekroje badanych płyt przedstawiono na rysunku 5-1. Płyty oznaczono jako P-1, P-2 i P-3. Płyty P-1 i P-2 zostały sprężone za pomocą zainstalowanych stalowych cięgien bez przyczepności $7\phi 5$ mm. W płycie P-1 zastosowano 2 cięgną natomiast w płycie P-2 zastosowano 4 cięgną. Cięgną obniżone były w stosunku do środka ciężkości przekroju o 10 mm. Rozstaw i położenie cięgien w płytach sprężonych przedstawia rys. 5-1b. Płyta oznaczona jako P-3 dojrzewała jako nie sprężona. Odkształcenia mierzone w płytach sprężonych zawierały zarówno składnik wywołany sprężeniem (odkształcenia doraźne i opóźnione) odkształcenia od skurczu betonu oraz termicznej zmiany objętości. Interpretacja takich wyników byłaby niezwykle trudna z uwagi na złożoność zjawisk zachodzących w młodym betonie podlegającym sprężeniu. Ponieważ skurcz betonu jest zjawiskiem samoistnym niezależnym od działającego obciążenia, wykonanie jednej płyty jako swobodnej (bez obciążenia sprężeniem) pozwoliło pomierzyć odkształcenia wywołane wyłącznie samoistną zmianą objętości (skurcz i odkształcenie termiczne) a ich odjęcie od wyników z płyt sprężonych dało informację o wpływie naprężeń ściskających na zachowanie betonu. Widok płyt w formach tuż po zabetonowaniu oraz armatury sprężającej zainstalowanej na płycie P-1 pokazują fot. 5-1.

Do zabetonowania płyt użyto mieszanki betonowej zaprojektowanej specjalnie do konstrukcji sprężonych sporządzonej na cemencie CEM I MSR NA 42,5 w ilości 440 kg/m^3 , $w/c = 0,37$. W celu poprawy modułu sprężystości betonu, który jest znaczącym parametrem w konstrukcjach sprężonych ze względu na konieczność minimalizacji deformacji konstrukcji przy sprężaniu, zastosowano kru-

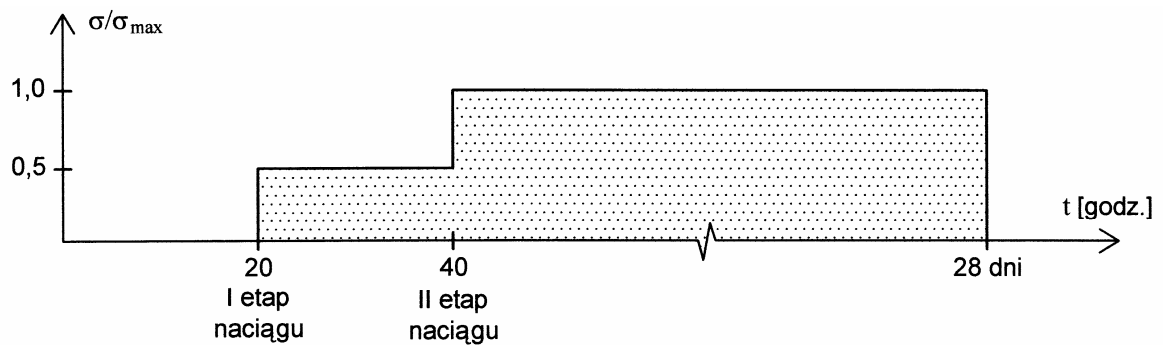


Rys. 5-1 Widok z góry płyty P-1 (a) oraz przekroje poprzeczne płyt (b).

szywo bazaltowe. Do kotwienia cięgien bez przyczepności wykorzystano specjalnie zaprojektowany do krótkich kabli sprężających pozpoślizgowy system zakotwień gwintowanych. Zastosowanie takiego systemu zakotwień redukuje straty od poślizgu do wartości nie przekraczającej 5 kN. Przyjęcie powszechnie stosowanych zakotwień szczękowych przy tej długości cięgna zredukowałoby siłę sprężającą po zakotwieeniu o 20÷25%. Naciąg cięgien w płytach sprężonych realizowano dwuetapowo. W pierwszym etapie po 20 godzinach wprowadzono około 50 % siły docelowej w cięgna. W drugim etapie po kolejnych 20 godzinach (40 godzin od zabetonowania) doprężono cięgna do pełnej programowanej wartości siły naciągu czyli 200 kN. Schematycznie program aplikacji naprężeń ściskających w czasie przedstawiono na rys. 5-2. Siłę utrzymywano w cięgnach przez okres 28 dni. W tabelicy 5-1 zestawiono wartości średnich sił sprężających w poszczególnych etapach (średnia z wszystkich kabli w płycie) oraz odpowiadające im obliczone naprężenia w betonie (σ_{cg} oznacza naprężenia na górnej, σ_{cd} na dolnej krawędzi płyty).



Fot. 5-1 Widok płyt po zabetonowaniu oraz armatury sprężającej na płycie P-1.

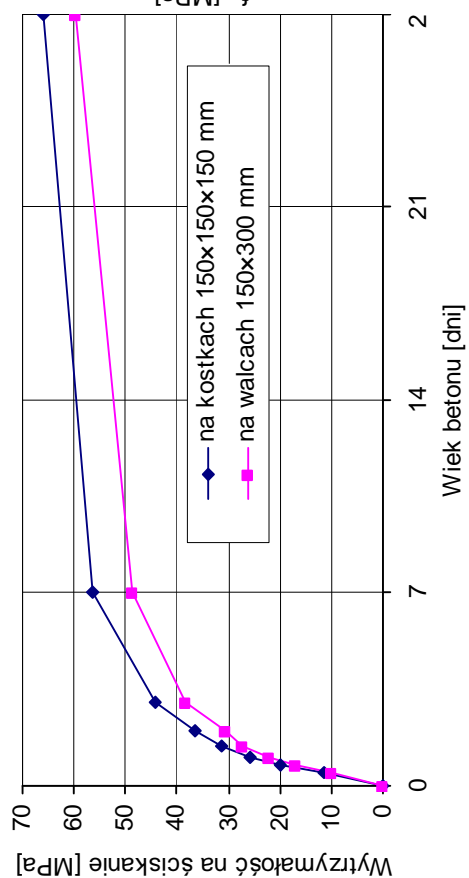


Rys. 5-2 Harmonogram działania naprężeń ściskających w czasie.

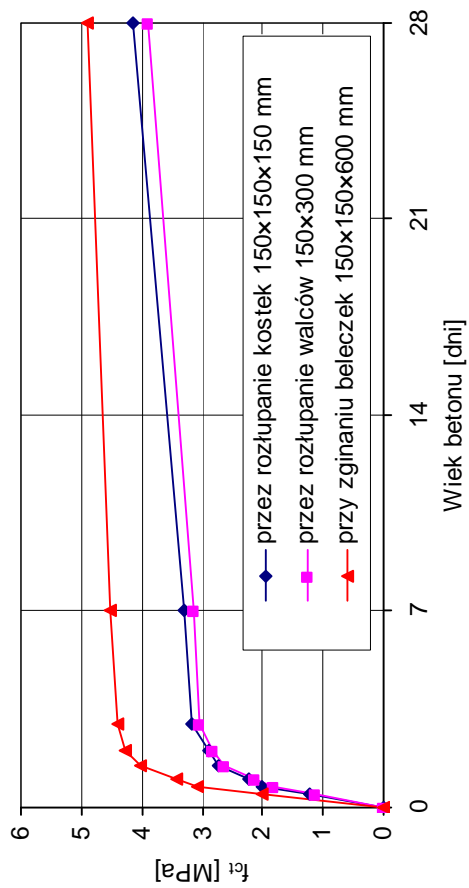
Tablica 5-1 Wartości średnich sił sprężających oraz odpowiadające im naprężenia w betonie.

Płyta	I etap naciągu			II etap naciągu		
	P_{01} [kN]	$\sigma_{c,d}$ [MPa]	$\sigma_{c,g}$ [MPa]	P_{02} [kN]	$\sigma_{c,d}$ [MPa]	$\sigma_{c,g}$ [MPa]
P-1	100,1	1,72	0,78	189,9	3,26	1,48
P-2	99,0	3,40	1,55	189,4	6,61	2,96

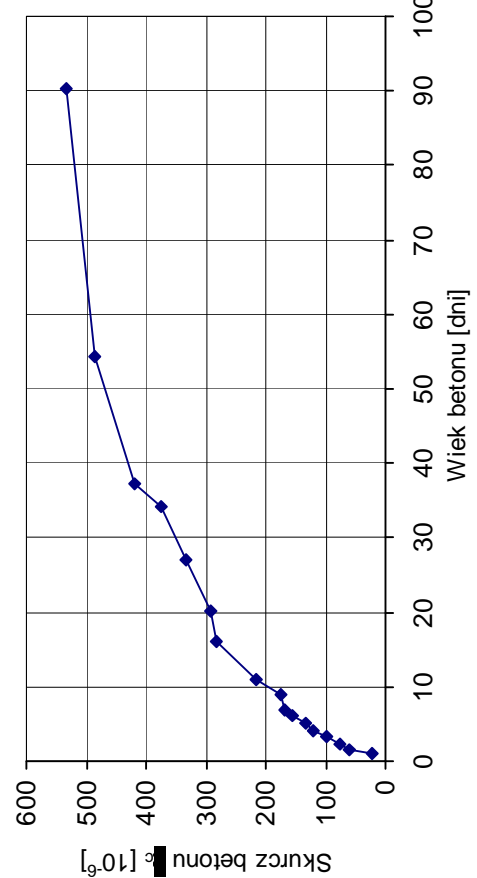
Betonowanie płyt poprzedzone zostało wykonaniem i badaniem właściwości mechanicznych kilku mieszanek betonowych. Takimi samymi badaniami objęto beton zastosowany na płyty. Podczas betonowania wykonano zestaw próbek,



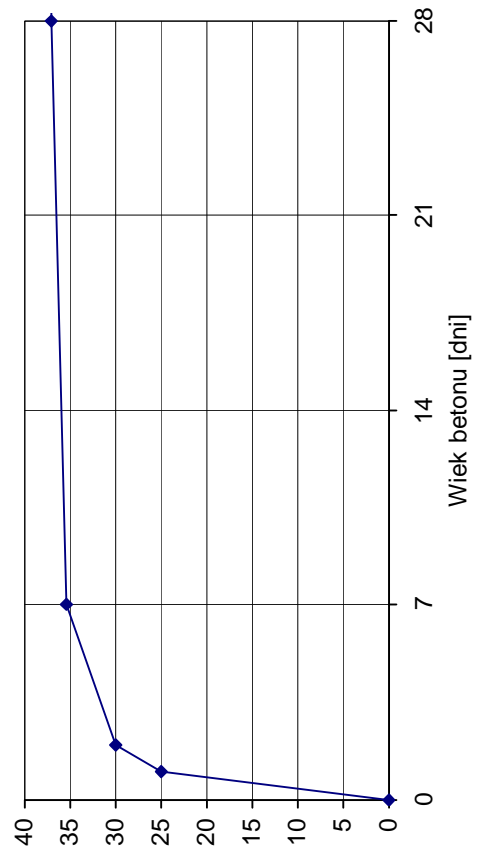
Rys. 5-3 Rozwój wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie.



Rys. 5-4 Rozwój wytrzymałości betonu na rozciąganie w czasie.



Rys. 5-5 Rozwój odkształceń skurczowych betonu w czasie.



Rys. 5-6 Rozwój modułu sprężystości betonu w czasie.

które posłużyły określeniu rozwoju własności mechanicznych betonu w czasie. Badano po: 12, 18, 24, 36, 48 godzinach oraz 3, 7, 28 dniach następujące cechy:

- wytrzymałość na ściskanie na kostkach 150 × 150 × 150 mm,
- wytrzymałość na ściskanie na walcach $\phi 150 \times 300$ mm,
- wytrzymałość na osiowe rozciąganie na walcach $\phi 150 \times 300$ mm,
- wytrzymałość na rozciąganie przez rozłupanie kostek 150 × 150 × 150 mm,
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu beleczek 150 × 150 × 600 mm (dwupunktowe obciążenie),
- moduł sprężystości betonu na walcach $\phi 150 \times 300$ mm,
- skurcz betonu na beleczkach 100 × 100 × 500 mm.

Wyniki badań przedstawiono na rys. 5-3 do 5-6.

W okresie obciążenia płyt sprężeniem (jak również przez około miesiąc po odciążeniu) monitorowano następujące wielkości:

- siłę w ciągnach sprężających za pomocą siłomierzy pałkowych,
- temperaturę i odkształcenia betonu na trzech wysokościach w punkcie usytuowanym w środku rzutu płyty: 20 mm powyżej dolnej powierzchni, w środku grubości oraz 20 mm poniżej górnej powierzchni płyty (do pomiaru odkształceń wykorzystano przetworniki oparte na drgającej strunie, technologia pomiaru została opisana w dalszej części niniejszego punktu),
- skrócenie płyty na wysokości ciągnów sprężających (czujnikami indukcyjnymi o zakresie 10 mm).

5.1.2. Odkształcenia betonu

Na rys. 5-7 przedstawiono przebieg odkształceń zarejestrowanych na wgłębnych przetwornikach zainstalowanych w płytach P-2 i P-3. Od wartości pomierzonych w płycie sprężonej (P-2) odjęto te same, lecz pomierzone w płycie betonowej (P-3). Wyeliminowano w ten sposób z wyników w płycie sprężonej skurcz betonu oraz odkształcenia termiczne otrzymując tylko odkształcenia wywołane działaniem siły sprężającej (pogrubione krzywe na rys. 5-7). Wartości liczbowe odkształceń w charakterystycznych przedziałach czasu zestawiono w tablicy 5-2.

Na rysunku 5-8 graficznie zilustrowano wartości przedstawione w tablicy 5-2 w postaci wykresów odkształceń na wysokości przekroju płyty. Obszary „kropkowane” to odkształcenia doraźne wywołane sprężeniem. Obszary ukośnie zakreskowane oznaczają przyrost odkształceń w czasie. Łatwo zauważyć, iż pole obrazujące odkształcenie doraźne w pierwszym etapie sprężania (po 20 godz. od zabetonowania) jest znacznie większe niż to samo, obrazujące etap II (40 godzin po zabetonowaniu). Średnie naprężenia sciskające w betonie w I etapie sprężenia wynosiły 2,37 MPa i wywołały odkształcenie betonu równe 99×10^{-6} , podczas gdy, przyrost naprężeń w II etapie wynoszący 2,45 MPa wywołał odkształcenie 51×10^{-6} . Stosując zasadę, iż naprężenia z odkształceniami powiązane są modułem sprężystości $\sigma = E \cdot \varepsilon$, łatwo można wyznaczyć, iż moduł sprężystości betonu przy pierwszym etapie sprężenia wyniósł 23900 MPa. Wartość modułu sprężystości określona na próbkach walcowych w chwili wprowadzania pierwszych naprężeń w płytę wynosiła około 25000 MPa, jest więc nieco większa od wartości pomierzonej w płycie, o czym pisano w p. 3.2.10. Odkształcenia w II etapie sprężania wynosiły

Tablica 5-2 Doraźne i opóźnione odkształcenia betonu wywołane sprężeniem oraz ε_c [10^{-6}].

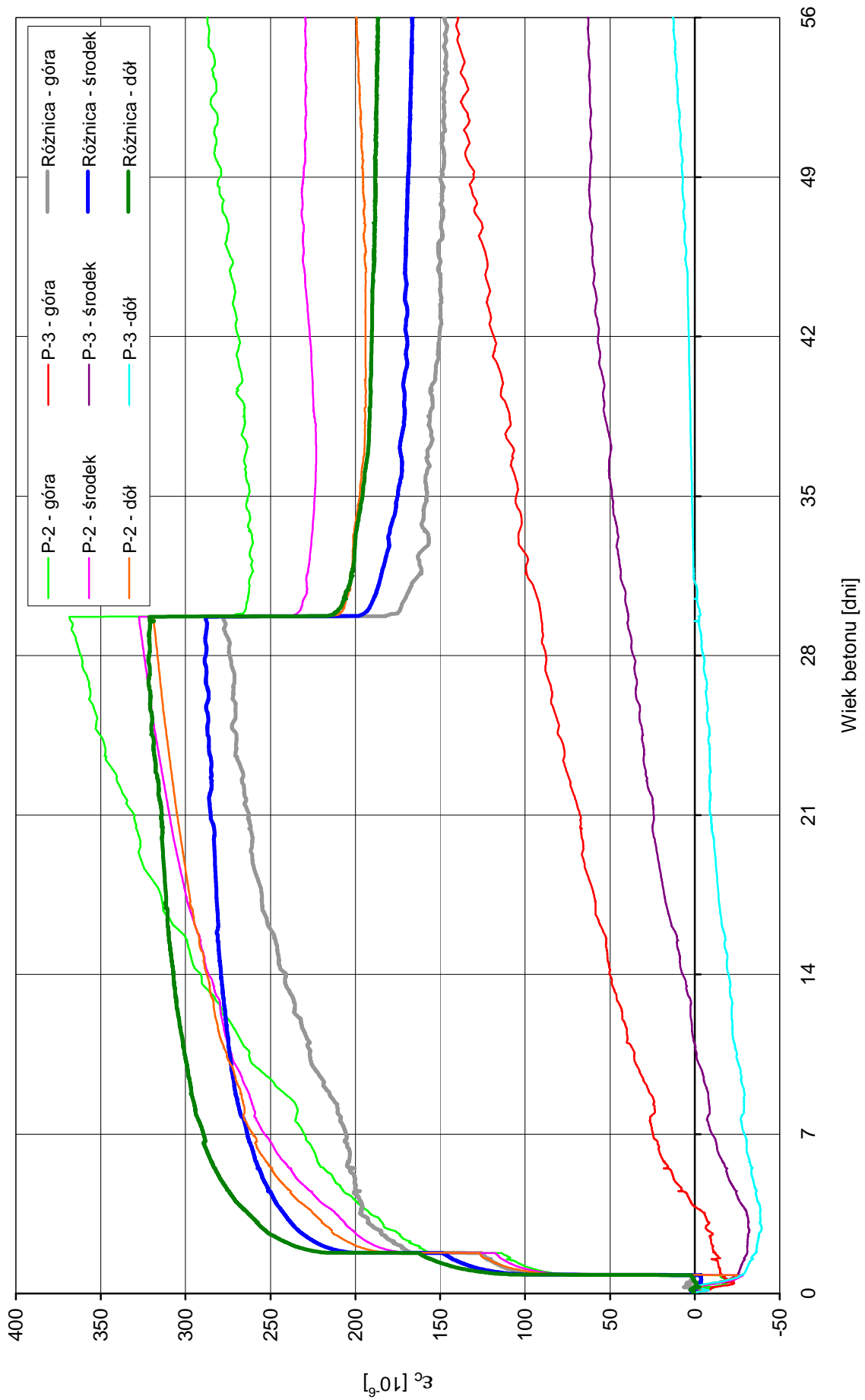
Płyta głębokość	Sprężanie I etap		Przyrost w czasie I etap		Sprężanie II etap		Przyrost w czasie II etap		Odciążanie	
	start	koniec	start	koniec	start	koniec	start	koniec	start	koniec
P-2 góraż	-15	71	114		157		371		273	
P-2 środek	-28	71	118		169		327		238	
P-2 dół	-24	76	127		180		319		213	
P-3 góraż	-16				-12				92	
P-3 środek	-25				-31				39	
P-3 dół	-27				-36				-2	
Różnica (P-2)-(P-3) góraż	1	87	126		169		279		181	
Różnica (P-2)-(P-3) środek	-3	96	149		200		388		199	
Różnica (P-2)-(P-3) dół	3	103	166		216		321		215	

51×10^{-6} , i w porównaniu z wartością z I etapu były o 49 % mniejsze. Tymczasem wartość modułu sprężystości, pomiędzy 20 a 40 godziną od zabetonowania wzrosła z 25 do 29 GPa czyli o 16 %. Przyrost sztywności betonu wywołany wzrostem jego modułu sprężystości nie mógł więc spowodować tak znaczących różnic w odkształceniach doraźnych.

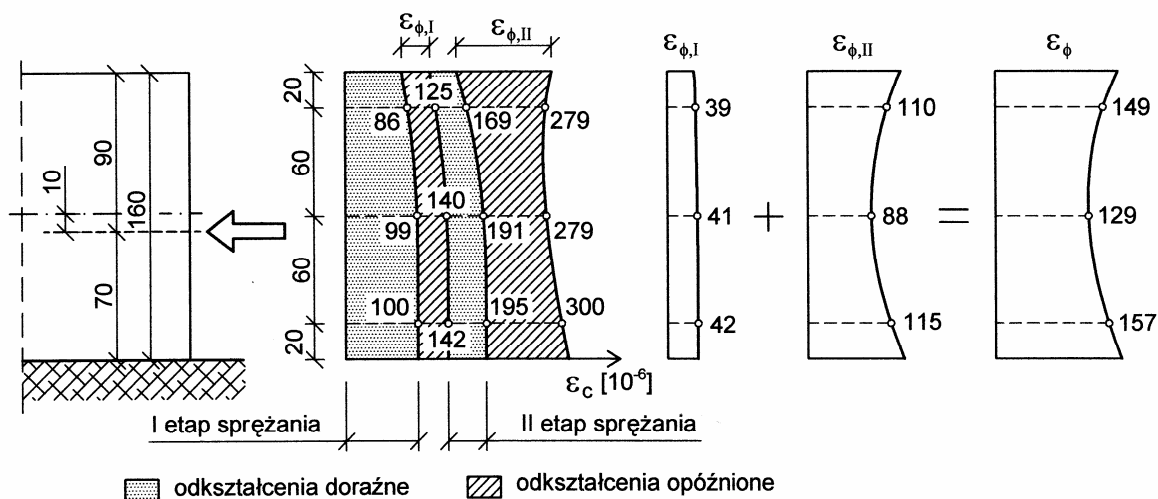
To samo zjawisko zostało potwierdzone wartościami skrócenia płyty podczas dwuetapowego sprężenia. Na rys. 5-9 przedstawiono wyniki pomiaru skrócenia płyt, mierzone za pomocą pary przetworników przemieszczeń na obu końcach płyty. Niebieską czcionką w znacznikach zaznaczono wartości początkowe i końcowe skrócenia doraźnego od sprężania płyty P-2. W pierwszym etapie naciągu ciągłych skrócenie płyty wyniosło 1,20 mm, natomiast w drugim 2,21-1,59 = 0,62 mm. W tym przypadku skrócenie płyty w II etapie naciągu w porównaniu z I spadło o 48 % (podobnie jak w przypadku odkształceń betonu).

Zdaniem autora, przyczyny tego zjawiska należy upatrywać na poziomie mikrostruktury w obciążonej bardzo wczesnie tworzącej się strukturze żeluz. Chociaż średnie naprężenia wprowadzone w beton po 20 godzinach wynosiły 2,5 MPa przy wytrzymałości określonej na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm równej 17,0 MPa, być może zbyt wczesne obciążenie wprowadziło jej modyfikację co zaowocowało zupełnie niewytłumaczalnym zachowaniem przy kolejnym cyklu obciążania. Powodem tego może być również nieliniowe pełzanie niskonaprężeniowe, o którym pisano w p. 3.2.11, które powoduje modyfikację sztywności i „poprawia” odpowiedź betonu na dalsze obciążanie.

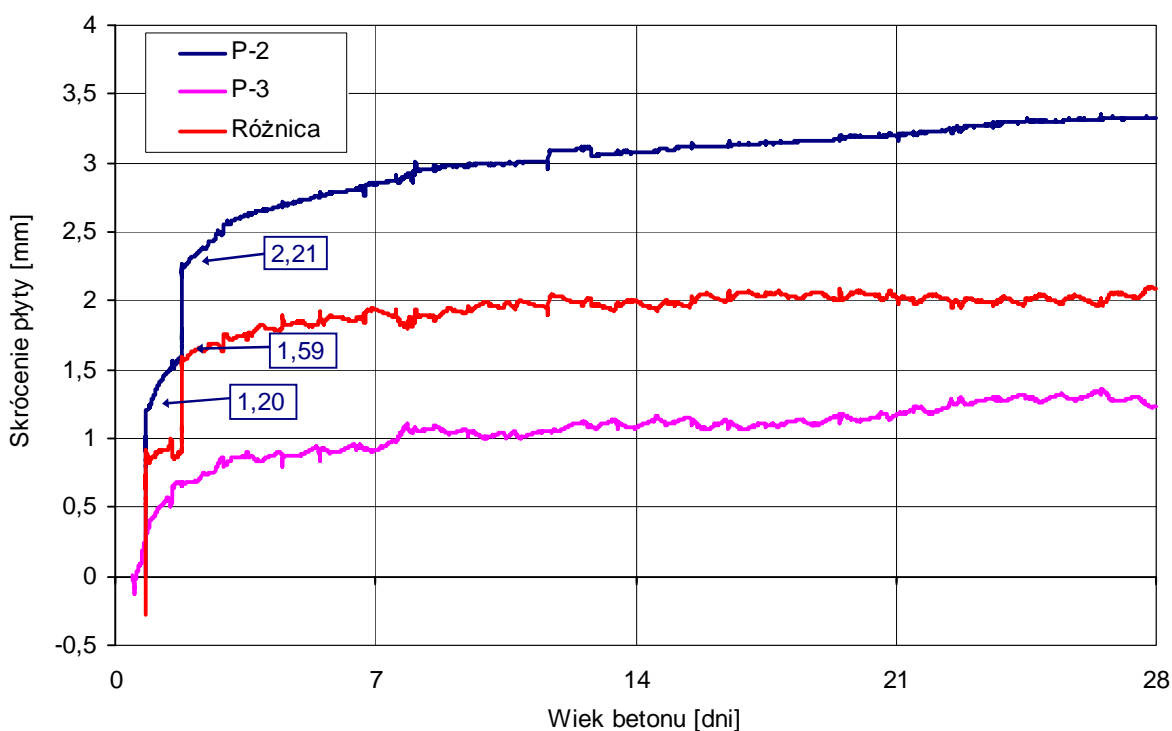
Należy zwrócić również uwagę na zasięg pełzania w okresie od 20 do 40 godziny czyli od I do II etapu sprężenia. Analizując tablicę 5-2 można zauważyć, że odkształcenie opóźnione w tym okresie wzrosło od wartości 96×10^{-6} do 149×10^{-6} czyli o 55%. Dla porównania, po zrealizowaniu II etapu sprężenia, przy dwukrotnie



Rys. 5-7 Rozwój odkształceń betonu zarejestrowanych na przetwornikach wglębnych w płytach P-2 i P-3.



Rys. 5-8 Odształcenia betonu w przekroju płyty wywołane sprężeniem (doraźne i opóźnione).

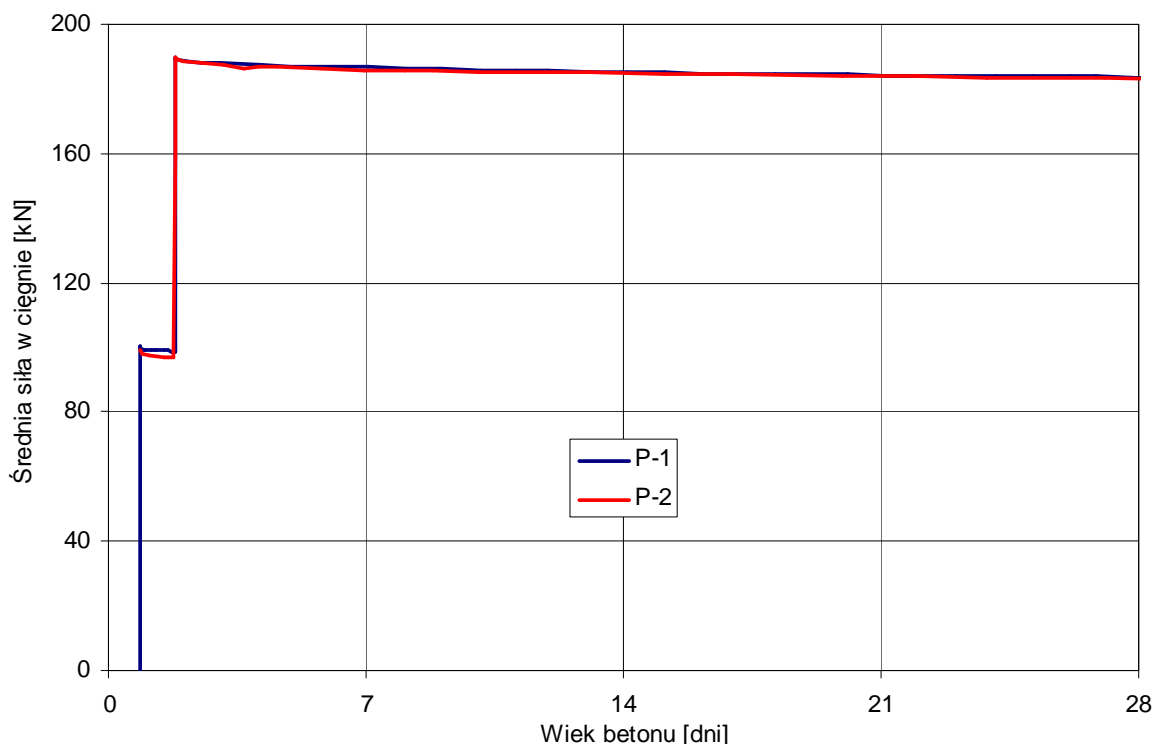


Rys. 5-9 Skrócenie badanych płyt i jego przebieg w czasie.

większym obciążeniu betonu przyrost odształceń od pełzania przez pierwsze 20 godzin wyniósł 15,5 % (od 200 do 230×10^{-6}).

5.1.3. Trwałość siły w cięgnach sprężających

Programowana wartość siły sprężającej po 40 godzinach od zabetonowania wynosiła 200 kN. Po 20 godzinach należało wprowadzić połowę wartości docelowej czyli 100 kN. W tabelicy 5-2 podano rzeczywiste wartości sił pod zakotwieniem po zakotwieniu w poszczególnych etapach sprężenia. Wartość siły w pierwszym etapie była zbliżona do programowanej ($100,1$ w płycie P-1 i $99,0$ w płycie P-2). Wartość końcowa siły po zakotwieniu była znacznie mniejsza od wartości przewidzianej i wynosiła $189,9$ kN dla P-1 i $189,4$ kN dla P-2. Odchyłka



Rys. 5-10 Przebieg siły sprężającej w czasie.

Tablica 5-3 Wartości siły i strat siły w cięgnach sprężających.

Płyta	I etap obciążenia			II etap obciążenia		
	Start (20h)	Koniec (40h)	Strata siły	Start (40h)	Koniec (28 dni)	Strata siły
	P ₀ [kN]	P _t [kN]	ΔP [%]	P ₀ [kN]	P _t [kN]	ΔP [%]
P-1	100,1	98,9	1,3	189,9	183,3	3,5
P-2	99,0	96,7	2,3	189,4	182,9	3,4

taka wynika z dokładności pomiarowych siły sprężającej (kontrola siły przy naciągu odbywała się poprzez pomiar ciśnienia na monometrze agregatu) oraz z niewielkiego jej spadku po zakotwieniu.

Na rys. 5-10 przedstawiono przebieg siły sprężającej w czasie w okresie utrzymywania sprężenia. Natomiast w tablicy 5-3 podano początkowe i końcowe wartości sił w poszczególnych etapach oraz wartości strat siły. Spadek siły sprężającej w pierwszym etapie obciążenia (w okresie 20 godzin) wyniósł 1,3 % dla płyty P-1 i 2,3 % dla płyty P-2.

W przypadku II etapu obciążenia spadki siły w okresie 26 dni wynosiły odpowiednio 3,5 % i 3,4 %. W przypadku pierwszego rozważanego okresu tj. pomiędzy 20 a 40 godziną, widać, iż spadek siły w płycie P-2 jest wyraźnie większy niż w płycie P-1. Jest to spowodowane z pewnością dwukrotnie większymi naprężeniami w betonie a co za tym idzie większym pełzaniem. W przypadku drugiego okresu straty były zbliżone i nie zależały już od poziomu naprężeń w betonie. Wpływ różnicy w pełzaniu betonu wywołanym różnym poziomem naprężeń jest znacząco mniejszy przy tak długim okresie czasu.

5.1.4. Podsumowanie i wnioski z badań

Celem prowadzonych badań laboratoryjnych płyt sprężonych w początkowym okresie dojrzewania betonu była ocena zachowania betonu pod obciążeniem oraz jego wpływ na trwałość siły wciągających sprężających. Badania miały potwierdzić trafność działania sprężenia o określonym programie jego wprowadzania i przy wybranej mieszance betonowej, jako środek zapobiegawczy przeciw powstawaniu rys w młodym betonie.

Naprężenia ściskające o średniej wartości 2,5 MPa wprowadzone po 20 godzinach twardnienia betonu (płyta P-2) spowodowały straty siły sprężającej w okresie 20 godzin wynoszące 2,3 %. Naprężenia o wartości 4,8 MPa wprowadzone po 40 godzinach od zabetonowania wywołały stratę siły równą 3,4 % w okresie 26 dni utrzymywania sprężenia. Należy jednak nadmienić, że dla obciążenia po 40 godzinach beton nie był już materiałem dziewiczym. Zbyt wczesne obciążenie wprowadzone w I etapie spowodowało prawdopodobnie trwałe zmiany w strukturze betonu. Wobec czego można sądzić, iż gdyby całe obciążenie wprowadzono po 40 godzinach, straty siły mogłyby być większe.

Na podstawie uzyskanych wyników trudno oszacować również, ile wyniosłyby straty sprężenia, gdyby w płytę P-3 całość sprężenia wprowadzić po 20 godzinach. Mając na uwadze pomierzone wartości pełzania w dwóch 20 godzinnych odcinkach czasowych, jego dużą intensywność w okresie pierwszych 20 godzin po obciążeniu i jego nieliniową zależność od poziomu obciążenia przy tak młodym wieku obciążenia, można przypuszczać, że przy dwukrotnym zwiększeniu obciążenia pełzanie byłoby kilkakrotnie większe. To prowadziłoby już do wielokrotnie większych strat sprężenia. W kilkudniowym okresie wymaganym dla potrzeb eliminacji zarysowania termicznego w ścianach utwierdzonych w fundamencie wartość strat wyeliminowałaby użyte cięgna z funkcji jaką miały pełnić.

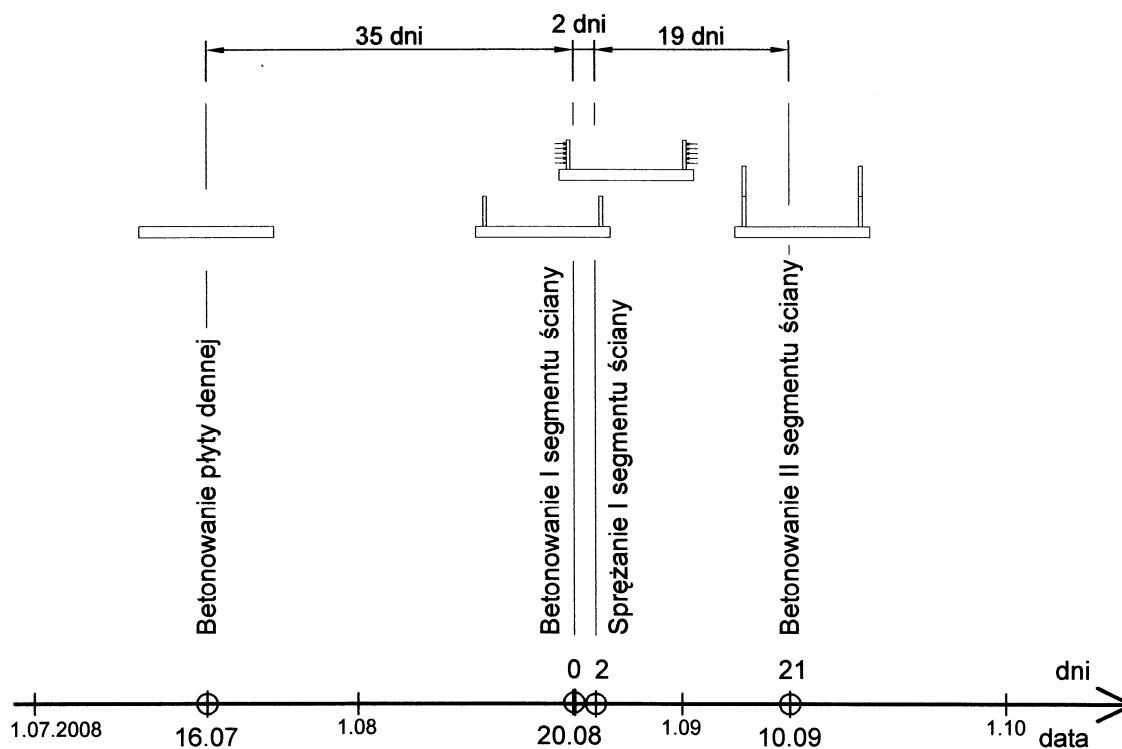
Jako podsumowanie można stwierdzić, że dla wybranej mieszanki betonowej beton w wieku 20 godzin jest zbyt młody aby utrzymać siłę sprężającą na pożądanym wysokim poziomie przez dłuższy okres czasu. Beton zachowuje się wówczas irracjonalnie powodując znaczne straty sprężenia.

Przedstawione wyniki otrzymane w badaniach laboratoryjnych stały się zaczątkiem do dalszych badań i praktycznego zastosowania ciegien bez przyczepności do eliminacji zarysowań termicznych w ścianie zbiornika utwierdzonej w dnie. Badania i wyniki otrzymane podczas pierwszej próby realizacji takiego obiektu przedstawiono w kolejnym punkcie.

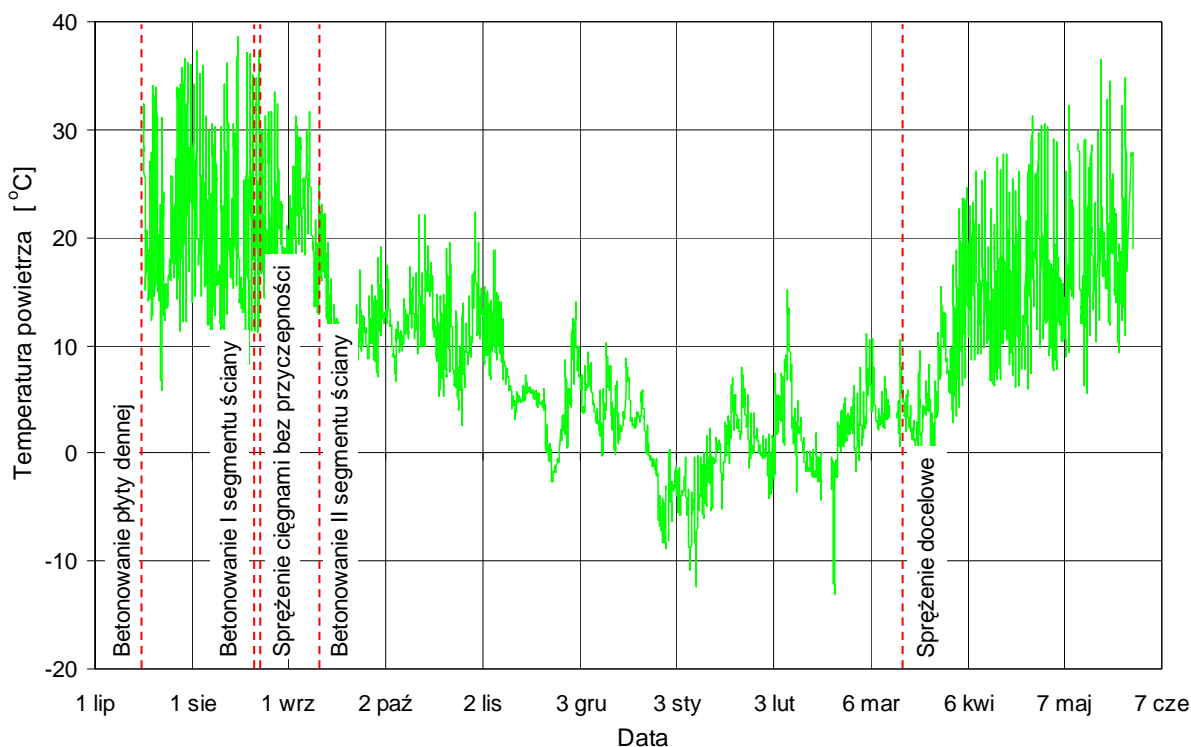
5.2. Badania na obiekcie rzeczywistym przy wczesnym sprężeniu dolnego segmentu utwierdzonej w dnie ściany zbiornika na ścieki

5.2.1. Harmonogram i warunki realizacji zbiornika

Betonowanie najważniejszych, dla przedstawionego w pracy problemu zarysowania termicznego, segmentów zbiornika (płyty fundamentowej i najniższego segmentu ściany) przeprowadzono w miesiącach letnich lipiec-sierpień 2008 r. Na rys. 5-11 przedstawiono uproszczony harmonogram realizacji dolnych części zbiornika. Na rys. 5-12 pokazano natomiast zarejestrowany podczas badań



Rys. 5-11 Harmonogram realizacji dolnych elementów zbiornika.



Rys. 5-12 Temperatura powietrza oraz czas realizacji kluczowych etapów wznoszenia zbiornika.

przebieg temperatury powietrza w okresie od lipca 2008 do czerwca 2009 r. Betonowanie płyty fundamentowej zakończono 16 lipca 2008 o godz. 14. Temperatura powietrza wynosiła 31,3°C a temperatura mieszanki betonowej 29,5°C, wilgotność powietrza 54%. Pierwszy najniższy segment ściany o wysokości 3,0 m i długości całego obwodu zabetonowano 35 dni po wykonaniu

płyty dennej, tj. 20 sierpnia w godzinach popołudniowo-wieczornych (17 do 21). W dniu betonowania oraz przez dwa kolejne dni po zabetonowaniu maksymalna temperatura powietrza przekraczała 35°C, przez kolejne 5 dni - 30°C. Najniższy segment ściany został sprężony kablami bez przyczepności w celu uniknięcia zarysowania termicznego 46 godz. od zabetonowania czyli 22 sierpnia w godzinach wieczornych (19-20). Po upływie 21 dni od zabetonowania najniższego segmentu ściany (20 września) przeprowadzono betonowanie drugiego segmentu. Temperatura powietrza tylko w dniu betonowania i przez pierwsze 2 dni przekroczyła wówczas nieznacznie 20°C. Przez kolejne miesiące jesienno-zimowe betonowano kolejne 5 segmentów ściany oraz dach stożkowy. W dniach 16-18 marca 2009 przy temperaturze powietrza w przedziale 3-5 °C zrealizowano naciąg docelowych kabli wewnętrznych 7L15,5.

5.2.2. Program badań, technologia i system pomiarowy, badane wielkości

Prawidłowe modelowanie zbiorników ścian żelbetowych utwierdzonych w płycie dennej jest procesem niezwykle złożonym z uwagi na szereg trudnych do oszacowania analitycznie parametrów i wielkości takich jak: rozkład temperatury na wysokości zbiornika, sztywność połączenia ściana-fundament, lepko-sprężyste zachowanie młodego betonu itp. Ponadto cechy mechaniczne betonu są podatne na efekt skali. Wartości wyznaczone w badaniach laboratoryjnych na niewielkich rozmiarów próbkach betonowych znacząco odbiegają od wartości występujących w rzeczywistej konstrukcji. Mając na uwadze napotkane problemy, autor zrealizował bogaty program badań w trakcie realizacji pierwszych segmentów konstrukcji (płyta denna, pierwsze dwa obwodowe segmenty ściany).

Monitoringiem objęto dwa pionowe przekroje: przekrój przez ścianę (A-A) w połowie jej długości pomiędzy pilastrami kotwiącymi oraz przekrój w osi pilastra (B-B). Przekroje pomiarowe pokazano na rys. 5-13. W przekroju A-A pomiarami objęto płytę denna, I i II segment ściany, natomiast w przekroju B-B tylko I segment ściany. Prócz wielkości fizycznych w betonie prowadzono również pomiar sił sprężających we wszystkich kablach bez przyczepności przy zakotwieniach (rys. 5-13). Dodatkowo, wykonano dwa fragmenty ściany żelbetowej zlokalizowane w pobliżu zbiornika, które również podlegały monitoringowi wybranych wielkości.

Przy realizacji badań zastosowano po raz pierwszy w badaniach konstrukcji w skali naturalnej prowadzonych w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej, technologię pomiarową opartą na wykorzystaniu drgającej struny. Metoda pomiaru wielkości fizycznych za pomocą przetworników z drgającą struną sprowadza się do pomiaru częstotliwości drgań struny. Zapis drugiej zasady dynamiki Newtona dla dowolnego punktu drgającej struny, po odpowiednich przekształceniach i podstawieniach, prowadzi do następującego równania:

$$\varepsilon = f^2 \frac{4L_w \rho}{E \cdot g} \quad (5-1)$$

- gdzie: ε - odkształcenie struny,
 f - częstotliwość drgań struny,
 L_w - długość struny,
 ρ, E - gęstość i moduł sprężystości materiału struny,
 g - przyspieszenie ziemskie.

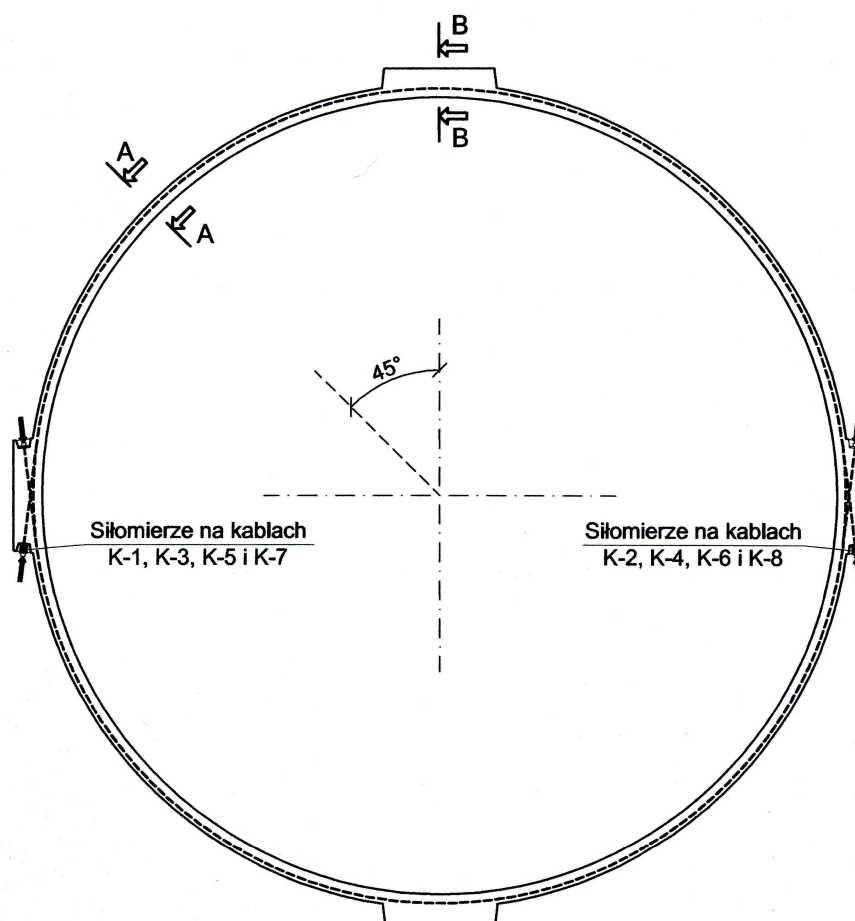
Jeśli założymy, iż $\frac{4L_w \rho}{E \cdot g}$ jest stałą przetwornika, zmiana odkształcenia struny

(w przypadku pomiaru odkształceń również całego przetwornika i otaczającego betonu) jest wprost proporcjonalna do zmiany kwadratu jej częstotliwości drgań.

Technologia strunowa zapewnia długoterminową stabilność pomiarów a wyjście częstotliwościowe umożliwia przewodową transmisję danych na duże odległości. Dodatkowo, każdy przetwornik wyposażony jest w termistor umożliwiający pomiar jego temperatury. W badaniach wykorzystano przetworniki pomiarowe oraz system odczytywania danych amerykańskiej firmy Geokon.

Pomiar naprężeń w betonie w naturalnej konstrukcji jest niezwykle trudny i drogi z kilku powodów. Dostępne współcześnie przetworniki do pomiaru naprężeń stanowi rura z materiału izolacyjnego zakończona z jednej strony przetwornikiem pomiarowym. Rurę tą należy wypełnić betonem w trakcie betonowania po czym zainstalować w miejscu przewidzianego pomiaru naprężeń. Z uwagi na istniejące zbrojenie proces ten jest często niemożliwy. Pomiaru naprężeń dokonuje się wówczas w sposób pośredni mierząc odkształcenia betonu. Niezwykle istotna w ocenie naprężeń jest wówczas znajomość modułu sprężystości i rozkładu temperatury betonu. W zrealizowanych badaniach, z wyżej wymienionych przyczyn, zrealizowano szczegółowy pomiar rozkładu odkształceń w betonie, natomiast pomiar naprężeń ograniczono do jednego punktu celem oszacowania modułu sprężystości betonu.

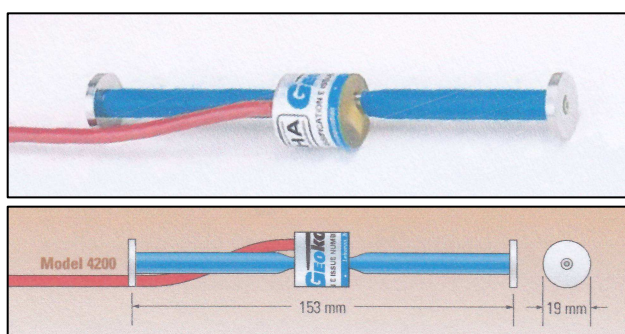
Do pomiaru odkształceń w betonie wykorzystano przetworniki strunowe zatapiane w betonie Model 4200 o bazie pomiarowej 153 mm (6") (rys. 5-14).



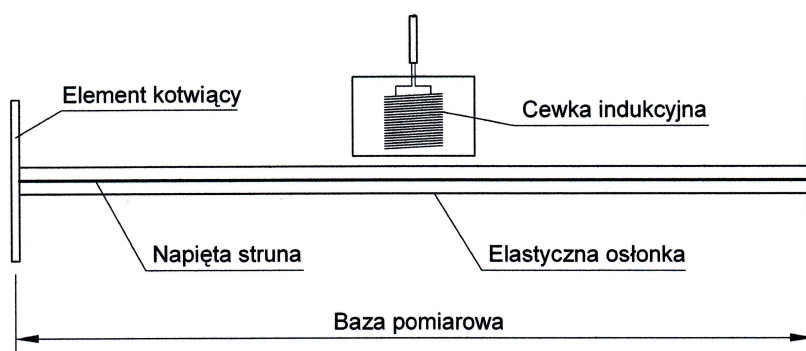
Rys. 5-13 Lokalizacja przekrojów i punktów pomiarowych na obwodzie zbiornika.

Rysunek 5-15 przedstawia w uproszczeniu budowę przetwornika odkształceń zatopianego w betonie. Pomiar odkształceń odbywa się za pomocą drgającej struny. Drut stalowy jest napięty pomiędzy dwoma blokami montażowymi (elementami kotwiącymi) zatopionymi bezpośrednio w betonie. Deformacja (odkształcenie) betonu powoduje wzajemne przemieszczenie obu bloków co zmienia napięcie struny. Napięcie struny jest mierzone poprzez pobudzenie jej do drgań i pomiar częstotliwości rezonansowej przez cewkę indukcyjną.

Wiarygodność pomiaru odkształceń w młodym betonie zależy w dużej mierze od skuteczności zakotwienia przetwornika (co analizował Tanabe w pracy [163]). W celu poprawy ich pracy w mało sztywnym świeżym betonie elementy kotwiące zmodyfikowano przyklejając krążki stalowe o większej średnicy i zwiększając przez to skuteczność zakotwienia struny. Rozkład przetworników odkształceń w przekroju przez ścianę (A-A) i przez pilaster (B-B) przedstawiono na rys. 5-16. W przekroju przęsłowym w dolnym segmencie ściany o wysokości 3,0 m ponad powierzchnią płyty dennej zainstalowano przetworniki odkształceń w osi przekroju ściany na 7 wysokościach (rysunek 5-16 - kolor żółty). Z uwagi na znaczne zagęszczenie kabli i kanałów kablowych na wysokości przekroju, rozstaw czujników nie jest równomierny, został dopasowany do przebiegu kabli sprężających. Ponieważ zjawisko naprężeń termicznych w ścianach utwardzonych w dniu jest w zasadzie problemem płaskiego stanu odkształceń i naprężeń, biorąc pod uwagę niewielką grubość ściany wynoszącą 0,30 m, i mając na uwadze minimalizację kosztów badań, odkształcenia betonu na grubości ściany monitorowano tylko na jednej wysokości ściany. Na wysokości 1,62 m zainstalo-



Rys. 5-14 Strunowy przetwornik odkształceń Geokon 4200 o bazie 6", zatopiane w betonie.



Rys. 5-15 Budowa przetwornika odkształceń z drgającą struną.

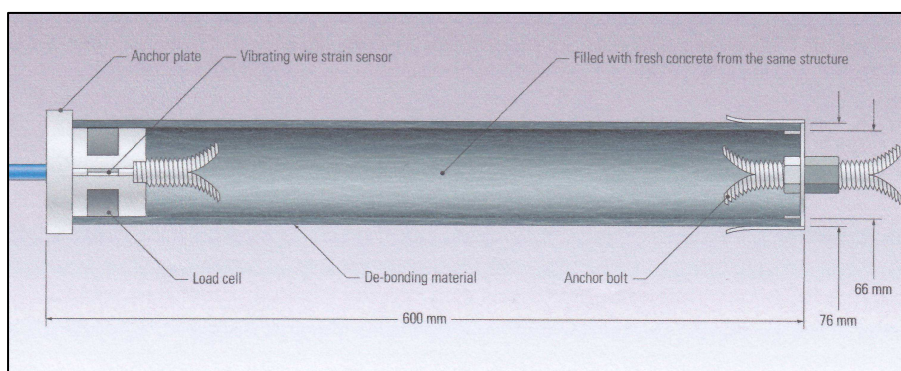
wano dodatkowo po jednym przetworniku w warstwie zewnętrznego i wewnętrznego zbrojenia obwodowego, tj. ok. 50 mm od powierzchni betonu. Na pozostałych wysokościach odpowiadających wysokościami przetworników w osi ściany, w warstwach zbrojenia obwodowego mierzono tylko temperaturę betonu za pomocą elementów elektrooporowych (termistorów – kolor różowy). Ten sam rysunek prezentuje również lokalizację przetworników w płycie fundamentowej, w II segmencie ściany oraz w przekroju przez pilaster (B-B).

Do pomiaru naprężeń w betonie zastosowano przetwornik naprężeń Model 4700 o długości 600 mm (rys. 5-17). Czujnik taki mierzy wprost naprężenia w słupku betonowym o średnicy 66 mm, odizolowanym od otaczającego betonu materiałem paroprzepuszczalnym zapewniającym podobne warunki cieplno-wilgotnościowe jakie występują w otaczającym betonie w sąsiedztwie przetwornika. Słupek betonowy na jednym końcu zakotwiony jest w betonie zewnętrznym, natomiast na drugim w przetworniku pomiarowym z drgającą struną powodując jego ucisk i zmianę napięcia struny.

Zastosowany przetwornik naprężeń w betonie zainstalowano w przekroju przez ścianę na wysokości 280 mm poniżej górnej krawędzi, tj. 2,72 m ponad górną powierzchnią fundamentu (kolor zielony na rys. 5-16). Z uwagi na to, iż rurę należy wypełnić betonem w trakcie betonowania, po czym ją zakorkować i umieścić we właściwym miejscu, a w momencie betonowania istniało już zmontowane zbrojenie ściany oraz kompletne deskowanie, była to najbardziej użyteczna z możliwych lokalizacja przetwornika. Naprężenia w betonie zmierzone na takiej wysokości nie mogły być przydatne do oceny ryzyka zarysowania ściany, jednak ich znajomość będzie nieodzowna do oceny modułu sprężystości betonu. Fragment zmontowanego zbrojenia z armaturą sprężającą oraz zainstalowanymi przetwornikami pomiarowymi w przekroju A-A pokazano na fot. 5-2.

Pomiaru siły sprężającej dokonano przy użyciu tulejowych siłomierzy Model 4900 (fot. 5-3). Tulejowy przetwornik siły posiada na obwodzie 3 drgające struny rozmieszczone co 120°. Pomiar siły odbywa się na 3 niezależnych kanałach a otrzymane wartości są uśredniane w celu wyeliminowania niesymetrii obciążenia. Na fotografiach 5-2 pokazano widok siłomierzy tulejowych zainstalowanych na kablach bez przyczepności pod zakotwieniami.

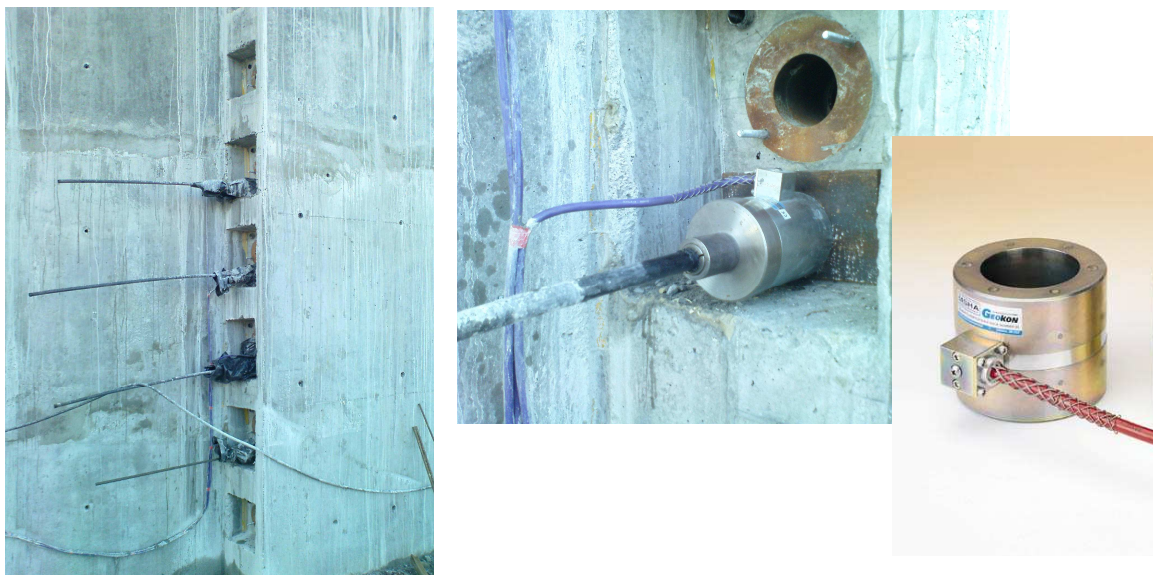
Odształcenia betonu mierzone w ścianie zbiornika wywołane są kilkoma czynnikami takimi jak: odkształcalność termiczna betonu, skurcz betonu, deformacja wywołana sprężeniem. Ich interpretacja i ilościowa ocena ze względu na złożoność zjawisk zachodzących w rzeczywistej konstrukcji jest niezwykle



Rys. 5-17 Strunowy przetwornik naprężeń Geokon 4700.



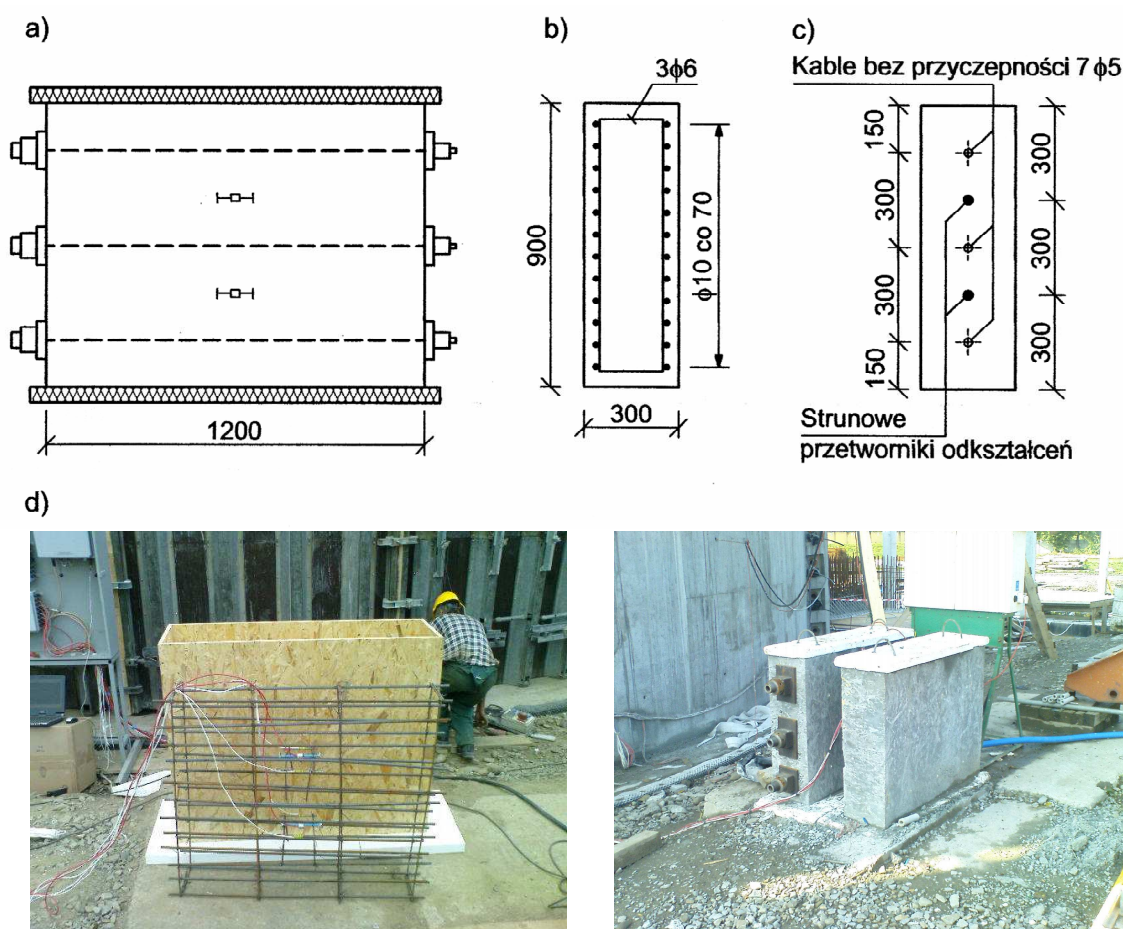
Fot. 5-2 Widok przetworników odkształceń i naprężeń w przekroju przęsłowym (A-A) dolnego segmentu ściany.



Fot. 5-3 Widok siłomierza strunowego na kablu sprężającym.

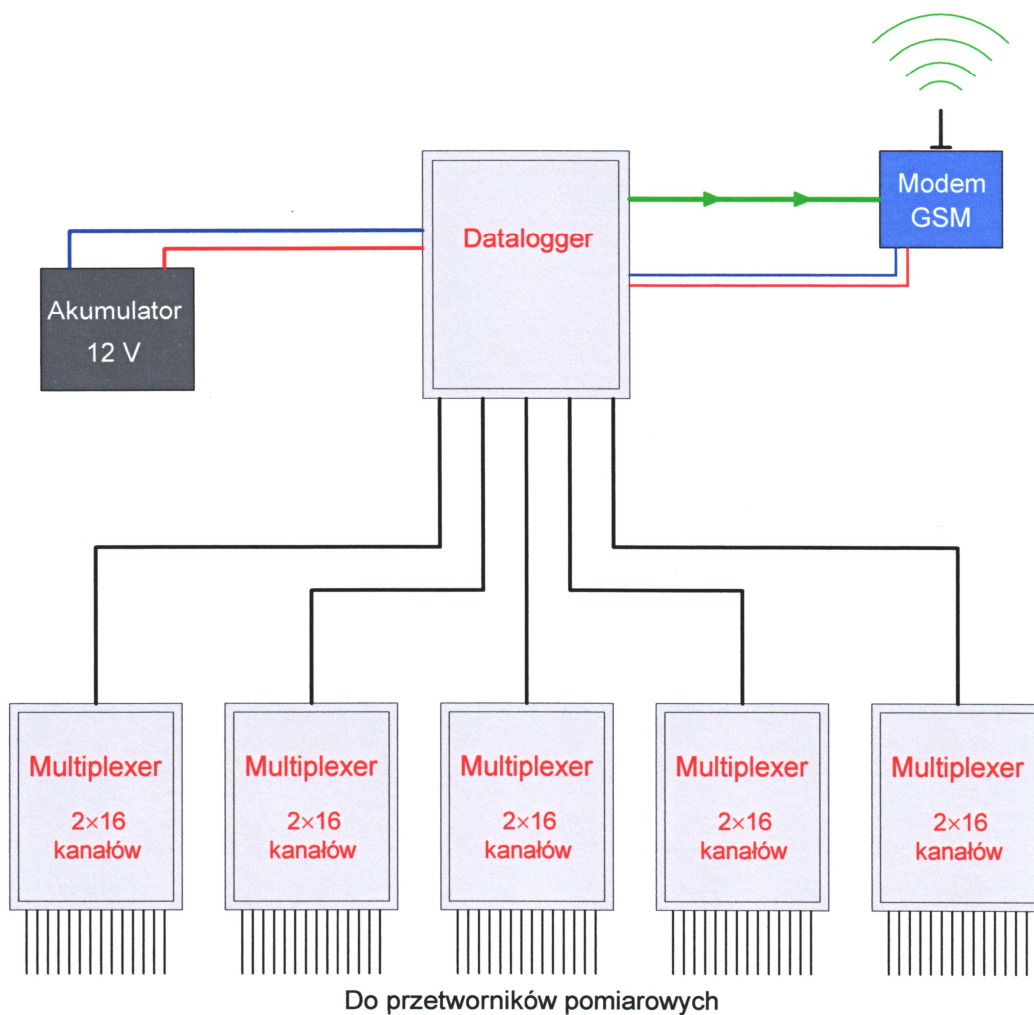
trudna. Pomocna byłaby znajomość wartości poszczególnych składników pomierzonego odkształcenia. W tym celu zdecydowano wykonać w sąsiedztwie zbiornika dwa fragmenty ściany pozbawione więzów zewnętrznych. Ścianki „świadki” o wymiarach 1,2 × 0,9 m i grubości 0,30 m wykonano na styropianie grubości 50 mm (rys. 5-19). Zastosowano identyczny stopień zbrojenia jaki występował w rzeczywistej ścianie zbiornika zastępując pręty $\phi 12$ mm prętami $\phi 10$ mm. Ostateczne zbrojenie poziome wynosiło $\phi 10$ mm co 70 mm obustronnie. Zbrojenie pionowe pominięto, zastosowano tylko 3 strzemiona montażowe $\phi 6$ mm.

W jednej ze ścianek zainstalowano 3 ciąga bez przyczepności o rozstawie odpowiadającym sprężeniu ściany zbiornika. Ze względu na niewielką długość kabli (~1,2 m) zastosowano specjalny bezpośredni system zakotwień gwintowanych. Kable zostały naciągnięte do 200 kN równocześnie z kablami w ścianie zbiornika. W każdej ze ścianek zainstalowano po 2 przetworniki odkształceń na wysokości 1/3 i 2/3 wysokości ściany (dokładnie w połowie między kablami sprężającymi w ścianie sprężonej). Ponieważ skurcz betonu jest zjawiskiem niezależnym od poziomu obciążeń, pomierzone w ten sposób odkształcenia pozwoliły na rozdzielenie wartości odkształceń wywołanych sprężeniem (odkształcenia doraźne i opóźnione), skurczem i odkształceniem termicznym betonu. Widok ścianek świadków przedstawia rys. 5-18.

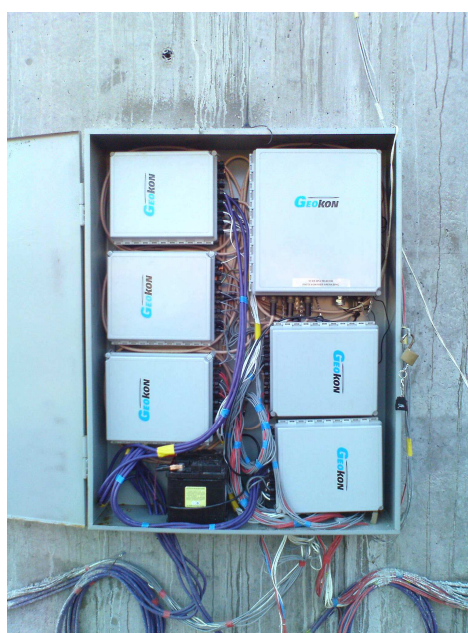


Rys. 5-18 Ścianki „świadki”: a) widok ogólny, b) rozmieszczenie sprężenia i przetworników odkształceń, d) fotografie.

System przetwarzania i transmisji danych pomiarowych zbudowano w oparciu o sprzęt amerykańskiej firmy Geokon kompatybilny z zainstalowanymi przetwornikami. Zestaw zbudowano z rejestratora Datalogger Micro-1000 oraz pięciu 16-kanalowych multilpexerów (rodzaj rozdzielacza sygnału pozwalający na podpięcie 16 przetworników). Tak zbudowany zestaw dał możliwość równoczesnego przetwarzania danych z 80 przetworników pomiarowych (80 kanałów strunowych + 80 kanałów temperaturowych). Zbierane przez rejestrator dane pomiarowe były zapisywane w jego pamięci oraz równocześnie transmitowane bezprzewodowo poprzez modem GSM. Takie rozwiązanie dało możliwość wprowadzania zmian w oprogramowaniu rejestratora oraz dostęp do



Rys. 5-19 Schemat systemu pomiarowego do przetwarzania i archiwizacji danych.



Fot. 5-3 Widok aparatury pomiarowej do przetwarzania i transmisji danych.

rejestrowanych wyników z dowolnego komputera podłączonego do sieci Internet. Przez cały okres monitorowania konstrukcji (pomijając proces sprężania) dane z przetworników zbierane były z częstotliwością 4 razy na godzinę (co 15 minut). W trakcie realizacji naciągu zapis danych odbywał się co 4 minuty. Schemat systemu pomiarowego przedstawiono na rysunku 5-19 a widok aparatury pomiarowej na fot. 5-3.

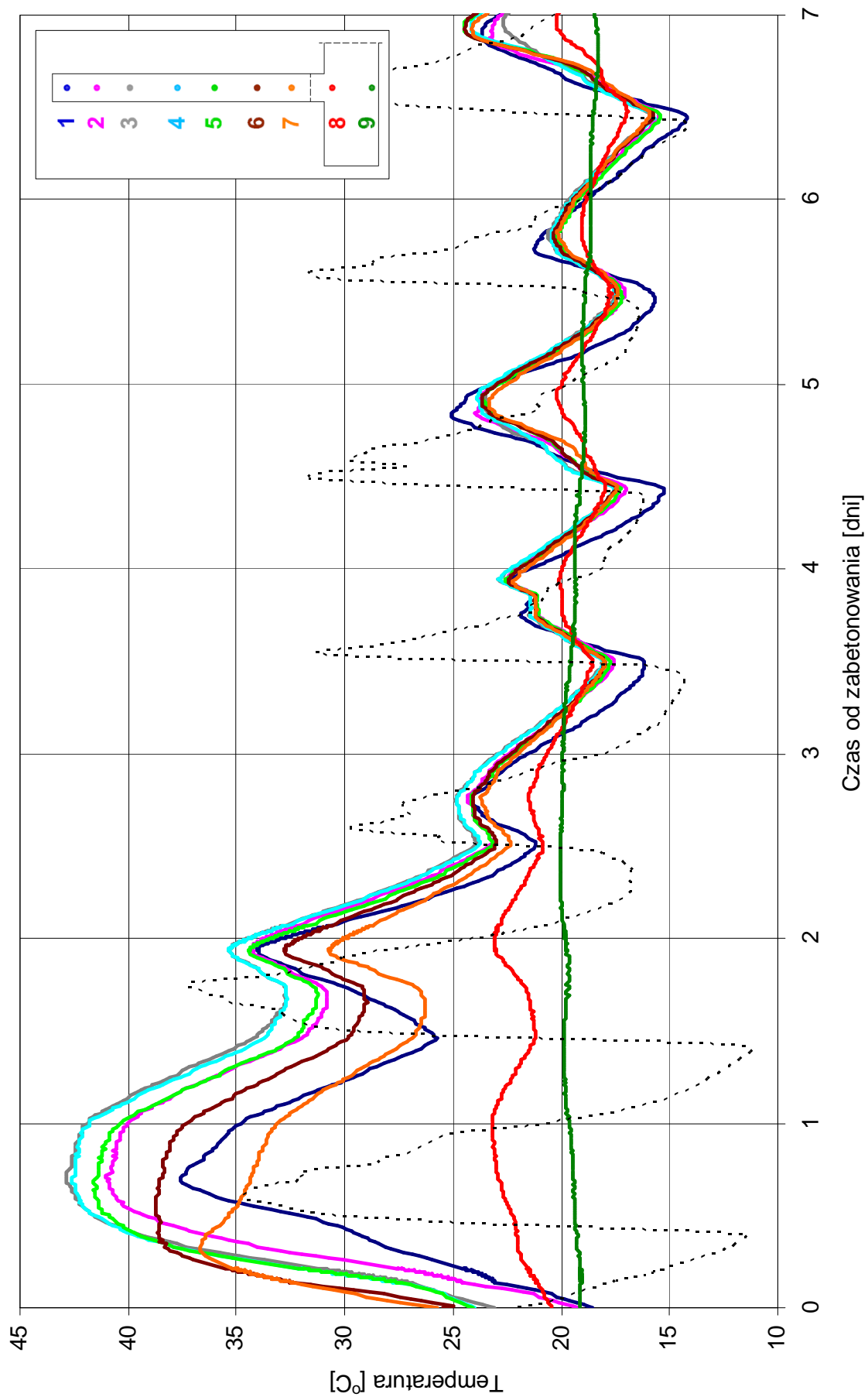
5.2.3. Rozwój temperatury betonu

Betonowanie najniższego segmentu ściany przeprowadzono 20 sierpnia 2008 tj. w okresie kiedy maksymalne dzienne temperatury powietrza osiągały 35°C. Betonowanie rozpoczęto ok. godz. 17.00 a zakończono ok. godz. 21.00. Jako umowny początek wiązania betonu („0” na osi czasu) przyjęto godz. 21.00. Na rys. 5-20 przedstawiono przebieg temperatury zarejestrowanej na przetwornikach w środku grubości najniższego segmentu ściany w przekroju przęsłowym (A-A) w okresie pierwszych 7 dni. Na tym wykresie pokazano również przebieg temperatury w płycie fundamentowej w tymże przekroju oraz temperatury powietrza. Najwyższą temperaturę na większości czujników zarejestrowano po 17 godzinach od umownego końca betonowania tj. 21 sierpnia o godz. 14.00. Największą wartość 42,9°C zanotowano na czujniku nr 3 na wysokości 2,15 m. Przez kolejne 3 doby następowało schładzanie ściany. W tym okresie wystąpiły 3 nocne lokalne minima termiczne: po 39, 60 i 84 godzinach (rys. 5-20), które mogły stać się przyczynkiem zarysowania ściany. Wartości liczbowe temperatury w tych punktach zestawiono w tabelicy 5-4. Po upływie tego okresu temperatura betonu ustabilizowała się i podlegała jedynie wahaniom związanym z dobowymi zmianami temperatury powietrza. Wyżej wymienione lokalne minima termiczne będą przedmiotem dalszej analizy naprężeń termicznych i oceny ryzyka zarysowania ściany zbiornika w niniejszej pracy.

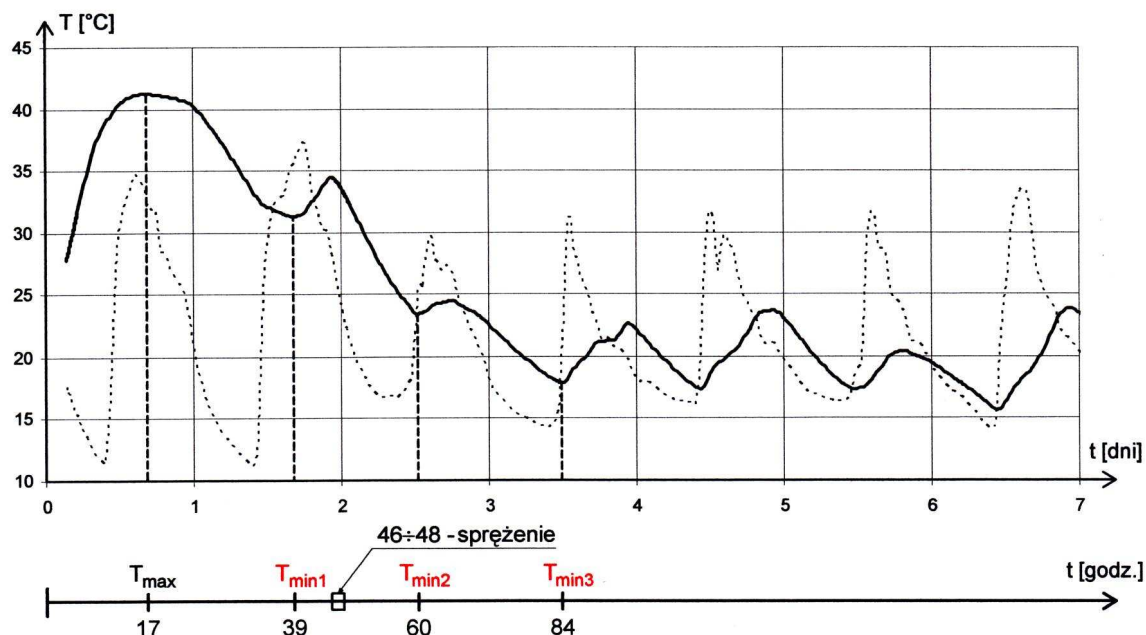
Na rysunku 5-21 przedstawiono przebieg średniej temperatury z 7 przetworników w środku grubości ściany z zaznaczeniem na osi czasu znaczących dla problemu zarysowania termicznego momentów tj. temperatury maksymalnej T_{max} po 17 godzinach od zabetonowania i 3 lokalnych „dołków” termicznych T_{min1} , T_{min2} i T_{min3} odpowiednio po 39, 60 i 84 godzinach, generujących lokalne ekstrema w naprężeniach i będące potencjalnie najniebezpieczniejszymi momentami z uwagi na zarysowanie termiczne. Na osi czasu zaznaczono również czas jaki upłynął do chwili wprowadzenia naprężeń ściskających przez sprężenia kablami bez przyczepności.

Rysunek 5-22 przedstawia przebieg temperatury w przekroju ściany na wysokości +1,62 m w trzech warstwach: warstwie zbrojenia zewnętrznego, w osi przekroju ściany i warstwie zbrojenia wewnętrznego. Z wykresu widać, iż poza kilkoma lokalnymi szczytami wartości temperatury zarejestrowane na 3 głębokościach przekroju ściany znacząco od siebie nie odbiegają. Lokalnie przy dziennych szczytach odbiega najbardziej temperatura przy powierzchni wewnętrznej zbiornika, jako że, to ona była narażona na działanie słońca w godzinach jego największej intensywności. W dalszej analizie naprężeń termicznych i ocenie ryzyka zarysowania brana będzie jako miarodajna wyłącznie temperatura w warstwie środkowej przekroju ściany.

Na rysunku 5-23 przedstawiono przebieg temperatury w okresie pierwszych 7 dni w środkowej warstwie przekroju przez pilaster. Największą temperaturę zarejestrowano na czujniku nr 4 po 20 godzinach od zabetonowania i wyniosła



Rys. 5- 20 Przebieg temperatury w dolnym segmencie ściany w przekroju przeszłowym oraz temperatury powietrza (linia przerywana) w pierwszych 7 dniach od zabetonowania.



Rys. 5-21 Średnia temperatura w warstwie wewnętrznej przekroju przez ścianę (A-A) wraz z temperaturą powietrza oraz potencjalne chwile czasu o największym ryzyku zarysowania ($T_{min1} \div T_{min3}$).

Tablica 5-4 Wartości temperatury betonu T_{max1} , T_{min1} , T_{min2} , T_{min3} (wg rys. 5-22) zarejestrowane na przetwornikach w osi przekroju ściany (A-A).

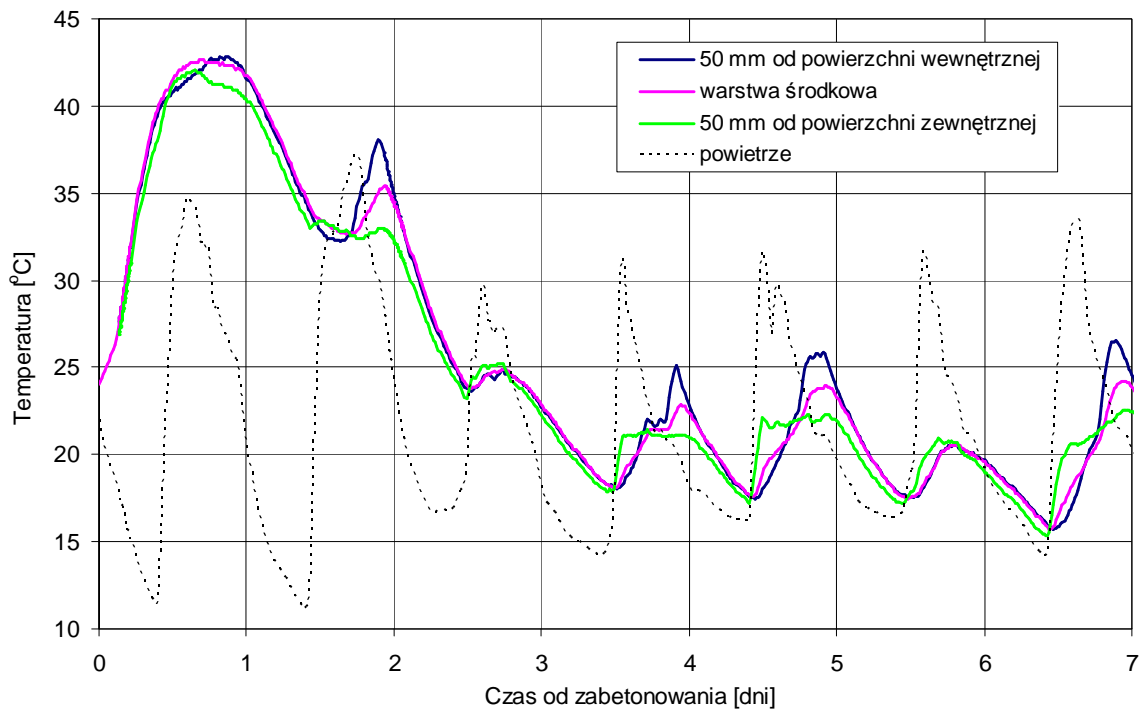
Numer przetwornika	Rzędna wysokości [m]	Temperatura betonu [°C]			
		po 17 godz. ¹⁾	po 39 godz. ²⁾	po 60 godz. ³⁾	po 84 godz. ⁴⁾
		T_{max} [°C]	T_{min1} [°C]	T_{min2} [°C]	T_{min3} [°C]
1	2,84	37,6	27,9	21,2	16,2
2	2,51	41,1	30,8	23,2	17,6
3	2,15	42,9	32,7	24,0	18,1
4	1,62	42,7	32,7	23,8	18,1
5	1,21	41,6	31,4	23,2	17,1
6	0,74	38,6	29,0	23,1	18,0
7	0,36	34,4	26,3	22,4	18,0
8	-0,05	22,9	21,4	20,9	18,6
9	-0,55	19,5	19,8	20,0	19,6

¹⁾ po 17 godzinach od zabetonowania zarejestrowano najwyższą temperaturę w ścianie na wszystkich przetwornikach z wyjątkiem „7”, gdzie wartość najwyższa pojawiła się nieco wcześniej.

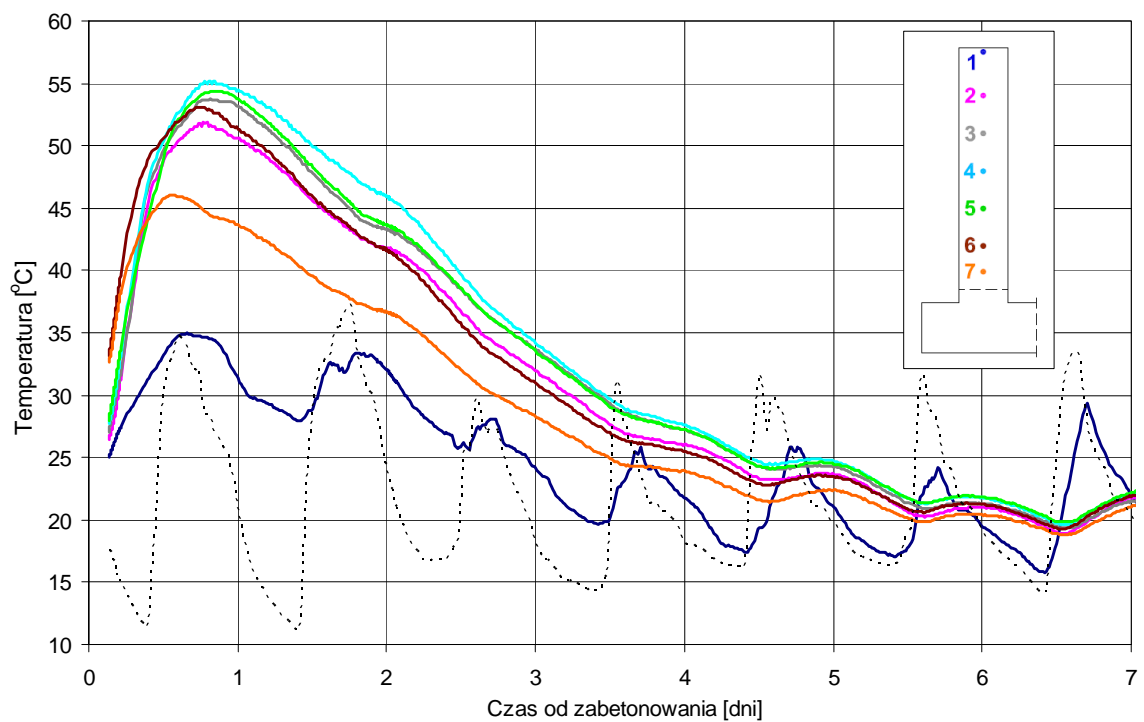
^{2), 3), 4)} czasy rejestracji lokalnych dołków termicznych na wszystkich przetwornikach z wyjątkiem najwyższego oznaczonego jako „1”, gdzie pierwszy lokalny dołek zarejestrowano nieco wcześniej w stosunku do pozostałych przetworników.

ona 55,2°C. Łatwo zauważyć, iż większa masywność ściany czyni ją mniej podatną na wahania temperatury powietrza. Spadek temperatury w okresie pierwszych 4 dób jest bardziej jednostajny niż w przypadku ściany grubości 0,30 m. Nie wystąpiły w tym okresie lokalne „dołki” na wykresie temperatury.

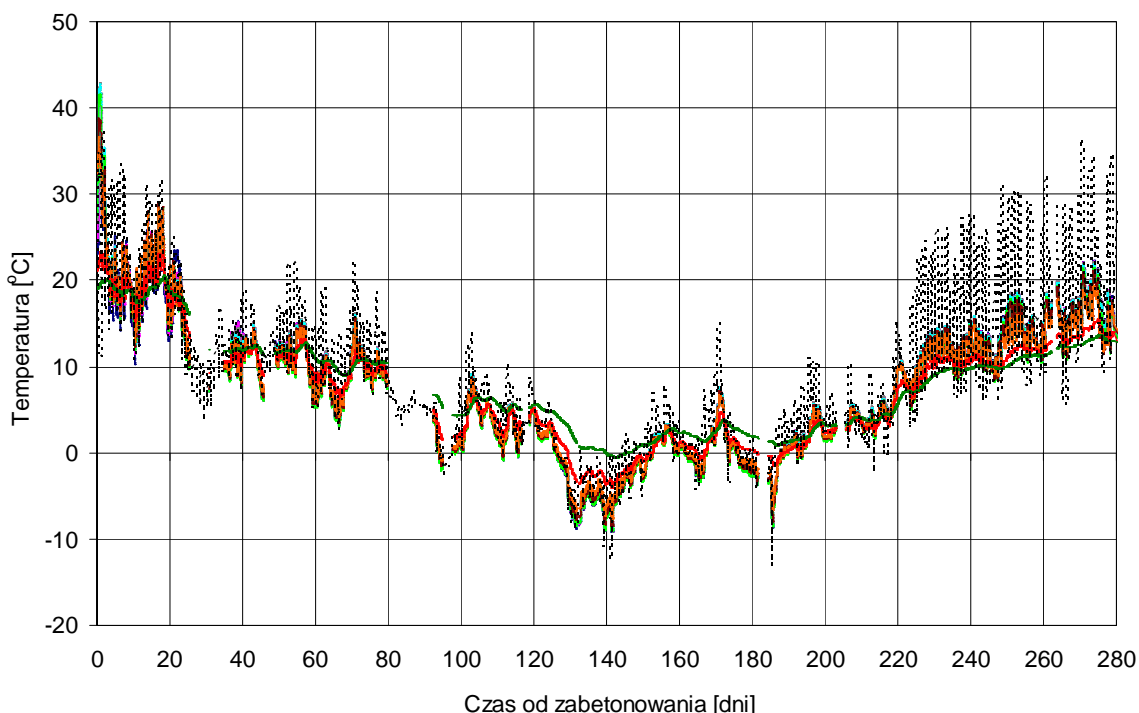
Rysunek 5-24 przedstawia natomiast przebieg temperatury w wewnętrznej warstwie przekroju przęsłowego w okresie całych 280 dni monitoringu czyli z uwzględnieniem sezonowych zmian temperatury betonu. Na wszystkich



Rys. 5-22 Temperatura w przekroju ściany w okresie pierwszych 7 dni na wysokości +1,62 m w warstwie środkowej oraz w warstwach na głębokości 50 mm od zewnętrznej i wewnętrznej powierzchni ściany wraz z temperaturą powietrza.



Rys. 5-23 Przebieg temperatury w dolnym segmencie ściany w przekroju przez pilaster w pierwszych 7 dniach od zabetonowania.



Rys. 5-24 Przebieg temperatury w dolnym segmencie ściany w przekroju przęsłowym oraz temperatury powietrza (linia przerywana) w okresie 280 dni.

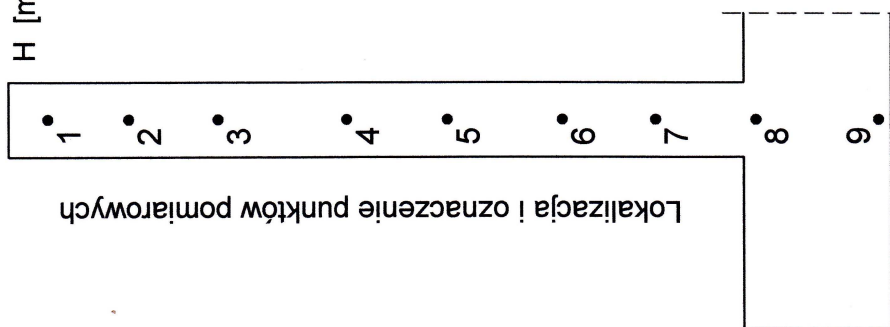
rysunkach obrazujących przebieg temperatury betonu w czasie czarna linią przerywaną zaznaczono przebieg temperatury powietrza pomierzonej w zacienionym miejscu przy wznoszonym zbiorniku. Punkt „0” odpowiada pomiarom zarejestrowanym w dniu 16.08.2008 o godz. 21.00.

Na rysunku 5-25 przedstawiono przebieg temperatury w poszczególnych kluczowych momentach (po 17, 39, 60 i 84 godzinach) na wysokości przekroju ściany (rys. 5-25a). Łatwo zauważyć, że zarówno górna krawędź ściany jak i płyta fundamentowa powodują obniżenie temperatury maksymalnej. Szczególnie bardzo mocno chłodząco na ścianę działa płyta fundamentowa odbierając z niej ciepło. Rozgrzewanie płyty fundamentowej spowodowane nagrzewem betonu ściany wyraźnie widać na rys. 5-21. Rysunek 5-26b przedstawia natomiast rozkład na wysokości ściany różnicy temperatury ΔT czyli spadku od wartości T_{max} do kolejnych wartości T_{min1} , T_{min2} , T_{min3} . To właśnie różnica ΔT generuje naprężenia wymuszone w betonie wywołane odkształceniem termicznym betonu.

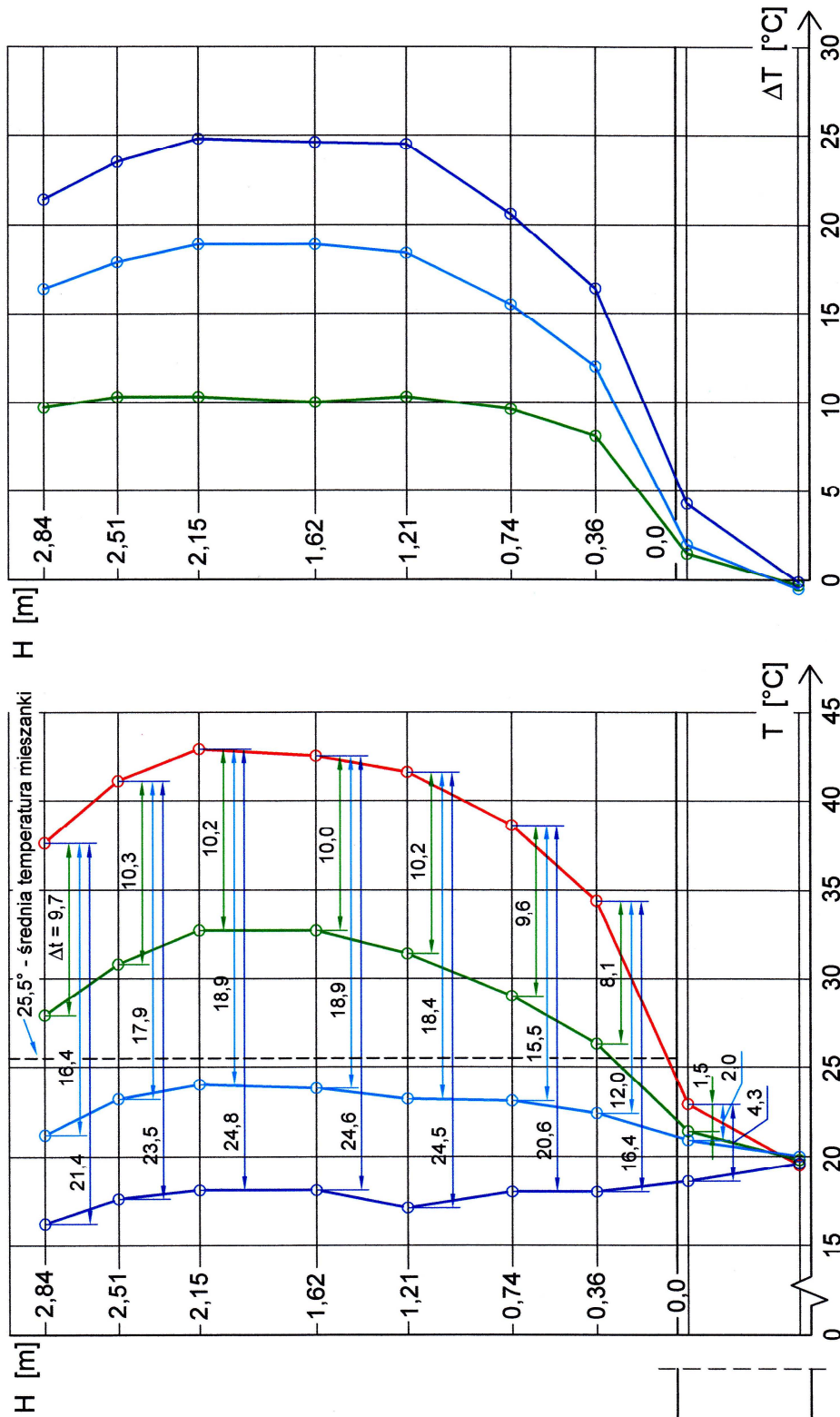
Należy w tym miejscu zwrócić uwagę na dwa aspekty:

- 1) W literaturze spadek temperatury ΔT powodujący powstanie naprężeń termicznych jest często definiowany jako różnica pomiędzy najwyższą temperaturą betonu a temperaturą powietrza (do której zmierza temperatura ściany). Analizując rysunek 5-21 można stwierdzić, że założenie to jest słuszne dopiero po całkowitym wychłodzeniu ściany (w analizowanym przypadku po 4 dniach). W okresie chłodzenia ściany wartości te znacznie się rozbiegają. W analizie naprężeń termicznych w okresie przejściowym (kiedy wytrzymałość betonu na rozciąganie jest jeszcze niska) odpowiedniejsze wydaje się przyjęcie zamiast temperatury powietrza temperatury betonu wyznaczonej np. przez rozwiązanie równania Fouriera.

a)



b)



— T_{max} - po 17 godzinach. — T_{min2} - po 60 godzinach.
— T_{min1} - po 39 godzinach. — T_{min3} - po 84 godzinach.

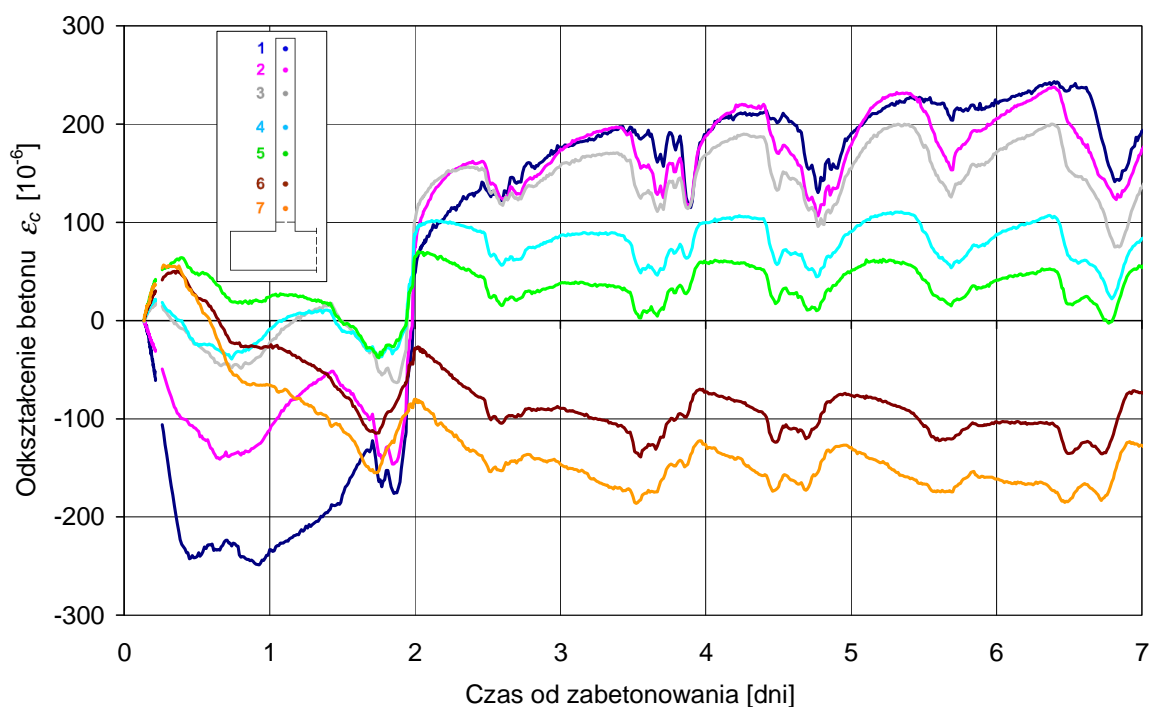
ΔT - spadek temperatury od wartości maksymalnej T_{max}
 do wartości lokalnych dołków $T_{min1}, T_{min2}, T_{min3}$

Rys. 5-25 Rozkład temperatury na wysokości ściany zbiornika w czasie szczytu termicznego T_{max} oraz lokalnych minimum termicznych $T_{min1}, T_{min2}, T_{min3}$ (a), spadek temperatury ΔT od wartości maksymalnej T_{max} do lokalnych minimum termicznych $T_{min1}, T_{min2}, T_{min3}$ (b).

- 2) Wielu autorów publikacji zakłada również stałą temperaturę na wysokości ściany. Jak widać jest to założenie rażąco błędne prowadzące do znacznego przeszacowania naprężeń termicznych.

5.2.4. Rozwój odkształceń betonu

Na rysunku 5-16 przedstawiono rozmieszczenie przetworników odkształceń zainstalowanych w przekroju ściany A-A (kolor żółty). Zainstalowano 7 przetworników w warstwie środkowej w rozstawie dopasowanym do rozstawu kabli sprężających od 360 do 470 mm. Na wysokości 1,62 m od górnego poziomu płyty fundamentowej zainstalowano 3 przetworniki na grubości ściany celem kontroli rozkładu odkształceń na grubości. Pomiar odkształceń uruchomiono zaraz po zabetonowaniu. Jako punkt startowy na osi czasu przyjęto godz. 21.00 czyli moment kiedy został zatopiony w betonie ostatni najwyżej położony przetwornik. Na rysunku 5-27 przedstawiono przebieg odkształceń zarejestrowanych na siedmiu przetwornikach w warstwie wewnętrznej. W pierwszych kilkunastu godzinach widać wyraźnie malejący przebieg krzywych odkształceń (znak „-” oznacza wydłużenie betonu) odzwierciedlających wydłużanie betonu podczas jego nagrzewu. Po osiągnięciu przez beton najwyższej temperatury (po 17 godzinach) rozpoczęło się jego schładzanie, co uwidoczniło się odwróceniem trendu krzywych odkształceń obrazujących skurcz termiczny betonu (z wyjątkiem krzywych dla dwóch najniższych położonych przetworników). Przed upływem 2 dób widoczne jest przesunięcie krzywych w stronę „+” (skrócenie betonu) wywołane sprężeniem cięgnami bez przyczepności. Wartość przesunięcia wzrasta wraz ze wzrostem wysokości ponad płytę denną (spada wówczas poziom skrępowania ściany). Tylko dla najniższego przetwornika umiejscowionego 360 mm ponad górną powierzchnią płyty fundamentowej nie zanotowano przesunięcia, co wywołane jest zbyt dużym poziomem skrępowania ściany na tym poziomie przez płytę denną.



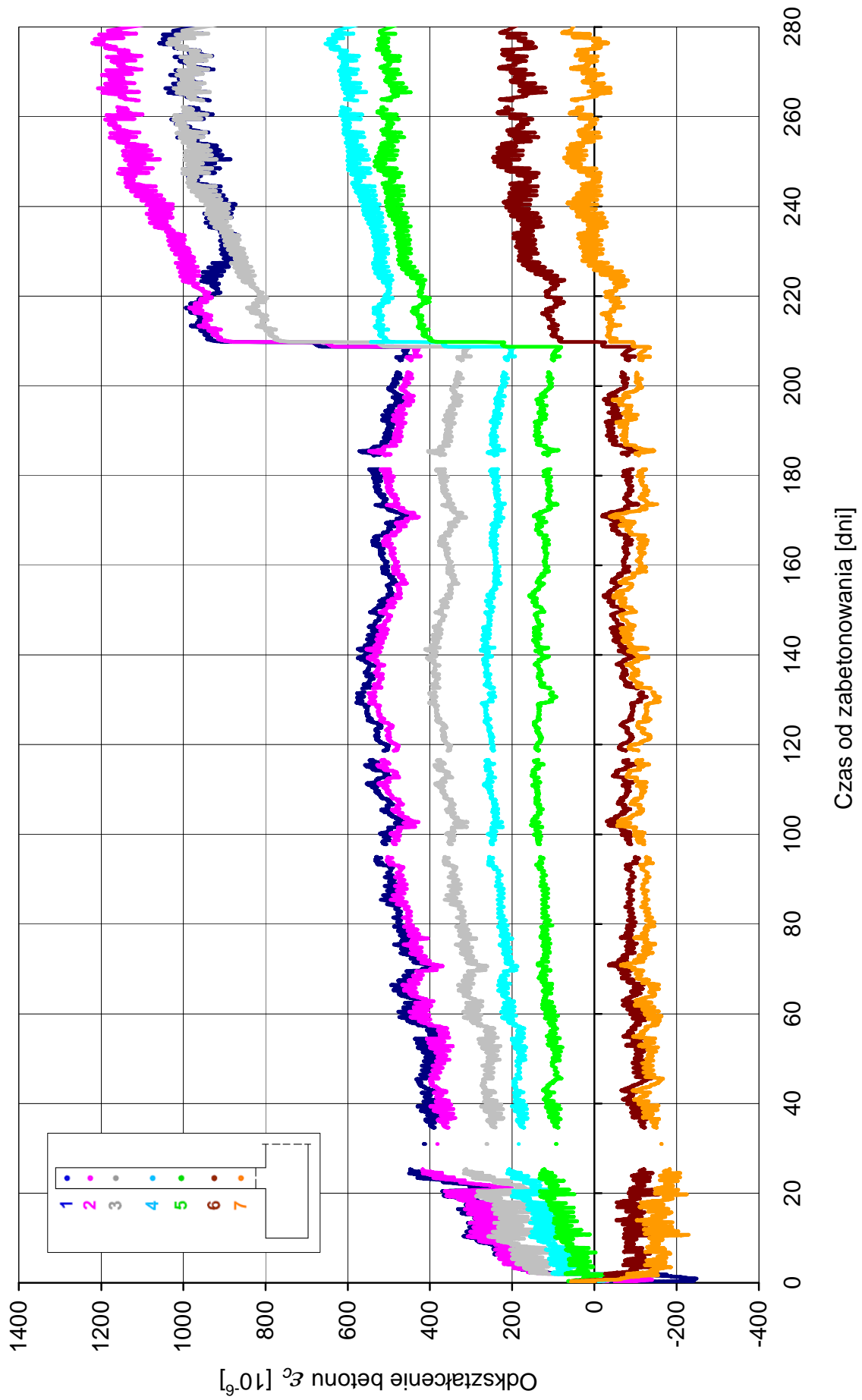
Rys. 5-27 Przebieg odkształceń betonu w warstwie środkowej przekroju ściany w okresie pierwszych 7 dni od zabetonowania.



Rys. 5-28 Przebieg odkształceń betonu w przekroju ściany w okresie pierwszych 7 dni od zabetonowania na wysokości +1,62 m w warstwie środkowej oraz w warstwach na głębokości 50 mm od powierzchni zewnętrznej i wewnętrznej ściany.

Na rysunku 5-28 przedstawiono przebieg odkształceń zarejestrowany na 3 przetwornikach zainstalowanych na różnej głębokości przekroju ściany na wysokości 1,62 m. Z przebiegu krzywych widać, że odkształcenia zarejestrowane wewnątrz przekroju nieznacznie odbiegają od tych zarejestrowanych w warstwie zbrojenia. Wynika to z początkowego większego rozgrzania wnętrza betonu oraz większego późniejszego skurczu betonu przy powierzchniach. Rozbieżność jest jednak na tyle mała, że różnica odkształceń na grubości ściany nie będzie uwzględniana w ocenie ryzyka zarysowania betonu.

Przebieg odkształceń w środkowej warstwie ściany w okresie 280 dni monitoringu przedstawiono na rysunku 5-29. Po „zaciśnięciu” powłoki cięgnami bez przyczepności po 2 dobach rozpoczął się dalszy proces skracania obwodu ściany wywołany pełzaniem i skurczem betonu. Na zwrócenie uwagi zasługują odkształcenia w dolnej części powłoki, gdzie początkowe wydłużenie spowodowane nagrzewem betonu o niskiej sztywności nie zostało zniwelowane późniejszym schłodzeniem, skurczem i pełzaniem betonu znacznie sztywniejszego niż w fazie nagrzewania. Powrót odkształceń w dolnej części do stanu zerowego nastąpił dopiero po zrealizowaniu sprężenia docelowego. W okolicy 210 dnia widać mocne przesunięcie krzywych w kierunku dodatnim wywołane sprężeniem docelowym. W tym przypadku sprężenie było na tyle duże, że zostało zauważone w różnym stopniu na wszystkich przetwornikach.



Rys. 5-29 Odkształcenia betonu w warstwie środkowej przekroju ściany.

5.2.5. Rozwój właściwości mechanicznych betonu w czasie

W trakcie betonowania najniższego segmentu ściany pobrano zestaw próbek betonowych celem określenia rozwoju własności mechanicznych betonu w czasie. Próbki betonowe po kilku godzinach zostały przetransportowane do Laboratorium Instytutu Materiału i Konstrukcji Budowlanych. Na wykonanym zestawie próbek przeprowadzono badania cech fizycznych betonu zastosowanego do realizacji zbiornika. Badano:

- wytrzymałość na ściskanie na kostkach sześciennych o boku 150 mm,
- wytrzymałość na ściskanie na walcach $\phi 150 \times 300$ mm,
- wytrzymałość na jednoosiowe rozciąganie na walcach $\phi 150 \times 300$ mm,
- wytrzymałość na rozciąganie przez rozłupanie kostek 150 mm,
- moduł sprężystości betonu na walcach $\phi 150 \times 300$ mm,
- skurcz betonu na beleczkach $100 \times 100 \times 500$ mm.

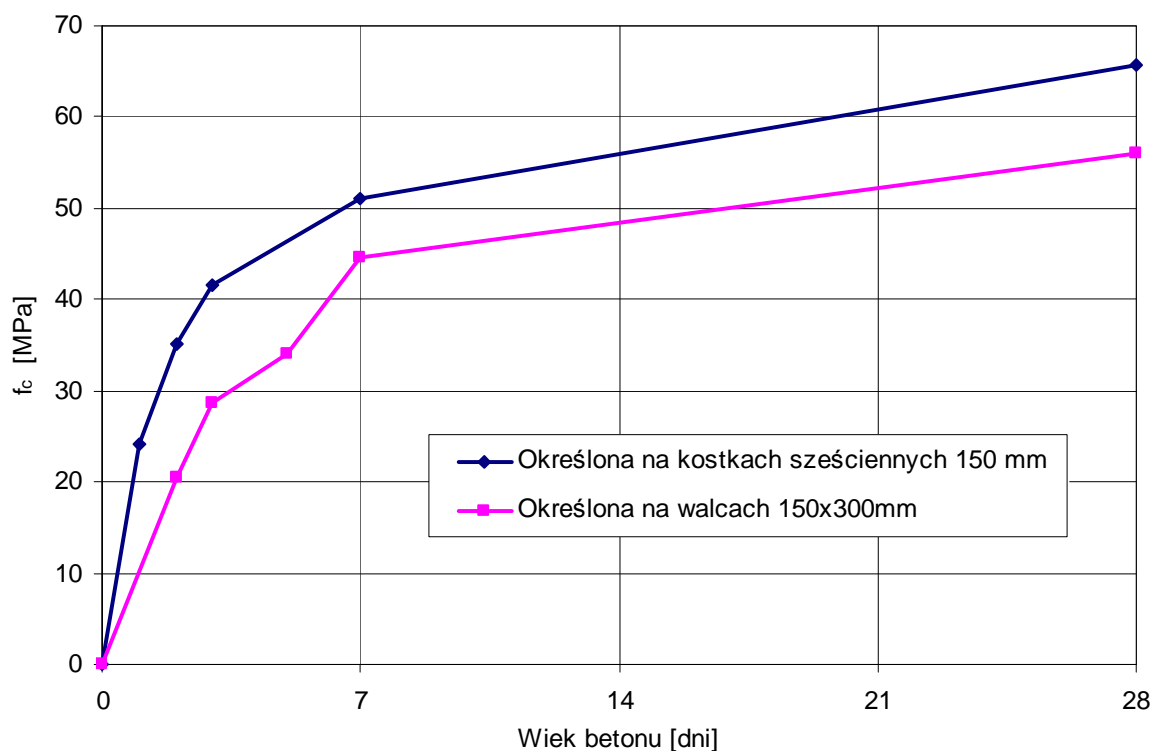
Badanie wymienionych wyżej właściwości betonu betonu prowadzono po 1, 2, 3, 5, 7 i 28 dniach od zabetonowania. Otrzymano w ten sposób wykresy obrazujące tempo przyrostu poszczególnych wielkości w czasie. Uzyskane wyniki badań przedstawiono w postaci wykresów na rysunkach 5-29 do 5-32.

Należy zwrócić w tym miejscu uwagę na wartości niektórych cech w kluczowych dla konstrukcji momentach tj. w chwili wystąpienia lokalnych spadków temperatury będących potencjalnymi momentami największego ryzyka zarysowania termicznego betonu oraz w chwili przyłożenia obciążenia sprężeniem. Wytrzymałość betonu na jednoosiowe rozciąganie badana na walcach $\phi 150 \times 300$ mm wynosi 2,09; 2,44 i 2,48 MPa odpowiednio po 2, 3 i 5 dobach. Wartość 28 dniowa wyniosła 2,91 MPa. Wytrzymałość na ściskanie badana na próbkach walcowych po 2 dobach (czyli w przybliżeniu w chwili naciągu kabli bez przyczepności) wyniosła 20,5 MPa. Moduł sprężystości betonu po 2 dobach osiągnął wartość 32,4 GPa natomiast po 28 dniach 47,0 GPa.

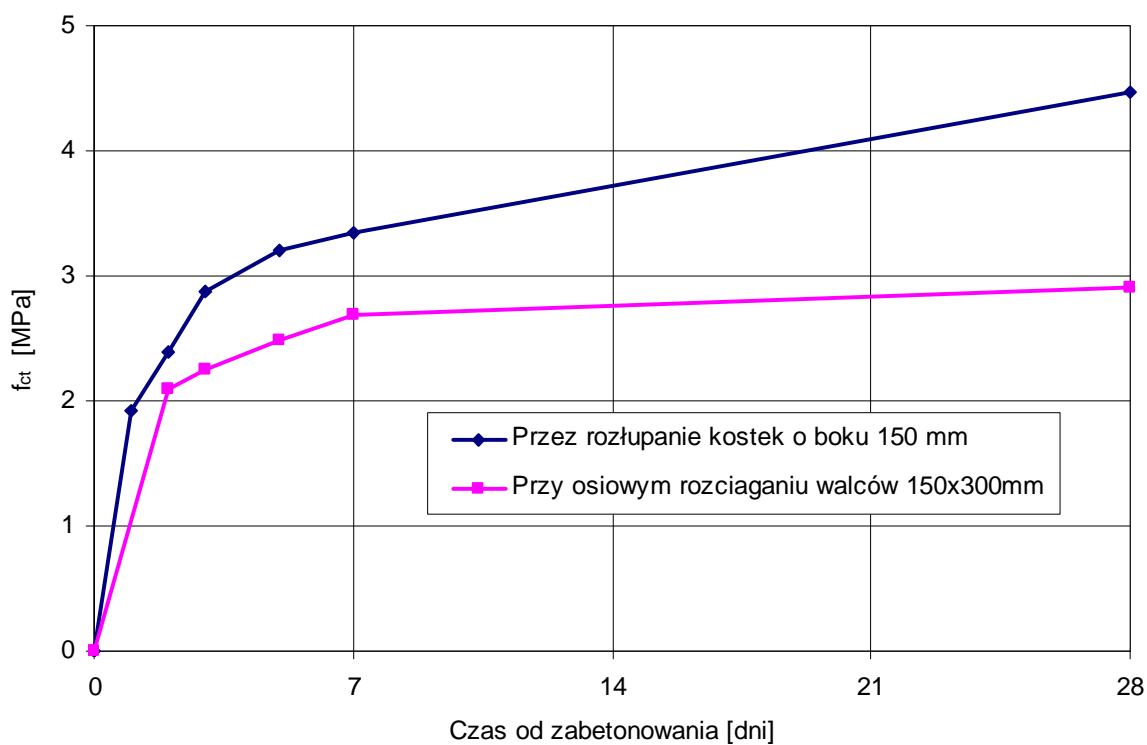
Przeprowadzono również próbę rozciągania próbek walcowych w prasie sztywnej w stanie pokrytycznym. Badania przeprowadzono w Instytucie Mechaniki Górniczej PAN w Krakowie na prasie sztywnej typu Instron 8500 przeznaczonej do badań wytrzymałościowych materiałów kruchych. Zasadniczym elementem maszyny jest wykonana z jednego kawałka stali rama. Jej sztywność wynosi 100 MN/mm. W dolnej części ramy zamocowany jest siłownik hydrauliczny dwustronnego działania. Wypadkowa sztywność całego urządzenia (rama, siłownik i urządzenia sterujące) wynosi 30 MN/mm. Tak wysoka sztywność jest bardzo istotna w badaniach materiałów kruchych, gdyż prasa w minimalnym stopniu akumuluje energię sprężystą. Energia ta jest przekazywana do badanej próbki w momencie spadku jej wytrzymałości, co zazwyczaj prowadzi do jej niekontrolowanego zniszczenia.

Próbki walcowe z o wymiarach $\phi 150 \times 300$ mm, z naciętym rowkiem obwodowym o głębokości 10 mm, obciążano przemieszczeniem tłoka z prędkością 1×10^{-5} mm/s. Mierzono siłę w prasie oraz wydłużenie betonu na bazie 50 mm. Wyniki badań przeprowadzonych po 2, 5, 7 i 28 dniach w postaci zależności σ – ϵ pokazano na rys. 5-33. Analizując przebieg krzywych można zauważyć, że krytyczna wydłużalność betonu określona po 2 dniach wynosiła 100×10^{-6} , czyli osiągnęła wartość powszechnie przyjmowaną w projektowaniu. W dalszym okresie dojrzewania betonu wartość ta wzrastała i wyniosła 125×10^{-6} po 5 dniach i 180×10^{-6} po 28 dniach. Wartość po 7 dniach była równa 115×10^{-6}

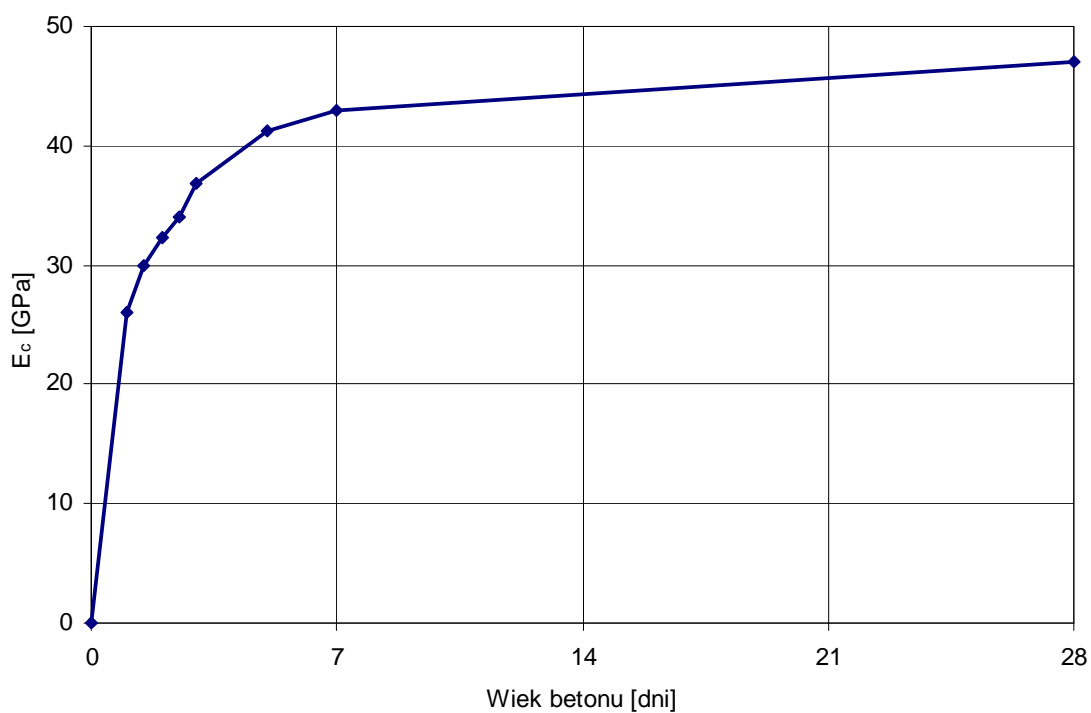
i nieco odbiega od tendencji wzrostowej, co można tłumaczyć przypadkową naturą zachowania młodego betonu (badano tylko jedną próbkę w rozważanym czasie).



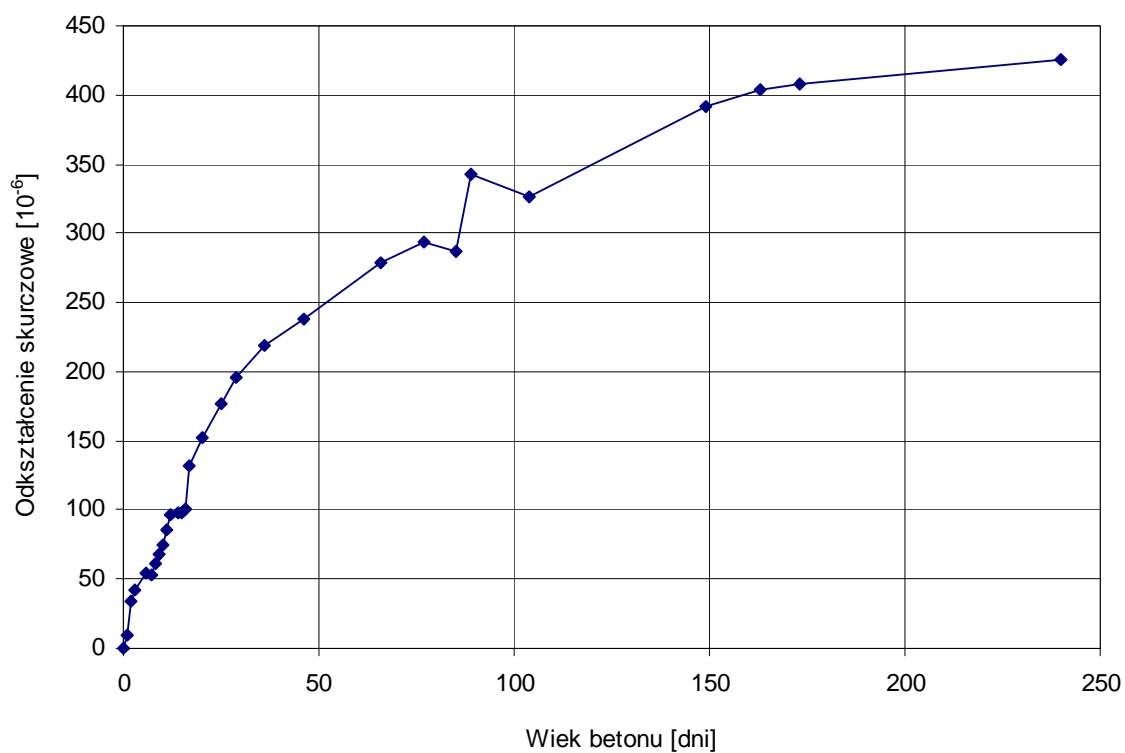
Rys. 5-29 Rozwój wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie.



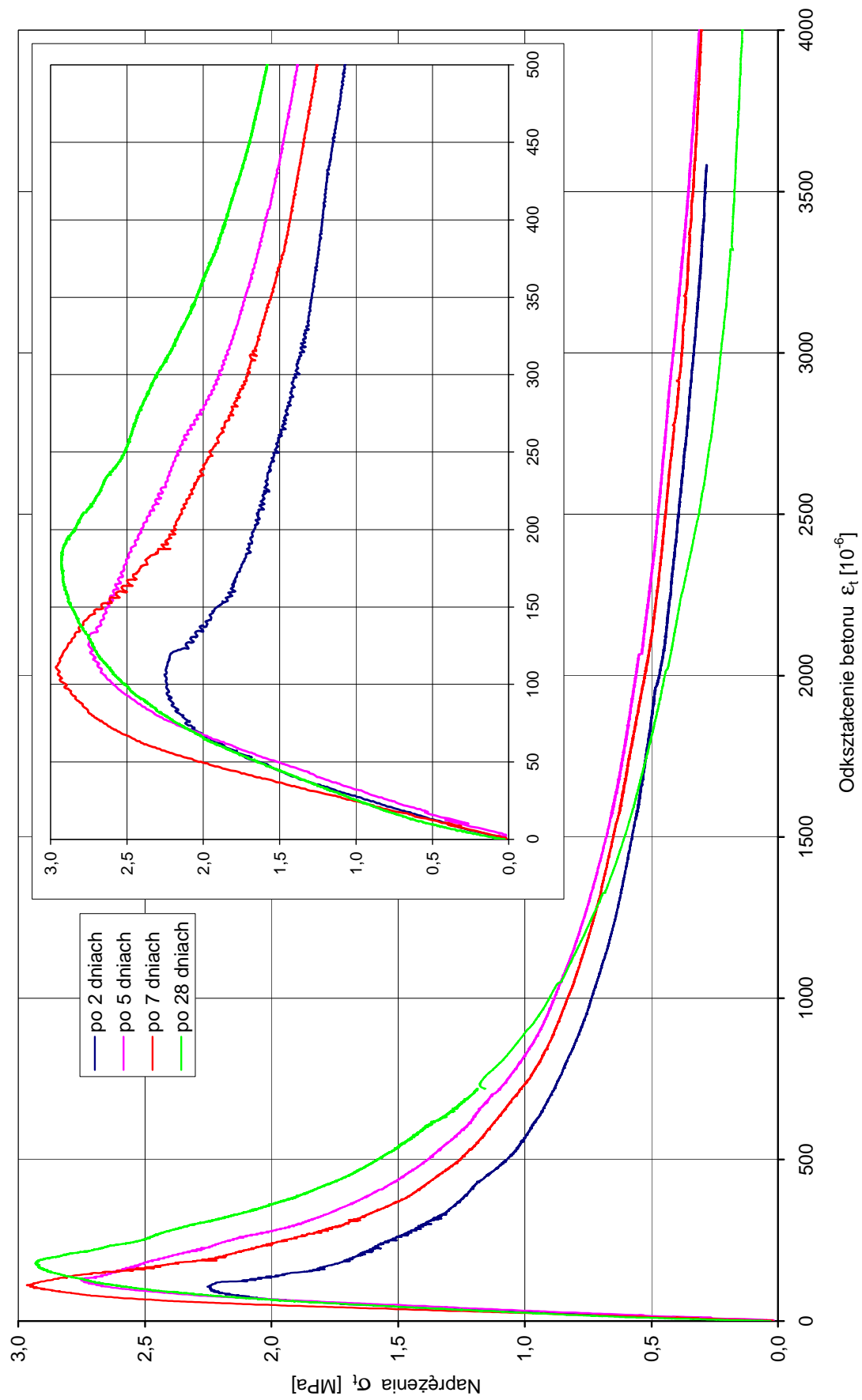
Rys. 5-30 Rozwój wytrzymałości betonu na rozciąganie w czasie.



Rys. 5-31 Rozwój modułu sprężystości betonu w czasie.



Rys. 5-32 Rozwój skurczu betonu w czasie badany na próbkach 100 x 100 x 400 mm.

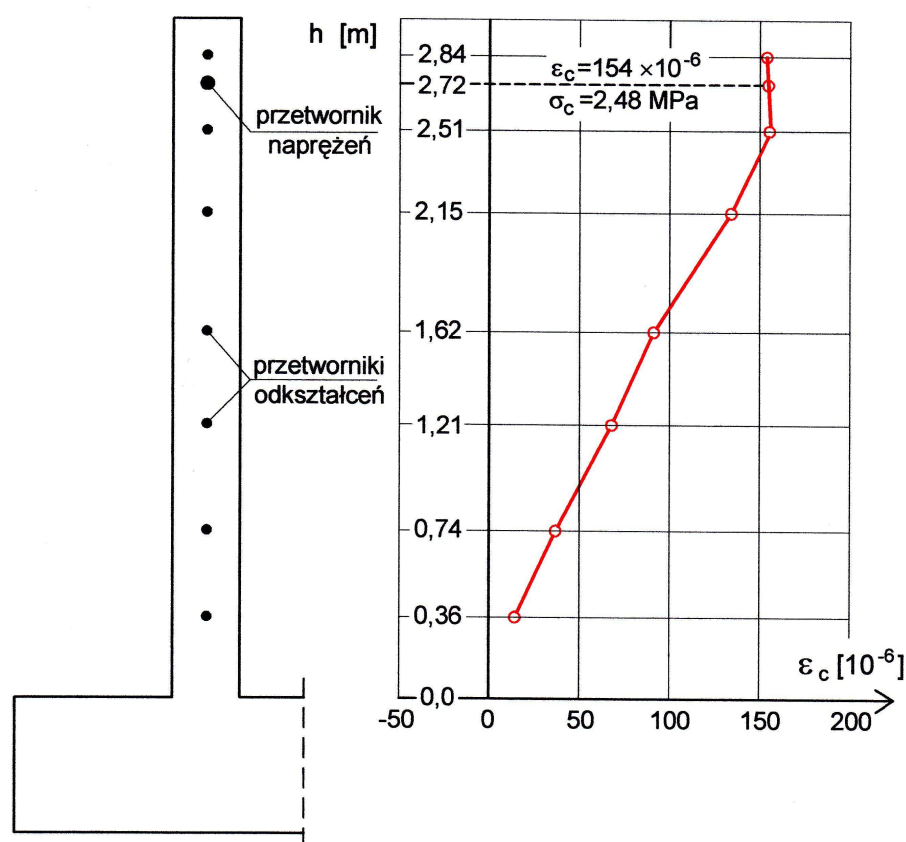


Rys. 5-33 Wyniki badania betonu na rozciąganie (walce $\phi 150 \times 300$ mm) w zakresie podkrytycznym. Sterowanie odkształceniem, szybkość narastania - 1×10^{-5} mm/s.

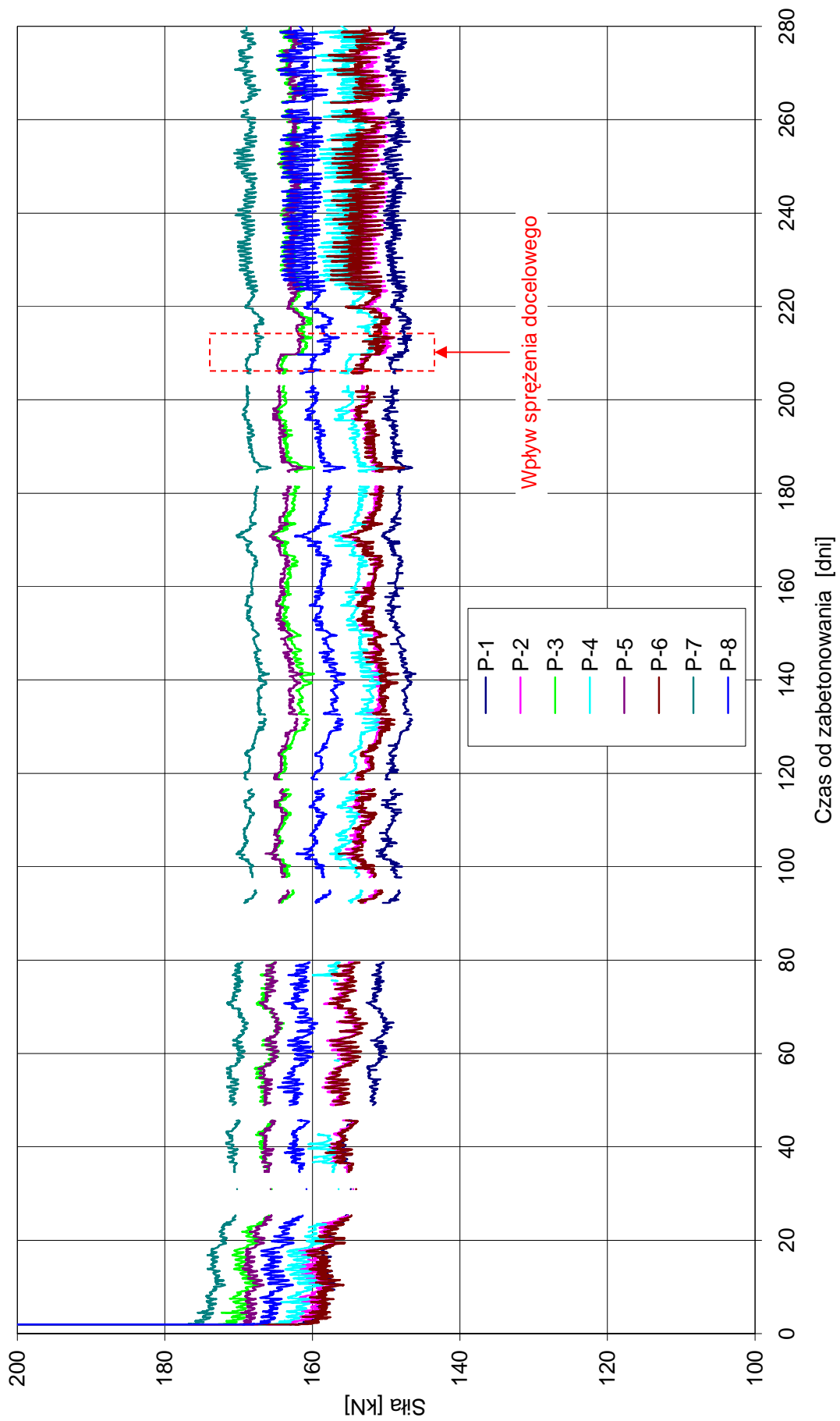
5.2.6. Sprężenie kablami bez przyczepności, trwałość siły sprężającej

W celu ochrony najniższego segmentu ściany przed zarysowaniem wywołanym schładzaniem utwardzonej w dniu ściany, zastosowano 8 kabli wewnętrznych bez przyczepności. Kable te rozmieszczone zostały w rozstawie 0,30 m pomiędzy kanałami kabli docelowych 7L15.5 (rys. 4-2). W oparciu o wyniki i wnioski wyciągnięte z badań laboratoryjnych płyt sprężonych (patrz p. 5.1.) zdecydowano, iż sprężenie należy wprowadzić jednoetapowo i w ciągu drugiego dnia po zabetonowaniu. Naciąg i kotwienie cięgien, wg technologii opisanej w punkcie 4, zrealizowano 22 sierpnia w godz. 19-20, czyli 46-47 godzin od umownego końca betonowania ściany. Naprężenia ściskające zostały wprowadzone w beton tuż po pierwszym lokalnym „dołku” termicznym (rys. 5-21), który oddalony był o 10,2°C od największej temperatury osiągniętej przez beton po 17 godzinach od zabetonowania. Różnica temperatury $\Delta t = 10^\circ\text{C}$, wg doświadczeń i obserwacji autora, jest wartością zbyt małą by spowodować zarysowanie ściany. Sprężenie poprzedziło jednak dwa kolejne znacznie głębsze spadki temperatury, wynoszące średnio 18,9 i 24,8°C, które z dużym prawdopodobieństwem mogły spowodować zarysowanie ściany (co wykazano w dalszej części pracy).

Każde z cięgien zostało napięte równocześnie z obu stron pilastra kotwiącego za pomocą zestawu złożonego z agregatu i dwóch pras hydraulicznych z siłą 200 kN po czym zakotwione w zakotwieniach szczękowych. Wpływ sprężenia na beton widać wyraźnie w przebiegu odkształceń zarejestrowanych na wszystkich przetwornikach zainstalowanych w przekroju ściany (rys. 5-26) w postaci przesunięcia wykresów w kierunku dodatnim (skrócenie betonu). Na rysunku 5-34 przedstawiono rozkład odkształceń betonu (skrócenia) wywołany sprężeniem



Rys. 5-35 Odkształcenia betonu w przekroju ściany wywołane sprężeniem kablami bez przyczepności.



Rys. 5-35 Przebieg sił w kablach bez przyczepności w czasie.

ciągami bez przyczepności. Ten sam rysunek prezentuje również wartość naprężeń zarejestrowanych na zainstalowanym przetworniku w pobliżu górnej krawędzi ściany. Naprężenia w betonie wywołane sprężeniem wyniosły w tym miejscu 2,48 MPa.

Wartości sił w każdym z ciągów monitorowane były przez okres 280 dni (70 dni po zrealizowaniu naciągu kabli docelowych) za pomocą tulejowych siłomierzy strunowych. Przebieg sił sprężających w czasie przedstawiono na rysunku 5-35. Charakterystycznym zjawiskiem dla zakotwień szczękowych jest poślizg cięgna w zakotwieniu. Prowadzi to do strat siły w ciągu. Poślizgi takie spowodowały znaczne straty siły przy zakotwieniu gdzie osiągają one wartości największe. Ponieważ siłomierze zostały zainstalowane pod zakotwieniami czynnymi, wartości początkowe sił sprężających przedstawione na rys. 5-35 wahają się od 162, 2 do 177,8 kN pomimo naciągu każdego kabla siłą 200 kN. Wartości siły sprężającej po zakotwieniu, po 7, 30, 90 i 180 dniach wraz z procentową wartością strat zestawiono w tabelicy 5-5.

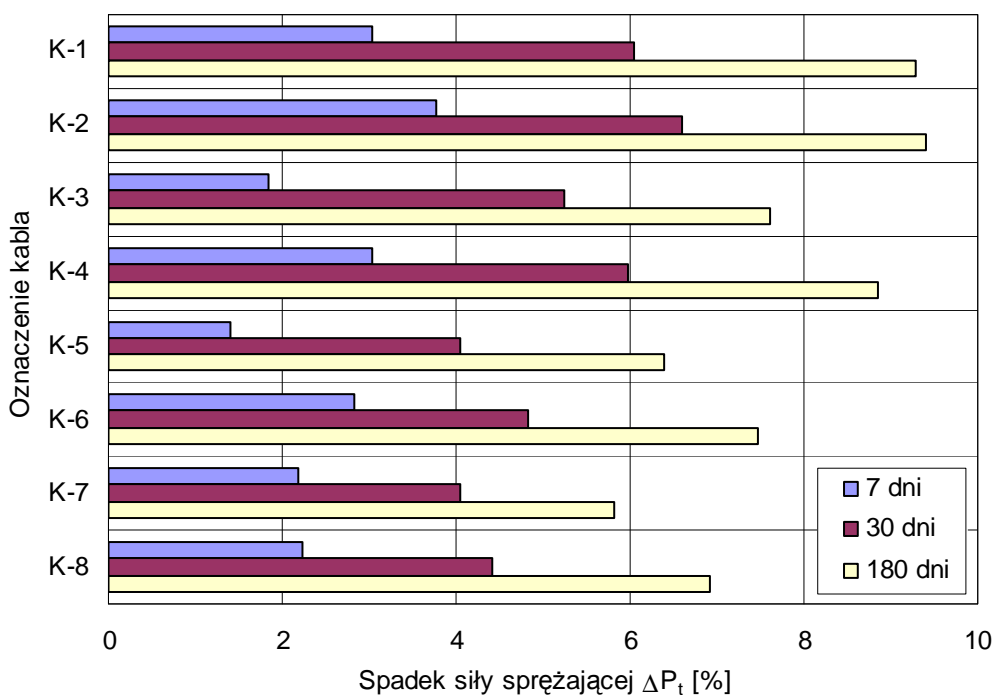
Tablica 5-5 Wartości sił i strat sił sprężających w ciągach bez przyczepności.

Oznaczenie kabla	Po zakotwieniu	t = 7 dni		t = 30 dni		t = 90 dni		t = 180 dni	
	[kN]	P _t [kN]	ΔP _t [%]	P _t [kN]	ΔP _t [%]	P _t [kN]	ΔP _t [%]	P _t [kN]	ΔP _t [%]
K-1	163,1	158,1	3,04	153,2	6,05	148,7	8,82	147,9	9,30
K-2	166,2	160,0	3,76	155,3	6,60	152,3	8,40	150,6	9,39
K-3	173,3	170,1	1,84	164,2	5,24	161,5	6,80	160,1	7,61
K-4	167,2	162,1	3,04	157,2	5,97	154,0	7,89	152,4	8,85
K-5	170,4	168,0	1,41	163,5	4,05	161,1	5,46	159,5	6,40
K-6	162,9	158,3	2,82	155,0	4,83	151,6	6,92	150,7	7,48
K-7	177,8	173,9	2,19	170,6	4,05	168,1	5,43	167,4	5,83
K-8	169,2	165,4	2,24	161,7	4,41	158,5	6,35	157,5	6,92
Średnia	168,7	164,5	2,5	160,1	5,2	157,0	7,0	155,8	7,7

Analizując wyniki podane w tabl. 5-5 można zauważyć, iż wartość strat w ciągach bez przyczepności po 180 dniach nie przekroczyła 10 %. Maksymalna wartość odnotowana w tabelicy została zarejestrowana dla kabla K-2 i wynosi 9,39 %. Jest to jednak wartość przybliżona, jako że wartość sił podlega fluktuacjom związanym z dobowymi zmianami temperatury. Z wykresu 5-35 wynika, że siły sprężające ustabilizowały się po około 120 dniach i oscylowały wokół ustalonych wartości.

Na rysunku 5-36 przedstawiono w sposób graficzny procentowe wartości strat sił sprężających i ich rozkład na wysokości ściany zbiornika. Widać wyraźnie, iż straty mają tendencję rosnącą w miarę wzrostu wysokości kabla ponad płytę fundamentową, co jest z pewnością związane z malejącym stopniem skrępowania ze wzrostem wysokości, a tym samym, z poziomem wprowadzonych naprężeń i odkształceń do betonu w wyniku sprężenia.

Jedną z wielkości, która była niewiadomą, a która może zdecydować o przydatności zastosowanego sprężenia montażowego w pracy zbiornika przy obciążeniach eksploatacyjnych jest trwałość siły sprężającej po wykonaniu sprężenia docelowego. Kable wewnętrzne 7L15,5 rozstawione w dolnym segmen-



Rys. 5-36 Rozkład strat siły sprężającej w kablach bez przyczepności na wysokości ściany.

cie co 0,30 m zostają naciągnięte siłą 1400 kN, co daje łącznie 4667 kN na metr wysokości ściany. Tak duże sprężenie przy ścianie grubości 30 cm, dodatkowo osłabionej kanałami kablowymi (zmniejszenie powierzchni przekroju w wyniku wprowadzenia osłonek kabli docelowych i montażowych w najniższym segmencie wynosi ok. 7 %) generuje naprężenia ściskające o maksymalnej wartości 14 MPa. Tak wysokie naprężenia powodują duże odkształcenie powłoki zbiornika w części dolnej co obniża siłę sprężającą w kablach bez przyczepności, które zostały naciągnięte i zakotwione znacznie wcześniej. Spadek ten zaznaczono czerwoną ramką w okolicy 210 dnia na rys. 5-35.

W tabelicy 5-6 zestawiono wartości sił sprężających: początkową, przed i po naciągu kabli docelowych oraz odpowiadające wartości strat sprężenia. Analizując

Tablica 5-6 Wartości sił w cięgnach montażowych oraz straty sił wywołane sprężeniem docelowym.

Oznaczenie kabla	Po zakotwieniu	Przed naciągiem kabli docelowych		Po naciągu kabli docelowych		Straty wywołane naciągiem kabli docelowych	
	[kN]	P_t [kN]	ΔP_t [%]	P_t [kN]	ΔP_t [%]	ΔP [kN]	ΔP [%]
K-1	163,1	149,2	8,52	147,9	9,32	1,3	0,8
K-2	166,2	153,2	7,82	151,0	9,15	2,2	1,3
K-3	173,3	162,3	6,35	160,0	7,67	2,3	1,3
K-4	167,2	155,1	7,24	153,4	8,25	1,7	1,0
K-5	170,4	161,2	5,40	158,9	6,75	2,3	1,4
K-6	162,9	152,6	6,32	150,8	7,43	1,8	1,1
K-7	177,8	168,8	5,06	167,8	5,62	1,0	0,6
K-8	169,2	160,3	5,26	158,7	6,21	1,6	1,0
Średnia	168,7	157,8	6,5	156,1	7,6	1,8	1,1

prezentowane wartości można zauważyć, iż największa strata siły w ciągnie wywołana wyłącznie sprężeniem kablami 7L15,5 wyniosła 1,4 % w stosunku do wartości początkowej siły po zakotwieniu i wystąpiła w kablu K-5. Największa całkowita strata siły wyniosła 9,32 % i została zarejestrowana w kablu K-1.

Opierając się na przedstawionych wartościach strat siły sprężającej w ciągnach bez przyczepności, można stwierdzić, że wybrany moment sprężenia został ustalony trafnie. Wcześniejsze wprowadzenie sprężenia spowodowałoby z pewnością większe straty sił w ciągnach. Z kolei sprężenie ściany później niż w 60 godzinie, groziło jej zarysowaniem (co zostało wykazane w dalszej części pracy).

5.2.7. Ocena reologicznego zachowania betonu

Cechy reologiczne betonu takie jak skurcz i pełzanie mają istotne znaczenie w konstrukcjach sprężonych dla trwałości siły sprężającej w ciągnach. Deformacja betonu w czasie powoduje skrócenie trasy ciągn sprężających co prowadzi do spadku wartości siły w ciągnach. O ile skurcz betonu jest wielkością znacznie lepiej rozpoznaną i przewidywalną, nie istnieją reguły pozwalające w sposób dostatecznie dokładny oszacować pełzanie betonu obciążonego we wczesnym okresie ($t < 7$ dni) czy bardzo wczesnym okresie ($t < 2$ dni) dojrzewania, o czym pisano w p. 3.3. Ponieważ, z uwagi na trudną specyfikę młodego betonu, przeniesienie wartości mierzonych na próbkach laboratoryjnych na skalę konstrukcji jest niemal niemożliwe, istotna jest więc znajomość poziomu pełzania betonu w naturalnych warunkach pracy konstrukcji.

Mając na uwadze powyższe spostrzeżenia autor podjął próbę doświadczalnego pomiaru odkształceń betonu wywołanych skurczem i pełzaniem. Ponieważ skurcz jest zjawiskiem samoistnym niezależnym od obciążenia, wykonanie dwóch bliźniaczych fragmentów ściany: jednego żelbetowego, drugiego sprężonego pozwoliło rozdzielić odkształcenia od skurczu i pełzania betonu. Wykonano zatem dwie ścianki „świadki” (rys. 5-18), dojrzewające w pobliżu zbiornika, pozbawione więzów zewnętrznych o geometrii i oprzyrządowaniu pomiarowym opisanym w p. 5.2.2. Wyniki zarejestrowanych odkształceń betonu w okresie 280 dni przedstawiono na rysunku 5-37. Odkształcenia mierzone na przetwornikach zainstalowanych w ścianie żelbetowej zostały uśrednione i odjęte od analogicznych odkształceń pomierzonych w ścianie sprężonej. Powstała w ten sposób krzywa obrazująca wyłącznie odkształcenia wywołane doraźnym i opóźnionym działaniem sprężenia. Analizując otrzymaną krzywą pełzania można zauważyć, iż doraźne odkształcenia od sprężenia wynoszące 125×10^{-6} zostały powiększone w czasie do wartości 280×10^{-6} na którym ustabilizowały się po około 40 dniach. Po zdjęciu obciążenia w okolicy 210 dnia nastąpiło odprężenie doraźne, po czym zaczęło się odprężanie opóźnione. Ostatecznie odkształcenia ustabilizowały się po ok. 70 dniach od ustąpienia obciążenia na poziomie 80×10^{-6} . Zakładając, iż przed wprowadzeniem sprężenia istniały już wstępne odkształcenia wynoszące 25×10^{-6} , można stwierdzić, iż naprężenia od sprężenia o wartości 2,0 MPa pozostawiły trwałe odkształcenia w betonie wynoszące 55×10^{-6} . Próbując opisać uzyskane wyniki pełzania współczynnikiem pełzania otrzymamy:

$$\phi = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_0} = \frac{280 - 150}{125} = 1,04$$

Można stwierdzić, że pomimo wczesnego wprowadzenia sprężenia pełzanie betonu w konstrukcji ściany nie jest duże. Końcowy współczynnik pełzania betonu na poziomie ok. 1,0 jest wartością satysfakcjonującą ze względu na trwałość siły sprężających wciągach. Niski poziom pełzania został również potwierdzony niewielkimi stratami sił w kablach bez przyczepności.

Rozkład skurczu zachodzącego w nieskrępowanej ścianie zbiornika, zarejestrowany na żelbetowej ścianie (świadek) przedstawiono na rys. 5-38. Dla porównania, wyznaczono analitycznie krzywą skurczową w oparciu o przepisy obowiązującej normy PN-B-03264.

Do obliczeń przyjęto:

- wilgotność powietrza: $RH = 70 \%$,
- wytrzymałość średnią betonu po 28 dniach: $f_{cm} = 56 \text{ MPa}$ (wyznaczoną na walcach $\phi 150 \times 300 \text{ mm}$ – rys. 5-29),
- $\beta_{sc} = 5$ – dla cementów zwykłych i szybkotwardniejących.

Wyznaczoną w sposób analityczny krzywą skurczu betonu zaznaczono na rys. 5.38 różową linią przerywaną. Widać wyraźnie, że odbiega ona znacząco od wartości pomierzonych w ścianie żelbetowej. Przepisy normowe nie są w stanie uwzględnić rzeczywistych warunków dojrzewania betonu, a w tym przypadku temperatury powietrza przekraczającej 35°C przez pierwsze 2 dni po zabetonowaniu oraz 30°C przez kolejne 5 dni.

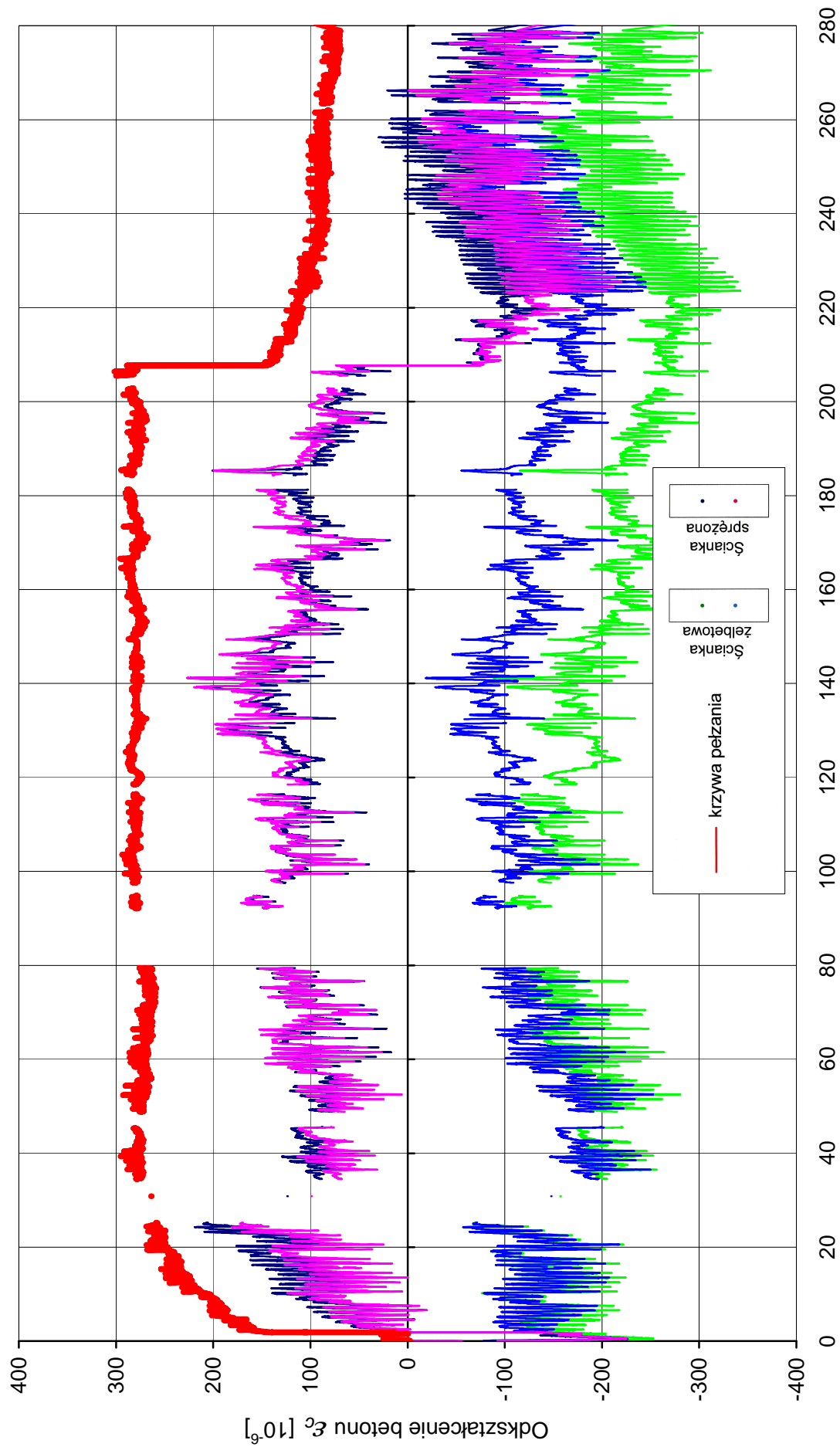
Dla opisu skurczu zarejestrowanego w wykonanej ścianie dokonano korekty krzywej normowej. Najlepszą zgodność z wynikami pomiarów uzyskano korygując wzór opisujący przyrost skurczu od wysychania w czasie:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \left(\frac{t-t_s}{0,035h_0^2 + t-t_s} \right)^{0,5} \quad (5-2)$$

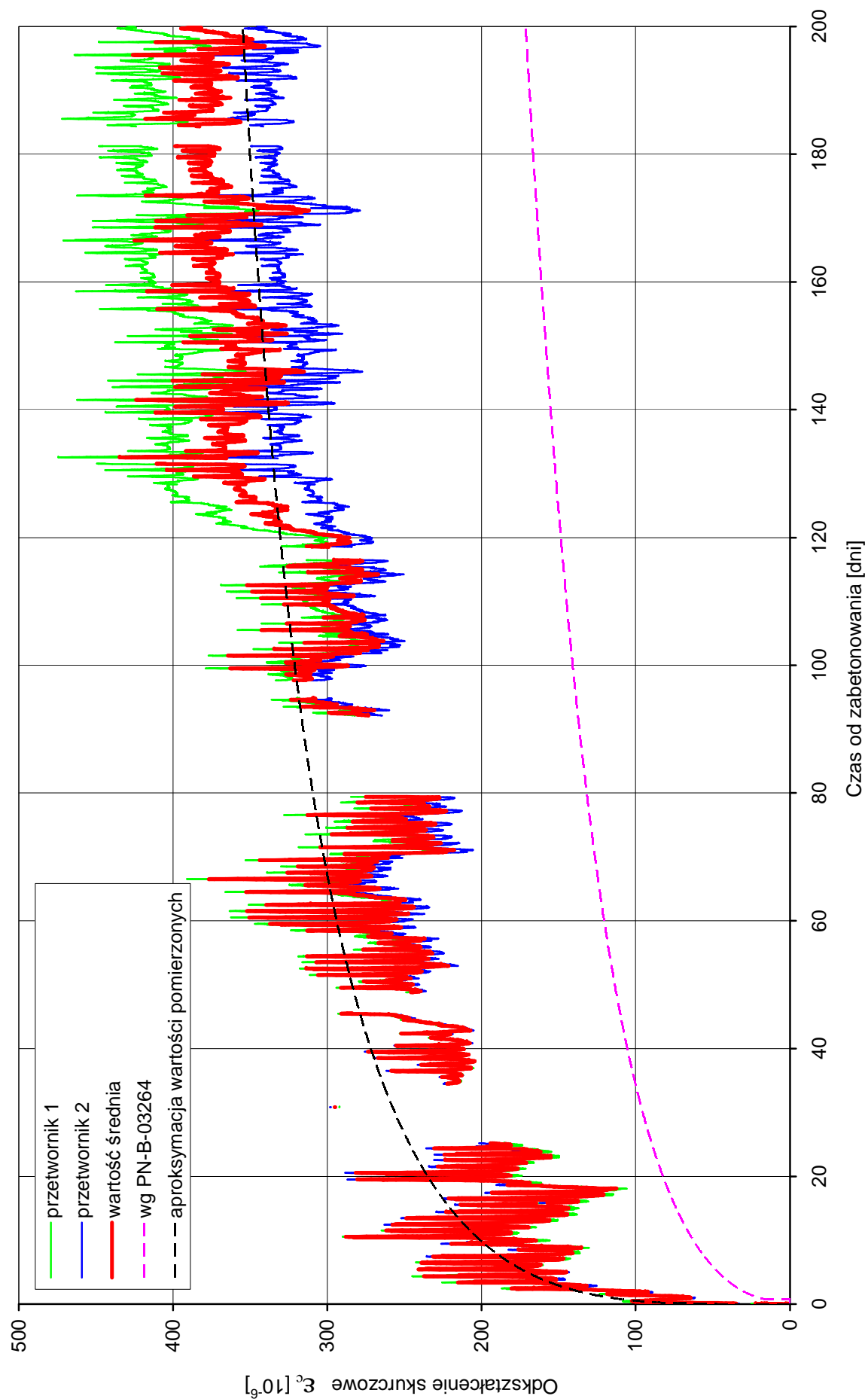
do postaci:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \left(\frac{t-t_s}{0,005h_0^2 + t-t_s} \right)^{0,2} \quad (5-3)$$

Uzyskaną w ten sposób krzywą skurczu betonu pokazano na rys. 5.38 czarną linią przerywaną. Z rysunku wynika, że zmodyfikowana krzywa znacznie lepiej opisuje odkształcenia skurczowe pomierzone w konstrukcji. Z uwagi na „poszarpany” przebieg odkształceń skurczowych pomierzonych doświadczalnie, zmodyfikowana krzywa teoretyczna została wykorzystana do określenia przyrostu skurczu w zdefiniowanych przedziałach czasu przy analizie naprężeń termicznych i ocenie ryzyka zarysowania.



Rys. 5-37 Rozwój odkształceń betonu zarejestrowanych w ściankach świadkach oraz krzywa pełzania jako różnica średnich wartości dla ścianki sprężonej i żelbetowej.



Rys. 5-38 Rozwój odkształceń skurczowych w betonie ściany.

5.2.8. Moduł sprężystości betonu i jego pomiar doświadczalny

Istotną cechą mechaniczną betonu w analizie deformacji konstrukcji, trwałości siły sprężającej oraz rozwoju naprężeń termicznych jest moduł sprężystości betonu. Przyjmowanie wartości podanej w normie jest nadmiernym uproszczeniem dającym często mylne rezultaty końcowe. Powszechnie przyjętą praktyką jest badanie modułu sprężystości na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm z betonu o programowanej recepturze jako wartość sieczna przy naprężeniach równych 40 % wartości naprężeń niszczących. Liczne publikowane w literaturze technicznej jak również własne badania prowadzone na konstrukcjach w skali naturalnej pokazały jednak, iż wartość modułu sprężystości w konstrukcji jest znacznie niższa niż ta badana na próbkach walcowych. Znając wartość naprężeń i odkształceń w betonie przy doraźnym działaniu obciążenia zewnętrznego można wyznaczyć realną wartość modułu sprężystości w konstrukcji. Szczególną uwagę zwrócić należy na szybkość przykładania obciążenia co ma bardzo duży wpływ na otrzymane wartości. Istotne znaczenie ma prawidłowe rozdzielenie odkształceń doraźnych i opóźnionych. Ponieważ pełzanie występuje już w trakcie przykładania obciążenia, odkształcenie doraźne zawierać będzie już pewien składnik pełzania. Wobec powyższego, wartości modułu sprężystości wyznaczone przy różnej szybkości przykładania obciążeń będą różne. O problemie tym była mowa w p. 3.2.10.

Autor podjął próbę pomiaru modułu sprężystości betonu podczas deformacji wywołanej naciągiem kabli bez przyczepności, w sprężonej ścianie (świadku) oraz w ścianie zbiornika wykorzystując pomierzone w górnej części naprężenia betonu. Na rys. 5-39 pokazano przebieg naprężeń w betonie w przekroju ściany (A-A) zarejestrowany na przetworniku zainstalowanym 2,72 m powyżej górnej krawędzi płyty fundamentowej. Czerwonym kolorem zaznaczono przyrost naprężeń wywołany sprężeniem kablami bez przyczepności równy 2,48 MPa. Tą samą wartość zaznaczono na rys. 5-34 prezentującym rozkład odkształceń od sprężenia na wysokości ściany. Odpowiadające odkształcenie betonu policzone na poziomie przetwornika naprężeń, wykorzystując wartości odkształceń otrzymane z dwóch sąsiadujących czujników, wynosi 153×10^{-6} . Wyznaczona z pomierzonych naprężeń i odkształceń wartość modułu sprężystości wynosi:

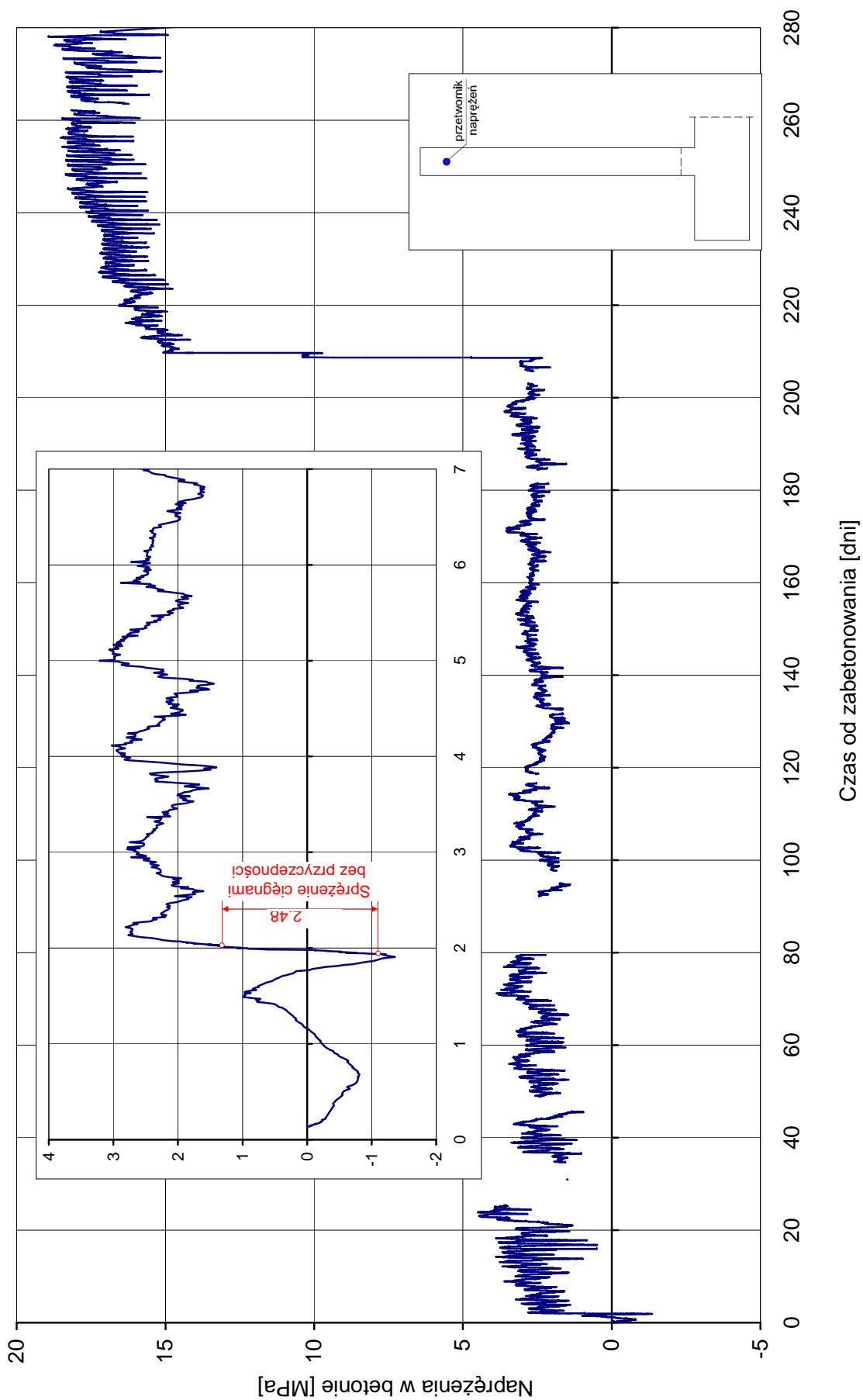
$$E_c = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \frac{2,48}{153 \times 10^{-6}} = 16100 \text{ MPa}$$

Drugą próbę pomiaru modułu sprężystości przeprowadzono w ścianie „świadku”. Na rys. 5-40 przedstawiono przebieg odkształceń betonu w ścianie wywołanych tylko działaniem siły sprężającej (krzywa otrzymana przez różnicę odkształceń w dwóch ściankach świadkach – patrz p. 5.2.7). Kolorem czerwonym zaznaczono odkształcenia doraźne wywołane naciągiem cięgien równe 124×10^{-6} . Średnia siła sprężająca w cięgnię po zakotwieniu wynosiła 195 kN. Sprężenie wywołało naprężenia ściskające w betonie o wartości:

$$\sigma_c = \frac{0,195}{0,3 \times 0,3} = 2,17 \text{ MPa}$$

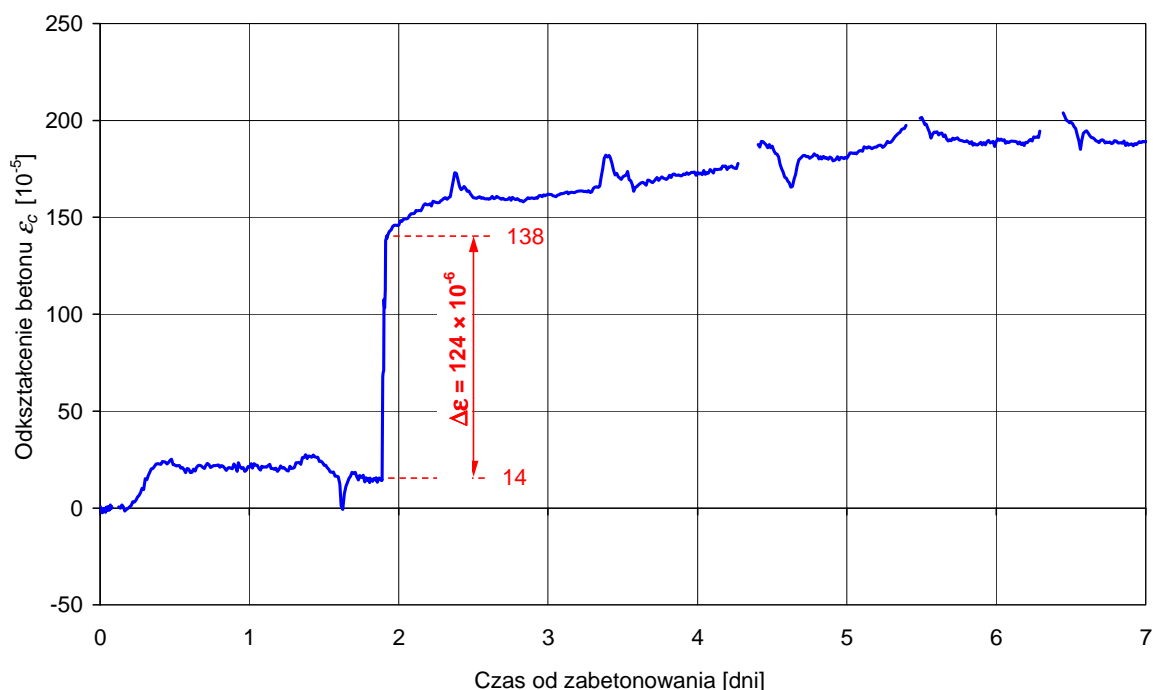
Wyznaczony w ten sposób moduł sprężystości betonu wynosić będzie:

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \frac{2,17}{124 \times 10^{-6}} = 17500 \text{ MPa}$$



Rys. 5-39 Naprężenia w betonie w przekroju ściany zarejestrowane na wysokości 2,72 m.

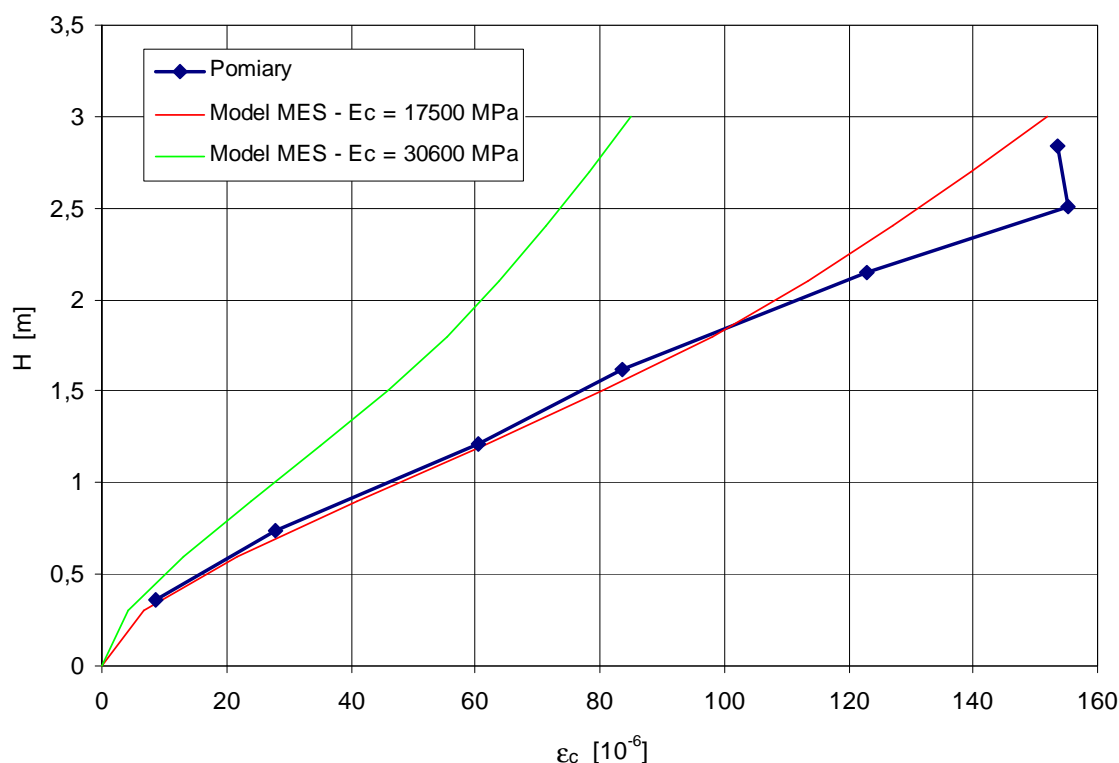
Porównując wartości modułu sprężystości otrzymane z badań ściany zbiornika oraz ścianki „świadka” można zauważyć, iż druga wartość zmierzona na wycinku ściany jest większa o ok. 8 % od tej samej pomierzonej na ścianie zbiornika. Należy w tym miejscu zwrócić uwagę na sposób przykładania obciążenia. Sprężenie ściany zbiornika trwało ok. 2 godzin a naciąg kabli realizowano od góry ku dołowi. Punkt pomiaru naprężeń i odkształceń służących wyznaczeniu modułu sprężystości znajdował się 280 mm od górnej krawędzi czyli między pierwszym a drugim kablem bez przyczepności. Punkt ten doznał odkształceń i naprężeń już przy naciągu pierwszego kabla. Jego deformacja była pogłębiana wraz z naciąganiem kolejnych kabli. Wobec powyższego, należy nadmienić, że pomierzone odkształcenia zawierają już pewien składnik pełzania, które zaczęło postępować wraz z naciąganiem pierwszego kabla. Proces sprężania ścianki „świadka” zajął ok. 20 minut. Z pewnością wpływ pełzania w trakcie przykładania obciążenia jest znacząco mniejszy niż w przypadku ściany zbiornika. Zatem jako wartość bardziej wiarygodną uważa się tą, wyznaczoną na wycinku ściany.



Rys. 5.40 Odkształcenia betonu ścianki-świadka w okresie pierwszych 7 dni od zabetonowania wywołane sprężeniem.

Godny uwagi jest fakt, iż wartość modułu sprężystości wyznaczona w momencie sprężania zbiornika na próbkach cylindrycznych wynosiła 30 600 MPa. Rzeczywista wartość modułu sprężystości betonu w konstrukcji po dwóch dobach (17 500 MPa) stanowi więc zaledwie 0,57 wartości pomierzonej na próbkach. Miarą poprawności badania modułu sprężystości mogą być przeprowadzone obliczenia numeryczne.

Z uwagi na brak możliwości doświadczalnego określenia wartości siły w przekroju ściany przeprowadzono jej obliczenia analityczne. W obliczeniach przyjęto współczynnik tarcia ciągną o osłonkę kablową $\mu = 0,05$. Wartość ta została wyznaczona doświadczalnie w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej przy pierwszych zastosowaniach ciągnięć bez przyczepności do sprężania konstrukcji żelbetowych w Polsce (Libura [107]).



Rys. 5-41 Odształcenia betonu na wysokości przekroju ściany wywołane sprężeniem (pomierzone i obliczone).

Przyjęto wartość poślizgu ciągną w zakotwieniach $a_p = 6$ mm. W rezultacie dla początkowej siły sprężającej przy zakotwieniu wynoszącej 200 kN, otrzymano wartości sił równe 180,8 kN dla kabli parzystych i 177,8 kN dla kabli nieparzystych. Na rysunku 5-41 przedstawiono wyniki obliczeń numerycznych w postaci odkształceń betonu w rozważanym przekroju ściany. Wyniki pomiarów odkształceń w przekroju ściany (krzywa niebieska) zostały porównane z wynikami obliczeń numerycznych. Krzywa czerwona prezentuje odkształcenia wyznaczone dla modułu sprężystości badanego na próbkach ($E_C = 30600$ MPa), natomiast krzywa różowa dla wartości otrzymanej z badań „in-situ” (17500 MPa). Widać wyraźnie, że wartości wyznaczone przy przyjęciu modułu sprężystości badanego w konstrukcji niemal idealnie wpisują się w wartości pomierzonych odkształceń w przekroju ściany. Znacząca niezgodność wystąpiła jedynie w jednym punkcie (drugi przetwornik od góry) co może być spowodowane niekontrolowanym pełzaniem podczas przykładania obciążenia bądź błędem pomiaru.

Analizując uzyskane wyniki doświadczalne i analityczne można wysunąć wniosek, że moduł sprężystości betonu w rzeczywistej konstrukcji jest mniejszy niż moduł wyznaczony na próbkach cylindrycznych, co relacjonowano w punkcie 3 na przykładzie publikowanych w literaturze technicznej wyników badań. W przypadku analizowanej przez autora konstrukcji stosunek ten wynosi 0,57. Wartości tej nie należy utożsamiać z efektywnym modułem sprężystości, jako że efektywny moduł sprężystości jest skorygowaną wartością modułu siecznego ze względu na pełzania betonu. Dla sprężenia beton jest w zasadzie materiałem „dziewiczym” czyli mówimy tutaj o odkształceniu w czasie t_0 . Przyczyn spadku modułu sprężystości upatrywać należy raczej w naprężeniach termicznych, których rząd wartości jest porównywalny z naprężeniami od sprężenia. Bez względu na przyczynę zaniżenia modułu sprężystości w konstrukcji, jest rzeczą niepodważalną, że to właśnie ta wartość powinna być brana do obliczeń przy

projektowaniu sprężonych w młodym wieku ścian żelbetowych, co zostało wykazane zgodnością obliczonych wartości odkształceń z wynikami pomiarów doświadczalnych.

5.2.9. Ocena ryzyka zarysowania betonu i skuteczności wczesnego sprężenia jako środka zapobiegawczego

Oceny ryzyka zarysowania oraz skuteczności zastosowanego sprężenia jako środka zaradczego dokonano w oparciu o przeprowadzoną analizę naprężeń termicznych. Analizą objęto 3 kluczowe dla ryzyka zarysowania betonu kresy czasu, w których wystąpiły lokalne minima temperatury betonu po jego maksymalnym nagraniu tj. $T_{\min 1}$, $T_{\min 2}$ i $T_{\min 3}$ (rys. 5-21). Na rysunku 5-25 przedstawiono rozkład temperatury zarejestrowany na przetwornikach wewnątrz przekroju ściany zbiornika w momencie osiągnięcia wartości najwyższej T_{\max} (po 17 godzinach od zabetonowania) oraz w 3 analizowanych dołkach termicznych (po 39, 60 i 84 godz. od zabetonowania). Na tym samym rysunku pokazano również spadki temperatury od wartości maksymalnej do minimalnej $\Delta T = T_{\max} - T_{\min}$ i ich rozkłady na wysokości ściany.

Wyznaczone w ten sposób spadki temperatury, jako odpowiedź betonuna zmianę temperatury, wywołały określone zmiany odkształceń w przekroju ściany. Ponieważ w chwili wystąpienia wartości $T_{\min 1}$ i $T_{\min 2}$ istniały już odkształcenia w ścianie spowodowane doraźnym i opóźnionym działaniem sprężenia, z tego powodu wydzielenie z pomierzonych odkształceń wartości wywołanych zmianą objętości betonu jest niezwykle trudne. Wobec tego, doświadczalne określenie przyrostu odkształceń powodujących naprężenia wymuszone możliwe jest tylko w przedziale temperatur $T_{\max} - T_{\min 1}$ czyli pomiędzy 17 a 39 godziną od zabetonowania.

Rozdzielając myślowo przekrój ściany na skończoną liczbę warstw poziomych, naprężenia w betonie w i - tej warstwie można wyznaczyć z zależności:

$$\sigma_i = (\Delta \varepsilon_{0,i} - \Delta \varepsilon_{\text{res},i}) \cdot E_i \cdot \psi_i \quad (5-4)$$

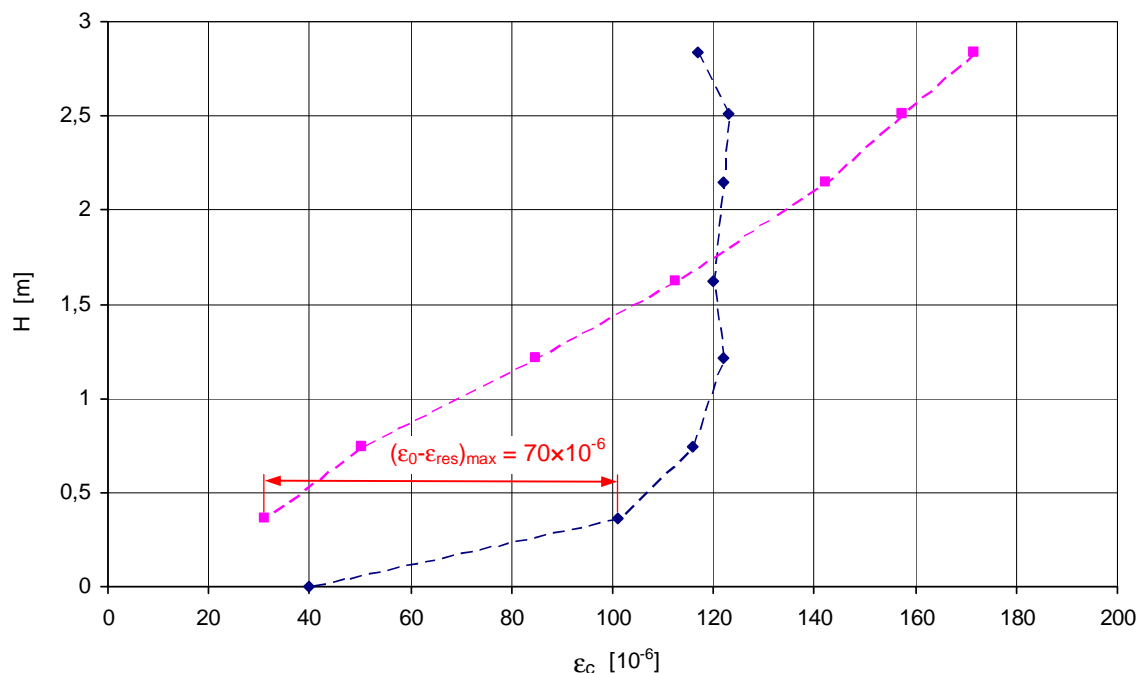
gdzie: $\Delta \varepsilon_{0,i}$ - jest odkształceniem swobodnym i - tej warstwy
w przypadku braku jego ograniczenia,

$\Delta \varepsilon_{\text{res},i}$ - jest rzeczywistym odkształceniem i - tej warstwy w przekroju,

E_i - jest modułem sprężystości i - tej warstwy,

ψ_i - jest współczynnikiem relaksacji dla i - tej warstwy betonu.

Monitorowanie naprężeń w konstrukcji w sposób pośredni poprzez odkształcenia betonu polega na pomiarze wartości ε_{res} . Na rysunku 5-42 kolorem różowym przedstawiono wyniki zarejestrowanych odkształceń w ścianie w przedziale czasu od 17 do 39 godziny ($T_{\max} - T_{\min 1}$). Ten sam rysunek prezentuje również obliczone na podstawie zarejestrowanych różnic temperatury odkształcenia swobodne (przyjęto współczynnik rozszerzalności termicznej $(\alpha_T = 1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C})$). Przy wyznaczaniu wartości ε_0 uwzględniono również skurcz betonu w rozważanym okresie wyznaczony z otrzymanej w oparciu o wyniki pomiarów krzywej skurczowej (patrz p. 5.3.7). Wartość skurczu w tym okresie była równa 23×10^{-6} .



Rys. 5-42 Rozkłady odkształceń betonu w przekroju ściany (ϵ_0 – kolor niebieski, ϵ_{res} – kolor różowy, patrz równ. 5-4).

Na rysunku 5-42 zaznaczono kolorem czerwonym największą wartość powstrzymanego odkształcenia ($\epsilon_0 - \epsilon_{res}$) równą 70×10^{-6} zarejestrowaną na wysokości 0,38 m od płyty dennej. Odkształcenie graniczne betonu określone w badaniach laboratoryjnych (patrz p. 5.2.5) dla odpowiadającego wieku betonu było równe 90×10^{-6} . Widać wyraźnie, że odkształcenie skrępowane jest znacznie mniejsze niż wydłużalność graniczna betonu. Używając do opisu ryzyka zarysowania współczynnika η zdefiniowanego p. 3.4 otrzymamy wartość $70/100 = 0,7$ czyli sugerowaną przez Emborga [64] jako graniczną wartość gwarantującą brak zarysowania. Rejestrowane w kolejnych znaczących chwilach czasu odkształcenia zawierały już składnik wywołany sprężeniem i jego opóźnionym działaniem. Z uwagi na nieliniowy charakter pełzania w młodo obciążonym betonie zasada superpozycji Boltzmanna nie znajduje w tym przypadku zastosowania. Wobec powyższego, ocena odkształceń wywołanych tylko zmianą objętości betonu jest utrudniona. Dalsza analiza zostanie przeprowadzona w oparciu o naprężenia w betonie.

W obliczeniach naprężeń uwzględniono relaksację betonu w oparciu o dostępne w literaturze technicznej publikacje z prowadzonych badań. Autorzy dostępnych publikacji, opierając się na wynikach badań stwierdzają, iż relaksacja przy rozciąganiu jest stosunkowo mała. Bazując na wynikach badań prowadzonych przez Morimoto i Koyangi [120] (rys. 3-18) przyjęto następujące wartości funkcji relaksacji $\psi(t)$:

$$\psi = 0,9 \quad \text{przy rozciąganiu} \quad (5-5a)$$

$$\psi(t) = 1 - \left(\frac{t}{250 + t} \right)^{0,2} \quad \text{przy ściskaniu} \quad (5-5b)$$

Wartość modułu sprężystości przyjęto jako 17500 MPa, czyli wyznaczoną w sposób doświadczalny przy sprężaniu. Wartości wyznaczonych w ten sposób naprężeń przedstawiono na rysunku 5-43a w postaci czarnych punktów.

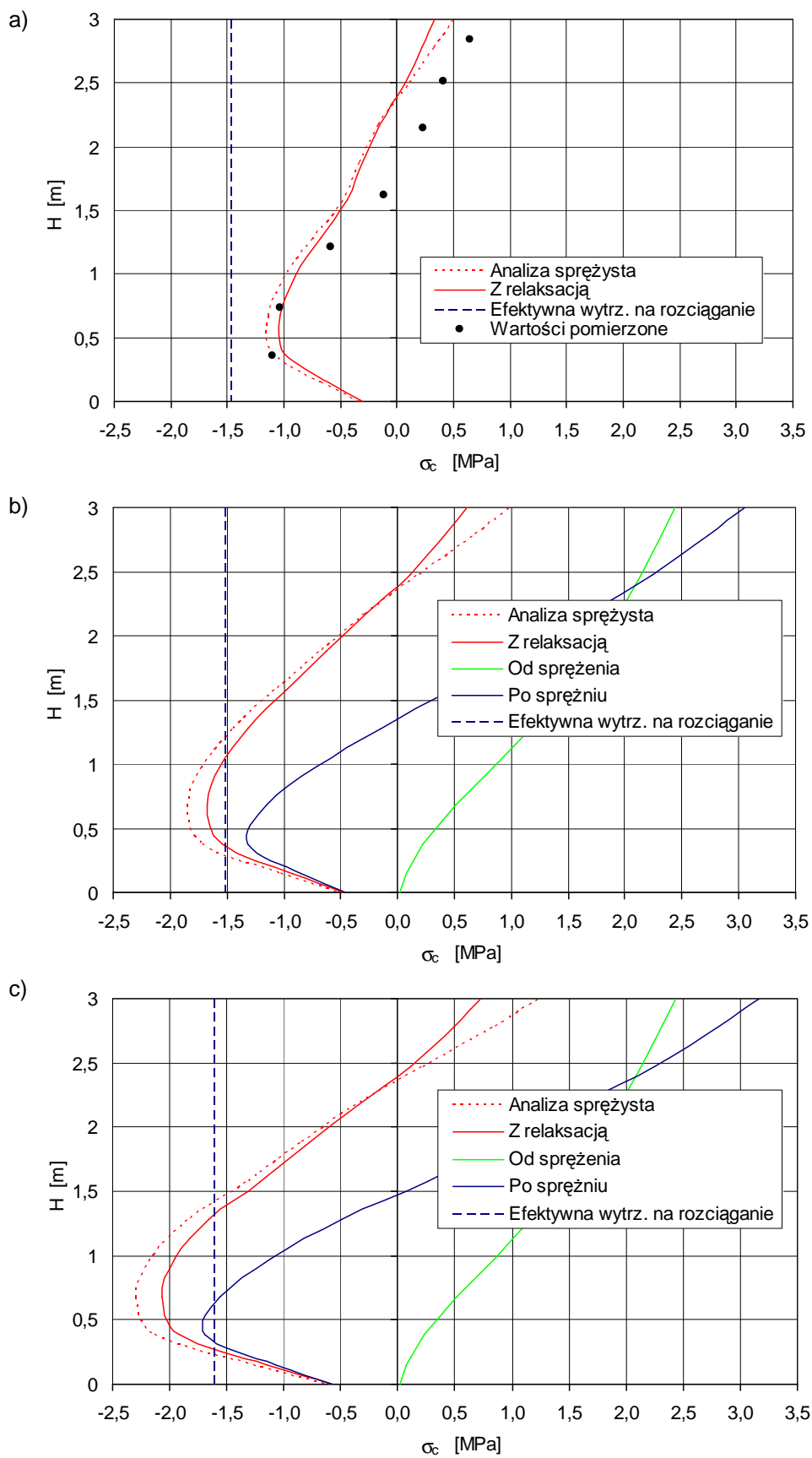
Celem przeprowadzenia analizy oceny ryzyka zarysowania i roli sprężenia ciągniami bez przyczepności zbudowano model MES w programie DIANA. Model obejmował płytę fundamentową oraz najniższy segment ściany wraz z pilastrami kotwiącymi. Moduł sprężystości betonu w modelu oparto na wartości pomierzonej czyli 17500 MPa. Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej przyjęto na poziomie 1×10^{-5} natomiast relaksację betonu wg równ. (5-5). Przeprowadzono obliczenia naprężeń termicznych metodą przyrostową dzieląc analizowany okres czasu na kilkugodzinne przedziały czasowe. W analizie przyjęto narastający moduł sprężystości betonu jako 56 % wartości wyznaczonej na próbkach.

Wykresy 5-43 przedstawiają naprężenia obwodowe w przekroju ściany wyznaczone dla liniowo-sprężystego zachowania betonu (krzywe czerwone „kropkowane”), z uwzględnieniem relaksacji betonu (krzywe czerwone ciągłe), naprężenia wywołane sprężeniem (krzywa zielona) oraz naprężenia termiczne dla betonu jako materiału lepko-sprężystego po sprężeniu (krzywe niebieskie). Na wszystkich trzech wykresach (dla $T_{\min 1}$, $T_{\min 2}$ i $T_{\min 3}$) zaznaczono również efektywną wytrzymałość betonu na rozciąganie (proste niebieskie przerywane) w danej chwili. Zgodnie z sugestiami Emborga [64], efektywna wytrzymałość na rozciąganie jest wartością wyznaczoną na próbkach przy próbie osiowego rozciągania, zmniejszoną ze względu na prędkość narastania obciążeń jaka występuje w przypadku naprężeń termicznych do wartości $0,7f_{ct}$.

Zaznaczyć należy, że sprężenie będące czynnikiem zapobiegawczym przeciw zarysowaniu termicznemu zostało wprowadzone pomiędzy chwilami gdy osiągnięte zostały wartości $T_{\min 1}$ i $T_{\min 2}$ (rys. 5-21). Wartość efektywnych naprężeń rozciągających w chwili $T_{\min 1}$ czyli po 39 godzinach od zabetonowania (rys. 5-44a) wynosiła 1,04 MPa dla wartości obliczonych wg opracowanego modelu w MES oraz 1,1 MPa dla wartości wyznaczonych z pomierzonych odkształceń. Wytrzymałość betonu na rozciąganie wynosiła wówczas 1,47 MPa. Używając do opisu ryzyka zarysowania współczynnika η zdefiniowanego wzorem (3-114) otrzymamy wartość $1,04/1,47 = 0,71$ co jest bliskie granicznej wartości sugerowanej przez Emborga [64] gwarantującej brak zarysowania ($\eta_{\max} = 0,7$). Można zauważyć, że podobną wartość współczynnika η uzyskano w analizie zarejestrowanych odkształceń.

W przypadku $T_{\min 2}$ (po 60 godzinach – rys. 5-43b) wytrzymałość na rozciąganie wynosiła 1,52 MPa natomiast naprężenia rozciągające 1,67 MPa bez sprężenia i 1,32 MPa po sprężeniu. Używając do określenia ryzyka współczynnika η otrzymamy wartości 1,1 bez sprężenia oraz 0,87 po sprężeniu. Nie udało się osiągnąć wprawdzie wartości 0,7, lecz zmniejszono jego wartość poniżej jedności, a więc do naprężeń niższych niż wytrzymałość betonu na rozciąganie. Łatwo zauważyć, iż w przypadku braku sprężenia naprężenia znacznie przekroczyły wytrzymałość betonu, istniało więc realne zagrożenie zarysowaniem.

- Dla $T_{\min 3}$ (po 80 godzinach – rys. 3-43c) naprężenia rozciągające o wartości 2,07 MPa zniwelowano sprężeniem do wartości 1,69 MPa. Przy efektywnej wytrzymałości na rozciąganie wynoszącej 1,61 MPa naprężenia pozostały nieco powyżej wartości wytrzymałości przekraczając ją o 5 %. Pomimo tego faktu nie stwierdzono zarysowania powłoki. Biorąc pod uwagę dość zachowawcze przyjęcie wartości efektywnej wytrzymałości betonu na rozciąganie (70 % wartości otrzymanej na próbkach walcowych) oraz rozrzut



Rys. 5-43 Naprężenia w przekroju ściany oraz efektywna wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili $T_{\min 1}$ (a), $T_{\min 2}$ (b) i $T_{\min 3}$ (c).

i przypadkowość w zachowaniu młodego betonu, przy tak niewielkim przekroczeniu wytrzymałości betonu zarysowanie mogło lecz nie musiało wystąpić. Niemniej jednak, można stwierdzić, iż w przypadku braku sprężenia ryzyko zarysowania było znacznie większe, z dużym prawdopodobieństwem zarysowanie było nieuniknione. Stosunek naprężeń do wytrzymałości wynosiłby wówczas $2,07/1,61 = 1,29$.

Analizując uzyskane wyniki naprężeń otrzymane drogą obliczeniową w oparciu o pomierzone „in-situ” wartości odkształceń, temperatury i modułu sprężystości betonu można stwierdzić, iż:

Sprężenie ciągnami bez przyczepności zostało wprowadzone w odpowiednim momencie (46-48 godzin po zabetonowaniu) tj. między pierwszym ($T_{\min 1}$) a drugim ($T_{\min 2}$) lokalnym minimum termicznym. W chwili $T_{\min 1}$ wartość naprężeń termicznych stanowiła 0,71 wartości efektywnej wytrzymałości betonu na rozciąganie, nie istniało zatem zagrożenie zarysowaniem. Natomiast w chwili $T_{\min 2}$ stosunek naprężeń termicznych do wytrzymałości na ściskanie wynosił 1,1. Istniało zatem wówczas realne zagrożenie zarysowania betonu w wyniku naprężeń termicznych.

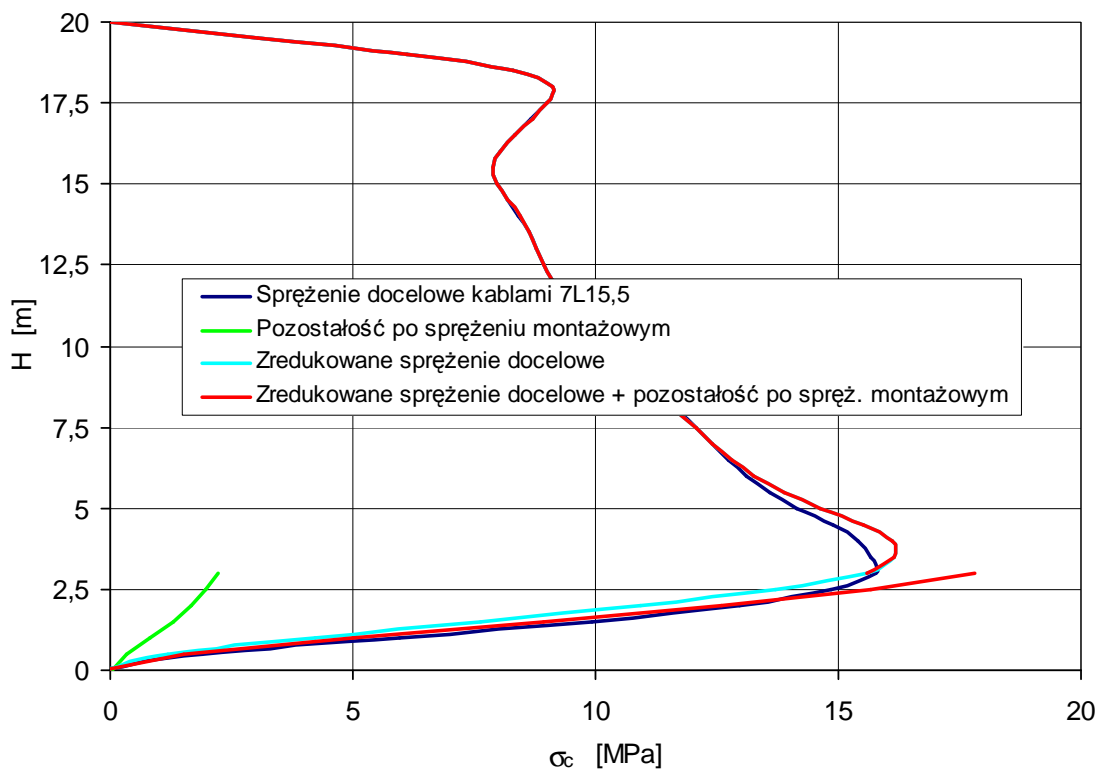
- Największa wartość stosunku naprężeń termicznych do efektywnej wytrzymałości betonu na rozciąganie wynosi 1,29. Biorąc pod uwagę rozrzut wyników w przypadku badania młodego betonu prezentowany przez wielu badaczy, na podstawie uzyskanych wyników badań i analizy numerycznej, nie można jednoznacznie stwierdzić że zarysowanie analizowanej ściany było pewne. Dotychczasowe obserwacje z realizacji podobnych zbiorników wznoszonych bez zastosowanego środka zapobiegawczego, wskazują jednak na nieuniknione zarysowanie analizowanej ściany zbiornika. Spadek temperatury betonu od wartości szczytowej o więcej niż 20°C w przeciągu kilku pierwszych dni dojrzewania ściany prowadzi niemal zawsze do zarysowania ściany. W tym przypadku, spadek temperatury wyniósł $24,8^{\circ}\text{C}$ (rys. 5-25).
- Pewnym będzie natomiast stwierdzenie, że zastosowane po około 2 dobach dojrzewania betonu sprężenie ciągnami bez przyczepności pozwoliło uchronić ścianę przed zarysowaniem, pomimo iż wartość naprężeń termicznych dalej pozostała 7% powyżej efektywnej wytrzymałości betonu na rozciąganie. Pomimo tego faktu, nie stwierdzono rys w powłoce ściany utwierdzonej w dnie.
- Pomimo udanej próby eliminacji wczesnego zarysowania ściany zbiornika wydaje się jednak, że poziom naprężeń od sprężenia był zbyt niski by zagwarantować brak rys. W przyszłości poziom wprowadzonych naprężeń powinien być nieco większy, zwłaszcza w dolnej części ściany gdzie istnieje spora trudność z wprowadzeniem naprężeń z uwagi na krępującą rolę płyty fundamentowej.

5.2.10. Ocena przydatności sprężenia montażowego w pracy konstrukcji pod obciążeniem eksploatacyjnym

Przypomnijmy raz jeszcze drugą z postawionych na początku tej pracy. Brzmi ona następująco:

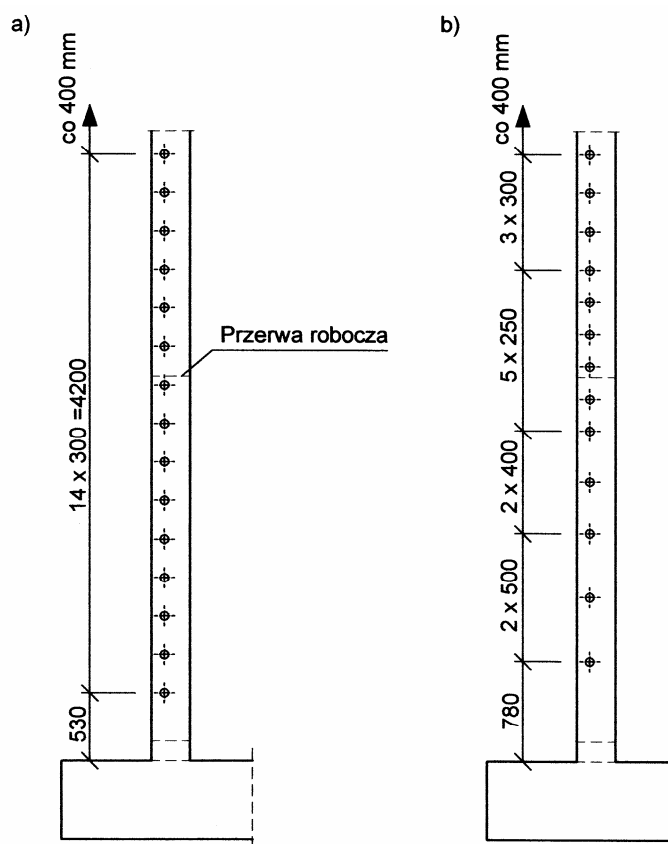
Pomimo wczesnego sprężenia betonu możliwe jest utrzymanie siły sprężającej na odpowiednio wysokim poziomie, co pozwoli wykorzystać sprężenie w pracy konstrukcji przy obciążeniach eksploatacyjnych zbiornika

Wykazanie słuszności powyższego stwierdzenia powodowałoby powstanie znaczących zapasów naprężeń ściskających w dolnym segmencie ściany w trakcie eksploatacji zbiornika, wywołanych sprężeniem montażowym cięgnami bez przyczepności. Warunkiem będzie jedynie utrzymanie naciągu cięgien przez cały okres użytkowania zbiornika. Wnioskowanie o naprężeniach wywołanych cięgnami bez przyczepności pozostających po sprężeniu docelowym na podstawie pomierzonych odkształceń i naprężeń w betonie, ze względu na mnogość zjawisk wywołujących naprężenia w betonie, jest niezwykle trudne. Sprężenie jest w zasadzie obciążeniem zewnętrznym, poziom naprężeń nim wywołanych nie zależy w znaczącym stopniu od modułu sprężystości betonu a reologiczne zachowanie betonu zostało uwzględnione w pomierzonych wartościach sił w cięgnach wywołując ich spadek. Wobec powyższych, o wartości naprężeń w betonie pozostałych po stratach sił w cięgnach bez przyczepności można wnioskować na podstawie pomierzonych wartości sił sprężających. W tabelicy 5-6 zestawiono wartości sił w cięgnach bez przyczepności oraz ich straty w kilku przedziałach czasowych. Straty siły w cięgnach bez przyczepności licząc od momentu ich zakotwienia do momentu zakończenia naciągu kabli docelowych 7L15,5 wahały się od 5,6 % w kablu K-7 do 9,3 % w kablu K-1. Łatwo zauważyć, iż nie są to wartości na tyle duże aby eliminowały cięgna z dalszej pracy. Zredukowane, o wartości pomierzonych strat, obciążenie od sprężenia montażowego przyłożono jako obciążenie w wykonanym modelu MES i wyznaczono rozkład naprężeń w dolnym segmencie ściany zbiornika. Wyznaczone w ten sposób naprężenia przedstawiono na rysunku 5-44 (krzywa zielona). Oczywiście pojawia się tutaj problem pełzania betonu i efektywnego modułu sprężystości, który nie został uwzględniony w obliczeniach. Parametry te jednak, jak podkreślono powyżej, w przypadku zewnętrznego obciążenia działającego radialnie na powłokę walcową



Rys. 5-44 Naprężenia obwodowe od sprężenia docelowego kablami 7L15,5 oraz od sprężenia dolnego segmentu kablami bez przyczepności (po stratach wywołanych sprężeniem docelowym).

definiują w dużej mierze odkształcenie powłoki wpływając na wartość siły wciągach a w mniejszym stopniu rozkład naprężeń w ścianie. Odkształcenie powłoki zostało już uwzględnione w stratach siły wciągach bez przyczepności. Największa wartość pozostających naprężeń na wysokości 3,0 m wynosi 2,23 MPa. Projektowana wartość naprężeń wywołana sprężeniem docelowym na tej wysokości wynosi 15,8 MPa. Pozostające naprężenia montażowe po całkowitym sprężeniu zwiększają więc programowane naprężenia o 14,1%. Zapas ten ma zatem znaczący wpływ w późniejszej pracy konstrukcji. Podjęto próbę modyfikacji rozkładu kabli docelowych 7L15,5 w dolnej części zbiornika, tak aby wywołane nimi naprężenia ściskające zsumowane z pozostającymi naprężeniami montażowymi dały efekt zbliżony do zaprojektowanego sprężenia docelowego. Na rys. 5-45 przedstawiono dwa rozmieszczenia kabli sprężających: pierwsze przyjęte w projekcie i zrealizowane w budowanym zbiorniku (a) oraz drugie zmodyfikowane z uwagi na występujące w dalszym ciągu naprężenia ściskające w dolnym segmencie ściany wywołane sprężeniem montażowym (b). W zmodyfikowanym rozmieszczeniu kabli mocno rozrzedzono ich liczbę w pierwszym segmencie utwierdzonym w płycie dennej. Kable docelowe w dolnym segmencie ściany powodują jednak znaczne naprężenia ściskające w drugim segmencie na wysokości powyżej 3,0 m. Spadek ich liczby i zastąpienie ich kablami montażowymi spowoduje natomiast spadek naprężeń w tej strefie (powyżej 3,0 m) z uwagi na fakt, iż sprężenie kablami bez przyczepności ma miejsce w sytuacji kiedy istnieje tylko najniższy segment ściany. Nie wywierają one zatem wpływu na naprężenia w strefie powyżej 3,0 m. Z tego powodu należało zagęścić kable docelowe w strefie od 2,4 do 3,65 m z 0,3 do 0,25 m



Rys. 5-45 Rozmieszczenie kabli docelowych 7L15,5 w wersji zastosowanej (a) oraz zredukowanej z uwagi na obecność naprężeń od sprężenia montażowego (b).

celem wyrównania niedoboru naprężeń spowodowanych ubytkiem kabli w I segmencie. Na rysunku 5-44 przedstawiono rozkład naprężeń w ścianie wywołany projektowanym układem kabli (kolor granatowy) i zmodyfikowanym układem kabli (kolor niebieski). Porównując obie krzywe, można zauważyć, że modyfikacja sprężenia spowodowała niedobór naprężeń na wysokości I segmentu ściany w stosunku do wartości przewidzianej, a ich nadmiar na wysokości powyżej 3,0 m. Po zsumowaniu pozostających naprężeń montażowych z naprężeniami od zmodyfikowanego układu kabli (kolor czerwony) niedobór ten został w większej części zrównoważony. Należy podkreślić, iż w zmodyfikowanym układzie sprężenia, zamiast 48 zastosowano 46 obwodów kabli sprężających.

Powyższe rozważania pozwalają wyciągnąć wniosek, iż pomimo wczesnego wprowadzenia sprężenia montażowego, jego straty wywołane upływem czasu (od sprężenia montażowego do docelowego minęło 210 dni) oraz sprężeniem docelowym są niewielkie. Zasadnym jest więc, uwzględnianie jego wpływu w równoważeniu naprężeń rozciągających wywołanych parciem cieczy w zbiorniku łącznie ze sprężeniem docelowym. Pozwala to zmniejszyć liczbę docelowych cięgien sprężających co w dużym stopniu zrekompensuje koszt sprężenia montażowego będącego przedmiotem analizy w niniejszej pracy. Podsumowując, można stwierdzić, iż zastosowanie cięgien bez przyczepności do eliminacji rys termicznych powstających w młodym betonie sprężonych ścian zbiorników sprowadza się do zastąpienia pewnej części naprężeń ściskających od sprężenia w dolnej części ściany, podobnymi lecz wprowadzonymi tuż po zabetonowaniu ściany. Ten technologiczny zabieg wprawdzie komplikuje i minimalnie może podrożyć koszty realizacji zbiornika, lecz zostanie zrekompensowany z nadwyżką zapewnieniem ciągłości betonu co prowadzić będzie do gwarantowanej szczelności i zwiększenia trwałości zbiornika.

6. Zalecenia do przyszłych realizacji i wnioski końcowe

Przeprowadzona analiza literatury w zakresie lepko-sprężystego zachowania młodego betonu oraz doświadczenia autora zdobyte w zakresie obciążania betonu w początkowym okresie jego dojrzewania jak również stosowania różnych technik pomiarowych pozwalają wysunąć następujące spostrzeżenia:

- 1) Młody (do 7 dni) a szczególnie bardzo młody (do 2 dni) beton poddany obciążeniu zachowuje się w sposób trudny do opisanego.
- 2) Z uwagi na trudności w modelowaniu i pomiarach właściwości mechanicznych betonu oraz jego nieprzewidywalne zachowanie, w literaturze spotkać można jedynie kilka prób budowy modelu opisującego lepko-sprężyste zachowanie młodego betonu. Z uwagi na bardzo dużą intensywność przyrostu odkształceń od pełzania w pierwszym okresie zaraz po obciążeniu, nie wyprowadzono jak dotąd, dającego dobrą zgodność z wynikami badań, modelu matematycznego opisującego zachowanie wcześniej obciążonego młodego betonu.
- 3) Problem w dużej mierze komplikuje zachodzący w stanie naprężeniowym rozrost struktury żelu i redystrybucja naprężeń pomiędzy objętością już istniejącą a nową pojawiającą się wraz z upływem czasu.
- 4) W przypadku obciążania młodego betonu można zauważyć szczególną wrażliwość rezultatów badań na szereg parametrów takich jak: wymiary próbek, temperatura dojrzewania, temperatura badania, wilgotność betonu i otoczenia, sztywność prasy, typ obciążenia, osiowość przyłożenia obciążeń, technika pomiarowa ... itd. Wobec wymienionych czynników, badania prowadzone przez różnych badaczy i w różnych laboratoriach, mimo zastosowania podobnie programowanych parametrów badań, mogą dać zupełnie odmienne rezultaty. Problem ten ilustrują przedstawione w pracy zestawienia graficzne wyników licznych badań z których wynika, iż przy wieku obciążenia betonu mniejszym niż 7 dni rozbieżności rezultatów są ogromne.
- 5) Jedną z podstawowych trudności mającą wpływ na interpretację otrzymanych wyników jest problem rozgraniczenia odkształceń doraźnych wywołanych obciążeniem od opóźnionych narastających z upływem czasu. Przyrost odkształceń od pełzania następuje najintensywniej tuż po obciążeniu. Z uwagi na lepkie zachowanie betonu wcześniej obciążonego, pełzanie zachodzi już w trakcie przykładania obciążenia. Nieuniknionym jest więc to, że odkształcenia doraźne zawierają w sobie pewien składnik będący odkształceniem opóźnionym, co stanowi, iż decydujący wpływ ma w takim przypadku prędkość przykładania obciążenia.
- 6) Biorąc pod uwagę powyższe stwierdzenia, można zauważyć, że każdy wyprowadzony model matematyczny zweryfikowany i wykalibrowany w oparciu o wąską gamę rezultatów doświadczalnych nie będzie miał charakteru uogólnionego. Do każdego publikowanego wyrażenia opisującego lepko-sprężyste zachowanie młodego betonu należy zatem podchodzić bardzo ostrożnie.
- 7) Jakikolwiek próby utożsamiania zachowania młodego betonu pod obciążeniem w konstrukcji rzeczywistej z badanym na niewielkich próbkach betonowych, należy traktować z rozwagą i podchodzić do nich z dużym dystansem.

Szukając rozwiązania problemu rys termicznych w młodym betonie, w niniejszej pracy rozważana jest słuszność i skuteczność zastosowanej metody mającej na celu zapobieganie powstawaniu rys w utwardzonych w fundamencie ścianach żelbetowych zbiorników. Opierając się na przeprowadzonych w trakcie realizacji obiektu badaniach oraz na wynikach obliczeń numerycznych otrzymanych z modelu MES, zbudowanego w oparciu o parametry pomierzone w rzeczywistym obiekcie, można stwierdzić, że postawione na wstępie pracy poniżej przytoczone tezy zostały w pełni potwierdzone.

1.

Wczesne sprężenie ściany zbiornika utwardzonej w płycie fundamentowej za pomocą cięgien bez przyczepności może skutecznie zapobiec jej zarysowaniu wywołanym działaniem naprężeń powstających w ścianie w wyniku termicznej zmiany objętości betonu.

2.

Pomimo wczesnego sprężenia betonu możliwe jest utrzymanie siły sprężającej na odpowiednio wysokim poziomie, co pozwoli wykorzystać sprężenie w pracy konstrukcji przy obciążeniach eksploatacyjnych zbiornika.

Analizując przedstawione rezultaty badań doświadczalnych oraz obliczeń numerycznych można stwierdzić, że:

- 1) Mimo spadku temperatury ściany od wartości szczytowej osiągniętej 17 godzin po zabetonowaniu wynoszącej 42,9°C do wartości 18,1°C po 84 godzinach czyli o 24,8°C, nie doszło do zarysowania ściany. Wg dotychczasowych obserwacji dotyczących wznoszenia ścian zbiorników, tak duży spadek temperatury prowadzi do nieuniknionego zarysowania.
- 2) Używając do oceny ryzyka zarysowania współczynnika η wyrażającego stosunek naprężeń do wytrzymałości wykazano, że sprężenie zredukowało jego wartość w najbardziej krytycznym momencie z 1,29 do 1,07. Mimo, iż obliczeniowo ryzyko zarysowania nadal istniało, zostało ono znacząco zmniejszone, a wizualna ocena stanu powierzchni ściany nie wykazała istnienia żadnych rys.
- 3) Pomimo wczesnego wieku betonu w chwili wprowadzenia sprężenia (46 godzin po zabetonowaniu) siły sprężające w cięgnach bez przyczepności utrzymywały się na wysokim poziomie w całym okresie monitorowania ich wartości czyli 280 dni. Największa strata siły w ciągu łącznie z wpływem odkształcenia powłoki wywołanym sprężeniem docelowym wyniosła 9,2 %.
- 4) Wysoki poziom sił sprężających w cięgnach bez przyczepności pozwala wnioskować, że uzasadnionym jest uwzględnianie wprowadzonych na etapie wznoszenia pierwszego segmentu naprężeń ściskających w betonie, w pracy konstrukcji pod obciążeniem eksploatacyjnym. Przeprowadzona analiza obliczeniowa dla realizowanego zbiornika wykazała, że założenie takie pozwoliłoby zmniejszyć liczbę cięgien sprężających, co częściowo może zrekompensować koszt wprowadzenia sprężenia montażowego.
- 5) Z uwagi na duże skrępowanie ściany przez płytę fundamentową, istnieje znaczna trudność wprowadzenia naprężeń ściskających w dolnej części ściany. Spadek temperatury betonu ściany zanika wraz ze spadkiem odległości od płyty fundamentowej (masywna płyta fundamentowa działa stabilizująco na zmiany temperatury betonu ściany). Powoduje to, że największe naprężenia termiczne nie występują dokładnie na krawędzi utwardzenia ściany w

fundamencie, lecz na pewnej wysokości ponad krawędzią utwierdzenia. Niemniej jednak, zwiększenie naprężeń ściskających w dolnej strefie ściany tuż ponad płytą fundamentową zwiększyłoby skuteczność proponowanej metody eliminacji rys termicznych w ścianie. W przyszłości, należy więc dążyć do osiągnięcia tego efektu, np. koncentrując ciągną w większym stopniu w dolnej strefie ściany a rozrzedzając w górnej.

- 6) Pomimo pewnych niedogodności (szybki demontaż deskowania, stabilizacja kabli i zakotwień) występujących przy zastosowaniu proponowanej metody można stwierdzić, że jest to prosty i dobry sposób eliminacji zagrożenia jakim jest powstawanie rys termicznych w ścianach żelbetowych i w ścianach zbiorników z betonu sprężonego. Pozwoli to wyeliminować problem zarysowania betonu w początkowym okresie dojrzewania likwidując tym samym koszty związane z naprawą porysowanego betonu i zwiększając trwałość powłoki zbiornika.

Mając na uwadze uzyskane podczas realizacji zbiornika wyniki pomiarów, przeprowadzonych analiz numerycznych oraz licznych obserwacji można poczynić następujące zalecenia do projektowania i realizacji podobnego rozwiązania:

- 1) Przyjmowany często w różnych publikacjach naukowo-technicznych w modelowaniu naprężeń termicznych stały spadek temperatury na całej wysokości ściany jest założeniem błędnym i prowadzącym do znacznego przeszacowania naprężeń termicznych. Spadek ten jest redukowany przez odbierającą ciepło z betonu ściany płytę denną i zmniejsza się wraz ze zbliżaniem się do poziomu płyty dennej. Obniżeniu temperatury podlega również w niewielkim stopniu płyta fundamentowa co zmniejsza wartość naprężeń termicznych w ścianie. Różnicę temperatur należy zatem zredukować w dolnej części ściany. W przypadku zastosowania podobnych rozwiązań materiałowych (ilość i typ cementu), geometrycznych (grubość ściany) oraz warunków betonowania (miesiące letnie), programowany rozkład temperatury można zaczerpnąć wprost z zamieszczonego w niniejszej pracy pomierzonego rozkładu temperatury (rys. 5-25). W ogólnym przypadku rozkład temperatur w czasie i na wysokości ściany wyznaczać można wykorzystując rozwiązania równania Fouriera. Należy zwrócić jednak uwagę, że będzie to wartość prognozowana przy założeniu określonych warunków pogodowych. Mając na uwadze nieprzewidywalność czynników pogodowych może okazać się często, że nakład pracy będzie niewspółmiernie wysoki do przydatności uzyskanych wyników. Lepszym rozwiązaniem może być zatem wykorzystanie rozkładu temperatury wyznaczonego doświadczalnie dla podobnego typu konstrukcji.
- 2) Wartość modułu sprężystości betonu w określonej chwili czasu, wyznaczana z dostępnych równań analitycznych w oparciu o prognozowaną wartość 28-dniową, bądź badana powszechnie na próbkach walcowych jest wartością mocno zawyżoną w stosunku do realnego modułu sprężystości w rzeczywistej konstrukcji. W przypadku realizowanej ściany zbiornika, wartość modułu sprężystości po 2 dobach od zabetonowania, wyznaczona w sposób doświadczalny w ścianie zbiornika wynosiła 56 % wartości wyznaczonej na próbkach. Wartość ta została zweryfikowana i potwierdzona zgodnością pomierzonych odkształceń w ścianie z wynikami wyznaczonymi w drodze analizy MES modelu obliczeniowego. Należy podkreślić, że w przypadku innego poziomu naprężeń, innego składu mieszanki bądź innych warunków

dojrzewania wartość ta może odbiegać od tej, pomierzonej i przyjętej przez autora.

- 3) W analizie naprężeń termicznych powstających w ścianach żelbetowych utwierdzonych w płycie dennej należy uwzględnić odkształcenie płyty fundamentowej towarzyszące skrępowanym odkształceniom ściany. Płyta fundamentowa w niewielkim stopniu podlega również zmianom temperatury odbierając ciepło z nagrzewającej się ściany co powoduje zmniejszenie naprężeń w ścianie.
- 4) Dla użytej w realizacji mieszanki betonowej (kruszywo bazaltowe, cement portlandzki CEM I, w/c = 0,37), czas wprowadzenia naprężeń ściskających pomiędzy 40 a 50 godziną od zabetonowania jest wartością optymalną z uwagi na wymaganą trwałość sprężenia i ochronę przed zarysowaniem ściany.
- 5) Przy zastosowaniu podobnych rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych jak w przypadku zbiornika analizowanego w niniejszej pracy, w ścianach projektowanych jako sprężone, sprężenie docelowe można zredukować na etapie projektowania z uwagi na istniejące naprężenia ściskające wprowadzone celem ochrony ściany przed wczesnym zarysowaniem.

Wnioski końcowe

Podsumowując zawarte w pracy rozważania, oparte na poczynionych obserwacjach i analizach można stwierdzić, iż:

- Wczesne sprężenie młodego betonu ciągniami bez przyczepności jest prostą i, jak wykazano doświadczalnie, skuteczną metodą eliminacji rys termicznych w ścianach żelbetowych, powstających w wyniku skrępowanej zmiany objętości betonu.
- Z uwagi na nieprzewidywalny i przypadkowy charakter zachowania betonu obciążonego w młodym (< 7 dni) a szczególnie bardzo młodym (< 2 dni) wieku, trudności w interpretacji i brak możliwości porównania wyników uzyskanych przez różnych badaczy, każdorazowa próba wdrożenia rozwiązania konstrukcyjnego polegająca na wczesnym obciążeniu betonu powinna być poprzedzona eksperymentem w skali naturalnej.
- Z uwagi na dużą intensywność przyrostu odkształceń w młodym betonie szczególnie zaraz po obciążeniu oraz trudności związane z jednoznacznym oznaczeniem początku pełzania, jakiegokolwiek próby uogólnionego matematycznego opisu pełzania wcześnie obciążonego betonu nie znajdują sensownego uzasadnienia.

Literatura

- [1] ACI Committee 207: Mass Concrete for Dams and Other Massive Structure. *ACI Journal*, April 1970, s. 273-309.
- [2] ACI Committee 207: Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete. *ACI Journal*, July 1973, s. 445-470.
- [3] ACI Committee No 318: *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute, Detroit, 1983, 111 str.
- [4] Acker P., Eymard R., Piau J.-M.: *Structural Analysis of Concrete Structures: accounting for thermal and hygral effects*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, internal report, 11 s.
- [5] Acker P., Eymard R.: Thermal and hygral effects in concrete structures: How to account for creep ? In Proceedings of Third International RILEM Workshop on behaviour of oncrete elements under thermal and hygral gradients, Weimar 1992, s. 191-197.
- [6] Ajdukiewicz A., Mames J.: *Konstrukcje z betonu sprężonego*. Polski Cement, Kraków, 2008.
- [7] Aleksandrowski S. W.: O metodikie issledowanij połuczestni i właznostnych dieformacii bietona. *Mietodika laboratornych issledowanij deformacij i procznosti bietona, armatury i żiełzobietonnych konstrukcij*. Gosstrojizdat, Moskwa 1962.
- [8] Aleksandrowski S. W.: O raznowidnostiach sowriemiennoj teorii połuczestni bietona i nasledstwiennych funkcjach figurujuszczich w ich urawnienijach. Połuczest' stroitielnych matieriałow. Moskwa 1964.
- [9] Aleksandrowskij S. W.: O nasledstwiennych funkcjach teorii połuczestni stariejuszczewo bietona; Połuczest' stroitielnych matieriałow i konstrukcij. Strojizdat, Moskwa 1964.
- [10] Aleksandrowski S. W.: *Rasczot bietonnych i żiełzobietonnych konstrukcij na tiempieraturnyje i właznostnyje wozdiejstwija*. Strojizdat, 1966, 443 s.
- [11] Anderson C. A.: Numerical creep analysis of structures. Chapter 8 in *Creep and shrinkage in concrete structures* (Edited by Bazant Z.P. and Wittman F.H., [16]).
- [12] Arutiunian N. C.: *Niekotoryje woprosy teorii połuczestni*. Moskwa 1952, 323 s.
- [13] Arutunian N. C.: Połuczest' stariejuszczich matieriałow. Połuczest' bietona. *Miechanika Twierdowo Tielā*, Moskwa, nr 6/1967.
- [14] Bazant Z. P., Kim S. S.: Nonlinear creep of concrete – adaptation and flow. *Mech. Div.* (ASCE), 105, 1979, s. 419-446.
- [15] Bazant Z.P., Panula L.: Practical predictions of time dependent deformations of concrete. *Materials and Structures* (RILEM), Vol 11, 1978 (part I-IV): s. 307-316, 317-328, 415-423, 424-434, Vol 12, 1979 (part V-VI), s. 169-174, 175-183.
- [16] Bazant Z. P., Wittman F. H. (editors): *Creep and shrinkage in concrete structures*. Willey & Sons, New York 1982, 363 s.
- [17] Bazant Z. P. i inni: Material models for structural creep analysis, Charter 2 in Preprints "RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete Structures: Mathematical modeling" held in Evanston, August 26-29, 1986 (Editor Z. P. Bazant), Evanston, Illinois, 1986, s. 80-232.
- [18] Bazant Z.P., Prasanna: Solid falsation theory for concrete creep. Center for concrete and Geomaterials, The Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Report No 87-12/4985, 35 s., Również: *Cement and Concrete Research*. Vol 18, 1988, s. 923-932.
- [19] Bazant Z.P., Kim J.-K., Panula L.: Improved prediction model for time-dependent deformations in concrete: Part 1-Schrinkage, *Materials and Structures*, 24, 1991, s. 327-345.
- [20] Bazant Z.P., Kim J.-K., Panula L.: Improved prediction model for time-dependent deformations in concrete. *Materials and Structures*, 24, 1991 (part 2), s. 409-421, 25, 1992 (part 3), s. 21-28, (part 4), s. 84-94, (part 5), s. 163-169.

- [21] Bazant Z. P., Carol I. (editors): *Creep and Shrinkage of Concrete*, Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium, Barcelona, September 6-9, 1993, Chapman & Hall, London, 1993, 934 s.
- [22] Bazant Z. P.: Viscoelastic of solidifying porous material – concrete – Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fo 5.77, Stockholm (źródło - Byfors [40]).
- [23] Bazant Z.P.: Input of creep and shrinkage characteristics for a structural analysis program. *Materials and Structures (RILEM, Paris)*, Vol 15, No 88, s. 283-290.
- [24] Beliński J. A.: K woprosu ob ocenke razlicznych teorii połączestii bjetona. *Beton i Żielezobeton*, nr 3/1965.
- [25] Bellander U.: Hållfasthet i färding konstruktion, Del 1. Förstörande metoder, Rimliga kravnivåer (Strength in completed structures, part 1, in Swedish), Swedish Cement and Concrete Research Institute, Research 13:76, Stockholm 1976, (źródło - Byfors, [40]).
- [26] Bernander S., Gustafsson S.: Egenspanningar i ung betong p g a temperaturförloppet under hydrationen (Temperature stresses in early age concrete due to hydration. In Swedish with English Summary). *Nordisk Betong*, No 2, Stockholm 1981, s. 25-31 (źródło – Emborg [64]).
- [27] Bernander S.: Temperature stresses in early age concrete due to hydration. Proceedings from “International Conference on Concrete at early Ages”, (RILEM, Paris), April 6-8, 1982, Vol II, s. 218-221.
- [28] Bernander S.: Practical Measures to Avoiding Early Age Thermal Cracking in Concrete Structures. Chapter 9 in *Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, RILEM Report 15, edited by R. Springenschmid, E&FN Spon, London and New York, 1998, s. 255-314.
- [29] Boltzmann L.: Zur Theorie Elastischer Nachwirkung. Sitz. Acad d. Wiss. Math.-Naturw., Wien, 1874.
- [30] Bondariew M. W.: K wopros ob ischodnych priedposylkach teorii połączestii bjetona i ich eksperimentalnom obosnowanii. *Beton i Żielezobeton*, nr 3/1965.
- [31] BPEL 83: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint par la méthode des états-limites, Bull. Off. Fasc. Spec. no 83-31 bis, Paris, 1983, (źródło- [4]).
- [32] Brandt A., Thiel K.: Odkształcenia powolne betonu. *Rozprawy Inżynierskie*, t. VIII, z. 3/1960.
- [33] Van Breugel K.: Relaxation of young concrete. Department of Structural Concrete, Faculty of Civil Engineering. Delft University of Technology, Research Report 5-80-D8, Delft, 1980, 140 s.
- [34] Van Breugel K.: Development of temperature and properties of concrete as a function of the degree of hydration. Proceedings from “RILEM International Conference on Concrete at Early Ages”, Paris, April 6-8, 1982, Vol 1 Paris, s. 179-185.
- [35] Van Breugel K.: Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials, Technical University of Delft, Faculty of Civil Engineering, Dissertation, Delth, 1991, 295 s.
- [36] Van Breugel K.: Numerical simulation of the effect of curing temperature on the maximum strength of cement-based materials, *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s. 127-134.
- [37] Browne: Thermal movements of concrete. Current practical sheet. *Concrete*, No 3PC/06/1, November 1972, s. 51-53.
- [38] Bychawski Z.: Odkształcenia opóźnione w betonie. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, z. 1-2/1956.
- [39] Bychawski Z.: Resolving Kernel of the Volterra equation in the case of the generalized creep function. *Archiwum Mechaniki Stosowanej*, z. 2/1957.

- [40] Byfors: Plain concrete at early ages. Swedish Cement and Concrete Institute, Fo 3: 80, Stockholm 1980.
- [41] CEB/FIP: *Model code for concrete structures*. Comité Européen du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte, CEB Bulletin No 124/125-E, Paris, 1978, 348 s.
- [42] CEB-FIP *Model Code*: Comité Euro-International du Béton, Bulletin D`information No 213/214, Thomas Telford, London, May 1993, 473 s.
- [43] Christensen R. M., Lu K. H. (bez tytułu), *Journal of Mechanic Physical Solids*, **27**, No 4, 1979, s. 315-329. (źródło: Paulini and Gratl [133]).
- [44] Chudzikiewicz A.: Wpływ pełzania betonu na sprężone ustroje prętowe. *Rozprawy Inżynierskie*, z. 2,4/1956.
- [45] Ciskreli G. D.: O rastiażimosti armiowanych bieronow. *Bieton i Żelezobieton*, nr 19/1964.
- [46] Dahlblom O.: *HACON-SA program for simulation of stress in hardening concrete*. Vattenfall Hydro Power Generation, Vällingby, 1992, 77 s.
- [47] Dameron R. A., Dunham R. S., James R. J., Rashid Y. R.: Constitutive modelling of early time effects in concrete. Patrz: Bazant i Carol [21].
- [48] Dilger, W.: Methods for structural creep analysis. Chapter 9 in *Creep and shrinkage in concrete structures* (źródło - Bazant i Wittman [16]).
- [49] DIN 1045: *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*. Dez 1978 (źródło: Hamfler [78]).
- [50] Dischinger: Elastische und plastische Verformung der Eisenbeton-tragwerke. *Der Bauingenieur*, 20, No 5/6, 21/22, 31/32, 47/48, Berlin, 1939, s. 56-63, 286-294, 426-437 i 563-572.
- [51] Dyduch K., Goździewicz P.: Wzmocnienie żelbetowego zbiornika na ścieki przez sprężenie cięgnami bezprzyczepnościowymi. Mat. Konferencji Naukowo-Technicznej Awarie Budowlane, Szczecien-Międzyzdroje, 22-25 maja 1996, s. 205-212.
- [52] Dyduch K., Kamiński M., Mrozowicz J.: Wzmocnienie silosów żelbetowych poprzez sprężenie cięgnami zewnętrznymi, niskotarciowymi. Mat. XVIII Konferencji Naukowo-Technicznej Awarie Budowlane, Szczecin-Miedzyzdroje, 19-22 maja 1997, s. 217-224.
- [53] Dyduch. K: Wybrane problemy obliczeń konstrukcji sprężonych w ujęciu normy PN-B-03264:1999 i w świetle Eurokodu 2. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 4-5/2000.
- [54] Dziendziel A.: Odkształcenia reologiczne próbek betonowych poddanych rozciąganiu, II Symp. Reolog., Wrocław 1964.
- [55] Dziendziel A.: Niektóre problemy pełzania betonu w świetle doświadczeń. Dysertacja doktorska, Wrocław 1964.
- [56] Eberhardt M, Lokhorst S, Van Breugel K: On the reliability of temperature differentials as a criterion for the risk of early-age thermal cracking. Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s. 353-360.
- [57] Eimer Cz.: Podstawy teorii pełzania ustrojów hyperstatycznych wstępnie sprężonych. *Rozprawy inżynierskie*, z. 3,5/1957 (źródło – Mitzel [119]).
- [58] Eimer Cz.: Obliczenie reologiczne konstrukcji sprężonych. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, z. 3/1958 (źródło – Mitzel [119]).
- [59] Eimer Cz.: Zastosowanie transformacji Laplace'a w obliczeniach reologicznych konstrukcji sprężonych. *Rozprawy Inżynierskie*, 1958 (źródło – Mitzel [119]).
- [60] Emanuel, Hulsey: Prediction of thermal coefficient of expansion of concrete, *ACI Journal*, April 1977, s. 149-154.
- [61] Emborg M.: Temperature stresses in massive concrete structures. Viscoelastic models and laboratory tests. Division of Structural Engineering, Luleå University of technology, Licentiate Thesis, 1985:011L, 143 s.

- [62] Emborg M.: Thermal stresses in concrete structures at early ages, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Doctoral Thesis 1989:73D, 280 s.
- [63] Emborg M.: Creep of concrete at very early ages – adjustment of Triple Power law. Division of Structural Engineering, Internal Report, 1994.
- [64] Emborg M.: Development of Mechanical Behaviour at Early Ages. Chapter 5 in *Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, RILEM Report 15, edited by R. Springenschmid, E&FN Spon, London and New York, 1998, s. 76-148.
- [65] Fagerlund G: Relation between the strength and the degree of hydration or porosity of cement paste, cement mortar and concrete. Seminar on hydration of cement, Copenhagen, Nov 20th 1987. Nordisk Betonforbund/Aalborg Portland, Aalborg (źródło – Emborg [64]).
- [66] Fagerlund G.: Tendenskurvor för våra cement, trnd curves for our cements, Cementa AB Internal report, January 1991 (źródło – Emborg [64]).
- [67] Flaga K.: *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*. Monografia, Wydawnictwo PK, Kraków 2004.
- [68] Freiesleben-Hansen, Pedersen: Måleinstrument til control av betons hearing, *Nordisk Betong*, No 1, Stockholm 1977, s. 21-25 (źródło – Emborg [64]).
- [69] Garbaci A., Dobór cementów o małym cieple twardnienia do betonu masywnego w budownictwie wodnym. Sympozjum Naukowo-Techniczne Beton w Budownictwie Wodnym, Szczecin, 2000, s. 79-90.
- [70] Guénot I., Torrenti J. M., Laplante P.: Stresses in concrete ate early ages: comparison of different creep models, *Thermal Cracking in Concrete at early ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, Londen, 1995, s. 103-110.
- [71] Gutsch A., Rostásy F.S.: Young concrete under high tensile stresses-creep, relaxation and cracking, *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s. 111-118.
- [72] Gwozdiew A. A.: Tiempieraturno-usadocznyje dieformacii w massivnych bietonnych blokach. *Izwiestyja ANSSSR*, nr 4/1953 (źródło – Mitzel [119]).
- [73] Gwozdiew A. A.: *Pożuczest' bietona i puti jejo issledowanija*. Moskwa 1955 (źródło – Mitzel [119]).
- [74] Gwozdiew A., A.: Tiempieraturno-usadocznyje napriaženija w bietonnych blokach i massivnych sooruzenijach. Gosstrojizdat, Moskwa 1957 (źródło – Mitzel [119]).
- [75] Gwozdiew A. A.: Niekotoryje osobiennosti dieformirowanija bietona i teorija požuczesti. *Pożuczest stroitielnych mat. i konstr.*, Moskwa 1964 (źródło – Mitzel [119]).
- [76] Gwozdiew A. A., Galustow K. Z., Iaszczin A. W.: Ob utocznenii teorii liniejnoj požuczesti bietona. *Miechanika Twierdowo Tielea*, nr 6/1967 (źródło – Mitzel [119]).
- [77] Hamada S., Oshiro T., Hino S.: Vertical cracking of concrete tank walls. *Concrete International*, nr 10,1987, s. 50-55.
- [78] Hamfler H.: *Berechnug von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der Finiten Elemente*. Institut für Massivbau, Hannover, 1988, 159 s.
- [79] Haugaard M., Berrig A., Fredriksen J.O.: Curing technology –A2 dimensional simulation program, Proceedings from the Nordic Concrete Res. Meeting, Gothenburg, Aug 1993, The Nordic Concr. Fed., Oslo, 1993, s. 222-224 (źródło – Emborg [64]).
- [80] Helland S.: Temperatur og fasthetsutvikling i betong med v/c lavere enn 0,40. (Temperature and strength development in concrete with w/c ratios lower than 0,4. In Norwegian). *Nordisk Betong*, No 5, Stockholm 1987, s. 26-29 (źródło – Emborg [64]).

- [81] Hellman: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. *Beton*, No 2, 1969, s. 68-70 (źródło – Emborg [64]).
- [82] Henning W, Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf stein Unterbauten. Dissertation Technische Universität Braunschweig 1987.
- [83] Horden W. C., Reinhardt H.: Temperatur en spanningen im tetrapuds tijdens de verharding. *Cement*, No 12, 1986, s. 49-52 (źródło - Emborg [64]).
- [84] Harrison T. A.: Early-age thermal crack control in concrete. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), Report No 91, 1981, 48 s.
- [85] Instrukcja ITB: Stosowanie cementu powszechnego użytku wg PB-B-18701:1997 w budownictwie.
- [86] Iszliński A. J.: Prodolnyje kolebanija stierżenia pri naliczii liniejnowo zakona poslediejstwija i rielaksacii. PAM. T. IV., Moskwa 1940.
- [87] Jonasson J.-E.: Analysis of creep and shrinkage in concrete and its applications to concrete top layers. *Cement and Concrete Res.*, 8, New-York, 1978, s. 441-454.
- [88] Jonasson J.-E.: *Slipform construction – calculations for assessing protection against early freezing*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fo 4:48, Stockholm, 1984, 70 s.
- [89] Jonasson J. E.: Early strength growth in concrete – preliminary test results concerning hardening at elevated temperatures. Int. Symp. On Winter Concreting (RILEM), Espoo 1985, Technical Research Center of Finland (VTT), Espoo 1985, s. 249-254 (źródło - Emborg [64]).
- [90] Jonasson J. E.: *Modelling of temperature, moisture and stresses in young concrete*. Division of structural Engineering, Luleå University of Technology, doctoral Thesis, 1994:153D, 225 s.
- [91] JSCE (Japan Society of Civil Engineers): *Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures. Part 2*, 1986.
- [92] Kamiński M., Wróblewski R.: Analiza stanu naprężenia w silosie z betonu sprężonego. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6/93, s.243-246.
- [93] Kanstad T.: *Nonlinear analysis considering time-dependent deformations and capacity of reinforced and prestressed concrete*. Dissertation, Division of Concrete Structures, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, May 1990, 360 s. (źródło – Emborg [64]).
- [94] Kasai, Yokoyama, Matsui: Tensile properties of early-age concrete. Proceedings of the 1971 International Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Vol IV, s. 288-299.
- [95] Kiernożycki W.: *Betonowe konstrukcje masywne, Teoria, Wymiarowanie, Realizacje*. Polski Cement, Kraków 2003.
- [96] Kimura K., Ono S.: Evaluation of thermal crack occurrence in massive concrete structures. *Concrete Library of JSCE*, No. 11, June 1988, s. 59-81 . (źródło – Emborg [64]).
- [97] Kisiel I.: *Reologia w budownictwie*. Arkady, Warszawa 1967.
- [98] Kjellsen K., Detwiler R.: Later-age strength prediction by a modified maturity model, submitted for publication in *ACI Journal of Materials*.
- [99] Kłapoć M.: Szybkość narastania odkształceń spowodowanych pęczaniem betonu. III Sesja Naukowa Wydziału Budownictwa Lądowego P. Wrocławskiej, 1968.
- [100] Kłapoć M.: *Nieliniowe pęczanie betonu*. Dysertacja doktorska, Wrocław, 1969.
- [101] Kuś S.: *Konstrukcje sprężone kołowo-symetryczne. Rury-zbiorniki-silosy*. Arkady, Warszawa, 1960.
- [102] Kuś S., Ludera P., Łukaszyński J., Pietrzyk A., Bajorek G.: Sprężanie młodego betonu jako metoda eliminacji zarysowań termicznych i skurczowych ścian zbiorników żelbetowych. XLIV Konferencja Naukowa KILIW I KN PZITB, Poznań-Krynica, 1998, s.121-128.
- [103] Kuś S., Woliński Sz.: Sprężanie młodego betonu jako metoda eliminacji zarysowań termicznych i skurczowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6/99, s. 327-330.

- [104] Laplante, P.: *Propriétés mécaniques des bétons durcissants: analyse compare des bétons classiques et à très hautes performances*. Doctoral Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1993, published in Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, 1995.
- [105] Laube M.: *Werstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter*. Doctoral Thesis, Universität Braunschweig, 1990, 251 s. (źródło - emborg [64]).
- [106] Levi. F., Pizzetli G.: *Fluage, Plasticité, Précontrainte*. Dunod, Paris, 1951.
- [107] Libura S.: Sprężanie konstrukcji kołowo-symetrycznych ciągniami bezprzyczepnościowymi. Mat. X Konferencji naukowo-Technicznej Żelbetowe i Sprężone Zbiorniki na Materiały Sypkie i Ciecze, Kraków, 23-25 listopada 1995, s. 341-349.
- [108] Locher: Beton, Heft 7, 1976, s. 247-249 i No 8, 1976, s. 283-285 (źródło - van Breugel [35]).
- [109] Lokhorst S. J., van Breugel K.: From microstructural development towards prediction of macro stresses in hardening concrete, *Thermal Cracking in Concrete at early ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s. 71-78.
- [110] Maatjes E., van Breugel K.: Temperatur – ein Sterkteontwik-keling a verhardend beton. *Cement*, No 5, 1986, s. 44-52.
- [111] Masłow G. N.: Tiermiczeskoje napriazhennoje sostojanije bietonnych massiwow pri ucztocie polzuczestii bietona, *Iswiestija NIIG*, T. 28, 1941.
- [112] Mitzel A.: Problemy pełzania betonu w złożonym stanie naprężeń. I Symp. Reol. Wrocław, 1961.
- [113] Mitzel A.: Reologia betonowych płyt wstępnie sprężonych w świetle badań. II Symp. Reol. Wrocław, 1964.
- [114] Mitzel A., Kłapoć M.: O superpozycji odkształceń skurczu I pełzania. III Symp. Reol. T. I, Wrocław, 1966.
- [115] Mitzel A.: Funkcja pełzania i skurczu betonu. III Symp. Reol. T. I, Wrocław, 1966.
- [116] Mitzel A.: Concrete Creep and Shrinkage Functions. Build. Sci. Vol. 2, Oxford, London, New York, Paris, 1967.
- [117] Mitzel A., Włodarczyk J.: Reologia żelbetowych elementów zginanych. Mat. Konf. Nauk. Krynica, T. II, 1968.
- [118] Mitzel A., Kłapoć M.: Test on the non linear creep of concrete. Building Science, Oxford, London, 1968.
- [119] Mitzel A.: *Reologia betonu*. Arkady, Warszawa, 1972, 219 s.
- [120] Morimoto H., Koyangi W.: Estimation of stress relaxation in concrete at early ages, *Thermal Cracking in Concrete at early ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s. 95-102.
- [121] Neville A. M.: *Properties of concrete*. Pitman Publishing Limited, London, 685 s.
- [122] Neville A. M., Dilger W. H., Brooks J.: *Creep of plain and structural concrete*. Construction Press, Longman Group Limited, New York, 1983, 361 s.
- [123] Nischio H.: Prestressed concrete tank - OHNA regulation reservoir. Presteressed Concrete in Japan -1990, JPCEA, National Reports, Congress of the FIP. Hamburg, 4÷9 June 1990, s. 97÷100.
- [124] Nolting E.: Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Beton, Dissertation, Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, Technische Universität Hannover, Heft 56, Hannover, 1989, 206 s.
- [125] NS3473: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregningsog konstrukt-sjonsregler, (Design of concrete structures) Norges Standardiseringsforbund, 1988 (źródło - Emborg [64]).
- [126] Okai D., Kitamura H., Hasegawa H., Hamada F.: Computer based construction techniques applied to prestressed concrete dike for LNG Storage. FIP Symposium

- Modern Prestressing Techniques and Their Applications, Kyoto, Japan, 17÷20 October 1993, proceedings, Vol. III, s. 1299-1306.
- [127] Olszak W.: Z zagadnień teorii elementów uzwojonych w świetle reologicznych własności materiałów. *Archiwum Mechaniki Stosowanej*, z. 2/VI, 1954.
- [128] Olszak W.: Stępień A: Efekty reologiczne i zjawisko dziedziczności w sprężonych elementach uzwojonych. I Symp. Reol., Wrocław 1961.
- [129] Oluokum F., Burdette E., Deatherage H.: Elastic Modulus, Poisson's Ratio and Compressive Strength Relationship at Early Ages, *ACI Materials Journal*, 88, No 1, January-February 1991, s. 3-10.
- [130] Oluokum F., Burdette E., Deatherage H.: Splitting Strength and Compressive Strength Relationship at Early Ages. *ACI Materials Journal*, 88, No 2, March-April 1991, s. 115-121.
- [131] Ohshita H., Ishikawa Y., Tanabe T.: Creep mechanism of early age concrete modeling with two phase porous material, patrz Bazant i Carol [21], s. 465-470.
- [132] Parrot I.: Effect of loading at early ages upon creep and relaxation of concrete. RILEM Committee 42-CEA Internal report UK5, 1978 (źródło - Byfors [40]).
- [133] Paulini P., Gratl N.: Stiffness formation of early age concrete. *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s.63-70.
- [134] Persoz B.: *Introduction à l' Étude de la Rhéologie*. Dunod, Paris, 1960.
- [135] Pfefferle R.: Das Kriechen des Betons, eine kritisch gedämpfte Schwingung, *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 12, 1979, s 269-301.
- [136] PN-B-03264: grudzień 2002: *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [137] PN EN 197-1:2002 *Cement - Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku*.
- [138] Powers & Brownard: Studies of physical properties of hardened Portland cement paste. Research Laboratories PCA, Bulletin 22-1948 (źródło - Fagerlund [65]).
- [139] Prokopowicz J. E.: *Wlijaniye dlitelnykh processov na naprazhennoye i dieformiruwannoje sostojaniye sooruzenij*. Moskwa, 1963.
- [140] Prokopowicz J. E., Ulicki J. J.: *O teorijach połzuczest' bjetona. Połzuczest' stroitelnykh matieriałow i konstrukcij*. Moskwa, 1964.
- [141] Pucher A.: *Lehrbuch des Stahlbetonbaues*. Wien, 1953 (źródło – Mitzel [119]).
- [142] Rostásy F. S., Budelmann H.: Creep of concrete with variable moisture cement at elevated temperatures up to 90°C. Creep and shrinkage of concrete. Mathematical modeling (RILEM), Technological Institute. Northwestern University, Evanston, 1986, s. 581-590 (źródło - Emborg [64]).
- [143] Rostásy F. S., Tanabe T., Laube M.: Assessment of External Restraint. Chapter 6 in *Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, RILEM Report 15, edited by R. Springenschmid, E&FN Spon, London and New York, 1998, s. 149-177.
- [144] Rostásy F. S., Henning W.: Zwang in Stahlbetonwänden auf Fundament. *Beton- und Stahlbetonbau*, 84, 1989, H.8, s.208-214, H.9, s.232-238.
- [145] Rostásy F. S., Gutsch A., Laube M.: Creep and relaxation of concrete at early ages-experiments and mathematical modeling. Patrz Bazant i Carol [21], s. 453-458.
- [146] Le Roy R.: Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances. Doctoral Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1995 (źródło - Emborg [64]).
- [147] Rżanicyn A. R.: *Niekotoryje woprosy miechaniki sistiem dieformirujuszczichsia wo wriemeni*. Moskwa 1949.
- [148] Sattler K.: *Theorie der Verbundkonstruktionen*, Band I. u. II. W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1959 (źródło – Mitzel [119]).

- [149] Serra I., Marri A. R., Martinez-Abella F. Lopez-Almanza F.: Experimental measurement of creep and shrinkage of early-demolded reinforced concrete beams. Patrz Bazant i Carol [21], s. 471-477.
- [150] Seruga A.: *Analiza stanów naprężenia i odkształcenia w powłokach zbiorników cylindrycznych z betonu sprężonego*. Monografia 289, Politechnika Krakowska, Kraków, 2003, 200 s.
- [151] Seruga A., Faustmann D.: Zastosowanie cięgien bezprzyczepnościowych do eliminacji rys termicznych i skurczowych w ścianach żelbetowych zbiorników cylindrycznych. *Czasopismo Techniczne*, nr 98-101, wrzesień-grudzień 2003, s. 6-11.
- [152] Seruga A., Szydłowski R., Zych M.: Strain state of early age reinforced concrete wall fixed at the bottom edge. Proceedings of Analytical Model and New Concepts in Concrete and Masonry Structure Conference, Ustroń-Gliwice, 12-14 June 2005.
- [153] Seruga A., Szydłowski R., Zych M.: Vertical cracking of reinforced concrete cylindrical tank wall at early age state. Proceedings of The 8th Conference Shell Structures Theory and Applications, Gdańsk-Jurata, 12-14 October 2005.
- [154] Seruga A., Szydłowski R.: Doświadczalna ocena rozkładu temperatury w dolnym segmencie ściany WKF w okresie dojrzewania betonu. XIII Konferencja Naukowo-Techniczna Żelbetowe i Sprężone Zbiorniki na Materiały Sypkie i Ciecze, Szklarska Poręba, 26-29 września 2007.
- [155] Sørensen E.: Betons haerdeforme. Beton-Teknik, Aalborg Portland Cto, 1981.
- [156] Staffa M.: Zur Vermeidung von Hydratationsbedingten Rissen in Stahlbetonwänden. *Beton und Stahlbetonbau*. H. 1, 1994, s. 4-8.
- [157] Stoffers H: Cracking due to shrinkage and temperature variation in walls. *Heron*, vol. 23, No. 3, 1978.
- [158] Swedish Concrete Handbook: (In Swedish) Svensk Byggtjänst, Stockholm, 1994 (źródło - Emborg [64]).
- [159] Szydłowski R.: Odkształcenia betonu sprężonego w młodym wieku. VI Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej: Budownictwo, z. 104, Gliwice-Wiśła, 17-18 listopada 2005.
- [160] Szydłowski R.: Badania płyt do nawierzchni sprężonych dróg i lotnisk. VII Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej: Budownictwo, z. 105, Gliwice-Wiśła, 9-10 listopada 2006.
- [161] Szydłowski R.: Experimental research of of elary age prestressed concrete for road and airport pavements. 10th Professional Conference of Postgraduate Students, Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, 23 January 2008.
- [162] Tanabe T., Ishikawa: Time dependent behaviour of concrete at early ages its modeling. Patrz Bazant i Carol [21].
- [163] Tanabe T.: Measurment of Thermal Stresses in Situ. Chapter 8 in *Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, RILEM Report 15, edited by R. Springenschmid, E&FN Spon, London and New York, 1998, s. 231-254.
- [164] Taplin J. M.: A method for following the hydration reaction in Portland cement paste. *Australian Journal of Applied Science*, 10, 3 (źródło - Fagerlund [65]).
- [165] Trost H.: Spannungs-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Beton Herstellung Verwendung Hb, Düsseldorf 1966 (źródło – Mitzel [119]).
- [166] Trost H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech – und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. *Beton und Stahlbetonbau*, nr 10, 11/1967 (źródło – Mitzel [119]).
- [167] Ulicki J. J., Czhan Czun Jo, Gołyszew A. B.: *Raszczot żelzobietonnych konstrukij s ucztom dlitelnych processow*. Kijew 1960.
- [168] Ulicki J. J.: Praktyczeski mietod raszczotnowo opriedielenija dieformacij połuczestii i sadki bietonow. *Bieton Beton Żelzobieton*, nr 4/1962.

- [169] Ulicki J. J.: *Teorija i rasczot żelazobietonnych stierzniwnych konstrukcij s uczotom dlitielnych processow*. Kijew 1967.
- [170] Umehara H., Uehara T., Iisaka T., Sugiyama A.: Effect of creep in concrete at early ages on thermal stresses, *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s. 79-86.
- [171] Wasiliew P. J.: Swiaz' mieżdu napriażenijami i dieformacijami w bietonije pri szatii z uczotom wlijania wriemieni. *Izwiestija WNJJG*, tom 45, 1951.
- [172] Wasiliew P. J.: Niekotoryje woprosy płasticzeskich dieformacij bietona. *Izwiestija WNJJG*, tom 49, 1953.
- [173] Weigler, Karl: Junger Beton – Beanspruchung – Festigkeit – Verformung. Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule. Darmstadt, 1974, Nr 20, 55 s. (źródło - Emborg [64]).
- [174] Wesche K.: *Baustoffe für tragende Bauteile*, Band 2: Beton. Bauverlag, Wiesbaden-Berlin, 1981 (źródło - Hamfler [78]).
- [175] Westman G.: Basic creep and relaxation of young concrete, *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, Proceedings of the RILEM International Symposium, edited by R. Springenschmid, E & FN Spon, London, 1995, s. 87-94.
- [176] Westman G.: Thermal cracking in high performance concrete. Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, Licentiate Thesis, 1995:27L, 122 s. (źródło - Emborg [64]).
- [177] Whitney C.: Plain and reinforced concrete arches. *Journal ACI*, 1932 (źródło - Mitzel [119]).
- [178] Wierig H.J.: The creep behaviour of heat-treated concretes loaded at an early age. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, Heft 6, 1985, s. 369-373.
- [179] Wierig H-J: Kriechen and Relaxation. Verhalten von jungen Beton, *Beton*, no 1, 1988, s. 17-20.
- [180] Wilson R.: Further development of the Improved Dischinger Method, preprints, Int. Symp. Creep and Shrinkage of Concrete: Mathematical Modelling, August 26-29, Evanston 1986, (Ed. Bazant Z.P.), Evanston, 1986, s. 873-878 (źródło - Emborg [64]).
- [181] Wittman F. H., Roelfstra P. E., Mihashi H., Huang Y. J., Zhang X. H., Nomura N.: Influence of age at loading, water-cement ration and rate of loading on fracture energy of concrete, *Materials and Structures*, 20, No 116, 1987, s. 103-110.
- [182] Wiśniewski Z.: Reologiczna teoria zmienności odkształceń narzuconych w zastosowaniu do betonu zbrojonego i sprężonego. *Arch. Inż. Łąd.*, z. 1/1961.
- [183] Wiśniewski Z.: Mechanika sprężonych i zbrojonych konstrukcji prętowych w ujęciu reologicznym. *Rozprawy Inżynierskie*, z. 1/1962.
- [184] Wiśniewski Z.: Funkcje pełzania i skurczu w teoriach i normach konstrukcji z betonu. *Zeszyty Naukowe Politechniki Szczecińskiej*, nr 65/1964.
- [185] Voltera V.: *Fonctions de lignes*. Gauthier-Villard, Paris, 1960 (źródło - Mitzel [119]).
- [186] Zerna W., Trost H.: Rheologische Beschreibungen des Werkstoffes Beton. *Beton und Stahlbetonbau*, Heft 7/1967.