

POLITECHNIKA OPOLSKA

Wydział Budownictwa  
Katedra Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich

mgr inż. Mariusz Kupina

Rozprawa doktorska

**NOŚNOŚĆ KRĘPYCH OSIOWO ŚCISKANYCH SŁUPÓW  
STALOWO – BETONOWYCH W POSTACI KWADRATOWYCH RUR  
WYPEŁNIONYCH BETONEM ZWYKŁYM**

Promotor: dr hab. inż. Edward Małek, prof. WST

Opole, styczeń 2015 r.

Autor składa podziękowania

Panu dr hab. inż. Edwardowi Małkowi – promotorowi niniejszej pracy – za cenne uwagi oraz bezcenną pomoc podczas jej realizacji;

Panu dr inż. Bronisławowi Jędraszakowi za pomoc w przeprowadzeniu badań doświadczalnych;

Rodzinie za wsparcie, życzliwość, wyrozumiałość i wszelką pomoc w trakcie realizacji niniejszej pracy.

## SPIS TREŚCI

	Str.
1. Wprowadzenie .....	4
2. Przegląd aktualnego stanu wiedzy dotyczącej słupów typu CFST.....	7
2.1. Badania doświadczalne Shakira Khalila i innych [36, 37] .....	7
2.2. Badania doświadczalne i teoretyczne Schneidera [35].....	12
2.3. Późniejsze publikacje zagraniczne.....	14
2.4. Publikacje krajowe.....	22
2.5. Podsumowanie przeglądu literatury.....	23
3. Cel i tezy rozprawy.....	25
4. Zakres rozprawy.....	26
5. Badania doświadczalne własne.....	27
5.1. Badania materiałowe betonu i stali .....	27
5.1.1. Ogólna charakterystyka stali stosowanych do produkcji rur kwadratowych..	27
5.1.2. Badania wytrzymałościowe stali w rurach stosowanych w badaniach.....	32
5.1.3. Badania wytrzymałościowe betonu wypełniającego stalowe rury.....	36
5.2. Badania krępych słupów stalowo – betonowych .....	42
5.2.1. Elementy badawcze.....	42
5.2.2. Stanowisko do badań słupów krępych.....	43
5.2.3. Stanowisko do badań słupów smukłych.....	43
5.2.4. Sposób obciążania elementów badawczych.....	47
5.2.5. Mierzone wielkości .....	49
6. Opracowanie i analiza rezultatów badań eksperymentalnych własnych.....	50
7. Model numeryczny pracy statyczno wytrzymałościowej krępego osiowo ściskanego słupa stalowo – betonowego w postaci kwadratowej rury stalowej wypełnionej betonem.....	60
7.1. Analiza MES krępego słupa stalowego nie wypełnionego betonem.....	61
7.2. Analiza MES nieskrępowanego rdzenia betonowego (bez płaszcza stalowego).....	67
7.3. Analiza MES krępego słupa stalowo – betonowego (typu CFST) .....	71
8. Weryfikacja końcowego modelu numerycznego MES na podstawie badań własnych....	85
8.1. Porównanie wielkości pomierzonych i obliczonych.....	85
8.2. Numeryczne uzupełnienie weryfikacji .....	90

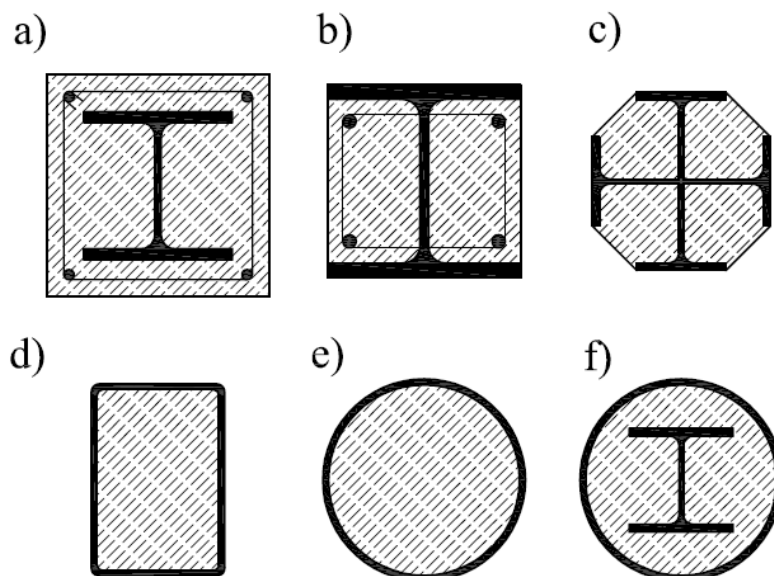
9. Praktyczne sposoby obliczania nośności osiowo ściskanych słupów stalowo-betonowych typu CFST o przekroju kwadratowym.....	94
9.1. Informacje ogólne i obliczenia wstępne.....	94
9.2. Sposoby proponowane przez Eurokod 4 [N2] i polską normę [N1].....	96
9.3. Sposób proponowany przez normę japońską prezentowany w [31].....	98
9.4. Propozycje własne obliczania średniej nośności osiowo ściskanych krępych słupów CFST o przekroju kwadratowym.....	99
9.4.1. Sposób uwzględniający poziome rozciąganie płaszcza stalowego spowodowane poprzecznymi naciskami betonu.....	99
9.4.2. Sposób uwzględniający wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie spowodowany skrępowaniem betonu .....	103
10. Wnioski końcowe.....	106
Literatura .....	108
Wykaz norm.....	112
Załączniki.....	113
Załącznik A .....	113
Załącznik B .....	120
Załącznik C .....	124
Załącznik D .....	132
Załącznik E .....	135
Załącznik F .....	138
Załącznik G.....	139

## 1. Wprowadzenie

Na świecie w krajach rozwiniętych, oprócz od dawna powszechnie stosowanych w budownictwie konstrukcji żelbetowych coraz szersze zastosowanie znajdują zespolone konstrukcje stalowo-betonowe. Stanowią one najczęściej elementy nośne w obiektach budownictwa komunalnego, przemysłowego, a także w mostach i wiaduktach. Od niedawna są one także chętnie stosowane w budynkach wysokich. Do krajów w których konstrukcje zespolone stalowo-betonowe są szerzej stosowane, zaliczyć można Niemcy, Australię, Wielką Brytanię, Stany Zjednoczone, Chiny i Japonię.

W Polsce wciąż jeszcze zakres stosowania tych konstrukcji jest niewielki i ogranicza się głównie do obiektów mostowych. Przyczyną, która nadal hamuje szersze stosowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych w kraju jest ciągły niedosyt przedmiotowej literatury technicznej i badań eksperymentalnych tego rodzaju konstrukcji, pozwalających na efektywne ich projektowanie.

Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe powstają przez połączenie stalowych elementów konstrukcyjnych w postaci kształtowników lub rur stalowych wypełnionych niezbrojonym lub zbrojonym betonem, w taki sposób, aby można je było traktować w obliczeniach jako jeden ustrój. Zespolenie stali i betonu uzyskiwane jest za pomocą specjalnych łączników stalowych, klejów lub wyłącznie dzięki dobrej przyczepności obu tych materiałów.



**Rys. 1.** Przekroje poprzeczne najczęściej stosowanych słupów zespolonych [N1, N2], w postaci: a, b, c) obetonowanych kształtowników stalowych, d, e) rur stalowych wypełnionych betonem, f) rury stalowej wypełnionej betonem, zawierającej wewnętrzny kształtownik stalowy

Zespolone stalowo-betonowe słupy o przekroju jak na rys. 1 powstają bądź to przez obetonowanie kształtowników stalowych betonem zbrojonym (rys. 1 a, b) lub niezbrojonym (rys. 1 c), bądź też drogą wypełnienia betonem stalowych rur prostokątnych (rys. 1 d) lub okrągłych (rys. 1 e, f), przy czym niekiedy dodatkowo wypełnia się je kształtownikami stalowymi (rys. 1 f) lub prętami zbrojeniowymi. W tego rodzaju słupach zespolenie betonu ze stalą odbywa się głównie drogą przyczepnościową.

Jak wynika z rys. 1 do kategorii zespolonych słupów stalowo-betonowych należą również wypełnione betonem stalowe elementy rurowe o przekroju kołowym lub prostokątnym oznaczane powszechnie na świecie pochodzącym z angielskiego skrótem CFST. Skrót ten – utworzony z pierwszych liter wyrazów tworzących nazwę: „Concrete Filled Steel Tubes” (co oznacza: „Rury stalowe wypełnione betonem”) – będzie stosowany w dalszym ciągu niniejszej rozprawy.

Słupy typu CFST zaczęto sporadycznie stosować jeszcze na początku XX wieku. Już wtedy zauważono wiele zalet tych konstrukcji. Przede wszystkim odznaczają się one większą nośnością, w tym również w obszarze pozakrytycznym, w którym występują stosunkowo duże odkształcenia i przemieszczenia, w porównaniu ze słupami żelbetowymi o tym samym przekroju. Płaszcz stalowy rury otulający szczelnie betonowy rdzeń słupa typu CFST jest uodporniony na lokalne wyboczenie w trakcie jego eksploatacji, a także na mechaniczne uderzenia. Zwiększa również odporność ogniową słupa. Ponadto, w porównaniu ze słupami żelbetowymi, słupy typu CFST charakteryzują się znacznie mniej gwałtownym mechanizmem zniszczenia. Są również mniej wrażliwe na drgania i na duże przemieszczenia, co sprawia, że są one chętnie stosowane w budownictwie na terenach o aktywności sejsmicznej. Na tych bowiem terenach podczas trzęsień ziemi słupy takie narażone są na znaczne drgania poziome i towarzyszące im duże deformacje. W Polsce mogą być z powodzeniem stosowane na terenach górniczych, narażonych na występowanie zjawisk parasejsmicznych zwanych tąpnięciami.

Dodatkową ważną zaletą słupów typu CFST jest możliwość ich produkcji w zakładach prefabrykacji przy zastosowaniu prostej technologii. W zakładach takich produkować można prefabrykaty w postaci odcinków słupów typu CFST, scalanych następnie na budowie. Dzięki temu uniknąć można kosztownych deskowań na budowie i znacznie skrócić czas wznoszenia obiektów.

Należy także podkreślić, iż w budynkach szkieletowych zawierających słupy typu CFST ułatwione jest też łączenie stalowych elementów belkowych ze słupami drogą mocowania ich do płaszcza stalowego za pomocą spawania lub na śruby.

Przedstawione wyżej zalety słupów typu CFST spowodowały, że od ponad pięćdziesięciu lat są one z powodzeniem szeroko stosowane w budownictwie powszechnym i obiektach mostowych w takich krajach, jak Stany Zjednoczone, Japonia, Chiny i Rosja oraz w mniejszym stopniu w Niemczech czy Wielkiej Brytanii. W Polsce obiekty ze słupami typu CFST ciągle należą do rzadkości.

Dotychczas stosunkowo najlepiej – pod względem teoretycznym i eksperymentalnym – rozpoznane zostały elementy typu CFST o przekroju kołowym, osiowo lub mimośrodowo ściskane. W tego bowiem rodzaju słupach, zwłaszcza osiowo ściskanych, na skutek ograniczenia odkształceń poprzecznych (poziomych) betonu przez otaczający go cylindryczny płaszcz stalowy powstaje w betonie stan trójosiowego ściskania. To zjawisko skrępowania rdzenia betonowego przez opinający go płaszcz stalowy powoduje wzrost nośności stalowo-betonowych słupów typu CFST o przekroju okrągłym, co uwzględnione zostało w istniejących w Polsce normach [N1] i [N2] wraz z załącznikiem [N3]. Skrępowanie betonu uwzględniono w tych normach poprzez zastosowanie odpowiednich współczynników zwiększających nośność kołowych elementów CFST. Natomiast współczynnikom tym nadano wartość równą jedności we wzorach określających nośność ściskanych elementów CFST o przekroju prostokątnym, to znaczy przyjęto, że w tego rodzaju słupach CFST skrępowanie betonu jest znikome, nie mające wpływu na wzrost nośności słupów.

Niniejsza rozprawa stanowi sprawdzenie słuszności podejścia wyżej wymienionych norm w odniesieniu do osiowo ściskanych krępych słupów typu CFST o przekroju kwadratowym. Przedmiotem eksperymentalno – teoretycznej analizy uczyniono zespolone słupy CFST z płaszczem stalowym w postaci rur kwadratowych ze szwem profilowanych na zimno, mających wyokrąglone pionowe krawędzie. W analizie teoretycznej tych słupów, przeprowadzonej za pomocą programu ABAQUS, pominięto wpływy zjawisk reologicznych, skurczu (pomijalnie małego wg [42]) i pełzania betonu, gdyż ograniczone badania krępych słupów CFST można było przeprowadzać tylko jednorazowo, monotonicznie aż do zniszczenia. Z analizy wyłączono kwadratowe słupy CFST wykonywane z prostokątnych blach o wydłużonym kształcie, spawanych wzdłuż pionowych krawędzi.

## **2. Przegląd aktualnego stanu wiedzy dotyczącej słupów typu CFST**

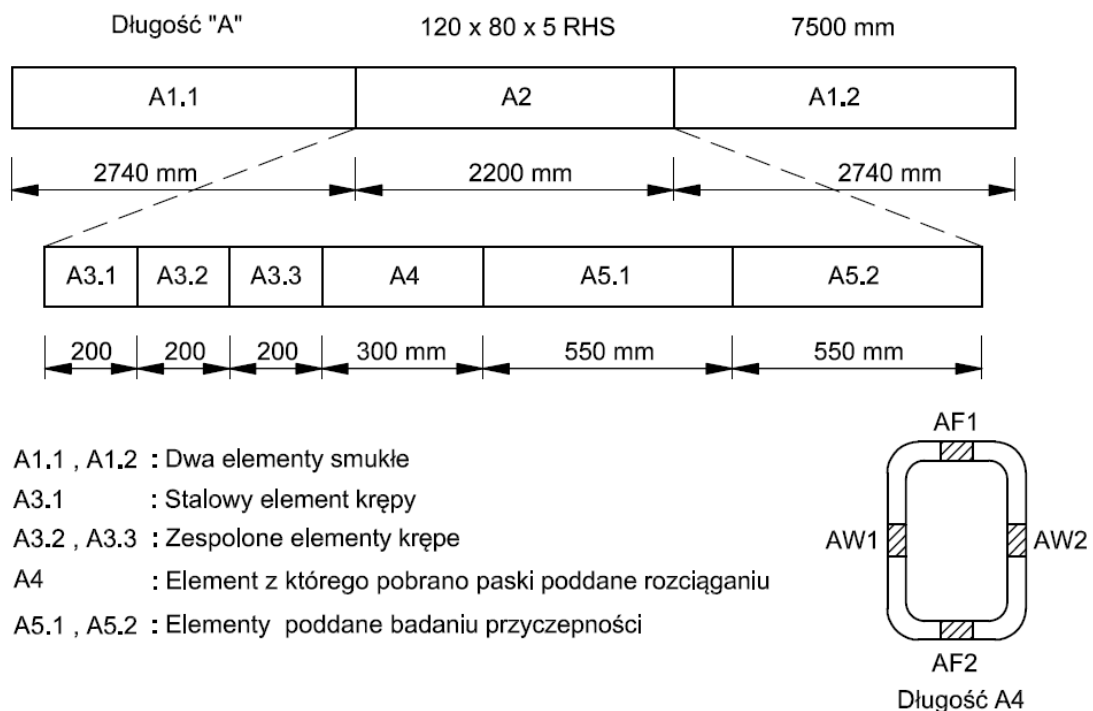
Słupy stalowo-betonowe w postaci stalowych rur okrągłych wypełnionych betonem podanych ściskaniu były przedmiotem bardzo dużej liczby publikacji, przedstawiających szczegółowo ich zachowanie się i nośność pod osiowym obciążeniem statycznym, stwierdzone na podstawie licznych badań eksperymentalnych i analiz teoretycznych. W nieco mniejszym stopniu zajmowano się ściskanymi osiowo rurami stalowymi o przekroju kwadratowym i prostokątnym wypełnionymi betonem. Stąd też niniejszy przegląd literatury obejmuje pozycje przedstawiające eksperymentalne i teoretyczne badania tego rodzaju elementów, ze szczególnym zwróceniem uwagi na elementy osiowo obciążone o przekroju kwadratowym.

Najwięcej cennych szczegółów dotyczących metodyki eksperymentalnych badań osiowo – a także mimośrodowo – ściskanych prostokątnych stalowych rurowych elementów wypełnionych betonem, zawierają publikacje [35, 36, 37], przy czym praca [35] oprócz analizy wyników badań doświadczalnych zawiera także analityczne studium rezultatów badań. Prace te, pochodzące z końca dwudziestego wieku, zawierają pewne cechy oryginalności. W związku z tym, stanowiły one dla autora niniejszej rozprawy pewien wzorzec przy planowaniu i przeprowadzaniu własnych badań doświadczalnych, a także przy dokonywaniu teoretycznej analizy otrzymanych rezultatów badań. Z tego względu, najpierw te trzy publikacje zostały omówione oddzielnie, z podaniem najbardziej istotnych szczegółów.

### **2.1. Badania doświadczalne Shakira Khalila i innych [36, 37]**

Przeprowadzone badania doświadczalne, których wyniki zaprezentowano w [37], obejmowały siedem zespolonych słupów smukłych w postaci stalowych rur o przekroju prostokątnym 120x80x5 wypełnionych betonem zwykłym. Maksymalna frakcja kruszywa mieszanki betonowej użytej do wypełnienia stalowych rur wynosiła 10 mm. Uzupełnieniem wyników badań tych słupów były pilotażowe badania zrealizowane na krótkich krępych zespolonych stalowo-betonowych elementach badawczych o tym samym przekroju. Próbkę badawczą, które poddano badaniom laboratoryjnym podzielono na cztery długości, ich wymiary pokazano na rys 2.



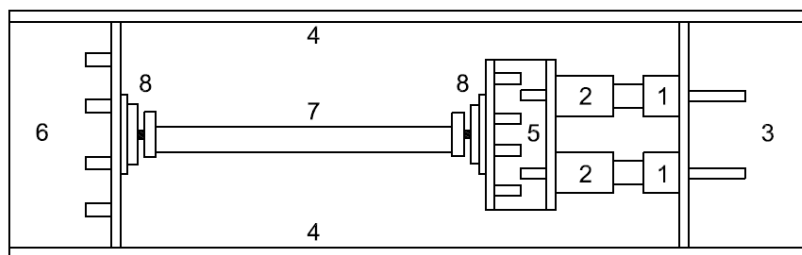


- A1.1 , A1.2 : Dwa elementy smukłe
- A3.1 : Stalowy element krępy
- A3.2 , A3.3 : Zespólone elementy krępe
- A4 : Element z którego pobrano paski poddane rozciąganiu
- A5.1 , A5.2 : Elementy poddane badaniu przyczepności

**Rys. 2.** Wymiary oraz sposób podziału próbek zastosowanych w badaniach słupów zespolonych w postaci stalowej rury prostokątnej wypełnionej betonem [37]

Wyniki zaprezentowane w pracy [37] dotyczyły głównie siedmiu ww. słupów smukłych o długości 2760 mm. Do długości całkowitej słupów doliczono blachy czołowe o grubości 15 mm, dospawane na obydwu końcach słupa. Uwzględniając sposoby zamocowania próbek na stanowisku badawczym długości próbek ostatecznie przyjęto równą 3210 mm względem dłuższej osi przekroju poprzecznego słupa oraz 2940 mm względem krótszej osi przekroju poprzecznego słupa.

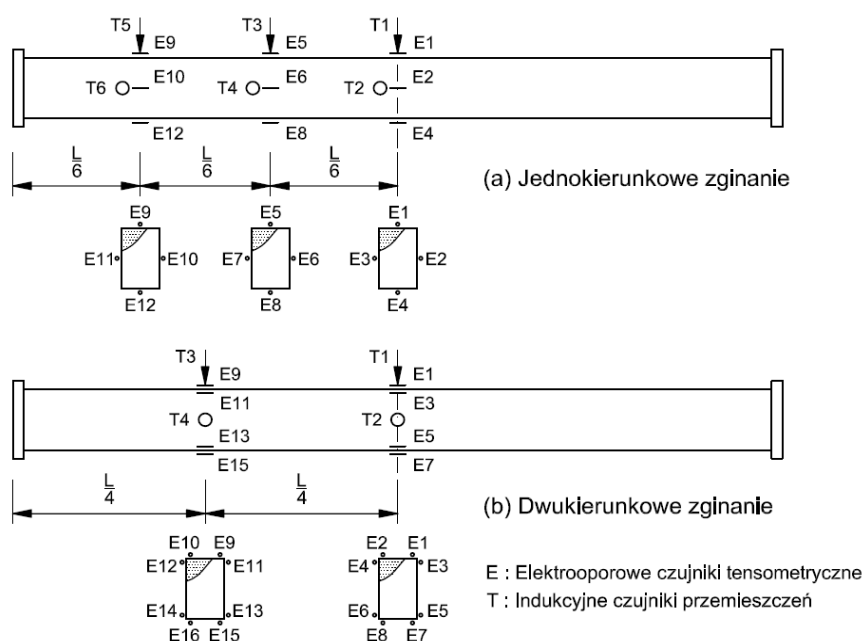
Jeden element badawczy poddano osiowemu ściskaniu, dwa elementy poddano jednokierunkowemu zginaniu względem dłuższej osi przekroju poprzecznego, dwa elementy poddano jednokierunkowemu zginaniu względem krótszej osi przekroju poprzecznego, natomiast pozostałe dwa poddano dwukierunkowemu zginaniu. Badania doświadczalne na słupach smukłych wykonano przy ich poziomym ułożeniu na specjalnie skonstruowanym stanowisku (rys. 3). Stanowisko to wyposażone zostało w dwa siłowniki hydrauliczne, o maksymalnej łącznej sile nacisku równej 10 000 kN. Schemat stanowiska do badania słupów w poziomie, które niezwykle rzadko stosuje się w badaniach opisywanych w literaturze światowej pokazano na rysunku 3.



- |   |  |
|---|--|
| 1 - Dwa siłowniki o udźwigu 5000 kN każdy | 5 - Głowica poprzeczna                 |
| 2 - Bloki obciążające                     | 6 - Głowica ruchoma                    |
| 3 - Głowica sztywno osadzona              | 7 - Badany element                     |
| 4 - Ciągna                                | 8 - Płyta obciążająca o grubości 75 mm |

**Rys. 3.** Schemat stanowiska do badania w poziomie słupów zespolonych stalowo - betonowych [37]

Bardzo interesujący jest pokazany w pracy [37] schemat rozmieszczenia tensometrów elektrooporowych oraz indukcyjnych czujników przemieszczeń na płaszczy stalowym w badanych elementach smukłych. W przypadku osiowego ściskania oraz jednokierunkowego zginania ustalono trzy poziomy pomiarów odkształceń oraz przemieszczeń odpowiednio w 1/2, 1/3 oraz 1/6 wysokości słupa, natomiast w przypadku dwukierunkowego zginania ustalono dwa poziomy pomiarów w 1/2 oraz 1/4 wysokości badanego słupa. Zastosowane tensometry elektrooporowe mierzyły tylko odkształcenia w kierunku równoległym do osi płaszcza stalowego, odkształceń poziomych w słupie nie mierzono w ogóle. Szczegółowy schemat rozmieszczenia czujników pomiarowych pokazano na rysunku 4.



**Rys. 4.** Schemat rozmieszczenia czujników pomiarowych na badanych słupach smukłych [37]

Przed przystąpieniem do badań eksperymentalnych zasadniczych przeprowadzono w [37] również badania na krótszych (krępych) siedmiu elementach, o długości 200 mm oraz 500 mm.

Próbki krępe o wysokości 500 mm poddane były obciążeniu osiowemu, przykładanemu do rdzenia betonowego w celu otrzymania sił przyczepnościowych występujących na styku płaszcza stalowego i rdzenia betonowego. Próbki te miały te same wymiary geometryczne oraz tę samą klasę betonu, natomiast otrzymane wartości sił przyczepnościowych różniły się od siebie dość wyraźnie. W pracy [37] stwierdzono, że na taki stan rzeczy mogą mieć wpływ istniejące imperfekcje geometryczne płaszcza stalowego oraz skurcz betonu, którego wpływ jest znacznie korzystniejszy w słupach o przekroju okrągłym oraz elementach zawierających pręty zbrojeniowe.

Próbki badawcze o wysokości 200 mm poddano obciążeniu osiowemu oraz mimośrodowemu, którego kierunki oraz wielkości były ściśle określone. Otrzymane w [37] wartości sił niszczących oraz momentów granicznych porównano z wartościami odpowiednich sił i momentów obliczonych w oparciu o założenia i wytyczne normy brytyjskiej BS 5400. Uzyskane wyniki nośności eksperymentalne wykazały dużą zgodność z nośnościami obliczonymi według normy BS 5400. W obliczeniach przyjęto, że materiałowy współczynnik bezpieczeństwa zarówno dla betonu jak i dla stali wynosi 1.

Zasadniczą część artykułu [37] poświęcono wspomnianym powyżej badaniom doświadczalnym, które zrealizowano na 7 stalowo – betonowych smukłych słupach w postaci stalowej rury prostokątnej (120x80x5) wypełnionej betonem. Uzyskane nośności eksperymentalne porównano z obliczonymi według propozycji normy BS 5400. Dla pięciu słupów wartości nośności otrzymane na drodze badań doświadczalnych okazały się znacznie większe od nośności obliczonej zgodnie z propozycją normy BS 5400. Wyniki badań przedstawiono w postaci wykresów relacji odkształcenie pionowe – obciążenie pionowe oraz obciążenie pionowe – skrócenie słupa. Przedstawione w [37] wykresy dla zależności obciążenie – odkształcenie oraz obciążenie – skrócenie pionowe cechowała bardzo duża nieliniowość, a także miały część opadającą.

Należy podkreślić w tym miejscu, że Autorzy pracy [37] byli świadomi faktu, że formułowanie wniosków na podstawie wyników tylko 7 słupów o jednej wysokości i określonym przekroju poprzecznym rury prostokątnej jest niewystarczające. Nie mniej jednak we wnioskach końcowych stwierdzono w [37], na podstawie wyników badań doświadczalnych własnych, że norma brytyjska BS 5400 daje wiarygodne oszacowanie

ności dla słupów krępych. Zniszczenie we wszystkich przebadanych słupach smukłych następowało na skutek globalnej utraty stateczności słupów. Nie zaobserwowano lokalnej utraty stateczności słupów.

W pracy [37] podkreślono, że przed przystąpieniem do badań doświadczalnych należy dokładnie pomierzyć element badawczy i sprawdzić jego prostoliniowość.

We wnioskach końcowych podkreślono w [37], że dla lepszego rozpoznania zachowania słupów zespolonych w postaci stalowych rur prostokątnych wypełnionych betonem potrzebne są dalsze badania eksperymentalne. Badania takie powinny dotyczyć słupów o różnych wysokościach, różnych przekrojach poprzecznych oraz różnych parametrach wytrzymałościowych zastosowanej stali i betonu.

Do kolejnych zatem badań [36] włączono jeszcze słupy prostokątne o większym przekroju poprzecznym wnoszącym 150x100x5 mm.

Badania przedstawione w [36] przeprowadzono głównie w celu ustalenia wymiernych korzyści płynących z wypełnienia betonem stalowej rury prostokątnej. W tym celu badaniom poddane zostały słupy o trzech przekrojach poprzecznych (120x80x5, 150x100x5 oraz 250x150x6,3). Oprócz zmiany wymiarów prostokątnych przekrojów poprzecznych w badanych elementach stalowo-betonowych, dodatkowymi zmiennymi parametrami były różne wysokości słupów oraz różne parametry wytrzymałościowe stali rury prostokątnej oraz betonu wypełniającego.

Blisko połowa z wszystkich przebadanych słupów, których wyniki zaprezentowano w [36] wyposażona została w tensometry elektrooporowe oraz indukcyjne czujniki przemieszczeń. Sposób oraz poziom ich rozmieszczenia był identyczny do pokazanego na rys. 4. Pozostała połowa słupów smukłych została pokryta od zewnątrz specjalną żywicą, na której można było obserwować stopień i zasięg uplastycznienia płaszcza stalowego. Wszystkie elementy badawcze badane były w [36] poziomo na tym samym stanowisku, które opisano wyżej i pokazano na rysunku 3. Sposób przeprowadzenia badań był także identyczny do przedstawionego w [37].

We wszystkich przebadanych w [36] słupach smukłych można było zauważyć, że odkształcenia plastyczne na płaszczu stalowym pojawiły się znacznie wcześniej niż została osiągnięta siła niszcząca. Na wybranych rysunkach w pracy [36] pokazano w bardzo przejrzysty sposób jak zmieniały się odkształcenia pionowe po wysokości słupa w zależności od poziomu obciążenia. Z wykresów tych wynika, że odkształcenia są praktycznie stałe po wysokości słupa do momentu osiągnięcia przez badany element 90% siły niszczącej.

W chwili zniszczenia elementu badawczego pomierzone odkształcenia pionowe na płaszczu stalowym w przekroju środkowym były największe w porównaniu do pozostałych poziomów pomiarowych. Zniszczenie we wszystkich przebadanych w [36] słupach następowało na skutek globalnej utraty stateczności, podobnie jak to uzyskano w pracy [37]. W żadnym elemencie badawczym nie zaobserwowano pojawienia się lokalnej utraty stateczności.

W badaniach relacjonowanych w [36] stwierdzono, że wypełnienie rury o przekroju prostokątnym betonem wydatnie podnosi nośność słupów. Przeanalizowano jaki jest wpływ wymiarów przekroju poprzecznego oraz wysokości słupa na jego nośność. Wykazano procentowy wzrost nośności słupów, który wahał się od 12% dla przekrojów prostokątnych o wymiarach 120x80x5 do nawet 65% dla przekrojów o wymiarach 250x150x6,3. Wyniki z badań przedstawione w pracy [36] wykazały, poza jednym tylko wyjątkiem, że słupy krępe posiadają znacznie wyższą nośność w porównaniu do nośności oszacowanej dla takich słupów zgodnie z wytycznymi brytyjskiej normy BS 5400.

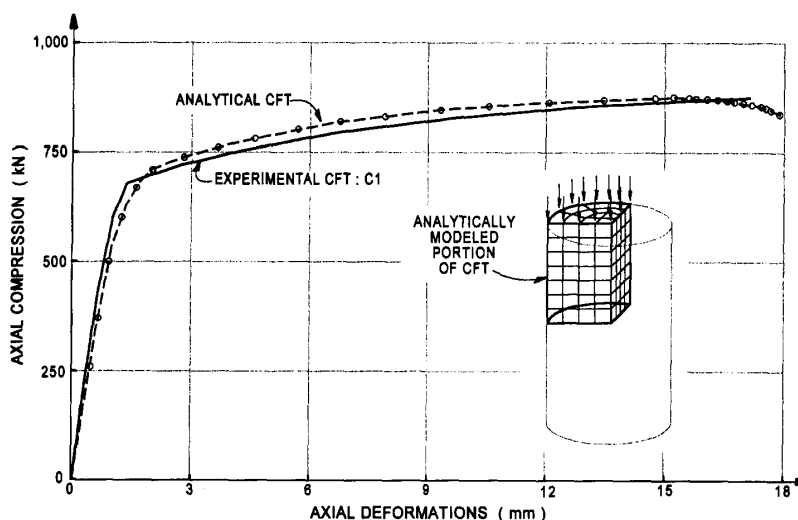
## **2.2. Badania doświadczalne i teoretyczne Schneidera [35]**

Bardzo ciekawe badania eksperymentalne zostały przeprowadzone przez Schneidera [35]. Postawił on sobie za główny cel zbadanie wpływu kształtu i grubości rury ( $D/t$ ), na uplastycznienie się stali w rurze oraz na efekt wzmocnienia rdzenia betonowego spowodowanego skrępowaniem betonu. Celem badań uczyniono w [35] słupy zespolone składające się z rur okrągłych, kwadratowych i prostokątnych wypełnionych betonem. Stosunek średnicy zewnętrznej do grubości rury ( $D/t$ ) wynosił od 17 do 50, natomiast stosunek pola przekroju poprzecznego płaszcza stalowego do całego przekroju ( $A_s/A_{tot}$ ) wahał się w granicy od 8 do 22%. We wszystkich przebadanych słupach stosunek wysokości do szerokości przekroju poprzecznego wahał się w przedziale od 4 do 5. Wszystkie rury stalowe wykonane były jako zimnogięte ze stali węglowej ze szwem, hartowane w celu zredukowania naprężeń rezydualnych.

Wypełnienia stalowych rur betonem zostało podzielone na pięć równych warstw, z której każda była dokładnie zagęszczana. Powierzchnia górna po jednym dniu od betonowania została nadłana betonem w celu uzyskania idealnie równej powierzchni. Takie postępowanie miało na celu zapewnić równomiernie przykładane obciążenie zarówno do rdzenia betonowego jak i płaszcza stalowego.

Bardzo cenna okazała się również przeprowadzona w [35] analiza numeryczna metodą MES przy wykorzystaniu programu ABAQUS. Przy budowaniu modelu obliczeniowego

ze względu na symetrię wykorzystano tylko 1/8 część słupa (rys. 5) co pozwoliło wydatnie skrócić czas obliczeń. Otrzymane wyniki z obliczeń numerycznych porównano z otrzymanymi doświadczalnie za pomocą wykresów w postaci zależności siła osiowa ściskająca – osiowe skrócenie słupa. Na rysunku 5 zaprezentowano otrzymane wyniki dla wybranego słupa stalowo-betonowego o przekroju okrągłym.



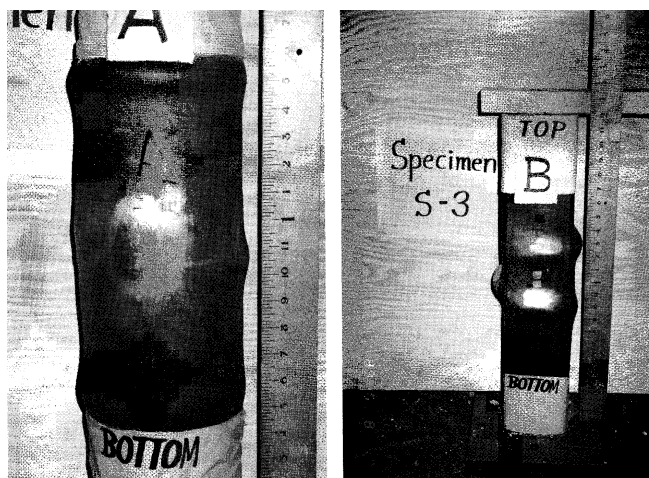
**Rys. 5.** Porównanie wyników badań eksperymentalnych z obliczeniami numerycznymi

Otrzymane wyniki nośności słupów w modelu numerycznym nie różniły się więcej niż o 5% od wyników otrzymanych z badań doświadczalnych oraz od wyników otrzymanych ze wzorów normowych. Według [35], duża zgodność otrzymanych wyników umożliwia stosowanie metody numerycznej dla słupów zespolonych o znacznie większych przekrojach jako jedyną alternatywę dla wzorów normowych.

Wyniki z przeprowadzonych badań doświadczalnych wykazały, że słupy o przekroju okrągłym typu CFST wykazują większą nośność w porównaniu z kwadratowymi i prostokątnymi. We wszystkich okrągłych słupach podczas badań można było zaobserwować fazę wzmocnienia po osiągnięciu przez płaszczyznę stalową granicy plastyczności. Tego typu fazę wzmocnienia można było zaobserwować również w słupach o przekroju kwadratowym i prostokątnym ale tylko tam gdzie stosunek  $B/t \leq 20$  ( $B$  – szerokość słupa). Wzrost wartości obciążenia granicznego w porównaniu z obciążeniem wywołującym uplastycznienie stali był rzędu 6% dla słupów o przekroju prostokątnym i 26% dla słupów o przekroju kwadratowym. Tego typu zjawisko świadczyło o występowaniu w rdzeniu betonowym efektu skrępowania.

Pomiar odkształceń poprzecznych (obwodowych) do podłużnych w stalowej rurze wykazał, że nie występuje, aż tak znaczący efekt wzmocnienia stali dla większości przebadanych słupów kwadratowych i prostokątnych.

Pojawienie się lokalnego wyboczenia można było zaobserwować we wszystkich rodzajach przebadanych słupów (rys. 6), lecz dopiero po osiągnięciu przez słup nośności granicznej, w obszarze pozakrytycznym.



**Rys. 6.** Widok słupów po badaniach z widocznym lokalnym wyboczeniem

Porównanie otrzymanych wyników z badań doświadczalnych i obliczeń numerycznych z wytycznymi głównie amerykańskimi dotyczącymi projektowania słupów wykazało dużą zgodność. W kilku tylko przypadkach nośność graniczna uzyskana według wzorów z norm amerykańskich była większa w porównaniu do wyników doświadczalnych ale nie więcej niż o 5%.

### **2.3. Późniejsze publikacje zagraniczne**

Reprezentatywne publikacje pochodzące z pierwszej i drugiej dekady obecnego stulecia, zajmujące się słupami stalowo – betonowymi w postaci stalowych rur prostokątnych wypełnionych betonem, poddanych osiowemu ścisłaniu, podzielić można na cztery grupy. Są to publikacje:

- prezentujące rezultaty badań własnych oraz ich analizę [24, 34],
- zawierające rezultaty badań własnych, skonfrontowane z niektórymi normami lub wytycznymi [16, 17, 45],
- przedstawiające modele numeryczne testowane na rezultatach badań obcych lub własnych [11, 12, 13, 19, 20, 38, 39],
- opisujące sposoby budowy modeli numerycznych uwzględniających skrępowanie betonu wypełniającego ścisłane rury stalowe [21, 43, 44].

Do należących raczej do rzadkości publikacji, które relacjonują tylko wyniki badań eksperymentalnych własnych zaliczyć należy pracę [24] i [34]. W pracy [24] przedstawiono

między innymi wyniki badań 28 krępych elementów rurobetonowych typu CFST o przekroju kwadratowym osiowo ściskanych. Badania te miały charakter wyjątkowy, gdyż osiowe obciążenia elementów były przykładane na ich czołach tylko do rdzenia betonowego i to jedynie w jego centralnej części. Natomiast we wszystkich elementach badawczych, których opisy badań znajdują się w pozostałych podlegających przeglądowi publikacjach, obciążenia ściskające były przykładane na całe czołowe ich przekroje tzn. równocześnie na część stalową i na rdzeń betonowy. Krępe słupy kwadratowe typu CFST badane w [24] miały różne wymiary to znaczy iloraz wymiaru boku  $B$  i grubości płaszcza stalowej rury  $t$  wahał się w granicach  $52,1 \div 104,7$ . Osiowe obciążenie ściskające elementów badanych w [24], przykładano na ich końcach do rdzenia betonowego na kwadratowych polach o różnej powierzchni  $A_L$ , którą można nazwać powierzchnią docisku. Stopień docisku charakteryzowano współczynnikiem  $\beta = A_c/A_L$ , (gdzie:  $A_c$  – całe pole przekroju rdzenia betonowego), którego wartość oscylowała w granicach  $1 \div 25$ . Wartość  $\beta = 25$  świadczy o bardzo małej powierzchni docisku, która mogła powodować miażdżenie się betonu jednak w [24] nie stwierdzono takich objawów. W pracy [24] podano wartości pomierzonych nośności  $N_u$  ściskanych krępych kwadratowych słupów rurobetonowych (typu CFST), nie podając kryterium określenia tych nośności. Z analizy jednak zamieszczonych w [24] wykresów zależności siła ściskająca  $N$  – skrócenie słupa  $\Delta l$  wynika, że nośność słupów odczytywano z wierzchołków tych wykresów jako siły  $N = N_u$ . W [24] znajduje się m. in. ogólnikowy wniosek mówiący, że skrępowanie betonu wywołane stalowym płaszczem kwadratowej rury jest znaczące gdy współczynnik  $\beta < 9$ , bez podania na jakiej podstawie go sformułowano.

Rezultaty badań 84 krępych, osiowo ściskanych słupów typu CFST, o przekroju okrągłym (36 słupów) i kwadratowym (48 słupów), przedstawiono w pracy [34]. Badania te przeprowadzono w ramach wspólnego projektu amerykańsko – japońskiego (US – Japan Cooperative Earthquake Research Program) [31, 34]. W [34] zaproponowano również proste formuły do określania nośności słupów. Stwierdzono między innymi, że wpływ skrępowania betonu na nośność słupów jest niewielki, natomiast jego wpływ rośnie w obszarze obciążeń pokrytycznych, występujących po osiągnięciu przez słup nośności.

Osobną grupę stanowią publikacje przedstawiające wyniki badań eksperymentalnych własnych, porównywane jedynie z propozycjami różnych norm i wytycznych. Do grupy tej zaliczyć można prace [16, 17, 45], w których zamieszczono wyniki własnych badań doświadczalnych osiowo ściskanych słupów stalowo-betonowych w postaci rur stalowych



o przekroju okrągłym, kwadratowym i prostokątnym, wypełnionych betonem zwykłym, przy czym w pracy [17] stosowano beton samozagęszczający się. Słupy o przekroju kwadratowym i prostokątnym były wykonane z czterech blach stalowych zespawanych pod kątem prostym wzdłuż ich podłużnych krawędzi. W pracy [16] przebadano jedynie 4 słupy kwadratowe krępe, zaś w pracy [17] – 6 takich słupów. Rezultaty tych badań, jak też całego szeregu badań eksperymentalnych, przeprowadzonych głównie przez autorów chińskich, znalazły swój wyraz w opracowaniu książkowym [45]. W badaniach [16] określano nośność  $N_{ue}$  słupów i tworzone wykresy zależności podłużna osiowa siła ściskająca – pionowe odkształcenie betonu oraz relacji siła pionowa – poprzeczne (poziome) odkształcenie betonu. Na podstawie tych wykresów, które miały część wznoszącą (wzmocnienie betonu) i opadającą (rozluźnienie betonu), zauważyć można, iż nośność  $N_{ue}$  określono w tych badaniach jako odpowiadające najwyższemu punktowi w ww. wykresach. W analizie rezultatów badań w [16] oceniono wpływ na nośność słupów  $N_{ue}$  następujących parametrów:

- ilorazu wymiaru boku  $B$  słupa kwadratowego i grubości płaszcza  $t$  stalowej rury,
- współczynnika skrępowania  $\xi = A_s f_{sy} / A_c f_{ck}$ , w którym  $A_s$  jest polem przekroju stalowej rury,  $A_c$  – polem przekroju rdzenia betonowego,  $f_{sy}$  – granicą plastyczności stali (prawdopodobnie charakterystyczna), zaś  $f_{ck}$  jest charakterystyczną wytrzymałością betonu na ściskanie.

Jeżeli chodzi o parametr  $B/t$ , to w pracy [16], stwierdzono jedynie, że jego wartość zawierała się w granicach  $21 \div 49$ , co świadczy o pewnej ciągliwości krępych słupów ruropbetonowych kwadratowych. Natomiast co do współczynnika skrępowania betonu  $\xi$ , to zauważono tylko, że wraz ze wzrostem jego wartości rośnie eksperymentalna nośność  $N_{ue}$  i ciągliwość słupów. W artykule [16] dokonano również porównania nośności  $N_{ue}$  otrzymanych z badań z nośnościami  $N_{uc}$  obliczonymi według propozycji następujących norm i wytycznych:

- normy ENV 1994-1-1:1996 (Eurokodu 4),
- chińskiej normy GJB 4142 – 2000, dotyczącej konstrukcji zespolonych,
- wytycznych Amerykańskiego Instytutu Konstrukcji Stalowych (AISC – LRFD) z 1994 roku,
- wytycznych Japońskiego Instytutu Architektury (AIJ) z 1997 roku.

Z porównania tego wynika, że powyższe normy i wytyczne proponują wyrażenia dające konserwatywne wartości nośności  $N_{uc}$ , o około  $10 \div 20\%$  mniejsze od nośności  $N_{ue}$  otrzymanych w badaniach eksperymentalnych.

Sześć słupów krępych w postaci stalowych rur kwadratowych wypełnionych betonem, przebadanych w [17], miało identyczną konstrukcję jak słupy badane w [16]. Identyczny był także sposób ich obciążania podłużną siłą ściskającą, jak też sposób analizy otrzymanych wyników. W pracy [17] dokonano porównania nośności  $N_{ue}$  pomierzonych w badaniach z nośnościami  $N_{uc}$  obliczonymi wg norm i wytycznych jak w pracy [16] i ponadto według normy brytyjskiej BS5400, part 5 z 1979 roku oraz wytycznych Amerykańskiego Instytutu Konstrukcji Stalowych (AISC – LRFD) z 1999 roku. Stwierdzono również konserwatywny charakter wyrażenia określania nośności  $N_{uc}$  słupów zawartych w tych normach i wytycznych to znaczy dających nośności obliczeniowe  $N_{uc}$  mniejsze o około 5 ÷ 15 % od nośności  $N_{ue}$  otrzymanych z badań. W opracowaniu [17] stwierdzono również, iż właściwe zagęszczanie mieszanki betonowej umieszczonej wewnątrz stalowych rur kwadratowych (najlepiej wibratorami wgłębnymi) podwyższa wytrzymałość słupów rurobetonowych o 1,4 ÷ 8,0 %.

Jak już wspomniano, badania [16, 17] jak i wiele innych, głównie chińskich przedstawionych zostało syntetycznie w [45]. Nośność słupów  $N_{ue}$  otrzymywane z badań zostały porównane w [45] z propozycjami czterech następujących norm:

- australijskiej AS5100 z 2004 roku,
- brytyjskiej BS5400 z 2005 roku,
- japońskiej DBJ13-51 z 2003 roku,
- europejskiej ENV1994-1-1:2004.

Stwierdzono, iż normy te proponują bardzo konserwatywne wzory do obliczania nośności  $N_{uc}$  kwadratowych krępych słupów stalowo-betonowych typu CFST. Otrzymywane na tej podstawie wartości  $N_{uc}$  są mniejsze o około 15 ÷ 30 % od wartości  $N_{ue}$  otrzymywanych z badań doświadczalnych, przy czym piętnastoprocentowe zniżenie nośności  $N_{uc}$  daje tylko norma brytyjska.

W pracy [45] zaproponowano uwzględnianie skrępowania betonu stalowym płaszczem rury za pomocą współczynników skrępowania  $\xi$  i  $\xi_o$ , przy czym współczynnik  $\xi$  wyznaczany jest wzorem identycznym jak w [16]. Natomiast drugi współczynnik proponuje się wyznaczać wzorem:  $\xi_o = A_s f / A_c f_c$ , w którym wprowadzono wartości obliczeniowe, granicy plastyczności stali  $f$  i wytrzymałości betonu na ściskanie  $f_c$ . Według [45], w przypadku gdy  $\xi > \xi_o$  następuje wzrost rzędnych wykresu zależności naprężenie ściskające – odkształcenie pionowe betonu, co podobno ma świadczyć o wzroście skrępowania betonu. Jeżeli przyjmuje się proponowane w [45] wartości współczynników:  $\xi_o = 1,1$  – dla krępych kwadratowych słupów rurobetonowych typu CFST oraz  $\xi_o = 4,5$  – dla słupów okrągłych,

to w świetle powyższego kryterium skrępowanie betonu w słupach kwadratowych jest około czterokrotnie mniejsze niż w słupach okrągłych.

Są także publikacje, w których Autorzy postawili sobie za cel budowę opartego na metodzie elementów skończonych modelu numerycznego, głównie za pomocą programu ABAQUS, do analizy statyczno – wytrzymałościowej osiowo ściskanych słupów stalowo – betonowych w postaci stalowych rur wypełnionych betonem [11, 12, 19, 38]. Nieliniowość zachowania się betonu pod obciążeniem uwzględniono w tym modelu poprzez wprowadzenie do niego liniowego kryterium Druckera – Pragera uplastycznienia betonu. Model ten został zbudowany w taki sposób, że zjawisko skrępowania betonu ściśniętego płaszczem stalowej rury (trójosiowy stan ściskania), można w nim uwzględniać poprzez wprowadzenie do modelu zmodyfikowanego związku konstytutywnego w postaci zależności naprężenie ściskające w betonie skrępowanym – odkształcenie pionowe, zbudowanego dla jednoosiowego ściskania betonu. Ten zmodyfikowany związek otrzymywano drogą odpowiedniego zwiększania rzędnych w związku konstytutywnym (typu: naprężenie ściskające – odkształcenie), zbudowanym dla nieskrępowanego betonu jednoosiowo ściskanego.

Ważnym składnikiem zbudowanego w [11, 12, 19, 38] modelu numerycznego był podział krępego stalowo-betonowego słupa rurobetonowego o przekroju kwadratowym (typu CFST), na elementy skończone, wg procedur zawartych w programie ABAQUS. Liczbę elementów skończonych starano się dobierać w taki sposób, aby z jednej strony ograniczyć czas obliczeń, a z drugiej – utrzymać akceptowalną ich dokładność. Elementy skończone w rdzeniu betonowym miały kształt kostek sześciennych, zaś stalowy płaszcz rury był dzielony na elementy powłokowe. Współdziałanie płaszcza stalowego z rdzeniem betonowym modelowano poprzez tarcie o współczynniku 0,25.

Sprawdzenia poprawności zbudowanego modelu dokonano na podstawie krępych stalowych słupów stalowo – betonowych stosowanych w badaniach przez innych Autorów (na podstawie badań obcych). Za pomocą modelu numerycznego wyznaczano przede wszystkim nośność słupów i wykresy odkształcalności słupów, w postaci zależności skróceń słupów [12, 38] lub pionowych odkształceń słupów [11, 19] albo też jednych i drugich [38], od siły podłużnej ściskającej osiowo. Nośności i wykresy otrzymane na podstawie obliczeń porównano z otrzymanymi na podstawie pomiarów w badaniach obcych, stwierdzając zadowalającą zgodność. Podobny jak wyżej sposób podejścia do budowy modelu

numerycznego zastosowano do krępych słupów o przekroju okrągłym [19] czy eliptycznym [13].

Podejmowano też próby oszacowania, na etapie projektowania, wzrostu nośności osiowo ściskanych krępych słupów rurobetonowych o przekroju kwadratowym [39] i prostokątnym [20] z tytułu skrępowania betonowego rdzenia słupów płaszczem stalowym. W [20] i [39] zaproponowano wyrażenia algebraiczne pozwalające wyznaczyć zwiększone wartości wytrzymałości betonu na ściskanie. W pracy [39] przyjęto, że poziome ściskanie (skrępowanie) betonowego rdzenia rozchodzi się promieniowo w kierunku opinającego go płaszcza stalowego, podobnie jak w przekroju okrągłym. Maksymalną wartość poziomego naprężenia ściskającego w betonie wyznaczono w [39] za pomocą programu ABAQUS wprowadzając do niego elementy skończone w postaci betonowych klinów i wieńczących je odcinków płaszcza stalowego. Poszukiwania teoretyczne prowadzono w [39] w kierunku wyznaczenia związku konstytutywnego w postaci zależności naprężenie ściskające poziome w betonie (wywołane jego skrępowaniem) – odkształcenia poziome. Wykres ten miał część wznoszącą i opadającą, a wytrzymałość betonu przyporządkowana jego wierzchołkowi, zwiększona czterokrotnie (wzorem innych Autorów), powodowała zwiększenie ogólnej nośności słupa rurobetonowego.

W przypadku osiowo ściskanego krępego słupa rurobetonowego o przekroju prostokątnym, jakim zajmowano się w [20], wzrost nośności słupa z tytułu skrępowania betonu rozpatrywano oddzielnie w kierunku prostopadłym do dłuższego boku przekroju i oddzielnie w kierunku prostopadłym do krótszego boku i ostatecznie sumowano. Takie podejście spowodowało powstanie pomocniczych wyrażeń o skomplikowanej budowie, trudnej do rozszyfrowania przez projektantów.

Jak wiadomo, beton jest materiałem zachowującym się nieliniowo pod obciążeniem, ulegającym uplastycznieniu przy obciążeniu granicznym. Utworzono wiele hipotez wytrzymałościowych uwzględniających to zjawisko. W budowie numerycznego modelu betonu, zwłaszcza skrępowanego, jak to się dzieje w słupach typu CFST osiowo ściskanych, najbardziej przydatną okazuje się hipoteza Druckera – Pragera ze względu na swoją prostotę. Opisać ją bowiem można tylko za pomocą dwóch parametrów. Hipoteza ta, pozwalająca dobrze odwzorować plastyczne właściwości betonu, wbudowana została w programie ABAQUS. Adaptacja hipotezy Druckera – Pragera do tego programu wymagała jednak pewnej jej modyfikacji. Jedną z prób modyfikacji, którą przedstawiono w [43], polegała

na utrzymaniu w budowanym modelu obliczeniowym następujących trzech najważniejszych cech:

- kryterium uplastycznienia, zawierające trzeci niezmiennik tensora naprężeń,
- wzmocnienie (hardening) i osłabienie (softening) betonu w zależności od poziomych naprężeń ściskających wynikających ze skrępowania betonu,
- prawa plastycznego płynięcia betonu, zależnego głównie od stopnia przyrostu jego skrępowania (poziomych naprężeń ściskających).

Ten zmodyfikowany w [43] model wg hipotezy Druckera – Pragera został wprowadzony do programu ABAQUS i okazał się w pełni przydatny w praktycznych obliczeniach, chociaż – jak stwierdzono w [43] – wymaga on jeszcze dalszych ulepszeń.

Z modelem opartym na hipotezie Druckera – Pragera ściśle wiąże się model plastycznego zniszczenia betonu (Concrete Damaged Plasticity Model – w skrócie: CDPM), który także został zmodyfikowany w [44]. Modyfikacji poddane zostały następujące elementy tego modelu, powiązane z kryterium uplastycznienia:

- parametr uszkodzenia betonu,
- parametry wpływające na wzmocnienie i osłabienie betonu,
- prawo plastycznego płynięcia betonu, przy czym plastyczność betonu zdefiniowano w [44] jako trwałą deformację betonu po jego odciążeniu.

Powyższą modyfikację wprowadzono także do programu ABAQUS.

Problemy zasygnalizowane w [43, 44] zostały bardzo szczegółowo i przystępnie przedstawione w pracy [21]. Przypomniano w niej, że według hipotezy Druckera – Pragera zniszczenie betonu jest powodowane niedylatacyjną energią odkształcenia powodującą wystąpienie granicznej powierzchni zniszczenia betonu (powierzchni plastycznego płynięcia). Powierzchnię tę przyjmuje się w przestrzeni naprężeń jako powierzchnię stożka. Powierzchnia tego stożka jest gładka, co ułatwia stosowanie hipotezy Druckera – Pragera w analizach numerycznych w postaci modelu plastycznego zniszczenia CDPM, wprowadzonego do programu ABAQUS. Model plastycznego zniszczenia betonu (CDPM) jest modyfikacją hipotezy wytrzymałościowej Druckera – Pragera. Model ten poddano dalszej modyfikacji (np. w [43, 44]), która pozwoliła na określenie kształtu skośnego przekroju stożkowej powierzchni plastycznego zniszczenia betonu za pomocą współczynnika  $K_c$ . Współczynnik ten został, wg [21], zdefiniowany jako iloraz odległości osi hydrostatycznego ściskania betonu (znajdującego się w trójosiowym stanie ściskania) od osi południka ściskania i południka rozciągania, znajdujących się na powierzchni stożka plastycznego

niszczenia. Najczęściej występującą wartością współczynnika  $K_c$  jest 0,5. Gdy współczynnik ten osiągnie wartość 1,0, wtedy przekrój stożkowy powierzchni niszczenia staje się okręgiem, jak to ma miejsce w klasycznej hipotezie wytrzymałościowej Druckera – Pragera. W zmodyfikowanym modelu plastycznego niszczenia betonu wymagane jest przyjmowanie  $K_c = 2/3$ .

Badania eksperymentalne wykazały jednak, że południki stożkowej powierzchni niszczenia nie są liniami prostymi, lecz krzywymi, najczęściej w kształcie hiperbol. W związku z tym wprowadzono do modelu plastycznego niszczenia betonu kolejny parametr uwzględniający potencjalny mimośród, mogący się pojawić przy uplastycznieniu betonu, mierzony wzdłuż hydrostatycznej osi ściskania betonu. Parametr ten zdefiniowano jako iloraz wytrzymałości betonu na rozciąganie i na ściskanie.

Kolejnym parametrem modelu plastycznego niszczenia betonu, wg [21], stosowanym w programie ABAQUS dla złożonego stanu naprężeń, jest tzw. kąt dylatacji betonu to jest kąt nachylenia płaszczyzny niszczenia do osi hydrostatycznej betonu ściskanego, przyjmowany zwykle jako  $36^\circ$  lub  $40^\circ$ .

Ostatnim parametrem opisującym stan granicznych naprężeń w betonie ściskanym jest parametr definiujący punkt w obwiedni naprężeń głównych, przy którym ulega niszczeniu beton znajdujący się w stanie dwukierunkowego ściskania (poziomego skrępowania). Parametr ten zdefiniowano, wg [21], jako iloraz  $f_{bo} / f_{c0}$ , przyjmowany w programie ABAQUS jako 1,16. Jest to iloraz wytrzymałości betonu znajdującego się w stanie dwukierunkowego (poziomego) ściskania  $f_{bo}$  i wytrzymałości betonu znajdującego się w stanie jednoosiowego ściskania  $f_{c0}$ . Dzięki parametrowi  $f_{bo} / f_{c0} = 1,16$  stworzono możliwość wprowadzenia do numerycznego modelu plastycznego niszczenia, znajdującego się w programie ABAQUS, konstytutywnego związku  $\sigma_c - \epsilon_c$  dla jednoosiowo ściskanego betonu zamiast o wiele bardziej złożonego związku dla betonu dwukierunkowo ściskanego. Z tego względu w pracy [21], przedstawiono sześć analitycznych, najczęściej stosowanych funkcji, opisujących związki konstytutywne  $\sigma_c - \epsilon_c$  opisujące dla betonu znajdującego się w stanie jednoosiowego ściskania.

Warto również zwrócić uwagę na obszerną publikację [31], opracowaną w Japonii, którą można określić mianem kompendium wiedzy na temat projektowania i konstruowania słupów zespolonych w postaci stalowych rur wypełnionych betonem (CFST). Opracowanie to powstało w efekcie wieloletniej współpracy amerykańsko – japońskiej w dziedzinie

badania i konstruowania słupów typu CFST. W opracowaniu [31] wykorzystano istniejące w Japonii przedmiotowe normy, zalecenia i wytyczne.

## 2.4. Publikacje krajowe

Badania eksperymentalne osiowo ściskanych krępych słupów stalowo – betonowych CFST w postaci stalowych rur wypełnionych betonem zwykłym miały miejsce również w Polsce. Były to głównie badania słupów o przekroju okrągłym [3, 9, 29, 42]. Nie ma natomiast pozycji literaturowych relacjonujących badania doświadczalne słupów z normalnych stalowych rur o przekroju kwadratowym czy prostokątnym wypełnionych betonem. Badano jedynie słupy stalowo – betonowe o zbliżonej konstrukcji, to znaczy o przekroju kwadratowym [30] lub prostokątnym [15] lecz wykonanych ze stalowych kształtowników cienkościennych (o grubości ścianek wynoszącej 1 mm). Badania te miały głównie charakter jakościowy i koncentrowały się głównie na wyznaczeniu nośności elementów i obserwacji sposobu ich zniszczenia. Jak stwierdzono, zniszczenie elementu ściskanego następowało przez utratę lokalnej stateczności cienkościennego stalowego płaszcza albo też przez rozerwanie tego płaszcza spowodowane poziomym parciem skrępowanego betonu. Takie zachowanie się pod obciążeniem cienkościennego płaszcza stalowego nie może zagwarantować wzrostu nośności słupa CFST z tytułu skrępowania betonu.

Prostokątny osiowo ściskany przekrój rdzenia betonowego występował również w badaniach dwugałęziowych słupów stalowo – betonowych [40, 41]. Jak się okazało, ściskany rdzeń betonowy doznawał także poziomego skrępowania, zwłaszcza w słupach o dużym zagęszczeniu przewiązek, co powodowało zwiększenie nośności z tego tytułu o około 8%.

W Polsce pojawiły się również podręczniki [5, 22], które między innymi podobnie jak normy [N1 ÷ N3] – zawierają wyrażenia pozwalające wyznaczyć nośność osiowo ściskanych krępych słupów stalowo betonowych wykonanych ze stalowych rur o przekroju kwadratowym lub prostokątnych wypełnionych betonem. W wyrażeniach tych przyjęto, iż w słupach rurobetonowych o przekroju kwadratowym czy prostokątnym skrępowanie betonu jest niewielkie i w ogóle nie uwzględniono jego wpływu na wzrost nośności takich słupów.

## 2.5. Podsumowanie przeglądu literatury

Przeglądowi poddane zostały wybrane pozycje literaturowe opublikowane w ostatnim piętnastoleciu najściślej związane z problematyką osiowo ściskanych słupów stalowo betonowych, wykonanych ze stalowych rur o przekroju kwadratowym wypełnionych betonem. W pracach tych stwierdzić można następujące niedostatki informacji, braki lub nieścisłości:

- w stosowanych modelach numerycznych zbudowanych metodą MES nie określano wpływu gęstości siatek podziałowych (liczby elementów skończonych) na wartość nośności słupów,
- nie podano, czy w obliczeniach numerycznych za pomocą programu ABAQUS stosowano występujące w tym programie szybsze moduły Static General lub Static Risk, czy też moduł Dynamic Explicite, wolniejszy lecz pozwalający najlepiej odwzorować pracę statycznie – wytrzymałościową słupów,
- płaszcz stalowy słupów rurobetonowych w obliczeniach metodą MES, wszyscy Autorzy dzielili na elementy skończone układające się w płaszczyźnie środkowej płaszcz (powłokowo), zamiast bardziej przydatnego w tym przypadku podziału na elementy skończone sześciennie,
- nie analizowano bardziej szczegółowo strefy kontaktu płaszcz stalowego słupa rurobetonowego i blachy czołowej z rdzeniem betonowym,
- w żadnej z przeglądanych prac nie podano wyraźnie kryterium określania nośności słupów, jedynie z zamieszczonych w pracach wykresów odkształcalności w postaci zależności siła osiowa – odkształcenie pionowe lub siła osiowa – skrócenie pionowe, można wywnioskować, że jako nośność traktowano siłę odpowiadającą wierzchołkowi jednego z ww. wykresów.

W większości prac, model numeryczny betonowego rdzenia w słupach rurobetonowych typu CFST budowano w oparciu o hipotezę wytrzymałościową Druckera – Pragera i wynikający z niej model plastycznego zniszczenia betonu (Concrete Damaged Plasticity Model – w skrócie CDPM), które wymagają wprowadzania pewnych parametrów. Niektórzy Autorzy nie podali tych parametrów, a tam gdzie je wymieniono np. w [21], były to parametry stosowane w modelu betonu w konstrukcjach żelbetowych. Nie zbadano jednak czy parametry te są właściwe do modelowania betonu w konstrukcjach słupów stalowo-betonowych typu CFST, w których występuje skrępowanie betonu.



Skrepowanie betonu w osiowo ściskanych krępych słupach typu CFST w proponowanych w literaturze modelach uwzględniano poprzez odpowiednie zwiększanie rzędnych w wykresie odkształcalności przy ściskaniu  $\sigma_c - \epsilon_c$  dla betonu nieskrepowanego, co praktycznie realizowano przez zwiększenie maksymalnej rzędnej w tym wykresie i towarzyszącego jej odkształcenia ściskającego, a także granicznego odkształcenia betonu skrepowanego. Powiększenie rzędnych realizowano poprzez stosowanie współczynników zwiększających  $k_1$  i  $k_2$  otrzymanych eksperymentalnie dla słupów typu CFST o przekroju okrągłym. Te same wartości współczynników zwiększających  $k_1$  i  $k_2$  stosowano następnie w analizie numerycznej słupów o przekroju kwadratowym i prostokątnym. Zapewne kierowano się podejściem zaproponowanym w [39], zakładającym, że poziome ściskania w skrepowanym betonie w słupach rurobetonowych o przekroju kwadratowym, prostokątnym czy wielobocznym rozchodzą się radialnie, podobnie jak to ma miejsce w słupach o przekroju okrągłym. Stosownie do takiego przyjęcia zaproponowano w [39] aproksymację w obliczeniach przekroju kwadratowego, prostokątnego lub innego wielobocznego przekrojem okrągłym.

Spotkać można również poglądy [34], że skrepowanie betonu w krępych osiowo ściskanych słupach typu CFST o przekroju kwadratowym nie ma żadnego wpływu na nośność takich słupów w obszarze obciążeń do obciążenia granicznego, natomiast wpływ ten jest widoczny w obszarze obciążeń pokrywających (po osiągnięciu przez słup nośności).

W poddanych przeglądowi publikacjach nośności słupów rurobetonowych, otrzymane w numerycznych modelach słupów – najczęściej dostosowanych do programu ABAQUS – porównywano z nośnościami otrzymanymi w badaniach eksperymentalnych.

W niektórych publikacjach (np. w [16, 45]), zawarto propozycję, aby stopień skrepowania betonu określać za pomocą tzw. współczynnika skrepowania  $\xi = A_s f_s / A_c f_c$ , w którym  $A_s$  i  $A_c$  są polami poziomych przekrojów, odpowiednio płaszcza stalowego i rdzenia betonowego,  $f_s$  jest charakterystyczną wg [16] lub obliczeniową wg [45] granicą plastyczności stali, zaś  $f_c$  charakterystyczną wg [16] lub obliczeniową wg [45], wytrzymałością betonu na ściskanie. Współczynnik ten wyraża jedynie ilościową przewagę i nośności płaszcza stalowego w słupie rurobetonowym typu CFST nad nośnością rdzenia betonowego. Nie pokazuje on stopnia wzrostu nośności słupa z tytułu skrepowania w nim betonu, gdyż wzrost taki jest powiązany ze wzrostem nośności samego tylko rdzenia betonowego.

Należy też podkreślić, iż normy [N1] i [N2] nie uwzględniają w ogóle żadnego wpływu skrępowania betonu na wzrost nośności słupów stalowo – betonowych z rur o przekroju kwadratowym lub prostokątnym, wypełnionych betonem.

### **3. Cel i tezy rozprawy**

Na podstawie dokonanego w rozdziale 2 przeglądu przedmiotowej literatury technicznej można wysunąć wniosek, że istotne skrępowanie betonu występuje tylko w osiowo ściskanych krępych słupach stalowo – betonowych z rur wypełnionych betonem, mających przekrój okrągły, natomiast w słupach o przekroju kwadratowym lub prostokątnym skrępowanie to jest znikomo małe. Ten ostatni pogląd znalazł swój wyraz w normach [N1] i [N2], które proponują nie uwzględniać skrępowania betonu na nośność osiowo ściskanych słupów rurobetonowych o przekroju kwadratowym lub prostokątnym.

Należy jednak przypuszczać, że płaszcz stalowy w rurobetonowych (typu CFST) osiowo ściskanych słupach o przekroju kwadratowym lub prostokątnym w wymiernym stopniu (podobnie jak w słupach okrągłych) przeciwdziała poziomym odkształceniom ściskanego rdzenia betonowego, zwłaszcza w słupach CFST o przekroju kwadratowym. Niniejsza rozprawa ma na celu wykazanie, sposobem eksperymentalnym i analitycznym, zarówno istnienia tego wpływu jak i jego wielkość. Zatem głównym celem rozprawy jest wykazanie prawdziwości następujących tez:

**1. W krępych słupach stalowo – betonowych w postaci stalowych rur o przekroju kwadratowym wypełnionych betonem zwykłym, poddanych osiowemu statycznemu ściskaniu, występuje skrępowanie rdzenia betonowego opinającym go płaszczem stalowym, wpływające na wzrost nośności tego rodzaju słupów.**

**2. Istnieje możliwość opracowania numerycznego modelu obliczeniowego, metodą elementów skończonych, umożliwiającego analizę stanu odkształcenia i naprężenia w słupach wymienionych w tezie 1, a także określenie ich nośności z uwzględnieniem skrępowania betonu płaszczem stalowym słupów oraz stopnia przyrostu nośności spowodowanego takim skrępowaniem.**

#### 4. Zakres rozprawy

Początkowo przewidywano szeroki zakres tematyczny rozprawy doktorskiej, bazujący na obszernych badaniach eksperymentalnych własnych. Celem znalezienia środków finansowych na te badania opracowano dwa wnioski badawcze promotorskie i wysłano do Narodowego Centrum Nauki w Krakowie.

Pierwszy wniosek opracowany w języku polskim nosił tytuł „Odkształcalność i nośność ściskanych stalowych rur prostokątnych wypełnionych betonem, stanowiących najkorzystniejsze rozwiązanie konstrukcyjne słupów w szkielecie stalowo – betonowym budynków” złożony został w Narodowym Centrum Nauki w dniu 22 lipca 2010 roku. Po odrzuceniu tego wniosku przez NCN zmniejszono przewidywany zakres badań ograniczając je wyłącznie do słupów typu CFST o przekroju kwadratowym i w następnym roku przygotowano w języku angielskim drugi obszerny wniosek, który nosił tytuł: „Zachowanie się pod obciążeniem statycznym ściskanych kwadratowych rur stalowych wypełnionych betonem (odkształcalność i nośność), stanowiących korzystne rozwiązanie słupów w stalowo – betonowym szkielecie budynków kilkukondygnacyjnych”. Złożono go w Narodowym Centrum Nauki w Krakowie w dniu 13 czerwca 2011 roku. Po odrzuceniu także i tego wniosku postanowiono radykalnie ograniczyć zakres badań eksperymentalnych własnych, bazując jedynie na skromnych środkach finansowych przyznawanych na Badania Własne (BW) w ramach budżetu Politechniki Opolskiej, a także – np. niektóre elementy badawcze przygotowane zostały własnym sumptem doktoranta.

Ostatecznie zakres rozprawy, obejmujący badania eksperymentalne własne ograniczono do jednego stalowego i trzech krępych stalowo – betonowych słupów osiowo ściskanych rurobetonowych typu CFST oraz ich numeryczną analizę, sprowadzono do następujących czynności:

- przegląd aktualnego stanu wiedzy związanej z tematem rozprawy (rozdział 2),
- przygotowanie i przeprowadzenie badań eksperymentalnych (rozdział 5),
- opracowanie i analiza rezultatów badań eksperymentalnych własnych (rozdział 6),
- opracowanie, na bazie programu ABAQUS, modelu (udoskonalonego w porównaniu z modelami prezentowanymi w literaturze) numerycznego do analizy metodą elementów skończonych nośności i odkształcalności krępych słupów stalowo – betonowych w postaci stalowych rur kwadratowych wypełnionych betonem zwykłym, poddanych monotonicznemu osiowemu ściskaniu (rozdział 7),

- weryfikacja końcowego modelu numerycznego MES na podstawie badań własnych (rozdział 8),
- opracowanie prostych analitycznych sposobów obliczania nośności osiowo ściskanych słupów rurobetonowych CFST o przekroju kwadratowym (rozdział 9),
- opracowanie końcowych wniosków rozprawy (rozdział 10).

## **5. Badania doświadczalne własne**

### **5.1. Badania materiałowe betonu i stali**

#### **5.1.1. Ogólna charakterystyka stali stosowanych do produkcji rur kwadratowych**

Na konstrukcje wykonywane z kształtowników zamkniętych w postaci rur stalowych o przekroju okrągłym, kwadratowym lub prostokątnym stosowane są stale różnych gatunków [6]. Elementy rurowe wytwarzane mogą być na gorąco według PN-EN 10210 [N4] albo też na zimno według PN-EN 10219 [N5] ze stali konstrukcyjnej niestopowej, gatunków od 235JRH do S355J2H lub ze stali drobnoziarnistej gatunków od S275NH do S460NH lub S275NLH do S460NLH. Skład chemiczny oraz właściwości mechaniczne wymienionych stali podane są w normach [N4], [N5].

Generalnie rzecz biorąc, produkowane są rury bez szwu i ze szwem [5]. Rury bez szwu wykonywane są najczęściej z kęsów w procesie ich walcowania lub wytłaczania. Rury ze szwem wykonuje się drogą profilowania na gorąco lub na zimno wstęp lub blach w arkuszach, przy czym szew (połączenie) tworzy się drogą spawania lub zgrzewania [5].

Podstawowe informacje dotyczące właściwości stali w elementach rurowych zawiera tablica 1 [7]. Dane te dotyczą zarówno kształtowników jak i elementów rurowych walcowanych na gorąco.

**Tablica 1.** Właściwości mechaniczne stali stosowanych do produkcji rur

Oznaczenie stali		Metoda odlitnienia	Podgrupa <sup>2)</sup>	Minimalna granica plastyczności $R_{e1}$ w N/mm <sup>2</sup> <sup>1)</sup> Grubość nominalna w mm									Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$ w N/mm <sup>2</sup> <sup>1)</sup> Grubość nominalna w mm			Kierunek osi próbki do badania	Minimalne wydłużenie w % <sup>1)</sup> $L_p = 5,65\sqrt{A_0}$ nominalna grubość w mm				
Zgodnie z EN 10027-1 [N8]	Zgodnie z EN 10027-2 [N9]			≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	≤150	>150 ≤200	>200 ≤250	< 3 ≥ 3 ≤ 100	>100 ≤150	>150 ≤200	≤40		>40 ≤63	>63 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤250	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
S1853	1.0035	Dowolna	BS	185	175	-	-	-	-	-	-	310 do 540 290 do 510	-	-	l t	18 16	17 15	16 14	15 13	15 13	
S235JR	1.0038	FN	BS	235	225	215	215	215	195	185	175	360 do 510	350 do 500	340 do 490	l t	26 24	25 23	24 22	22 22	21 21	
S235J0	1.0114	FN	QS																		
S235J2G4	1.0117	FF	QS																		
S275JR	1.0044	FN	BS	275	265	255	245	235	225	215	205	430 do 580 410 do 560	400 do 540	380 do 540	l t	23 21	22 20	21 19	19 19	18 18	
S275J0	1.0143	FN	QS																		
S275J2	1.0145	FF	QS																		
S355JR	1.0045	FN	BS	355	345	335	325	315	295	285	275	510 do 680 470 do 630	450 do 600	450 do 600	l t	22 20	21 19	20 18	18 18	17 17	
S355J0	1.0553	FN	QS																		
S355J2	1.0577	FF	QS																		
S355K2	1.0596	FF	QS																		
S450J0	1.0590	FF	QS	450	430	410	390	380	380	-	-	550 do 720	530 do 700	-	l	17	17	17	17		
E2954)	1.0050	FN	BS	295	285	275	265	255	245	235	225	490 do 660 470 do 610	450 do 610	440 do 610	l t	20 18	19 17	18 16	15 15	15 14	
E3554)	1.0060	FN	BS	335	325	315	305	295	275	265	255	590 do 770 570 do 710	550 do 710	540 do 710	l t	16 14	15 13	14 12	12 11	11 10	
E3604)	1.0070	FN	BS	360	355	345	335	325	305	295	285	690 do 900 670 do 830	650 do 830	640 do 830	l t	11 10	10 9	9 8	8 7	7 6	

<sup>1)</sup> Pociągnięte w niniejszej tabeli wartości liczbowe próby rozciągania dotyczą próbek wzdłużnych (l), a w przypadku blach grubych i uniwersalnych oraz taśm o szerokości  $\geq 600$  mm próbek poprzecznych (t).

<sup>2)</sup> BS – stal podstawowa, QS – stal jakościowa.

<sup>3)</sup> Dotyczy dostawy wyrobów o grubości nominalnej  $\leq 25$  mm.

<sup>4)</sup> Te żatunki stali nie są zazwyczaj przeznaczone do produkcji ceowników.

W zależności od sposobu wykonywania (na gorąco lub na zimno), rury kwadratowe i prostokątne mają różne promienie zaokrąglenia pionowych krawędzi (naroży przekrojów). Różnice te powodują istotną zmianę cech geometrycznych (pól przekrojów poprzecznych, momentów bezwładności, promieni bezwładności oraz wskaźników wytrzymałości). Dlatego też nie można zamiennie stosować rur wykonanych na gorąco z tymi wykonanymi na zimno, bez uwzględnienia w obliczeniach odpowiednich różnic geometrycznych. Biorąc pod uwagę warunki układania spoin w szwach rur wykonywanych na zimno należy dobierać je pod kątem grubości oraz promieni bezwładności (tablica 2). Wytyczne odnoszące się do projektowania węzłów w konstrukcjach budowlanych można znaleźć w normie PN-EN 1993-1-8 [N6].

**Tablica 2.** Warunki spawania szwów w pobliżu stref zgiętu wg PN-EN 1993-1-8 [N6]

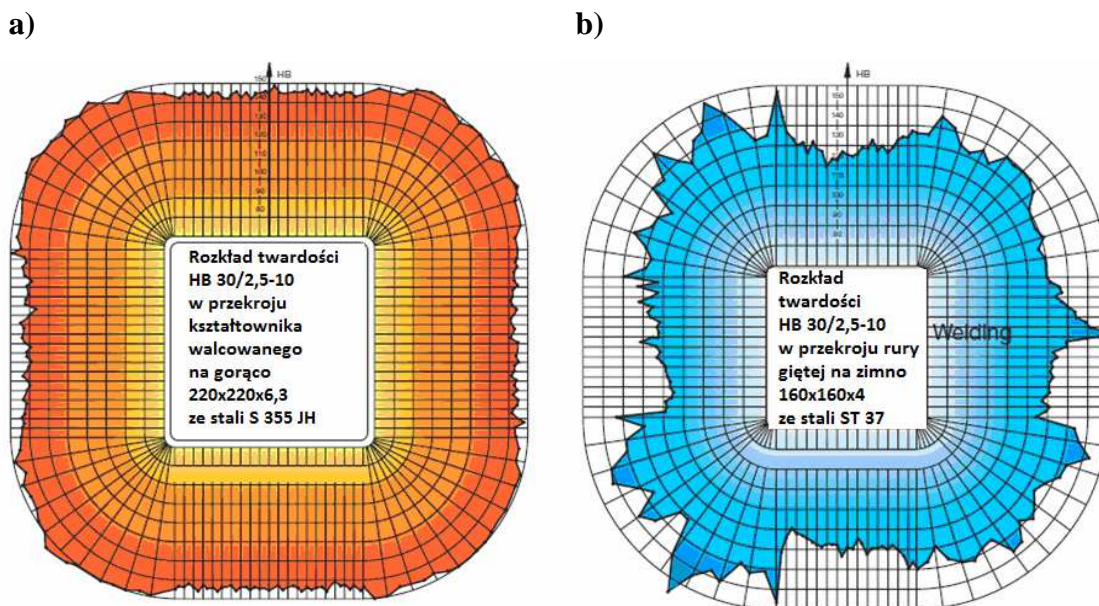
r/t	Wydłużenie podczas wykonania na zimno [%]	Największa grubość [mm]		
		Ogólnie		Stal całkowicie uspokojona (Al $\geq$ 0,02%)
		Obciążenie przeważająco statyczne	Obciążenie zmęczeniowe	
1	2	3	4	5
$\geq 25$	$\leq 2$	dowolna	dowolna	dowolna
$\geq 10$	$\leq 5$	dowolna	16	dowolna
$\geq 3$	$\leq 14$	24	12	24
$\geq 2$	$\leq 20$	12	10	12
$\geq 1,5$	$\leq 25$	8	8	10
$\geq 1$	$\leq 33$	4	4	6

$r_a = r_i + t$   
 $r_i = t = 1$   
 $\geq r_i = t$   
 $\geq r_a = 2t$

**EN 10219-2**                      **EN 10210**

Sposób kształtowania naroży w rurach walcowanych na gorąco oraz giętych na zimno ma również wpływ na ich właściwości mechaniczne. Rozkład granicy plastyczności w przekrojach poprzecznych stalowych rur kwadratowych pokazano na rysunku 7 [18]. W elementach rurowych, które są wykonywane na gorąco (rys. 7a) rozkład naprężeń granicy plastyczności jest prawie równomierny. Natomiast w przypadku rur zimno giętych (rys. 7b) w narożach naprężenia granicy plastyczności są większe w porównaniu do obszarów płaskich ścianek. Również znacznie większa jest lokalna nieregularność tego rozkładu (rys. 7b) w porównaniu do rur gorącowalcowanych. Przyczyną takiej różnicy jest obróbka na zimno stali uprzednio walcowanej na gorąco, co prowadzi do zwiększenia granicy plastyczności.

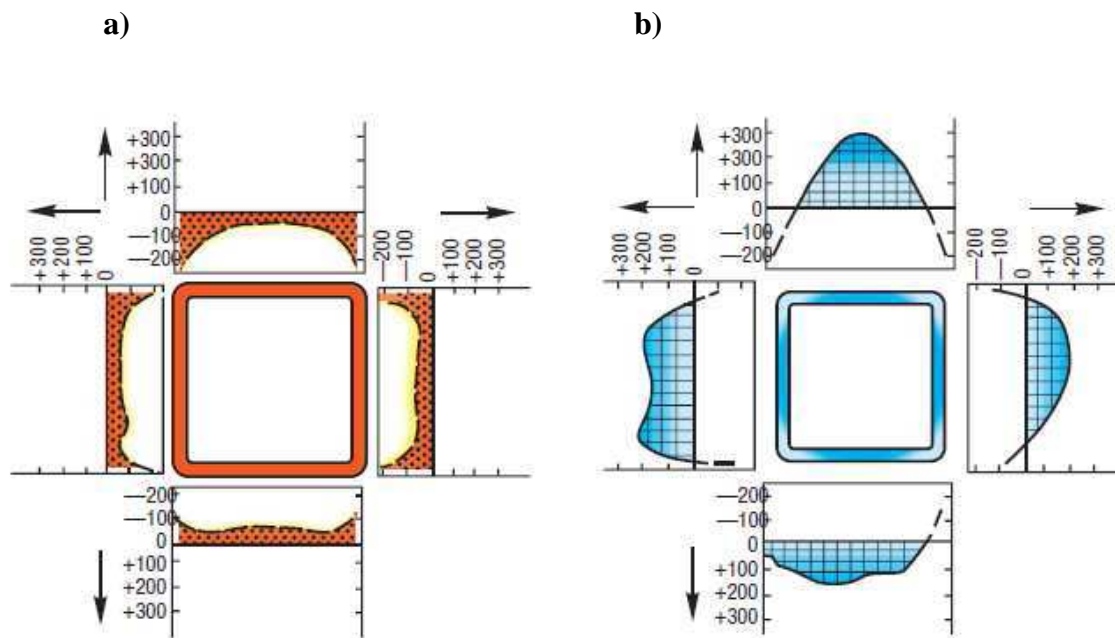


**Rys. 7.** Rozkłady granicy plastyczności w przekrojach stalowych rur kwadratowych:  
*a) walcowanych na gorąco, b) profilowanych na zimno [18]*

Ważnym aspektem na który należy zwrócić uwagę w rurach gorącowalcowanych są wartości naprężeń rezydualnych, które powstają w końcowej fazie walcowania. Proces walcowania powinien być wykonywany w temperaturze nie niższej niż 600°C, gdyż na zbyt szybkie schłodzenie narażone są płaskie pasma przekroju poprzecznego, podczas gdy w narożu utrzymuje się wyższa temperatura. Strefy chłodniejsze wykazują tendencję do skracania, które jednak jest powstrzymywane przez strefy cieplejsze. Efektem powyższego procesu są naprężenia rozciągające powstające w płaskich częściach ścianek rur oraz naprężenia ściskające powstające w narożach. Strefy naroży ulegają uplastycznieniu przez co redukuje się wzmocnienie stali. Przy procesie chłodzenia występuje odwrócenie sytuacji opisanej powyżej. Na rysunku 8a pokazano rozkład naprężeń wstępnych po schłodzeniu na przykładzie rury kwadratowej o wymiarach przekroju 180x180x6,3 mm. Naprężenia ściskające w narożach przekrojów osiągają wartość 200 MPa, a w częściach płaskich ścianek około 80 MPa [18].

Podczas profilowania na zimno naprężenia powstają na całej grubości ścianki – największe w narożu jako rozciągające po stronie zewnętrznej i jako ściskające po stronie wewnętrznej osiągając wartość około 200 MPa. Na rysunku 8b pokazano wstępny rozkład naprężeń w przypadku profilowania na zimno, na walcierce rolkowej, rury kwadratowej o przekroju 160x160x6 mm [18]. Rozkład naprężeń na pasmach płaskich jest nierównomierny.

Zmiany jakie powstają w materiale rodzimym podczas profilowania rur na zimno powodują spadek ich nośności na ściskanie w porównaniu z rurami tworzonymi z kształtowników gorącowalcowanych. Przepisy normowe ujmują ten aspekt przez zastosowanie różnych krzywych wybozeniowych.



**Rys. 8.** *Naprężenia wstępne w rurze stalowej:  
a) walcowanej na gorąco, b) profilowanej na zimno [18]*

Największe różnice w właściwościach materiału wynikają ze sposobu wykonywania rur stalowych, które uwidaczniają się podczas spawania w procesie wytwarzania elementów konstrukcyjnych. Profilowanie na zimno jest tym czynnikiem, który może prowadzić do powstania kruchych pęknięć. To niebezpieczeństwo należy brać pod uwagę szczególnie w przypadku blach grubych, czyli  $> 3$  mm.

W zależności od sposobu wytwarzania asortyment rur stalowych o przekroju kwadratowym i prostokątnym jest bardzo szeroki. Przekroje kwadratowe są wytwarzane o szerokości boku w przypadku rur walcowanych na gorąco w granicach od 25 mm do 400 mm natomiast od 20 mm do 300 mm w przypadku rur profilowanych na zimno – w granicach od 20 mm do 300 mm. Przekroje prostokątne są wytwarzane w zakresie wymiarów ich boków od 25x50 mm do 300x500 mm dla rur gorącowalcowanych oraz od 20x40 mm do 200x400 mm dla rur zimno giętych. Grubość ścianki jest jednakowa na całym obwodzie i wynosi od 2,0 mm do 20,0 mm w elementach o przekrojach kwadratowych oraz od 3,6 mm do 20,0 mm w elementach o przekrojach prostokątnych wytwarzanych na gorąco. Natomiast w przypadku rur profilowanych na zimno w zależności od ich wymiarów poprzecznych,



ich grubość waha się od 2,0 mm do 12,5 mm przy przekrojach kwadratowych i prostokątnych.

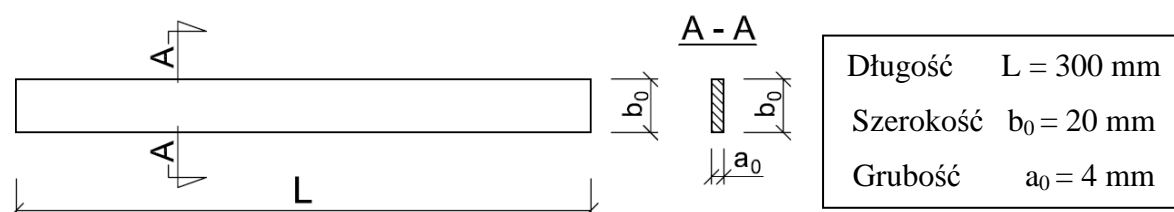
W przeprowadzonych w ramach niniejszej rozprawy badaniach własnych zastosowano stalowe rury ze szwem, profilowane na zimno, wykonane ze stali gatunku S235JR. Rury te miały przekrój kwadratowy o wymiarach 100x100x4 mm i zostały podzielone na odcinki o długości 0,3 m.

### 5.1.2. Badania wytrzymałościowe stali w rurach stosowanych w badaniach

Badania przeprowadzono na 5 podłużnych próbkach (rys. 9) wyciętych ze ścianek kwadratowych rur stalowych. Charakterystyki tych próbek podano na rys. 10 oraz tablicy 3. Badania tych próbek przeprowadzono zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 10002-1 [N7], poddając je osiowemu monotonicznemu rozciąganiu. Siłę rozciągającą zwiększano skokami mierząc kolejne wydłużenia  $\Delta l$  próbek, co pozwoliło uzyskać wykresy odkształcalności próbek w relacji siła podłużna – wydłużenie.



Rys. 9. Widok próbek stalowych pobranych ze ścianek rur kwadratowych



Rys. 10. Wymiary próbek stalowych

**Tablica 3.** Charakterystyki geometryczne próbek ze stali gatunku S235JR

Symbol próbek	Wymiary w mm					Masa [g]	Grubość średnia $a_0$ [mm]	Pole przekroju $A_0 = a_0 \times b_0$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_0$ z masy [mm <sup>2</sup> ]
	$b_0$	$b_{01}$	$b_{02}$	$b_{03}$	L				
P1	20,0	3,90	3,92	3,91	298,0	169,0	3,91	78,2	64,2
P2	19,5	4,10	4,10	4,15	296,0	168,7	4,12	80,3	63,6
P3	19,9	3,90	3,90	3,90	298,0	171,1	3,90	77,6	64,9
P4	20,0	4,15	4,10	4,15	298,0	173,7	4,13	82,6	65,9
P5	19,8	4,00	3,90	4,00	297,0	166,7	3,97	78,6	63,07

**Tablica 4.** Siły i wytrzymałości graniczne uzyskane przy rozciąganiu próbek

Symbol próbki	$F_e$ [kN]	$F_m$ [kN]	$F_u$ [kN]	$R_e$ [MPa]	$R_m$ [MPa]
P1	27,15	30,58	8,72	347,2	391,1
P2	28,51	31,66	7,74	355,0	394,3
P3	26,31	30,69	5,70	339,0	395,5
P4	29,72	32,75	7,57	359,8	396,5
P5	26,17	30,01	8,61	333,0	381,8
<b>Wytrzymałości średnia:</b>				<b>346,8</b> (Wartość odch. stand. $s=9,89$ )	<b>391,8</b> (Wartość odch. stand. $s=5,33$ )

Największe procentowe odchyłki wytrzymałości  $R_e$  od wartości średniej  $\bar{R}_e = 346,8 \text{ MPa}$  wynoszą 4%.

Oznaczenia wielkości występujących w tablicy 4 są następujące:

$R_e$  – granica plastyczności,

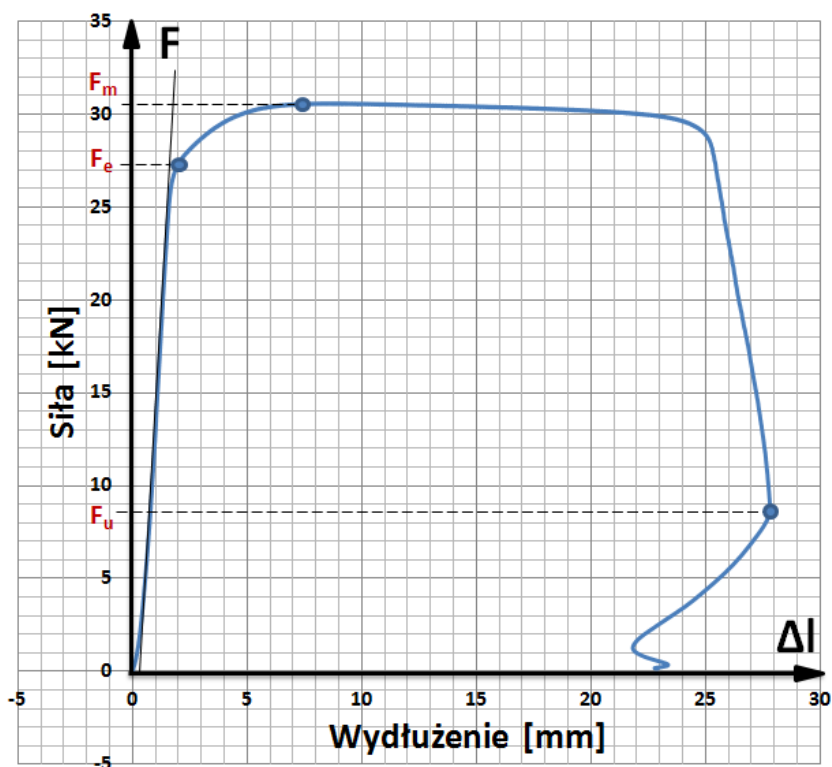
$F_u$  – siła podłużna graniczna (tuż przed zerwaniem próbki),

$F_e$  – siła podłużna przy umownej granicy plastyczności,

$R_m, F_m$  – odpowiadająca średnia wytrzymałość stali na rozciąganie i odpowiadająca jej średnia siła rozciągająca.

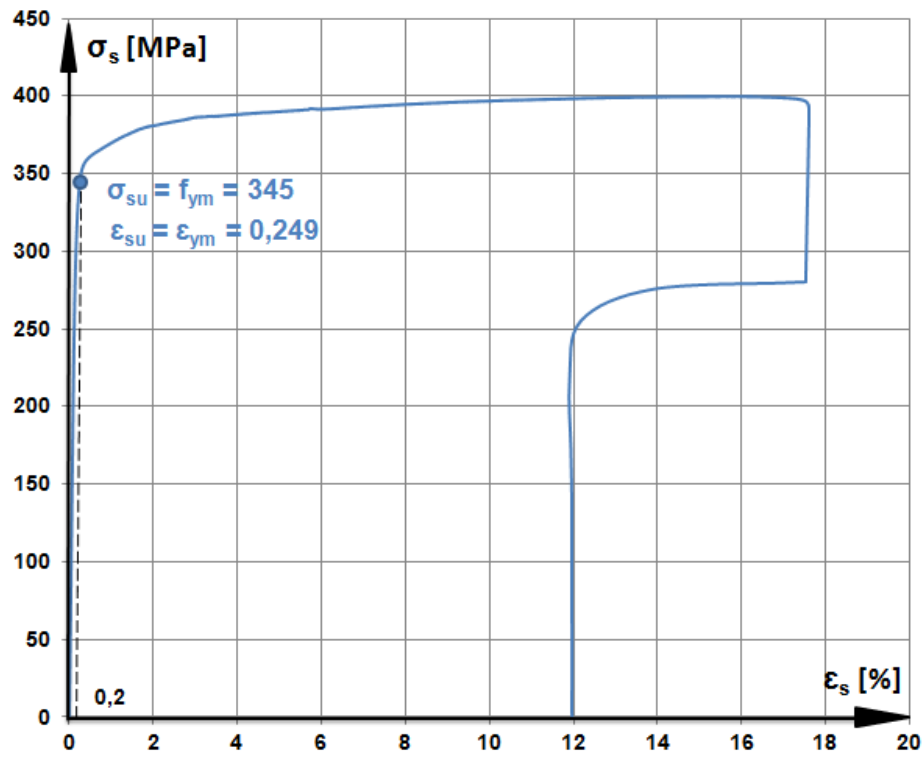
Na rysunku 11 przedstawiono przykładowy wykres dla próbki P1 otrzymany z badań wytrzymałościowych, przeprowadzonych na maszynie wytrzymałościowej Instron 1195.

Wykres ten przedstawia reprezentatywny dla wszystkich próbek przebieg zależności pomiędzy siłą podłużną  $F$ , a wydłużeniem  $\Delta l$ . Na osi pionowej pokazano dodatkowo miejsca występowania siły rozciągającej odpowiadającej odpowiednio: granicy plastyczności  $F_e$ , granicy wytrzymałości  $F_m$  oraz granicy zniszczenia (zerwania) próbki  $F_u$ , w części opadającej wykresu. Zastosowane w badaniach stalowe rury kwadratowe ze szwem, profilowane na zimno, wykonane ze stali gatunku S235JR, **nie miały wyraźnej granicy plastyczności**.



Rys. 11. Zależność między siłą i wydłużeniem próbki stalowej

Na podstawie pomiaru odkształceń ekstensometrem na próbkach stalowych przy wykorzystaniu wykresu na rys. 11, możliwe było także opracowanie wykresu odkształcalności stali, pokazanego na rys. 12. W wykresie tym nie występuje żadna półka plastyczna, co jest charakterystyczne dla stali obrabianej plastycznie na zimno [N11]. W związku z tym trzeba było wyznaczyć umowną granicę plastyczności stali. Uczyniono to w sposób zalecany np. przez normę [N11], pokazany na rys. 12, uzyskując średnią wartość średniej umownej granicy plastyczności stali wynoszącą  $\sigma_{su} = f_{ym} = 345 \text{ MPa}$ . Towarzyszące umownej granicy plastyczności stali odkształcenie wyniosło  $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{ym} = 0,249\% = 0,00249$  (rys. 12).



Rys. 12. Wykres odkształcalności próbki stalowej rozciąganej

Średnia umowna granica plastyczności stali, uzyskana z badań próbek, wynosi  $f_{ym} = 345,0$  MPa

### 5.1.3. Badania wytrzymałościowe betonu wypełniającego stalowe rury

Do wypełnienia kwadratowych stalowych rur, w badanych krępych słupach stalowo-betonowych typu CFST, użyto betonu zwykłego, towarowego zakupionego w firmie P.T.H.U Matuszek Sp. Jawna z Wodzisławia Śląskiego przygotowanego zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [N10]. Z tego betonu wykonano 4 próbki, kostki sześciennie o wymiarach 150x150x150 mm, oznaczone symbolami K1, K2, K3 i K4 (rys. 13), przeznaczone do badań wytrzymałościowych.

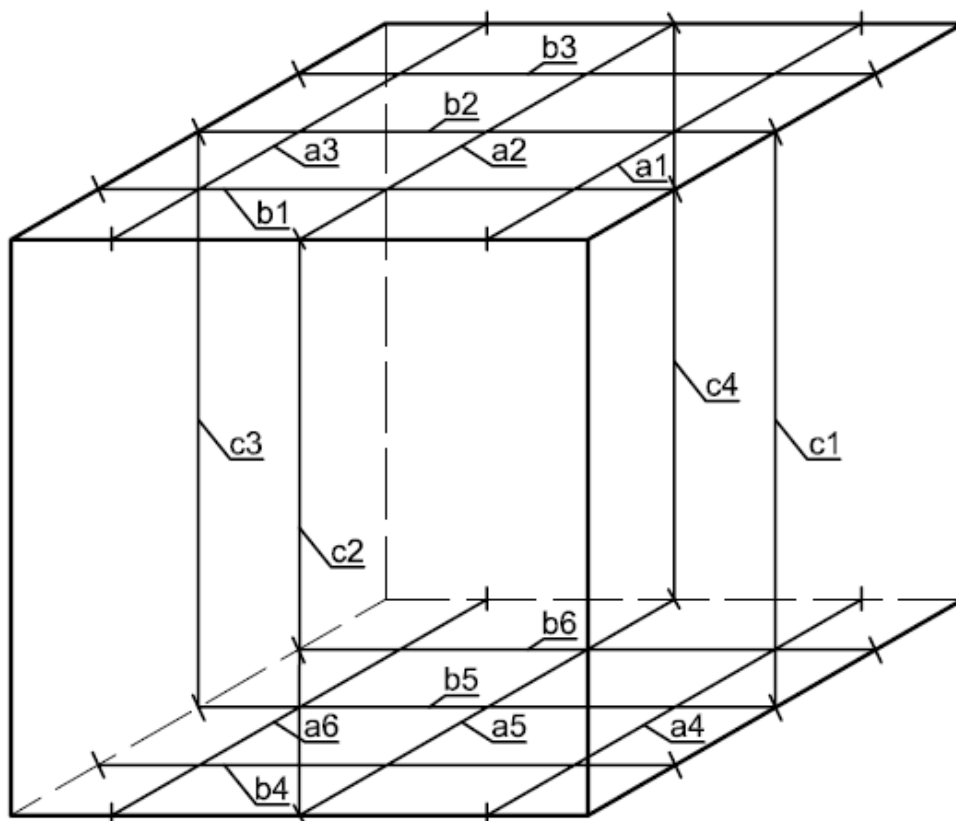


**Rys. 13.** Widok wykonanych betonowych próbek kostkowych

Beton wypełniający stalowe formy do tworzenia próbek kostkowych, podobnie jak beton wypełniający stalowe rury kwadratowe, został zagęszczony na stole wibracyjnym. Zagęszczenie tego typu okazało się skuteczne gdyż po wyjęciu z form boki próbek kostkowych miały gładkie powierzchnie. Wykonane próbki kostkowe oraz elementy badawcze dojrzewały w tych samych warunkach.

Badania wytrzymałości na ściskanie betonowych próbek kostkowych przeprowadzono tuż przed rozpoczęciem badania elementów badawczych w postaci krótkich kwadratowych rur stalowych wypełnionych tym samym betonem i w tym samym czasie co próbki. Wytrzymałość betonu w elementach badawczych była więc identyczna z uzyskaną na próbkach kostkowych.

Przed rozpoczęciem badań wytrzymałościowych próbki sześciennie zostały dokładnie pomierzone, zgodnie z wytycznymi zawartymi w załączniku B do normy [N8] (rys. 14). Rezultaty pomiarów zamieszczono w tabeli 5.



**Rys. 14.** Widok linii pomiarowych wskazujących kierunki obciążanych ścianek próbek sześciennych  $a1 \div a6$  oraz  $b1 \div b6$  i nieobciążanych ścianek  $c1 \div c4$

**Tablica 5.** Wymiary geometryczne obciążanych powierzchni próbek kostkowych w mm

Symbol kostki	a1 b1 c1 [mm]	a2 b2 c2 [mm]	a3 b3 c3 [mm]	a4 b4 c4 [mm]	a5 b5 [mm]	a6 b6 [mm]	Średnia $a_m$ [mm]	Średnia $b_m$ [mm]	Średnia $c_m$ [mm]
<b>K1</b>	149,4	149,3	150,6	150,8	150,5	149,5	<b>150,0</b>	<b>151,9</b>	<b>150,8</b>
	151,6	151,7	151,8	152,0	152,1	151,9			
	151,2	151,1	150,5	150,4	-	-			
<b>K2</b>	150,7	150,5	150,7	149,8	150,1	150,0	<b>150,3</b>	<b>151,4</b>	<b>151,4</b>
	151,1	151,2	151,3	151,5	151,5	151,6			
	151,8	151,4	151,2	151,3	-	-			
<b>K3</b>	151,2	151,0	150,4	151,1	151,1	150,4	<b>150,9</b>	<b>151,5</b>	<b>150,3</b>
	151,6	151,4	152,0	151,9	151,0	151,1			
	150,0	150,2	150,9	150,0	-	-			
<b>K4</b>	149,7	149,7	149,6	151,0	150,9	150,7	<b>150,3</b>	<b>150,5</b>	<b>150,1</b>
	150,1	150,2	150,1	150,7	150,9	151,0			
	149,8	149,9	150,2	150,4	-	-			

Betonowe próbki kostkowe zostały również zważone w celu określenia ich gęstości objętościowych (tablica 6).

**Tablica 6.** Waga oraz gęstość objętościowa betonowych próbek

Oznaczenie kostki	Waga kostki [kg]	Gęstość betonu [kg/m <sup>3</sup> ]
<b>K1</b>	7,84	2282
<b>K2</b>	7,82	2270
<b>K3</b>	7,73	2250
<b>K4</b>	7,53	2218

Gęstość betonu w badanych próbkach otrzymano przez podzielenie ich wagi przez objętość wyrażoną iloczynem  $a_m \times b_m \times c_m$ . Wszystkie sześciennie próbki betonowe zostały zbadane przy ściskaniu na maszynie wytrzymałościowej WPM ZD100 (rys. 15), znajdującej się na wyposażeniu Laboratorium Katedry Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich Wydziału Budownictwa Politechniki Opolskiej. W efekcie tych badań uzyskano wartości kostkowej wytrzymałości  $f_{ci,cube}$  na ściskanie betonowych próbek oraz charakterystyki odkształcalnościowe. Obciążenie ściskające przykładane było ze stałą prędkością równą 7 kN/s, aż do osiągnięcia wartości siły niszczącej.



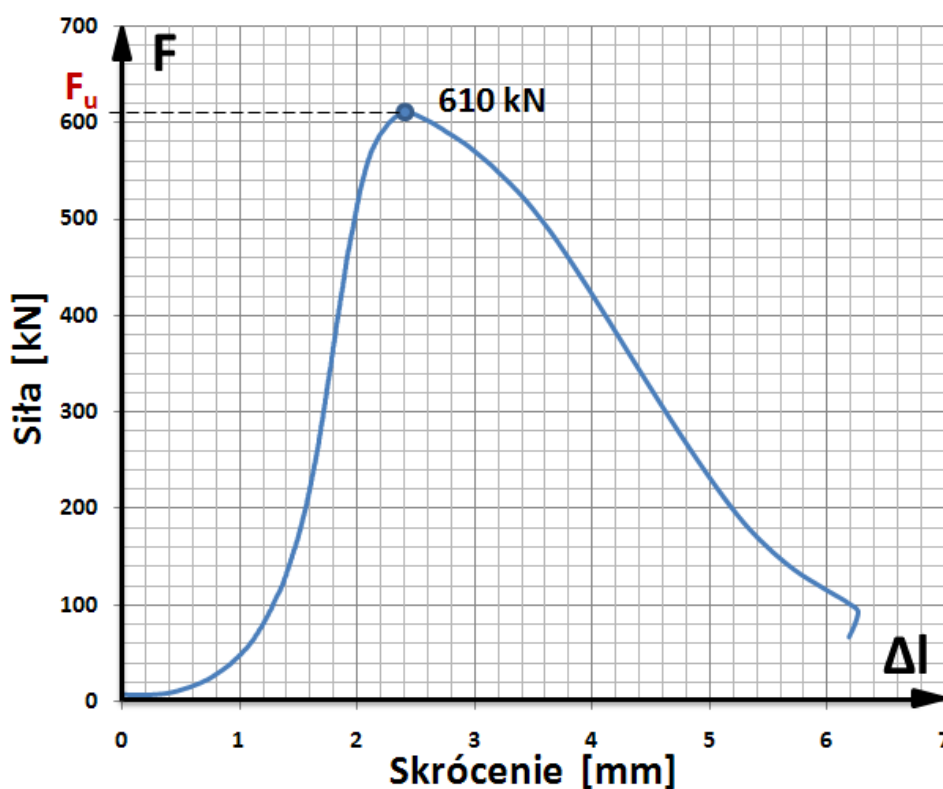
**Rys. 15.** Widok maszyny wytrzymałościowej WPM ZD100

Wartości pomierzonych sił niszcących próbki kostkowe zestawiono w tablicy 7.

**Tablica 7.** Wartości rzeczywistych sił niszcących

Oznaczenie kostki	Pole powierzchni obciążenia kostki [cm <sup>2</sup> ]	Rzeczywiste siły niszcące [kN]	Średnia wartość siły niszcącej [kN]
K1	227,8	476	<b>631</b> (Wartość odch. stand. s=21,91)
K2	227,6	661	
K3	228,6	610	
K4	226,2	621	

Na rysunku 16 pokazano wykres zależności siły od skrócenia dla betonowej próbki K3 otrzymany w badaniach laboratoryjnych.



**Rys. 16.** Zależność między siłą ściskającą i skróceniem dla kostkowej próbki betonowej K3

W tablicy 7 podano wartości sił niszcących próbki kostkowe. Jak wynika z tej tablicy, betonowa kostka K1 wykazała znacznie niższą wartość siły niszcącej w przeciwieństwie do pozostałych próbek K2, K3, K4. Wartość tej siły wynosząca 476 kN różni się od siły średniej wynoszącej 631 kN aż o 25%. Z tego też względu wartość siły



niszczącej próbkę kostkową K1 uznano za obarczoną dużym błędem, spowodowanym przyczynami losowymi i nie wzięto jej pod uwagę przy określaniu wytrzymałości i odkształcalności betonu stosowanego w badaniach.

Na rysunku 16 przedstawiono przykładowy wykres dla próbki K3 otrzymany z badań wytrzymałościowych tej próbki. Wykres ten przedstawia przebieg zależności pomiędzy siłą podłużną ściskającą  $F$ , a skróceniem  $\Delta l$ .

W tabelicy 8 podano wartości wytrzymałości kostkowych betonu  $f_{ci,cube}$  na ściskanie próbek kostkowych K2, K3 i K4 (z pominięciem próbki K1) przetransponowanych następnie na wytrzymałości cylindryczne  $f_{ci,cyl}$ .

**Tablica 8.** Określenie średniej cylindrycznej wytrzymałości na ściskanie betonu stosowanego w badaniach na podstawie wytrzymałości wyznaczonych na próbkach kostkowych

Próbki kostkowe	Wytrzymałość kostkowa poszczególnych próbek $f_{ci,cube}$ [MPa]	Wytrzymałość cylindryczna poszczególnych próbek wg [14] $f_{ci,cyl} = 0,8f_{ci,cube}$ [MPa]	Średnia wytrzymałość cylindryczna betonu na ściskanie $f_{cm,cyl}$ [MPa]
K2	29,0	23,2	<b>22,2</b>
K3	26,7	21,4	
K4	27,5	22,0	

Klasę betonu zastosowanego w badaniach oszacowano na podstawie statystycznego opracowania zbioru 3 próbek kostkowych przy przyjęciu rozkładu normalnego ich wytrzymałości. W tym celu najpierw wyznaczono następujące parametry dla zbioru 3 wytrzymałości cylindrycznych ( $n=3$ ):

- wytrzymałość średnia

$$f_{cm,cyl} = \frac{1}{3} (23,2 + 21,4 + 22,0) = 22,2 \text{ MPa}$$

- odchylenie standardowe

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} (f_{cm,cyl} - f_{ci,cyl})^2} = \sqrt{\frac{1}{2} [(22,2 - 23,2)^2 + (22,2 - 21,4)^2 + (22,2 - 22,0)^2]} =$$

$$\sqrt{\frac{1}{2} (1,0 + 0,64 + 0,04)} = 0,92 \text{ MPa}$$

- Wytrzymałość minimalną w rozkładzie normalnych, jako 5% - owy kwantyl tego rozkładu czyli wytrzymałość charakterystyczną

$$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 1,64 \cdot s = 22,2 - 1,64 \cdot 0,92 = 20,7 \text{ MPa}$$

W analogiczny sposób wyznaczono wartość średnią wytrzymałości kostkowych

$$f_{cm,cube} = \frac{1}{3} (29,0 + 26,7 + 27,5) = 27,7 \text{ MPa}$$

oraz odchylenie standardowe  $s = 1,17 \text{ MPa}$ ,

co pozwoliło wyznaczyć minimalną wytrzymałość kostkową betonu

$$f_{ck,cube} = f_{cm,cube} - 1,64 \cdot s = 27,7 - 1,64 \cdot 1,17 = 25,8 \text{ MPa} .$$

Otrzymane wartości  $f_{ck}$  i  $f_{ck,cube}$  pozwalają przyjąć, iż beton zastosowany w badaniach słupów był klasy **C20/25**, dla którego średni sieczny moduł sprężystości oszacować można na podstawie normy [N11] jako  $E_{cm} = 22 (0,1 f_{cm})^{0,3} = 22 (0,1 \cdot 22,2)^{0,3} = 28 \text{ GPa} .$

Wszystkie badane próbki kostkowe ulegały eksplozyjnemu zniszczeniu po wystąpieniu siły niszczącej, podczas którego formował się betonowy stożek. Świadczyło to, w świetle normy [N9] o poprawnym wykonaniu i właściwym procesie ich obciążania. Obraz zniszczonych próbek kostkowych pokazano na rysunku 17.



**Rys. 17.** Widok zniszczonych próbek kostkowych

## 5.2. Badania krępych słupów stalowo – betonowych

### 5.2.1. Elementy badawcze

Jak już wspomniano w rozdziale 4, ograniczenia finansowe pozwoliły na wykonanie tylko czterech elementów badawczych, z których pierwszy oznaczony symbolem Ssk-1 stanowił kwadratową rurę stalową bez wypełnienia betonem, a pozostałe oznaczone symbolami Sk-1, Sk-2 i Sk-3 (rys. 18) wypełniono betonem towarowym zwykłym klasy C20/25 (p. 5.1.3). Wszystkie elementy badawcze miały przekrój kwadratowy o wymiarze zewnętrznym 100x100 mm i długości  $L = 300$  mm (rys. 18). Płaszcz stalowy rury miał grubość  $t = 4$  mm i był wykonany ze stali gatunku S235JR.



**Rys. 18.** *Elementy badawcze*

Beton towarowy zwykły, wypełniający elementy Sk-1, Sk-2 i Sk-3, został zakupiony w firmie P.T.H.U. Matuszek Sp. Jawna w Wodzisławiu Śląskim.

### 5.2.2. Stanowisko do badania słupów krępych

Do badania stosowanych w badaniach elementów słupowych rurobetonowych krępych wykorzystywano maszynę wytrzymałościową francuskiej firmy PERRIER, która umożliwia badanie ciał próbnych w sposób statyczny o maksymalnej sile nacisku nieprzekraczającym 2000 kN. Na rysunku 19 pokazano fotografię tej maszyny wytrzymałościowej podczas badania słupa rurobetonowego Sk-1. Wszystkie elementy badawcze poddawano w tej maszynie monotonicznemu ścisaniu osiowemu.



**Rys. 19.** Widok maszyny wytrzymałościowej typu ZPM 200 podczas badania krępego słupa zespolonego SBK-1

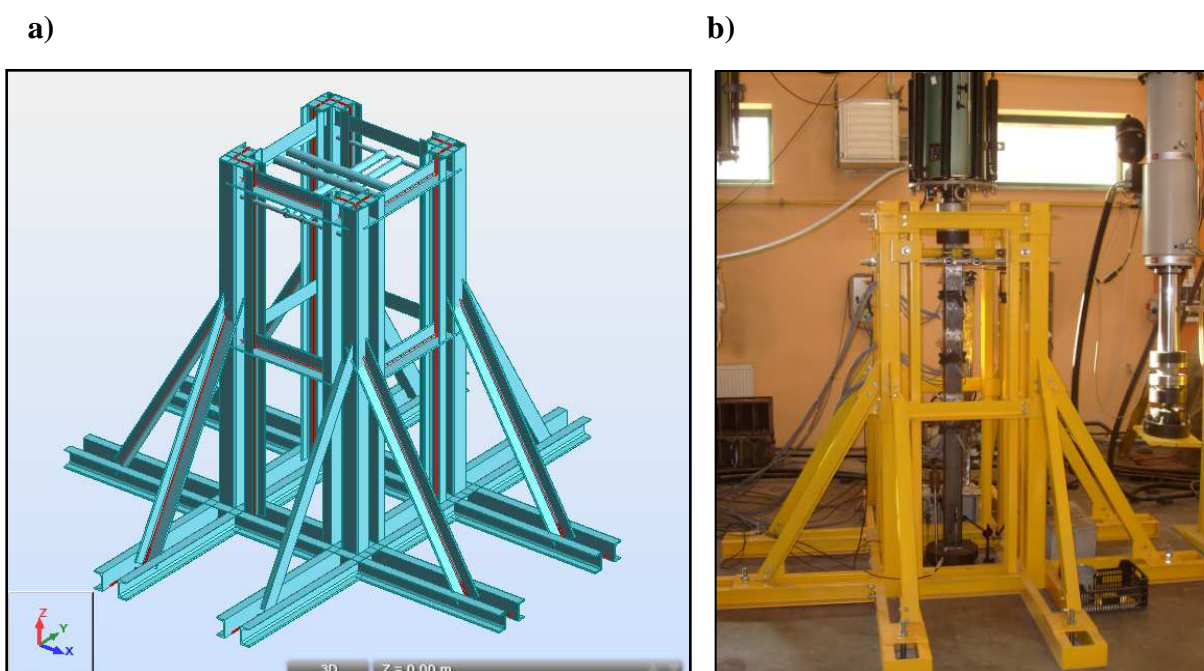
We wszystkich badanych elementach badawczych słupowych rurobetonowych obciążenie przykładane było za pośrednictwem sztywnej stalowej blachy czołowej, wymuszając pionowe przemieszczenie (skrócenie) elementów. Widoczne na rys. 19 sztywne blachy czołowe wymagały oddzielnego przygotowania. Opierane one były na stalowych przegubach kulowych, stanowiących wyposażenie ww. maszyny wytrzymałościowej.

### 5.2.3. Stanowisko do badania słupów smukłych

Jak już wspomniano w rozdziale 4, pierwotnie przewidywano szeroki program badawczy obejmujący zarówno elementy słupowe krępe jak i smukłe. W związku z tym zaprojektowano i wykonano także stanowisko do badania elementów słupowych smukłych o długości 1,7 m. Możliwe to było dzięki przyznanej w 2011 r. przez Politechnikę Opolską specjalnych dotacji dla doktorantów i młodych pracowników naukowych. Jednak zaistniałe ograniczenia finansowe (rozdział 4), uniemożliwiły realizację tak szerokiego programu badań i zmusiły autora rozprawy do poprzestania jedynie na badaniu elementów krępych.

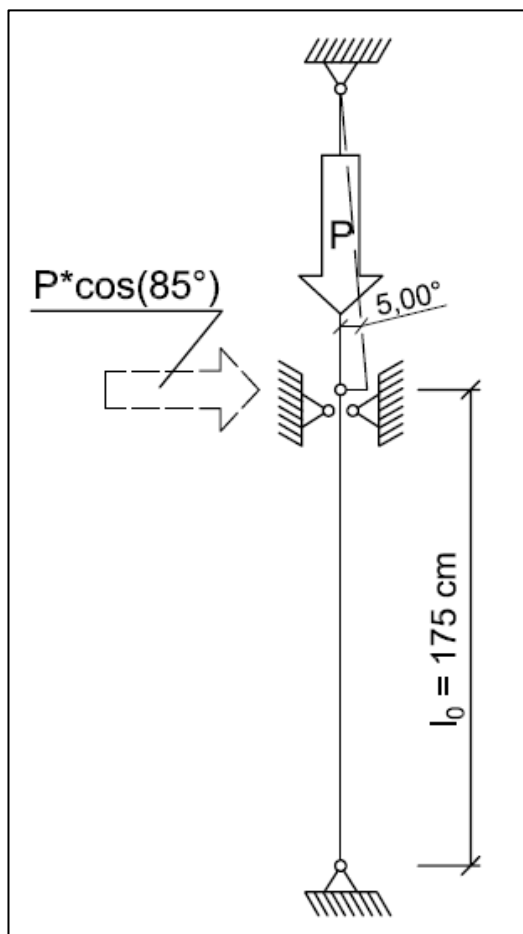
Nie mniej jednak zdecydowano się przedstawić pokrótce w niniejszej rozprawie także wykonane już stanowisko badawcze do badania elementów słupowych smukłych.

Podstawowym elementem stanowiska była stalowa rama stabilizująca w pionie badane elementy. Autor niniejszej rozprawy zbudował odpowiedni wirtualny przestrzenny model obliczeniowy ramy za pomocą programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 (rys. 20a), a następnie sporządził całościowy projekt wykonawczy (rys. 20b). Zastosowany w obliczeniach schemat statyczny ramy pokazano na rys. 21.



**Rys. 20.** Widok przestrzennej ramy stabilizującej:  
*a) widok modelu obliczeniowego,*  
*b) widok wykonanej ramy z zamocowanym elementem S-2*

Rama stabilizująca wspólnie z ramą główną maszyny wytrzymałościowej, do której podwieszają się siłownik typu PZ o nośności 1000 kN (rys. 23) stanowi całość stanowiska badawczego. Ponieważ siłownik podwieszany będzie w sposób przegubowy, a badane elementy opierane będą na obu końcach również przegubowo (rys. 22 a, b), to brak ramy stabilizującej spowodowałby powstanie mechanizmu kinematycznego.

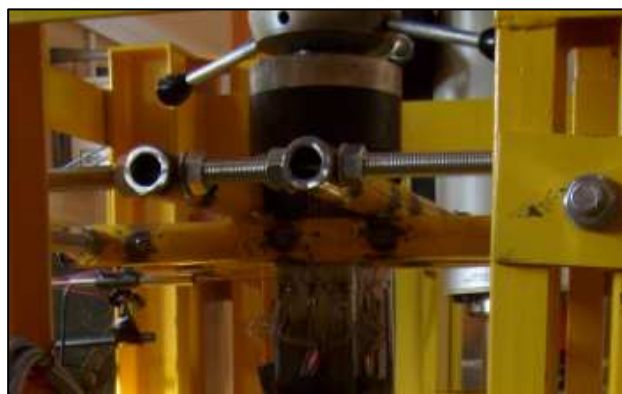


**Rys. 21.** Zastosowany schemat statyczny w zaprojektowanej przestrzennej ramie stabilizującej

a)



b)



**Rys. 22.** Przewidywany sposoby podparcia smukłych elementów stalowo betonowych w trakcie badań:

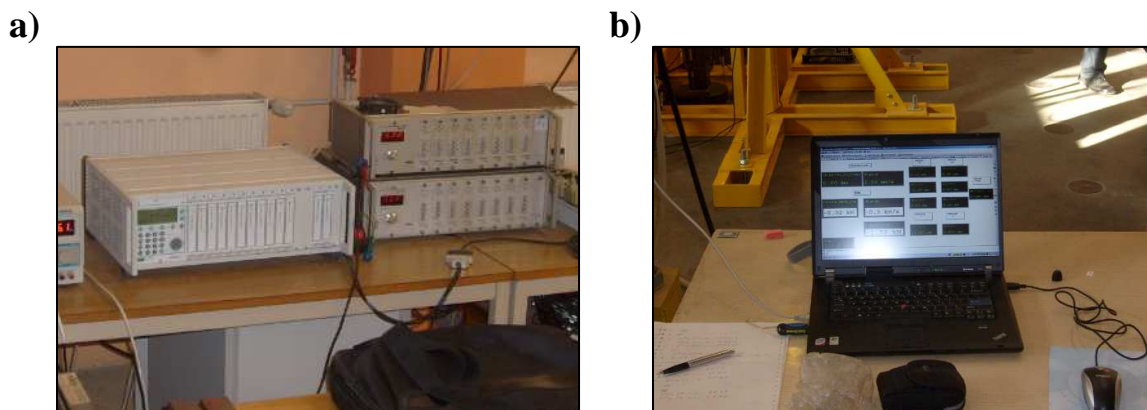
- a) przegub sferyczny dolny,
- b) przegub kulowy górny oraz elementy stabilizujące element w dwóch kierunkach



**Rys. 23.** *Widok ogólny stanowiska do badania smukłych elementów stalowo-betonowych*

Zaprojektowane i wykonane stanowisko badawcze (rys. 23) do badania elementów stalowo-betonowych smukłych, powinno zostać wykorzystane w najbliższej przyszłości, po uzyskaniu odpowiednich środków finansowych do przeprowadzenia badań.

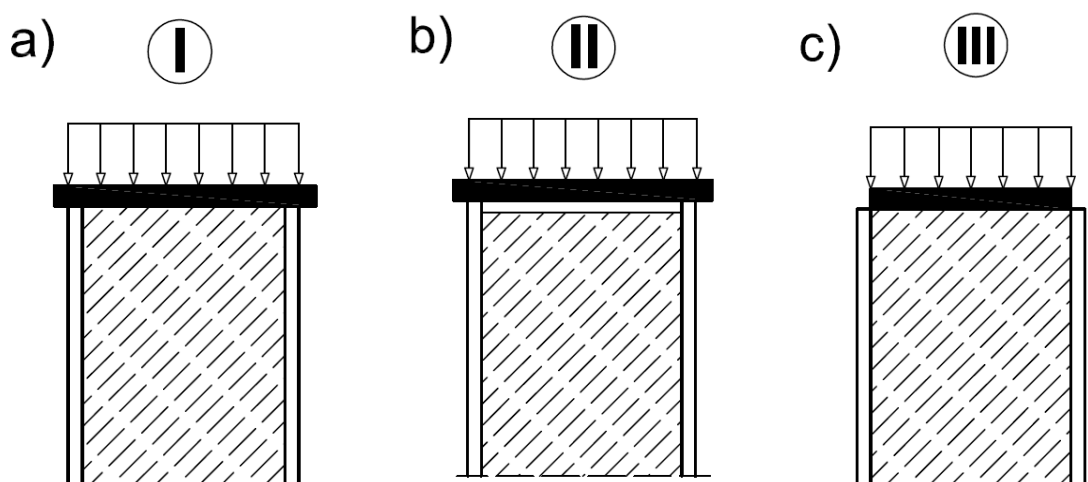
Każde stanowisko badawcze wymaga obecności aparatury pomiarowej, którą pokazano na rys 24. Taką właśnie aparaturę stosowano do rejestracji pomiarów podczas osiowego ściskania krępych elementów rurobetonowych, prezentowanych w niniejszej rozprawie.



**Rys. 24.** Widok aparatury pomiarowej przy stanowisku badawczym:  
*a) aparatura pomiarowa z danymi przekazywanymi do komputera,*  
*b) dane archiwizowane na bieżąco przez komputer podczas badań*

#### 5.2.4. Sposób obciążania elementów badawczych

Problemem tym autor niniejszej rozprawy zajmował się wcześniej w publikacjach [27, 28], opracowanych wspólnie z prof. E. Małkiem. W pracach tych przedstawiona została analityczna próba oszacowania wpływu na nośność sposobu przykładania obciążenia do słupów stalowo-betonowych na przykładzie słupa okrągłego krępego, przy uwzględnieniu różnych przypadków zespolenia stalowego płaszcza rury z rdzeniem betonowym. Analizę wykonano za pomocą programu ANSYS, drogą symulacji zachowania się słupa przy monotonicznym zwiększaniu jego osiowego obciążenia statycznego, od zera do wartości granicznej (nośności). Rozpatrzono trzy podstawowe sposoby obciążania słupa za pośrednictwem sztywnej płyty (rys. 25).



**Rys. 25.** Sposoby przykładania osiowego równomiernego obciążenia na czoło słupa za pośrednictwem sztywnej stalowej blachy: *a) I - równocześnie na płaszczyz stalowej rury i rdzeń betonowy, b) II - wyłącznie na płaszczyz stalowej rury, c) III - wyłącznie na betonowy rdzeń*



Aby analiza numeryczna nie miała wyłącznie wirtualnego charakteru, jej przedmiotem uczyniono krępy słup stalowo-betonowy, wybrany z badań omówionych przez panią dr Lidę Szopę w pracy [42]. Analizę słupa zespolonego wykonano metodą elementów skończonych (MES) wykorzystując program numeryczny ANSYS. Wyniki w postaci wartości naprężeń ściskających radialnych  $\sigma_x = \sigma_y$  i pionowych  $\sigma_z$  w betonie oraz pionowych  $\sigma_{zs}$  w płaszczu stalowym i nośności  $N_u$  słupa stalowo-betonowego przedstawiono w tablicy 9.

**Tablica 9.** Wartości naprężeń w betonie oraz w płaszczu stalowym i nośności  $N_u$

Sposób przykła-dania obciąż.	Zespolenie	Bez uwzględnienia skrępowania Betonu				Z uwzględnieniem skrępowania Betonu			
		$\sigma_x = \sigma_y$	$\sigma_z$	$\sigma_{zs}$	$N_u$	$\sigma_x = \sigma_y$	$\sigma_z$	$\sigma_{zs}$	$N_u$
		MPa	MPa	MPa	kN	MPa	MPa	MPa	kN
I	Pełne	0,5	29,0	320,6	1008	0,6	39,7	320,6	1150
	Niepełne	0,7	29,3	321,5	1015	2,9	41,3	318,4	1170
	Brak	0,9	29,4	320,4	1015	0,6	39,8	319,6	1150
II	Pełne	0,5	28,8	319,4	1000	0,5	38,8	319,2	1140
	Niepełne	2,5	3,5	320,1	613	3,2	2,3	320,0	613
	Brak	4,3	4,0	320,5	613	3,2	2,8	320,1	613
III	Pełne	0,5	28,5	321,4	1008	0,6	40,0	320,7	1150
	Niepełne	3,4	28,9	99,3	600	5,1	47,7	121,4	800
	Brak	4,9	29,6	7,5	400	8,0	51,8	0,4	700

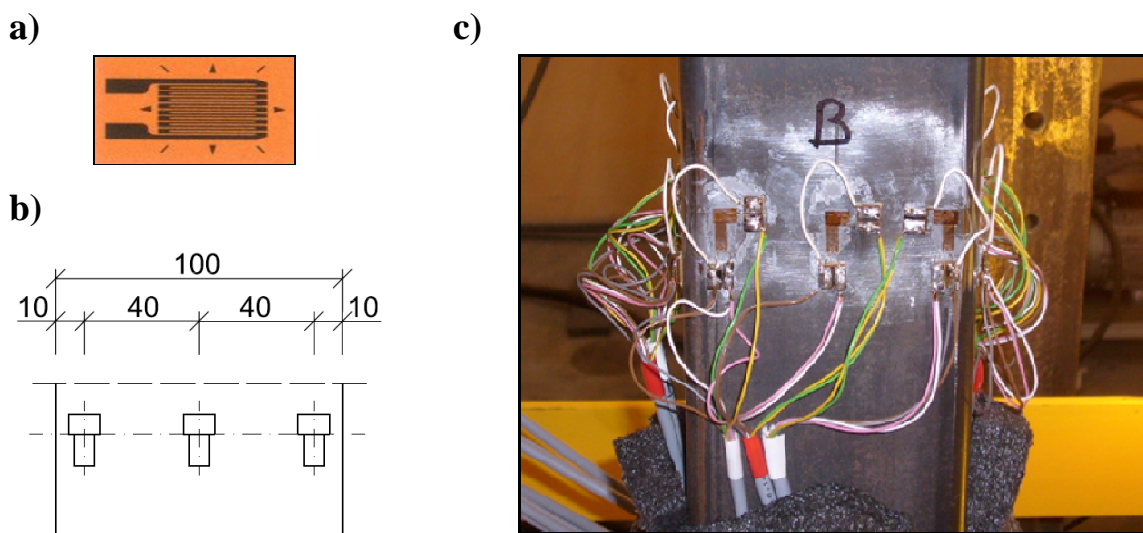
Przeprowadzona metodą elementów skończonych (MES) analiza nośności krępego osiowo ściskanego słupa stalowo-betonowego wykazała, że na jego nośność nie ma praktycznie wpływu sposób przykładania obciążenia, jeżeli tylko istnieje pełne przyczepnościowe zespolenie pomiędzy betonem rdzenia i stalowym płaszczem rury. Wtedy uwzględnianie w obliczeniach zwiększenia wytrzymałości betonu jednokierunkowo ściskanego (w kierunku osi słupa) z tytułu jego skrępowania stalowym płaszczem rury (ograniczenia jego odkształceń poziomych) według propozycji zawartej w [10] daje w efekcie zwiększenie nośności  $N_u$  słupa o około 15% w porównaniu z nośnością  $N_u = 998,6$  kN, wyznaczoną według norm [N1, N3] przy nie uwzględnianiu skrępowania betonu. W przypadku niepełnego zespoleniu pomiędzy stalowym płaszczem i betonowym rdzeniem słupa lub przy zupełnym braku zespolenia i stosowaniu II lub III sposobu obciążania (rys. 25 b, c), następuje znaczne zmniejszenie nośności słupa. Jest to widoczne w przypadku przykładania obciążenia wyłącznie na płaszcz stalowy rury (sposób II), zmniejszenie nośności wynosi wówczas około 40%.

Podczas laboratoryjnych badań własnych kwadratowych słupów krępych obciążenie przekazywane było równomiernie na rdzeń betonowy jak i płaszczał stalowy (rys. 25a). W świetle powyższej analizy [27, 28], przyjęty sposób obciążania elementów badawczych uznać można za najbardziej korzystny, dający wiarygodne rezultaty. W przeprowadzonych badaniach własnych obciążenia krępych słupów CFST zwiększano powoli skokami co 100 kN aż do uzyskania maksymalnej siły osiowo ściskającej (nośności słupów).

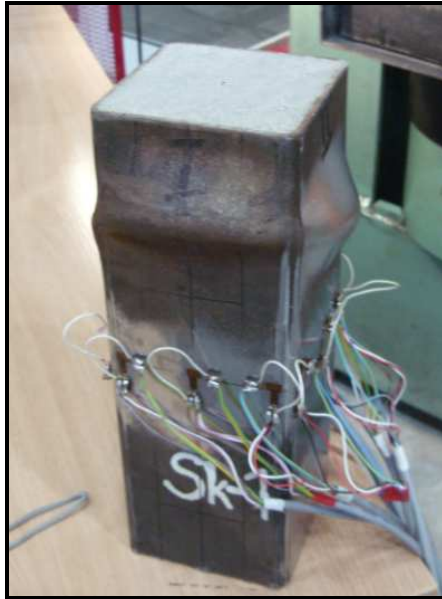
### 5.2.5. Mierzone wielkości

W trakcie badań laboratoryjnych prowadzone były szczegółowe pomiary odkształceń podłużnych i poprzecznych płaszczał stalowego słupów zespolonych stalowo-betonowych w postaci stalowej rury kwadratowej wypełnionej betonem. Odkształcenia mierzone były – dla kolejnych poziomów obciążenia ściskającego  $F$  – za pomocą tensometrów elektrooporowych naklejanych w połowie wysokości każdego elementu badawczego (rys. 26c, 27). Rozmieszczenie tensometrów na ściankach badanego elementu krępego pokazano na rysunkach 26 i 27.

W badaniach stosowano jeden typ tensometrów elektrooporowych o długości bazy pomiarowej wynoszącej 4 mm (rys. 26 i 27). Były to tensometry foliowe wyprodukowane w kraju przez firmę TENMEX.



**Rys. 26.** Tensometry foliowe produkcji firmy Tenmex mierzące odkształcenia pionowe i poziome na płaszczał stalowym badanych elementów: **a)** rysunek katalogowy stosowanych tensometrów, **b)** schemat rozmieszczenia tensometrów pionowych i poziomych na każdej ściance płaszczał elementu, **c)** widok ścianki w połowie wysokości, na której zainstalowano tensometry foliowe (widoczne przylutowane do tensometrów końcówki przewodów)



**Rys. 27.** Widok stalowo-betonowego elementu krępego SBK-1 po badaniach z widocznym na ściankach płaszcza stalowego w środku jego wysokości układem zastosowanych tensometrów do pomiaru odkształceń pionowych i poziomych

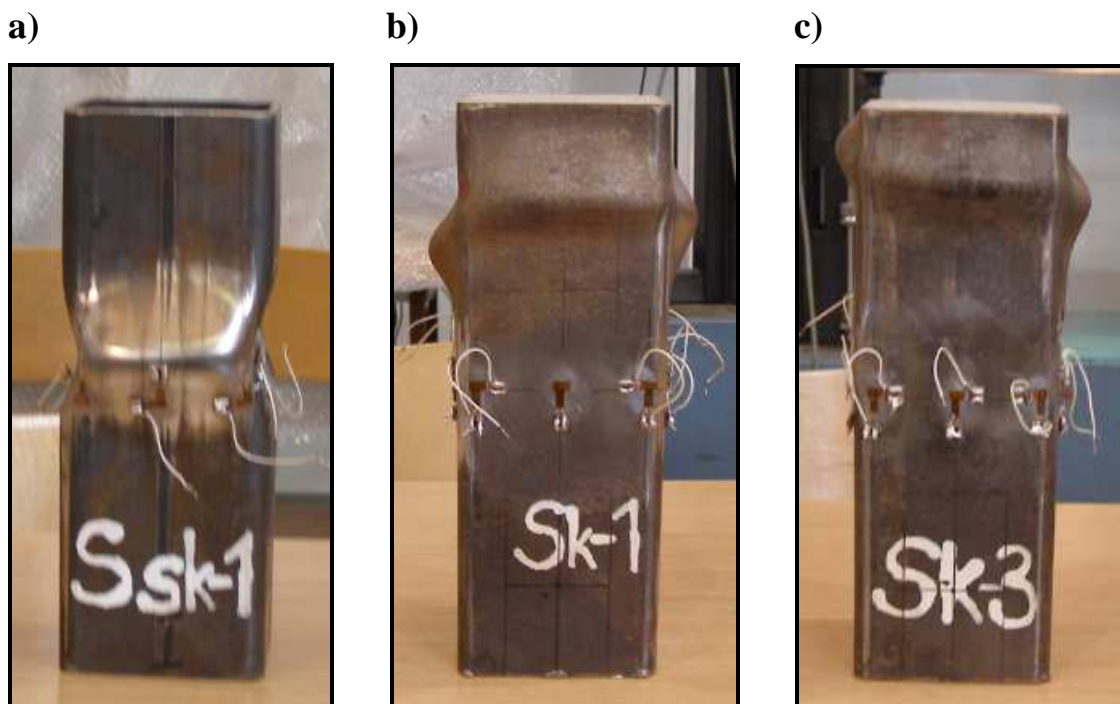
## 6. Opracowanie i analiza rezultatów badań eksperymentalnych własnych

Przeprowadzone badania na trzech rurobetonowych elementach krępych o przekroju kwadratowym nie wykazały istotnych różnic w mechanizmach zniszczenia tych elementów. Wszystkie te elementy niszczyły się przez lokalną utratę stateczności (lokalne wyboczenie), ale dopiero w fazie pokrytycznej to znaczy po wystąpieniu maksymalnej siły ściskającej element czyli nośności elementu. Tworzące się przy wyboczeniu fałdy płaszcza stalowego miały kierunek poziomy, poprzeczny względem osi elementu słupowego krępego, co ilustrują rysunki 28 i 29.



**Rys. 28.** Widok słupa krępego Sk-2 na stanowisku badawczym po zakończeniu badań

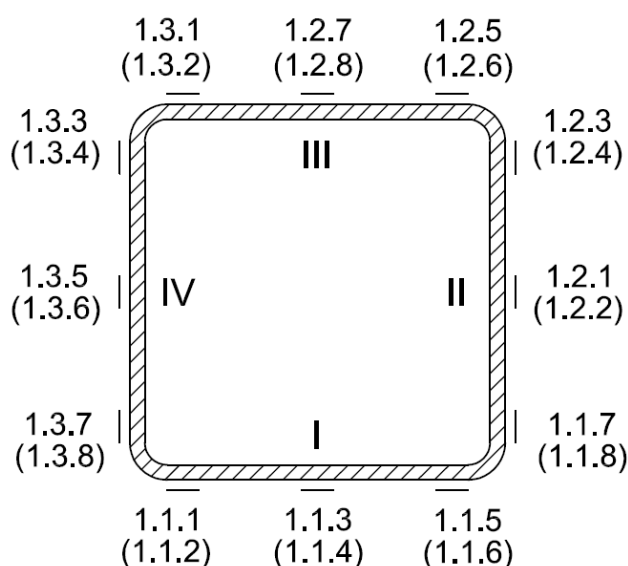
Pomiarów odkształceń płaszcza stalowego dokonywano w środkowym przekroju każdego krępego słupa rurobotonowego w miejscach zaznaczonych na rys. 30. Pomiarami tymi stwierdzono, że we wszystkich trzech krępach słupach rurobotonowych jak też w słupie stalowym bez wypełnienia, odkształcenia pionowe i poziome płaszcza stalowego osiągały wartości większe od tych, które towarzyszą umownej granicy plastyczności stali  $f_{ym}$ . Działo się to jeszcze przed osiągnięciem przez element nośności czyli maksymalnej wartości osiowej siły ściskającej  $N_u = F_u$ .



**Rys. 29.** Widok lokalnej utraty stateczności w przebadanych słupach krępach:  
a) słup stalowy Ssk-1, b) słup stalowo-betonowy Sk-1, c) słup stalowo-betonowy Sk-3

Badaniom eksperymentalnym podano także słup stalowy z rury kwadratowej nie wypełnionej betonem, o tej samej wysokości, wymiarach przekroju poprzecznego i grubości ścianki co przebadane krępe słupy rurobotonowe. W słupie tym, podobnie jak w słupach rurobotonowych, zniszczenie nastąpiło po osiągnięciu przez niego nośności (maksymalnej osiowej siły ściskającej), także na skutek utraty lokalnej stateczności płaszcza stalowego (w postaci poziomej fałdy), w pobliżu środka słupa. Wartości odkształceń pomierzone w tym stalowym słupie rurowym (bez wypełnienia betonem, jeszcze przed osiągnięciem nośności słupa), także miały wartości większe od odkształceń towarzyszących umownej granicy plastyczności stali.

Jak pokazano na rys. 30, punktów pomiarowych tensometrycznych było 12, a naklejonych na płaszczy stalowym w środku każdego elementu badawczego było dwukrotnie więcej. Na rys. 30 podano przyjętą numerację tensometrów. Podane w nawiasach numery dotyczą tensometrów naklejonych poziomo, natomiast numery bez nawiasów dotyczy tensometrów naklejonych pionowo. Na rysunku tym podano także (cyframi rzymskimi) numerację ścianek słupa kwadratowego.



**Rys. 30.** Numery tensometrów rozmieszczonych na płaszczy stalowym na obwodzie środkowego przekroju badanych słupów

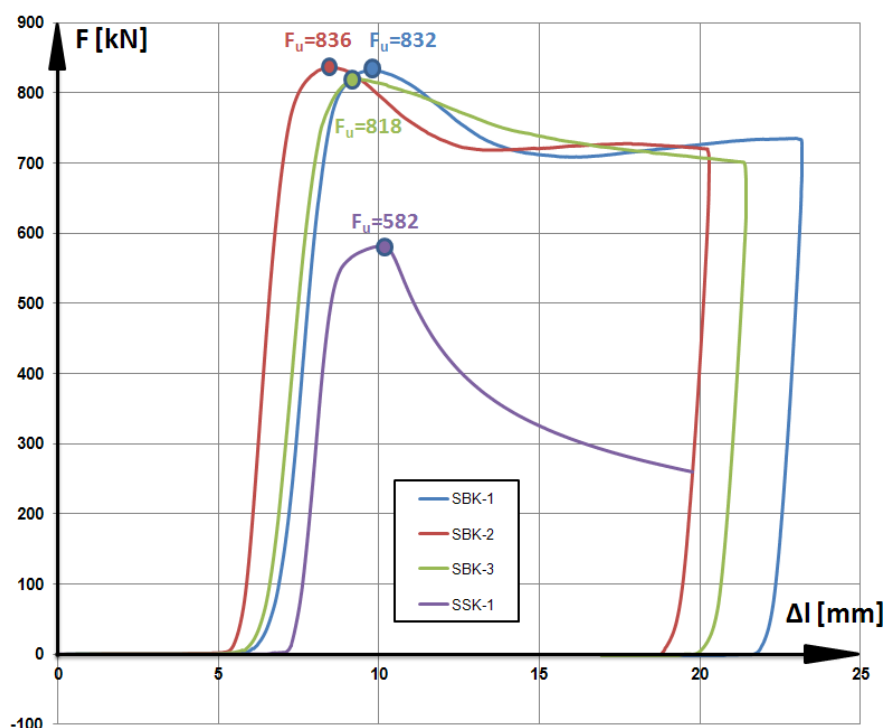
Wyniki pomiarów przedstawione zostały w niniejszym rozdziale w postaci wykresów, które stanowią formę czytelną ułatwiającą analizę wyników badań. Zaprezentowano tylko przykładowe wykresy, umieszczając wszystkie pozostałe w załączniku A. Zdecydowano także zmienić nomenklaturę słupów (ujednolicić) w stosunku do zastosowanej roboczo w badaniach, widocznej np. na rys. 27 – 29 oraz 38. Wprowadzono mianowicie następujące nowe symbole słupów (stare używane w badaniach, podano w nawiasach):

- SSK-1 (Ssk-1) – słupa stalowy krępy bez wypełnienia betonem,
- SBK-1 (Sk-1) – słup stalowo-betonowy krępy nr 1,
- SBK-2 (Sk-2) – słup stalowo-betonowy krępy nr 2,
- SBK-3 (Sk-3) – słup stalowo-betonowy krępy nr 3,

Wykresy pokazane na rys. 31 przedstawiają zależności pomiędzy osiową siłą ściskającą a powodowanymi przez nią skróceniami wszystkich czterech badanych krępych słupów. Skrócenia słupów były mierzone indukcyjnym przetwornikiem drogi. Poszczególne wykresy na rys. 31, dla lepszego ich uwidocznienia wykonano różnymi kolorami

i w przesunięciu poziomym, gdyż w przeciwnym razie nałożyłyby się one na siebie. Na rys. 31 nośność  $N_u = F_u$  poszczególnych krępych słupów odczytywano jako największe rzędne wykresów, czyli jako największe wartości sił osiowych ściskających pomierzonych w badaniach. Odczytane z wykresów na rys. 31 nośności słupów są następujące:

- **SBK-1**  $N_u = F_u = 832$  kN
- **SBK-2**  $N_u = F_u = 836$  kN
- **SBK-3**  $N_u = F_u = 818$  kN

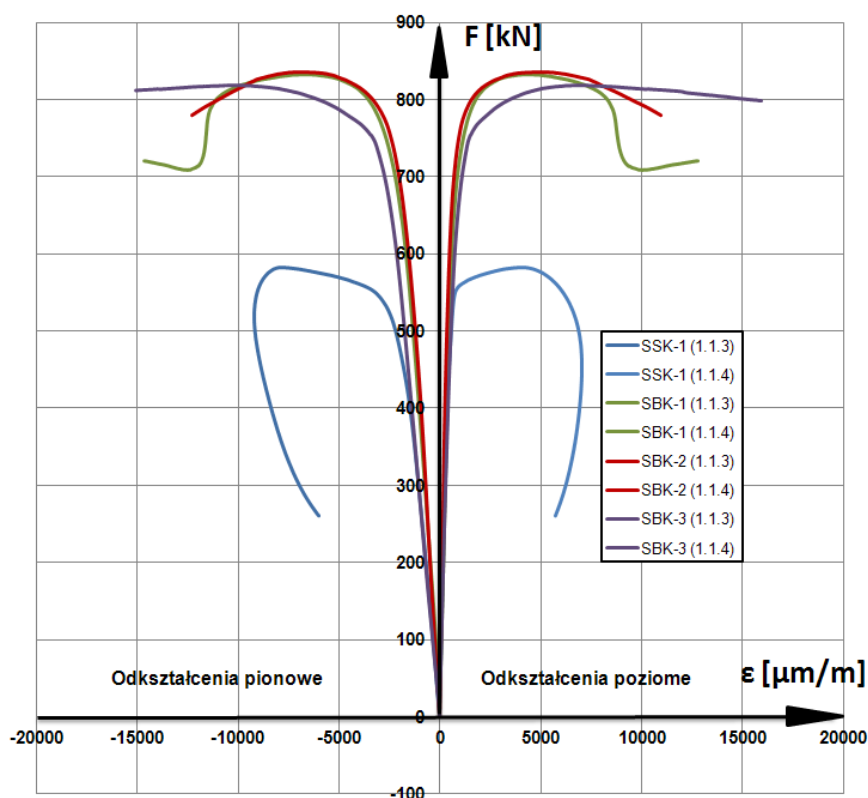


**Rys. 31.** Zależności między osiową siłą ściskającą a skróceniem badanych słupów krępych, zwane też ścieżkami równowagi statycznej

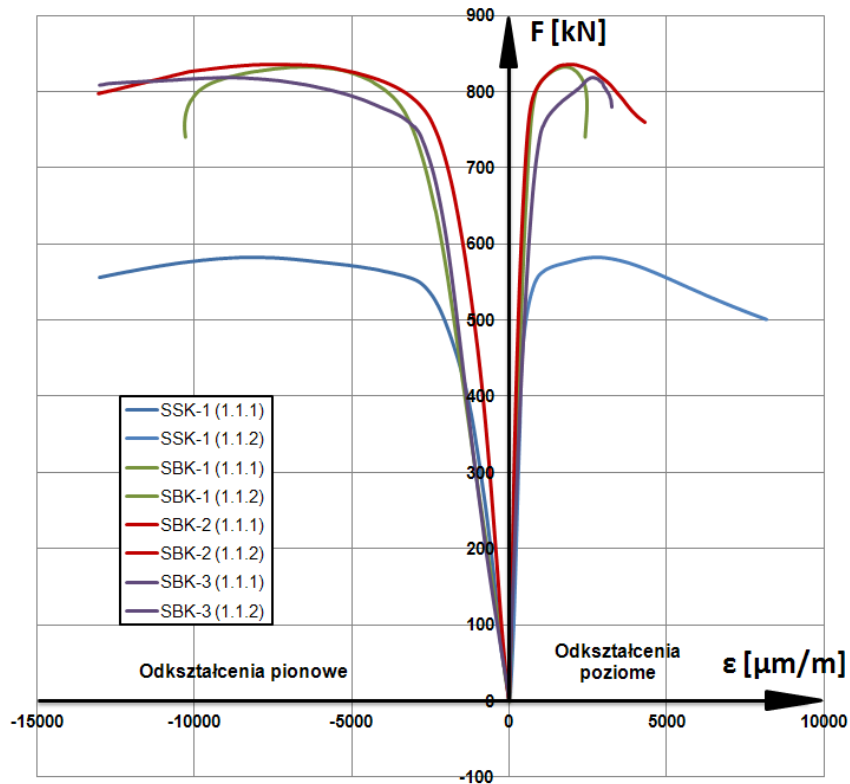
Na rysunkach 32, 33 i 34 przedstawiono wyniki pomiarów tensometrycznych uzyskane w połowie wysokości elementów badawczych na ścianie nr I (rys. 30) w formie wykresów zależności siły  $F$  osiowo ściskającej elementy od odkształceń pionowych i poziomych stalowego płaszcza. Wykresy te sporządzono dla wszystkich elementów badawczych, dla punktów pomiarowych w środkowym odcinku poziomego, środkowego przekroju krępych słupów typu CFST: w środku tego odcinka (rys. 32) oraz na jego końcach, tj. w narożach poziomego środkowego przekroju (rys. 33 i 34). Wykresy pokazane na rys. 32 ÷ 34 zamieszczono ponownie w załączniku A wraz z pozostałymi wykresami odkształcalności sporządzonymi w pozostałych punktach poziomego środkowego przekroju

(rys. 30) z naniesionymi dodatkowo wykresami odkształcalności uzyskanymi z modelu numerycznego MES (patrz podrozdział 7.3).

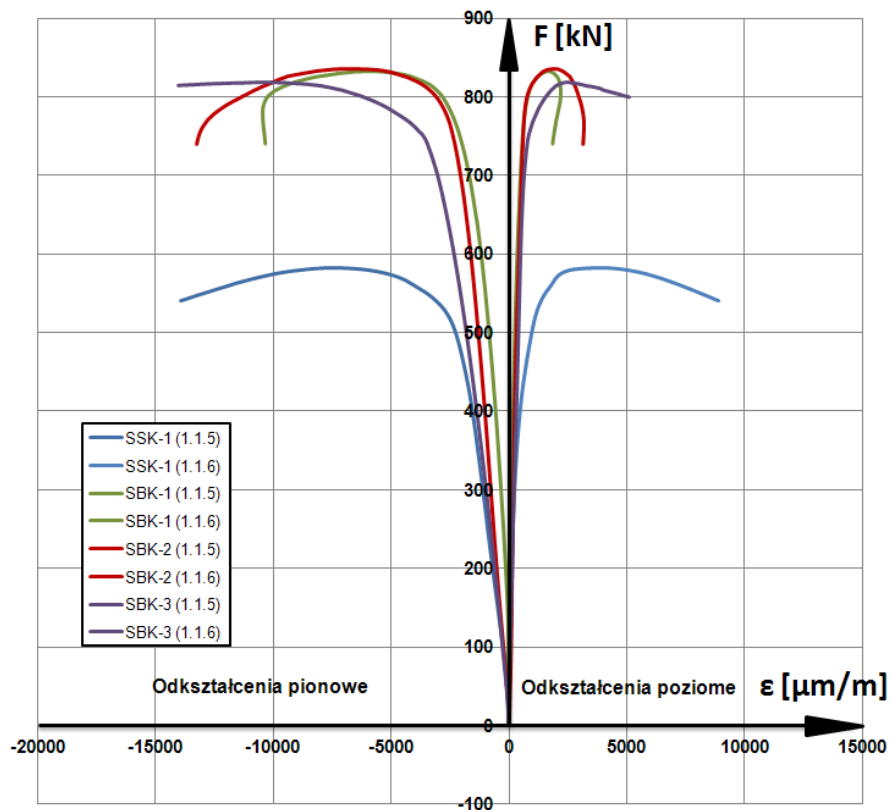
Analizując otrzymane wyniki zauważono, że do chwili osiągnięcia przez płaszc stalowy w badanych elementach odkształceń pionowych odpowiadających umownej granicy plastyczności towarzyszące im odkształcenia poziome były kilku krotnie mniejsze. Po przekroczeniu poziomu umownej granicy plastyczności przez odkształcenia pionowe, bardzo mocno zaczęły rosnąć odkształcenia poziome. Śledząc wyniki odkształceń można stwierdzić jednoznacznie, że płaszc stalowy bardzo aktywnie pracuje w obu kierunkach, zarówno podłużnym jak i poprzecznym (obwodowym).



**Rys. 32.** Wykresy zależności osiowej siły ściskającej  $F$  od odkształceń  $\epsilon$  pomierzonych na płaszczu stalowym słupów na tensometrach 1.1.3 i 1.1.4 znajdujących się na ścianie I (rys. 30)



**Rys. 33.** Wykresy zależności osiowej siły ściskającej  $F$  od odkształceń  $\epsilon$  pomierzonych na płaszczy stalowym słupów na tensometrach 1.1.1 i 1.1.2 znajdujących się na ścianie I (rys. 30)

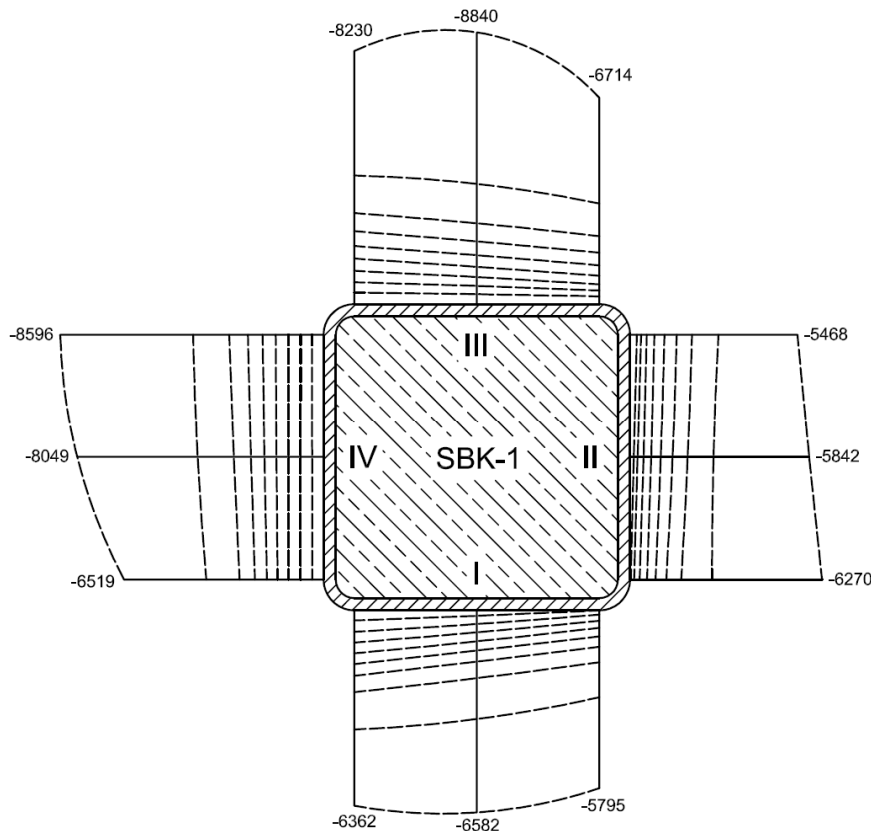


**Rys. 34.** Wykresy zależności osiowej siły ściskającej  $F$  od odkształceń  $\epsilon$  pomierzonych na płaszczy stalowym słupów na tensometrach 1.1.5 i 1.1.6 (rys. 30)

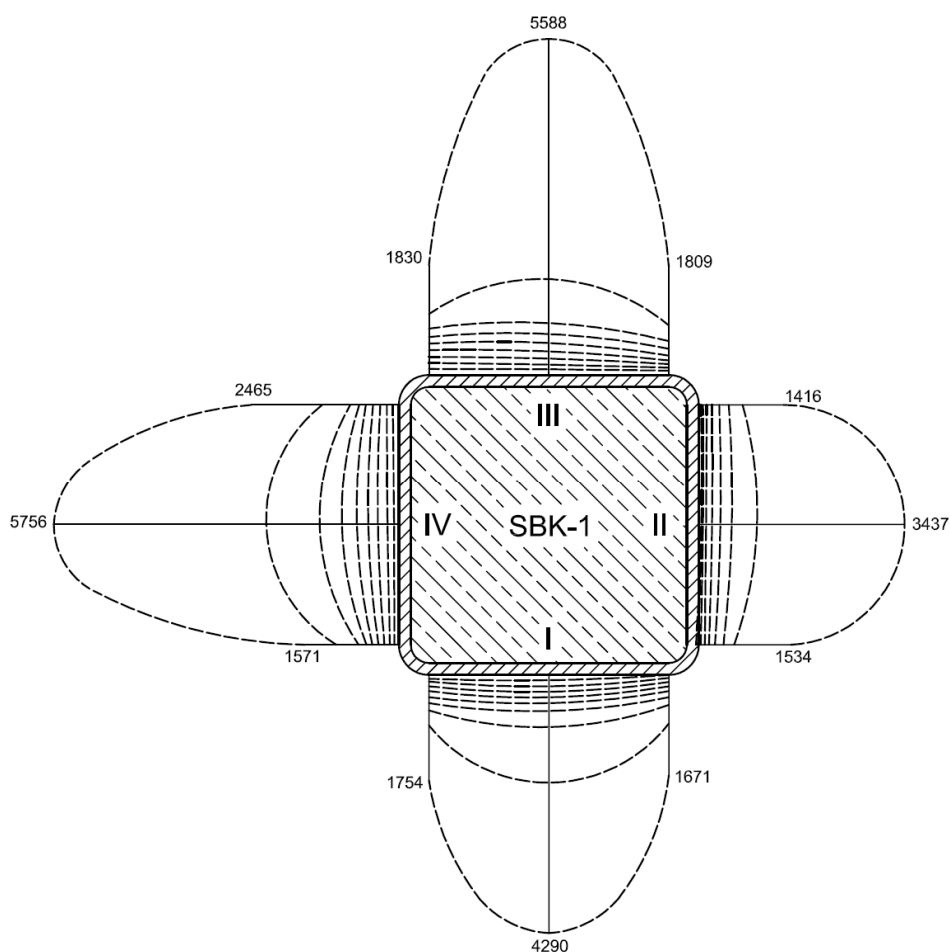


Otrzymane w badaniach wartości odkształceń pionowych i poziomych płaszcza stalowego przedstawiono również w postaci pokazanej na rysunkach 35 i 36. Na rysunkach 35 i 36 pokazano, przykładowo dla krępego słupa CFST oznaczonego symbolem SBK-1, rozkłady wartości odkształceń pionowych (rys. 35) i poziomych (rys. 36), pomierzonych na płaszczu stalowym słupa w punktach znajdujących się w środkowym poziomym przekroju na bokach I, II, III i IV (rys. 30). Rozkłady te utworzono łącząc liniami trzy wartości odkształceń pomierzone na każdym z ww. boków (rys. 30, 35 i 36), dla poszczególnych wartości skokowo narastającej osiowej siły ściskającej  $F$  (rys. 35 i 36). Ostatnie linie w tych rozkładach dotyczą obciążeń maksymalnych, to znaczy takich, przy których siła osiowa ściskająca  $F$  osiągnęła wartość nośności  $F_u$ . Odkształcenia pionowe (rys. 35) towarzyszyły naprężeniom ściskającym, zaś poziome (rys. 36) – naprężeniom rozciągającym. Rozkłady odkształceń pomierzonych na płaszczu stalowym w środkowym przekroju pozostałych słupów oznaczonych symbolami SSK-1, SBK-2 i SBK-3 zamieszczone w załączniku B miały podobny charakter.

Część wyników pomiarów odkształceń płaszcza stalowego zamieszczono E1 ÷ E3 w załączniku E, w których porównano je z odkształceniami obliczonymi modelem numerycznym (podrozdział 7.3).

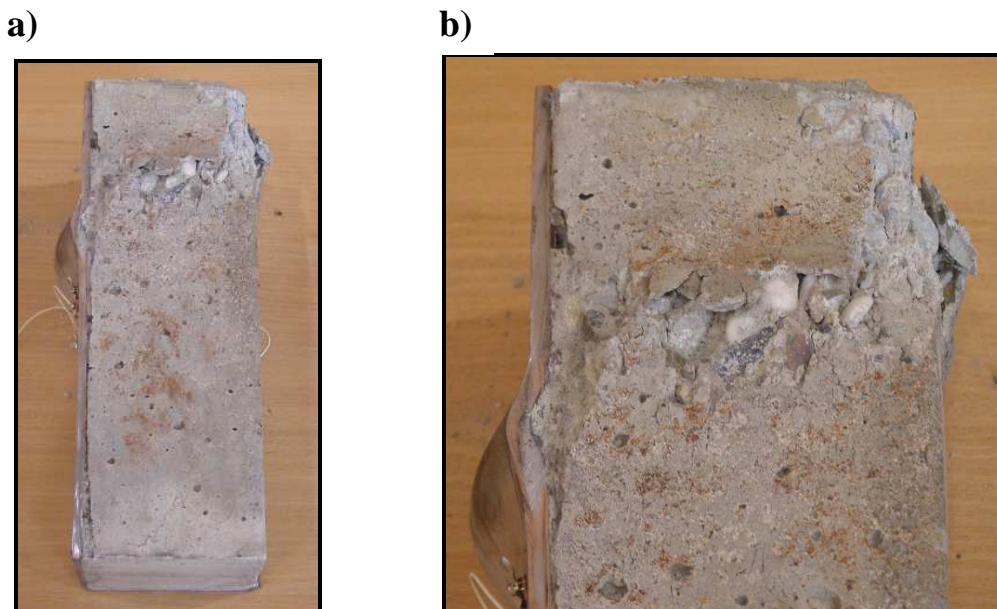


**Rys. 35.** Rozkłady odkształceń pionowych na obwodzie środkowego przekroju słupa SBK-1



**Rys. 36.** Rozkłady odkształceń poziomych na obwodzie środkowego przekroju słupa SBK-1

Po zakończeniu badań rozcięto całkowicie płaszcz stalowy we wszystkich przebadanych słupach krępych stalowo-betonowych typu CFST, w celu oceny postaci zniszczenia wewnątrz rdzenia betonowego. W miejscach lokalnego wyboczenia – powstałego w stanie podkrytycznym – stwierdzono, że beton został całkowicie zmiażdżony [rys. 37], natomiast w pozostałych miejscach widoczne były jedynie rysy o kierunku równoległym do osi słupa.



**Rys. 37.** Widok rdzenia betonowego po rozcięciu płaszcza stalowego w słupie SBK-1: **a)** widok całego rdzenia betonowego, **b)** widok zmiażdżonego betonu w miejscu lokalnego wyboczenia

Po rozcięciu płaszcza stalowego na każdym przebadanym elemencie słupowym dokonano również oceny, czy przyczepność rdzenia betonowego do płaszcza stalowego została zachowana także w stanie pokrytycznym. Okazało się że pomimo znacznych deformacji płaszcza stalowego w tym stanie wszędzie – poza miejscem lokalnego wyboczenia – nie została ona naruszona. Świadczy o tym m. in. fakt, że pomimo całkowitego rozcięcia płaszcza stalowego trzeba było używać znacznej siły, aby oddzielić fragmenty płaszcza stalowego od rdzenia betonowego. Na rysunku 38 pokazano widok rdzenia betonowego oraz płaszcza stalowego od strony wewnętrznej po jego rozcięciu w słupie SBK-1. Podobny obraz zniszczenia stwierdzono w słupach CFST oznaczonych symbolami SBK-2 i SBK-3.



**Rys. 38.** Widok rdzenia betonowego po rozcięciu płaszcza stalowego w słupie SBK-1 (SK-1), SBK-2 (SK-2) oraz SBK-3 (SK-3)

Stwierdzono również, że przy zniszczeniu w rdzeniu betonowym, w miejscu gdzie płaszcz stalowy uległ lokalnemu wyboczeniu, tworzył się stożek betonowy (rys. 38).

Analizując przedstawione wyżej rezultaty badań osiowo ściskanych krępych słupów stalowo-betonowych typu CFST o przekroju kwadratowym, można stwierdzić, że:

- wszystkie wykresy odkształcalności (rys. 32 ÷ 34 oraz rys. A.1 ÷ A.12 w załączniku A) prawie pokrywają się, zwłaszcza w części poniżej ich wierzchołków (nośności  $N_u = F_u$ ), co świadczy o dokładności i staranności przeprowadzonych badań,
- wykresy odkształcalności wszystkich słupów w tym także słupa stalowego SSK-1, mają w przybliżeniu przebieg prostoliniowy aż do poziomu obciążenia stanowiącego około 90% wartości nośności  $F_u = N_u$ , odpowiadającej wierzchołkowi wykresów (rys. 32 ÷ 34 oraz rys. A.1 ÷ A.12 w załączniku A),
- wartości pionowych odkształceń pomierzonych na płaszczu stalowym słupów przewyższają 2-3 krotnie wartości odkształceń poziomych,
- wykresy odkształcalności wszystkich słupów mają również część opadającą, co pozytywnie świadczy o ich ciągliwości,
- w przybliżeniu symetryczne wykresy rozkładów odkształceń pionowych i poziomych przedstawione na rysunkach 35 i 36 oraz rys. B.5 ÷ B.6 w załączniku B, świadczą o prawie równomiernym (bez istotnych imperfekcji) osiowym przekazywaniu obciążeń ściskających na słupy,
- odkształcenia poziome graniczne pomierzone (w połowie wysokości słupów) w środku boków płaszczu stalowej rury kwadratowej są około 2,5 – krotnie większe od odkształceń poziomych pomierzonych w narożach (rys. 36 oraz B.2, B.4 i B.6 w załączniku B) co świadczy o nierównomiernym rozkładzie poziomych sił rozciągających w stalowym płaszczu słupów.

## **7. Model numeryczny pracy statyczno wytrzymałościowej krępego osiowo ściskanego słupa stalowo – betonowego w postaci kwadratowej rury wypełnionej betonem**

Głównym celem przeprowadzonej w niniejszym rozdziale analizy numerycznej było oszacowanie nośności granicznej oraz określenie stanów naprężeń i odkształceń w osiowo ściskanych krępach słupach zespolonych w postaci stalowej rury kwadratowej wypełnionej betonem. Dla porównania, analizie poddano również słup stalowy nie wypełniony betonem. Wszystkie obliczenia zostały przeprowadzone przy wykorzystaniu programu ABAQUS Standard, ze szczególnym wykorzystaniem zawartego w nim modułu Dynamic Explicit, pozwalającego na lepsze odwzorowanie rzeczywistego zachowania się analizowanego elementu. Przy modelowaniu numerycznym wykorzystano wiele cennych informacji zawartych w podręcznikach [1, 2] dotyczących obsługi programu ABAQUS. Statycznie narastające obciążenie było wynikiem wprowadzonego wymuszonego przemieszczenia.

Celem analizy numerycznej było określenie stanu odkształcenia i naprężenia w przedmiotowych słupach stalowo-betonowych CFST w całym zakresie obciążeń ściskających oraz sprawdzenie, czy występuje w tych słupach zjawisko skrępowania betonu i w jakim stopniu wpływa ono na wzrost nośności słupów.

Analiza wiązała się z przeprowadzeniem wielu obliczeń numerycznych za pomocą programu ABAQUS, prowadzących do wyznaczenia ścieżek równowagi statycznej w postaci zależności pomiędzy wypadkowym obciążeniem  $F$  a skróceniem  $\Delta l$ , bądź też odkształceniem  $\varepsilon$ . Przeprowadzone studia parametryczne pozwoliły na weryfikację niektórych założeń w zbudowanym modelu obliczeniowym słupa krępego.

W analizie numerycznej zmiennymi parametrami były:

- rodzaj elementu skończonego w przypadku płaszcza stalowego (Shell, Solid),
- wpływ zagęszczenia siatek elementów skończonych,
- różne modele konstytutywne ściskanego betonu wypełniającego stalową rurę o przekroju kwadratowym,
- założony model zespolenia pomiędzy rdzeniem betonowym a płaszczem stalowym rury, oraz między częścią blachy z pomocą której przykładane było obciążenie a głowicą słupa.

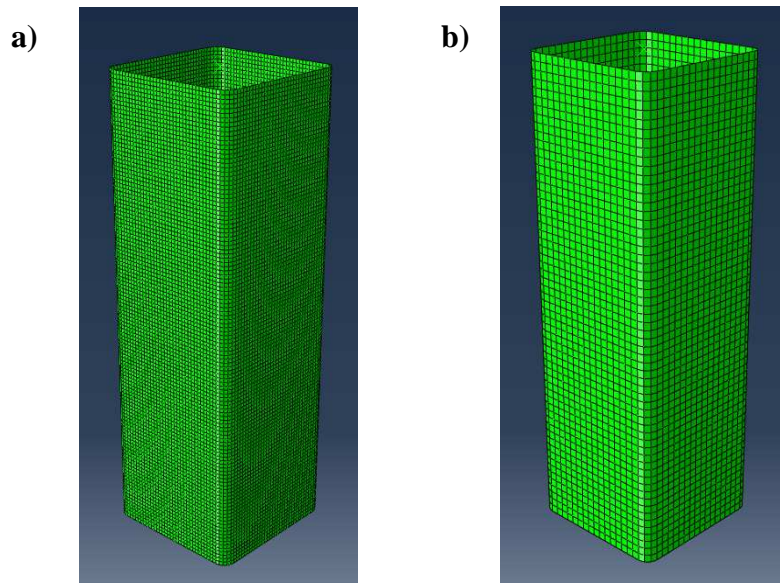
Analizę numeryczną prowadzono oczywiście na krępych słupach stalowo-betonowych o przekroju kwadratowym o wymiarach badanego słupa rzeczywistego. Analizę

tę prowadzono w dwóch etapach. W pierwszym etapie zbudowano trójwymiarowy model słupa w postaci stalowej rury kwadratowej bez wypełnienia. Dla tak zbudowanego modelu przeprowadzono szereg analiz porównawczych na podstawie których ustalono szereg optymalnych wartości parametrów, które okazały się być najbardziej zbliżone do wyników eksperymentu. Weryfikacja została przeprowadzona dla wyników z obliczeń numerycznych w odniesieniu do wyników eksperymentu za pomocą ścieżek równowagi statycznej i postaci deformacji badanych elementów.

Przeprowadzając analizę numeryczną skoncentrowano również uwagę na przyjęciu odpowiedniego modelu betonu (opartego na hipotezie „Concrete Damage Plastysity” oraz „Drackera Pragera”), którego właściwości szerzej omówione zostały w pracach [21, 43, 44,]. W analizie numerycznej oprócz doboru odpowiednich wartości parametrów materiałowych przyjętego modelu betonu, uwzględniono również różne warianty zespolenia między rdzeniem betonowym a stalowym płaszczem słupów. Analizowano również wpływ wielkości przyjętego elementu skończonego w siatkach podziałowych na nośność rozważanego modelu słupa.

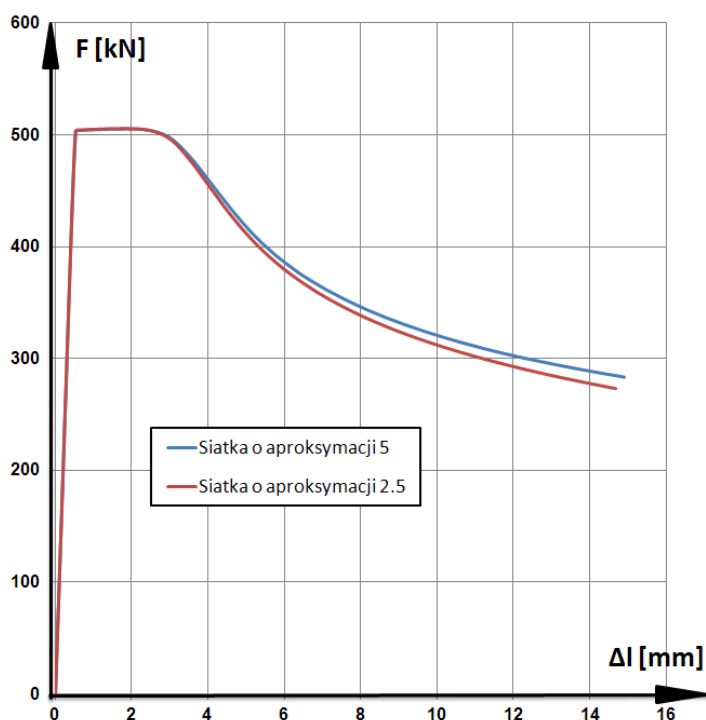
### **7.1. Analiza MES krępego słupa stalowego nie wypełnionego betonem**

Podczas pierwszego podejścia do analizy numerycznej wykorzystano dostępny w programie ABAQUS moduł obliczeniowy nazwany Static Risk. W tym module przeprowadzono analizę zachowania się pod obciążeniem statycznym stalowego słupa w postaci kwadratowej rury bez wypełnienia betonem. Obciążenie ściskające realizowano drogą wymuszania pionowych przemieszczeń (skróceń) słupa. Na zbudowanym modelu numerycznym (rys. 39. a, b) przeanalizowano dwie różne gęstości siatki elementów skończonych (o aproksymacji 2,5 oraz 5), w celu oceny jaki to ma wpływ na nośność przedmiotowego słupa. Płaszcz stalowy słupa krępego zamodelowano za pomocą czterowęzłowych elementów powłokowych (S4R).



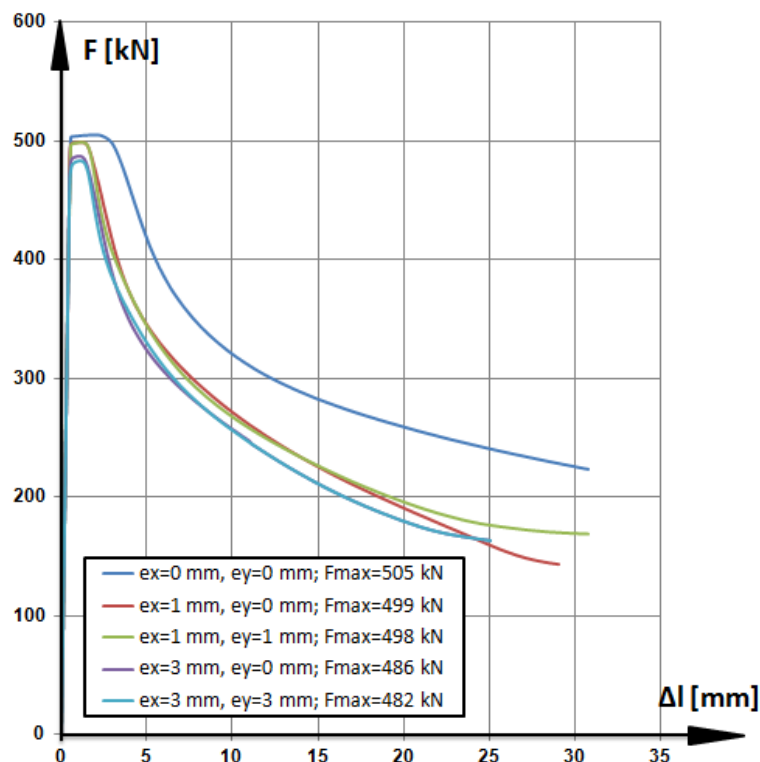
**Rys. 39.** Widok przestrzennego modelu numerycznego słupa stalowego (bez wypełnienia) o dwóch różnych gęstościach siatek elementów skończonych:  
*a) o aproksymacji 2.5, b) o aproksymacji 5*

Na rysunku 40 przedstawiono otrzymane wyniki obliczeń w postaci ścieżek równowagi statycznej zbudowanego numerycznego modelu słupa stalowego o dwóch gęstościach siatki podziałowej MES. Otrzymane z analizy wartości nośności okazały się być takie same dla obu przyjętych aproksymacji siatki MES, niewielkie różnica pojawiły się dopiero w fazie pokrytycznej.



**Rys. 40.** Ścieżki równowagi statycznej otrzymane dla modelowego słupa stalowego, otrzymane dla dwóch gęstości siatek MES

W trakcie analizy numerycznej słupa stalowego modelowego postanowiono także prześledzić wpływ na nośność tego słupa, ewentualnych bardzo małych mimośrodków obciążenia ściskającego. Wyniki tej analizy przedstawiono na rys. 41 i 42.

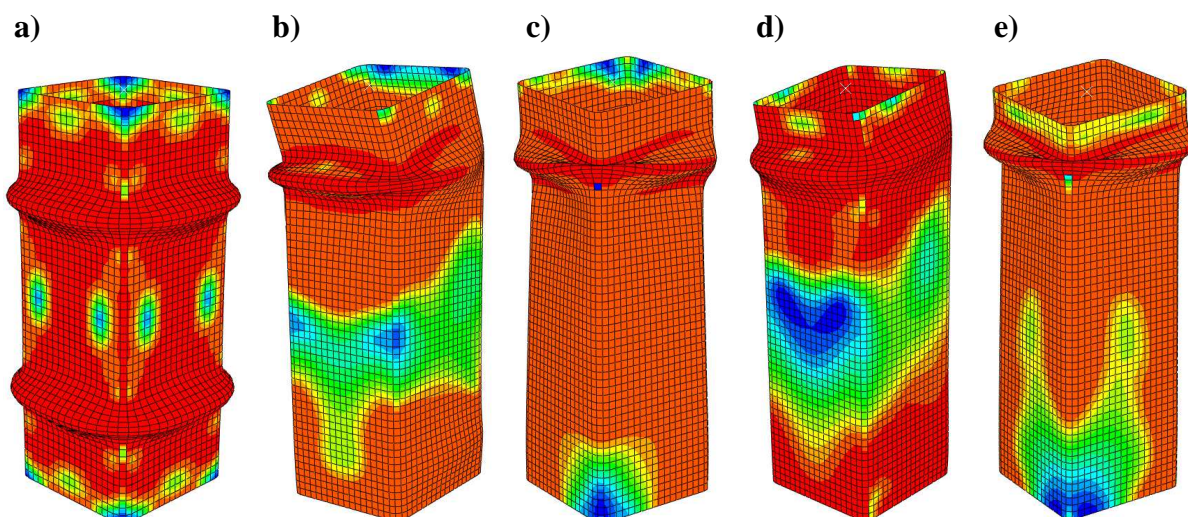


**Rys. 41.** Ścieżki równowagi statycznej otrzymane dla modelowego słupa stalowego, przy różnych bardzo małych mimośrodkach

Jak wynika z rys. 41, pojawienie się małego mimośrodu rzędu 3 mm, powoduje spadek nośności słupa stalowego o ok. 5 %. Różnica pomiędzy nośnością słupa stalowego SSK-1 otrzymaną z obliczeń numerycznych ( $N_u = F_u = 508$  kN) a pomierzoną w badaniach doświadczalnych ( $N_u = F_u = 582$  kN) wyniosła już ok. 15%.

Ponieważ jednak obraz deformacji słupa stalowego SSK-1 zaobserwowany w badaniach doświadczalnych odbiegał wyraźnie od otrzymanego z obliczeń numerycznych.

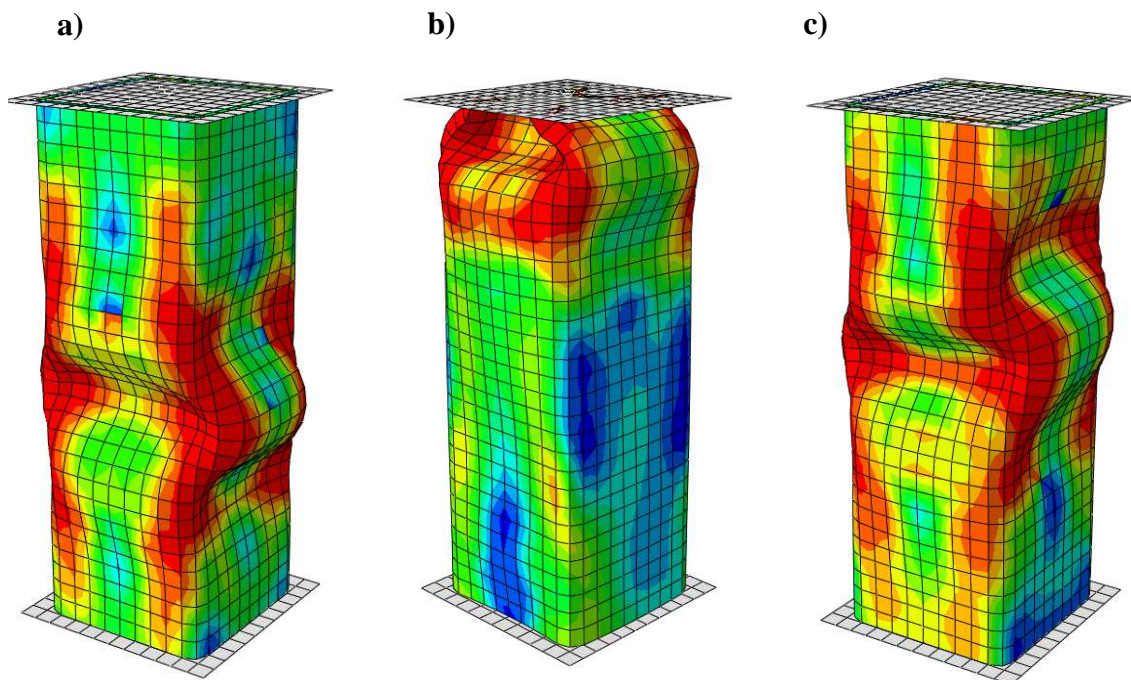




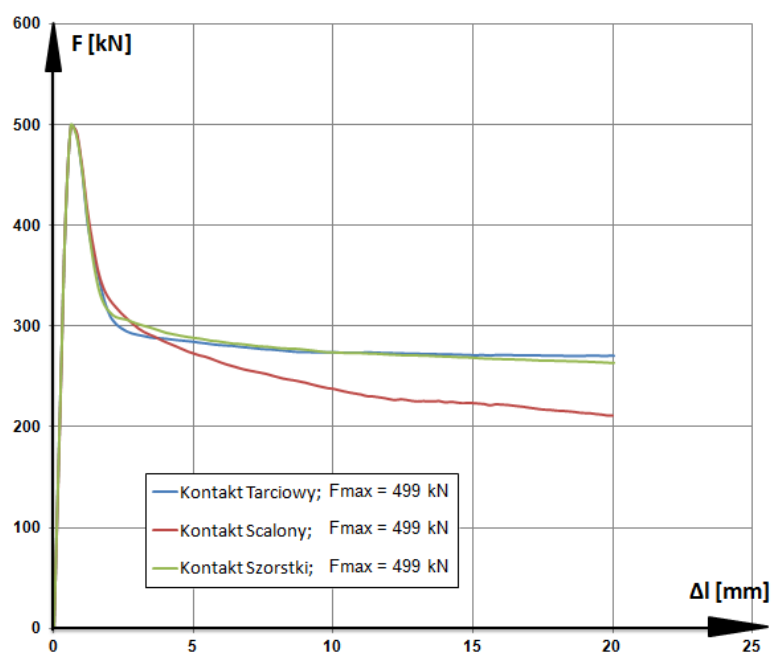
**Rys. 42.** *Obraz deformacji po przeprowadzeniu obliczeń numerycznych w płaszczu słupa stalowego SSK-1 dla małych mimośrodów: a)  $e_x=0$  mm;  $e_y=0$  mm, b)  $e_x=1$  mm;  $e_y=0$  mm, c)  $e_x=1$  mm;  $e_y=1$  mm, d)  $e_x=3$  mm;  $e_y=0$  mm, e)  $e_x=3$  mm;  $e_y=3$  mm*

Postanowiono dokonać drugiej analizy numerycznej wykorzystując wcześniej wspomniany moduł obliczeniowy Dynamic Explicit. Jedynym istotnym mankamentem tego modułu obliczeniowego jest potrzebna duża moc obliczeniowa komputera oraz znacznie dłuższy czas obliczeń. Podczas tej analizy zmieniono również rodzaj elementu skończonego z powłokowego (Shell) na bryłowy (Solid). Płaszcz stalowy słupa krępego zamodelowano za pomocą ośmiowęzłowych elementów bryłowych typu C3D8R. Sposób przykładania obciążenia realizowany był za pomocą wymuszonego przemieszczenia pionowego poprzez sztywną stalową płytę (rys. 43). Zwrócono również uwagę, czy na obraz deformacji słupa stalowego może mieć wpływ rodzaj kontaktu występującego na styku przemieszczającej się pionowo blachy czołowej z krawędzią głowicy słupa. W miejscu tego styku zastosowano następujący rodzaj kontaktu: tarciovy, scalony oraz szorstki. Wyniki dla tak przyjętych warunków brzegowych pokazano na wykresie na rys. 44 za pomocą ścieżki równowagi statycznej w postaci relacji siła ściskająca  $F$  – skrócenie  $\Delta l$ .

Na podstawie rysunku 43 można stwierdzić, że najlepsze podobieństwo obrazów deformacji słupa SSK-1 otrzymanych w badaniach doświadczalnych i drogą obliczeń numerycznych, uzyskuje się przy uwzględnieniu tarciowego kontaktu na styku pomiędzy blachą czołową (dociskową) i krawędzią głowicy słupa.



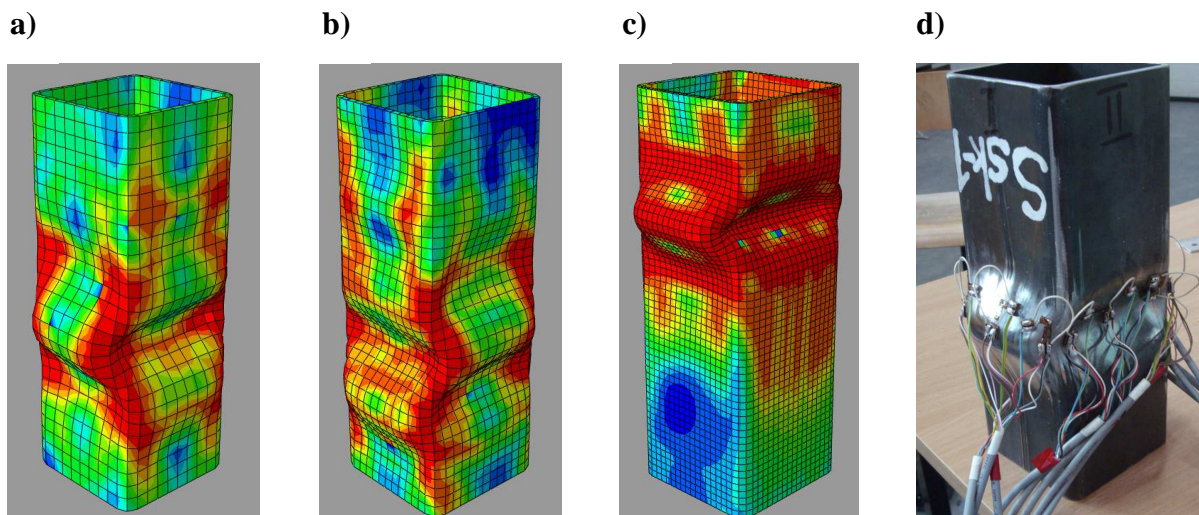
**Rys. 44.** Obraz deformacji w słupie stalowym typu SSK-1 dla odpowiednio zdefiniowanego kontaktu na styku blacha czołowa a krawędź głowicy słupa: **a)** Kontakt Tarciowy, **b)** Kontakt Scalony, **c)** Kontakt Szorstki



**Rys. 43.** Porównanie ścieżek równowagi statycznej otrzymanych dla modeli MES słupa stalowego przy różnych rodzajów kontaktu na styku blachy czołowej z krawędzią głowicy słupa

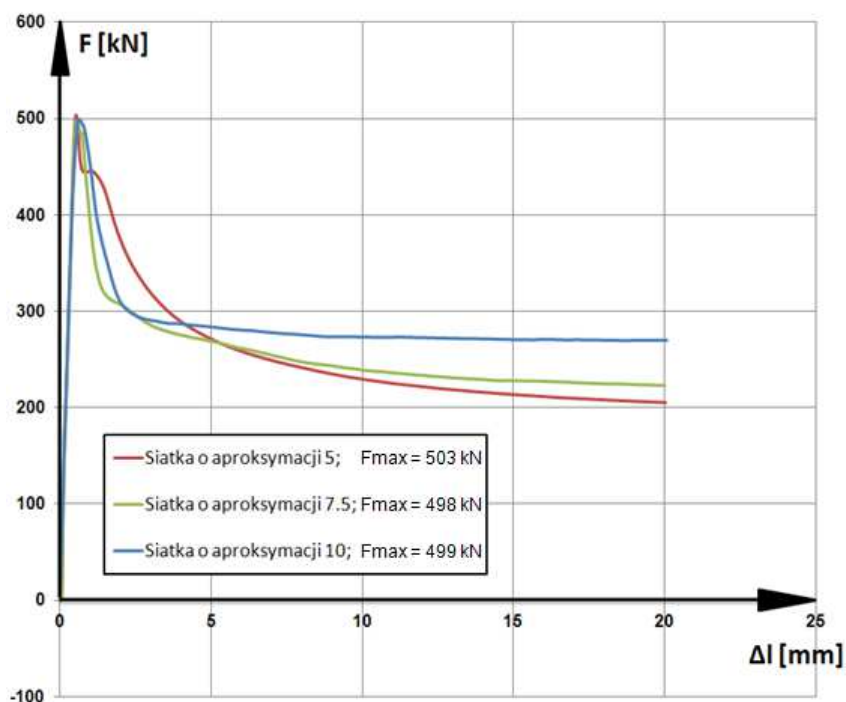
Przeprowadzono również dodatkową analizę, celem stwierdzenia wpływu gęstości siatki podziałowej elementów skończonych na dokładny obraz deformacji słupa SSK-1.

Obliczenia prowadzono dla trzech różnych gęstości siatek (aproxymacji 5, 7.5 oraz 10). Otrzymany obraz deformacji słupa dla największej gęstości siatki elementów skończonych (rys. 45c) okazał się najbardziej zbliżony do obrazu deformacji uzyskanego z własnych badań eksperymentalnych.



**Rys. 45.** Obraz deformacji w słupie stalowym typu SSK-1 przy trzech różnych gęstościach siatek elementów skończonych: **a)** aproxymacja 10, **b)** aproxymacja 7.5, **c)** aproxymacja 5, **d)** obraz z badań doświadczalnych

Otrzymane wartości maksymalnych sił niszczących słup ( $N_{us} = N_{max}$ ) w zależności od gęstości siatki MES (rys 46) nie różniły się między sobą więcej niż o 1%.



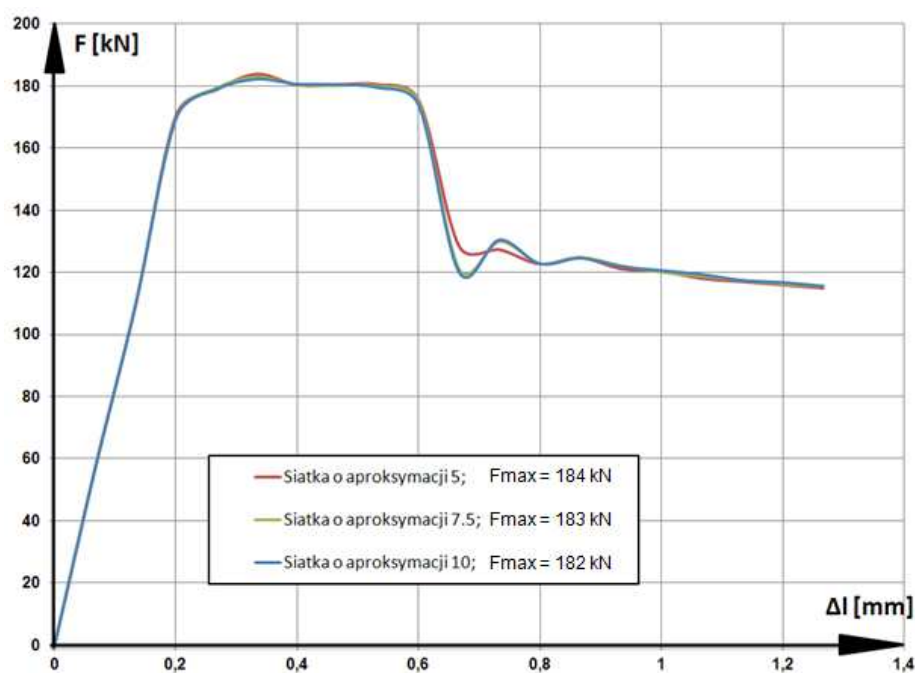
**Rys. 46.** Nośność  $N_{ua} = F_{max}$  modelowego słupa stalowego uzyskane dla różnych gęstości siatek podziałowych MES

Porównując otrzymane wartości maksymalnych sił niszczących ( $N_{ua} = F_{max}$ ) z obliczeń modelem MES powłokowym (shell) i bryłowym (solid) słupa stalowego SSK-1, można stwierdzić bardzo dobrą zbieżność wyników. Różnice pomiędzy tymi modelami numerycznymi słupa stalowego stały się widoczne dopiero w obrazie deformacji słupa (rys. 42 oraz rys. 45). Jako miarodajną do dalszych rozważań przyjęto nośność słupa stalowego  $N_{ua} = F_{max} = 503 \text{ kN}$  (rys. 46), otrzymany z obliczeń dla aproksymacji 5,0 siatki MES.

## **7.2. Analiza MES nieskrępowanego rdzenia betonowego (bez płaszcza stalowego)**

Kolejnym etapem analizy numerycznej było określenie nośności granicznej samego tylko rdzenia betonowego. Do budowy modelu betonu w rdzeniu wykorzystano model plastycznego zniszczenia betonu CDPM (Concrete Damage Plasticity Model). Model ten pozwala na kompleksowe modelowanie betonu zarówno w strefie ściskanej jak i rozciąganej w złożonym stanie naprężenia. Tego typu model zawiera kombinację niestowarzyszonej plastyczności ze wzmocnieniem betonu. Model CDPM opiera się na plastyczno – kruchym modelu degradacyjnym utworzonym przez Lublinera i zespół [25, 32], udoskonalonym później przez Lee i Fenves'a [23].

Dokładne opisanie modelu betonu CDPM wymaga określenia kilku parametrów materiałowych. Część z nich otrzymano z badań wytrzymałościowych przeprowadzonych na próbkach sześciennych w stanie jednoosiowego ściskania opisanych w podrozdziale 5.1.3, natomiast wartości pozostałych parametrów otrzymano w efekcie założeń teoretycznych.

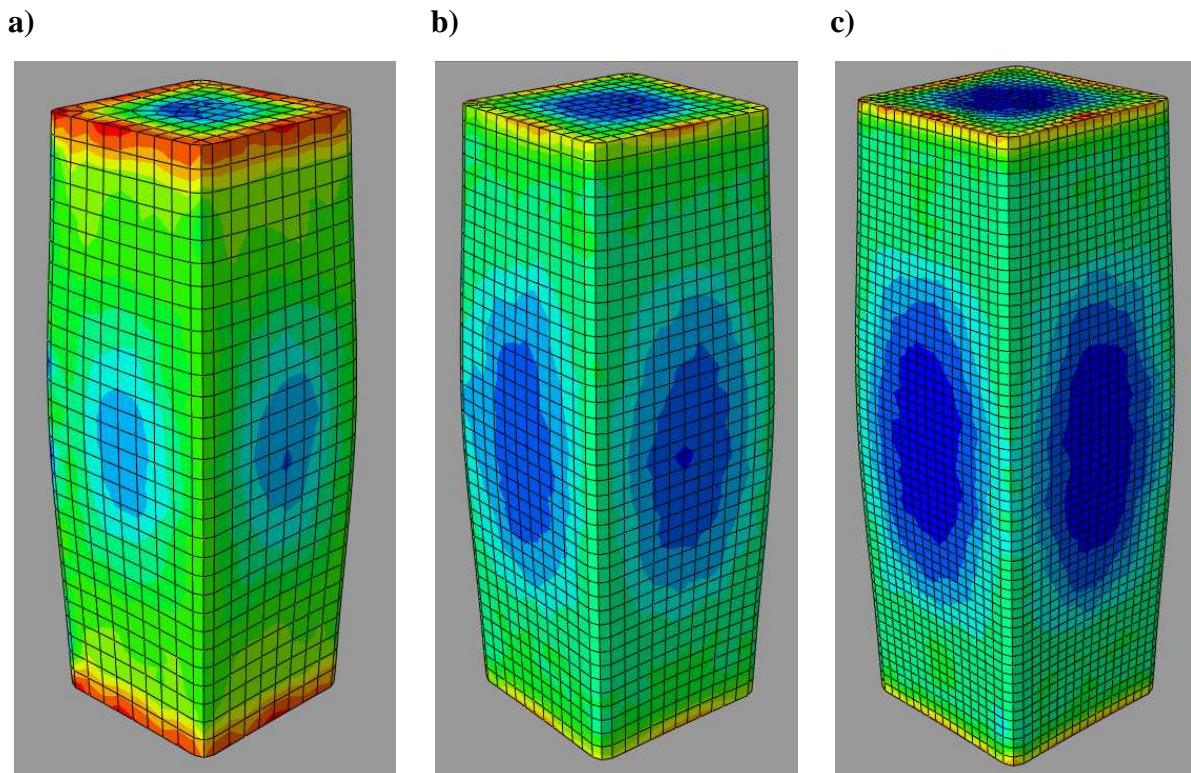


**Rys. 47.** Porównanie ścieżek równowagi statycznej otrzymanych dla modelowego nieskrępowanego rdzenia betonowego przy różnej gęstości siatek podziałowych MES

W modelu CDPM zakłada się, że mogą wystąpić dwa główne mechanizmy zniszczenia. Pierwszy mechanizm to zarysowanie betonu w skutek rozciągania, natomiast drugi mechanizm to zmiżdżenie betonu w skutek ściskania.

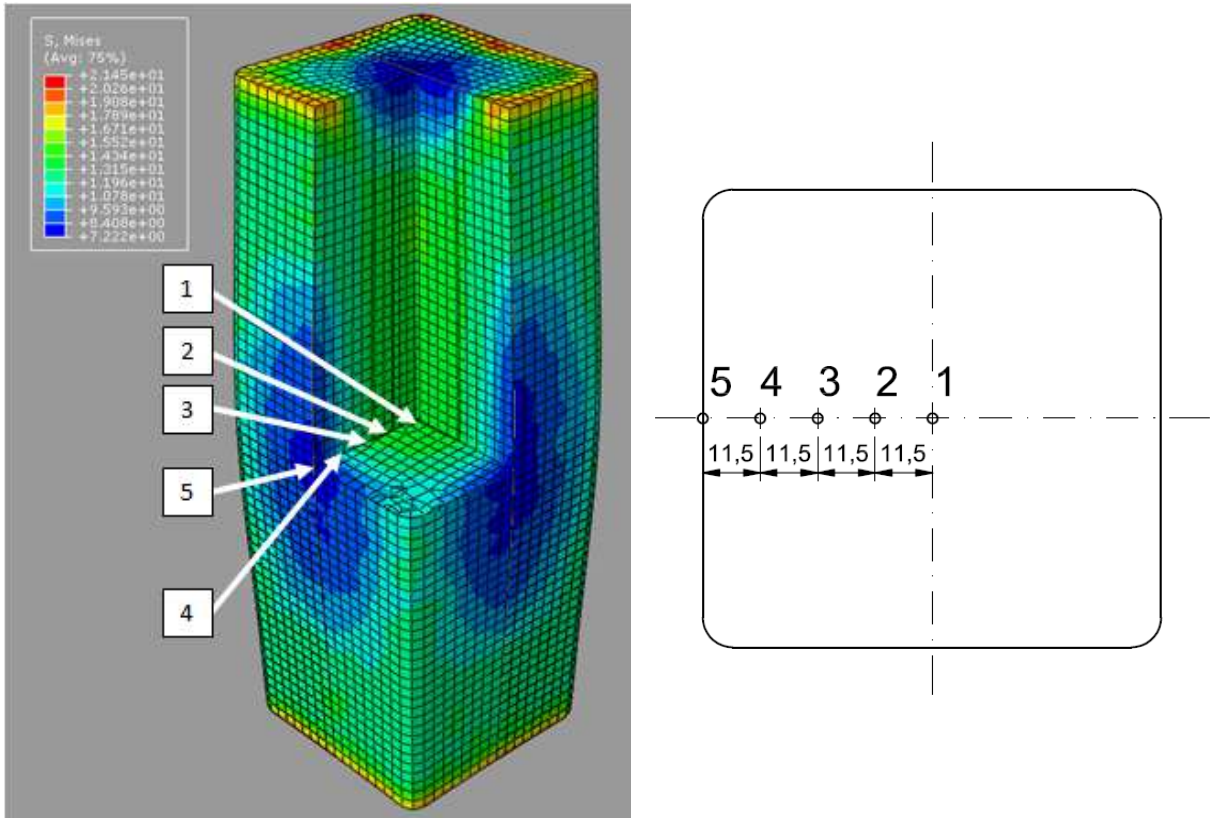
Drugi mechanizm zniszczenia betonu na skutek zmiżdżenia przy ściskaniu był dominującym podczas analizy nieskrępowanego rdzenia betonowego. Na rysunku 47 pokazano otrzymane rezultaty obliczeń w postaci ścieżek równowagi statycznej dla nieskrępowanego rdzenia betonowego dla trzech różnych gęstości siatek elementów skończonych. Otrzymane wartości sił niszczących  $N_{uc} = F_{max}$  mają prawie identyczne wartości, stąd wypływa wniosek, że wpływ gęstości siatek (aproxymacja 5, 7.5, 10) nie ma istotnego wpływu na nośność rdzenia betonowego oraz na wykresy jego odkształcalności. Jednak jako miarodajny do dalszych rozważań przyjęto nośność  $N_{uc} = F_{max} = 184 \text{ kN}$ , otrzymaną z obliczeń dla aproxymacji 5,0 siatki MES.

Na rysunku 48 pokazano obraz deformacji rdzenia betonowego uzyskany dla zastosowanych trzech różnych gęstościach siatek elementów skończonych.



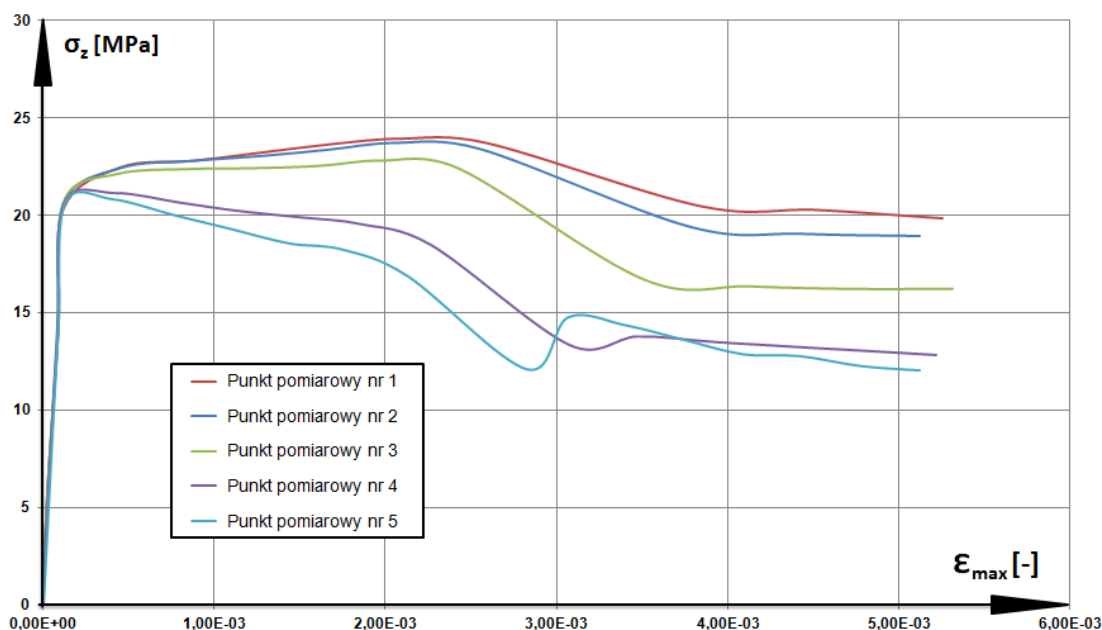
**Rys. 48.** Obraz deformacji rdzenia betonowego uzyskany przy trzech różnych gęstościach siatek elementów skończonych: **a)** aproksymacja 10, **b)** aproksymacja 7.5, **c)** aproksymacja 5

Analiza numeryczna MES samego rdzenia betonowego obciążonego osiowo (przy zastosowaniu siatki o aproksymacji 5), potwierdziła spodziewany fakt o dominacji w rdzeniu pionowych naprężeń ściskających  $\sigma_z$ . Naprężenia te – zgodnie z hipotezą Hubera-Misesa-Hencky’go – są tożsame z zastępczymi ściskającymi naprężeniami zredukowanymi  $\sigma_{red}$ , gdyż naprężeniom  $\sigma_z$  nie towarzyszą naprężenia styczne. Naprężenia  $\sigma_{red}$  obliczono dla kilku wybranych punktów zlokalizowanych w przekroju środkowym rdzenia betonowego pokazanych na rysunku 49. Odstępy pomiędzy punktami 1, 2, 3, 4, 5 wynoszą niecałe 11,5 mm. Dla tych samych punktów w części centralnej rdzenia obliczono również odkształcenia maksymalnych  $\epsilon_{max}$ .



**Rys. 49.** Widok punktów wewnątrz rdzenia betonowego dla których sprawdzono zostały wartości odkształceń maksymalnych oraz naprężeń zredukowanych

Dla tak obliczonych wartości zredukowanych naprężeń normalnych pionowych  $\sigma_z = \sigma_{red}$  oraz odkształceń maksymalnych  $\epsilon_{max}$  dla wybranych punktów (rys. 49) zbudowano odpowiednie wykresy zależności  $\sigma_z - \epsilon_{max}$  przedstawione na rys. 50. Na rysunku tym widoczny jest spadek naprężeń zredukowanych  $\sigma_z = \sigma_{red}$  (w miarę oddalania się od punktu nr 1 w kierunku punktu nr 5) przy czym towarzyszy temu wzrost odkształceń maksymalnych. Ponadto na rys. 49, na którym zaznaczone są mapy naprężeń wg hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'go można zaobserwować formujący się stożek betonowy podobny do tego, który wystąpił w badaniach przeprowadzonych na kostkach betonowych (rys. 17). Przedstawiona analiza numeryczna nieskrępowanego rdzenia betonowego pozwala również ocenić wielkość zmian występujących w nim naprężeń i odkształceń, w przypadku gdy zostanie on otulony (skrępowany) płaszczem stalowym (podrozdział 8.1).



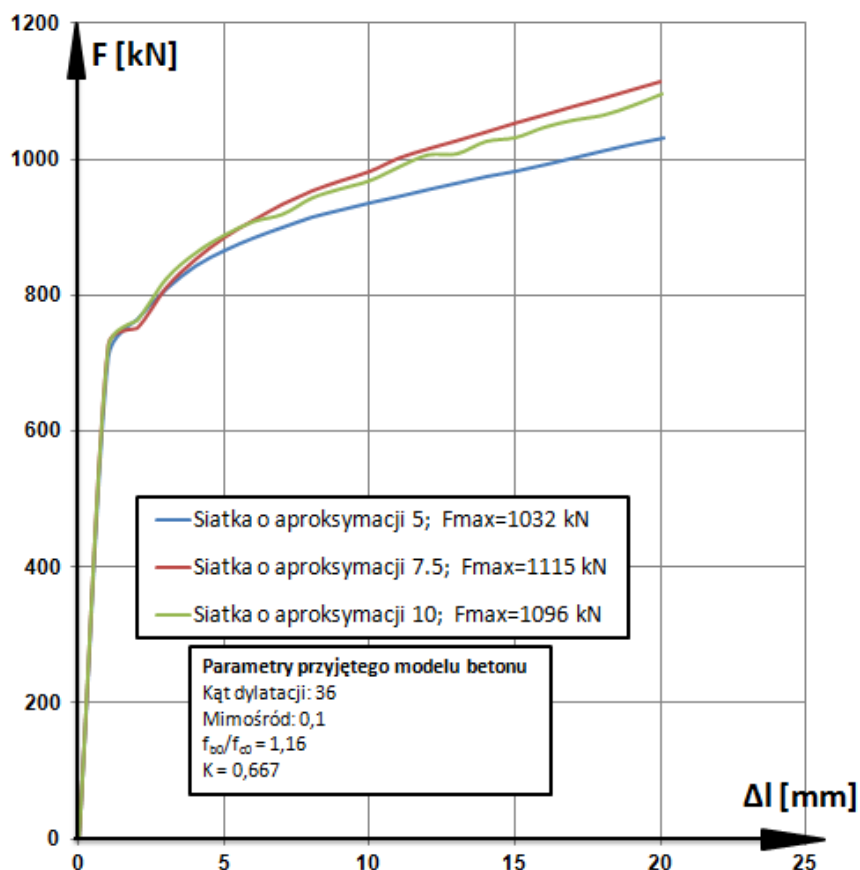
**Rys. 50.** Wykresy zależności naprężeń zredukowanych  $\sigma_z = \sigma_{red}$ , od odkształceń maksymalnych  $\epsilon_{max}$  sporządzone dla wybranych punktów nieskrępowanego rdzenia betonowego

### 7.3. Analiza MES krępego słupa stalowo – betonowego (typu CFST)

Podczas opracowania modelu numerycznego słupa zespolonego stalowo-betonowego w postaci stalowej rury kwadratowej wypełnionej betonem szczególną uwagę zwrócono na parametry przyjętego modelu betonu CDPM (Concrete Damage Plasticity Model). Podczas wstępnej rozpoznawczej analizy numerycznej, część parametrów dla tego modelu przyjęto z badań wytrzymałościowych na ściskanie jednoosiowe przeprowadzone na próbkach sześciennych (podrozdział 5.1.3). Pozostałe parametry dla modelu betonu CDPM przyjęto zgodnie z propozycjami zawartymi w literaturze [16, 24]. Dla tak przyjętych parametrów modelu betonu nieskrępowanego oraz dla trzech różnych gęstości siatek elementów skończonych wykonano szczegółowe obliczenia numeryczne. Kontakt pomiędzy rdzeniem betonowym a płaszczem stalowym wstępnie przyjęto jako tarciový zgodnie z propozycją literatury [12, 35]. Otrzymane wyniki pokazano na rysunku 51 w postaci wykresów zależności osiowej siły ściskającej  $F$  od skróceń  $\Delta l$  modelu słupa, uzyskane przy założeniu braku skrępowania betonu i przyjęciu trzech różnych gęstości siatek podziałowych MES.

Nośność modelowanego słupa, we wstępnym modelu numerycznym przy zastosowaniu aproksymacji (dyskretyzacji) siatek podziałowych 5, wyniosła  $N_{u,cal} = F_{max} = 709$  kN, która okazała się mniejsza o około 15% od wartości nośności  $N_{u,test} = 836$  kN, pomierzonej dla słupa SBK-2 w badaniach doświadczalnych własnych.





**Rys. 51.** Ścieżki równowagi statycznej otrzymane dla modelowego słupa stalowo-betonowego CFST, otrzymane dla różnej gęstości siatek podziałowych MES

Dla zbudowanego metodą elementów skończonych wirtualnego modelu słupa zespolonego typu CFST bardzo istotna okazała się kwestia optymalnej ilości elementów skończonych, wpływająca na czas obliczeń. W tabelicy 10 zestawiono kolejno: liczby elementów skończonych, zdefiniowanych węzłów, zmiennych w modelu oraz czas obliczeń w zależności od gęstości siatki elementów skończonych.

**Tabela 10.** Parametry aproksymacji siatek podziałowych MES

Parametry aproksymacji	Aproksymacja 5	Aproksymacja 7.5	Aproksymacja 10
Liczba elementów skończonych:	34548	9408	4608
Liczba zdefiniowanych węzłów:	41942	12927	6695
Liczba zmiennych w modelu	125832	38787	20091
Czas obliczeń:	405 min.	66 min.	38 min.
$F_{max}$ [kN]	709	728	724

Jak wynika z rys. 51, wstępne obliczenia numeryczne nie dały zadowalających rezultatów gdyż nie otrzymano opadających części wykresów odkształcalności, jakie wystąpiły w badaniach doświadczalnych (rys. 31), a maksymalne wartości obliczonych sił ściskających osiągały wartości  $F_{u,max}$  ponad 1000 kN.

Trzeba było zatem przeprowadzić kolejną analizę numeryczną mającą na celu sprawdzenie wpływu wartości przyjmowanych parametrów modelu CDPM betonu na nośność modelowego słupa zespolonego typu CFST, lecz nadal przy wirtualnym pominięciu skrępowania rdzenia betonowego.

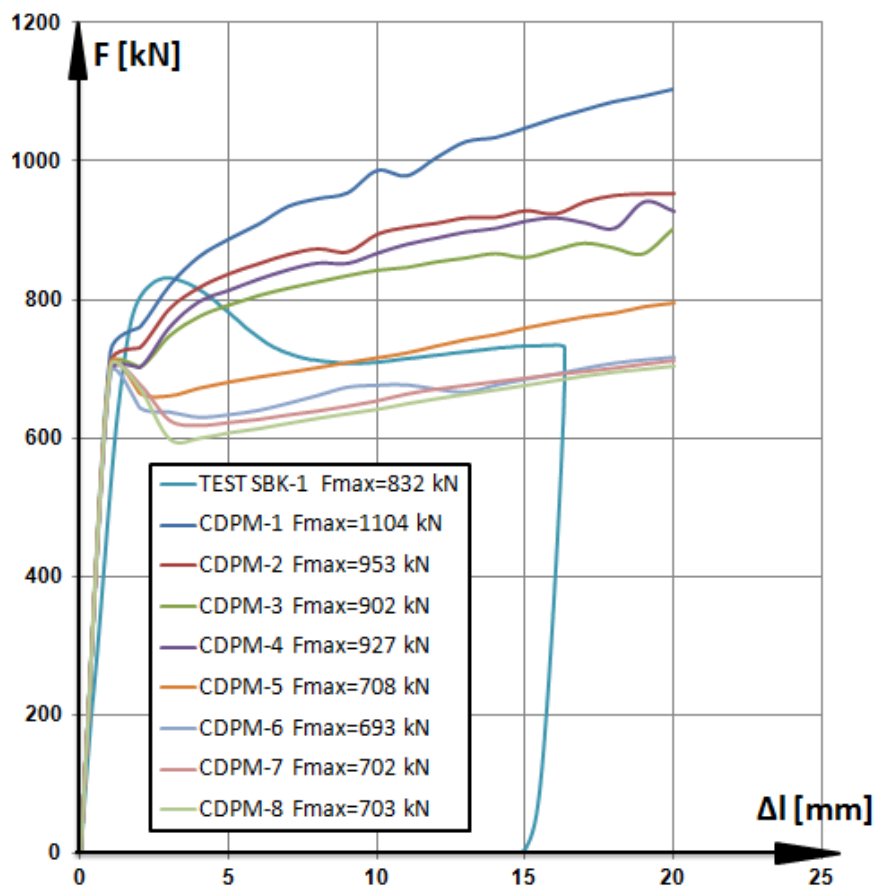
Starano się dopasować tak parametry modelu betonu CDPM, aby w efekcie obliczeń uzyskany wykres odkształcalności słupa najlepiej dopasowany do wykresu uzyskanego z badań doświadczalnych. W tabelicy 11 zaprezentowano przyjmowane kolejno parametry dla ośmiu różnych wersji modelu betonu CDPM.

**Tablica 11.** Parametry wprowadzone do modelu betonu (Concrete Damage Plasticity Model)

Parametry Betonu	CDPM-1	CDPM-2	CDPM-3	CDPM-4	CDPM-5	CDPM-6	CDPM-7	CDPM-8
Kąt dylatacji [°]	36	15	15	5	15	15	36	40
Mimośród	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$f_{bo}/f_{c0}$	1,16	1,16	1,00	1,16	0,8	0,7	0,7	0,7
Wartość $K$	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667
Naprężenia rozciągające [MPa]	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
Energia pęknięcia przy rozciąganiu [N/m]	60	60	60	60	60	60	60	60
$F_{max}$ [kN]	1104	953	902	927	708	693	702	703

Otrzymane drogą przyjmowania kolejnych parametrów wg tablicy 11 wykresy odkształcalności modelowego słupa CFST pokazano na rys. 52. Wykresy uzyskane dla modeli CDPM5 ÷ CDPM8 betonu miały już część opadającą tj. miały kształt zbliżony do uzyskanego w badaniach doświadczalnych.

Najlepszą zgodność wykresów uzyskano dla modelu CDPM7. W tej analizie numerycznej i następnych stosowano jednolite siatki podziałowe MES o gęstości aproksymacji wynoszącej 10, gwarantującej skrócenie czasu obliczeń.



**Rys. 52.** Ścieżki równowagi statycznej otrzymane dla modelowego słupa stalowo-betonowego CFST i badanego słupa SBK-1, otrzymane przy nie uwzględnianiu skrępowania rdzenia betonowego i różnych wersji modelu plastycznego zniszczenia betonu (CDPM)

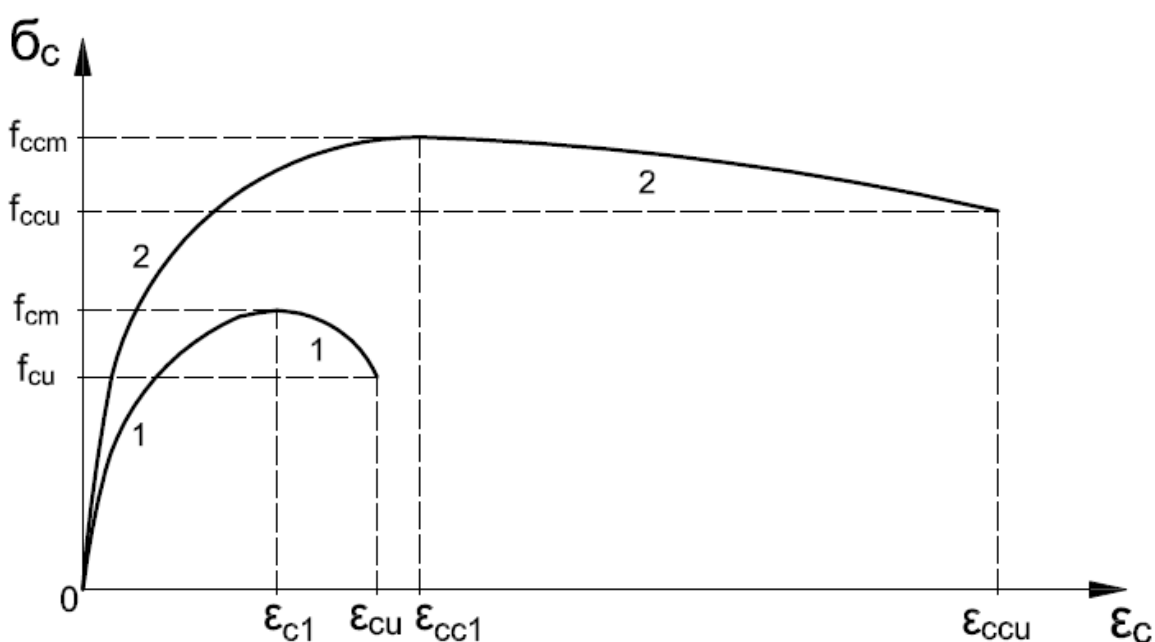
Nośność  $N_u = F_u$  uzyskana dla modelu CDPM-7 nieskrępowanego betonu różni się jednak o ok. 19 % od nośności uzyskanych eksperymentalnie. Jest to spowodowane pominięciem w obliczeniach skrępowania betonu. Sposób uwzględniania skrępowania betonu (trójosiowego ściskania) uwzględniono w dalszej analizie numerycznej według propozycji zawartej w pracach [11, 12]. Autorzy tych prac przedstawili sposób uwzględniania efektu skrępowania betonu w obliczeniach nośności słupa zespolonego CFST dostosowany do programu ABAQUS.

Program ABAQUS pozwala bowiem uwzględnić stan trójosiowego ściskania betonu po wprowadzeniu do niego jedynie – łatwiejszego do utworzenia – związku konstytutywnego  $\sigma_c - \varepsilon_c$  dla jednoosiowego ściskania betonu skrępowanego. Skrępowanie zwiększa niejako wytrzymałość betonu na ściskanie w związku z czym związek konstytutywny  $\sigma_c - \varepsilon_c$  dla betonu skrępowanego otrzymać można drogą odpowiedniego zwiększania rzędnych wykresu odkształcalności jednoosiowego ściskanego betonu. Sposób zwiększania tych rzędnych wg

sposobu przedstawionego w pracach [11, 12], pokazano na rys. 53. W dalszych analizach numerycznych wprowadzono więc parametry opisujące wykres 2, otrzymane poprzez zwiększenie parametrów wykresu 1 zbudowanego wg [N11], [N12] i [N13] (rys. 53).

W proponowanym w [11] sposobie tworzenia wykresu 2 na rys. 53 we wzorach określających parametry tego wykresu, występują współczynniki  $k_1$  i  $k_2$  o kluczowym znaczeniu. W metodzie proponowanej w [11] proponuje się przyjmować następujące ich wartości  $k_1 = 4,2$  i  $k_2 = 20,5$  powielając je z pochodzącej jeszcze z 1928 roku publikacji [33].

Autor niniejszej rozprawy, budował kolejne numeryczne modele słupa stalowo-betonowego CFST stopniowo zwiększając wartość współczynnika  $k_1$  i zmniejszając wartość  $k_2$ , aż do uzyskania nośności tego modelowego słupa zbliżonej do nośności uzyskanych w badaniach doświadczalnych własnych. To zbliżenie nośności nastąpiło przy przyjęciu  $k_1 = 6,3$  i  $k_2 = 16,1$ . Wartości parametrów opisujących wykres 2 na rysunku 53, który wprowadzono do programu ABAQUS, jako krzywą jednoosiowego ściskania betonu uwzględniającą efekt skrępowania rdzenia betonowego, przedstawiają następująco:



**Rys. 53.** Wykres odkształcalności betonu jednoosiowo ściskanego; 1 – dla betonu nieskrępowanego wg [N11], 2 – dla betonu skrępowanego wg sposobu zaproponowanego w [11, 12]

$$f_{ccm} = f_{cm} + k_1 \cdot f_l = 22 + 6.3 \cdot 2,733 = 39,21 \text{ MPa} \quad (7.1)$$

$$f_l = [0,055048 - 0,001885 \cdot (b/t)] f_{ym} \quad \text{dla} \quad 17 \leq b/t = 25 \leq 29,2 \quad (7.2)$$

Poziome ciśnienie skrępowanego betonu w słupie wynosi

$$f_l = \left[ 0,055048 - 0,001885 \cdot \left( \frac{0,1}{0,004} \right) \right] 345000 = 2733 \text{ kPa}$$

Odkształcenia pionowe betonu skrępowanego

$$\varepsilon_{cc1} = \varepsilon_{c1} \left( 1 + k_2 \frac{f_l}{f_{cm}} \right) = 0,00196 \cdot \left( 1 + 16,1 \cdot \frac{2,733}{22} \right) = 0,00588 \quad (7.3)$$

Moduł sprężystości ściskanego betonu skrępowanego

$$E_{cc} = 4700 \cdot \sqrt{f_{ccm}} = 4700 \cdot \sqrt{39,21} = 29430 \text{ MPa} \quad (7.4)$$

Współczynniki pomocnicze do równania (7.8)

$$R_E = \frac{E_{cc} \cdot \varepsilon_{cc1}}{f_{ccm}} = \frac{29430 \cdot 0,00588}{39,21} = 4,415 \quad (7.5)$$

$$R_\sigma \text{ i } R_\varepsilon = 4 \quad (7.6)$$

$$R = \frac{R_\varepsilon \cdot (R_\sigma - 1)}{(R_\varepsilon - 1)^2} - \frac{1}{R_\varepsilon} = \frac{4,415 \cdot (4 - 1)}{(4 - 1)^2} - \frac{1}{4} = 1,222 \quad (7.7)$$

Równanie funkcji wyrażonej wykresem 2 na rys. 53 dla betonu skrępowanego przedstawia się następująco:

$$\sigma_c = \frac{E_{cc} \varepsilon_c}{1 + (R + R_E - 2)(\varepsilon_c / \varepsilon_{cc1}) - (2R - 1)(\varepsilon_c / \varepsilon_{cc1})^2 + R(\varepsilon_c / \varepsilon_{cc1})^3} \quad (7.8)$$

Rzędne wykresu funkcji wyrażonej równaniem (7.8) (wykresu 2 na rys. 53) podano w tablicy 12.

**Tablica 12.** Współrzędne wykresu funkcji wyrażonej równaniem (7.8)

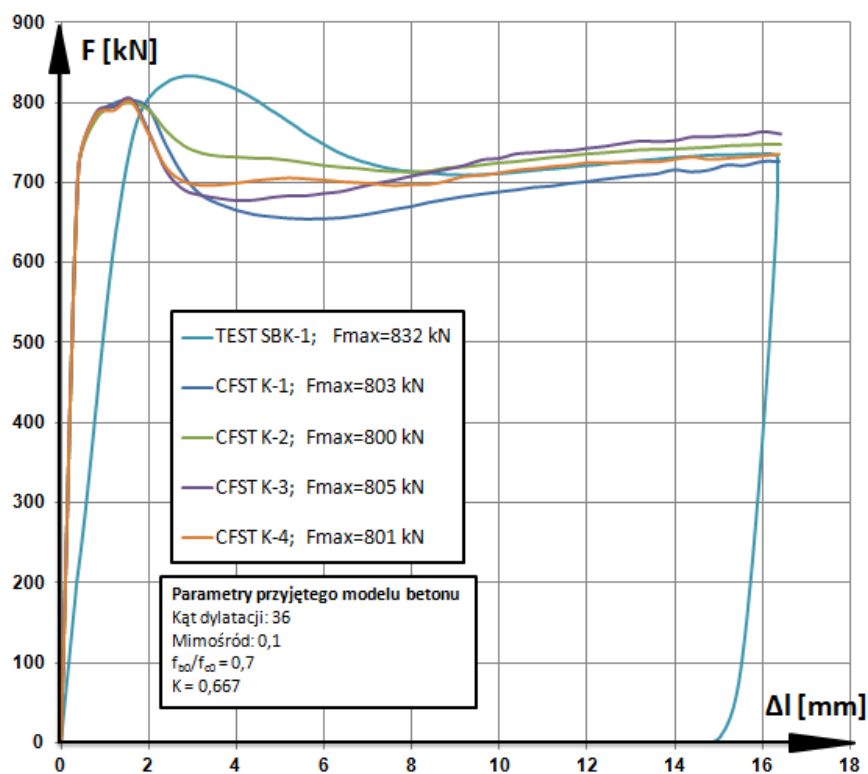
L.p.	$\epsilon_c$	$\sigma_c$ [MPa]
1.	0,0005	11,32
2.	0,001	18,60
3.	0,0015	23,81
4.	0,002	27,79
5.	0,0025	30,93
6.	0,003	33,42
7.	0,0035	35,39
8.	0,004	36,90
9.	0,0045	38,01
10.	0,005	38,74
11.	0,0055	39,12
12.	0,005882	39,21
13.	0,064702	31,37

Uwzględniając powyższe obliczono wartości nośności  $N_u$  modelowego słupa stalowo-betonowego CFST, przy wprowadzeniu różnych rodzajów kontaktów pomiędzy płaszczem stalowym i rdzeniem betonowym oraz pomiędzy dociskową blachą czołową i głowicą słupa. Rezultaty obliczeń zestawiono w tablicy 13.

**Tablica 13.** Nośność słupa modelowego w zależności od rodzaju przyjętego kontaktu

Rodzaj kontaktu	CFST K-1	CFST K-2	CFST K-3	CFST K-4
Kontakt w miejscu przyłożenia obciążenia	Węzły scalone	Węzły scalone	Węzły z kontaktem tarciovym	Węzły z kontaktem tarciovym
Kontakt na styku płaszcza stalowego z rdzeniem betonowym	Węzły z kontaktem tarciovym	Węzły scalone	Węzły z kontaktem tarciovym	Węzły scalone
$N_u = F_{max}$ [kN]	803	800	805	801

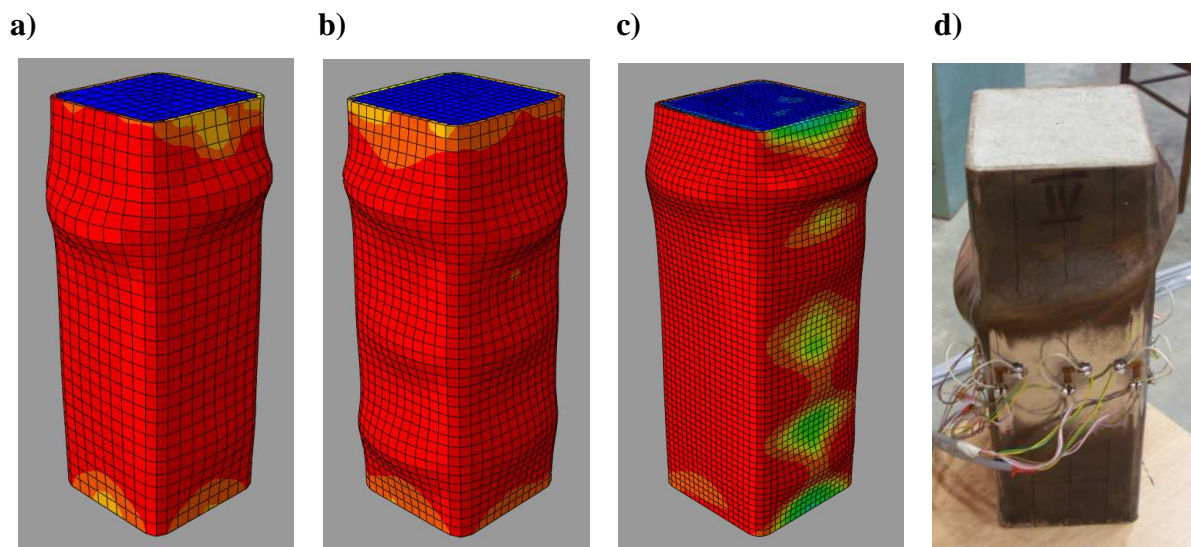
Nośności modelowego słupa zestawione w tablicy 13 określono jako maksymalne rzędne wykresów odkształcalności pokazanych na rys. 54, otrzymanych w wyniku analizy numerycznej opartej na wszystkich wymienionych uprzednio założeniach, przy założeniu różnych rodzajów kontaktów (tablica 13).



**Rys. 54.** Ścieżki równowagi statycznej otrzymane dla modelowego słupa stalowo-betonowego CFST i badanego słupa SBK-1, przy uwzględnieniu skrępowania rdzenia betonowego i modelu plastycznego zniszczenia betonu CDPM dla różnych rodzajów kontaktu (CFST K1 ÷ CFST K-4)

Wykresy te porównano z wykresem odkształcalności uzyskanym z badań doświadczalnych dla słupa SBK-1. Różnice nośności  $N_u = F_{max}$  tj. maksymalnych rzędnych w wykresach przedstawionych na rysunkach 52 i 54 (obliczonych przy gęstości 10 aproksymacji siatek MES), nie różniły się pomiędzy sobą więcej niż o 1 %. Należy stąd wnosić, że zarówno poszczególne wersje modelu CDPM betonu jak też rodzaje kontaktów CFST K nie mają większego wpływu na nośność krępych słupów stalowo-betonowych CFST o przekroju kwadratowym.

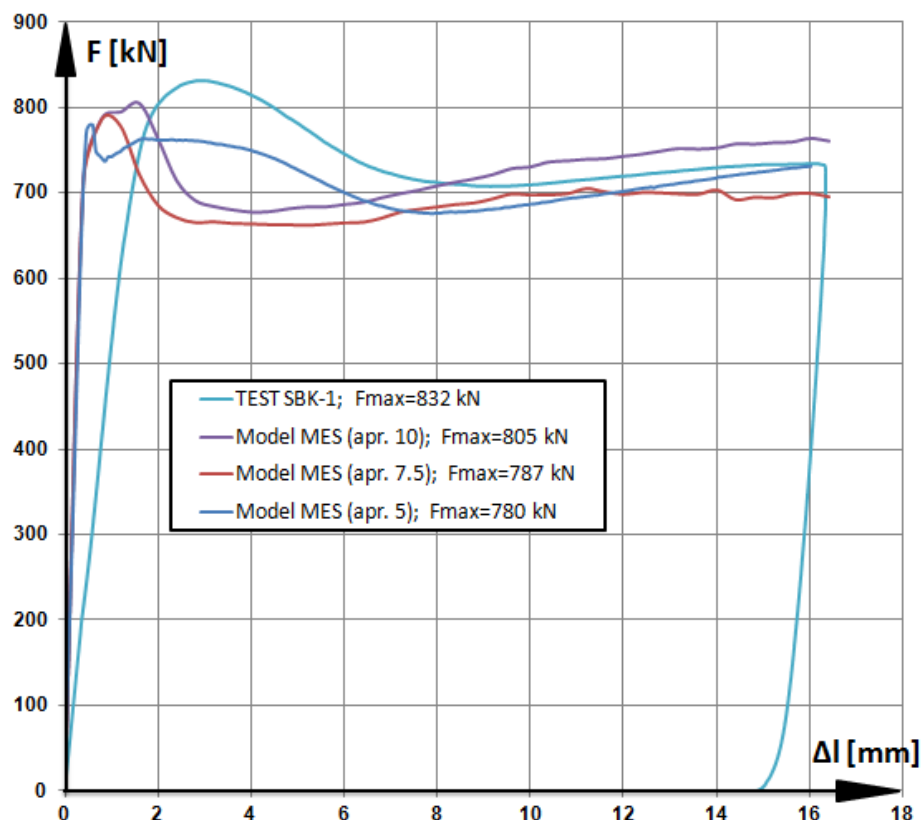
Celem uzupełnienia powyższej analizy MES dla uwzględnionego skrępowania betonu oraz założonego kontaktu tarcowego typu CFST-3 (tabl. 13), sprawdzono również wpływ gęstości siatki MES na nośność oraz na obraz deformacji modelowego słupa zespolonego typu CFST.



**Rys. 55.** *Obraz deformacji modelu MES słupa zespolonego stalowo-betonowego (model betonu: „Concrete Damaged Plasticity Model”) o różnych gęstościach siatki elementów skończonych: a) siatka o aproksymacji 10, b) siatka o aproksymacji 7.5, c) siatka o aproksymacji 5, d) obraz deformacji słupa SBK-1 otrzymany z badań doświadczalnych*

Otrzymane z tej analizy obrazy deformacji modeli MES i badanego słupa SBK-1 przedstawiono na rysunku 55. Pokazane na nich stany pokrytyczne odpowiadają w przybliżeniu temu samemu skróceniu równemu 16 mm. Obraz deformacji modelu MES słupa kwadratowego typu CFST najbardziej zgodny z obrazem badanego słupa SBK-1 uzyskano dla aproksymacji 5 siatki MES (rys. 55 c, d). Szczegółowy przebieg zachowania się modeli numerycznych MES, przedstawiono na rys. 56 za pomocą wykresów zależności ściskająca siła osiowa  $F$  – skrócenie  $\Delta l$ . Otrzymane wartości nośności dla poszczególnych aproksymacji siatek MES nie różniły się od siebie o więcej niż 3,5%. Różnica pomiędzy nośnością  $N_u = F_{max} = 780$  kN otrzymaną przy najdokładniejszym zagęszczeniu siatki MES tzn. przy aproksymacji 5, a nośnością  $N_u = F_{max} = 832$  kN uzyskaną w badaniach doświadczalnych dla słupa SBK-1, wyniosła zaledwie 6,7 %.





**Rys. 56.** Ścieżki równowagi statycznej otrzymane dla modelowego słupa stalowo-betonowego CFST i zbadanego słupa SBK-1, przy uwzględnieniu skrępowania betonu i modelu plastycznego zniszczenia betonu CDPM dla różnej gęstości siatek podziałowych MES

Wartości nośności słupów  $N_u = F_{max}$  odczytane dla wierzchołków krzywych pokazano na rys. 56, nie różnią się od siebie więcej niż o 6,3 %.

W budowie numerycznego modelu słupów stalowo-betonowych typu CFST, bywa uwzględniana hipoteza wytrzymałościowa Druckera-Pragera [11, 12, 35]. W związku z tym w ramach niniejszej rozprawy, postanowiono jeszcze przeprowadzić analizę numeryczną przy uwzględnieniu tej hipotezy.

Celem tej analizy numerycznej było dobranie parametrów modelu DP betonu pozwalających otrzymać wykresy ścieżek równowagi statycznej o współrzędnych bliskich współrzędnym ścieżek otrzymanych z badań doświadczalnych. Wartości tych parametrów przedstawiono w tabelicy 14 dla różnych wersji modelu wg hipotezy Druckera-Pragera (DP-1 ÷ DP-7).

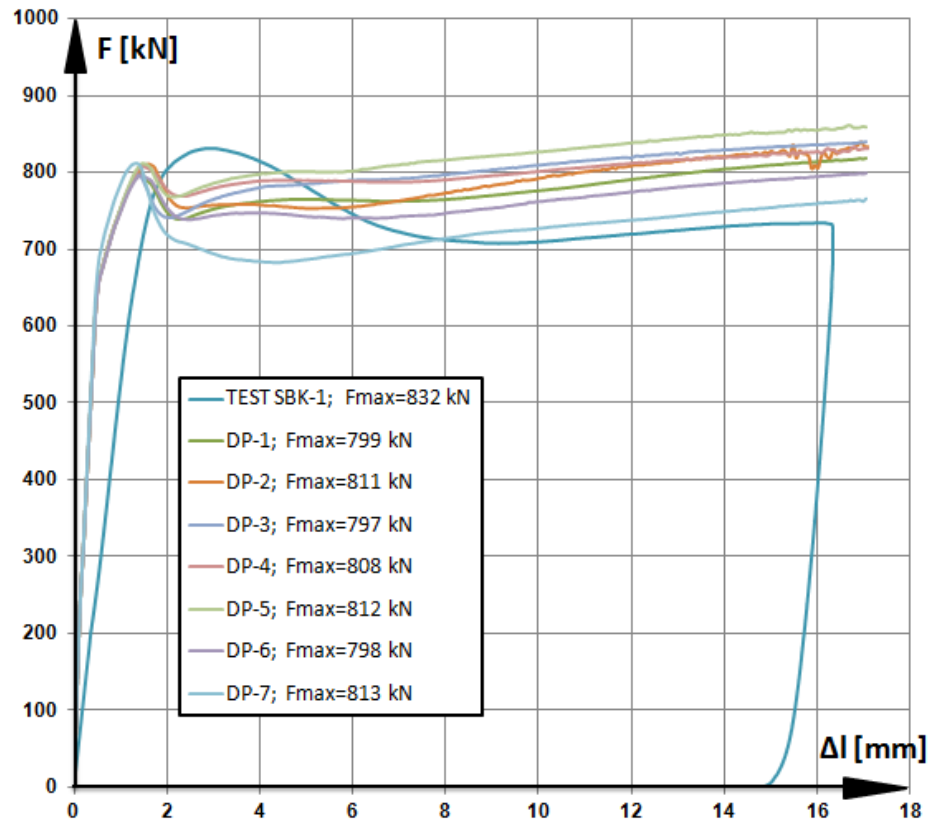
W przedmiotowej analizie uwzględniono skrępowanie rdzenia betonowego i przyjęto tarciový kontakt pomiędzy rdzeniem betonowym i płaszczem stalowym oraz pomiędzy blachą dociskową a głowicą słupa (podobnie jak to uczyniono w analizie z uwzględnieniem modelu CDP betonu). Stopień zagęszczenia siatki podziałowej MES przyjęto

dla aproksymacji 10. Rezultaty obliczeń przedstawiono na rys. 57 w postaci ścieżek równowagi granicznej. Nośności  $N_u = F_{max}$  odczytano z wykresów na rys. 57 jako odpowiadające ich wierzchołkom dla słupa modelowego nie różnią się więcej niż o 2 %.

**Tablica 14.** Parametry modelu betonu wg hipotezy „Druckera-Pragera”

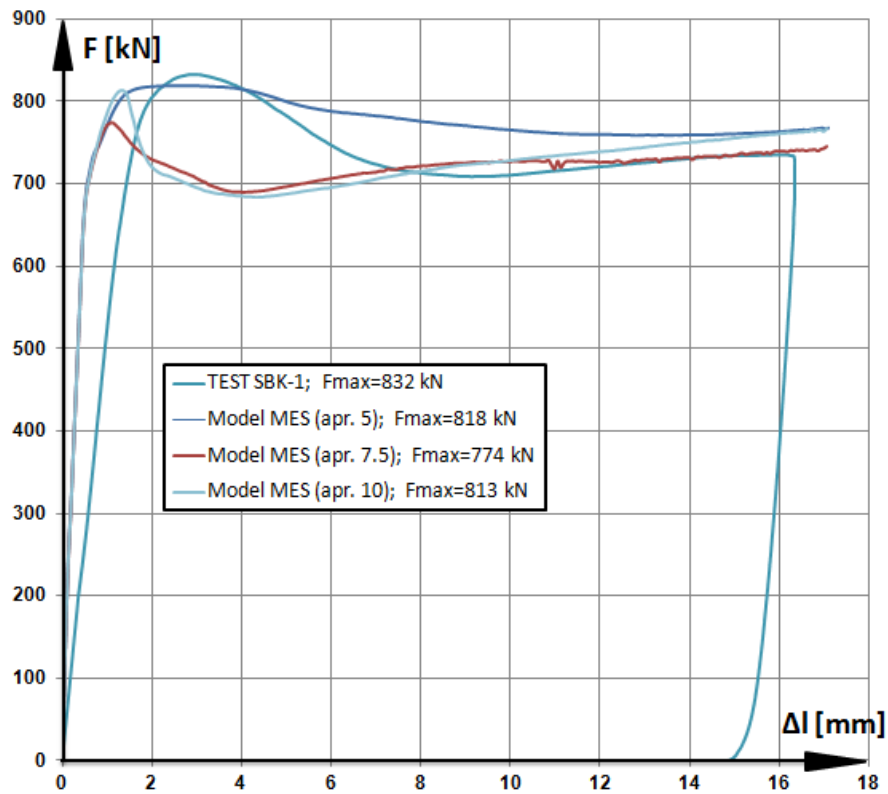
Parametry Betonu	DP-1	DP-2	DP-3	DP-4	DP-5	DP-6	DP-7
Kąt dylatacji [°]	36	36	36	36	36	36	36
Kąt tarcia wewnętrznego ( $\beta$ )	20	20	20	20	30	10	0
Trójosiowy stan ściskania ( $K$ )	0,8	0,7780	0,9	1,0	0,8	0,8	0,8
$N_u = F_{max}$ [kN]	799	811	797	808	812	798	813

Tak niewielka różnica w otrzymanych wartościach nośności  $N_u$  pozwala wysnuć wniosek, iż na nośność słupa modelowego w postaci rury kwadratowej wypełnionej betonem nie ma wpływu wielkość parametrów określających powierzchnię stożkową modelu betonu Druckera – Pragera. Natomiast parametry te mają wpływ na charakter wykresów w stanie podkrytycznym tzn. po osiągnięciu przez słup nośności. Najlepszą zbieżność współrzędnych wykresów uzyskano w modelu numerycznym słupa modelowego z zastosowanymi parametrami dla modelu betonu DP-7. Należy też podkreślić, iż największe różnice w wartościach nośności  $N_u$  słupa modelowego stalowo-betonowego CFST i badanego słupa SBK-1 wynoszą zaledwie 4,5 %.



**Rys. 57.** Ścieżki równowagi granicznej otrzymane dla słupa modelowego CFST i słupa badanego SBK-1, przy uwzględnieniu skrępowania betonu oraz różnych wartości parametrów modelu betonu wg hipotezy Druckera-Pragera

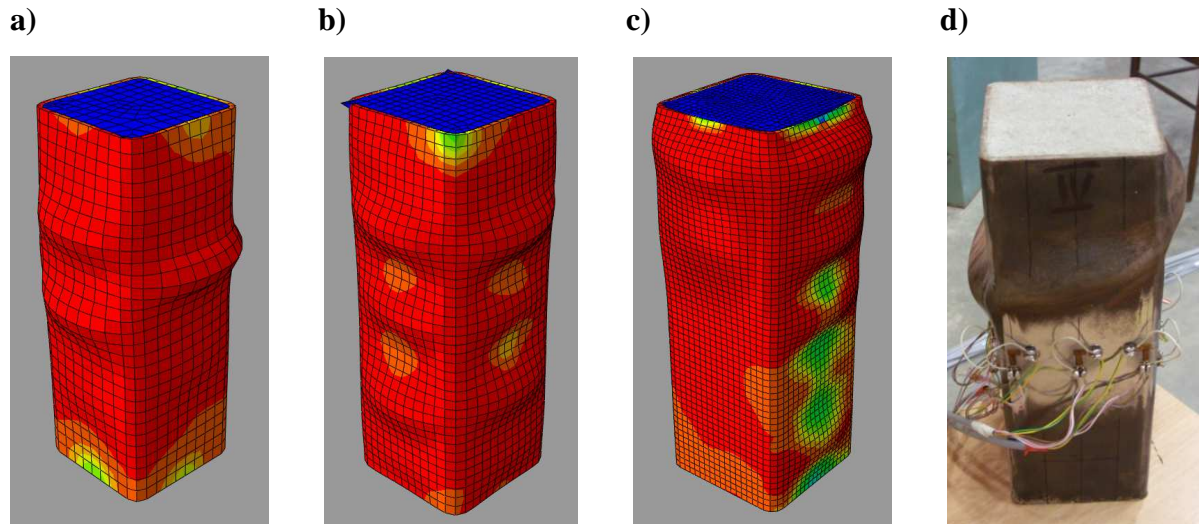
W modelu numerycznym jak wyżej, lecz przy uwzględnieniu tylko wersji DP-7 modelu betonu wg hipotezy Druckera-Pragera (tabl. 14), postanowiono jeszcze sprawdzić wpływ gęstości podziału siatek MES na nośność słupów i obraz ich deformacji.



**Rys. 58.** Ścieżki równowagi statycznej otrzymane dla słupa modelowego i słupa badanego SBK-1, przy uwzględnieniu różnej gęstości siatek podziałowych MES i modelu betonu według hipotezy Druckera-Pragera.

Rezultaty obliczeń w postaci ścieżek równowagi statycznej przedstawiono na rys. 58. Wartości nośności  $N_u = F_{max}$  otrzymane dla poszczególnych wersji słupa modelowego, różniących się gęstością siatek podziałowych MES, nie różniły się od siebie więcej niż o 6%. Natomiast różnica pomiędzy tymi nośnościami a nośnością słupa SBK-1 uzyskaną w badaniach doświadczalnych nie była większa niż 7,5 %.

Otrzymane w wyniku powyższych obliczeń numerycznych deformacje słupów, powstałe w stanie pokrytycznym to jest po osiągnięciu przez słup nośności  $N_u = F_{max}$ , przedstawiono na rys. 59. Za najbardziej zgodny z badaniami doświadczalnymi (słupa SBK-1 na rys. 59 d) uzyskano przy uwzględnieniu siatki podziałowej MES o aproksymacji 5 (rys. 59 c).



**Rys. 59.** Obrazy deformacji numerycznego modelu słupa CFST otrzymane dla różnych gęstości siatek podziałowych MES oraz otrzymanych w badaniach doświadczalnych obraz deformacji słupa SBK-1: **a)** siatka o aproksymacji 10, **b)** siatka o aproksymacji 7.5, **c)** siatka o aproksymacji 5, **d)** obraz deformacji słupa SBK-1 z badań laboratoryjnych

Na podstawie rezultatów analiz numerycznych przeprowadzonych w niniejszym podrozdziale 7.3, wytypowano jako najbardziej przydatny do budowy i wirtualnej analizy słupa stalowo-betonowego w postaci stalowej rury kwadratowej wypełnionej betonem zwykłym, **końcowy model numeryczny**, który opiera się na:

- przyjęciu skrępowania betonu wg [11, 12],
- zastosowaniu siatki elementów skończonych o aproksymacji 5 (rys. 59 c),
- przyjęciu dla betonu wypełniającego modelu według hipotezy wytrzymałościowej Druckera-Pragera, wg wersji DP-7 (tablica 14),
- przyjęciu kontaktu tarcowego wg wersji CFST K-4 (tablica 13), pomiędzy płaszczem stalowym i rdzeniem betonowym oraz pomiędzy płytą dociskową a głowicą słupa.

W tym końcowym modelu numerycznym obliczona nośność rozważanego modelowego słupa CFST o przekroju kwadratowym wynosi  $N_u = 818 \text{ kN}$ .

Za pomocą końcowego modelu numerycznego obliczono w środkowym przekroju przedmiotowego słupa CFST dla różnych poziomów obciążenia odkształcenia pionowe i poziome w rdzeniu betonowym i płaszczu stalowym przedstawione w załącznikach na rysunkach A.1 ÷ A.12 i G.1 ÷ G.4 oraz w tablicach C.1 ÷ C.7, D.1 ÷ D.4, E.1 ÷ E.3 i F.1.

## 8. Weryfikacja końcowego modelu numerycznego MES na podstawie badań własnych

### 8.1. Porównanie wielkości pomierzonych i obliczonych

Weryfikacji poddano końcowy model numeryczny obliczania osiowo ściskanego krępego słupa zespolonego typu CFST o przekroju kwadratowym, przedstawiony w podrozdziale 7.3, a ściślej obliczone za jego pomocą odkształcenia płaszcza stalowego oraz nośność słupa. Obliczono średnią nośność słupa zespolonego CFST wynoszącą  $N_{u,cal} = 818$  kN (podrozdział 7.3) oraz nośność średnią  $N_{us,cal}$  krępego słupa SSK-1 w postaci stalowej rury bez wypełnienia (podrozdział 7.1), porównano w tablicy 15 z nośnościami  $N_{u,test}$  tych słupów, otrzymanymi z badań własnych.

**Tablica 15.** Porównanie nośności uzyskanych doświadczalnie i metodą MES

Symbol słupa	$N_{u,test}$ [kN]	$N_{u,cal,MES}$ [kN]	$\frac{N_{u,cal,MES}}{N_{u,test}}$
SSK-1	582	503	0,864
SBK-1	832	818	0,983
SBK-2	836		0,978
SBK-3	818		1,000

W tablicy 15 porównano otrzymane z badań nośności  $N_{u,test}$  krępych osiowo ściskanych słupów zespolonych typu CFST z wartościami nośności  $N_{u,cal,MES}$  obliczonymi metodą elementów skończonych, z wykorzystaniem końcowego modelu numerycznego, przedstawionego w podrozdziale 7.3. Jak wynika z tablicy 15, nośności słupów SBK-1, SBK-2 i SBK-3 obliczone metodą elementów skończonych według końcowego modelu numerycznego są bardzo bliskie nośnościami otrzymanym z badań. Świadczy to o poprawności budowy numerycznego modelu końcowego, za pomocą którego otrzymuje się nieco konserwatywne wyniki. Najbardziej konserwatywną wartość nośności, bo mniejszą o około 14% od nośności otrzymanej z badań, wykazał model numeryczny MES, opracowany w podrozdziale 7.1, w odniesieniu do słupa stalowego w postaci rury kwadratowej bez wypełnienia betonem.

W wartościach nośności  $N_{u,test}$  otrzymanych z badań krępych, osiowo ściskanych słupów CFST tkwi zapewne wartość przyrostu nośności  $\Delta N_{uc}$ , spowodowany skrępowaniem betonu przez opinający go płaszcz stalowy kwadratowej rury. Nie można było jednak określić tego przyrostu badaniami doświadczalnymi, gdyż już samo dokładne uformowanie betonowego rdzenia o przekroju  $(100 - 8) \times (100 - 8)$  mm okazało się trudnym przedsięwzięciem. W związku z tym, uwzględniając pozytywną weryfikację modelu numerycznego (tab. 15), oszacowania przyrostu nośności dokonano jedynie na podstawie obliczeń numerycznych. Bazą do oszacowania tego przyrostu uczyniono obliczoną nośność krępego osiowo ściskanego słupa CFST o przekroju kwadratowym powstałą przy nieuwzględnieniu skrępowania rdzenia betonowego płaszczem stalowym, to znaczy nośność  $N_{uac,cal,MES} = N_{ua,cal,MES} + N_{uc,cal,MES}$ , w której składowymi nośnościami są:

- $N_{ua,cal,MES} = 503$  kN – nośność samej rury stalowej nie wypełnionej betonem, obliczona według modelu numerycznego przedstawionego w podrozdziale 7.1,
- $N_{uc,cal,MES} = 184$  kN – nośność samego rdzenia betonowego nieskrępowanego płaszczem stalowym, obliczona według modelu numerycznego przedstawionego w podrozdziale 7.2.

Zatem nośność bazowa wynosi  $N_{uac,cal,MES} = 503 + 184 = 687$  kN, natomiast nośność całkowita krępego osiowo ściskanego słupa CFST o przekroju kwadratowym, obliczona numerycznie według modelu przedstawionego w podrozdziale 7.3, wynosi  $N_{u,cal,MES} = 818$  kN.

Przyrost nośności przedmiotowego słupa CFST przedstawić można jako

$$\Delta N_{uc} = \frac{N_{u,cal,MES} - N_{uac,cal,MES}}{N_{u,cal,MES}} = \frac{818 - 687}{818} = \mathbf{0,160 = 16 \%}$$

W tablicy 16 dokonano jeszcze obliczenia przyrostów nośności  $N_{u,test}$  otrzymanych z badań słupów SBK-1, SBK-2 i SBK-3 względem obliczonej numerycznie bazowej nośności  $N_{uac,cal,MES}$ .

**Tablica 16.** Porównanie nośności słupów CFST otrzymanych z badań z obliczoną numerycznie nośnością bazową

Symbol słupa	$N_{u,test}$ [kN]	$N_{uac,cal,MES}$ [kN]	$\Delta N_{uc} = \frac{N_{u,test} - N_{uac,cal,MES}}{N_{u,test}}$
SBK-1	832	687	0,174
SBK-2	836		0,178
SBK-3	818		0,160

**W przedmiotowych krępych osiowo ściskanych słupach zespolonych CFST o przekroju kwadratowym spodziewać się można przyrostu nośności z tytułu skrępowania betonu płaszczem stalowym, rzędu 16 – 18 % (tablica 16).**

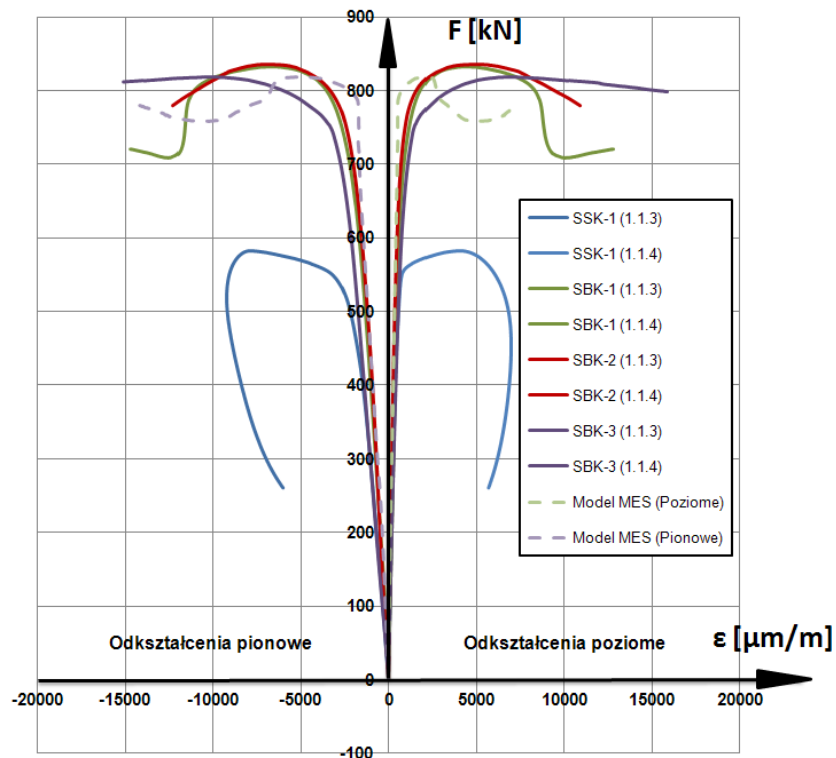
O tendencji do wzrostu nośności krępych słupów CFST osiowo ściskanych, o przekroju kwadratowym, świadczy również tablica F.1 w załączniku F, otrzymana na podstawie obliczeń numerycznych za pomocą modelu końcowego (podrozdział 7.3). Z tablicy tej wynika, że w słupie CFST, w którym istnieje skrępowanie betonu, trzeba przyłożyć siłę ściskającą wyraźnie większą niż w samym rdzeniu betonowym (nieskrępowanym), aby wywołać to samo odkształcenie pionowe betonu co w rdzeniu nieskrępowanym.

Porównaniu poddano także wartości odkształceń poziomych i pionowych pomierzone w badaniach doświadczalnych na płaszczu z wartościami obliczonymi według końcowego modelu numerycznego (podrozdział 7.3). Porównania tego dokonano na rys. 60 ÷ 62 oraz w załączniku A na rysunkach A.1 ÷ A.12. W załączniku E w tablicach E.1 ÷ E.3 zestawiono również wartości odkształceń pionowych i poziomych płaszcza stalowego, pomierzone z obliczonymi. Widoczna zbieżność wykresów odkształceń pomierzonych na rys. 60 ÷ 62 oraz w załączniku A (drobne różnice występują jedynie na odcinkach wykresów w pobliżu wierzchołków wykresów, natomiast większe – w opadających częściach wykresów tj. w stanie pokrytycznym), jak też wartości odkształceń w tablicach w załączniku E świadczą o poprawności końcowego modelu numerycznego przedstawionego w podrozdziale 7.3, to znaczy o trafności przyjęcia parametrów wymaganych do budowy tego modelu.

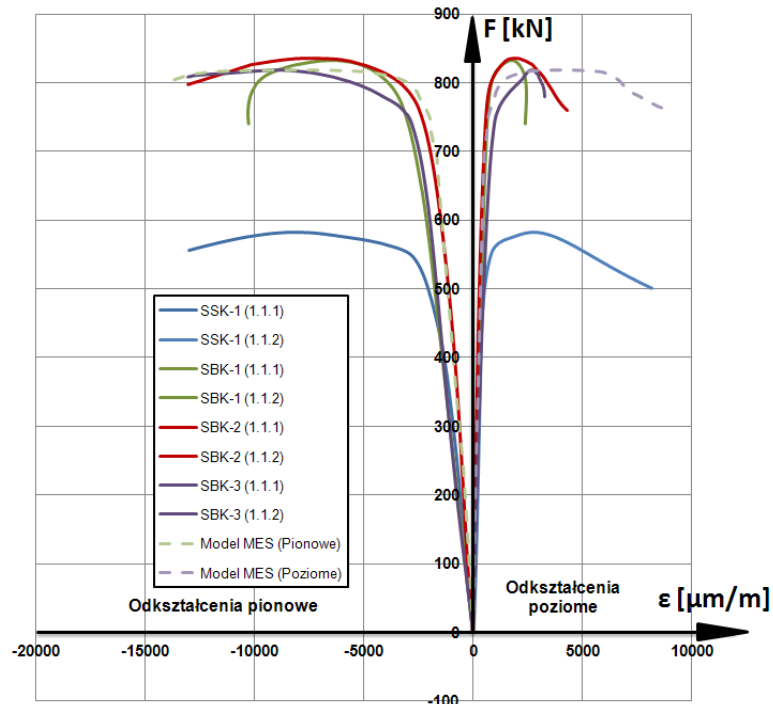
Ponadto, porównanie odkształceń poziomych płaszcza stalowego pomierzonych w badaniach (rys. B.2, B.4 i B.6 w załączniku B) i obliczonych za pomocą końcowego modelu numerycznego (podrozdział 7.3), wykazuje podobną ok. 2,5 – krotną przewagę



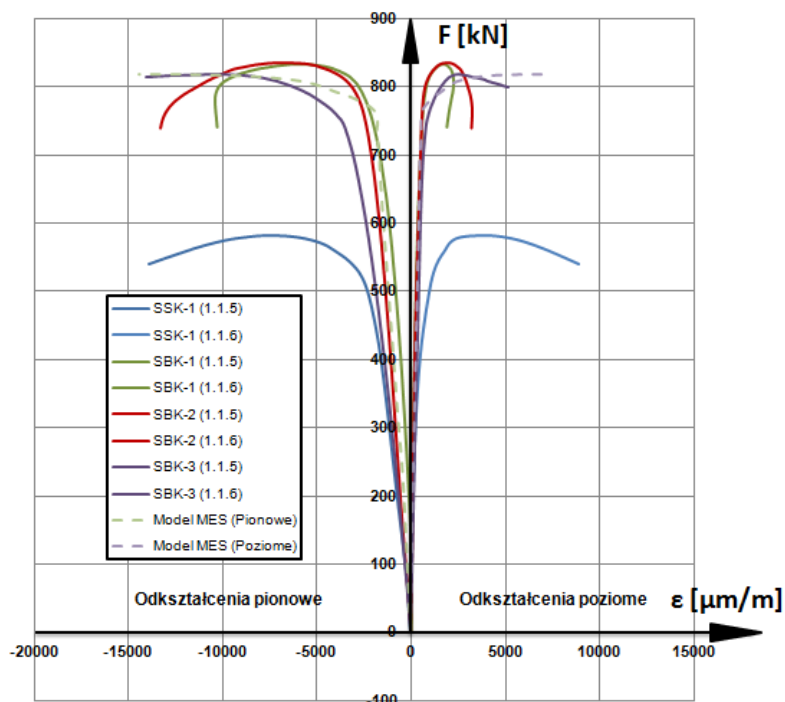
odkształceń w środku boków stalowego płaszcza słupów nad odkształceniami w pobliżu naroży kwadratowego przekroju płaszcza.



**Rys. 60.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie I płaszcza stalowego (na tensometrach 1.1.3 i 1.1.4) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



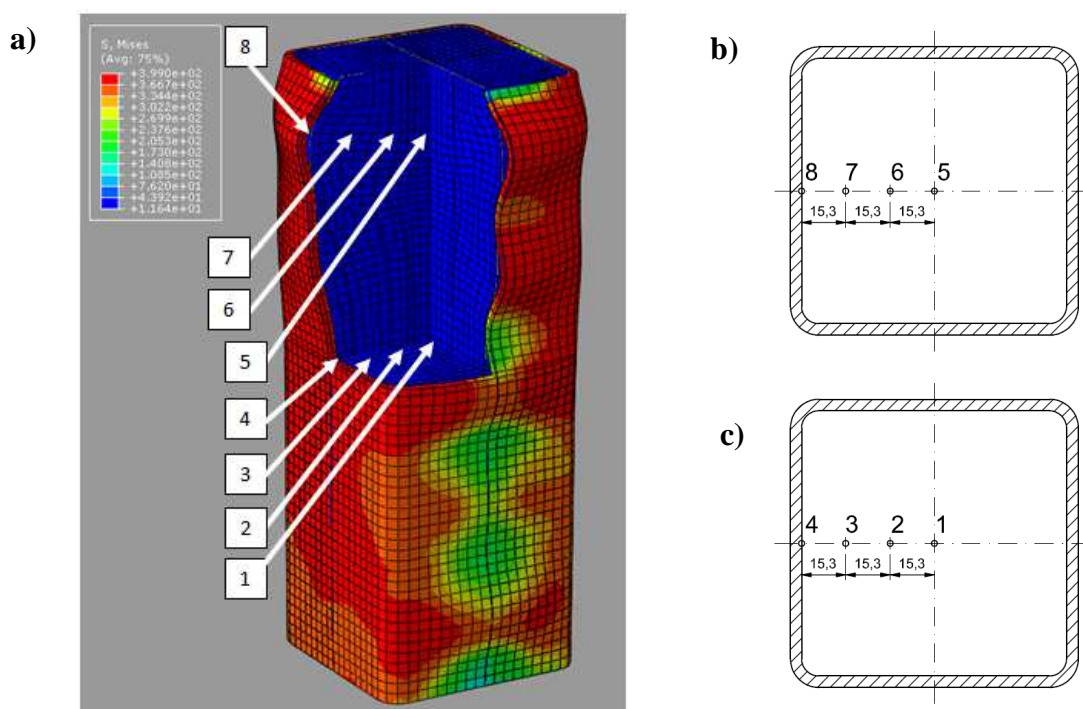
**Rys. 61.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie I płaszcza stalowego (na tensometrach 1.1.1 i 1.1.2) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



**Rys. 62.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie I płaszcza stalowego (na tensometrach 1.1.5 i 1.1.6) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego

## 8.2. Numeryczne uzupełnienie weryfikacji

Za pomocą zweryfikowanego pozytywnie w p. 8.1 końcowego modelu numerycznego MES (podrozdział 7.3) dodatkowo poddano sprawdzeniu, w kilku wybranych punktach rdzenia betonowego, zależności pomiędzy odkształceniami pionowymi i poziomymi w dwóch poprzecznych (poziomych) przekrojach słupa CFST. Pierwszy przekrój zlokalizowano w środkowej części rdzenia betonowego (rys. 63 a, c).



**Rys. 63.** Widok punktów zlokalizowanych w przekrojach na dwóch poziomach wewnątrz rdzenia betonowego dla których sprawdzone zostały wartości odkształceń pionowych i poziomych:  
a) widok aksonometryczny modelowego słupa wirtualnego, b) przekrój poprzeczny w środku wysokości słupa, c) przekrój poprzeczny w rejonie głowicy słupa

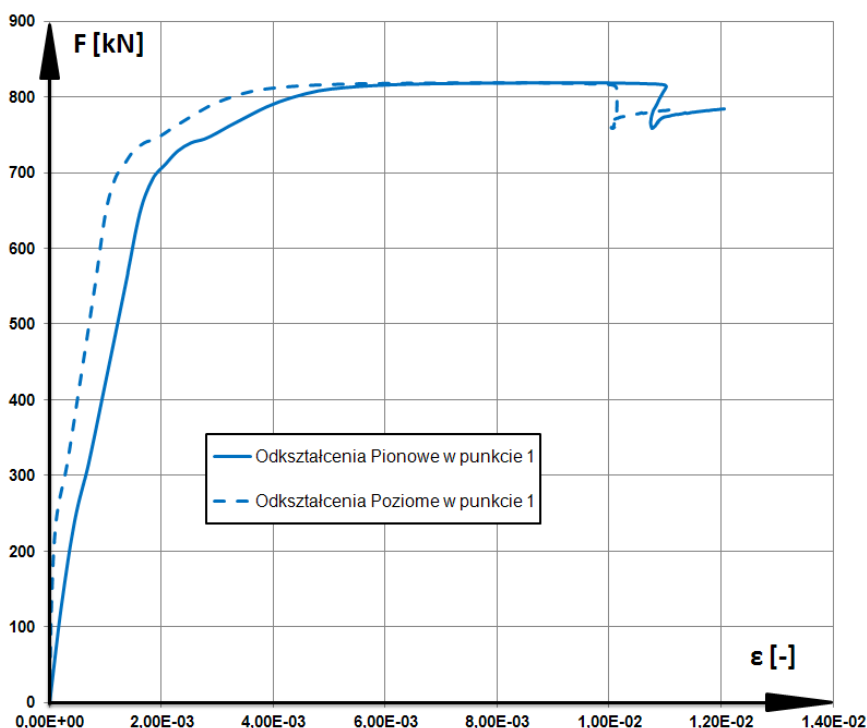
Drugi przekrój poprzeczny obliczanego słupa modelowego zlokalizowano w pobliżu głowicy słupa, w miejscu wystąpienia lokalnego wybożenia na płaszczu stalowym przy obciążeniu pokrytycznym (rys. 63 a, b). Na rys. 63 b, c podano usytuowanie podlegających obliczeniom punktów w ww. obu przekrojach oraz ich rozstaw. Dla wszystkich punktów od 1 do 8 sporządzono odpowiednie wykresy odkształcalności pokazane na rys. 64 ÷ 67 oraz G.1 ÷ G.4 w załączniku G.

Pierwszy przekrój poziomy (rys. 63 c) znajduje się w miejscu gdzie po rozcięciu płaszczu stalowego w rzeczywistym elemencie badawczym stwierdzono, że została zachowana przyczepność pomiędzy betonem a stalą. Biorąc pod uwagę również fakt, że degradacja betonu w tym miejscu była mniejsza od spodziewanej, można wytłumaczyć

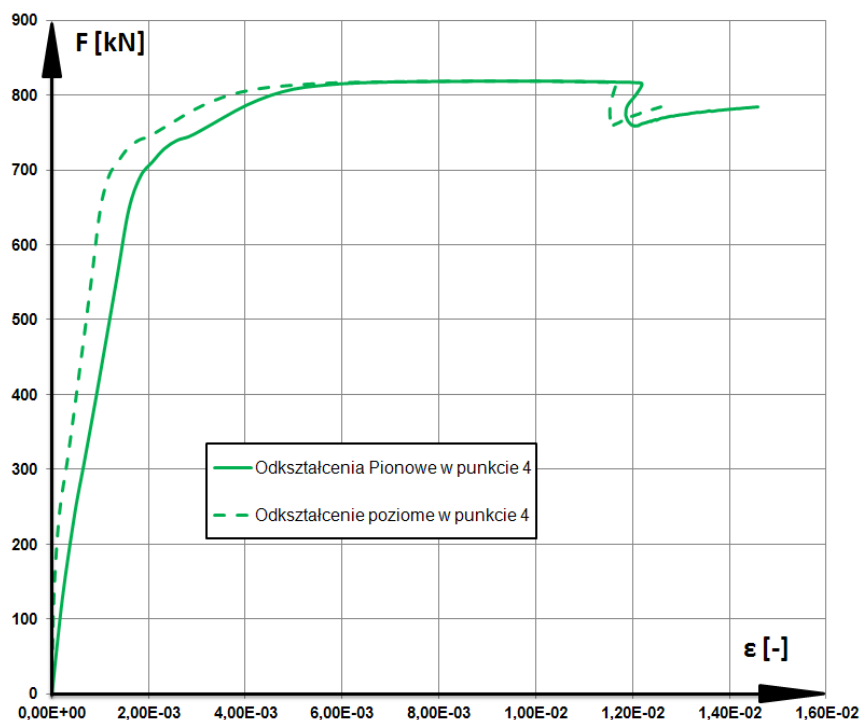
to zdolnością przedmiotowego słupa zespolonego do przenoszenia także obciążeń w obszarze pokrytycznym, po przekroczeniu obciążenia równego nośności słupa.

Na wykresach na rys. 64 ÷ 67 oraz na rys. G.1 ÷ G.4 w załączniku G wartości odkształceń zarówno pionowych jak i poziomych przedstawiono wspólnie (nie różnicowano na dodatnie i ujemne), żeby lepiej uwidocznili zależności zachodzące pomiędzy nimi. Analiza tych wykresów prowadzi do wniosku, że z chwilą osiągnięcia przez płaszczyznę stalową umownej granicy plastyczności odkształcenia poziome w rdzeniu betonowym rosną szybciej aniżeli odkształcenia pionowe. Należy również dodać, iż miejsca przecięcia się wykresów odkształceń pionowych i poziomych lub też miejsca początkowe zrównania się tych wykresów jest tożsame z osiągnięciem przez obliczany element obciążenia granicznego (nośności) równego  $N_u = 818$  kN.

Jak wynika z rys. 64 ÷ 67 oraz G.1 ÷ G.4 w załączniku G w modelowym słupie CFST o przekroju kwadratowym istnieje dość duża strefa odkształceń podkrytycznych, możliwa do określenia według końcowego modelu numerycznego MES (podrozdział 7.3). Te części wykresów w obszarze obciążeń podkrytycznych w punktach nr 1, 2, 3 i 4 sięgnęły 12 ÷ 18 %, podobnie jak to miało miejsce w badanych słupach CFST (załącznik A), co świadczy o dużej ciągliwości wykazanej przez te słupy.



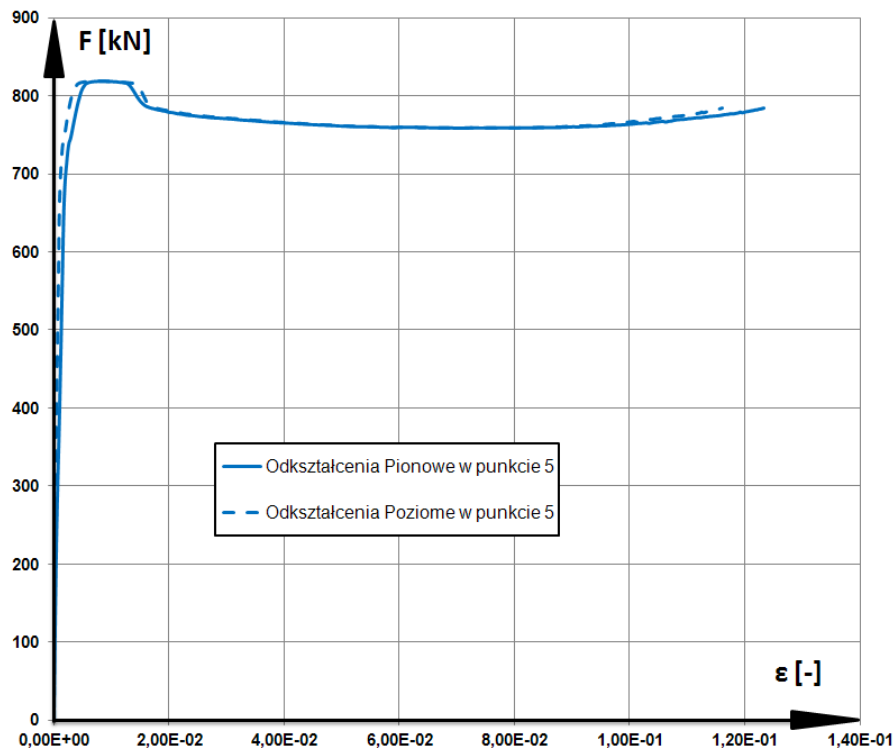
**Rys. 64.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 1 (przekrój środkowy) rdzenia betonowego dla odkształceń pionowych i poziomych



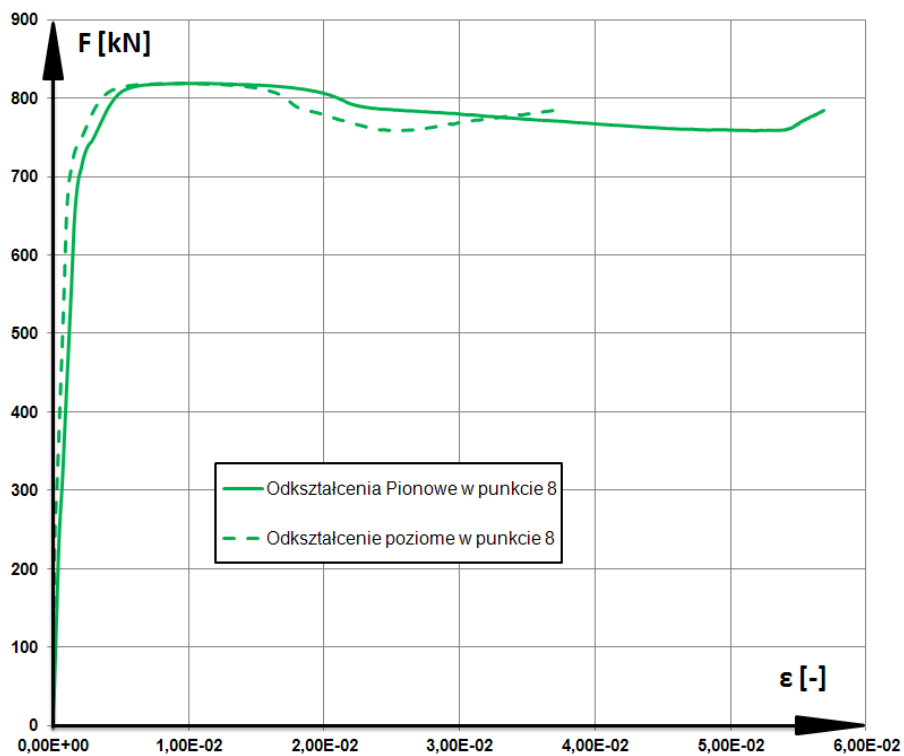
**Rys. 65.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 4 (przekrój środkowy) rdzenia betonowego dla odkształceń pionowych i poziomych

Natomiast odkształcenia w obszarze pokrytycznym w punktach nr 5, 6, 7 i 8 w przekroju pod głowicą słupa, w sąsiedztwie którego wystąpiło lokalne wyboczenie w obszarze obciążeń pokrytycznych sięgały 60 ÷ 300 ‰. W rejonie tego przekroju stwierdzono w badanych słupach SBK-1, SBK-2 i SBK-3, po rozcięciu płaszcza stalowego (po zakończeniu badań).

Reasumując, wykresy odkształcalności na rysunkach 64 ÷ 67 oraz G.1 ÷ G.4 w załączniku G mają bardzo zbliżone współrzędne w zakresie obciążeń od zera do wartości granicznej (nośności i podobne są kształty opadających części wykresów, odpowiadających pokrytycznym obciążeniom ściskającym. Te części wykresów sięgają bardzo daleko, bo aż do wartości odkształceń rzędu 60 ÷ 300 ‰, występujących w przekroju pod głowicą słupów to znaczy w strefie słupa, w którym wystąpiło lokalne wyboczenie. Tym dużym odkształceniom towarzyszyła w tej strefie silna degradacja betonu (podrozdział 6).



**Rys. 66.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 5 (przekrój w którym wystąpiło lokalne wyboczenie w stanie pokrytycznym) rdzenia betonowego odkształceń pionowych i poziomych



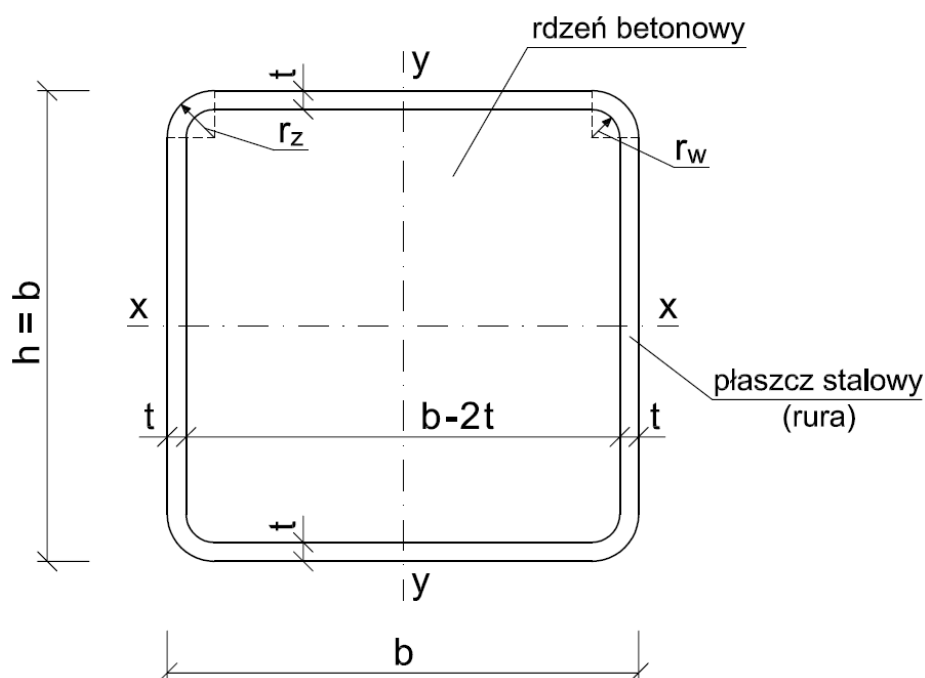
**Rys. 67.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 8 (przekrój w którym wystąpiło lokalne wyboczenie w stanie pokrytycznym) rdzenia betonowego odkształceń pionowych i poziomych

Wykresy odkształcalności dla pozostałych punktów w przekrojach rdzenia betonowego nr 2, 3, 6, 7 zamieszczono w załączniku G na rys. G.1. ÷ G.4.

## 9. Praktyczne sposoby obliczania nośności osiowo ściskanych słupów stalowo – betonowych typu CFST o przekroju kwadratowym

### 9.1. Informacje ogólne i obliczenia wstępne

Przedmiotem analizy w niniejszej rozprawie są krępe słupy zespolone typu CFST w postaci kwadratowych rur stalowych profilowanych na zimno wypełnionych betonem zwykłym, poddanych osiowemu ściskaniu. Słupy te mają stały przekrój poprzeczny pokazany na rys. 68.



**Rys. 68.** Przekrój poprzeczny słupa rurobotonowego rozważanego w rozprawie doktorskiej

W niniejszym rozdziale wzięto pod uwagę wyrażenia algebraiczne służące do określania nośności krytycznych przekrojów osiowo ściskanych słupów typu CFST o przekroju kwadratowym, zawarte w normach [N1] i [N2], w pracy [31] oraz otrzymane według propozycji własnych autora rozprawy (podrozdział 9.4). Według tych wyrażeń sukcesywnie obliczono wartości nośności średnich  $N_u$  przekroju słupa jak na rys. 68, celem porównania ich z nośnościami otrzymanymi z badań własnych (podrozdział 9.4).

Jak wiadomo, w literaturze i w normach podawane są wzory zawierające wytrzymałości obliczeniowe betonu i stali ( $f_{cd}$ ,  $f_{yd}$ ). Aby jednak możliwe było porównanie obliczonych nośności z otrzymanymi z badań doświadczalnych, do wzorów tych wstawiono wytrzymałości średnie ( $f_{cm}$ ,  $f_{ym}$ ).

Parametry geometryczne i wytrzymałościowe obliczanego przekroju słupa (rys. 68) były następujące:

$$b = 100 \text{ mm}, \quad t = 4 \text{ mm}, \quad r_z = 12 \text{ mm}, \quad r_w = 8 \text{ mm}, \quad l_{col} = 0,3 \text{ m}$$

beton klasy C20/25  $f_{cm} = 22,2 \text{ MPa}$ ,  $f_{ck} = 20,7 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 28 \text{ GPa}$

Stal gatunku S235JR  $f_{ym} = 345,0 \text{ MPa}$

Parametry przekroju stalowej rury kwadratowej wg katalogu [4]:

$$A_a = 0,00149 \text{ m}^2, \quad I_a = 2,264 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4, \quad E_a = 210 \text{ GPa}$$

Pole przekroju słupa CFST:

$$A_{ac} = A_a + A_c = 0,00149 + 0,00839 = 0,00988 \text{ m}^2$$

$$A_{ac} = 0,00153 + (0,1 - 2 \cdot 0,004)^2 = 0,00999 \text{ m}^2$$

Pole przekroju rdzenia betonowego:

$$A_c = b^2 - 4r_z^2 + \pi r_z^2 - A_a = 0,1^2 - 4 \cdot 0,012^2 + \pi \cdot 0,012^2 - 0,00149 = 0,00839 \text{ m}^2$$

Moment bezwładności przekroju rdzenia betonowego względem osi x-x (w przybliżeniu):

$$I_c \approx \frac{1}{12} (b - 2t)^4 = \frac{1}{12} (0,1 - 2 \cdot 0,004)^4 = 6,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności całego przekroju słupa CFST:

$$I_{ac} = I_a + I_c = 2,264 \cdot 10^{-6} + 6 \cdot 10^{-6} = 8,264 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Promień bezwładności przekroju słupa CFST:

$$i_{sc} = \sqrt{\frac{I_{ac}}{A_{ac}}} = \sqrt{\frac{8,264 \cdot 10^{-6}}{98,8 \cdot 10^{-4}}} = 0,0289 \text{ m}$$

Smukłość słupa przy jego długości obliczeniowej  $l_0 = l_{col}$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{0,3}{0,0289} = 10,4 < \lambda_{\max}$$

przy czym np. wg [N15]  $\lambda_{\max} = 25$

Natomiast sprawdzając smukłość słupa np. według [N1] otrzymuje się



$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{0,3}{0,1} = 3 < \lambda_{\max} = 12$$

Przedmiotowy słup jest zatem elementem **krępy**. Ponadto, ponieważ według [N1, N2] zachodzi nierówność

$$\frac{b}{t} = \frac{0,1}{0,004} = 25 < 52 \sqrt{\frac{235}{f_{ym}}} = 52 \sqrt{\frac{235}{345}} = 42,9$$

to nie wystąpi lokalne wyboczenie słupa przed osiągnięciem przez niego nośności, co też potwierdzone zostało badaniami doświadczalnymi (rozdział 6).

## 9.2. Sposoby proponowane przez Eurokod 4 [N2] i polską normę [N1]

Nośność przedmiotowego słupa typu CFST o przekroju kwadratowym **według Eurokodu 4 [N2]** obliczyć można z następującej zależności:

$$N_u = \chi N_{pl,Rm} \quad (9.1)$$

w której

$N_{pl,Rm}$  – nośność średnia plastyczna na ściskanie przekroju zespolonego słupa CFST, obliczona, przy uwzględnieniu średnich wytrzymałości betonu i stali, z następującego wzoru

$$N_{pl,Rm} = A_a f_{ym} + A_c f_{cm} \quad (9.2)$$

$\chi$  – współczynnik redukcyjny dla stosownej postaci wyboczenia, uwzględniający ewentualne imperfekcje, odczytywany z rysunku 6.4 w normie Eurokod 3 [N14] dla smukłości względnej  $\bar{\lambda}$ .

Smukłość względną elementu oblicza się ze wzoru:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rm}}{N_{cr}}} \quad (9.3)$$

gdzie:

$N_{cr}$  – sprężysta krytyczna siła normalna (wyboczeniowa) dla odpowiedniej postaci wyboczenia, z uwzględnieniem efektywnej sztywności giętej  $(EI)_{eff}$ .

W normie [N2] w wyrażeniu 9.3) w liczniku pod pierwiastkiem występuje nośność plastyczna charakterystyczna  $N_{pl,Rk}$  zamiast średniej  $N_{pl,Rm}$ .

Efektywną sztywność giętną przedmiotowego słupa wg [EC4] wyznaczyć należy z zależności:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_c E_{cm} I_c \quad (9.4)$$

w której współczynnik poprawkowy  $K_c$  przyjmuje się równy 0,6.

Sprężysta siła krytyczna wyraża się wzorem

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{l_0^2} \quad (9.5)$$

Obliczenie nośności przekroju przedmiotowego słupa według Eurokodu 4 [N2].

Wartość parametrów  $A_a$ ,  $I_a$ ,  $I_c$ ,  $A_c$ ,  $f_{cm}$ ,  $f_{ym}$ ,  $f_{ck}$ ,  $E_a$ ,  $E_{cm}$  oraz wymiarów słupa znajdują się w punkcie 9.1.

Efektywna sztywność słupa

$$(EI)_{eff} = 210 \cdot 10^6 \cdot 2,264 \cdot 10^{-6} + 0,6 \cdot 28 \cdot 10^6 \cdot 6 \cdot 10^{-6} = 475,44 + 100,8 = 576,24 \text{ kNm}^2$$

Siła krytyczna (Eulera):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 576,24}{0,3^2} = 63127,7 \text{ kN}$$

Nośność plastyczna słupa na ściskanie wg (9.2)

$$N_{pl,Rm} = 0,00149 \cdot 345000 + 0,00839 \cdot 22200 = 700,31 \text{ kN}$$

Smukłość względna przekroju słupa CFST według (9.3)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{700,31}{63127,7}} = 0,105$$

Stopień zbrojenia  $\rho_s = 0$

Według norm [N1] i [N2] dla przedmiotowego słupa CFST przyporządkować należy krzywą wyboczeniową „a” na rysunku 6.4 w normie [N14] odczytano dla  $\bar{\lambda} = 0,105$  współczynnik redukcyjny  $\chi = 1,000$ .

We współczynniku redukcyjnym mieści się także wpływ imperfekcji wynoszących w rozważanym słupie według [N1] i [N2]  $l_{col}/300 = 300/300 = 1 \text{ mm}$

Nośność średnia zespolonego krępego słupa CFST o przekroju kwadratowym osiowo ściskanego wynosi, wg (9.1):

$$N_u = \chi N_{pl,Rm} = 1,000 \cdot 700,31 = \mathbf{700,31 \text{ kN}}$$

**W polskiej normie [N1]**, oprócz wyrażenia (9.1), znajdują się również dwa wzory, które wykorzystać można do obliczania nośności średniej krępych słupów zespolonych stalowo – betonowych osiowo ściskanych:

$$N_u = (1,03 - 0,03\lambda_{\max})N_{pl,Rm} \quad (9.6)$$

$$N_u = 0,85N_{pl,Rm} \quad (9.7)$$

Spośród których jako miarodajny należy wybrać wzór dający mniejszą wartość nośności. W przypadku przedmiotowych słupów CFST o przekroju kwadratowym maksymalną ich smukłość oblicza się jako

$$\lambda_{\max} = \frac{l_0}{h} = \frac{0,3}{0,1} = 3$$

co daje nośność średnią według (9.3) i (9.6):

$$N_u = (1,03 - 0,03 \cdot 3) \cdot 700,31 = 658,29 \text{ kN}$$

oraz według (9.3) i (9.7):

$$N_u = 0,85 \cdot 700,31 = 595,26 \text{ kN}$$

Jako miarodajną przyjmuje się nośność  $N_u = 595,26 \text{ kN}$

### 9.3. Sposób proponowany przez normę japońską prezentowany w [31]

Norma japońska, według [31], preferuje metodę obciążeń i naprężeń dopuszczalnych w obliczaniu zespolonych słupów typu CFST osiowo obciążonych, dopuszczając także wyznaczanie nośności przekroju słupa CFST w stanie granicznym jego nośności. Norma ta wyraża też pogląd, że płaszcz stalowej rury opinający rdzeń betonowy efektywnie hamuje lokalne wyboczenie tego płaszcza.

Według normy japońskiej [31] lokalne wyboczenie słupa CFST o przekroju kwadratowym nie wystąpi w zakresie obciążeń aż do obciążenia granicznego, jeżeli spełniona jest nierówność:

$$\frac{b}{t} \leq 1,5 \frac{735}{\sqrt{f_{ym}}} \quad (9.8)$$

Nośność średnią osiowo ściskanego słupa CFST norma japońska [31] przy  $l_0/b \leq 4$ , proponuje wyznaczać z zależności:

$$N_u = N_{uc} + (1 + \eta)N_{ua} \quad (9.9)$$

przy czym dla słupów o przekroju kwadratowym zaleca przyjmować  $\eta = 0$  to jest nie uwzględniać wpływu skrępowania betonu (podobnie zresztą jak normy [N1] i [N2]).

We wzorze (9.9) siła  $N_{uc}$  oznacza graniczną średnią nośność rdzenia betonowego

$$N_{uc} = A_c f_{cm} \quad (9.10)$$

Zaś siła  $N_{ua}$  – graniczną średnią nośność samej stalowej rury

$$N_{ua} = A_a f_{ym} \quad (9.11)$$

Sprawdzając dla przedmiotowego słupa CFST o przekroju jak na rys. 68 nierówność (9.8) otrzymuje się

$$\frac{0,1}{0,004} = 25 \quad 1,5 \frac{735}{\sqrt{345}} = 59,4$$

co oznacza, że słup ten jest krępy. Nośność średnia jego rdzenia betonowego wynosi, wg (9.10):

$$N_{uc} = 0,00839 \cdot 22200 = 186,26 \text{ kN}$$

Zaś nośność średnia kwadratowej rury stalowej, wg (9.11), wynosi

$$N_{ua} = 0,00149 \cdot 345000 = 514,05 \text{ kN}$$

Nośność przekroju (rys. 68) krępego zespolonego słupa stalowo-betonowego CFST wynosi według (9.9), przy przyjęciu  $\eta = 0$ :

$$N_u = 186,26 + 514,05 = \mathbf{700,31 \text{ kN}}$$

#### **9.4. Propozycje własne obliczania średniej nośności osiowo ściskanych krępych słupów CFST o przekroju kwadratowym.**

Sposoby obliczania nośności średniej przedstawione w podrozdziałach 9.1, 9.2 i 9.3 nie uwzględniają wpływu skrępowania betonu płaszczem stalowym rury o przekroju kwadratowym. W niniejszym rozdziale skrępowanie betonu uwzględniono, proponując dwa następujące sposoby.

##### **9.4.1. Sposób uwzględniający poziome rozciąganie płaszcza stalowego spowodowane poprzecznymi naciskami betonu.**

Zachowano tu pewną analogię do sposobu stosowanego w obliczeniach nośności osiowo ściskanych okrągłych słupów żelbetowych uzwojonych [8]. W słupie żelbetowym uzwojonym skrępowanie betonu powoduje stalowe uzwojenie gęsto nawinięte na pionowe pręty zbrojeniowe. Natomiast w zespolonym słupie CFST skrępowanie osiowo ściskanego rdzenia betonowego jest powodowane opinającym go płaszczem stalowej rury o przekroju kwadratowym. Płaszcz ten przeciwstawia się poprzecznym (poziomym) odkształceniom pionowo ściskanego betonu (stan trójosiowego ściskania betonu). W prezentowanym

sposobie ważną zatem rolę odgrywa parametr w postaci współczynnika Poissona, stanowiącego iloraz nacisków (także odkształceń) poziomych i pionowych.

Otrzymane z analizy numerycznej MES współczynniki Poissona dla osiowo ściskanego nieskrępowanego rdzenia betonowego przybierają wartości od 0,15 do wartości maksymalnej ok. 0,415 występującej przy obciążeniu ściskającym rdzeń betonowy, osiągającym wartość graniczną (zał. D).

Współczynnik Poissona w modelu MES nieskrępowanego rdzenia betonowego utrzymuje swoją wartość wynoszącą ok. 0,15 aż do obciążenia ściskającego stanowiącego około 90% obciążenia granicznego (zał. D), czyli w przybliżeniu w zakresie sprężystej pracy rdzenia. Z chwilą gdy następuje uplastycznienie się ściskanego betonu wartość współczynnika, według [26], może wzrosnąć do  $0,4 \div 0,5$ .

W proponowanym sposobie obliczania nośności przedmiotowego słupa przyjęto zatem współczynnik Poissona dla betonu ściskanego  $\nu_c = 0,4$ . Przyjęto również podobnie jak w [20] poziome ciśnienia rdzenia betonowego na płaszcz stalowy kwadratowej rury oddziaływają równomiernie i prostopadle do ścian tej rury (rys. 69). Te poziome ciśnienia betonu wywołują w stalowym płaszczu rury poziome siły rozciągające  $F_a$  (rys. 69).

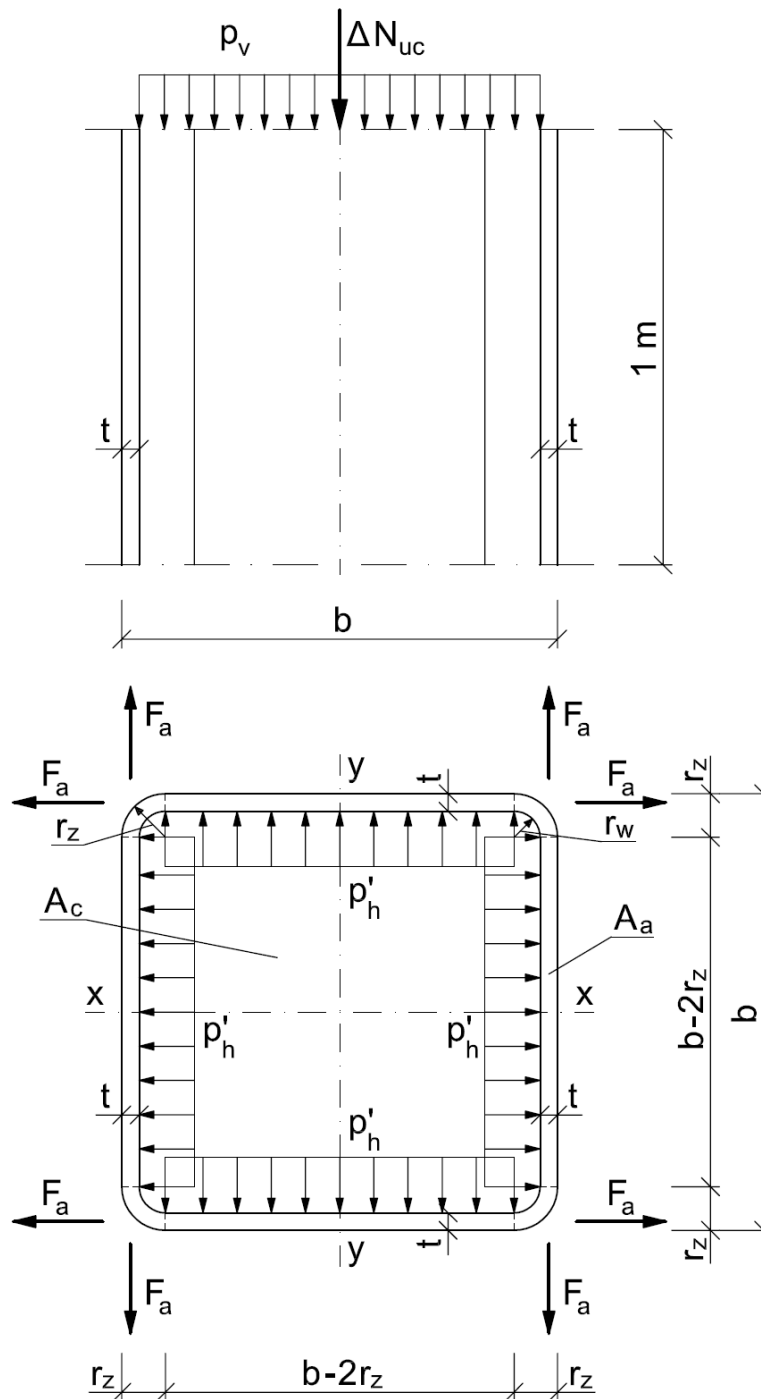
Jak wykazały badania doświadczalne własne, poziome siły rozciągające ściany płaszczu stalowego nie są równomiernie rozłożone wzdłuż całej szerokości każdego boku płaszczu. Ich wartości maleją w pobliżu krawędzi słupów (w pobliżu naroży przekroju). Wskazują na to pomierzone poziome odkształcenia rozciągające płaszcz rury, malejące o ok. 60% w pobliżu naroży przekroju kwadratowej rury w stosunku do odkształceń pomierzonych w środku boków tego przekroju (zał. B). Świadczy to o nierównomiernych poziomych naciskach  $p_h$  na każdy bok płaszczu stalowego. W niniejszym sposobie zjawisko to uśredniono poprzez wprowadzenie współczynnika korekcyjnego  $k_h$ .

Poziom ciśnienia  $p_h$  w skrępowanym betonie rdzenia wywoływane są równomiernymi pionowymi naciskami  $p_v$  oddziaływującymi na słup (rys. 69), według relacji

$$p_h = \nu_c p_v \quad (9.12)$$

przy czym, zgodnie z powyższym, przyjęto, że uśrednione naciski poziome betonu oddziaływujące bezpośrednio na boki (z pominięciem wyokrągłeń) płaszczu stalowego (rys. 69) wynoszą

$$p_h' = \nu_c p_v \quad (9.13)$$



**Rys. 69.** Schemat przyjęty do wyznaczenia przyrostu nośności  $\Delta N_{uc}$  rdzenia betonowego w rozważanym słupie CFST

Te uśrednione poziome oddziaływania  $p'_h$  wywołują w każdym boku kwadratowego stalowego płaszczu poziomą siłę rozciągającą  $F_a$ , którą obliczyć można z równania równowagi sił w poziomym przekroju, jako

$$F_a = 0,5(b - 2r_z)p'_h \quad [kN/m] \quad (9.14)$$

Przyjmując następnie, że średnia siła  $F_a$  rozciągająca płaszcz stalowy spowoduje w jego jednostkowym przekroju  $t \cdot 1 m$  wystąpienie uplastycznienia stali w stanie granicznym nośności, czyli

$$F_a = f_{ym} \cdot t \cdot [1 m] \quad (9.15)$$

Wstawiając (9.13) i (9.15) do (9.14) otrzymuje się zależność

$$f_{ym} t = 0,5(b - 2r_z)k_h p_h \quad (9.16)$$

a stąd oddziaływanie poziome betonu

$$p_h = \frac{2f_{ym} t}{(b - 2r_z)k_h} \quad (9.17)$$

i następnie oddziaływanie pionowe betonu rdzenia

$$p_v = \frac{p_h}{\nu_c} = \frac{2f_{ym} t}{\nu_c (b - 2r_z)k_h} \quad (9.18)$$

Przyrost nośności rdzenia betonowego z tytułu jego skrępowania płaszczem stalowym rury o przekroju kwadratowym wyniesie zatem

$$\Delta N_{uc} = p_v A_c = \frac{2f_{ym} t A_c}{\nu_c (b - 2r_z)k_h} \quad (9.19)$$

Całkowita nośność średnia krępego osiowo ściskanego słupa CFST o przekroju kwadratowym przedstawia się następująco:

$$N_u = N_{ua} + N_{uc} + \Delta N_{uc} \quad (9.20)$$

gdzie:  $N_{ua} = f_{ym} A_a$  – nośność płaszczu stalowego

$N_{uc} = f_{cm} A_c$  – nośność nieskrępowanego rdzenia betonowego

Występujący we wzorach (9.18) i (9.19) współczynnik korekcyjny  $k_h$  może być wyznaczony jedynie na podstawie badań doświadczalnych (podrozdział 5.2). W tym celu we wzorze (9.20) podstawiono  $N_u = N_{u,test}$  (gdzie  $N_{u,test}$  – nośność badanych słupów SBK-1, SBK-2 oraz SBK-3) wyznaczając

$$\Delta N_{uc} = N_{u,test} + N_{ua} + N_{uc} \quad (9.21)$$

i następnie współczynnik korekcyjny

$$k_h = \frac{2f_{ym} t A_c}{\nu_c (b - 2r_z) \Delta N_{uc}} \quad (9.22)$$

Występujące we wzorach (9.20) ÷ (9.22) wartości  $A_a$ ,  $A_c$ ,  $t$ ,  $b$ ,  $f_{ym}$ ,  $f_{cm}$ ,  $r_z$  podane zostały w podrozdziale 9.1, zaś w niniejszym rozdziale przyjęto  $\nu_c = 0,4$ . Wartość

współczynnika  $k_h$ , wyznaczone na podstawie ww. wzorów dla trzech zbadanych krępych słupów (podrozdział 5.4) zestawiono w tabelicy 16.

**Tablica 16.** Wartości współczynnika  $k_h$  wyznaczone doświadczalnie

Symbol Słupa	$N_{u,test}$ [kN]	$\Delta N_{uc}$ [kN]	$k_h$
SBK-1	832	131,69	5,78
SBK-2	836	135,69	5,61
SBK-3	818	118,69	6,42

Średnia wartość współczynnika korekcyjnego wynosi

$$k_h = \frac{1}{3}(5,78 + 5,61 + 6,42) = 5,94 \approx 6,0$$

Zatem wyrażenie określające średnią nośność krępego osiowo ściskanego słupa CFST o przekroju kwadratowym zapisać można następująco

$$N_u = A_a f_{ym} + A_c f_{cm} + \frac{2t A_c f_{ym}}{6v_c (b - 2r_z)} \quad (9.23)$$

Nośności średnie przedmiotowego słupa obliczone za pomocą wyrażenia (9.23) będą w tym przypadku prawie równe nośnością słupów SBK-1, SBK-2 i SBK-3 otrzymanym z badań. Przyrost nośności przedmiotowego słupa wynosi w tym przypadku:

$$\Delta N_{uc} = \frac{2t A_c f_{ym}}{6v_c (b - 2r_z)} = \frac{2 \cdot 0,004 \cdot 0,00839 \cdot 345000}{6 \cdot 0,4 \cdot (0,1 - 2 \cdot 0,012)} = 126,95 \text{ kN}$$

#### **9.4.2. Sposób uwzględniający wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie spowodowany skrępowaniem betonu**

Skrępowanie betonu powodowane opinającym go płaszczem stalowym rury o przekroju kwadratowym i tym samym ograniczenie jego odkształceń poprzecznych, niewątpliwie wpływa na wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie w kierunku pionowym. Oznaczając przez  $f_{cm}$  średnią wytrzymałość skrępowanego betonu na ściskanie można przyrost wytrzymałości betonu zapisać jako



$$f_{ccm} = f_{cm} + k_1 f_h \quad (9.24)$$

W wyrażeniu (9.24), stosowanym na świecie od dawna [11, 12, 19] wielkość  $f_h$  oznacza poprzeczne ciśnienie krępujące rdzeń betonowy, spowodowane obecnością stalowego płaszcza rury. Dla obliczenia  $f_h$  w pracy [19] zaproponowano następującą formułę, wyznaczoną za pomocą szeregu symulacji numerycznych:

$$f_h = \left( 0,0550 - 0,00188 \frac{b}{t} \right) f_{ym} \quad (9.25)$$

przy czym wzór ten jest ważny dla słupów krępych, dla których  $17 \leq \frac{b}{t} \leq 29,2$ . Wartość współczynnika  $k_1$  została ustalona przez autora rozprawy na 6,3, drogą szeregu obliczeń przedmiotowego słupa zespolonego metodą MES, za pomocą programu ABAQUS (podrozdział 7.3). W niniejszym sposobie przyjęto z zaokrągleniem  $k_1 = 6,0$ .

Nośność średnią krępego osiowo ściskanego słupa CFST o przekroju kwadratowym określa się w tym sposobie jako

$$N_u = A_a f_{ym} + A_c f_{ccm} \quad (9.26)$$

Dla przedmiotowego słupa krępego, dla którego  $\frac{b}{t} = \frac{100}{4} = 25$ , zwiększona wytrzymałość na ściskanie rdzenia betonowego wynosi

$$f_{ccm} = 22,2 + 6,0(0,055 - 0,00188 \cdot 25) \cdot 345 = 22,2 + 16,56 = 38,76 \text{ MPa}$$

Nośność średnia słupa wynosi

$$N_u = 0,00149 \cdot 345000 + 0,00839 \cdot 38760 = 514,05 + 325,20 = 839,25 \text{ kN}$$

Przyrost nośności rdzenia betonowego z tytułu jego skrupowania płaszczem stalowym wynosi tu

$$\Delta N_{uc} = A_c k_1 f_h = k_1 \left( 0,055 - 0,00188 \frac{b}{t} \right) f_{ym} = 0,00839 \cdot 6,0 \cdot \left( 0,055 - 0,00188 \cdot \frac{0,1}{0,004} \right) \cdot 345000 = 138,94 \text{ kN}$$

**Tablica 17.** Porównanie nośności słupa modelowego, obliczonej w podrozdziale 7.3 z nośnościami otrzymanymi z badań

Symbol modelu	$N_{u,test}$ [kN]	$N_{u,cal}$ [kN]	$\frac{N_{u,cal}}{N_{u,test}}$
SBK-1	832	839,25	1,009
SBK-2	836		1,004
SBK-3	818		1,026

W tablicy 17 porównano wartości nośności  $N_{u,test}$  badanych słupów SBK-1, SBK-2 i SBK-3 z nośnością  $N_{u,cal}$  wyznaczoną niniejszym sposobem. Nośności te mają zbliżone wartości.

**Przy projektowaniu krępych słupów zespolonych typu CFST o przekroju kwadratowym należy w powyższych wzorach wprowadzić wytrzymałości obliczeniowe  $f_{yd}$  i  $f_{cd}$  zamiast średnich  $f_{ym}$  i  $f_{cm}$ .**

## 10. Wnioski końcowe

Przeprowadzone badania doświadczalne własne (rozdział 6) oraz analiza metodą elementów skończonych (MES) krępych osiowo ściskanych słupów zespolonych stalowo-betonowych w postaci stalowych rur o przekroju kwadratowym, wypełnionych betonem zwykłym (rozdział 7), pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. W przedmiotowych osiowo ściskanych słupach CFST o przekroju kwadratowym występuje wzrost nośności o około  $16 \div 18 \%$  z tytułu skrępowania rdzenia betonowego opinającym go płaszczem stalowym co stanowi uzasadnienie pierwszej tezy niniejszej rozprawy.

2. Możliwe było opracowanie numerycznego modelu obliczeniowego, metodą elementów skończonych umożliwiającego analizę stanu odkształcenia i naprężenia w przedmiotowych słupach CFST, a także określenie ich nośności z uwzględnieniem skrępowania w nich betonu płaszczem stalowym oraz – wymienionego w punkcie 1 – stopnia przyrostu nośności spowodowanego takim skrępowaniem. W trakcie budowy tego modelu numerycznego, z wykorzystaniem programu ABAQUS – który został pozytywnie zweryfikowany w rozdziale 8 – dokonano analizy jaki wpływ na nośność słupów mają następujące czynniki:

- model skrępowania betonu,
- rodzaj i wielkość siatek podziałowych w metodzie elementów skończonych,
- sposób przykładania obciążenia,
- dobór właściwej hipotezy wytrzymałościowej dla betonu rdzenia,
- kontakt pomiędzy płaszczem stalowym i rdzeniem betonowym oraz pomiędzy poziomą płytą dociskową i głowicą słupa.

Możliwe było również zbudowanie oddzielnych modeli obliczeniowych MES dla samego płaszcza stalowego w postaci rury kwadratowej oraz samego rdzenia betonowego o przekroju kwadratowym, co ułatwiło ocenę stopnia przyrostu nośności zespolonego słupa CFST z tytułu skrępowania betonu (rozdział 8). Powyższe stanowi uzasadnienie prawdziwości drugiej tezy niniejszej rozprawy.

3. Wykresy odkształcalności w postaci zależności siła pionowa ściskająca  $N$  – pionowe odkształcenie ściskające  $\varepsilon_s$  płaszcza stalowego, otrzymane z badań doświadczalnych i obliczeń metodą MES, mają część wznoszącą się i opadającą. Część wznoszącą się do

poziomu obciążenia stanowiącego nośność  $N_u$  słupów i opadającą odpowiadającą obciążeniom pokrytycznym, występującym po zaistnieniu nośności  $N_u$  słupów.

Część wznosząca się wykresów odkształcalności składa się z części prostoliniowej sięgającej poziomu obciążenia  $N \approx 0,9N_u$  oraz części krzywoliniowej sięgającej do poziomu obciążenia równego nośności słupów  $N_u$ , co świadczy o nieliniowej pracy statycznie – wytrzymałościowej słupów w zakresie obciążeń od zera do obciążeń granicznych  $N_u$ . W tym zakresie obciążeń nie występowało lokalne wyboczenie przedmiotowych krępych słupów, gdyż prawdopodobnie przeciwstawiały mu się poziome rozciągania występujące w płaszczu stalowym, powodowane poziomymi naciskami rdzenia betonowego.

4. Część opadająca wykresów wymienionych w punkcie 3, związana z pokrytycznym stanem obciążenia i odkształcenia słupów, sięgała przeważnie do wartości odkształceń pionowych rzędu  $16 \div 18$  ‰. Natomiast w słupach, w których w stanie pokrytycznym pojawiało się lokalne wyboczenie słupów, graniczne odkształcenia sięgały nawet  $60 \div 300$  ‰. Taki charakter opadających części wykresów odkształcalności świadczy o znacznej ciągliwości przedmiotowych słupów CFST o przekroju kwadratowym, co predestynuje te słupy do stosowania ich w konstrukcjach wznoszonych na terenach sejsmicznych, a w polskich warunkach na terenach górniczych zagrożonych tąpnięciami.

5. Analiza rezultatów badań własnych oraz wyników obliczeń metodą elementów skończonych według opracowanego modelu obliczeniowego (punkt 2), pozwoliła na opracowanie propozycji dwóch prostych sposobów obliczania nośności osiowo ściskanych krępych słupów CFST o przekroju kwadratowym (rozdział 9).

6. Przeprowadzone staranne badania doświadczalne zaledwie trzech krępych osiowo ściskanych słupów zespolonych typu CFST o przekroju kwadratowym (rozdział 6), pozwoliły na pozytywną weryfikację zarówno opracowanego obliczeniowego modelu numerycznego (rozdział 7) jak prostej metody analitycznej obliczania nośności słupów (rozdział 9). Nie mniej jednak wydaje się celowym przeprowadzenie dalszych szerszych badań osiowo ściskanych słupów CFST krępych i smukłych o przekroju kwadratowym, a także prostokątnym, o innych wymiarach zewnętrznych i grubościach płaszcza stalowego. Potrzebne są także badania tego rodzaju słupów, poddanych mimośrodowemu ściskaniu.

7. W nawiązaniu do wniosku 6 należy dodać, iż autor rozprawy planuje przeprowadzić badania doświadczalne smukłych słupów zespolonych CFST o przekroju kwadratowym z wykorzystaniem specjalnie zaprojektowanego stanowiska badawczego, przedstawionego w podrozdziale 5.2.3 niniejszej rozprawy

## Literatura

- [1] ABAQUS User's Manual. Version 6.7. ABAQUS, Inc. 2007, USA.
- [2] ABAQUS/Standard: User's Manual, ABAQUS, Inc. 2007, USA.
- [3] Abramski M.: Badania Eksperymentalne własności osiowo ściskanych słupów CFST. Praca doktorska, Gdańsk, lipiec 2006.
- [4] Bogucki W., Żybertowicz M.: Tablice do projektowania konstrukcji metalowych. Arkady, Warszawa 2007.
- [5] Bródka J., Broniewicz M.: Konstrukcje stalowe z rur. Arkady, Warszawa 2001.
- [6] Bródka J., Broniewicz M.: Kształtowniki o przekrojach zamkniętych. Poradnik dla projektantów i konstruktorów. Część I, Część II. Koenigstahl. Warszawa.
- [7] Bródka J., Broniewicz M.: Stal, jej właściwości i wyroby. XXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 7 ÷ 10 marzec 2012, 128 – 220.
- [8] Dąbrowski W., Stachurski W., Zieliński J.L.: Konstrukcje betonowe. Arkady, Warszawa 1982.
- [9] Dawidowicz P.: Badania słupów z rur stalowych wypełnionych betonem ściskanych osiowo. Inżynieria i Budownictwo, nr 1-4, 1982, 28 – 31.
- [10] Ellobody E., Young B. Lam D.: Behavior of normal and high strength concrete – filled compact steel tube circular stub columns. Journal of Constructional Steel Research, No. 62, 2006, 706 – 715.
- [11] Ellobody E., Young B.: Design and behavior of concrete-filled cold-formed stainless steel tube columns. „Engineering Structures”, No. 28, 2006, 716 – 728.
- [12] Ellobody E., Young B.: Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns. „Thin-Walled Structures”, No. 44, 2006, 919 – 930.
- [13] Fang C., Theofanous M., Gardner L.: Numerical modeling of concrete – filled elliptical hollow section columns at ambient temperature. Fire Resistance of Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite Columns, First Edition, 2013, 46 – 53.
- [14] Godycki - Ćwirko T.: Mechanika betonu. Arkady, Warszawa 1982.
- [15] Górak B., Łukowiak M.: Nośność ściskanych osiowo zimnogiętych kształtowników stalowych wypełnionych betonem. Inżynieria i Budownictwo, nr 5, 1978, 194 – 199.
- [16] Han L.-H.: Test on stub columns of concrete-filled RHS sections. „Journal of Constructional Steel Research”, No. 58, 2002, 353 – 372.

- [17] Han L-H., Yao G-H.: Experimental behavior of thin – walled hollow structural steel (HSS) columns filled with self – consolidating concrete (SCC). „Thin-Walled Structures”, No. 42, 2004, 1357 – 1377.
- [18] Hot-Rolled MSH Sections for Mechanical Engineering and Civil Construction. Square and rectangular. Vallourec and Mannesmann Tubes.
- [19] Hu H.-T., M.ASCE; Huang C.-S., Wu M.-H., Wu Y.-M.: Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect. „Journal of Structural Engineering”, No. 10, 2003, 1322 – 1329.
- [20] Huang Y-S., Long Y-L., Cai J.: Ultimate strength of rectangular concrete – filled steel tubular (CFT) stub columns under axial compression. *Steel and Composite Structures*, Vol. 8, No. 2, 2008, 115 – 128.
- [21] Kmiecik P., Kamiński M.: Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. XI, No. 3, 2011, 623 – 636.
- [22] Kucharczuk W., Labocha S.: *Konstrukcje zespolone stalowo – betonowe budynków*. Arkady, Warszawa 2007.
- [23] Lee J., Fenves G. L.: Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124 (8), 1998, 892 – 900.
- [24] Lin-Hai Han, Wei Liu, You-Fu Yang: Behavior of thin walled steel tube confined concrete stub columns subjected to axial local compression. „Thin-Walled Structures”, No. 46, 2008, 155 – 164.
- [25] Lubliner J., Oliver J, Oller S., Onate E.: A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, no. 3, 1989, 299 – 326.
- [26] Majewski S.: *Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto – plastycznym*. Monografia, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
- [27] Małek E., Kupina M.: Nośność krępego słupa osiowo ściskanego w postaci rury okrągłej wypełnionej betonem w zależności od sposobu przykładania obciążenia. *Konstrukcje zespolone Tom IX – Zielona Góra 2011*, 165 – 173.
- [28] Małek E., Kupina M.: O wpływie sposobu przyłożenia obciążenia na nośność krępego słupa zespolonego stalowo-betonowego. *Inżynieria i Budownictwo 12/2011*, 664 – 666.
- [29] Matyaszewski S.: *Cechy wytrzymałościowe i konstrukcyjne stalowych prętów rurowych o przekroju kołowym wypełnionych betonem*. Praca doktorska, Politechnika Warszawska, 1966.

- [30] Merunowicz W.: Nośność graniczna ściskanych stalowych cienkościennych prętów o przekroju kwadratowym wypełnionych betonem. Praca doktorska, Politechnika Warszawska, 1962.
- [31] Morino S., Tsuda K.: Design and construction of concrete-filled steel-tube column system in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, vol. 4, No. 1, 2003, 51 – 73.
- [32] Oller S., Onate E., Oliver J., Lubliner J.: Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a „ Plastic-Damage model”, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 35, no. 1/2/3, 1990, 219 – 231.
- [33] Richart FE, Brandzaeg A, Brown RL. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. Bull. 185. Champaign (Illinois, USA): Univ. of Illinois Engineering Experimental Station; 1928.
- [34] Sakino K., Nakahara H., Morino S., Nishiyama I.: Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. *Journal of Structural Engineering ASCE*, vol. 130, No. 2, February 2004, 180 – 188.
- [35] Schneider S. P., Associate Member, ASCE: Axially loaded concrete-filled steel tubes. „*Journal of Structural Engineering*”, No. 10, 1998, 1125 – 1138.
- [36] Shakir-Khalil H., Mouli M.: Further test on concrete-filled rectangular hollow-section columns. „*The Structural Engineer*”, No. 20, 1990, 405 – 413.
- [37] Shakir-Khalil H., Zeghiche J.: Experimental behavior of concrete-filled rolled rectangular hollow-section columns. „*The Structural Engineer*”, No. 19, 1989, 346 – 353.
- [38] Singh H., Gupta P. K.: Numerical modeling of rectangular concrete – filled steel tubular short columns. *International Journal of scientific and Engineering Research*. Vol. 4, Issue 5, May 2013, 170 – 173.
- [39] Susantha K.A.S., Ge H., Usami T.: Uniaxial stress – strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes. *Engineering Structures*, Vol. 23, 2001, 1331 – 1347.
- [40] Szmigiera E., Szadkowska M.: Wpływ wybranych rozwiązań konstrukcyjnych na nośność dwugązgowych słupów stalowo – betonowych, *Inżynieria i Budownictwo*, 3/2014, 152 – 155.
- [41] Szmigiera E.: Dwugązgiowe słupy stalowo – betonowe. *Prace Naukowe, Budownictwo z. 155*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2012.

- [42] Szopa L.: Współpraca betonu i stali na różnych poziomach obciążenia w osiowo ściskanych elementach zespolonych stalowo – betonowych. Praca doktorska, Kraków 2007.
- [43] Yu T., Teng J. G., Wong Y. L., Dong S. L.: Finite element modeling of confined concrete –I: Drucker – Prager type plasticity model. Engineering Structures, No. 32, 2010, 665 – 679.
- [44] Yu T., Teng J. G., Wong Y. L., Dong S. L.: Finite element modeling of confined concrete –II: Plastic – damage model. Engineering Structures, No. 32, 2010, 680 – 691.
- [45] Zhao X–L., Han L–H., Lu H.: Concrete – filled tubular Members and connections. Spon Press, London and New York 2010.



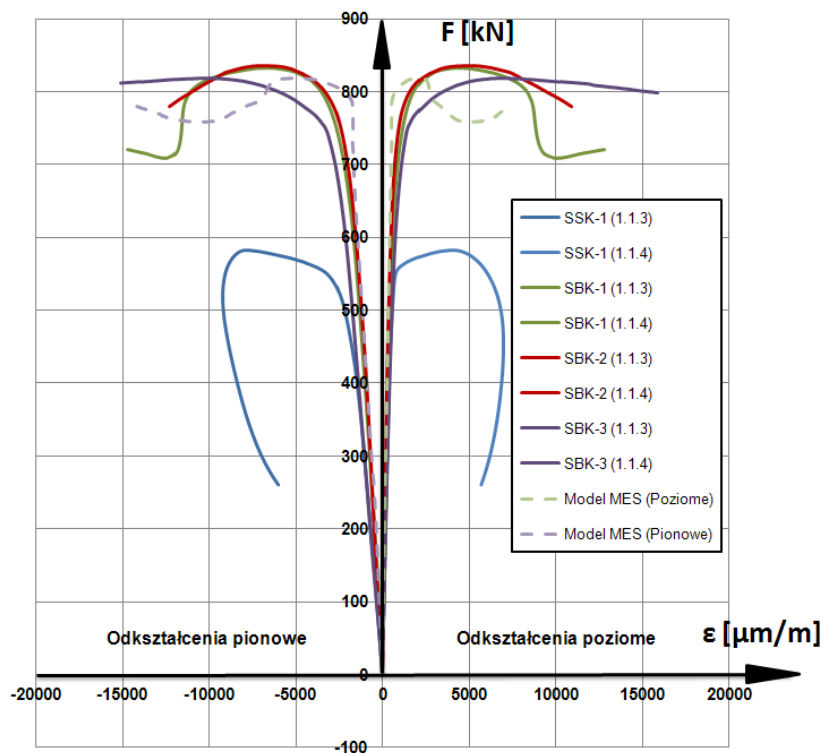
## Wykaz norm

- [N1] PN-B-03300: 2006. Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i Projektowanie.
- [N2] PN-EN 1994-1-1: 2008. Eurokod 4. Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo – betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N3] PN-EN 1994-1-1: 2008/AC. Eurokod 4. Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo – betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N4] PN-EN 10210. Kształtowniki zamknięte wykonane na gorąco ze stali konstrukcyjnych niestopowych i drobnoziarnistych. Część 1: Warunki techniczne dostawy. Część 2: Tolerancje, wymiary i wielkości statyczne.
- [N5] PN-EN 10219. Kształtowniki zamknięte ze szwem wykonane na zimno ze stali konstrukcyjnych niestopowych i drobnoziarnistych. Część 1: Warunki techniczne dostawy. Część 2: Tolerancje, wymiary i wielkości statyczne.
- [N6] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [N7] PN-EN 10002-1. Metale: Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze otoczenia.
- [N8] PN-EN 12390-1. Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form.
- [N9] PN-EN12390-3. Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ścislenie próbek do badania.
- [N10] PN-EN12390-3. Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [N11] PN-EN 1992-1-1: 2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N12] Prenorma Konstrukcji Betonowych, tom 1, fib Model Code 2010, Polska Grupa Narodowa fib, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2014.
- [N13] Prenorma Konstrukcji Betonowych, tom 2, fib Model Code 2010, Polska Grupa Narodowa fib, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2014.
- [N14] PN-EN 1993-1-1: 2005 + AC: 2006 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne I reguły dla budynków.
- [N15] PN-B-03264: 2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

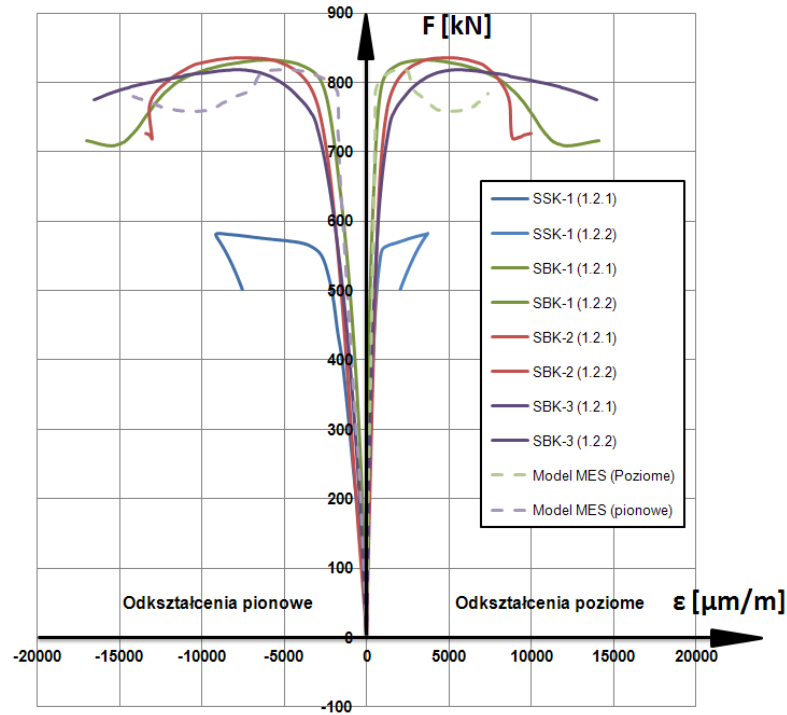
## Załączniki

### Załącznik A

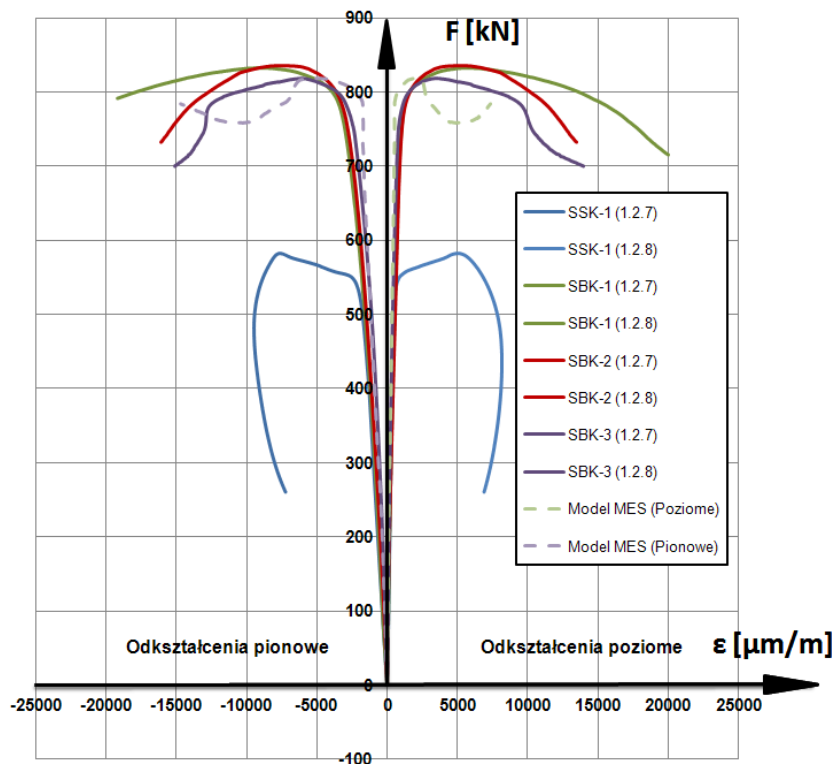
Wykresy odkształcalności badanych doświadczalnie oraz numerycznie słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów w wybranych punktach na każdej ścianie płaszcza stalowego.



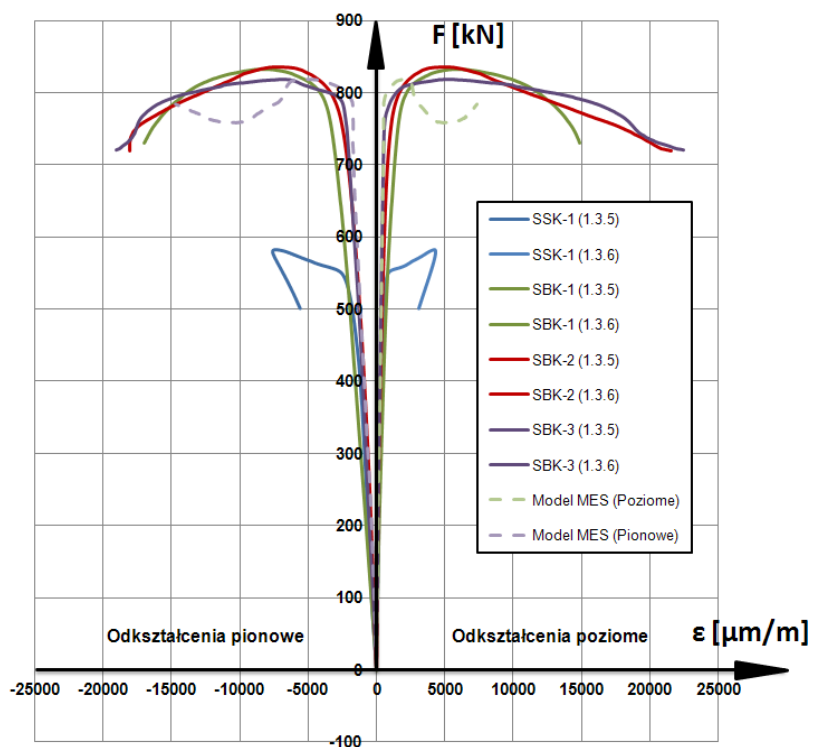
**Rys. A.1.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie I płaszcza stalowego (na tensometrach 1.1.3 i 1.1.4) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



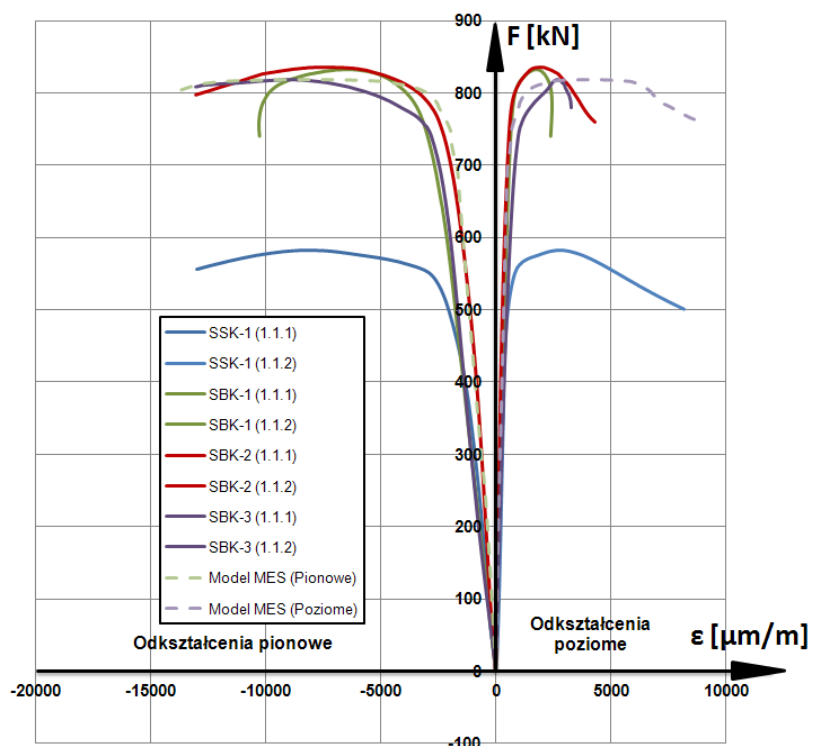
**Rys. A.2.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie II płaszcza stalowego (na tensometrach 1.2.1 i 1.2.2) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



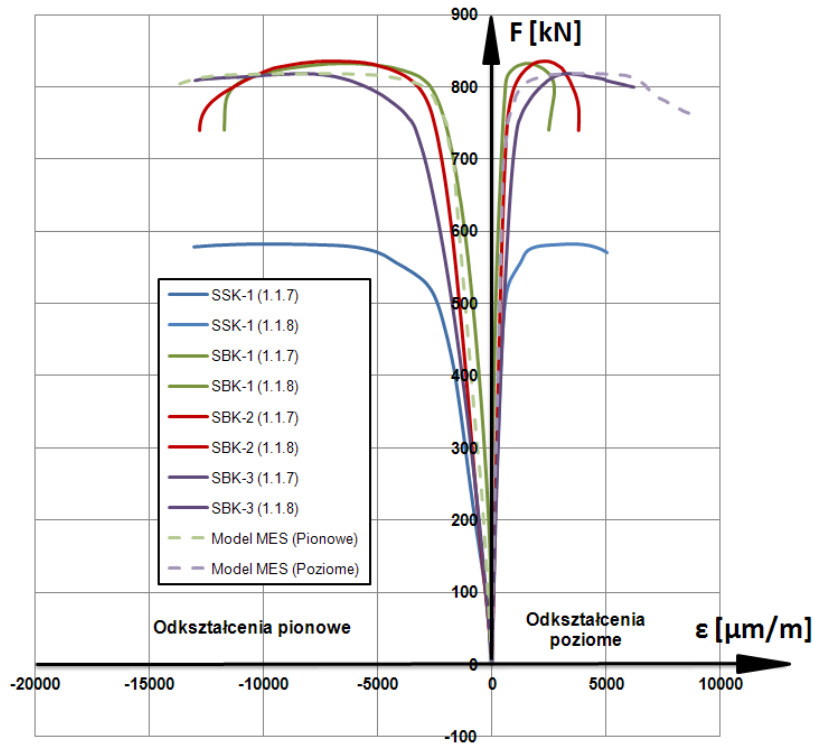
**Rys. A.3.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie III płaszcza stalowego (na tensometrach 1.2.7 i 1.2.8) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



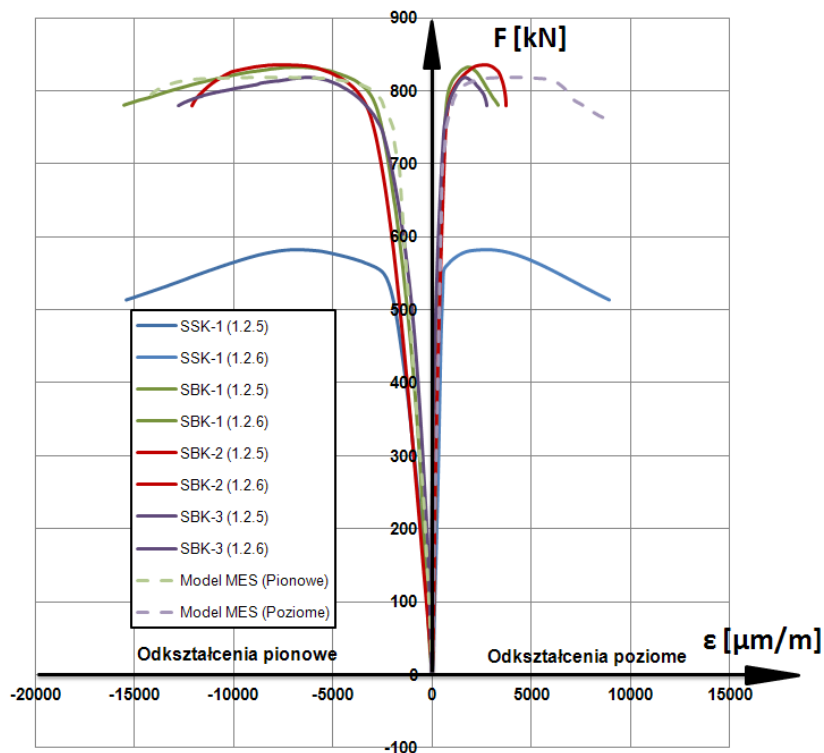
**Rys. A.4.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie IV płaszczu stalowego (na tensometrach 1.3.5 i 1.3.6) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



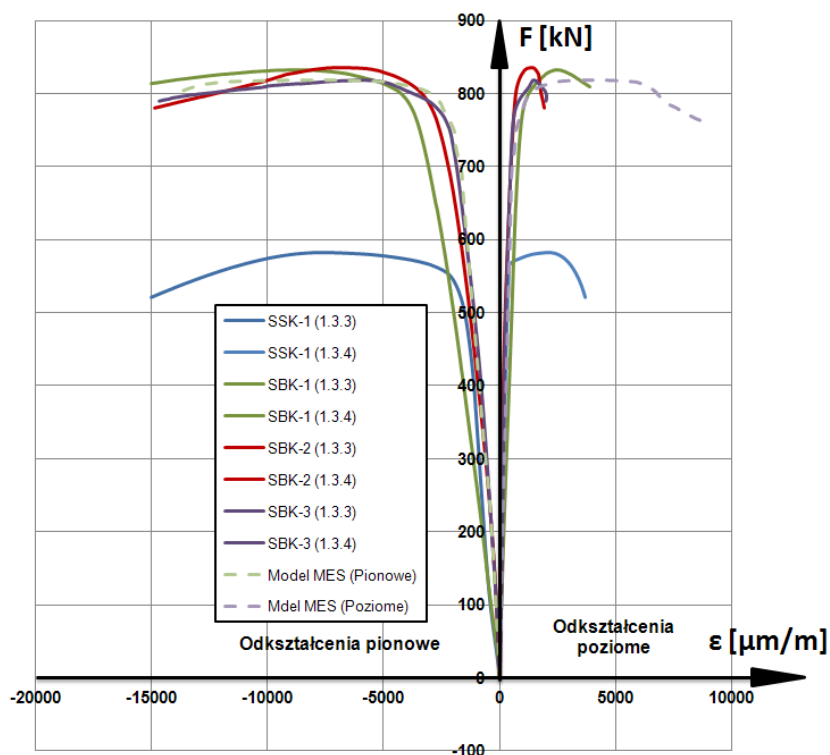
**Rys. A.5.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie I płaszczu stalowego (na tensometrach 1.1.1 i 1.1.2) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



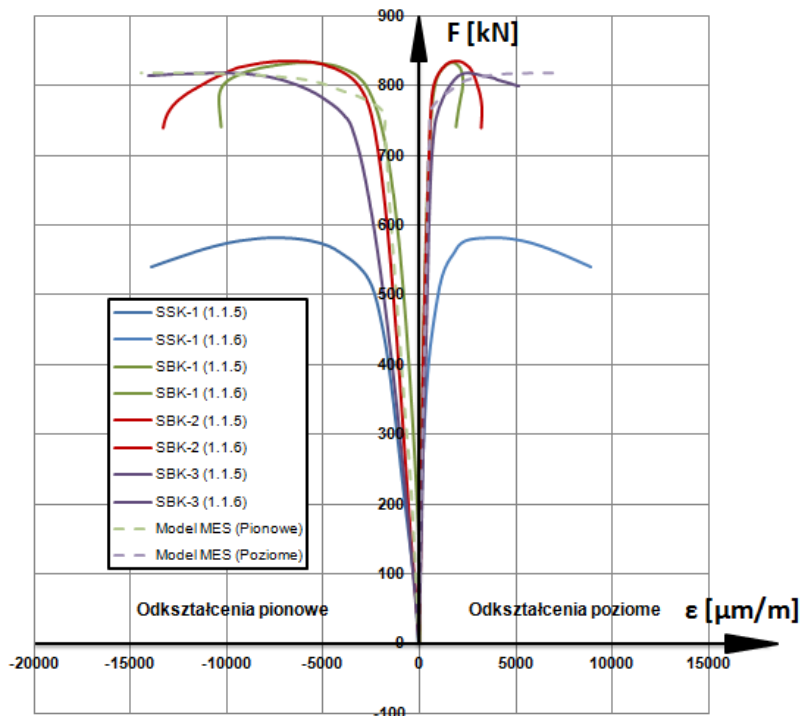
**Rys. A.6.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie II płaszcza stalowego (na tensometrach 1.1.7 i 1.1.8) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



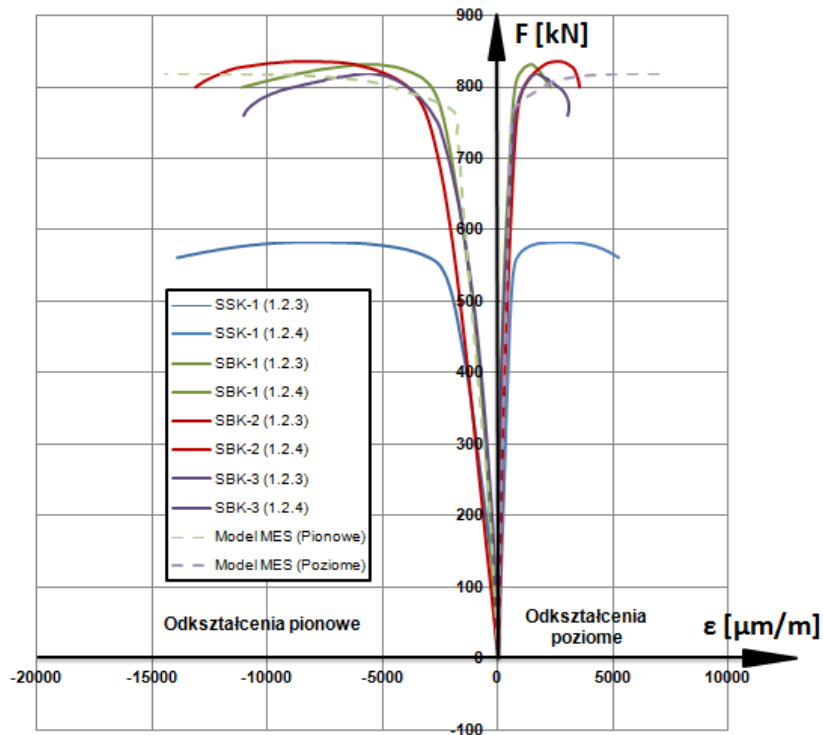
**Rys. A.7.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie III płaszcza stalowego (na tensometrach 1.2.5 i 1.2.6) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



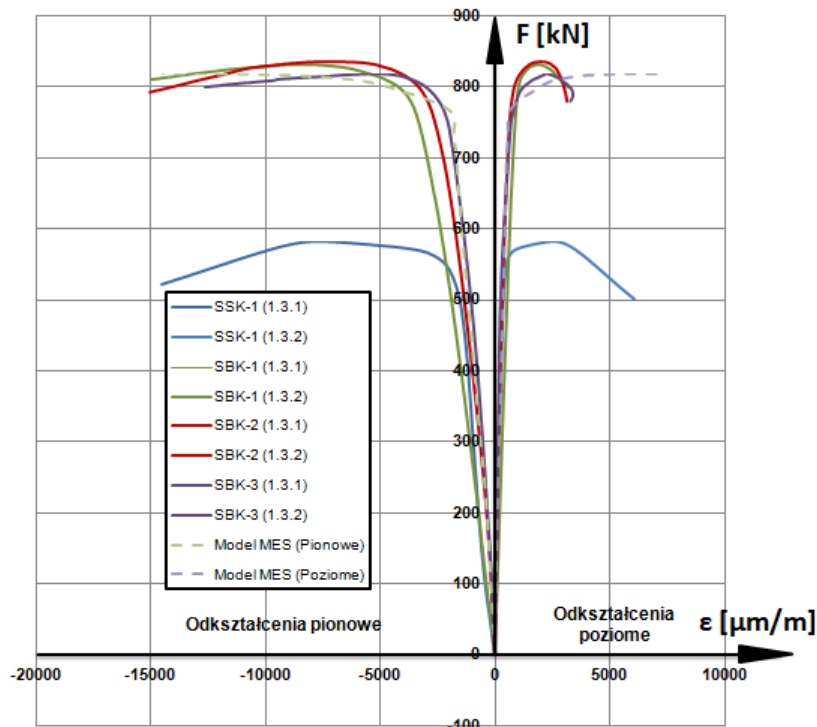
**Rys. A.8.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie IV płaszcza stalowego (na tensometrach 1.3.3 i 1.3.4) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



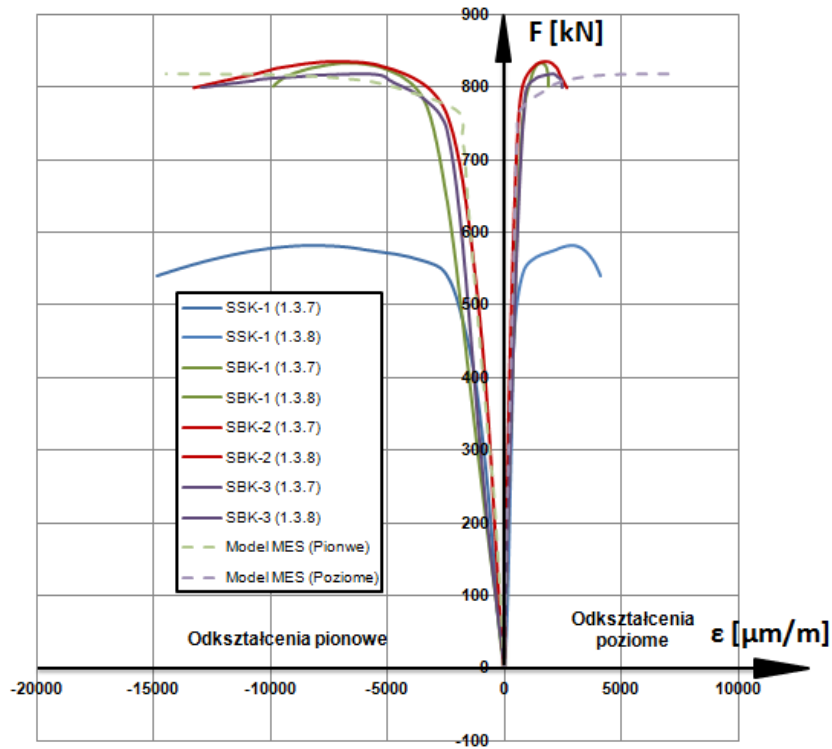
**Rys. A.9.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ścianie I płaszcza stalowego (na tensometrach 1.1.5 i 1.1.6) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



**Rys. A.10.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ściance II płaszcza stalowego (na tensometrach 1.2.3 i 1.2.4) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego



**Rys. A.11.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ściance III płaszcza stalowego (na tensometrach 1.3.1 i 1.3.2) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego

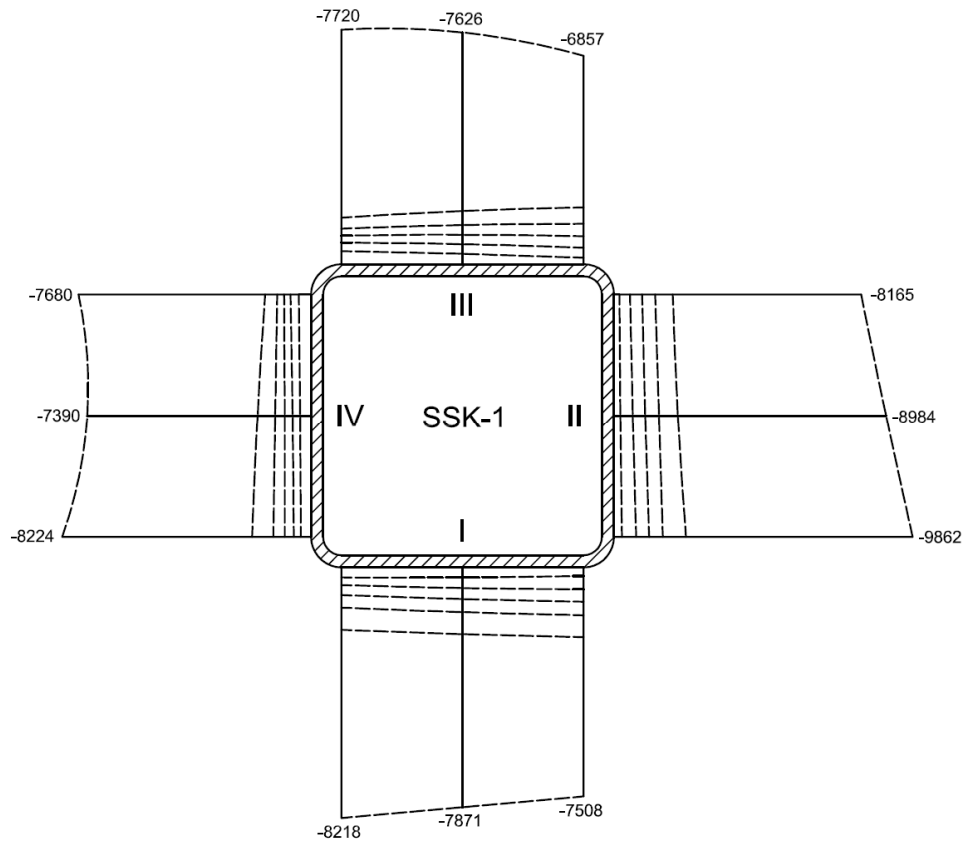


**Rys. A.12.** Wykresy odkształcalności badanych słupów CFST, sporządzone dla odkształceń pionowych i poziomych, pomierzonych w środkowym przekroju słupów na ściance IV płaszcza stalowego (na tensometrach 1.3.7 i 1.3.8) oraz wykresy odkształcalności (zaznaczone linią przerywaną), uzyskane z obliczeń numerycznych MES za pomocą modelu końcowego

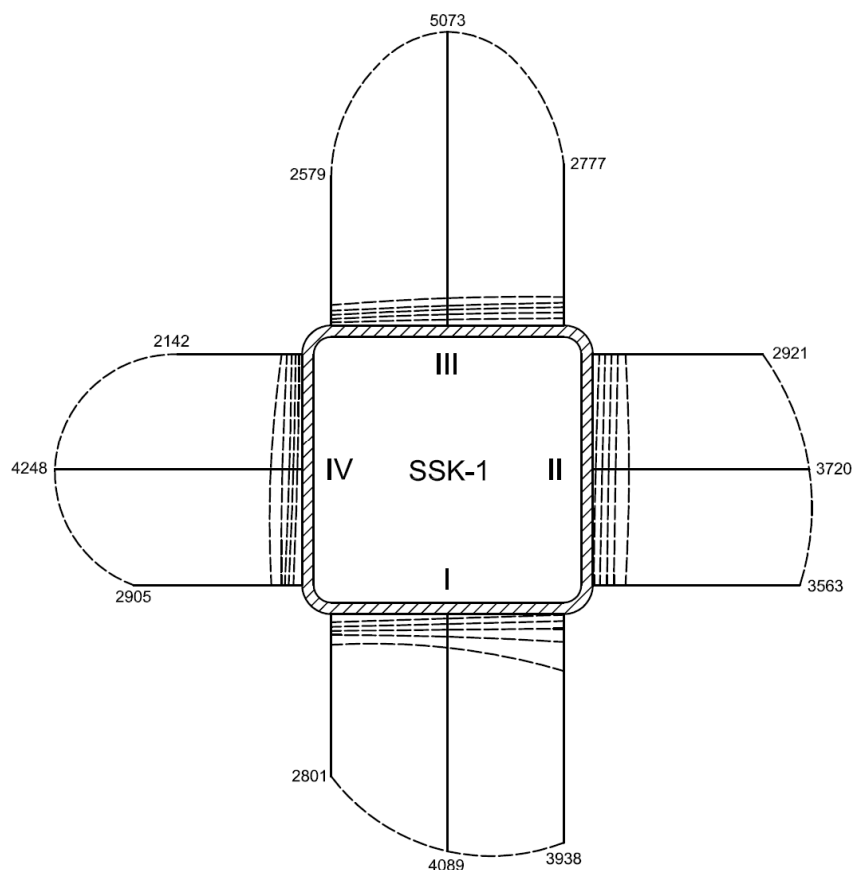


## Załącznik B

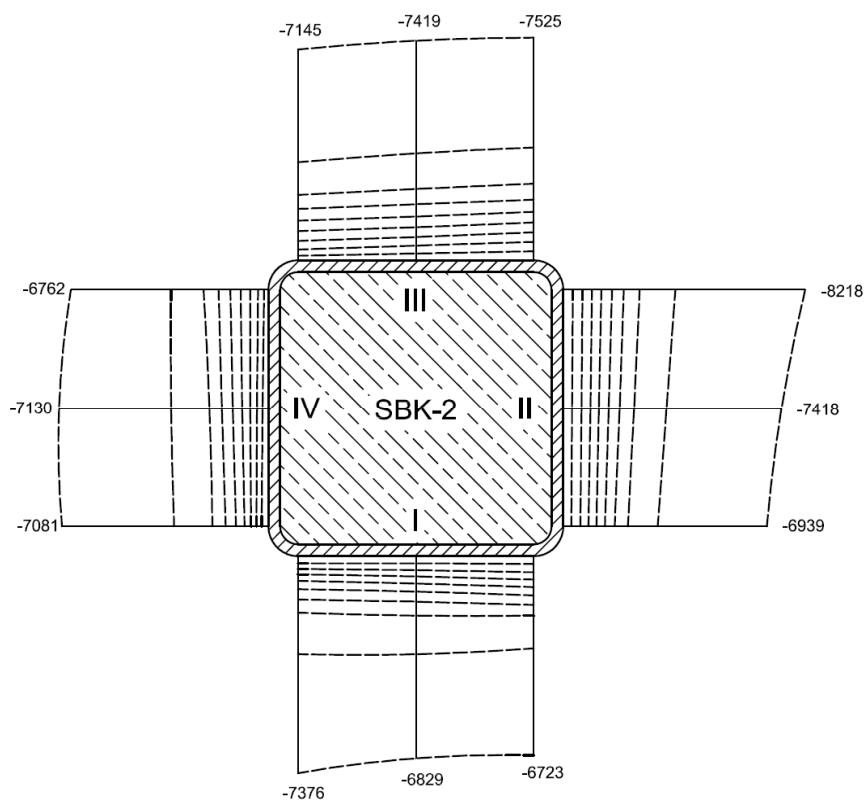
Rysunki rozkładu odkształceń pionowych i poziomych na obwodzie środkowego przekroju płaszcza stalowego przebadanych doświadczalnie krępych słupów.



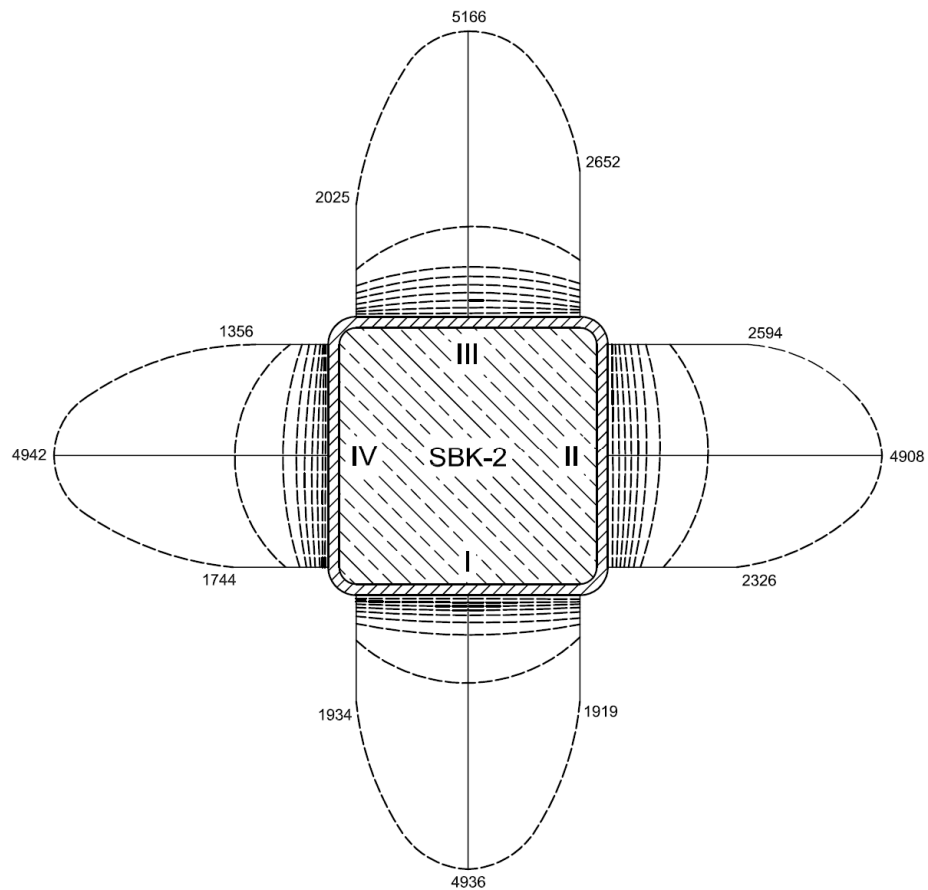
**Rys. B.1.** Rozkłady odkształceń pionowych na obwodzie środkowego przekroju słupa SSK-1



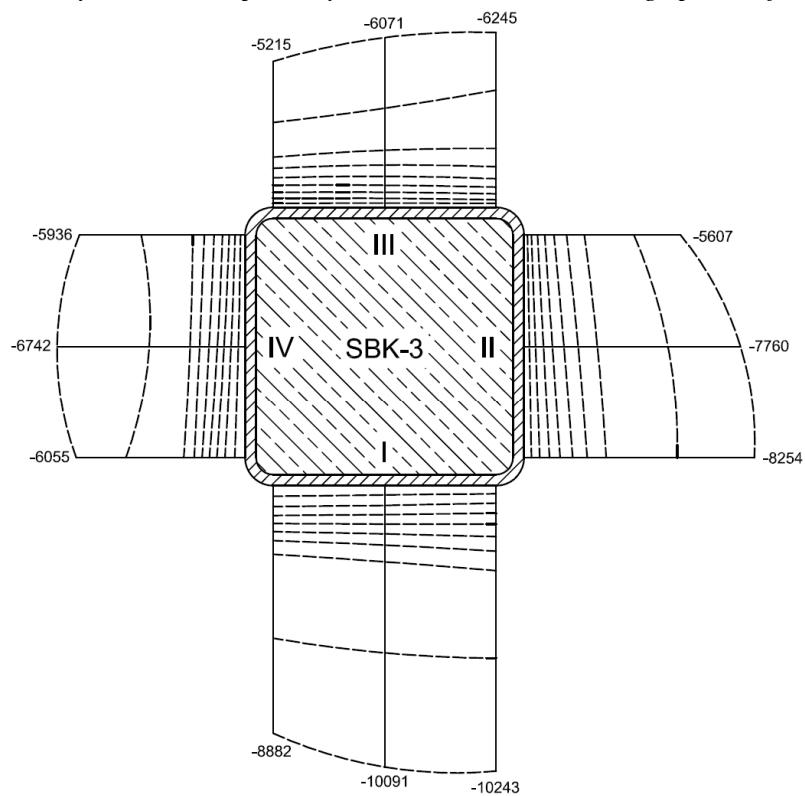
**Rys. B.2.** Rozkłady odkształceń poziomych na obwodzie środkowego przekroju słupa SSK-1



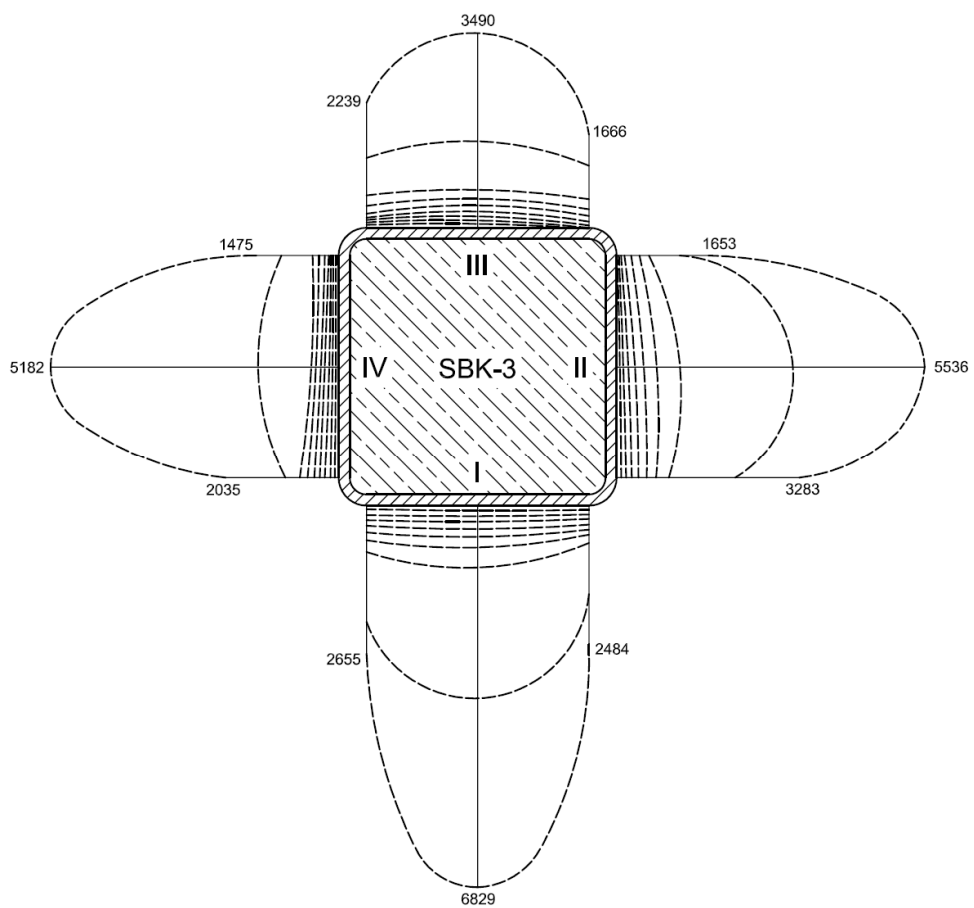
**Rys. B.3.** Rozkłady odkształceń pionowych na obwodzie środkowego przekroju słupa SBK-2



**Rys. B.4.** Rozkłady odkształceń poziomych na obwodzie środkowego przekroju słupa SBK-2



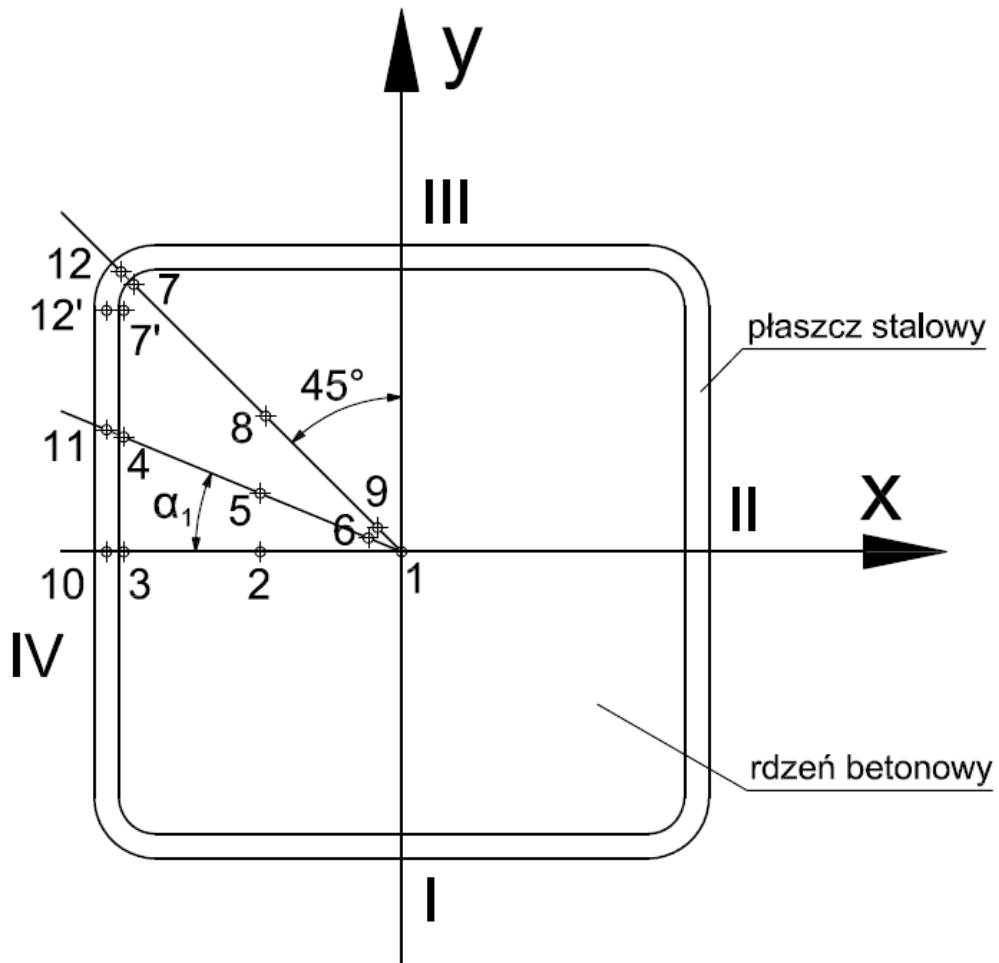
**Rys. B.5.** Rozkłady odkształceń pionowych na obwodzie środkowego przekroju słupa SBK-3



**Rys. B.6.** Rozkłady odkształceń poziomych na obwodzie środkowego przekroju słupa SBK-3

## Załącznik C

Wartości odkształceń pionowych i poziomych w środkowym przekroju modelowego słupa kwadratowego CFST, obliczone w punktach zaznaczonych na rys. C.1 za pomocą końcowego modelu numerycznego przedstawionego w podrozdziale 7.3 (odkształcenia betonu mają dolny indeks „c”, zaś płaszcz stalowy – indeks „s”).



**Rys. C.1.** Punkty w środkowym przekroju modelowego słupa CFST o przekroju kwadratowym, w których obliczono numerycznie odkształcenia pionowe i poziome

**Tablica C.1**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 1			Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 2		
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$
129,13	-0,000210784	0,0000304919	0,0000313766	-0,000226555	0,0000367693	0,0000391378
240,26	-0,000444211	0,000112765	0,000114791	-0,00047098	0,000135608	0,000139858
314,94	-0,00069207	0,000311863	0,000311743	-0,000694091	0,000314709	0,000313418
397,26	-0,000924951	0,00048856	0,000486806	-0,000920172	0,000484882	0,000487262
480,00	-0,00115402	0,000662464	0,000662703	-0,00114649	0,000657448	0,000660686
563,50	-0,00138468	0,000835304	0,000833643	-0,00136903	0,000823263	0,000831138
646,68	-0,00161014	0,000998742	0,000998682	-0,00159538	0,000986288	0,000996948
691,15	-0,00183637	0,00116569	0,00116397	-0,00182692	0,00115925	0,00116777
710,75	-0,00206618	0,00133437	0,00133342	-0,00207477	0,00134106	0,00135077
728,35	-0,00228666	0,00149829	0,00149924	-0,00231127	0,00152067	0,00152685
739,30	-0,00253049	0,00169654	0,00169518	-0,00257704	0,00173481	0,00174152
744,12	-0,00276584	0,0018856	0,00188382	-0,00282537	0,00193641	0,00193973
752,06	-0,00298617	0,0020648	0,0020613	-0,00306072	0,00213077	0,00213106
793,28	-0,00410726	0,00303333	0,00303802	-0,00428304	0,00319391	0,00320102
803,96	-0,00457682	0,00345732	0,00348105	-0,00479643	0,00366777	0,00367954
810,33	-0,00504587	0,00389553	0,00394832	-0,00535502	0,00419595	0,00421439
815,62	-0,00609114	0,00486242	0,00499283	-0,00660912	0,00534411	0,0054733
817,14	-0,00688009	0,00558845	0,00575916	-0,00758036	0,00616072	0,00650667
818,09	-0,0083696	0,00698917	0,00721761	-0,00951943	0,00769611	0,00870429
<b>818,51</b>	-0,00969339	0,00831661	0,00849172	-0,0114748	0,00919576	0,0110331
815,91	-0,0114745	0,0102701	0,0102143	-0,0153431	0,0119758	0,0159036
810,35	-0,0115447	0,0103661	0,0103284	-0,0153495	0,0120141	0,015947
800,33	-0,0114842	0,010372	0,0102955	-0,015277	0,0119869	0,01593
790,39	-0,0114208	0,0103676	0,0102713	-0,0152006	0,0119628	0,0159165
780,14	-0,0113567	0,0103594	0,0102496	-0,015159	0,0119511	0,0159079
770,04	-0,0113377	0,0103415	0,0102328	-0,0151653	0,0119441	0,0159105
760,01	-0,0113525	0,0103097	0,0102103	-0,0152432	0,0119433	0,015929

**Tablica C.2**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 3			Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 4		
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$
129,13	-0,000231886	-0,0536515	0,0000320339	-0,000233199	-0,0516726	0,0000340862
240,26	-0,000459657	-0,0535613	0,000124417	-0,000458345	-0,0515832	0,000121575
314,94	-0,000736865	-0,0533472	0,000330249	-0,000727429	-0,0513755	0,000330817
397,26	-0,000991418	-0,0531481	0,00052889	-0,000973757	-0,051183	0,000513944
480,00	-0,00124233	-0,0529505	0,000712355	-0,00122097	-0,0509876	0,00069464
563,50	-0,00148305	-0,0527674	0,000887101	-0,00145774	-0,0508054	0,000865638
646,68	-0,00171946	-0,05259	0,0010505	-0,00169044	-0,0506289	0,00102387
691,15	-0,0019459	-0,0524179	0,00120338	-0,00191861	-0,050453	0,00117728
710,75	-0,00216313	-0,0522529	0,00134827	-0,00214927	-0,0502734	0,00132292
728,35	-0,00239809	-0,0520627	0,00151325	-0,00238948	-0,0500756	0,00148089
739,30	-0,00266919	-0,0518323	0,00171317	-0,00267565	-0,0498205	0,00167327
744,12	-0,00292625	-0,0516078	0,00190603	-0,00294044	-0,04958	0,00184453
752,06	-0,00317996	-0,0513885	0,00208599	-0,00319757	-0,0493353	0,002001
793,28	-0,00466754	-0,0498852	0,00317069	-0,00464269	-0,0477556	0,00294581
803,96	-0,00535823	-0,0490966	0,00368995	-0,00530997	-0,0469778	0,00343167
810,33	-0,00617503	-0,0481062	0,00429283	-0,00609956	-0,0460289	0,00401531
815,62	-0,00771212	-0,0461918	0,00541041	-0,00757828	-0,0442363	0,00507204
817,14	-0,00856827	-0,0451126	0,00603096	-0,0084249	-0,0431408	0,00565874
818,09	-0,0100244	-0,0432536	0,00705323	-0,00989663	-0,0410433	0,00655596
<b>818,51</b>	-0,0113598	-0,0414917	0,00793874	-0,0112667	-0,039044	0,00728547
815,91	-0,014231	-0,0371611	0,00931862	-0,0144117	-0,0338039	0,00844
810,35	-0,0152899	-0,0351906	0,00953881	-0,0154655	-0,0317009	0,00858547
800,33	-0,0160356	-0,0336542	0,00959785	-0,0160645	-0,0303648	0,00858255
790,39	-0,0165565	-0,0324456	0,00955972	-0,0162917	-0,0297844	0,00853428
780,14	-0,0174562	-0,030272	0,00946649	-0,0168863	-0,0283121	0,00846663
770,04	-0,0177875	-0,0293492	0,00934334	-0,0172275	-0,0273571	0,00838555
760,01	-0,0181978	-0,0282068	0,00918283	-0,0180654	-0,025213	0,00832521

**Tablica C.3**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 5			Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 6		
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$
129,13	-0,000221443	0,0000367438	0,0000344104	-0,00021257	0,0000317063	0,0000320672
240,26	-0,000458404	0,000128573	0,000121035	-0,000447849	0,000115626	0,000116102
314,94	-0,00071044	0,000327454	0,000318554	-0,000698391	0,000316351	0,000313093
397,26	-0,000948461	0,000508872	0,000498192	-0,00093456	0,000495345	0,000492179
480,00	-0,00118349	0,000691488	0,000675016	-0,00116482	0,000671464	0,000668952
563,50	-0,00141733	0,000869702	0,000845578	-0,00139865	0,000846837	0,000840931
646,68	-0,00164793	0,00103942	0,0010085	-0,00162662	0,00101259	0,0010064
691,15	-0,00187608	0,00120991	0,0011713	-0,00185256	0,00117905	0,00117085
710,75	-0,00210524	0,00138002	0,00133432	-0,00207813	0,00134458	0,00133714
728,35	-0,0023329	0,00155438	0,00150148	-0,00229879	0,00150966	0,00150335
739,30	-0,0026037	0,00177505	0,0017089	-0,00254633	0,00170915	0,00170233
744,12	-0,002854	0,00198172	0,00190168	-0,00278293	0,00189993	0,00189245
752,06	-0,00309235	0,00217999	0,00208397	-0,00300608	0,00208198	0,00206957
793,28	-0,00438989	0,00336711	0,00314536	-0,00416948	0,00308976	0,00308429
803,96	-0,0049764	0,0039451	0,0036543	-0,0046726	0,00354307	0,00355321
810,33	-0,00565053	0,00464023	0,00424108	-0,00518964	0,00403281	0,00405414
815,62	-0,00705807	0,00614964	0,00546391	-0,0062897	0,0050928	0,00512243
817,14	-0,0079045	0,00707795	0,00621446	-0,00705124	0,00583199	0,00585231
818,09	-0,00934154	0,00867082	0,0074638	-0,00841662	0,00718355	0,00716768
<b>818,51</b>	-0,0105717	0,0101186	0,00847398	-0,00960249	0,00843528	0,00826529
815,91	-0,0125269	0,0126291	0,00991667	-0,0111327	0,0102455	0,00965511
810,35	-0,012665	0,0128908	0,0100266	-0,0111774	0,0103548	0,00973329
800,33	-0,0126109	0,0128861	0,0100221	-0,0111039	0,0103632	0,00969079
790,39	-0,0125661	0,0128606	0,0100213	-0,011043	0,0103622	0,00966893
780,14	-0,0125458	0,0128391	0,0100168	-0,0109746	0,0103594	0,00964711
770,04	-0,0125543	0,0128306	0,00999531	-0,0109465	0,0103361	0,00962388
760,01	-0,0126315	0,0128248	0,00995639	-0,0109577	0,0103088	0,00959778



**Tablica C.4**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 7			Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 8		
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$
129,13	-0,000245482	-0,052344	-0,00138698	-0,000225922	0,0000377721	0,0000367271
240,26	-0,000467946	-0,052251	-0,00129377	-0,00045882	0,000127256	0,000125211
314,94	-0,000710144	-0,0520875	-0,00110569	-0,000706979	0,000323732	0,000317508
397,26	-0,000946791	-0,0519468	-0,000922822	-0,000940048	0,000498517	0,000495559
480,00	-0,00118373	-0,0518103	-0,000730246	-0,00117394	0,0006776	0,000673298
563,50	-0,00140999	-0,0516857	-0,000545738	-0,0014042	0,000849927	0,000844152
646,68	-0,0016351	-0,0515604	-0,000398751	-0,00163271	0,0010177	0,00100783
691,15	-0,00186307	-0,0513087	-0,000252979	-0,00186444	0,00119255	0,00117402
710,75	-0,00211815	-0,0510636	-0,000148791	-0,0021022	0,00136896	0,0013424
728,35	-0,00236504	-0,0508326	-0,000036806	-0,00233404	0,00154591	0,00151114
739,30	-0,00266728	-0,0505026	0,0000530572	-0,00261768	0,00177675	0,00172862
744,12	-0,0029469	-0,0501689	0,000112078	-0,00287648	0,00198871	0,00192538
752,06	-0,00323538	-0,0497609	0,00010236	-0,00312518	0,0021948	0,00211354
793,28	-0,00482756	-0,0465286	-0,000074612	-0,00444911	0,0034143	0,00320179
803,96	-0,00549702	-0,0451704	0,000050577	-0,00504201	0,00399493	0,00373356
810,33	-0,0062349	-0,043693	0,000173915	-0,00572907	0,0046876	0,00435951
815,62	-0,00773966	-0,0404423	0,0000307283	-0,00719836	0,00618364	0,00571747
817,14	-0,0087774	-0,0385816	-0,000028074	-0,00809917	0,00709383	0,00658387
818,09	-0,0107565	-0,0351584	0,000210629	-0,00963821	0,00862585	0,00807782
<b>818,51</b>	-0,0126332	-0,031787	0,00066821	-0,0109729	0,00998463	0,00936181
815,91	-0,0172892	-0,0269629	0,00548644	-0,0133177	0,0124376	0,0115131
810,35	-0,0186358	-0,0258605	0,00707134	-0,0135265	0,0127196	0,0117117
800,33	-0,0192601	-0,0252319	0,00780552	-0,013455	0,0127202	0,0117131
790,39	-0,0193674	-0,0248902	0,00790771	-0,0133964	0,0127034	0,0117095
780,14	-0,0198495	-0,0241501	0,00835521	-0,0133965	0,0126902	0,0117216
770,04	-0,0204981	-0,0234652	0,00888034	-0,013416	0,0126681	0,0117112
760,01	-0,0222042	-0,0219432	0,0103817	-0,0135525	0,0126472	0,011693

**Tablica C.5**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 9			Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 10		
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$
129,13	-0,000214178	0,0000331181	0,0000329178	-0,00022282	-0,108703	0,0000551844
240,26	-0,000449992	0,000119236	0,000117256	-0,000450771	-0,108641	0,00013398
314,94	-0,000698333	0,000317659	0,000312858	-0,000670585	-0,108576	0,000202383
397,26	-0,000932889	0,000494852	0,000490764	-0,000888981	-0,108513	0,000272593
480,00	-0,00116291	0,000671052	0,000666505	-0,00111207	-0,108446	0,000342188
563,50	-0,00139489	0,000845968	0,000837273	-0,00133556	-0,10838	0,000410112
646,68	-0,00162369	0,00101196	0,00100297	-0,00155128	-0,108316	0,000479461
691,15	-0,00184886	0,00117877	0,00116672	-0,00164429	-0,108291	0,000516043
710,75	-0,00207956	0,00134832	0,00133495	-0,00166585	-0,108283	0,000522715
728,35	-0,00230249	0,00151504	0,00150249	-0,00173056	-0,108249	0,000548208
739,30	-0,0025584	0,00172101	0,00170606	-0,00171897	-0,108253	0,000543791
744,12	-0,00279949	0,00191541	0,00189946	-0,00170225	-0,108264	0,000549852
752,06	-0,00302802	0,00210111	0,00208102	-0,00169694	-0,108265	0,000547715
793,28	-0,00422317	0,00314375	0,00311409	-0,00202748	-0,108088	0,000650349
803,96	-0,0047428	0,00361861	0,00359196	-0,00256089	-0,107802	0,000883257
810,33	-0,00530135	0,00415187	0,00412174	-0,00310758	-0,10751	0,00113031
815,62	-0,00650974	0,00533326	0,00527829	-0,00390817	-0,107075	0,00147159
817,14	-0,00732029	0,00613757	0,00605387	-0,00426407	-0,106882	0,0016326
818,09	-0,00873669	0,00756644	0,00741415	-0,00472883	-0,106646	0,00186077
<b>818,51</b>	-0,00994574	0,00886112	0,00853202	-0,00526159	-0,106374	0,00211911
815,91	-0,0115562	0,0107731	0,00999026	-0,00637492	-0,10581	0,0026901
810,35	-0,0115709	0,0108924	0,0100589	-0,00635766	-0,105828	0,00270812
800,33	-0,0114786	0,0108953	0,0100246	-0,00630616	-0,105866	0,00273847
790,39	-0,0114117	0,0108836	0,0100095	-0,00623164	-0,105921	0,00278925
780,14	-0,0113641	0,0108685	0,0100051	-0,00619605	-0,106042	0,00302592
770,04	-0,0113478	0,010841	0,00998481	-0,00619628	-0,106139	0,0032594
760,01	-0,0113837	0,0108061	0,00995545	-0,00602585	-0,106269	0,00338999

**Tablica C.6**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 11			Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 12		
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$
129,13	-0,00022378	-0,108694	0,0000710451	-0,000226392	-0,0512005	-0,0170144
240,26	-0,000444557	-0,108619	0,000121572	-0,000445584	-0,051135	-0,016941
314,94	-0,000671728	-0,108558	0,000202512	-0,000671731	-0,0510642	-0,0168886
397,26	-0,000890294	-0,108494	0,000270449	-0,000892376	-0,0510103	-0,0168124
480,00	-0,00111171	-0,10843	0,000338615	-0,00111129	-0,0509416	-0,016748
563,50	-0,00133323	-0,108364	0,000406181	-0,00133168	-0,0508776	-0,016682
646,68	-0,00154901	-0,108304	0,000480296	-0,00154979	-0,0508222	-0,0165995
691,15	-0,00165152	-0,108277	0,000527709	-0,0016631	-0,0508164	-0,016503
710,75	-0,00171868	-0,10825	0,000577979	-0,00184766	-0,0507566	-0,0163517
728,35	-0,00181761	-0,108202	0,000632279	-0,00198494	-0,050719	-0,0162372
739,30	-0,00182969	-0,1082	0,000654352	-0,00205044	-0,0507346	-0,0161246
744,12	-0,00184546	-0,108197	0,000681845	-0,00212181	-0,050759	-0,0160077
752,06	-0,00187103	-0,108191	0,000712815	-0,00227235	-0,0507504	-0,0158175
793,28	-0,00215518	-0,108084	0,000933998	-0,00332874	-0,0505483	-0,0147618
803,96	-0,00251024	-0,107923	0,00110996	-0,00391332	-0,0503827	-0,0143678
810,33	-0,00304438	-0,107682	0,00139016	-0,00449065	-0,0502307	-0,0139546
815,62	-0,00390965	-0,107275	0,00182052	-0,00557035	-0,0499596	-0,0131059
817,14	-0,00433462	-0,107089	0,00205196	-0,00639983	-0,0497624	-0,0124802
818,09	-0,00506028	-0,10677	0,00245451	-0,00811949	-0,0493247	-0,0111595
<b>818,51</b>	-0,00578579	-0,106451	0,00285667	-0,00975172	-0,0488859	-0,00989473
815,91	-0,00756116	-0,105667	0,00385523	-0,013875	-0,0478379	-0,00678999
810,35	-0,0077109	-0,105615	0,00398617	-0,00678999	-0,0475813	-0,00600872
800,33	-0,00772103	-0,105628	0,00405153	-0,0153628	-0,0474724	-0,00558826
790,39	-0,0076959	-0,105658	0,00410616	-0,0155201	-0,0474319	-0,0054515
780,14	-0,00763317	-0,105747	0,00425455	-0,0158791	-0,0473638	-0,00514705
770,04	-0,00756363	-0,105822	0,00435775	-0,0161796	-0,0473271	-0,00481471
760,01	-0,00742597	-0,105894	0,00441437	-0,0168747	-0,0472564	-0,00407628

**Tablica C.7**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 7'			Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 12'		
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{cy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sx}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$
129,13	-0,000230029	0,0000392354	0,0000402641	-0,000232004	0,0000404461	0,0000422796
240,26	-0,000474261	0,0001405	0,000140808	-0,000480648	0,000145093	0,000145875
314,94	-0,000706266	0,000324991	0,000322807	-0,00071235	0,000330021	0,00032719
397,26	-0,000937955	0,000501288	0,000499098	-0,000943145	0,000507312	0,000504393
480,00	-0,0011635	0,000675624	0,000674078	-0,00117036	0,000682615	0,00068031
563,50	-0,00139028	0,000845901	0,000844712	-0,00139791	0,000853371	0,000851054
646,68	-0,00161872	0,0010129	0,00101046	-0,00162713	0,00102064	0,00101808
691,15	-0,00184301	0,00117983	0,00117597	-0,00185178	0,00118872	0,00118434
710,75	-0,00208119	0,00135537	0,00135118	-0,00209157	0,00136581	0,00136014
728,35	-0,00230879	0,00153027	0,00152281	-0,00232145	0,00154325	0,00153411
739,30	-0,00256166	0,00173647	0,0017233	-0,00257916	0,00175143	0,00173783
744,12	-0,00280406	0,00193381	0,00191458	-0,00282067	0,00195018	0,00192853
752,06	-0,00303317	0,00212233	0,00209687	-0,00305151	0,00214164	0,0021137
793,28	-0,0042321	0,00318282	0,0031174	-0,00428075	0,00323043	0,00315628
803,96	-0,00473629	0,00366339	0,00357053	-0,004803	0,00372733	0,00362156
810,33	-0,00528657	0,00420501	0,00406451	-0,00537473	0,00428953	0,0041297
815,62	-0,00651074	0,00541786	0,00517238	-0,00663137	0,00553773	0,00525768
817,14	-0,00739984	0,00630809	0,00599479	-0,00753391	0,00644905	0,00609458
818,09	-0,00908371	0,00803666	0,00755637	-0,00926241	0,00823047	0,00769581
<b>818,51</b>	-0,0107361	0,00973711	0,00910191	-0,010993	0,0100144	0,00930938
815,91	-0,0134787	0,0126947	0,0116862	-0,0140472	0,0132615	0,0121928
810,35	-0,0134682	0,0127672	0,0117093	-0,0140457	0,013339	0,0122208
800,33	-0,0134225	0,0127691	0,011691	-0,0140069	0,0133439	0,0122053
790,39	-0,0133854	0,0127675	0,0116781	-0,0139712	0,0133458	0,0121914
780,14	-0,0133499	0,0127653	0,0116671	-0,0139393	0,0133452	0,0121823
770,04	-0,0133467	0,0127632	0,0116605	-0,0139363	0,0133452	0,0121791
760,01	-0,013385	0,0127635	0,0116629	-0,0139756	0,0133462	0,0121827

## Załącznik D

Wartości odkształceń pionowych i poziomych w środkowym przekroju rdzenia betonowego (bez płaszcza stalowego) obliczone w punktach nr 1, 2, 5, 8 (rys. C.1) oraz otrzymane na ich podstawie współczynniki Poissona, za pomocą końcowego modelu numerycznego, przedstawionego w podrozdziale 7.3.

**Tablica D.1**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 1 rdzenia betonowego oraz wartości współczynnika Poissona				
	Odształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odształcenia Poziome $\epsilon_{cy}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cx}}{\epsilon_{cz}}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_{cz}}$
31,7	-0,000120706	0,0000252209	0,0000249651	0,209	0,207
57,0	-0,000216089	0,0000338561	0,0000328992	0,157	0,152
85,1	-0,000348568	0,0000627229	0,000063276	0,180	0,181
109,8	-0,000473789	0,0000950053	0,0000936925	0,201	0,198
138,7	-0,000583103	0,000109859	0,00011007	0,188	0,189
170,5	-0,000682229	0,000120045	0,000122054	0,176	0,180
<b>184,4</b>	-0,000798902	0,000197319	0,000196867	0,247	0,246
178,8	-0,00108951	0,000456852	0,000456559	0,419	0,419
176,6	-0,00131568	0,000675462	0,000678177	0,513	0,515

**Tablica D.2**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 2 rdzenia betonowego oraz wartości współczynnika Poissona				
	Odształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odształcenia Poziome $\epsilon_{cy}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cx}}{\epsilon_{cz}}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_{cz}}$
31,7	-0,000111636	0,0000223502	0,0000224619	0,200	0,201
57,0	-0,000216265	0,0000327747	0,0000320701	0,152	0,148
85,1	-0,000352246	0,0000680641	0,0000653067	0,193	0,185
109,8	-0,000472179	0,0000921369	0,0000878601	0,195	0,186
138,7	-0,000587993	0,000112226	0,000109014	0,191	0,185
170,5	-0,000693024	0,000126206	0,000124236	0,182	0,179
<b>184,4</b>	-0,000804721	0,000204576	0,000206745	0,254	0,257
178,8	-0,00106296	0,000442529	0,000446336	0,416	0,420
176,6	-0,001252	0,000631849	0,000632197	0,505	0,505

**Tablica D.3**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 5 rdzenia betonowego oraz wartości współczynnika Poissona				
	Odształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odształcenia Poziome $\epsilon_{cy}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cx}}{\epsilon_{cz}}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_{cz}}$
31,7	-0,000111636	0,0000223502	0,0000224619	0,191	0,201
57,0	-0,000216265	0,0000327747	0,0000320701	0,154	0,150
85,1	-0,000352246	0,0000680641	0,0000653067	0,199	0,179
109,8	-0,000472179	0,0000921369	0,0000878601	0,191	0,186
138,7	-0,000587993	0,000112226	0,000109014	0,190	0,186
170,5	-0,000693024	0,000126206	0,000124236	0,182	0,180
<b>184,4</b>	-0,000804721	0,000204576	0,000206745	0,259	0,256
178,8	-0,00106296	0,000442529	0,000446336	0,415	0,415
176,6	-0,001252	0,000631849	0,000632197	0,501	0,504

**Tablica D.4**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pionowych i poziomych w punkcie nr 8 rdzenia betonowego oraz wartości współczynnika Poissona				
	Odształcenia pionowe $\epsilon_{cz}$	Odształcenia poziome $\epsilon_{cx}$	Odształcenia Poziome $\epsilon_{cy}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cx}}{\epsilon_{cz}}$	Współczynnik Poissona $\nu_c = \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_{cz}}$
31,7	-0,000111636	0,0000223502	0,0000224619	0,193	0,193
57,0	-0,000216265	0,0000327747	0,0000320701	0,170	0,164
85,1	-0,000352246	0,0000680641	0,0000653067	0,204	0,181
109,8	-0,000472179	0,0000921369	0,0000878601	0,183	0,184
138,7	-0,000587993	0,000112226	0,000109014	0,184	0,186
170,5	-0,000693024	0,000126206	0,000124236	0,180	0,181
<b>184,4</b>	-0,000804721	0,000204576	0,000206745	0,263	0,260
178,8	-0,00106296	0,000442529	0,000446336	0,406	0,407
176,6	-0,001252	0,000631849	0,000632197	0,490	0,491

## Załącznik E

Wartości odkształceń pomierzone w wybranych punktach środkowego przekroju płaszcza stalowego, przykładowo w słupie SBK-1, które porównano z odkształceniami obliczonymi za pomocą końcowego modelu numerycznego (podrozdział 7.3).

**Tablica E.1**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pomierzonych doświadczalnie na płaszczu stalowym słupa SBK-1 w punktach oznaczonych numerami tensometrów 1.1.3 oraz 1.1.4 (rys. 30)		Wartości odkształceń obliczone końcowym modelem numerycznym w punktach odpowiadających numerom tensometrów (1.1.3 oraz 1.1.4) (rys. 30)	
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$
129,13	-0,0002592	0,0001185	-0,000222	0,000062
240,26	-0,0005620	0,0002289	-0,000444	0,000135
314,94	-0,0007704	0,0002970	-0,000674	0,000200
397,26	-0,0010047	0,0003709	-0,000893	0,000267
480,00	-0,0012565	0,0004525	-0,001114	0,000329
563,50	-0,0015307	0,0005469	-0,001337	0,000394
646,68	-0,0018882	0,0006995	-0,001558	0,000459
691,15	-0,0021462	0,0008416	-0,001651	0,000492
710,75	-0,0022899	0,0009295	-0,001666	0,000496
728,35	-0,0024431	0,0010285	-0,001727	0,000531
739,30	-0,0025499	0,0010991	-0,001730	0,000530
744,12	-0,0026013	0,0011333	-0,001735	0,000532
752,06	-0,0026868	0,0011899	-0,001740	0,000534
793,28	-0,0033684	0,0016650	-0,001933	0,000613
803,96	-0,0036617	0,0018859	-0,002447	0,000834
810,33	-0,0039160	0,0020870	-0,003052	0,001123
815,62	-0,0041671	0,0022865	-0,003758	0,001467
817,14	-0,0042620	0,0023617	-0,004120	0,001654
818,09	-0,0043269	0,0024130	-0,004547	0,001879
<b>818,51</b>	-0,0043598	0,0024392	-0,005009	0,002055
815,91	-0,0101059	0,0074371	-0,006227	0,002515
810,35	-0,0105762	0,0078523	-0,006501	0,002596
800,33	-0,0110868	0,0082973	-0,006729	0,002697
790,39	-0,0113387	0,0085190	-0,006979	0,002842
780,14	-0,0114891	0,0086629	-0,007907	0,003313
770,04	-0,0115518	0,0087302	-0,008758	0,003801
760,01	-0,0115847	0,0087749	-0,009553	0,004391



**Tablica E.2**

Wartość obciążenia  [kN]	Wartości odkształceń pomierzonych doświadczalnie na płaszczu stalowym słupa SBK-1 w punktach oznaczonych numerami tensometrów 1.1.1 oraz 1.1.2 (rys. 30)		Wartości odkształceń obliczone końcowym modelem numerycznym w punktach odpowiadających numerom tensometrów (1.1.1 oraz 1.1.2) (rys. 30)	
	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$	Odkształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odkształcenia poziome $\epsilon_{sy}$
129,13	-0,0004421	0,0000789	-0,000225	0,000069
240,26	-0,0008466	0,0001462	-0,000444	0,000135
314,94	-0,0011119	0,0002034	-0,000672	0,000198
397,26	-0,0013954	0,0002756	-0,000891	0,000266
480,00	-0,0016813	0,0003539	-0,001110	0,000329
563,50	-0,0019813	0,0004347	-0,001331	0,000394
646,68	-0,0023570	0,0005233	-0,001550	0,000460
691,15	-0,0026079	0,0005787	-0,001652	0,000499
710,75	-0,0027367	0,0006055	-0,001796	0,000575
728,35	-0,0028680	0,0006328	-0,001910	0,000636
739,30	-0,0029582	0,0006511	-0,001922	0,000648
744,12	-0,0030013	0,0006601	-0,001929	0,000656
752,06	-0,0030728	0,0006745	-0,002012	0,000709
793,28	-0,0037008	0,0008060	-0,002741	0,001152
803,96	-0,0040111	0,0008792	-0,003218	0,001422
810,33	-0,0042571	0,0009602	-0,003861	0,001785
815,62	-0,0044726	0,0010535	-0,004879	0,002365
817,14	-0,0045513	0,0010898	-0,005486	0,002704
818,09	-0,0046038	0,0011148	-0,006848	0,003446
<b>818,51</b>	-0,0046304	0,0011275	-0,008255	0,004171
815,91	-0,0091074	0,0023047	-0,011895	0,005832
810,35	-0,0094674	0,0023683	-0,013063	0,006358
800,33	-0,0098471	0,0024295	-0,013895	0,006768
790,39	-0,0100473	0,0024532	-0,014392	0,007051
780,14	-0,0101906	0,0024604	-0,015403	0,007622
770,04	-0,0102600	0,0024514	-0,016428	0,008187
760,01	-0,0102922	0,0024355	-0,018028	0,009019

**Tablica E.3**

Wartość obciążenia [kN]	Wartości odkształceń pomierzonych doświadczalnie na płaszczu stalowym słupa SBK-1 w punktach oznaczonych numerami tensometrów 1.1.5 oraz 1.1.6 (rys. 30)		Wartości odkształceń obliczone końcowym modelem numerycznym w punktach odpowiadających numerom tensometrów (1.1.5 oraz 1.1.6) (rys. 30)	
	Odształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odształcenia poziome $\epsilon_{sy}$	Odształcenia pionowe $\epsilon_{sz}$	Odształcenia poziome $\epsilon_{sy}$
129,13	-0,0000384	0,0000125	-0,000223	0,000064
240,26	-0,0002244	0,0000859	-0,000442	0,000137
314,94	-0,0003804	0,0001400	-0,000672	0,000201
397,26	-0,0005692	0,0001952	-0,000895	0,000267
480,00	-0,0007940	0,0002578	-0,001121	0,000335
563,50	-0,0010547	0,0003333	-0,001344	0,000403
646,68	-0,0014001	0,0004319	-0,001564	0,000467
691,15	-0,0016405	0,0004959	-0,001652	0,000492
710,75	-0,0017687	0,0005269	-0,001697	0,000517
728,35	-0,0019028	0,0005579	-0,001788	0,000567
739,30	-0,0019954	0,0005793	-0,001798	0,000570
744,12	-0,0020393	0,0005894	-0,001800	0,000572
752,06	-0,0021121	0,0006067	-0,001810	0,000577
793,28	-0,0026867	0,0007682	-0,004051	0,001641
803,96	-0,0029297	0,0008476	-0,005109	0,002147
810,33	-0,0031551	0,0009185	-0,006300	0,002724
815,62	-0,0033897	0,0009953	-0,008543	0,003846
817,14	-0,0034819	0,0010259	-0,010000	0,004546
818,09	-0,0035461	0,0010473	-0,012684	0,005858
<b>818,51</b>	-0,0035786	0,0010583	-0,015270	0,007132
815,91	-0,0093037	0,0021905	-0,020995	0,010064
810,35	-0,0097399	0,0022185	-0,023777	0,011517
800,33	-0,0102078	0,0022198	-0,026491	0,012944
790,39	-0,0103836	0,0021774	-0,029295	0,014416
780,14	-0,0104358	0,0021022	-0,036450	0,018304
770,04	-0,0104247	0,0020345	-0,042660	0,021717
760,01	-0,0103936	0,0019780	-0,048946	0,025148

## Załącznik F

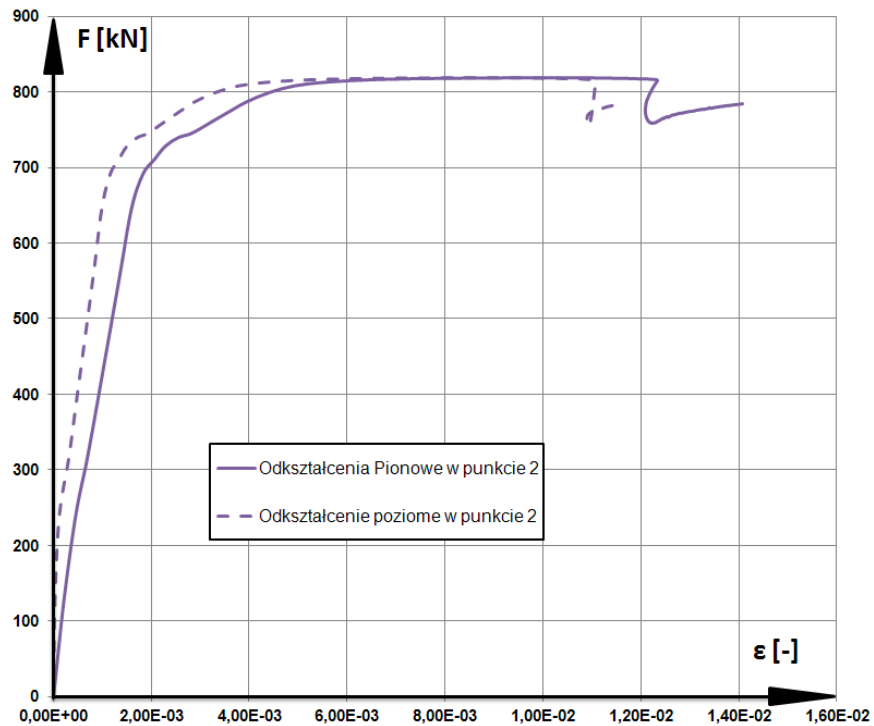
Porównanie wartości odkształceń pionowych obliczonych przykładowo dla słupa SBK-1 w punktach nr 1 i 2 (rys. C.1), w rdzeniu betonowym nieskrępowanym za pomocą modelu przedstawionego w podrozdziale 7.2 oraz w rdzeniu skrępowanym – za pomocą modelu końcowego (podrozdział 7.3).

**Tablica F.1**

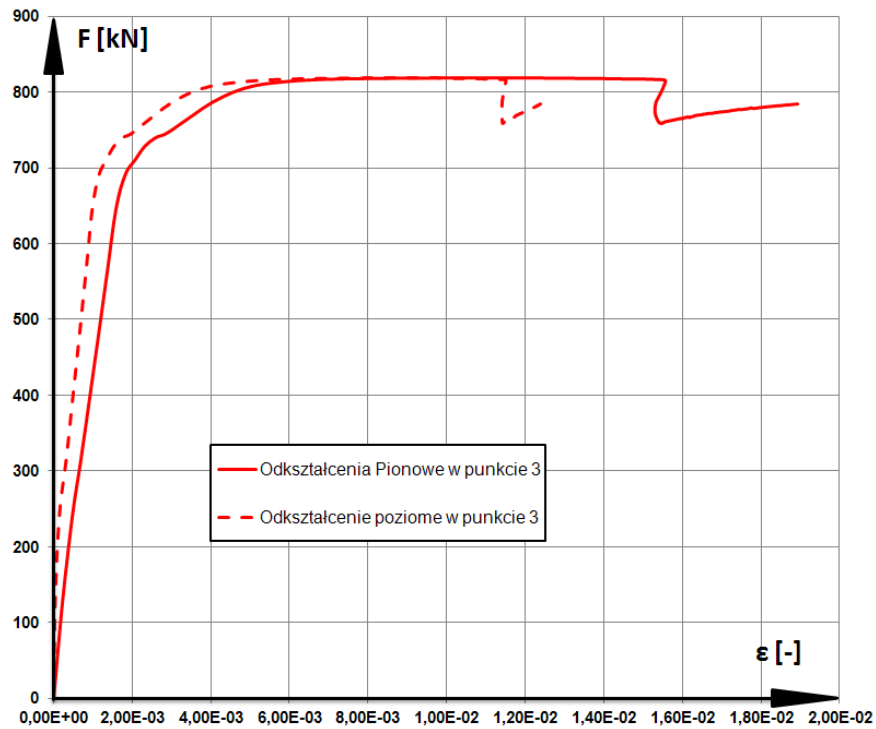
Obciążenie [kN]	Rdzeń betonowy nieskrępowany (bez płaszcza stalowego)		Rdzeń betonowy skrępowany płaszczem stalowym		$\frac{\epsilon_{cz1,ns}}{\epsilon_{cz1,s}}$	$\frac{\epsilon_{cz2,ns}}{\epsilon_{cz2,s}}$
	W punkcie nr 1 $\epsilon_{cz1,ns}$	W punkcie nr 2 $\epsilon_{cz2,ns}$	W punkcie nr 1 $\epsilon_{cz1,s}$	W punkcie nr 2 $\epsilon_{cz2,s}$		
31,7	-0,000120706	-0,000111636	-0,000051734	-0,000055602	2,331	2,002
57,0	-0,000216089	-0,000216265	-0,000093024	-0,000099978	2,326	2,165
85,1	-0,000348568	-0,000352246	-0,000138883	-0,000149265	2,513	2,359
109,8	-0,000473789	-0,000472179	-0,000179194	-0,000192589	2,646	2,451
138,7	-0,000583103	-0,000587993	-0,000237890	-0,000246748	2,451	2,381
170,5	-0,000682229	-0,000693024	-0,000302476	-0,000306341	2,257	2,262
<b>184,4</b>	-0,000798902	-0,000804721	-0,000330707	-0,000332390	2,415	2,421
178,8	-0,00108951	-0,00106296	-	-	-	-
176,6	-0,00131568	-0,001252	-	-	-	-

## Załącznik G

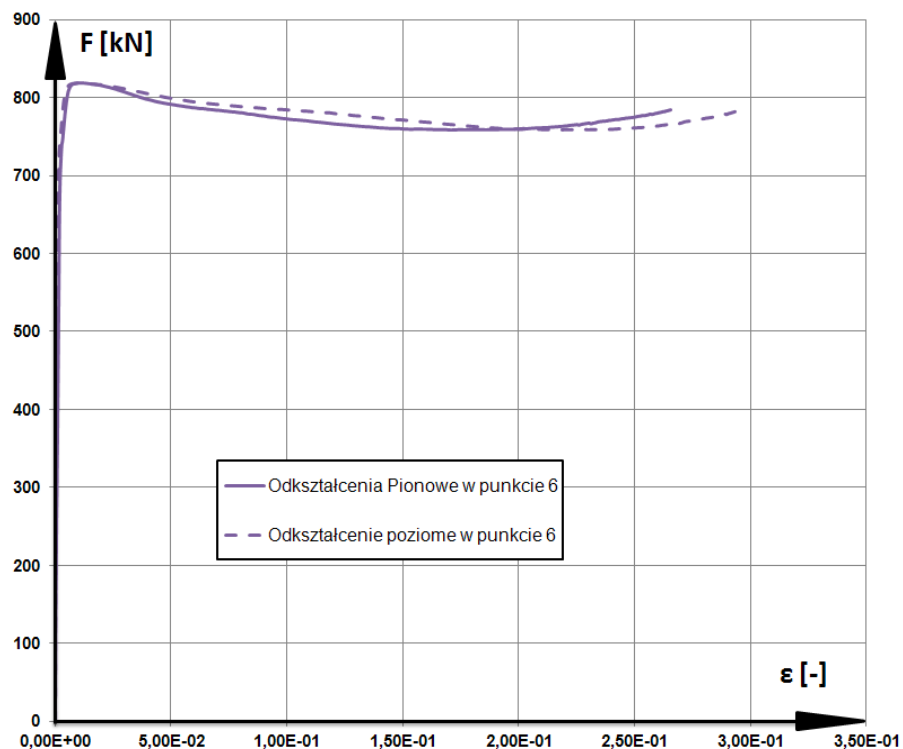
Wykresy odkształcalności zawierające część wznoszącą się i opadającą, sporządzone dla wybranych punktów rdzenia betonowego, otrzymane w efekcie obliczeń według końcowego modelu numerycznego MES (podrozdział 7.3).



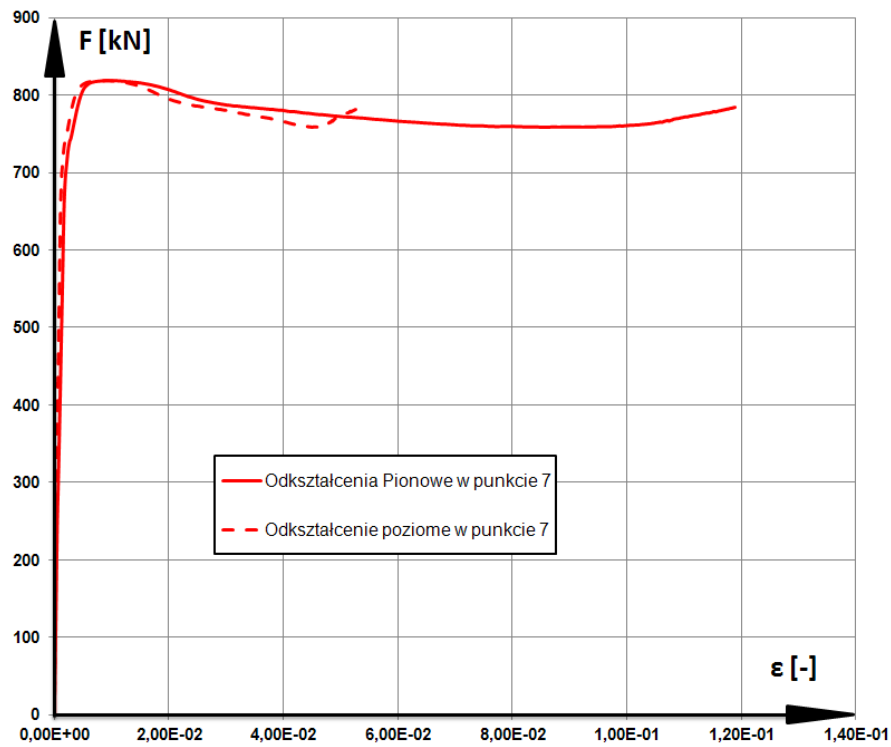
**Rys. G.1.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 2 (rys. 63) rdzenia betonowego dla odkształceń pionowych i poziomych



**Rys. G.2.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 3 (rys. 63) rdzenia betonowego dla odkształceń pionowych i poziomych



**Rys. G.3.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 6 (przekrój w którym wystąpiło lokalne wyboczenie w obszarze pokrytycznym) rdzenia betonowego dla odkształceń pionowych i poziomych



**Rys. G.4.** Wykresy odkształcalności w końcowym modelu MES słupa zespolonego sporządzone dla obliczonych w punkcie nr 7 (przekrój w którym wystąpiło lokalne wyoboczenie w obszarze pokrytycznym) rdzenia betonowego dla odkształceń pionowych i poziomych