POLITECHNIKA ŚLĄSKA W GLIWICACH WYDZIAŁ BUDOWNICTWA KATEDRA TEORII KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

Mgr inż. Dawid MROZEK

Rozprawa doktorska pod tytułem:

NIELINIOWA ANALIZA NUMERYCZNA DYNAMICZNEJ ODPOWIEDZI USZKODZONYCH BUDYNKÓW



Promotor: Prof. dr hab. inż. Andrzej WAWRZYNEK

Gliwice 2010r.

| WYBRANE | OZNACZENIA I SKRÓTY STOSOWANE W PRACY | 3 |
|-------------------|---|-----------|
| 1. WPROV | VADZENIE | 5 |
| 11 CE | | 5 |
| 1.1. CE | L KOZPRAW I | 5 6 |
| 1.2. ZA | DZIAŁ YWANIA DYNAMICZNE I ICH WPŁ YW NA ORIEKTY BUDOWI ANE | 0 7 |
| 1.3.1. | Oddziaływania seismiczne i paraseismiczne | |
| 1.3.2. | Konsekwencje obciążenia dynamicznego obiektu budowlanego | 11 |
| 2. DOTYC | HCZASOWY STAN WIEDZY – PRZEGLAD | 15 |
| 21 W | | 15 |
| 2.1. WI 2.2 MF | TODY DYNAMICZNEI ANALIZY BUDOWLI | 13 19 |
| 2.2.1 | Metoda współczynnika seismiczności | 1) 19 |
| 2.2.2. | Metoda spektrum odpowiedzi | 20 |
| 2.2.3. | Metoda analizy czasowej | 25 |
| 2.3. Pro | OBLEMATYKA MODELOWANIA KOMPUTEROWEGO BUDOWLI | 27 |
| 2.3.1. | Modelowanie nieciągłości i ich propagacja | 30 |
| 2.4. TY | PY USZKODZEŃ OBIEKTÓW BUDOWLANYCH | 32 |
| 2.4.1. | Uszkodzenia związane z podłożem gruntowym i sposobem posadowienia | 34 |
| 2.4.2. | Uszkodzenia związane z użytkowaniem obiektu (zakres statyczny) | |
| 2.4.3. | Uszkodzenia związane z oddziaływaniami termicznymi | 40 |
| 2.4.4. | Uszkodzenia związane z oddziaływaniem dynamicznym i wyjątkowym | 41 |
| 3. OPIS PC | DZASPRĘŻYSTYCH MODELI MATERIAŁOWYCH | 45 |
| 3.1. WF | PROWADZENIE | 45 |
| 3.1.1. | Warunek plastyczności | 45 |
| 3.1.2. | Prawo płynięcia | 45 |
| 3.1.3. | Prawo wzmocnienia | 47 |
| 3.1.4. | Warunek obciążenia/odciążenia (Kuhna-Tuckera) | 51 |
| 3.1.5. | Warunek zgodności | 51 |
| 3.2. KL | ASYFIKACJA MODELI PRZYROSTOWEJ TEORII PLASTYCZNOŚCI | 52 |
| 3.2.1. | Klasyczne modele metali | |
| 3.2.2. | Klasyczne modele geomateriałów | |
| 3.2.3. | Kozszerzone modele geomateriatow | / 5 50 |
| 3.3. DE | ION I MUR- MODELOWANIE | |
| 3.3.1. | W sięp Charakterystyka pracy betory | , |
| 333 | Charakterystyka pracy muru | |
| 3.3.4. | Barcelona Model | 64 |
| 4. MODEL | OWANIE OBIEKTÓW BUDOWLANYCH | 75 |
| | IS KONSTRUKCVINV ANAL IZOWANVCH RUDVNKÓW | 75 |
| 4.1. 01 | B Robstruct in the avalizowall ten bod throw Rudvnek niski (N) | 75 75 |
| 412 | Budynek miski (II) Budynek wysoki (W) | 76 |
| 4.1.3. | Budynek wysoki (W) Budynek szeroki (S) | |
| 4.2. OB | CIĄŻENIA KONSTRUKCJI UWZGLĘDNIANE W OBLICZENIACH | 77 |
| 4.2.1. | Obciążenie statyczne | 78 |
| 4.2.2. | Obciążenie dynamiczne | 79 |
| 4.3. Mo | DELE NUMERYCZNE WYKORZYSTYWANE W OBLICZENIACH | 82 |
| 4.3.1. | Obliczenia numeryczne- program, metody, modele | 82 |
| 4.3.2. | Modelowanie połączenia ściana-strop-ściana | 87 |
| 4.3.3. | Modelowanie podłoża gruntowego | 90 |
| 4.4. PŁ | ASKI MODEL ZASTĘPCZY | 93 |
| 4.4.1. | Algorytm wyznaczenia parametrów zastępczego modelu tarczowego | |
| 4.4.2. | Zmiennosc parametrow a liczba kondygnacji | |
| 4.4.3. | Weryjikacja zastępczego modelu tarczowego | 96 |
| 4.3. MC | JDELUWANIE USZKUDZEN W ELEMENTACH BUDUWLANYCH | 98 |

| 4.5 | .1. Wprowadzenie | |
|--------|--|------|
| 4.5 | .2. Analiza porównawcza modeli uwzględniających nieciągłości materiałowe | |
| 4.5 | .3. Geometryczny model rysy na potrzeby analiz dynamicznych | |
| 4.5 | .4. Zastępcze modele tarczowe z wymodelowanymi uszkodzeniami ścian | |
| 5. ANA | LIZA DYNAMICZNA MODELI BUDYNKÓW MUROWYCH WSTĘPNI | E |
| USZ | KODZONYCH | 111 |
| 5.1. | CHARAKTERYSTYKA DYNAMICZNA ANALIZOWANYCH MODELI | 111 |
| 5.1 | .1. Wpływ uszkodzeń na wartość częstotliwości drgań własnych modelu | |
| 5.1 | .2. Wpływ długości uszkodzenia na odpowiedź dynamiczną modelu | 116 |
| 5.2. | Kryterium oceny wpływu uszkodzeń | 117 |
| 5.2 | .1. Opis globalnego kąta odkształcenia postaciowego (GKOP) | |
| 5.2 | .2. Weryfikacja kryterium ze względu na degradację materiału | |
| 5.2 | .3. Wpływ przyjętych punktów pomiarowych na stosowane kryterium | |
| 5.3. | OCENA WPŁYWU USZKODZEŃ NA ODPOWIEDŹ DYNAMICZNĄ MODELI | |
| 5.3 | .1. Analiza jednego typu uszkodzeń przy obciążeniu sejsmicznym | |
| 5.3 | .2. Charakterystyka sygnału parasejsmicznego a nieciągłości modelu | |
| 5.3 | .3. Odpowiedź dynamiczna modeli przy zmiennym układzie uszkodzeń | 134 |
| 6. POD | SUMOWANIE I WNIOSKI KOŃCOWE | 147 |
| 6.1. | PODSUMOWANIE DOTYCHCZASOWYCH ANALIZ DYNAMICZNYCH MODELI BUDYN | NKÓW |
| | WSTĘPNIE USZKODZONYCH | 147 |
| 6.2. | KIERUNKI ROZWOJU PREZENTOWANEGO ZAGADNIENIA | |
| BIBLIO | GRAFIA | |

WYBRANE OZNACZENIA I SKRÓTY STOSOWANE W PRACY

| α, β, γ | bezwymiarowe parametry modelu Barcelona (wzory (3-38), (3-39), (3-40)) |
|---|---|
| Δ | logarytmiczny dekrement tłumienia |
| $\dot{arepsilon}^p$ | przyrost odkształcenia plastycznego |
| η | parametr definiujący zmienność współczynnika $\mu_{0}^{}$ w zależności od dystansu |
| $\Theta_{_{adm}}$ | wartość graniczna kąta odkształcenia postaciowego |
| $\Theta_{\scriptscriptstyle Sd}$ | kąt odkształcenia postaciowego otrzymany z obliczeń numerycznych (KOP) |
| θ | wartość proponowanego kryterium ilościowej oceny wstępnych uszkodzeń – wzór (5-3) |
| κ | zmienna wzmocnienia |
| λ | skalarny mnożnik plastycznych |
| μ_0 | współczynnik tłumienia |
| ξ | ułamek tłumienia krytycznego |
| $\sigma_{_0}$ | granica plastyczności materiału |
| $\sigma_{_V}$, $ ho$ | średnie naprężenie normalne (hydrostatyczne) |
| $	au_0$ | stała materiałowa wyznaczona z badań |
| ϕ | kąt tarcia wewnętrznego |
| Ψ | kąt dylatacji |
| ω_{l} | wartość pierwszej częstości drgań własnych modelu |
| $\omega_{\mathrm{l}}^{\scriptscriptstyle UN}$ | procentowa relacja wartości pierwszych częstości drgań własnych modelu budynku uszkodzonego do nieuszkodzonego |
| C ₀ | współczynnik pionowej podatności podłoża gruntowego |
| Н | wysokość kondygnacji |
| $\bar{H}_{_{K}}$ | współczynnik proporcjonalny do modułu plastyczności |
| J_{1}, J_{2}, J_{3} | niezmienniki tensora naprężenia |
| $J^{D}_{_{1}}, J^{D}_{_{2}}, J^{D}_{_{3}}$ | niezmienniki dewiatora tensora naprężenia |
| K | podatność podłoża gruntowego |
| L | długość ściany poprzecznej do analizowanej |
| с | kohezja |
| d _c | zmienna izotropowego zniszczenia przy ściskaniu |
| d_t | zmienna izotropowego zniszczenia przy rozciąganiu |
| d, SDEG | sumaryczna zmienna izotropowego zniszczenia |
| <i>t</i> ₁ | wartość pierwszej częstotliwości drgań własnych modelu |
| q, $\sqrt{J_2^{D}}$ | intensywność naprężenia |

| zadanie płaskiego stanu naprężenia |
|--|
| zadanie przestrzenne |
| model Barcelona |
| Coulomba-Mohra |
| Druckera-Pragera |
| element nieodkształcalny |
| element skończony |
| globalny kąt odkształcenia postaciowego |
| Hubera-Missesa-Hencky'ego |
| nieciągła deformacja terenu |
| lokalny kąt odkształcenia postaciowego |
| model budynku nieuszkodzonego |
| model budynku uszkodzonego |
| budynek niski |
| wypukłe obrzeże górniczej niecki obniżeń |
| wklęsłe obrzeże górniczej niecki obniżeń |
| przestrzenny wpływ niecek obniżeń |
| budynek szeroki |
| model liniowo-sprężysty |
| budynek wysoki |
| |

1. WPROWADZENIE

Rozdział zawiera ogólny opis rozprawy, jej cel oraz tezy. Znaczna część poświęcona została obciążeniom dynamicznym, ich genezie i oddziaływaniu na obiekt budowlany.

1.1. Cel rozprawy

Każdy model numeryczny zawsze pozostanie jedynie pewnym odzwierciedleniem rzeczywistej konstrukcji. Zawiera on szereg uproszczeń, których efektem ma być krótszy czas obliczeń, a tym samym szybsze otrzymywanie wyników analiz. Faktem jest, że przeprowadzenie badań laboratoryjnych elementów lub, co jest rzadkością, całej konstrukcji pozwala na realną ocenę jej pracy. Wymaga to jednak poprawnej budowy układu (ustrój i obciążenie), poprawnego prowadzenia samego badania i ostatecznie, odpowiedniej interpretacji uzyskanych wyników. Powyższe warunki łatwiej spełnić w przypadku oddziaływań statycznych, natomiast określenie odpowiedzi obiektów budowlanych przy obciążeniu dynamicznym należy do złożonych zagadnień badawczych. Znaczne koszty przeprowadzenia badań (laboratoryjnych) obiektów, w skali naturalnej lub pomniejszonej na tzw. stole wstrząsowym, powodują sporadyczne ich stosowanie. Z kolei badania "in situ", tj. pomiary odpowiedzi rzeczywistych budynków nie przynoszą informacji o wytężeniu konstrukcji, ponieważ najczęściej ograniczają się do rejestracji przyśpieszeń wywołanych wstrząsami.

Obecnie alternatywnym (często korzystniejszym) sposobem badań stają się symulacje komputerowe. Wymagają one budowy precyzyjnego przestrzennego modelu geometrycznego budynku oraz przyjęcia odpowiedniego zaawansowanego modelu pod względem obciążenia i materiału, a ponadto dysponowania odpowiednią mocą obliczeniową, co może pozwolić na prawdopodobną ocenę wytężenia konstrukcji. Zastosowanie metody całkowania równań ruchu pozwala wyznaczyć czasową odpowiedź dynamiczną konstrukcji oraz oszacować jej wytężenie. Analizy komputerowe omawianego typu na złożonych, powłokowo-przestrzennych modelach budynków ścianowych, w zakresie liniowo-sprężystym, w Polsce nie są powszechne [5], [119], [128]. Jeszcze rzadziej spotyka się publikacje poświęcone analizie pozasprężystej obiektów budowlanych [49], [51], [193]. Najczęściej tworzone są modele obiektów idealnych, nieuszkodzonych. Jak wynika z praktyki inżynierskiej [161]÷[167] spora część rzeczywistych problemów technicznych związana jest z wpływem obciążeń dynamicznych na budowle wcześniej uszkodzone, przykładowo na etapie powstawania lub w wyniku przejścia frontu wydobywczego.

W świetle powyższych uwag celami pracy są:

- 1. Zaprezentowanie stosowanych w Polsce oraz na świecie numerycznych metod analizy konstrukcji poddanej oddziaływaniom dynamicznym, a także przedstawienie problematyki modelowania geometrii budynku, jego obciążenia oraz modelowania materiału w zakresach sprężystym i plastyczno-kruchym.
- 2. Opracowanie warunków i ograniczeń modelowania obiektów 3D jako zastępczych płaskich układów ścianowych.
- 3. Analiza typów uszkodzeń spowodowanych głównie eksploatacją górniczą.
- 4. Prezentacja plastyczno-degradacyjnego modelu materiałów kruchych zaimplementowanego w pakiecie metody elementów skończonych ABAQUS *Barcelona Model (BM)*.
- 5. Opracowanie reprezentatywnych modeli MES uszkodzonych budynków. Wybór reprezentatywnych obciążeń dynamicznych.
- 6. Zastosowanie *BM* w testach numerycznych konstrukcji murowych zawierających wstępne uszkodzenia, a następnie porównanie ich z wynikami obiektów nieuszkodzonych. Dodatkowo porównanie odpowiedzi dynamicznej

modeli o jednakowej geometrii i różniących się opisem własności materiałowych: 1) sprężysty i 2) nieliniowy (*BM*).

- 7. Opracowanie wyników obliczeń pod kątem określenia dynamicznej odporności rozpatrywanych budynków.
- 8. Sformułowanie uwag o możliwości stosowania wymienionego nieliniowego modelu w analizach oddziaływań parasejsmicznych oraz kierunkach dalszych badań.

Rozprawa doktorska zawiera szereg analiz numerycznych modeli budynków murowych, zawierających wstępne uszkodzenia. Istotną kwestią jest określenie: jaki wpływ na odpowiedź dynamiczna modelu maja wprowadzone uszkodzenia konstrukcji Określenie wpływu opierać będzie murowej? tego się na zastosowaniu zaawansowanych analiz numerycznych, które pozwalają na wiarygodne modelowanie konstrukcji budynku (w tym i materiałów, z jakich jest wykonana) podczas wymuszenia dynamicznego [51]. Tego typu analizy pozwalają na ocenę jakościową dalszego zarysowania konstrukcji (prawdopodobny obraz zarysowań), wynikających z obciążenia dynamicznego. Każdorazowo rozwiązanie modelu z różnym typem uszkodzeń będzie porównywane z wynikami analiz modelu nieuszkodzonego. Istotnym elementem pracy jest propozycja oceny ilościowej rozpatrywanego zagadnienia. Należy dodać, że układy zarysowań konstrukcji murowych, rozpatrywanych w niniejszej pracy, wynikają głównie z eksploatacji górniczej. Oczywiście ograniczanie się tylko i wyłącznie do jednego wpływu mogącego powodować uszkodzenia nie jest wskazane. Niemniej jednak obiekty zlokalizowane na terenach o znacznej deformacji terenu, a co za tym idzie narażonych na uszkodzenia typu statycznego, mogą podlegać oddziaływaniom parasejsmicznym pochodzenia głównie górniczego.

W pracy podjęto próbę wykazania, że budowa modelu budynku murowego uwzględniającego pierwotne uszkodzenia oraz jego analiza dynamiczna w zakresie pozasprężystej pracy materiału, umożliwia ilościową ocenę wpływu wstępnych uszkodzeń na odpowiedź dynamiczną obiektów budowlanych o konstrukcji murowej.

1.2. Zakres i układ pracy

Prezentowana rozprawa doktorska jest pracą o charakterze teoretycznym, jednak odnosi się do inżynierskich problemów oceny wpływu istniejących uszkodzeń konstrukcji murowych obciążonych dynamicznie. Zawiera wyniki analiz numerycznych modeli budynków, które nie są bezpośrednio odniesione do rzeczywistych obiektów. Stanowić mogą jednakże źródło informacji na temat idealizacji modelu obliczeniowego w kontekście istniejących nieciągłości materiałowych pochodzenia statycznego. Ogółem przeprowadzono 1740 analiz numerycznych modeli obliczeniowych, z czego 42 związane były z obliczeniami modeli przestrzennych, a 1698 dotyczyło modeli tarczowych wygenerowanych z modelu 3*D*. Ilościową ocenę wpływu uszkodzeń wstępnych na odpowiedź dynamiczną modelu budynku o konstrukcji murowej podczas wymuszenia kinematycznego realizowano na podstawie zmiany wartości globalnego kąta odkształcenia postaciowego (patrz punkt 5.2.1).

Praca zawiera 160 stron i została podzielona na sześć części skrótowo opisanych poniżej:

Rozdział 1 – *Wprowadzenie* – zawiera ogólny opis rozprawy, jej cel oraz tezy. Znaczna część poświęcona została obciążeniom dynamicznym, ich genezie i oddziaływaniu na obiekt budowlany. Ma to na celu przybliżenie czytelnikowi prezentowanych zagadnień i wprowadzenie do tematyki analiz dynamicznych obiektów budowlanych. Rozdział 2 – *Dotychczasowy stan wiedzy* – *przegląd* – obejmuje przegląd pozycji literaturowych, z naciskiem położonym na zagadnienia związane z wyznaczeniem dynamicznej odpowiedzi budynków, powstawaniem i lokalizacją uszkodzeń obiektów budowlanych. Całość nawiązuje do modelowania komputerowego konstrukcji i ich uszkodzeń.

Rozdział 3 – Opis pozasprężystych modeli materiałowych – poświęcony został modelom materiałowym wykorzystywanym w nieliniowej mechanice budowli. Poza prezentacją podstawowych pojęć i zagadnień dokonano klasyfikacji modeli materiałowych wynikających z przyrostowej teorii plastyczności. Znaczącą część stanowi opis modelu betonu i muru, który był wykorzystywany w obliczeniach numerycznych.

Rozdział 4 – Modelowanie obiektów budowlanych – zawiera opisy konstrukcyjne budynków, w oparciu o które stworzono numeryczne przestrzenne modele budynków murowych. Zdefiniowano typ połączeń ściana-strop-ściana oraz podłoże gruntowebudynek. Zasadniczym elementem tej części jest wybór i sposób modelowania nieciągłości materiałowych zawartych w płaskich modelach zastępczych tworzonych w oparciu o wyniki modeli przestrzennych.

Rozdział 5 – Analiza dynamiczna modeli budynków murowych wstępnie uszkodzonych (MBU) – obejmuje prezentację proponowanego kryterium ilościowej oceny wpływu wstępnych uszkodzeń ścian murowych na odpowiedź dynamiczną analizowanych modeli. Zaprezentowano także wybrane wyniki MBU, w przypadku których dokonano porównania rozwiązań z modelami budynków nieuszkodzonych (MBN).

Rozdział 6 – *Podsumowanie i wnioski końcowe* – stanowi ogólną prezentację wyników analiz numerycznych zawartych w pracy. Na ich podstawie autor określa warunki stosowalności analiz dynamicznych budynków murowych z uszkodzeniami, a także wyznacza dalsze kierunki pracy badawczej.

Poza wymienionymi opisami, wynikającymi z przeglądu literatury związanej poruszaną tematyką (rozdziały 1÷4), rozprawa zawiera badania własne autora (rozdziały 4÷5). Dotyczą one budowy zastępczego modelu tarczowego wydzielonego z modelu przestrzennego (punkt 4.4), który stał się podstawą do modelowania nieciągłości muru konstrukcyjnego (punkt 4.5). Ten fragment pracy stanowi rozwinięcie znanego w literaturze [90], [91] podejścia do geometrycznego modelowania uszkodzeń opartego o MES. Zwieńczeniem prowadzonych analiz jest zaproponowanie i pogłębiona analiza kryterium θ , według zależności (5-3), do ilościowej oceny wpływu uszkodzeń wstępnych na odpowiedź modelu budynku obciążonego dynamicznie.

Wszelkie obliczenia z wykorzystaniem pakietu ABAQUS wykonano zdalnie w Akademickim Centrum Komputerowym "CYFRONET" w Krakowie. Komputery dużej mocy obliczeniowej o nazwie "Baribal" i "Saturn" posiadają zainstalowany przytaczany program, a prowadzenie obliczeń możliwe było na podstawie przyznanego grantów MNiSW/SGI3700/PŚląska/084/2007 oraz MNiSW/Sun6800/PŚląska/084/2007.

1.3. Oddziaływania dynamiczne i ich wpływ na obiekty budowlane

Każdy obiekt budowlany jest stale narażony na różnego rodzaju obciążenia dynamiczne. Ich źródłem są naturalne procesy zachodzące na powierzchni oraz wewnątrz kuli ziemskiej, możemy wtedy mówić o oddziaływaniach sejsmicznych. Inną przyczyną wymuszonych drgań obiektów budowlanych jest działalność człowieka, w tym przypadku mówi się o oddziaływaniach parasejsmicznych. Wpływ wstrząsów pochodzenia sejsmicznego lub parasejsmicznego na budowle inżynierskie, uzależniony jest od wielu czynników, które decydują o ich odporności. Istotną kwestią jest określenie przyczyn powstawania obciążeń dynamicznych. Efektem takich oddziaływań jest, każdorazowo, obciążenie wynikające z sił bezwładności, powstających w czasie ruchu "podstawy" obiektu budowlanego.

1.3.1. Oddziaływania sejsmiczne i parasejsmiczne

Ruch obserwowany na powierzchni ziemi, który jest generowany poprzez nagłe przemieszczanie skorupy ziemskiej, zwany jest trzęsieniem ziemi. Jest ono spowodowane przez różnorodne zjawiska naturalne, takie jak procesy tektoniczne, erupcje wulkaniczne czy nagłe zniszczenia terenu wywołane działalnościa człowieka (wstrząsy parasejsmiczne). Działalność ta związana jest z eksploatacją górniczą (szczególnie eksploatacja z podziemna złóż), wybuchami naziemnymi (w kamieniołomach) i podziemnymi (eksplozie nuklearne) oraz użytkowaniem dużych rezerwuarów wodnych (tamy), czy wbijaniem pali w sąsiedztwie obiektów budowlanych. Nie bez znaczenia jest tu także dynamiczny wpływ pochodzenia komunikacyjnego, wynikający z intensywnego transportu drogowego i kolejowego.

Uwzględniając ogólną teorię dotyczącą płyt tektonicznych [59], można przyjąć, że poruszają się one jak ciała sztywne po relatywnie miękkiej astenosferze. W środkowooceanicznym grzbiecie płyty są rozdzielone, dlatego też magma może wypływać z astenosfery na powierzchnię, gdzie zostaje schłodzona przez wody oceanu. Obniżenie jej temperatury powoduje zastyganie i tworzenie się płyty tektonicznej. Przeciwny ruch płyt tektonicznych w obrębie grzbietu oceanicznego powoduje subdukcję lub kolizję płyt w obszarach rowów oceanicznych i gór. W przypadku subdukcji płyty tektoniczne powracają do składu astenosfery (zostają wepchnięte pod drugą płytę). Tworzenie się (piętrzenie) gór spowodowane jest natomiast ich kolizjami. Mechanizm tworzenia się wstrząsów sejsmicznych ilustruje Rys. 1-1.



Rys. 1-1 Mechanizm ruchu płyt tektonicznych wywołujący wstrząsy sejsmiczne [152].

Wzajemne przemieszczanie się połączonych płyt tektonicznych powoduje wysoki poziom naprężeń materiału skalnego w obrębie kontaktu. W przypadku, gdy te naprężenia osiągną wartość graniczną, generuje się energia odkształcenia, która jest uwalniana w postaci wstrząsu (fali). Miejsce zniszczenia, w trakcie którego występuje poślizg mas skalnych, zwane jest uskokiem tektonicznym. W większości przypadków uskok formuje się głęboko w warstwie litosfery i nie jest widoczny na powierzchni. Obserwowane bywają także pionowe i poziome przemieszczenia na powierzchni ziemi. Najczęściej trzęsienia ziemi są rezultatem ruchów bloków tektonicznych wzdłuż aktywnego uskoku płyt. Z punktu widzenia czasu wystąpienia uskok jest przyczyną, a nie rezultatem trzęsienia ziemi.

Poślizg mas skalnych może formować się w obrębie uskoku, jako składowe przemieszczenia pionowego lub poziomego. W zależności od kierunku ruchu, uskoki można sklasyfikować na podstawowe układy i ich kombinacje:

- boczny uskok (lewy)– drugi masyw skalny przemieszcza się poziomo w lewo (Rys. 1-2a),
- skośny uskok (lewy)– drugi masyw skalny przemieszcza się poziomo w lewo, z jednoczesnym przemieszczeniem w pionie (Rys. 1-2b),
- normalny uskok górny blok skalny porusza się w dół (Rys. 1-2c),
- odwrotny uskok górny blok skalny porusza się w górę (Rys. 1-2d).



Rys. 1-2 Typowe układy poślizgów mas skalnych w uskoku tektonicznym (opis w tekście).

Powierzchnia, w której następuje poślizg i generuje się fala wstrząsu sejsmicznego, zwana jest hipocentrum. Miejsce na powierzchni ziemi, które odzwierciedla położenie hipocentrum, to z kolei epicentrum. Zazwyczaj hipocentrum i epicentrum są idealizowane do dwóch punktów, odpowiednio w środku powierzchni poślizgu płyt tektonicznych oraz na powierzchni terenu o największej wartości wstrząsu sejsmicznego. Powierzchnia epicentrum zależy od intensywności wstrząsu (fali), wielkości i powierzchni poślizgu oraz głębokości występowania hipocentrum. Może wynosić kilka kilometrów szerokości i długości. Trzęsienie ziemi można uznać za płytkie, jeżeli hipocentrum występuje do głębokości 70 km od powierzchni terenu, zaś za głębokie, gdy sięga do 700 km.

Historycznie, na terenach państwa polskiego zdarzały się również trzęsienia ziemi w stopniu zagrażającym obiektom budowlanym, głównie nawiedzając obszary Karpat i Sudetów. Niemniej jednak pierwsze odnotowane trzesienie ziemi miało miejsce na obszarze od Mazur do Lubeki 23 sierpnia 1409 i trwało, wg zapisu w kronikach, "trzy ojczenasz". Obecnie terytorium Polski zalicza się do obszarów asejsmicznych, czyli do takich, gdzie oddziaływania sejsmiczne nie występują lub występują bardzo rzadko, a ich skutki są mało istotne pod względem uszkodzenia budynków. W związku z tym, obecnie, nie uwzględnia się tego typu oddziaływania podczas procesu projektowania konstrukcji budowlanych (nie obowiązuje EC8, odnoszący się do oddziaływań sejsmicznych). Jednocześnie w siedmiu miejscowościach działają obserwatoria sejsmologiczne Instytutu Geofizyki PAN, które monitorują także wstrząsy pochodzenia parasejsmicznego w okolicach Suwałk, Kalwarii Pacławskiej, Warszawy, Książa, Ojcowa, Raciborza, Niedzicy. 21 września 2004r. zarejestrowane zostały dwa silne trzesienia ziemi w północnej cześci Polski (Warmia, Mazury, Pomorze). Były one najwiekszymi zarejestrowanymi kiedykolwiek wstrzasami sejsmicznymi na tym terenie. Epicentrum wstrząsów mieściło się w okręgu kaliningradzkim (około 180km od Suwałk). Kilka dni później 30 września 2004r. wystąpiła seria wstrząsów sejsmicznych na Podhalu (epicentrum w okolicach Czarnego Dunaica). odczuwalnych także w Małopolsce i na Górnym Ślasku.

Zagadnienie wstrząsu parasejsmicznego odnosi się głównie do działalności górniczej, na terytorium Polski ograniczone do obszarów Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (GZW), Bełchatowa i Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (*LGOM*) oraz drgań komunikacyjnych w centrach wielkich miast. W przypadku podziemnej eksploatacji złóż oddziaływanie parasejsmiczne wynika z nagłego odprężenia się górotworu wokół wyrobiska, co potęgowane jest dużą wytrzymałością otaczających skał. Generalnie można przyjąć, że wstrząs górniczy wywołany jest lokalnym zaburzeniem równowagi górotworu na skutek dotychczas prowadzonej działalności wydobywczej [39], [40]. Zmiana pierwotnego stanu naprężenia górotworu (poza eksploatacją złoża) silnie uzależniona jest od istnienia uskoków geologicznych.

Taki stan rzeczy potęguje możliwość wystąpienia zjawisk geodynamicznych (np.: tąpnięcia).

Obecna sytuacja wydobywcza w Polsce powoduje eksploatowanie pokładów o największym zagrożeniu tąpnięciami. Przekłada się to, bezpośrednio, na wzrost możliwości wystąpienia wstrząsów górniczych (Tab. 1-1). Za wstrząsy uważa się krótkotrwałe lub nieokresowe drgania o szybko zanikającej amplitudzie. Jednocześnie średnia energia zarejestrowanych wstrząsów wzrasta. Stan zagrożenia rośnie z uwagi na wciąż zwiększającą się głębokość eksploatacji, właściwości geomechaniczne pokładów i skał oraz grubą warstwę górotworu. Nie bez znaczenia pozostaje fakt utrzymywania wysokiej koncentracji wydobycia i prowadzenia jej w obszarach oddziaływania zaszłości eksploatacyjnych czy w resztkowych partiach pokładów.

| ROK | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 |
|--|------|------|------|------|------|
| Udział wydobycia [%] | 42,1 | 39,4 | 42,9 | 44,6 | 46,3 |
| Liczba wstrząsów A₅≥1⋅10 ⁵ <i>[J]</i> | 1524 | 974 | 1451 | 1170 | 885 |
| Średnia energia 1·10 ⁶ [<i>J/wstrzą</i> s] | 1,47 | 1,34 | 1,23 | 1,76 | 2,49 |
| Liczba tąpnięć | 4 | 3 | 3 | 4 | 3 |

Tab. 1-1 Stan zagrożenia wstrząsami i tąpnięciami na obszarze GZW w latach 2003-2007 [200].

W obszarze poślizgu skał generują się dwa typy fal sejsmicznych. Ponieważ propagują one przez skały skorupy ziemskiej, zwane są także falami materialnymi. Pierwszy typ, to fala podłużna (ściskająca), która rozchodzi się w kierunku zgodnym z wibracjami, jej ruch polega na zmianie objętości, występują okresowe rozrzedzenia i zagęszczenia cząstek ośrodka. Drugi typ, to fala poprzeczna (ścinająca), która propaguje w kierunku prostopadłym do wibracji w ciałach stałych. Prędkość propagacji fal podłużnych jest większa (prawie dwukrotnie) niż poprzecznych, dlatego jako pierwsze osiągają powierzchnię ziemi i nazywane bywają bezpośrednimi (fale P – ang. *primary*). Z kolei fale poprzeczne noszą nazwę drugich (fale S – ang. *secondary*).

Fale generowane w hipocentrum, propagują przez różne warstwy gruntu i skał, w kierunku powierzchni ziemi. Podczas tej drogi mogą się nie tylko odbijać i załamywać, ale również zwiększać/zmniejszać swoją amplitudę i częstotliwość. Ogólnie rzecz ujmując, fala sejsmiczna i parasejsmiczna może ulec wzmocnieniu lub osłabieniu po przejściu przez ośrodki gruntowe o różnych właściwościach mechanicznych. Gdy fale materialne osiągną zewnętrzną powierzchnię skorupy ziemskiej z epicentrum rozchodzą się fale powierzchniowe. Wzbudzają one drgania znajdujących się w tej okolicy obiektów budowlanych. Schematycznie przebieg ten został zaprezentowany na Rys. 1-3. Charakterystyka fali, która dotrze do epicentrum będzie odmienną od tej pierwotnej w hipocentrum.



Rys. 1-3 Oddziaływanie wstrząsu na obiekt budowlany.

Powierzchniowe fale sprężyste są rezultatem odbicia fal typu P i S, podczas propagacji przez warstwy skorupy ziemskiej. Na powierzchni ziemi można wyodrębnić dwa rodzaje fal: Rayleigha (R) oraz Love'a (L). Pierwsza z nich porusza się w formie eliptycznej o kierunku prostopadłym do powierzchni ziemi. Drugi rodzaj fali (L) przemieszcza się równolegle do powierzchni ziemi i prostopadle do propagacji fali.

1.3.2. Konsekwencje obciążenia dynamicznego obiektu budowlanego

Na terenach aktywnych sejsmicznie, jak również w obrębie terenów o wzmożonej aktywności człowieka (np. wydobywczej), rejestracja drgań prowadzona jest w sposób ciągły dzięki aparaturze pomiarowej, która zapisuje amplitudy prędkości drgań (sejsmograf) lub amplitudy przyspieszenia wstrząsów (akcelerograf). Aparatura rozmieszczona jest w sąsiedztwie i wewnątrz obiektów budowlanych Pozwala to na rejestrowanie odpowiedzi budynku podczas oddziaływania dynamicznego. Generalnie ruch gruntu w trakcie wstrząsu jest przestrzenny, dlatego do pomiaru i rejestracji sygnałów potrzebne są specjalne urządzenia. Zazwyczaj rejestruje się sygnał przyspieszeniowy na kierunkach N-S (północ-południe), E-W (wschód-zachód) oraz w płaszczyźnie pionowej. Zmiana prędkości czy przemieszczenia uzyskiwana jest na podstawie przekształceń sygnału przyspieszeniowego. Pomiar prowadzony jest z dokładnym uwzględnieniem czasu, wyznaczanym poprzez zainstalowane precyzyjne zegary.

Wstrząsy posiadają zróżnicowany charakter i zmienność przebiegu w czasie, w związku z tym istnieje naturalna potrzeba klasyfikacji takiego zdarzenia ze względu na poziom oddziaływania oraz powodowaną destrukcję. Wprowadzono podział wstrząsów uwzględniający m.in. odczucia człowieka, skutki mechaniczne, jak i wielkości powodowanego zniszczenia. Każdy obiekt budowlany posiada własną charakterystykę dynamiczną, przez co można zaobserwować odmienne skutki drgań ziemi przy tym samym oddziaływaniu.

Wpływy dynamiczne, jakim może podlegać obiekt budowlany, są powiązane z energią uwalnianą w hipocentrum w trakcie wstrząsu sejsmicznego. Miarą tej energii jest magnituda (*M*), która została zdefiniowana między innymi przez Ch. F. Richtera w 1935 r. (*M_R*). Określona jest ona jako logarytm z maksymalnej amplitudy przemieszczenia *A* (mikrometry), zarejestrowanego przez standardowy sejsmograf (Wooda-Andersona) umieszczony w odległości 100km od epicentrum, co reprezentuje równanie (1-1).

$$M_R = \log A \tag{1-1}$$

Ponieważ sejsmografy (z reguły) nie są zlokalizowane w wymaganej odległości od epicentrum, dlatego też magnituda M_R jest odpowiednio przeskalowana, uwzględniając aktualny dystans oraz charakterystykę propagacji fal. Magnituda M_R zwana jest także "magnitudą lokalną" z uwagi na zmianę charakterystyki fali wraz z oddalaniem się od epicentrum. Fale sejsmiczne P i S posiadają różne czasy przebiegu od hipocentrum do punktu pomiarowego, z tego powodu wprowadza się nowe magnitudy, osobno w przypadku fal przestrzennych (M_b) oraz powierzchniowych (M_s). Skala Richtera (patrz Tab. 1-2) jest teoretycznie skalą otwartą, co oznacza, iż nie posiada górnej granicy wstrząsu, w praktyce jednak nie notuje się wstrząsów powyżej 9,5. Ponieważ wyrażona jest skalą logarytmiczną, każdy stopień w tej skali odpowiada dziesięciokrotnemu zwiększeniu amplitudy drgań w stosunku do stopnia niższego. Wielkość trzęsienia ziemi w tej skali jest subiektywna, to znaczy, że wstrząsy o tej samej magnitudzie mogą odmiennie wpływać na budowle w zależności od odległości od epicentrum, lokalnych warunków gruntowych oraz charakterystyki dynamicznej konstrukcji.

Wielkość trzęsienia ziemi określona na podstawie magnitudy jest bezpośrednio powiązana z ilością uwalnianej energii. Znaczna jej część jest dyssypowana

w procesach ściskania (zmiażdżenia) mas skalnych, natomiast niewielka ilość energii powoduje powstanie fali sejsmicznej. Istnieje wiele formuł określających zależności pomiędzy wyzwalaną energią fali sejsmicznej a magnitudą na powierzchni ziemi.

| Tab. 1-2 | 2 Skutki trzę | esienia ziemi v | w zależności o | d magnitudy, | wg skali Richtera. |
|----------|---------------|-----------------|----------------|--------------|--------------------|
|----------|---------------|-----------------|----------------|--------------|--------------------|

| Magnituda | Zakres i wielkość wstrząsów |
|-----------|---|
| 1 | Niewyczuwalne na powierzchni, lecz rejestrowane przez aparaturę |
| 2 | Wyczuwalne jedynie w pobliżu epicentrum |
| 3 | Drobne, odczuwalne blisko epicentrum, nie powoduje zniszczeń- drobne uszkodzenia |
| 4 | Lekkie, odczuwalne, nie powoduje zniszczeń- drobne uszkodzenia |
| 5 | Umiarkowane, odczuwalne powszechnie, drobne zniszczenia w pobliżu epicentrum |
| 6 | Silne, wyraźnie odczuwalne, zniszczenia słabszych konstrukcji w promieniu 10km |
| 7 | Poważne, możliwe ofiary w ludziach, duże zniszczenia w promieniu 100km |
| 8 | Wielkie, możliwe ofiary w ludziach i duże zniszczenia w promieniu kilkuset kilometrów |
| 9 | Kataklizm, ogromne zniszczenia i ofiary w ludziach w promieniu do 1000km |

Istnieje kilka sposobów pomiaru wstrząsu sejsmicznego oraz jego wpływu na człowieka, obiekty budowlane czy środowisko naturalne. Efekty tego typu, obserwowane na powierzchni skorupy ziemskiej, są głównie określane na podstawie skal intensywności. W Europie na początku XX wieku, powstała 12-sto stopniowa skala *MCS* (Mercalli-Cancani-Sieberg), następnie zmodyfikowana przez Mercalliego (skala *MM- patrz* Tab. 1-3). W USA oraz Japonii nadal obowiązuje 8-mio stopniowa skala *JMA* (Japan Meteorological Agency). Przykładem harmonizacji skali intensywności sejsmicznej jest 12-sto stopniowa skala *MSK* (Medvedev-Sponheuer-Karnik), w pierwotnej wersji z roku 1964 (*MSK-64*) i późniejszymi modyfikacjami (*MSK-76* i *MSK-78*). W skali tej istnieje precyzyjny opis typu budynków oraz zakresu uszkodzeń spowodowanych wstrząsem sejsmicznym.

Tab. 1-3 Skutki trzęsienia ziemi w zależności od intensywności, wg skali Mercalliego.

| Stopień | Opis wstrząsów i zniszczeń | a _{max} [m/s ²] | |
|---------|--|--------------------------------------|--|
| 1 | Niewyczuwalne. Drgania rejestrowane jedynie przez aparaturę | <0,01 | |
| | Bardzo słabe. Wyczuwalne jedynie w dobrych warunkach | 0,01÷0,02 | |
| | Słabe. Wyczuwalne przez niektóre osoby- pochodzenia komunikacyjnego | 0,02 <i>÷</i> 0,05 | |
| IV | Niezbyt słabe. Odczuwalne przez wielu ludzi; brzęczą szyby, stukają drzwi | 0,05÷0,1 | |
| V | Dość silne. Wyczuwalne przez wszystkich; wiszące przedmioty kołyszą się | 0,1÷0,2 | |
| VI | Silne. Objawy strachu wśród ludzi; niewielkie uszkodzenia słabszych obiektów | 0,2 <i>÷</i> 0,5 | |
| VII | Bardzo silne. Kominy pękają, fale na powierzchni zbiorników wodnych | 0,5÷1,0 | |
| VIII | Uszkadzające. Panika, uszkodzenia solidnych obiektów, częściowe | 10:20 | |
| | zniszczenia słabszych, kilkucentymetrowe szczeliny na powierzchni gruntu | 1,0-2,0 | |
| IX | Niszczące. Wiele solidnych obiektów uszkodzonych, pęknięcia rurociągów, | 2 0∸5 0 | |
| | uszkodzenia fundamentów | 2,0.0,0 | |
| X | Bardzo niszczące. Zniszczenia słabszych obiektów, poważne uszkodzenia | 50÷100 | |
| | mostów, tam, obsunięcia i kilkudziesięciocentymetrowe szczeliny gruntu | 0,07.10,0 | |
| XI | Katastrofalne. Powszechnie uszkodzenia solidnych obiektów, nieprzejezdne | 10 0÷15 0 | |
| | szlaki drogowe i kolejowe, przerwane rurociągi i kable podziemne | 10,0110,0 | |
| XII | Wyjątkowo katastrofalne. Zniszczenia lub poważne uszkodzenie obiektów, | >15.0 | |
| | zmiany w topografii terenu, zmiana biegu rzek | - 10,0 | |

Skale intensywności, zwane makrosejsmicznymi, są tworzone na podstawie obserwacji zniszczenia budynku, wpływu na środowisko i odczucia człowieka. Z uwagi na różne typy budynków w poszczególnych rejonach aktywności sejsmicznej, efekt oddziaływania dynamicznego może być odmienny przy tej samej intensywności. Dlatego też trudno jest określić bezpośrednią korelację intensywności wstrząsu do powstałych uszkodzeń w obrębie danego budynku.

Uwzględniając powyższy fakt oraz stan obiektów na terenach sejsmicznych (projektowanych na oddziaływania sejsmiczne - zabezpieczonych) powstała nowa

12-sto stopniowa Europejska Skala Makrosejsmiczna *EMS* (European Macroseismic Scale). Stanowi ona modyfikację skali *MSK*. Klasyfikacja uszkodzeń budynków murowych, wg skali *EMS* została przedstawiona w Tab. 1-4.

Skala *EMS* opiera się na efekcie, jaki wywołał wstrząs na człowieka, obiekt budowlany czy środowisko (bez uwzględnienia zniszczenia i deformacji) oraz uszkodzeń spowodowanych oddziaływaniem dynamicznym. Zniszczenia te w obiektach murowych (Tab. 1-4) i żelbetowych są szczegółowo opisane. W celu sprecyzowania intensywności trzęsienia ziemi, wprowadzono podział ze względu na typ konstrukcji murowej, której przypisano klasę wrażliwości A÷F.

Tab. 1-4 Klasyfikacja uszkodzeń i zniszczeń budynków murowych wg skali EMS [186].

| Uszkodzenia | Stopień i opis uszkodzeń |
|-------------|--|
| | <u>STOPIEŃ 1</u> Niewielkie uszkodzenia elementów drugorzędnych, a nie konstrukcyjnych. Rysy włosowate mogę wystąpić w kilku ścianach. Może nastąpić niewielkie obszarowo odspojenie tynku od ściany, a w kilku przypadkach luźne elementy muru mogą spadać z górnych części budynku. |
| | <u>STOPIEŃ 2</u> Zniszczenia umiarkowane w przypadku elementów drugorzędnych i niewielkie w odniesieniu do elementów konstrukcyjnych budynku. Rysy występują w wielu ścianach, a tynk odspaja się na znacznym obszarze. Kominy ulegają uszkodzeniu, w części zniszczone. |
| | <u>STOPIEŃ 3</u> Znaczne zniszczenia elementów drugorzędnych i umiarkowane uszkodzenia części konstrukcyjnych. Duże i rozległe rysy w większości ścian. Dachówki ześlizgują się, a kominy ulegają destrukcji do poziomu połaci dachowej. |
| | <u>STOPIEŃ 4</u> Bardzo duże zniszczenia elementów drugorzędnych oraz duże konstrukcyjnych. Poważne zniszczenia ścian i częściowe zniszczenia konstrukcji. |
| | <u>STOPIEŃ 5</u> Zniszczenia destrukcyjne powodujące całkowite zawalenie się obiektu. |

Intensywność wstrząsu sejsmicznego odbija się w obserwowanych uszkodzeniach budynku. Siła i wpływ oddziaływania na budynek nie jest jednoznaczna z uwagi na różne typy konstrukcyjne budynków. Intensywność wstrząsu nie może być parametrem projektowania konstrukcji, niejednokrotnie stanowi korelację z wartościami fizycznymi poprzez przyspieszenie czy siły. Maksymalna wartość przyspieszenia *a*_g często jest przyjmowana jako oczywisty parametr determinujący intensywność wstrząsu. Siły oddziaływujące na budynek, podczas trzęsienia ziemi, wynikają z jego ruchu i zależą od intensywności wstrząsu.

W wyniku oddziaływania dynamicznego, poprzez przyspieszenie gruntu na danym kierunku, w obiekcie generowane są siły bezwładności o tym samym kierunku, lecz przeciwnym zwrocie niż wymuszenie (patrz Rys. 1-3). Ze względu na znaczną masę stropów międzykondygnacyjnych oraz stropodachu budynku, siły bezwładności koncertują się zwykle w tych miejscach, różnicując się na wysokości obiektu. Nieznaczny poziom nośności elementów drugorzędnych budynku (np. wysokie kominy) powoduje duże zagrożenie ich uszkodzenia lub zniszczenia w trakcie oddziaływania dynamicznego. Siły bezwładności w budynku zmieniają się w sposób niestacjonarny (łącznie ze zmianą zwrotu) pozostając w pewnej korelacji w stosunku do sygnału wymuszenia Zależą one m.in. od rozkładu masy i sztywności elementów konstrukcyjnych, wielkości tłumienia materiału, oraz związku pomiędzy widmem częstości drgań własnych elementu a widmem częstości sygnału wymuszenia.

Jednakże powstające wewnątrz konstrukcji siły nie zależą jedynie od intensywności wstrząsu sejsmicznego, lecz także od poziomu zabezpieczenia obiektu na dynamiczny ruch ziemi. Przykładowo trzęsienie ziemi w 1976r w Friuli (Włochy), przy maksymalne wartości przyspieszenia na poziomie 0,5*g* spowodowało znaczne uszkodzenia sztywnych budynków murowych, a odkształcalne konstrukcje żelbetowe pozostały bez znaczących uszkodzeń. Odmienna sytuacja panowała w 1985r w Mexico City (Meksyk), gdzie wartość przyspieszenia nie przekraczała 0,17*g*, a wysokie odkształcalne konstrukcje żelbetowe uległy zniszczeniu, natomiast sztywne obiekty murowe wyglądały na nieuszkodzone.

W tej części rozprawy zaprezentowano ogólną genezę powstawiania obciążenia dynamicznego oraz sposób jego klasyfikowania pod względem oddziaływania na obiekty budowlane. Podczas jej prezentacji pominięto skale wpływów dynamicznych SWD, aby przedstawić je w dalszej części pracy. Skale te służą do oceny wpływu drgań na budynki o konstrukcji murowej i płytowej [154] (najczęściej spotykane) i stanowić mogą przybliżony sposób sprawdzenia wpływów dynamicznych na budynek.

2. DOTYCHCZASOWY STAN WIEDZY – PRZEGLĄD

Drugi rozdział rozprawy obejmuje przegląd pozycji literaturowych, z naciskiem na zagadnienia związane z wyznaczeniem dynamicznej odpowiedzi budynków, powstawania i lokalizacji uszkodzeń obiektów budowlanych. Całość nawiązuje do modelowania komputerowego konstrukcji i ich uszkodzeń.

2.1. Wprowadzenie

Zagadnienia związane z ruchem płyt tektonicznych, a także (głównie) wpływem podziemnej eksploatacji górniczej na obiekty inżynierskie nie zostały, jak do tej pory, w pełni rozpoznane [204]. Ich złożoność polega na istnieniu szeregu zagadnień naukowo-badawczych, które należałoby uwzględnić w trakcie prowadzenia analiz. Już sama kwestia przekazania się drgań powierzchniowych terenu na budynek jest zadaniem problematycznym i niejednoznacznym z punktu widzenia budownictwa [39], [40], [185]. Dlatego też rozważając wpływy dynamiczne, wywołujące w obiekcie budowlanym siły bezwładności, należy mieć na uwadze konieczność uwzględnienia szeregu dyscyplin wiedzy, począwszy od geologii i geotektoniki, górnictwa, geodezji, sejsmologii, poprzez mechanikę gruntu, mechanikę górotworu, mechanikę budowli, mechanikę materiałów, a skończywszy na modelowaniu cyfrowym i nowoczesnych metodach komputerowych. Na danym etapie analizy, każda z wymienionych dyscyplin wiedzy jest istotna. Przykładowo sejsmologia staje się użyteczna w przypadku procedury rejestracji drgań [59], a techniki komputerowe umożliwiają przetwarzanie uzyskanego sygnału w zapis cyfrowy [30]. Idąc dalej pomiar deformacji terenów górniczych może zostać przeprowadzony z uwzględnieniem zasad i praktyki geodezii, z kolej mechanika górotworu pozwala na przewidywanie intensywności wstrząsów. W przypadku budowli, nieoceniona staje się wiedza z zakresu mechaniki budowli, ze szczególnym uwzględnieniem dynamiki konstrukcji [27]. Niebagatelną rolę odgrywa także inżynierska wiedza z zakresu konstrukcji budowlanych, związana z zagadnieniami projektowania i wykonania obiektów na terenach sejsmicznych i parasejsmicznych [31], [108]. Dodatkowym elementem staje się tutaj ocena przyczyn powstałych uszkodzeń i zarysowań konstrukcji, które w przeważającej części nie są jednoznaczne [34].

Rozpatrywana w pracy problematyka numerycznej analizy dynamicznej odpowiedzi budynku murowego pierwotnie uszkodzonego (zarysowanego) odnosi się, głównie, do dwóch istotnych wątków: metod dynamicznej i numerycznej analizy budowli oraz genezy i typów uszkodzeń konstrukcji. Jak dotąd autor pracy nie spotkał się z publikacjami uwzględniającymi wymienione dwa zagadnienia. Pod względem numerycznej symulacji oddziaływania dynamicznego na model budynku, punktem odniesienia dla autora stała się rozprawa doktorska A. Cińcio [51], w której analizowano możliwości wykorzystania symulacji komputerowych do określania wytężenia oraz odporności modeli budynków poddanych wstrząsom (para)sejsmicznym. Istotnym elementem pracy [51] jest zastosowanie zaawansowanego modelu materiałowego w trakcie symulacji wstrząsu parasejsmicznego. Prezentowane tam wyniki i wnioski skłaniają do wykorzystania i rozszerzenia zakresu stosowanych modeli obliczeniowych. Poszerzenie analizy dynamicznej będzie miało na celu uwzględnienie pierwotnych nieciągłości muru generowanych w modelu w sposób geometryczny.

Na terytorium Polski tematyka określenia wpływu drgań przekazywanych przez podłoże na budynek została unormowane wraz z wprowadzeniem w 1964 normy PN-B-02170. Kolejne nowelizacje miały miejsce trzy lata później, a ostatnia [154] w 1985r zawiera skale *SWD* (Skale Wpływów Dynamicznych). Diagnozę dynamiczną budynków (zbliżonych do wzorcowych) przeprowadza się na podstawie odpowiednio zebranych i opracowanych wyników pomiarów drgań dynamicznych. Przy ich tworzeniu przeprowadzono szereg analiz symulacyjnych [40], w wyniku których wyodrębniono

klasy budowli i skutki jakie powodują w nich drgania (strefy I÷V) Stosunkowo prosta procedura diagnostyczna, uwzględniająca kryterium oceny podane w postaci skal *SWD*, wymaga wiedzy z zakresu budownictwa, pomiarów wielkości fizycznych oraz aparatury pomiarowej. Ostatnia norma [154] jest nadal obowiązującą, lecz obecnie główne wytyczne zawarte zostały w normie europejskiej [62]. Niestety wersja ta nie doczekała się polskiego tłumaczenia i tym samym nie będzie zawierała arkusza krajowego, który pozwoliłby na uwzględnienie charakterystyk sejsmicznych na terytorium Polski.

Głównymi autorami polskiej normy [154] byli pracownicy Instytutu Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, który jest jednym z wiodących ośrodków naukowobadawczych podeimujacych tematyke oddziaływań dynamicznych (m.in. parasejsmicznych) na budowlę. W dorobku pracowników wspomnianego Instytutu znajduja sie publikacje związane z badaniami doświadczalnymi objektów inżynierskich poddanych wstrzasom pochodzenia parasejsmicznego [34], [35], [36]. Tematyka prac obejmuje głównie wpływy wstrząsów górniczych i komunikacyjnych na prefabrykowane budynki żelbetowe lub budynki o murowej konstrukcji ścianowej. Można odnaleźć także prace związane z zagadnieniami naukowymi, odnoszącymi się do istoty samego oddziaływania dynamicznego [37]+[39], czyli wyznaczenia wartości własnych obiektu czy zmiany parametrów obciążenia dynamicznego w trakcie jego wpływu na budynek. Wspomniany wpływ dynamiczny prowadzić może do licznych uszkodzeń konstrukcji opisanych w [40]+[43], gdzie zniszczenia w obszarach otworów, połaczeń ścian i stropów prowadzą do awarii lub całkowitej destrukcji obiektu. Śledząc dokonania tego ośrodka badawczego można odnaleźć m.in. publikacje, w których zawarte zostały wyniki i wnioski zwiazane z dynamicznymi analizami numerycznymi obiektów budowlanych, odnoszące się do płaskich i przestrzennych modeli budynków niskich, poddanych dynamicznym wpływom pochodzenia górniczego [44]+[46], [128], [129], [132], [133], prawidłowego kształtowania modelu numerycznego tak, aby odpowiadał stanowi fizycznemu [126], czy przeprowadzeniu prawidłowej analizy modalnej [127].

Nie bez znaczenia pozostają także prace Katedry Mechaniki Budowli Politechniki Opolskiej w zakresie teoretycznym prezentując podstawowe zagadnienia mechaniki budowli [27], modelowanie i analizę dynamiczną budynków o konstrukcji murowej [201] czy ocenę parametrów silnych wstrząsów parasejsmicznych i słabych trzęsień ziemi [204]. Natomiast, jeśli chodzi o zakres inżynierski, to dotyczą one analiz wpływu podatności podłoża gruntowego na zmianę wartości własnych obiektów przemysłowych [26], niezawodności obiektów budowlanych przy obciążeniu dynamicznym [28] czy określaniu zmian charakterystyk dynamicznych zarysowanych elementów konstrukcyjnych obiektów przemysłowych [203].

Zagadnienia oddziaływań dynamicznych na obiekty inżynierskie są także w kręgu zainteresowań Politechniki Ślaskiej. Wystarczy wspomnieć prace wykonane w Katedrze Inżynierii Budowlanej związane z numeryczną symulacją wstrząsu parasejsmicznego na wysoki budynek [5] oraz weryfikacji uzyskanych wyników z obserwowanymi uszkodzeniami [2]+[4]. Do wymienionych ośrodków zalicza się także Katedra Teorii Konstrukcji Budowlanych (KTKB), której pracownicy analizują zagadnienia oddziaływań dynamicznych na budynki z wykorzystaniem zaawansowanych modeli materiałowych, dotyczących m.in. pozasprężystej analizy wysokich obiektów wykonanych w technologii wielkiej płyty [7], zastosowania plastyczno-degradacyjnej charakterystyki muru [48], [49], poprzez modyfikacje modelu betonu przy obciążeniach o charakterze cyklicznym [189]+[191]. Procedury obliczeniowe związane z całkowaniem równań ruchu metodą Newmarka przy wymuszeniu kinematycznym podpór modelu można odnaleźć w [50]+[55], natomiast propozycje kryterium oceny wpływu wstrząsów górniczych na niskie budynki o konstrukcji murowej zawarte zostały w pracach [113], [115]+[117]. Prace badawcze KTKB obejmują również określenie charakterystyk zarejestrowanego sygnału obciążenia dynamicznego [118], które mogą negatywnie wpłynąć na stan obiektu budowlanego [114], [119]. Wykonane ekspertyzy przez pracowników KTKB, związane z problematyką odporności budynków zlokalizowanych na terenie wpływów wstrząsów pochodzenia górniczego [161]÷[163], [167], stanowią cenną bazę typów konstrukcji, stanu technicznego oraz uszkodzeń obiektów budowlanych. Dynamiczne analizy numeryczne określające wpływ sposobu modelowania połączenia strop-ściana [192], pozwoliły na opracowanie zastępczych modeli płaskich. Możliwe stało się wtedy uwzględnienie wstępnych uszkodzeń, pochodzenia statycznego, które analizowano pod względem odpowiedzi dynamicznej [193]. Są to przykładowe rozwiązania nie oddające w pełni charakteru wpływu pierwotnego zarysowania budynku na jego późniejszy (po wstrząsie) stan techniczny.

Zasadniczą częścią tej rozprawy jest wykorzystanie symulacji komputerowych, celem określenia różnic w odpowiedzi dynamicznej modeli budynku nieuszkodzonego (idealizowanego) oraz zarysowanego (osłabionego nieciągłościami materiałowymi). Ponieważ konstrukcja budynku nie jest bryłą sztywną, dlatego nie można jej sprowadzać do prostych modeli dynamicznych, gdyż nie jest możliwe uwzględnienie pierwotnego stanu zarysowania. Problem ten wynika z nierównomiernego rozkładu masy i sztywności budynku, a to prowadzi do różnorodnych stanów wytężenia elementów obiektu. Generalnie istnieją trzy podstawowe możliwości oszacowania odpowiedzi dynamicznej obiektu budowlanego:

- a) pomiary "in-situ",
- b) modelowe badania laboratoryjne,
- c) analizy numeryczne związane z symulacjami komputerowymi.

Badania "in-situ", fizycznie istniejących rzeczywistych obiektów budowlanych, polegają z reguły na uzyskaniu wielkości pierwszej częstotliwości drgań własnych budynku. Jednocześnie rejestrowane są wielkości dwóch poziomych składowych przyspieszeń, prędkości lub przemieszczeń, na kierunkach wzajemnie prostopadłych, mające miejsce na wybranych kondygnacjach budynku. Zdarzają się także dodatkowe pomiary składowych przyspieszeń lub prędkości na kierunku pionowym. Szczegółowe informacje związane z wyżej wymienionymi zagadnieniami można odnaleźć m.in. w pracach [130], [178], [181], [201]. Oczywiście każdy obiekt budowlany będzie w odmienny sposób odpowiadał na to samo wymuszenie. Równocześnie analizowany budynek będzie charakteryzował się inną odpowiedzią dynamiczną, w przypadku uwzględnienia dwóch różnych charakterystyk wymuszeń. Problemem jest między innymi ilość uzyskanych pomiarów przy danym sygnale wymuszenia dynamicznego i ich korelacja przy ciągłej zmianie charakterystyki czestoliwościowo-amplitudowej wymuszenia. Każdorazowe wyznaczenie odpowiedzi dynamicznej obiektu przy różnych wymuszeniach będzie wobec tego zagadnieniem złożonym. Z tego względu nawet rejestrowanie sygnału wymuszenia gruntu i obiektu nie gwarantuje jednoznacznej odpowiedzi dynamicznej budynku czego przykładem może być określenie częstości drgań własnych 5-kondygnacyjnego prefabrykowanego budynku, z wykorzystaniem tzw. "sztucznej inteligencji" prezentowanej w [107]. Efektem tej pracy było zbudowanie modelu wykorzystywanego w ocenie wpływu drgań komunikacyjnych na obiekty znajdujace sie w sasjedztwie drogi.

Przeprowadzanie badań na rzeczywistych obiektach jest kosztowne z uwagi na długi czas ich przygotowania i zaawansowanie techniczne niezbędnej aparatury. Dlatego sensownym staje się przeprowadzenie analizy modelu obiektu wykonanego w pomniejszonej skali i wprowadzenie wymuszenia poprzez, odpowiednio dobrane, drgania stołu wibracyjnego. W takim przypadku odpowiedź modelu laboratoryjnego zostaje zarejestrowana przeważnie za pomocą akcelerografu. Wyniki tego typu badań można odnaleźć m.in. w pozycjach [97], [201], przeprowadzonych przez pracowników Katedry Mechaniki Budowli Politechniki Opolskiej, we współpracy ze Słowacką Akademią Nauk. Model, w tym przypadku odwzorowywał, w skali 1:2 budynek murowy, który po uwzglednieniu tych samych materiałów ważył 22 tony. Bezpośrednio na modelu wyznaczono wartości czestotliwości drgań własnych, które porównano z wynikami obliczeń numerycznych. Kolejnym krokiem było dobranie wymuszenia dynamicznego w postaci odpowiednio przygotowanego sygnału sejsmicznego. Analiza objeto różne warianty napraw uszkodzeń ścian modelu wywołanych wibracjami stołu symulującego trzęsienie ziemi. Rzadko spotykaną sytuacją jest wykonywanie modelu w pełnej skali (1:1), szczególnie, jeżeli dotyczy to obiektu o pięciu kondygnacjach [173]. Taki właśnie model budynku o murowej konstrukcji ścianowej przygotowano na Uniwersytecie San Diego (USA) i poddano analizie dynamicznej na stole wstrząsowym. Innym przykładem badań modelowych może być opisana w [23] analiza dynamicznej odpowiedzi modelu murowego budynku o dwóch kondygnacjach wykonanego w skali 3:8. Wspólna cecha przytoczonych badań jest znaczny koszt ich przeprowadzenia, przez to stosowalność takich badań jest ograniczona. Dodatkowo problematyczne jest odniesienie wyników modelu do oceny rzeczywistego zachowania się obiektu. Stosuje się w tym przypadku określoną korelacja modelu z budynkiem. Niemniej jednak wyniki tego typu badań pozwalają określić charakterystykę dynamiczną odpowiedzi budynku.

Alternatywnym rozwiazaniem, wcześniej wspomnianych sposobów wyznaczenia dynamicznej odpowiedzi obiektu, sa symulacje komputerowe. i ocenv Ich przeprowadzenie wiąże się z mniejszym nakładem kosztów, lecz z uwagi na stopień złożoności wymaga odpowiedniej wiedzy i umiejętności. Newralgicznym punktem modelowania jest przyjęcie modelu obliczeniowego, który będzie odpowiadał rzeczywistej charakterystyce budynku pod względem geometrii, stosowanego materiału i podłoża gruntowego w miejscu jego lokalizacji. Znaczący wpływ na wynik obliczeń ma także dobór obciążenia, które reprezentuje wymuszenie dynamiczne oraz sposób jego przyłożenia. Finalnym etapem analiz numerycznych jest wybór metody rozwiazania zadania oraz rzetelna weryfikacja otrzymanych wyników.

Obecny dostęp do zaawansowanego sprzętu komputerowego, charakteryzującego się wysoką wydajnością obliczeniową, jest relatywnie łatwy. Taki sprzęt, uzbrojony w odpowiedni pakiet oprogramowania, pozwala na przeprowadzenie dynamicznych analiz zaawansowanych modeli budynków uwzględniających pozasprężystą charakterystykę materiału. Problematyka obliczeń numerycznych sprowadza się w dużej mierze do precyzji odzwierciedlenia fizycznie obciążonego obiektu budowlanego. Nowoczesne oprogramowania [81] zawierają wiele procedur, co wymaga od użytkownika odpowiedniego przygotowania do prowadzenia badań.

Literatura zawiera szereg pozycji opisujących dynamiczne analizy numerycznych modeli konstrukcji budowlanych, począwszy od rozwiązań prętowych, przez tarczowe [53], [55], które opisują analizy wybranej ściany budynku podczas działania wstrząsu sejsmicznego. Zaawansowane powłokowe modele przestrzenne, które z uwagi na dużą liczbę stopni swobody, nie są zbyt często stosowane. Mogą one reprezentować dynamiczną odpowiedź wysokiego budynku żelbetowego [2], [119], niskiego budynku o konstrukcji murowej [51], [97], [185] poddanym wymuszeniom parasejsmicznym lub deformacjom pochodzenia górniczego [64].

Analizy modeli, które uwzględniają nieciągłości materiałowe, najczęściej dotyczą elementów wykonanych z metali i betonu [8]. Obliczenia głównie nastawione są na wyznaczenie propagacji szczeliny, która zostaje wykonana jako nacięcie zmniejszające przekrój poprzeczny. Podstawowymi przypadkami wytrzymałościowymi są wtedy: zginanie, zginanie z równoczesnym ścinaniem lub czyste ścinanie. Przykład rozwiązania numerycznego i weryfikacji laboratoryjnej zagadnienia zginania wstępnie uszkodzonej belki betonowej można odnaleźć w pracy [90]. Jest ona interesująca z uwagi na zastosowanie plastyczno-degradacyjnego modelu materiałowego oraz porównanie rozwiązania z wynikami badań laboratoryjnych. Zadawalająca zbieżność uzyskanych rezultatów badań i analiz komputerowych sugeruje słuszność zastosowania

zaawansowanego modelu materiału. Numeryczne analizy, uwzględniające wpływ różnych typów modeli materiałowych na prawdopodobna propagacje geometrycznej nieciągłości, można odnaleźć w pozycji [91]. Badania te dotyczyły uszkodzonej belki zginanej z jednoczesnym ścinaniem. Prezentowane w [91] wyniki potwierdzają konieczność zastosowania modeli opisujacych plastyczno-degradacyjna charakterystykę materiału. Przykład wyznaczenia parametrów wynikających ze zniszczenia wstępnie uszkodzonego elementu murowego podano w [73]. Niestety przytaczane prace dotycza statycznych zagadnień realizowanych na elementach belkowych. Do tej pory, według wiedzy autora, brak jest pozycji prezentujących dynamiczne analizy budynków wstępnie uszkodzonych. Mając to na uwadze, praca ta stanowi próbę modelowania i oceny konstrukcji murowych, obciążonych dynamicznie, które zawieraja wstępne nieciagłości materiałowe.

2.2. Metody dynamicznej analizy budowli

Analiza dynamiczna budowli polega m.in. na określeniu wpływu tego typu obciażenia na obiekt budowlany. Metody dynamicznej analizy budowli można podzielić na dwie grupy: guasi-dynamiczne (w tym statyczne) i dynamiczne. Podejście statyczne opiera sie o definicje współczynnika sejsmiczności, który jest próba zastapienia złożonego zagadnienia dynamicznego - równoważnym układem rozwiązywanym statycznie. Obecnie ten typ analiz jest praktycznie pomijany w badaniach naukowych, ponieważ przyjmowane są tu zbyt duże uproszczenia, które rzutują na końcowy rezultat. Analiza quasi-dynamiczna, czyli metoda spektrum odpowiedzi, szacuje maksymalne siły bezwładności na podstawie wartości czestotliwości i postaci drgań własnych ustroju. Jest ona proponowana przez normy [61], [68], [84], [154]. Metody tej nie można uznać za dynamiczną dlatego, że uwzględnia ona wpływy dynamiczne, poprzez przyjęcie normowego spektrum odpowiedzi danego terenu i wprowadzenie wynikającego z tego dodatkowego poziomego obciażenia statycznego. W pełni dynamiczna analiza oparta jest o metodę analizy czasowej (THA - Time History Analysis), która umożliwia ciągłą rejestrację zmiany analizowanej wartości odpowiedzi dynamicznej w czasie. Oddziaływania dynamiczne najczęściej reprezentowane są w modelu numerycznym przez wymuszenie kinematyczne, które realizowane jest poprzez przyspieszenia lub przemieszczenia podłoża lub fundamentu modelu. Generalnie, numeryczne metody analizy dynamicznej zamieniają ciągły model budynku (o nieskończonej liczbie stopni swobody dynamicznej) na model dyskretny o ograniczonej liczbie stopni swobody - zastosowanie MES. Jest to podstawowe uproszczenie wynikające ze stosowania numerycznych metod obliczeniowych.

2.2.1. Metoda współczynnika sejsmiczności

Odpowiedź dynamiczną konstrukcji można wyznaczyć poprzez współczynnik sejsmiczności k_s . Proces szacowania jego wartości przedstawiono m.in. w pracy [110], gdzie jest on ilościowo związany z wielkością amplitudy przyspieszenia podłoża gruntowego przekazywanego na budynek a_p w relacji do przyspieszenia ziemskiego g. Należy wspomnieć, że przytoczona zależność (2-1) bazuje na założeniu o bezpośrednim przekazaniu drgań z gruntu na budynek, czyli wartość przyspieszenia wszystkich punktów materialnych konstrukcji jest taka sama jak gruntu.

$$k_s = \frac{a_p}{g} \tag{2-1}$$

Siła bezwładności B_k zależy od wielkości obciążenia dynamicznego. Czynnikiem decydującym o jej wartość jest ciężar Q_k , który wynika ze skupienia masy. Pierwotne wyznaczenie wartości sił bezwładności przedstawia wzór (2-2). Jest ona poziomą siłą statyczną, która jedynie w uproszczony sposób uwzględnia wpływ dynamiczny.

$$B_k = k_s \cdot Q_k \tag{2-2}$$

Głównym mankamentem zależności (2-2) jest nie uwzględnienie zmiennego w czasie charakteru obciążenia oraz dynamicznej charakterystyki budowli. Ponieważ stosowalność (2-2) wg [154] została ograniczona do przypadku, w którym amplituda przyspieszenia a_p w (2-1) jest zarejestrowana na konstrukcji, wprowadzono modyfikację, polegającą na rozbudowaniu zależności (2-2) o dodatkowe czynniki. Są one uwzględniane w przypadku, gdy znana jest jedynie wartość przyspieszenia podłoża gruntowego a_p , co prowadzi do określenia zastępczej siły bezwładności B_{ik} . Zależność (2-3) jest wielkością fizyczną stanowiącą iloczyn czynników kolejno: współczynnika sejsmiczności k_s , określonego zależnością (2-1), ciężaru własnego masy skupionej w *k*-tym punkcie Q_k , współczynnika postaci drgań własnych η_{ik} , wyznaczonego wg (2-4), oraz współczynnika dynamicznego β_i , ustalonego w nawiązaniu do krzywych rezonansowych zamieszczonych w [154].

$$B_{ik} = k_s \cdot Q_k \cdot \eta_{ik} \cdot \beta_i \tag{2-3}$$

$$\eta_{ik} = c_{ik} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} Q_j \cdot c_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} Q_j \cdot (c_{ij})^2}, \quad \sum_{i=1}^{n} \eta_{ik} = 1$$
(2-4)

Zależność (2-4) uwzględnia Q_j - ciężar masy skupionej w *j*-tym punkcie, a także wartości rzędnych *i*-tej postaci drgań własnych w przypadku kolejnych punktów. Według zaleceń [154] przybliżony stan wytężenia konstrukcji uzyskuje się poprzez odpowiednie sumowanie rozwiązania w przypadku kolejnych postaci drgań własnych.

2.2.2. Metoda spektrum odpowiedzi

Inżynierską metodą obliczania budowli poddanych działaniom sejsmicznym i parasejsmicznym jest, zalecana przez normy [61], [68], [84], [154], metoda spektrum odpowiedzi. Opracowana została w latach 70-tych XX w., a w [147] przedstawiono jej znormalizowane spektrum odpowiedzi. Podstawę metody stanowi rozwiązanie różniczkowego równania ruchu układu dynamicznego metodą transformacji własnej, a matematyczne uzasadnienie można odnaleźć w pracach [27], [185].

Generalnie metoda spektrum odpowiedzi (*RSA – Response Spectrum Analysis*) polega na zamianie dynamicznego układu dyskretnego o *n*-stopniach swobody (*MDOF*¹- *Multiple Degrees of Freedom*) na układ *n* oscylatorów, wzajemnie niezależnych. Układ dyskretny tworzony jest poprzez ustalenie skończonej liczby punktów masowych połączonych elementami o niezmiennej sztywności. Następnie układ taki zostaje zamieniony na zestaw niezależnych oscylatorów, z których każdy ma 1-stopień swobody (*SDOF – Single Degrees of Freedom*). Schematycznie zostało to przedstawione na Rys. 2-1. W przypadku wymuszenia dynamicznego *a_p* (wstrząsu) oscylatory zostaną wprowadzone w swobodne drgania tłumione, które mogą stanowić pewną kombinację postaci drgań układu *MDOF*. W miejscach skupienia masy wygenerowane zostaną siły bezwładności. Uwzględniwszy zasadę superpozycji, można zsumować wartości sił bezwładności w układzie oscylatorów wprowadzanych w kolejne drgania. Wynikają one wprost z postaci drgań własnych *MDOF*. Z tego względu metoda ta zwana jest także metodą superpozycji odpowiedzi modalnej (*superposition of modal response method*) lub metodą odpowiedzi modalnej (*response modal analysis*).

¹ MDOF- skrót ten odnosi się także do głównych stopni swobody (Master Degree of Freedom)



Rys. 2-1 Główne założenia metody spektrum odpowiedzi za [139].

Ostatecznie amplitudy sił bezwładności wyznaczane zostają w sposób statyczny, tak jak to miało miejsce w przypadku metody współczynnika sejsmiczności. Różnica, w odniesieniu do równania (2-3), polega na uwzględnieniu tzw. normowych spektrów odpowiedzi (2-5), zamiast współczynnika dynamicznego i sejsmiczności.



Rys. 2-2 Etapy wyznaczania odpowiedzi budowli poddanej oddziaływaniu dynamicznemu metodą spektrum odpowiedzi za [139].

Zależność (2-5) stanowi iloczyn następujących czynników: ciężaru własnego Q_k masy skupionej w *k*-tym punkcie, współczynnika postaci drgań własnych η_{ik} , wyznaczonego wg (2-4) oraz relacji rzędnej S_a , odczytanej z bezwzględnego spektrum odpowiedzi o charakterze przyspieszeniowym, do wartości przyspieszenia ziemskiego *g*. Wartość rzędnej S_a odpowiada okresowi drgań własnych oscylatora. Schematycznie etapy określenia sił bezwładności obrazuje Rys. 2-2.

Istnieje także możliwość określenia sił bezwładności przy wykorzystaniu względnego spektrum odpowiedzi o charakterze przyspieszeniowym. W takim przypadku rzędne wykresu zostają podzielone przez maksymalne prognozowane poziome przyspieszenia gruntu a_{max} odniesione do ograniczonego obszaru. Dodatkowo w równaniu (2-6) zostaje wprowadzona niemianowana wartość rzędnej względnego spektrum odpowiedzi w formie przyspieszeniowej β .

$$B_{ik} = Q_k \cdot \eta_{ik} \cdot a_{\max} \cdot \frac{\beta}{g}$$
(2-6)

ldąc dalej w modyfikacji formuły, określającej siły bezwładności metody spektrum odpowiedzi, dochodzimy do zależności (2-7), która uwzględnia tzw. współczynnik pracy konstrukcji K_b (za [85]). Jego wartość uzależniona została od kierunku działania wymuszenia w odniesieniu do płaszczyzny ścian nośnych. W sytuacji, gdy wymuszenie jest równoległe do powierzchni ściany nośnej wartość współczynnika K_b =1,0, natomiast, gdy przytoczone kierunki są wzajemnie prostopadłe wtedy współczynnik K_b =1,5. Dodatkowo w [85] istnieje zapis o relacji β/K_b , który nie może osiągać wartości mniejszej od 1,0.

$$B_{ik} = Q_k \cdot \eta_{ik} \cdot a_{\max} \cdot \frac{\beta}{g} \cdot \frac{1}{K_h}$$
(2-7)

Czynnikiem, który w głównej mierze decyduje o wartości siły bezwładności jest kształt wykresu spektrum odpowiedzi. Wykresy stanowią poniekąd obwiednię najbardziej niekorzystnych oddziaływań dynamicznych występujących na danym obszarze (np. LGOM czy GZW) na obiekty budowlane. Zagadnienia wyznaczenia przebiegu normowego spektrum zostały opisane m.in. w wytycznych [85]÷[87] i pozycjach [35], [112]. Wykresy spektralne są tworzone przy uwzględnieniu ilości wstrząsów wpływających na obiekty budowlane [108], [109]. Mogą dotyczyć szczególnego przypadku wyznaczenia sił parasejsmicznych w budynkach wysokich [105]. W trakcie ich konstruowania należy uwzględnić rozważania teoretyczne związane z wyznaczeniem wartości drgań własnych czy sił tłumienia, co przedstawiono w pracy [185].



Rys. 2-3 Tworzenie wykresu spektralnego typu przemieszczeniowego (opis w tekście) za [139].

W trakcie obliczeń metodą spektrum odpowiedzi wykorzystuje się tzw. wzorcowe spektrum odpowiedzi, charakterystyczne w odniesieniu do wstrząsów na danym terenie. Jest to wykres, który odzwierciedla w pewien sposób krzywą rezonansową wymuszonych drgań tłumionych modelu, układu o jednym stopniu swobody. Można, zatem stworzyć przemieszczeniowe, prędkościowe lub przyspieszeniowe spektra odpowiedzi. Wykonanie przykładowego spektrum typu przemieszczeniowego polega na tym, że oscylatory o jednym stopniu swobody i takim samym współczynniku tłumienia krytycznego ξ (4-5), ale o różnych częstościach drgań własnych ω_0 , poddaje się identycznym wymuszeniom. Odpowiedź tych układów, w postaci przemieszczeń masy δ w czasie, odwzorowuje się na wykresach, takich jak na Rys. 2-3. Z każdego wykresu uwzględnia się jedynie maksymalną bezwzględną wartość przemieszczenia masy i odwzorowuje się je na kolejnym wykresie, którego rzędnymi są przemieszczeniowe spektra odpowiedzi S_d , niezbędne do dalszych obliczeń. Istotę tworzenia wykresu spektrum odpowiedzi w pełni oddaje wzór (2-8). Wykres spektrum odpowiedzi typu przyspieszeniowego czy prędkościowego uzyskuje się analogicznie.

$$S_{d}(\omega_{0},\xi) = \max \left| \delta(t,\omega_{0},\xi) \right|$$
(2-8)

Przykład podejścia uwzględniającego lokalizację obiektu na terenach górniczych mogą stanowić prace [86], [108]. Przedstawiono w nich wykresy spektralne, które uwzględniają współczynnik tłumienia krytycznego na poziomie ξ =2,5% oraz ξ =5,0%, przyjmując jednocześnie, że prawdopodobieństwo przekroczenia wartości średnich wynosi 50% (zaczerpnięte z [62]).



Rys. 2-4 Wzorcowe spektra odpowiedzi terenów górniczych: a) standardowe wg [62], b) obszaru LGOM wg [108], c) obszaru GZW wg [108].

Wybór wykresu spektrum odpowiedzi decyduje o końcowej wartości sił bezwładności w obliczeniach. Spektra opracowywane są w różny sposób i istnieje wiele norm, określających ich tworzenie. Więcej informacji na ten temat można odnaleźć m.in. w pozycji [185]. Przykładowe wzorcowe spektra odpowiedzi wykorzystywane na obszarach o aktywności górniczej przedstawiono na Rys. 2-4. Problematyka doboru i tego konsekwencje zostały przedstawione w [108].

Ostatni etap wyznaczenia odpowiedzi na oddziaływanie dynamiczne w tej metodzie polega na sumowaniu rozwiązań w zależności od postaci drgań własnych. Ponieważ kolejne maksymalne odpowiedzi poszczególnych postaci nie występują w tym samym czasie, dlatego zastosowanie sumowania algebraicznego nie jest prawidłowe. W takim przypadku należy posłużyć się statystyczną metodą sumowania. Dwie podstawowe to wg [62]: *SRSS* (2-9) oraz *CQC* (2-10), czyli maksymalne (sumaryczne) odpowiedzi układu.

• SRSS (Square Root of Sum of Squares)

$$S_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} S_i^2}$$
 (2-9)

gdzie:

n – liczba uwzględnianych postaci i częstotliwości drgań własnych,

S_i – odpowiedź układu przy *i*-tej postaci drgań własnych.

• CQC (Complete Quadratic Combination)

$$S_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \sum_{k=1}^{n} S_{i\max} \cdot \rho_{ik} \cdot S_{k\max}}$$
(2-10)

gdzie:

 S_{imax} , S_{kmax} – maksymalne odpowiedzi układu przy *i*-tej, oraz *k*-tej postaci własnej, ρ_{ik} – współczynnik korelacji postaci międzymodalnej, określony wg wzoru (2-11).

$$\rho_{ik} = \frac{8\sqrt{\xi_i\xi_k} \cdot (\xi_i + \chi\xi_k)\chi^{\frac{3}{2}}}{\left(1 - \chi^2\right)^2 + 4\xi_i\xi_k\chi \cdot (1 - \chi^2) + 4\left(\xi_i^2 + \xi_k^2\right)\chi^2}$$
(2-11)

gdzie:

 ξ_i , ξ_k – współczynnik tłumienia krytycznego *i*-tej, oraz *k*-tej częstotliwości,

 χ – zależność *i*-tej do *k*-tej częstotliwości drgań własnych.

Metoda *SRSS* nie uwzględnia wpływu poszczególnych postaci drgań własnych na siebie. Konsekwencją tego może być znaczne zróżnicowanie uzyskanych wyników zwłaszcza, jeżeli kolejne częstotliwości są zbliżone wartościami do siebie. Istnieją również modyfikacje tej metody, tzw. *MSRSS*, szerzej omówione w pozycji [47]. Metoda sumacyjna *CQC*, w zastosowaniu ma sens w przypadku budynków wysokich, a także o nieregularnym kształcie. Uwzględniona została w [84], a bierze pod uwagę wzajemny wpływ kolejnych postaci i częstości drgań własnych konstrukcji. Wg [47] zastosowanie jej, z uwzględnieniem tłumienia przyjętego we wzorze (2-11), daje wyniki powiększone od kilku do kilkunastu procent. Stosowanie tej formuły jest bardziej uzasadnione, niż *SRSS*, gdy χ jest bliskie jedności. W oparciu o przeprowadzone analizy, których wnioski zawarte są w [195], stwierdzono, że wyniki formuł sumacyjnych *SRSS* i *CQC* w przypadku obiektu regularnego są praktycznie identyczne. Natomiast analizując obiekt o rzucie nieregularnym metoda *SRSS*, w przeciwieństwie do *CQC*, daje znacznie większe błędy, z uwagi na zbliżoną wartość sąsiednich częstości drgań własnych obiektu.

Należy wspomnieć w tym miejscu o relatywnie nowej, w analizach sejsmicznych [68], metodzie: "Push-over", nawiązującej do metody spektrum odpowiedzi. Uwzględnia

on pozasprężystą pracę konstrukcji wykorzystując, określoną w nieliniowym prętowym modelu konstrukcji, charakterystykę siła – przemieszczenie. Informacje na ten temat można odnaleźć m.in. w pozycjach [33], [61].

2.2.3. Metoda analizy czasowej

W przeciwieństwie do odpowiedzi dynamicznych wyznaczonych metodami "niedynamicznymi", metoda analizy czasowej (THA – *Time History Analysis*) umożliwia określenie zmiany wartości wytężenia konstrukcji w funkcji czasu. W tym przypadku charakter i wielkość tej odpowiedzi będzie zgoła odmienna, bliższa rzeczywistej, nawet od metod quasi-dynamicznych. Dlatego też można tę metodę uznać za typowo dynamiczną.

Metoda *THA* została wprowadzona do podejścia normowego [84]. Zaleca się jej stosowanie, jeżeli oddziaływanie dynamiczne obejmuje wysokie budowle o znacznej smukłości, jak również o nieregularnej geometrii i rozbudowanym rzucie poziomym czy wymagających specjalnego fundamentowania, dodatkowo w przypadku, gdy obiekt charakteryzuje się nierównomiernym rozkładem sztywności i masy oraz zastosowaniem niestandardowych materiałów. Ponadto, pod względem zabezpieczenia budowli na wpływ drgań podłoża, metoda ta jest zalecana w przypadku stosowania wibroizolatorów, tłumików czy tzw. rozwiązań aktywnych. Jak dotychczas polskie wytyczne [154] nie obejmują konieczności stosowania metody analizy czasowej do obliczeń obiektów budowlanych poddanych obciążeniu dynamicznemu.

Istotnym elementem tej metody jest odpowiedni dobór sygnału wymuszenia, czyli akcelerogramu. Powinien on uwzględniać obciażenia dynamiczne reprezentatywne, które mogą zaistnieć na danym terenie (lub już wystąpiły). Sygnał obciążenia dynamicznego należy dobrać tak, aby jego charakterystyka odpowiadała najbardziej prawdopodobnym i najczęstszym wielkościom amplitud, ich zmianie w czasie, jak i długości trwania [118]. Ostateczne przyjęcie obciążenia dynamicznego poprzedzone jest stworzeniem bazy, zarejestrowanych na danym terenie, sygnałów [162]. Propozycje klasvfikacji svonałów wstrząsu górniczego, opartej na wrażliwości budynku na jego działanie, przedstawiono w [119]. Uwzględniając taką klasyfikację, opartą na dwóch parametrach kryterialnych (intensywności Ariasa i mocy średniej generowanych przez wstrząsy górnicze). Tę klasyfikację przeprowadzono z punktu widzenia wrażliwości konstrukcji na ich działanie, czyli w celu wyszukania obciążeń, które wywołują ekstremalna odpowiedź dynamiczna budynku. Koncepcje metody analizy czasowej, w której zadawany jest znany sygnał wymuszenia w postaci zmiany np.: przyspieszenia podłoża gruntowego, obrazuje Rys. 2-5. Wymuszenie powoduje reakcję w postaci odpowiedzi układu reprezentowanej np. historią zmiany wytężenia w czasie trwania analizv.





Największą niedogodnością metody analizy czasowej jest znaczna złożoność numeryczna. Związana jest ona z koniecznością dyskretyzacji przestrzeni (geometrii)

oraz czasu. W tym miejscu należy przedstawić dwa podejścia przeprowadzenia dyskretyzacji. Pierwsze obejmuje niezależną dyskretyzację geometrii konstrukcji i czasu. Drugie opisuje łącznie czas i geometrię poprzez zastosowane elementów czasoprzestrzennych.

Niezależna dyskretyzacja w wymiarze czasu i przestrzeni przedstawiona została m.in. w opracowaniach [27], [74], [168], [206]. Praktycznie to podejście zyskało szersze zastosowanie, poprzez wprowadzenie go do większości profesjonalnych programów wykorzystujących metodę elementów skończonych. Układ równań kanonicznych MES w dyskretnej chwili czasowej, przy uwzględnieniu sił bezwładności i tłumienia, opiera się o zasadę *d'Alamberta*. Stąd otrzymuje się układ *n* równań ruchu układu dyskretnego opisanego w zwarty sposób równaniem (2-12). Szerzej równanie to zostanie przedstawione w rozdziale 4.3.1.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\,\mathbf{q}(t) = \mathbf{P}(t) \tag{2-12}$$

Powyższy układ równań różniczkowych zwyczajnych można rozwiązać na kilka sposobów. Jednym z nich jest metoda dekompozycji modalnej (*modal decomposition, modal superposition method*). Polega ona na przeprowadzeniu podziału dynamicznej odpowiedzi układu na sumę kolejnych odpowiedzi modalnych. Ponieważ nie istnieje możliwość zastosowania zasady superpozycji w układach nieliniowych, jej stosowalność jest ograniczona do zagadnień liniowo-sprężystych. Idea analizy czasowej poprzez siły bezwładności, które wynikają z wprowadzonego wymuszenia, została przedstawiona na Rys. 2-6.



Rys. 2-6 Idea analizy czasowej poprzez siły bezwładności wynikające z wymuszenia.

Alternatywnym podejściem jest metoda całkowania równań ruchu, w której czas zostaje podzielony na tzw. kroki czasowe (ITS – *integration time step*). Poprzez różne dostępne schematy różnicowe przeprowadza się w sposób iteracyjny (krok po kroku), całkowanie równań ruchu rozważanego układu. Istnieje wiele metod numerycznego całkowania równań, jedną z nich jest stosowana w tej pracy metoda Newmarka [146], która opiera się na aproksymacji pochodnych analizowanej w jednym kroku czasowym [27].

W tym względzie przyjmuje się pewne założenia dotyczące charakterystyki kroków czasowych. Po pierwsze określa się stan układu dynamicznego w (zdefiniowanych) chwilach czasowych, wynikających z podziału dyskretnego czasu t_0 , $t_0+\Delta t_1$, $t_0+\Delta t_1+\Delta t_2$. W nich spełnione zostaną równania równowagi. Wewnątrz tworzonych przedziałów czasowych Δt_i , zmiana stanu układu dynamicznego następuje w sposób z góry określony.

Zastosowanie zbyt dużego przedziału czasowego Δt_i może powodować sumowanie się błędów wynikających z procedury samej iteracji. Taki stan rzeczy może doprowadzić do zaburzonych wyników końcowych. Z drugiej strony stosowanie

"gestego" podziału czasu spowoduie znaczace wvdłużenie czasu obliczeń numerycznych. Dodatkowo wyniki, ze względu na swa duża objętość będa uciażliwe do przeanalizowania. Oszacowanie optymalnego kroku czasowego może nastąpić poprzez analizę modalną konstrukcji. Przedział czasowy powinien zawierać się w rozmiarze, który umożliwi prawidłowe opisanie najwyższej częstotliwości uwzględnianej w widmie drgań własnych obiektu. Schemat ten wynika z możliwości uzyskania odpowiedzi dynamicznej metodą superpozycji modalnej, czyli poprzez kombinację odpowiedzi modalnych. Praktycznie zakłada się, że wystarczający podział, który umożliwi opis pełnego cyklu drgań o największej częstotliwości, zawiera się w 20 krokach przyrostowych. Stosowanie stałych wartości przedziałów jest niewskazane w przypadku nagłej skokowej zmiany sygnału wymuszenia, z uwagi na opóźnienie w odpowiedzi układu. Rozwiazaniem tego problemu może być zastosowanie lokalnie zageszczonego podziału kroków czasowych w obrebie znaczacych zmian sygnału wymuszenia. Adaptacyjne procedury ustalenia długości kroku czasowego zostały przedstawione m.in. w pracach [60], [207]. Umożliwiają one określenie maksymalnego dopuszczalnego przyrostu czasu, przy zachowaniu odpowiedniego (założonego odgórnie) poziomu dokładności rozwiazania.

Znacząco innym zagadnieniem jest stosowanie czasoprzestrzennych elementów skończonych w analizie dynamicznej. Prowadzi to do uwzględnienia, w bryłowym czasoprzestrzennym, elemencie wezłowych wartości trzech składowych przemieszczenia oraz składowej czasu. W pracy [9], dokonano porównania efektywności metod prezentowanych dyskretyzacji. Rozwiązano zadania stosując MES, przy liczbie wezłów w modelu oscylujacej wokół 1000, uwzgledniając po pierwsze całkowanie równań ruchu metodą centralnych różnic skończonych względem czasu. Drugim podejściem było rozwiązanie zadania przy wykorzystaniu elementów czasoprzestrzennych. W tym przypadku ich uwzględnienie pozwoliło na osiągniecie znacznych korzyści, związanych z czasem trwania obliczeń. Problemem staje się jednak niska dostępność tego podejścia w pakietach programów numerycznych.

2.3. Problematyka modelowania komputerowego budowli

Każde modelowanie komputerowe jest jedynie próba odzwierciedlenia rzeczywistych warunków panujących w obiekcie. Budowa modelu numerycznego jest zatem poszukiwaniem optymalnego rozwiązania pod względem jego dokładności (odzwierciedlenia), czasu trwania obliczeń i poziomem uzyskanego rozwiązania. Numeryczna analiza dynamiczna obiektu budowlanego jest zagadnieniem złożonym. Wymaga on bowiem budowy modelu, traktującego budynek jako układ dynamiczny o nieliniowej charakterystyce materiałowej przy jednoczesnym zapewnieniu odpowiedniej współpracy modelu budynku z podłożem gruntowym. Budowa tak złożonego układu związana jest z wiarygodnością dynamicznej odpowiedzi modelu. Praca [51] zawiera analizy dynamiczne budynków niskich, gdzie ich modele uwzględniały aeometryczne liniowo-sprężystą lub plastyczno-degradacyjną charaktervstyke materiału. Prowadziło to, w pierwszym przypadku, do nierealnych osiaganych w miejscach ich spiętrzenia. wartości naprężeń Zastosowanie zaawansowanego modelu materiałowego umożliwiło określenie prawdopodobnych obszarów uszkodzeń budynku, powstałych w wyniku działania wstrząsu podłoża gruntowego.

Model geometryczny powinien odpowiadać układowi elementów konstrukcyjnych obiektu, które współpracują w przenoszeniu obciążeń. Dodatkowo wymaga się, aby uwzględniał on istnienie elementów drugorzędnych (ściany działowe, kominy). Problematycznym zagadnieniem jest ustalenie dopuszczalnego poziomu uproszczeń w odniesieniu do kształtu, wymiarów oraz sposobu kształtowania interakcji pomiędzy elementami konstrukcyjnymi budynku. Decyzje podjęte na tym poziomie wpływają na przeprowadzenie dyskretyzacji modelu ciągłego, a to decyduje o rozkładzie mas w modelu. Całość procesu modelowania to kompromis pomiędzy dokładnością a czasem oraz ilością końcowych rezultatów. Począwszy od modeli prętowych, przez modele płaskie, a skończywszy na przestrzennych modelach powłokowych uzyskuje się odmienny sposób rozkładu masy i sztywności. Decyzja o wyborze konkretnego typu modelu jest na tyle istotna, że uwzględniona została w wytycznych [85], [154].

Najczęstszym założeniem dotyczącym podłoża gruntowego w analizach numerycznych jest jego jednorodność. Na tej podstawie przyjmuje się model materiałowy oraz jego parametry. Założenie takie ma sens w przypadku analiz makro, gdzie wymiar np.: fundamentu wielokrotnie przekracza średnicę ziarna gruntu. Zastosowane odpowiednio złożonego modelu umożliwia uwzględnienie cech gruntu takich jak porowatość oraz wielofazowość. Modele obliczeniowe podłoża gruntowego można podzielić na trzy podstawowe części:

a) analogowe modele podłoża gruntowego,

- b) modele sprężyste (2D ciągłe),
- c) sprężysto-plastyczne modele gruntów.

Pierwsza grupa modeli (a) to proste modele analogowe o jasnej interpretacji mechanicznej i prostym zapisie matematycznym. Najbardziej powszechnym oraz historycznie najstarszym jest jednoparametrowy model Winklera (1867r.). Jego opis sprowadza się do określenia współczynnika sprężystości k_0 [kN/m], którego wartość oscyluje (w przypadku gruntów budowlanych) w granicach $10^4 \div 10^6$ kN/m [198]. Współczynnik k_0 stanowi wprost proporcjonalną relację siły q do ugięcia w, co prezentuje wzór (2-13). Praktycznie, wartość współczynnika sprężystości k_0 , określa się poprzez badanie próbnego obciążenia na podstawie współczynnika pionowej podatności podłoża C_0 [198].

$$q(x, y) = k_0 \cdot w(x, y)$$
 (2-13)

Podstawowym mankamentem tego podejścia jest niefizyczne odkształcenie powierzchni modelu gruntu, które występuje jedynie bezpośrednio pod działającym obciążeniem. Między innymi z tego powodu w obrębie grupy modeli analogowych powstały modele dwu i wieloparametrowe (patrz prace np.: [120], [184]).

Wyznaczając odpowiedź dynamiczną obiektu często wprowadza się uproszczenia na poziomie podukładu modelu gruntowego. Zastosowanie jednoparametrowego modelu podłoża gruntowego odpowiada specyfice MES. Dotyczy ona podziału na elementy skończone i przyjęcia punktowej, sprężystej więzi w węzłach siatki dyskretyzacyjnej. Między innymi, dlatego płaskie-ciągłe modele sprężyste w wersji analitycznej nie stały się powszechne. Tworzenie modeli numerycznych podłoża gruntowego z zastosowaniem MES jest pod tym względem zdecydowanie prostsze.

Problem kontaktu budowla-podłoże gruntowe może zostać rozwiązany poprzez rozdzielenie go na dwa podukłady. Poprzez iterację zadania można otrzymać zbieżność pod względem wielkości sił i przemieszczeń. Próbę określenia jednoznacznych kryteriów budowy, racjonalnych modeli numerycznych w analizach kontaktowych, z ukierunkowaniem na obciążenia przekazywane z budowli na podłoże można odnaleźć w pracy [66]. Kontynuacją tej pracy jest, zawarte w [67], określenie kryterium tworzenia i oceny modeli przy oddziaływaniu podłoża na konstrukcję. Problematyka ta jest istotna w przypadku analiz budynków zlokalizowanych na terenach aktywnej eksploatacji górniczej. Obie prace stanowią kompendium wiedzy na temat zagadnień kontaktowych (budowla-podłoże) na poziomie oddziaływań statycznych oraz zawierają analizy zaawansowanych modeli opisujących pozasprężyste właściwości gruntu. Formułowane są one w mechanice stanu krytycznego, a pozwalają na definiowanie cech ośrodka gruntowego takich jak: porowatość, czy nawodnienie. Przykładem takiego modelu jest opracowany w 1963r. przez Roscoe'a i Schofielda model *Cam-Clay*.

W sytuacii drgań gruntu, złożoność interakcii podłoże-budowla wzrasta w porównaniu do zagadnień statycznych. Dodatkowo, poza statycznym wpływem sztywności podłoża gruntowego na pracę konstrukcji, można przedstawić dwa mechanizmy współpracy budowli z gruntem podczas wstrząsu. Pierwszy to typ iteracyjny, związany z bezwładnością ośrodka gruntowego w obrębie fundamentów. Decyduje ona o wielkości tłumienia drgań budowli w trakcie obciążenia dynamicznego. Mechanizm ten aktywnie wpływa na zmianę wartości częstotliwości drgań własnych obiektu przy różnych wartościach podatności gruntu. Przytoczone badania owego mechanizmu można odnaleźć w pracy [26] dotyczącej komina wieloprzewodowego. Drugi typ – kinematyczny – związany jest z odmienną charakterystyką rejestrowanych sygnałów na poziomie gruntu i fundamentu. Takie zagadnienie wymaga wprowadzenia funkcji przejścia pomiedzy analizowanymi układami, które można odnaleźć m.in. w pracach [124], [125], [131], [181], [185]. Dotyczą one głównie wstrząsów pochodzenia górniczego.

Typowym podejściem, w modelowaniu wpływu wstrząsów na budynki, jest wykorzystywanie zarejestrowanych akcelerogramów gruntu. Sygnał taki zostaje wprowadzony bezpośrednio do wydzielonej części modelu budynku, która ma symbolizować fundament. Za takim podejściem przemawiają prace [124], [131], [185]. Założenie takie jest słuszne w przypadku budynków niskich (jednorodzinnych) i uwzględnione zostało w pracach [51], [53]+[55], [114], [117], [128], [129]. Sytuacja ulega zmianie, gdy przeprowadza się pomiar drgań gruntu i fundamentu podczas wstrząsu, który oddziałuje na budynek wysoki (5÷10 kondygnacji). Podając za [185], redukcja drgań na styku grunt-fundament wynosić może nawet 20%. Dotyczy to drgań o wysokiej częstotliwości. Przy wyższej częstotliwości stopień redukcji amplitudy wzrasta proporcionalnie do sztywności obiektu budowlanego. Przykład powyższej zależności prezentuje Rys. 2-7, na którym zobrazowane zostały, zmienne w czasie, gruntu przyspieszenia oraz fundamentu budynku 12-sto kondvanacvinego. W "początkowej" fazie wstrząsu fundament (budynek), nie doznaje znaczących przyspieszeń. Można traktować taką sytuację jako niezależne przemieszczanie się gruntu pod fundamentem. W kolejnym etapie następuje "wzbudzenie" fundamentu, a wartości jego przyspieszeń są nawet 3-krotnie większe, aniżeli gruntu. Przebiegi zarejestrowanych przyspieszeń świadczą o złożoności prezentowanego zagadnienia.



Rys. 2-7 Porównanie przyspieszeń zarejestrowanych na poziomie gruntu i fundamentu budynku 12-sto kondygnacyjnego za [161].

Modelowanie warunków brzegowych jest uzależnione od wvmuszenia dynamicznego i geometrii analizowanego obiektu. Brak jest tutaj uniwersalnego schematu, który pozwoliłby na modyfikację parametrów w zależności od analizowanego Przyjmując wcześniejsze założenie, o wprowadzeniu wymuszenia przypadku. kinematycznego fundamentu w postaci sygnału zarejestrowanego na poziomie podłoża gruntowego, uniemożliwia się swobodę odkształceń fundamentu. Takie postępowanie prowadzić może do znacznej deformacji elementów skończonych w obszarze wprowadzanego wymuszenia kinematycznego. Eliminacje wymienionych niedogodności można przeprowadzić poprzez budowę modelu uwzględniającego pewną sprężystą podatność podłoża, a także więzy uwzględniające tłumienie. Zaawansowana analiza układu podłoże gruntowe-budowla wymaga połączenia modelowania przestrzennego modelu i nieliniowego. pozaspreżystego opisu materiałowego gruntu [180]. Zastosowanie takiej konfiguracji w przypadku analiz dynamicznych jest dotychczas niespotykane z uwagi na znaczny rozmiar problemu.

2.3.1. Modelowanie nieciągłości i ich propagacja

Zagadnienia propagacji uszkodzenia należy do złożonych zagadnień mechaniki, a jego kompleksowe przedstawienie wykracza szeroko poza zakres tej pracy. Niemniej jednak należy w tym miejscu przedstawić zarys podejścia do modelowania propagacji rys. Główny podział związany jest ze sposobem prezentowania lokalnego uszkodzenia materiału. Zgodnie z Rys. 2-8, wyróżnić można: interpretację geometryczną i niegeometryczną propagacji uszkodzenia (rysy, pęknięcia). Pierwsza związana jest ze zmianą pierwotnej konfiguracji węzłów modelu, a druga ze zmianą charakterystyki elementów modelu, które symbolizują propagujące uszkodzenie.

Pod względem geometrycznej interpretacji propagacji uszkodzenia wyróżnić należy dwie metody. Pierwsza z nich uzależnia przebieg postępującego zarysowania od pierwotnego układu elementów modelu (propaguje wzdłuż boku elementu). Separacja elementów może nastąpić na skutek przekroczenia granicznej wartości naprężeń [80], wartości analitycznych uzyskanych z analiz przypadków elementarnych [137] czy też poprzez przybliżenie zadania do znanego rozwiązania mechaniki pękania [149], [188]. Druga metoda związana jest ze zmianą (modyfikacją) układu i kształtu elementów modelu w obrębie postępującego zarysowania, przy czym rozdzielenie nowych elementów nadal postępuje po ich krawędzi. Przykładowe rozwiązania można odnaleźć w pracach, gdzie zastosowano rozwiązania związane z:

- postępującym wraz z obciążeniem dowolnym siatkowaniem [16],
- adaptacyjnym powiązaniem MES i MEB [24], [136], [194],
- dyskretnym systemem kratownicowym [138],
- cząstkowym [160],
- atomowym [71].

Niegeometryczny opis postępującej propagacji uszkodzenia materiału oparty jest o metody ciągłe i kinematyczne. Pierwszy rodzaj określa miejsce uszkodzenia jako zmianę charakterystyki modelu materiałowego, poprzez wprowadzenie parametrów redukujących [12], [93], [169], [196]. Takie postępowanie nie musi prowadzić do zmiany geometrii i siatki modelu, co jest niewątpliwą jego zaletą. Modyfikacja tego podejścia została zaprezentowana w pracy [13], gdzie zakłada się likwidację elementów siatki, które spełniają kryterium powstawania uszkodzenia. Z kolei metoda kinematyczna wprowadza zmianę sposobu rozwiązania zagadnienia ciągłego. W tym przypadku należy wyróżnić dwa podejścia. Pierwsze prezentowane w [176], gdzie pojawienie się uszkodzenia pociąga za sobą zmianę relacji odkształcenie-przemieszczenie w obrębie analizowanego elementu. Drugie podejście to poszerzona wersja MES [57], która wprowadza dodatkowe funkcje nieciągłe modyfikujące standardowe funkcje wielomianowe węzłów elementów zawierających rysę. Takie podejście nie wymaga przeprowadzania kolejnych dyskretyzacji podczas propagacji uszkodzenia.



Rys. 2-8 Systematyka podejścia do modelowania propagacji uszkodzenia (nazwy i badacze).

Problematyka zawarta w rozprawie, dynamiczna analiza modeli numerycznych budynków z uszkodzeniami, wymaga właściwego, poszerzonego podejścia do modelowania i propagacji zarysowania. Ponieważ jak dotąd brak jest (autor nie spotkał się z takimi) rozwiązań dynamicznych poruszanej problematyki, sensownym staje się zastosowanie istniejących metod. Ich wykorzystanie należy rozpocząć od zagadnienia bazowego. Podstawą doboru odpowiedniego modelu zawierają prace M. Jiraska i z racji stosowanego modelu materiałowego T. Jankowiaka.

Pierwszy z wymienionych badaczy jest twórcą szeregu publikacji związanych z modelowaniem uszkodzenia i jego dalszą propagacją, głównie o charakterystyce niegeometrycznej [93], [94]÷[96]. Pod względem teoretycznym na uwagę zasługuje pozycja [92], gdzie prezentowane są zagadnienia nieliniowych modeli materiałowych, jak i ich wykorzystania w badaniach propagacji rysy. Niestety, chociaż dzięki prezentowanym pracom uzyskuje się obszerną bazę rozwiązań, to nie pozwalają one na wprowadzenie do zagadnień o charakterze dynamicznym. Spowodowane to jest: problemem odzwierciedlenia zachowania materiału w cyklu obciążenie-odciążenie oraz obszernością rozwiązania. Związana jest ona z zastosowaniem siatkowania adaptacyjnego w okolicy wierzchołka rysy.

Niezwykle pomocne w rozwiązaniu powyższych niedogodności są prace T. Jankowiaka [89], [90]. Najważniejszym elementem przytoczonych prac jest zastosowanie, do określenia propagacji rysy, plastyczno-degradacyjnego modelu betonu. Model ten umożliwia analizę konstrukcji w trakcie cyklicznego obciążania. Rozwiązania analiz numerycznych [90] zostały zweryfikowane z wynikami testów laboratoryjnych na poziomie układu propagacji rys. Łącząc prezentowane osiągnięcia z wynikami pracy [51], wykorzystującej ten sam model materiałowy do określenia dynamicznej odpowiedzi budynków, możliwe będzie modelowanie obiektów budowlanych wstępnie uszkodzonych, a poddanych obciążeniom dynamicznym.

Istotną wskazówkę w modelowaniu nieciągłości, prezentowaną w pracach Jiraska i Jankowiaka, stanowi, wspólny dla obu badaczy, geometryczny sposób kształtowania nieciągłości modelu. Realizowana jest ona poprzez usunięcie elementów skończonych. Kształtowana jest wówczas rysa o równoległych krawędziach, bez wyraźnie zaznaczonego wierzchołka. Powyższe spostrzeżenia zostały uwzględnione w rozprawie, poprzez geometryczne modelowanie uszkodzenia oraz niegeometrycznej (dyskretnej) interpretacji jej propagacji w trakcie obciążenia dynamicznego.

2.4. Typy uszkodzeń obiektów budowlanych

Sformułowanie "typy uszkodzeń" należy rozumieć jako układ zarysowań i pęknięć znajdujących się w elementach konstrukcyjnych obiektu budowlanego, wywołanych pewnymi czynnikami. Samo sklasyfikowanie, opis owych nieciągłości materiału, jest dosyć łatwe. Wymaga on określenia miejsca występowania, długości oraz ich rozwartości. Problem pojawia się podczas zdefiniowania przyczyny wystąpienia uszkodzenia, czyli nazwania tych "pewnych czynników". Decydującym, w tym przypadku, jest typ konstrukcji, jej układ geometryczny oraz jakość stosowanych materiałów. Przyjęto w dalszej części główny podział typów uszkodzeń pod względem ich prawdopodobnych przyczyn. Ponieważ prezentowanie wszystkich zniszczeń i ich klasyfikacja jest praktycznie niemożliwa, ograniczono się w znaczący sposób do budynków o konstrukcji murowej. Ten kierunek wynika w głównej mierze z powszechności ich istnienia i stosowania w budownictwie mieszkalnym i użyteczności publicznej.

Konstrukcje murowe wykonywane ręcznie są znane od dawna. Wyłączając obiekty monumentalne, które były projektowane w mniej lub bardziej zaawansowany sposób, budynki murowe wznoszone były w oparciu o tradycyjne techniki oraz doświadczenie "inżynierskie". Ściany konstrukcyjne w przypadkach, gdy uwzględniano duże perforacje (realizowane łukami), obciążane były głównie pionowo reakcją ze stropów. Nie prowadzono wtedy obliczeń dotyczących wpływu oddziaływania dynamicznego na konstrukcje murowe [172], [186].

Uwzględniając dostępny materiał, warunki klimatyczne, potrzeby funkcjonalne oraz zaawansowanie techniczne i praktyczne osiągnięcia można wyodrębnić typologię konstrukcji murowych. Klasyfikować można je na podstawie użytego materiału (glina suszona, skała, glina palona, beton), układu konstrukcji (płaskie, zamknięte, zbrojone), miejsca realizacji (wiejskie, miejskie), czasu wykonania (historyczne, przed I WŚ, czas międzywojenny, po II WŚ, po uwzględnieniu projektowania sejsmicznego), użytkowania budynku (mieszkalne i publiczne).

Na obszarze basenu Morza Śródziemnego oraz Europy Środkowej budynki historyczne najczęściej wykonywane były z kamienia lub cegły. Obiekty tego typu charakteryzują się zabudową głównie szeregową o 3÷4 kondygnacjach (stropy głównie drewniane). Posiadają regularny układ ścian w rzucie poziomym, często z pominięciem przewiązania ścian. Strop na poziomie gruntu, klatka schodowa i korytarze wykonywane były z elementów murowych.

Obiekty murowe o znaczeniu historycznym posiadają podobną charakterystykę do obiektów wykonywanych z kamienia. Na przełomie wieków XIX-tego i XX-tego układ konstrukcyjny (głównie obiektów użyteczności publicznej) stał się nieregularny. Niska jakość zaprawy wapiennej oraz stropów drewnianych (czasami zastępowanych

stropami odcinkowymi) była powodem słabej odporności tych objektów na oddziaływania dynamiczne. W tamtym czasie rozpoczęto wprowadzenie regulacji mających na celu specyfikację konstrukcji pod względem odporności sejsmicznej. Wytyczne obejmowały grubości i rozkład ścian w rzucie poziomym, a także konstrukcje stropów i przewiazanie ścian. Po zakończeniu I WŚ wprowadzono żelbetowe wieńce, które często współpracowały z monolitycznymi lub prefabrykowanymi stropami żelbetowymi. W tym czasie liczba kondygnacji wzrosła do 6÷7, przy wysokości do 3,5÷4,0 m. Stosowane były wówczas różne typy konstrukcji w obrębie jednego obiektu, np. żelbetowy słup jako element nośny. W czasie odbudowy miast, po zniszczeniach wywołanych II WŚ, budynki mieszkalne wznoszone lub odbudowywane na terenach aktywnych sejsmicznie posiadały do 6 kondygnacji oraz ściany nośne w układzie poprzecznym. Ściany podłużne nie były uwzgledniane jako istotne ze wzgledu na mała sztywność spowodowaną dużą ilością perforacji (okna, drzwi). Wraz z tymi zmianami nie postępowała powszechna dbałość o jakość materiałów, z których wznoszone były obiekty budowlane. Wynikało to z sytuacji ekonomicznej tamtych czasów.

W latach 60-tych XX-tego wieku, tuż przed wprowadzeniem norm sejsmicznych w budownictwie, wznoszono 10-cio kondygnacyjne obiekty, wykonane jako niezbrojone konstrukcje murowe. W późniejszym czasie liczba kondygnacji tego typu konstrukcji została zmniejszona. Wprowadzono pustaki ceramiczne jako elementy nośne, realizowano zbrojone konstrukcje murowe, co zwiększyło odporność konstrukcji murowych w trakcie wstrząsów ziemi.

Na terenach górniczych w Polsce, powszechne było i jest, stosowanie konstrukcji murowych w celu realizacji budynków o znaczeniu głównie mieszkalnym i użytkowym. Charakteryzują się one zwartym i regularnym rzutem poziomym. Liczba kondygnacji zazwyczaj nie przekracza czterech nadziemnych i jednej podziemnej. Stropy wykonane są najczęściej jako drewniane lub jako masywne odcinkowe czy żelbetowe.

Można przyjąć, że występowanie obiektów, które zawierają defekty i nieprawidłowości jest czymś naturalnym. Obiekty budowlane w stanie idealnym praktycznie nie występują [99]. Określenie przyczyn powstania uszkodzeń budynku należy prowadzić określając jego faktyczny stan, ocenę panujących warunków górniczych w tym rejonie oraz identyfikację oddziaływań przypadających na ten obiekt. Problemem jest jednoznaczne określenie czynników powodujących uszkodzenie, ponieważ taki sam obraz zarysowania może zostać wywołany przez odmienne typy obciążeń konstrukcji.

Prezentacja uszkodzeń pod względem ich układów i głównych przyczyn wymaga uściślenia stosowanego nazewnictwa. Pod względem trwałych zniszczeń materiału można wyróżnić:

- a) rysę nieciągłość materiałowa dostrzegalna na powierzchni elementu gołym okiem o nieznacznej długości (w odniesieniu do całego elementu) i rozwartości (<0,1 mm),
- b) pęknięcie nieciągłość materiałowa obejmująca swym zakresem cały element, dzieli go na części,
- c) szczelinę rysa lub pęknięcie o znacznej rozwartości (>0,5 mm).

W dalszej części klasyfikacji, przyjmując za [183], a nawiązując do Tab. 1-4, stosowana będzie skala uszkodzeń elementów murowych, która pozwala na ocenę stanu budynków:

- **0** *pomijalne* możliwe rysy włosowate na wyprawach tynkarskich,
- 1 bardzo małe rysy (1÷5 na ścianę) o długości do 25 cm zlokalizowane w obszarach otworów ścian zewnętrznych,
- 2 małe pojedyncze, widoczne rysy (rozwartość do 0,5 mm) w obszarach otworów międzyokiennych i ścian zewnętrznych, nieobejmujące całości przekroju poprzecznego; zarysowanie połączeń płyt,

- 3 średnie spękania ścian nośnych o długości do jednej kondygnacji i rozwartości do 1,0 mm,
- 4 poważne spękania ścian nośnych o rozwartości 1,0÷5,0 mm, obejmujące całość przekroju poprzecznego; możliwe wystąpienie spękań łączących trzy otwory ściany zewnętrznej; długość może przekraczać wysokość kondygnacji,
- 5 *bardzo poważne* szczeliny w ścianach nośnych (>5 mm), przechodzące przez kilka kondygnacji, a występujące na całej szerokości przekroju.

2.4.1. Uszkodzenia związane z podłożem gruntowym i sposobem posadowienia

Układ i skala uszkodzeń każdorazowo jest uzależniona od charakterystyki obiektu. Niemniej jednak, jedna z najczęstszych przyczyn wynika (pośrednio lub bezpośrednio) z podłoża gruntowego [21], [153]. Przyjmijmy, że nastąpiło pewne obniżenie poziomu terenu (o długości *L*) bezpośrednio pod analizowaną ścianą (o wysokości *H*). Wskutek tego wyróżnić można typy uszkodzeń przedstawionych na Rys. 2-9, które wynikają z deformacji podłoża. Uszkodzenia ostatecznie zależne będą od zmiany charakterystyki analizowanej ściany. Zmiana ta związana jest z zależnością ^L/_H, sztywnością fundamentu czy perforacją ściany.



Rys. 2-9 Układ zarysowań ścian skrajnych o zmiennych parametrach, wywołany deformacją podłoża.

Stosunkowo rzadką przyczyną spękań ścian są przypadki wynikające z geologicznej niejednorodności podłoża gruntowego [199]. Jest to sytuacja, w której istnieje stan pierwotny gruntu, niezmieniony w żaden sposób innymi czynnikami. Przykład taki został zaprezentowany na Rys. 2-10, gdzie można zaobserwować średnie ukośne spękania ściany w obszarze występowania niejednorodności.



Rys. 2-10 Uszkodzenie ściany wynikające z geologicznej niejednorodności podłoża gruntowego.

Jedną z przyczyn deformacji podłoża, prezentowanych na Rys. 2-9, jest obniżenie poziomu terenu pod częścią obiektu na skutek niewłaściwie zabezpieczonej skarpy (lub jej przeciążenia), wykopu wykonanego w sąsiedztwie analizowanego obiektu [70].

Ostatni z wymienionych przypadków jest szczególnie prawdopodobny podczas prowadzenia prac w gęstej zabudowie miejskiej [187]. Prowadzić to może do poważnych uszkodzeń konstrukcji murowej, schematycznie zilustrowanych na Rys. 2-11.



Rys. 2-11 Uszkodzenie ściany wywołane obniżeniem terenu w skutek bliskości wykopu.

Wynikiem nierównomiernego osiadania obiektu budowlanego może być złe ukształtowanie geometrii budynku. Najczęstszym błędem jest scalenie części obiektu, a efektem tego jest naturalne zdylatowanie w miejscu łączenia. Prezentowany na Rys. 2-12a jest schemat zarysowania obiektu o zróżnicowanej masie sąsiednich części. Opis rzeczywistego stanu uszkodzenia budynku murowego, spowodowanego takim typem oddziaływania, można odnaleźć w [58]. Analogicznie, kształtowanie posadowienia budynku na różnych poziomach może prowadzić do układu średnich spękań prezentowanych na Rys. 2-12b. Obiekty rozległe, a co za tym idzie o znacznej masie własnej, narażone są na uszkodzenia konstrukcji ścianowej w wyniku braku odpowiedniej dylatacji. Rys. 2-12c prezentuje przykładowy układ zarysowania szerokiej ściany, która nie została zdylatowana.



Rys. 2-12 Uszkodzenia wynikające z nierównomiernego osiadania- opis w tekście.

Przyczyną obniżenia poziomu terenu pod częścią obiektu i w jego bezpośrednim sąsiedztwie może być zmiana warunków gruntowo-wodnych. Ich ewolucja wynika każdorazowo z charakterystyki podłoża, które jest wrażliwe na zmianę stopnia wilgotności. Prezentowane w [174] poważne poziome uszkodzenia wynikają z osiadania budynku na gruntach ilastych. Rys. 2-13a obrazuje taki właśnie schemat spękań wraz
z fizyczną interpretacją. Zmiana stopnia wilgotności podłoża gruntowego może wynikać z bliskości infrastruktury miejskiej związanej z przejmowaniem i odprowadzaniem cieczy. Uszkodzenie tego typu instalacji [77] może prowadzić do lokalnego obniżenia poziomu terenu, a to skutkuje zarysowaniem ściany schematycznie przedstawionym na Rys. 2-13b. Zmniejszenie stopnia zawilgocenia gruntu wynikać może również z sąsiedztwa drzew o rozbudowanym systemie korzeniowym, zlokalizowanym pod obiektem [76]. Prowadzić to może do poważnego uszkodzenia prezentowanego na Rys. 2-13c.



Rys. 2-13 Zmiana warunków gruntowo-wodnych, jako przyczyna osiadania części obiektu – opis w tekście.

Pionowe spękania budynków, obejmujących ściany i fundamenty, mogą wynikać ze zbyt płytkiego poziomu posadowienia konstrukcji. Przykład tego typu średniego uszkodzenia ilustruje Rys. 2-14, a pełną charakterystykę tego zagadnienia można odnaleźć m.in. w [177]. Uszkodzenia tego typu powstają poprzez wzajemnie pionowe przemieszczenia gruntu, który znajduje się w strefie zamarzania.





Rys. 2-14 Pionowe zarysowania wynikające z płytkiego posadowienia obiektu.

Podziemna eksploatacja węgla kamiennego, może być przyczyną szeregu zmian odnotowanych na powierzchni terenu. Zasadniczy wpływ eksploatacji górniczej objawia się poprzez przemieszczenie elementów górotworu oraz jego wstrząsu. Ten ostatni zalicza się do oddziaływań dynamicznych i zostanie szerzej zaprezentowany w punkcie 2.4.4. Powierzchniowe przemieszczenia górotworu mogą powodować zmianę relacji wodnych w górotworze i na jego powierzchni oraz generować jego miejscową deformację. Przykładowe efekty zmiany warunków gruntowo-wodnych zostały opisane wcześniej, zatem w dalszej części opisane zostaną tylko te wynikające z deformacji ciągłych i nieciągłych, występujących na powierzchni terenów górniczych. One właśnie są główną przyczyną występowania licznych uszkodzeń budynków murowych, a ich stopień jest uwarunkowany typem deformacji oraz charakterystyką konstrukcyjną obiektu budowlanego [20].

Obiekt budowlany, zlokalizowany na terenach górniczych, może ulec uszkodzeniu w wyniku ciągłych deformacji terenu, które są konsekwencją "przejścia" pod nim niecki górniczej. Układ i lokalizacja uszkodzeń będzie zależał od aktualnego położenia na niecce. Ogólne określenie przyczyn awarii oraz szkód, wynikających z eksploatacji górniczej odnaleźć można w pracach [99], [100], [103], [108], [110]. W budynkach nieprzystosowanych i częściowo przystosowanych do przejęcia wpływów niecki następują znaczne odkształcenia konstrukcji, a to prowadzi do zniszczeń prezentowanych w [19], [22], [29], [65], [75], [101], [102]. Dotyczą one głównie zarysowań i spękań ścian nośnych (zewnętrznych i wewnętrznych), stropów (ich połączeń) oraz elementów drugorzędnych (ścianki działowe). Pomiary i obserwacje uszkodzeń, zawarte w przytoczonych pracach, ukazują głównie rysy, które obejmują swoim zakresem cały przekrój danego elementu konstrukcyjnego. Ta informacja będzie stanowiła podstawę w kształtowaniu analizowanych w tej pracy modeli zawierających nieciągłości.

Uszkodzenia, wzajemnego przechyłu wynikające ze cześci budynków wielosegmentowych, mogą być spowodowane niewystarczająca szerokościa szczeliny dylatacyjnej [63], [70]. Ograniczając obiekty do budynków murowych, o nośnej konstrukcji ścianowej, wpływ ciągłych deformacji terenu objawia się spękaniami i szczelinami w ścianach (głównie o ukośnym przebiegu), zarysowaniem krawędzi połączeń ścian czy separacji połaczenia ściana-strop. Z kolei lokalne nieciagłe deformacje terenu najczęściej bywają konsekwencją prowadzenia eksploatacji w obszarach dawnego płytkiego wyrobu czy zaburzeń tektonicznych. Mogą one prowadzić do bardzo poważnych uszkodzeń, stanowiących realne zagrożenie bezpieczeństwa [6], [108], [110]. Specyfika tych spękań (układ i lokalizacja) jest zbliżona do efektów ciągłej deformacji terenu, lecz o większej intensywności i zakresie.

Możliwe jest zatem wydzielenie charakterystycznych stanów uszkodzeń budynków, które odpowiadają konkretnym oddziaływaniom wynikającym z eksploatacji górniczej:

- a) Wypukłe obrzeże górniczej niecki obniżeń (NW)- konsekwencją takiego stanu jest wygięcie konstrukcji przy jednoczesnym rozluźnieniu podłoża, wynikającym z oddziaływania odkształceń poziomych. Schematycznie układ zarysowań przedstawia Rys. 2-15a wraz z rzeczywistym przykładem (poniżej) poważnych spękań zewnętrznej ściany szczytowej o przebiegu ukośnym [166]. Układ charakteryzuje się koncentracją spękań w dolnych kondygnacjach budynku oraz rozchodzenie się ich na zewnątrz w wyższych. Uszkodzenia o ukośnym przebiegu skupiają się w okolicy perforacji ściany, a pionowe w wyższych partiach budynku. Tam też możliwa jest separacja połączenia ściana-strop.
- b) Wklęsłe obrzeże górniczej niecki obniżeń (NWK)- powoduje ugięcie konstrukcji oraz zagęszczenie podłoża gruntowego pod obiektem, wynikające z odkształcenia poziomego. Układ poważnych uszkodzeń, w tym przypadku, prezentowany jest na Rys. 2-15b wraz z rzeczywistym przykładem (poniżej) rozległych poziomych i ukośnych spękań ściany zewnętrznej budynku [166]. Układ zawiera głównie uszkodzenia ścian o przebiegu ukośnym, wznoszącym się od krawędzi do środka. Występują także zarysowania w obrębie zmiany sztywności elementów konstrukcyjnych zlokalizowanych w górnej części obiektu. Charakterystyczne w tym przypadku jest wzajemne oddziaływanie sąsiednich segmentów, gdy przerwa dylatacyjna jest zbyt mała oraz

uszkodzenia i deformacje części podziemnej, wynikające ze znacznego naporu gruntu.

- c) Przestrzenny wpływ niecek obniżeń (PNO)- wynika z wielokrotnie zmiennego charakteru oddziaływania niecek na różnych kierunkach, co wywołuje złożony stan deformacji konstrukcji. Efektem takiego oddziaływania są zarysowania zilustrowane na Rys. 2-15c oraz ich rzeczywisty układ (poniżej) w budynku wielorodzinnym [166]. Średni stan uszkodzeń zobrazowany jest poprzez zarysowania o nieregularnym przebiegu w rejonie otworów. Przebieg pionowy jak i ukośny wynika z nieregularności bryły budynku lub połączeń ścian.
- d) <u>Nieciągła deformacja terenu</u> (*LDN*)- typu liniowego wynika z istnienia szczelin, progów terenowych lub powierzchniowych zapadliska. Uszkodzenia prowadzą najczęściej do podziału obiektu na części, co prezentowane jest schematycznie na Rys. 2-15d. Prowadzi to do poważnych uszkodzeń przykładowego budynku jednokondygnacyjnego [166]. Można w takim przypadku, wyróżnić dwa typy spękań o przebiegu ukośnym i poziomym. Znaczne uszkodzenia mogą prowadzić do lokalnej utraty stateczności części obiektu budowlanego.



Rys. 2-15 Przykłady uszkodzeń budynków wynikające z eksploatacji górniczej- opis w tekście.

2.4.2. Uszkodzenia związane z użytkowaniem obiektu (zakres statyczny)

Obiekty budowlane w trakcie ich eksploatacji bywają wykorzystywane niezgodnie z ich przeznaczeniem. W takim przypadku obciążenie budynku może być większe, aniżeli przyjęte do obliczeń w trakcie jego projektowania. Istniejące w obiekcie przekroje nie będą w stanie przejąć dodatkowego obciążenia i ulegną uszkodzeniu. Podobna sytuacja może mieć miejsce, jeżeli przeprowadzi się rozbudowę budynku, bez analizy jego pierwotnego stanu. Lokalizacja uszkodzeń elementów konstrukcyjnych uzależniona jest każdorazowo od sposobu i wielkości nadplanowego obciążenia.

Przykładem przeciążenia konstrukcji jest przypadek opisany w [182], a schematycznie przedstawiony na Rys. 2-16, obraz średniego uszkodzenia budynku. W tej sytuacji stropy jednokierunkowe, zlokalizowane w kamienicy, przekazały większe siły na ściany poprzeczne. Wywołało to ich przemieszczenie poza zakres dopuszczalny i spowodowało stan awaryjny połączenia ze ścianami podłużnymi. Zarysowania o kierunku pionowym obejmują swym zakresem praktycznie całą wysokość ściany.



Rys. 2-16 Pionowe zarysowania ścian wynikające z przeciążenia stropów- opis w tekście.

Inne rozwiązanie konstrukcyjne w postaci stropu opartego na belkach, gdzie również nastąpiło jego przeciążenie, przedstawione zostało w pracy [18], Realizacja oparcia belki stropowej na ścianie powoduje, zilustrowane na Rys. 2-17, jej lokalne poważne uszkodzenie, propagujące do narożników najbliższego otworu. Zakres uszkodzenia zależeć będzie bezpośrednio od podparcia belki i przypadającego na nią obciążenia.



Rys. 2-17 Spękania ściany, wynikające ze znacznego obciążenia belki stropowej – opis w tekście.

Jeżeli poziom obciążenia ściany przewyższa jego obliczeniową nośność, a istniejące perforacje znajdują się w bezpośrednim sąsiedztwie, może nastąpić uszkodzenie filarka międzyokiennego [58]. Wyróżnić tu należy dwa, prezentowane na Rys. 2-18, podstawowe typy zarysowań. Pierwszy wynika z wystąpienia poziomych naprężeń rozciągających w przekroju filarka. Prowadzi to bezpośrednio do pojawienia się w tym obszarze pionowych rys o względnie niewielkiej długości. Drugi typ powstać może, jeżeli kierunek obciążenia filarka nie pokrywa się z jego osią oraz występuje w nim znacząca niejednorodność materiałowa. Wystąpi wtedy ścięcie filarka poprzez pojawienie się ukośnego pęknięcia.



Rys. 2-18 Typowe uszkodzenia filarka międzyokiennego – opis w tekście.

Obciążenie ściany, która zawiera otwór okienny, ponad obliczeniowy poziom jej nośności powodować będzie koncentrację naprężeń rozciągających zlokalizowanych w narożnikach otworu. Przykład tego typu awarii oraz sposoby ich zapobiegania prezentowane są w [58]. Charakterystyczny w tym przypadku jest układ zarysowania ściany, który obejmuje pionowe rysy w dolnej części oraz względnie poziome (dążące ku górze) w obrębie nadproża okiennego. Schematycznie zilustrowane zostało to na Rys. 2-19. Istnienie owego nadproża powoduje powstanie rysy, która przebiega wzdłuż jego podparcia na ścianie.



Rys. 2-19 Uszkodzenie ściany z otworem wynikające z koncentracji naprężeń- opis w tekście.

Należy w tym miejscu wspomnieć, iż przeciążenie konstrukcji często będzie prowadziło do nadmiernych i nierównomiernych osiadań. Konsekwencją tego mogą być uszkodzenia opisane w punkcie 2.4.1.

2.4.3. Uszkodzenia związane z oddziaływaniami termicznymi

Uszkodzenia wynikające z wpływu temperatury na obiekt budowlany następują najczęściej w przypadkach rażących uchybień technologicznych i konstrukcyjnych [179]. W takiej sytuacji traktowanie obciążenia temperaturą jako jedynego czynnika powodującego zarysowanie powierzchni budynku jest nadużyciem. Uszkodzenia elementów konstrukcyjnych i drugorzędnych powstają najczęściej w przypadku źle wykonanej izolacji termicznej lub jej braku, a oddziaływanie temperatury wcale nie musi przekraczać wartości dopuszczalnych (normowych).

Przykład uszkodzeń ściany murowej w strefie oparcia stropodachu można odnaleźć w pracy [58]. Zarysowania obiektu w postaci poziomych pęknięć pojawiających się poniżej poziomu stropodachu wynikają z uniemożliwienia swobody jego odkształceń oraz braku izolacji termicznej ściany. Konsekwencją tych błędów jest tworzenie się ukośnych pęknięć ułożonych do osi obiektu podczas oddziaływania temperatury. Schematycznie układ zarysowań wynikający z obciążenia temperaturą, wraz z ich fizyczną interpretacją budynku murowego z żelbetowym stropodachem [58], został przedstawiony na Rys. 2-20.





Rys. 2-20 Poziome i ukośne pęknięcia muru wynikające z odkształcenia stropodachu – opis w tekście.

Błędy w doborze materiałów, stosowanie elementów o różnej rozszerzalności termicznej, może doprowadzić do uszkodzeń zaprezentowanych w [179]. Pod wpływem

intensywnego nasłonecznienia zewnętrznej ściany podłużnej nastąpiło jej wydłużenie, a to doprowadziło do powstania ukośnych pęknięć w ścianie poprzecznej. Charakterystycznym w tym przypadku jest wzrost rozwartości i długości rysy wraz ze wzrostem liczby kondygnacji. Fakt ten wynika z większego przemieszczenia "końca" ściany poprzecznej w odniesieniu do ściany podłużnej wykonanej z materiału o innej rozszerzalności cieplnej. Schematycznie układ spękań zaprezentowany został na Rys. 2-21, wraz z rzeczywistym (schodkowym) przebiegiem ukośnego zarysowania ściany poprzecznej.



Rys. 2-21 Ukośne spękania ściany poprzecznej wynikające z różnic materiałowych pod wpływem nasłonecznienia ściany zewnętrznej- opis w tekście.

2.4.4. Uszkodzenia związane z oddziaływaniem dynamicznym i wyjątkowym

Duża liczba budynków murowych poddanych silnemu oddziaływaniu dynamicznemu doznaje licznych uszkodzeń lub całkowitego zniszczenia. Z tego powodu długo traktowano konstrukcje murowe, jako nieodpowiednie do stosowania na terenach aktywnych sejsmicznie. Jednocześnie zdarzały się przypadki budynków murowych (zlokalizowanych na tych obszarach), które w wyniku działania wstrząsu nie odniosły znacznych uszkodzeń, a nawet pozostawały w stanie pierwotnym [186].

Istotnym elementem stanowiącym o poziomie uszkodzeń w wyniku oddziaływania dynamicznego są masywne stropy. Prowadzą one bezpośrednio do generowania dużych wartości sił bezwładności, co wpływa na poziom wytężenia ściany murowej. W dalszym ciągu trwają poszukiwania rozwiązań konstrukcyjnych lub wzmocnień, zmierzających do poprawienia odporności obiektów murowych poddanych obciążeniu dynamicznemu [152].

W przypadku kamiennych lub ceglanych budynków historycznych, rysy występują przeważnie w narożach i skrzyżowaniach ścian, co jest konsekwencją ich słabego przewiązania oraz niedostatecznego połączenia ściany ze stropem. Czasami takie typy uszkodzeń prowadzą do wychylenia się ścian z płaszczyzny pionowej i jej późniejszej całkowitej destrukcji. Obiekty o prawidłowym, regularnym, układzie ścian nośnych w rzucie poziomym oraz solidnym połączeniu ściana-strop posiadały jednakże niską charakterystykę wytrzymałościową materiału murowego, przez co prowadziły do ukośnego zarysowana, spękania czy całkowitego zniszczenia.

Nieregularny kształt rzutu poziomego ścian nośnych, duże perforacje oraz słaba jakość muru, a zwłaszcza zaprawy często bywają powodem licznych uszkodzeń i zniszczeń współczesnych budynków murowych. W wielu przypadkach efektami tych czynników są diagonalne uszkodzenia ścian w obszarze międzyokiennym, szczególnie przy słabej odporności muru na ścinanie. Układ przytoczonych spękań można odnaleźć w [79]. Powstały one w wyniku działania trzęsienia ziemi zaistniałego w Polsce.

W nowoczesnym budownictwie, na terenach aktywnych sejsmicznie, ukształtowanie rzutu poziomego stanowi jedną z istotniejszych kwestii. Budynki o poprzecznym układzie ścian nośnych często nie mają wystarczającej odporności

w kierunku równoległym do osi budynku. Układ mieszany, także nie jest satysfakcjonujący z powodu częstego formowania się rys na obwodzie ścian nośnych wynikających z dużego spadku globalnej sztywności ustroju podczas oddziaływania dynamicznego. Projektowane głównie na przejęcie obciążenia pionowego stropy tych obiektów nie są w stanie przejąć znacznych sił poziomych.

Budynki murowe, zaprojektowane i wykonane wg zaleceń nowych norm [62], [69], [84] i wytycznych sejsmicznych [85], [87] powinny charakteryzować się zadawalającą odpornością sejsmiczną. Przypadki zarysowań takich obiektów są rzadkie i ograniczone do budynków, które częściowo wypełniają zalecenia normowe w kwestii oddziaływań dynamicznych. Z tej grupy należy wydzielić obiekty, posiadające niższą jakość materiałów konstrukcyjnych.

Następstwem wystąpienia na terytorium Rzeczypospolitej wstrząsu pochodzenia sejsmicznego są uszkodzenia opisane w [32]. W tym przypadku uwidocznił się najbardziej znany układ zarysowania, powszechnie zwany krzyżem św. Andrzeja, zilustrowany na Rys. 2-22. Uszkodzenie tego typu powstaje zazwyczaj w obszarze filarków międzyokiennych, albo pomiędzy otworem i krawędzią zewnętrzną ściany. Miejsce wystąpienia uzależnione jest od rozkładu mas i sztywności obiektu.



Rys. 2-22 Uszkodzenia diagonalne ściany w strefie okiennej – opis w tekście.

Występowanie spękań w okolicy narożników otworu okiennego świadczyć może o dynamicznym charakterze obciążenia konstrukcji. Schematycznie taki układ zarysowania ściany zaprezentowany został na Rys. 2-23. Obok pokazano rzeczywisty obiekt uszkodzony w opisany sposób [51]. Łatwo zauważyć, że centralne usytuowanie okna, a co za tym idzie obniżenie sztywności ściany przy ścinaniu, prowadzi do pęknięcia obejmującego całą powierzchnię ściany. Układ ten odpowiada lokalnemu zarysowaniu przedstawionemu na Rys. 2-22.



Rys. 2-23 Zarysowanie ściany w obszarze wierzchołków otworu okiennego- opis w tekście.

Obecnie natężenie ruchu komunikacyjnego, głównie transportu kołowego, stanowi istotne obciążenie konstrukcji. Zasięg tego typu oddziaływania może sięgać nawet 35 m od krawędzi drogi [43]. Drgania komunikacyjne, wynikające najczęściej ze złego stanu powierzchni drogi, przenoszą się poprzez podłoże gruntowe i stanowią obciążenie budynku o charakterze parasejsmicznym. W przypadku równomiernego rozkładu perforacji na powierzchni ściany budynku schemat zarysowania może przedstawiać się tak, jak na Rys. 2-24a. Rzeczywisty obraz zarysowania ściany budynku powstał w wyniku obecności linii kolejowej o dużym natężeniu ruchu. Obejmuje on rysy nad

i pod otworem o przebiegu ukośnym, globalnie prowadzą one do podziału obiektu na części [10]. Uszkodzenia te powstają wskutek permanentnego oddziaływania transportu zlokalizowanego w sąsiedztwie obiektu budowlanego. Dodatkowo, jako oddziaływanie o charakterze impulsowym można traktować uderzenie pojazdu w budynek. Tego typu obciążenie wyjątkowe prowadzić może do lokalnego pęknięcia w obrębie kolizji, o układzie przedstawionym na Rys. 2-24b.



Rys. 2-24 Spękania wynikające z: a) oddziaływania cyklicznego oraz b), c) impulsowego - opisy w tekście.

Innym oddziaływaniem o charakterze impulsowym jest uderzenie drzewa, które zostało powalone w wyniku huraganowych podmuchów wiatru. Uszkodzenie obejmuje wtedy najczęściej górny obszar obiektu (Rys. 2-24c) i poza zniszczeniem konstrukcji dachu ma lokalny charakter.

Dokonany przegląd literatury, w zakresie tematyki związanej z wstrząsami i ich wpływem na obiekty budowlane, umożliwił autorowi dokonanie wstępnego wyboru związanego kierunkiem prowadzenia analiz numerycznych. z Dotyczy to w szczególności modelowania budvnków uszkodzonvch. wstepnie metod numerycznych, a także wyboru przypadków obliczeniowych. Prezentowany zakres nie obejmował charakterystyk modeli materiałowych, z których wykonane są budynki. Tej tematyce poświecony został kolejny rozdział.

3. OPIS POZASPRĘŻYSTYCH MODELI MATERIAŁOWYCH

Rozdział ten został poświęcony modelom materiałowym wykorzystywanym w mechanice budowli. Poza prezentacją podstawowych pojęć i zagadnień dokonano klasyfikacji modeli materiałowych wynikających z przyrostowej teorii plastyczności. Znaczącą część stanowi opis modelu betonu i muru, który jest wykorzystywany w obliczeniach numerycznych, opisanych w kolejnych rozdziałach.

3.1. Wprowadzenie

Prezentowane w pracy modele materiałowe wywodzą się z przyrostowej teorii plastyczności, w związku z czym, opisane są typowymi równaniami tej teorii. Krótka charakterystyka pewnych praw i warunków pozwoli na zdefiniowanie pewnych wielkości występujących w tych równaniach, jak również ich pełniejsze zrozumienie.

3.1.1. Warunek plastyczności

Warunek plastyczności w najprostszej postaci można opisać równaniem (3-1).

$$f(\mathbf{\sigma}) = F(\mathbf{\sigma}) - \sigma_0 = 0 \tag{3-1}$$

gdzie:

 $F(\sigma)$ – funkcja stanu naprężenia, opisująca przyjętą hipotezę wytężeniową materiału,

 σ_0 – granica plastyczności materiału.

W przestrzeni naprężeń istnieje pewna powierzchnia, zwana powierzchnią plastyczności (Rys. 3.1), która rozgranicza stany pracy materiału. Gdy ścieżka naprężenia znajduje się wewnątrz tej powierzchni (σ '), mówimy o sprężystej pracy materiału. Stan plastycznego płynięcia wystąpi wówczas, gdy tensor naprężenia (σ '') będzie się znajdował na powierzchni plastyczności. Warunek zapisany wzorem (3-1) nie pozwala na "wyjście" tensora naprężenia poza obszar ograniczony opisaną powierzchnią, jest to tzw. stan niedozwolony.



Rys. 3.1 Warunek plastyczności w modelu 2D.

3.1.2. Prawo płynięcia

Dopóty ścieżka naprężenia pozostaje wewnątrz obszaru ograniczonego powierzchnią plastyczności, zachowanie materiału jest sprężyste i nie powstają żadne trwałe odkształcenia. Gdy stan naprężenia osiągnie powierzchnię plastyczności, to uruchamia się proces plastycznego płynięcie, co wiąże się z powstawaniem trwałych odkształceń. Prawo płynięcia nie określa jednak wielkości przyrostu odkształceń plastycznych, a jedynie definiuje kierunek wymienionego wcześniej przyrostu. Matematyczny zapis prawa płynięcia stanowi związek pomiędzy składowymi tensora przyrostu odkształcenia plastycznego a składowymi tensora naprężenia.

Zasada maksimum dyssypacji plastycznej, znana jako hipoteza Missesa dla materiałów idealnie plastycznych zakłada, że wśród wszystkich stanów naprężenia σ^* spełniających warunek plastyczności, iloczyn $\sigma^*:\dot{\epsilon}^p$, gdzie $\dot{\epsilon}^p$ jest przyrostem

odkształcenia plastycznego, jest maksymalny dla rzeczywistego stanu naprężenia σ w danym punkcie, czyli odpowiada największemu przyrostowi dyssypowanej pracy mechanicznej $L(\dot{\epsilon}^{p})$. Twierdzenie to matematycznie można zapisać jako:

$$L(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p}) \equiv \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} = \max_{f(\boldsymbol{\sigma}^{*}) \le 0} (\boldsymbol{\sigma}^{*} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p})$$
(3-2)

gdzie:

a:b - podwójny iloczyn skalarny dwóch tensorów.

Równanie (3-2) oznacza, że rzut dopuszczalnych stanów naprężenia współosiowych z przyrostem odkształcenia plastycznego jest maksymalizowany przez rzeczywisty stan naprężenia. Warunek ten jest spełniony, gdy:

- powierzchnia plastyczności jest wypukła i gładka,
- kierunek przyrostu odkształceń plastycznych jest normalny do powierzchni plastyczności.

Rozróżnia się dwa rodzaje prawa płynięcia, a mianowicie stowarzyszone oraz niestowarzyszone prawo płynięcia.

3.1.2.1. Stowarzyszone prawo płynięcia

Prawo sformułowane przez Missesa dla metali, wyraża współosiowość przyrostu odkształcenia plastycznego z wektorem gradientu funkcji opisującej powierzchnię potencjału (Rys. 3.2). W stowarzyszonym prawie płynięcia rolę powierzchni potencjału przejmuje warunek plastyczności, w związku z czym kierunek przyrostu odkształceń plastycznych jest wyznaczony normalną do powierzchni plastyczności. Omawiane prawo płynięcia charakteryzuje wzór (3-3).

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} = \dot{\boldsymbol{\lambda}} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \tag{3-3}$$

gdzie:

 $\dot{\lambda}$ - mnożnik skalarny kontrolujący wielkość przyrostu odkształceń plastycznych, wyznaczany z warunku zgodności (patrz pkt. 3.1.5).



Rys. 3.2 Stowarzyszone prawo płynięcia.

3.1.2.2. Niestowarzyszone prawo płynięcia

Większość metali wykazuje zachowanie, które może być dobrze opisane przez stowarzyszone prawo płynięcia. Z drugiej strony dla materiałów ściśliwych, porowatych lub rozdrobnionych, stowarzyszone prawo płynięcia jest często nierzeczywiste i musi być zastąpione przez bardziej uogólnione niestowarzyszone prawo płynięcia, opisane worem (3-4).

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \tag{3-4}$$

Funkcja potencjału plastycznego $g(\sigma)$ jest różna od funkcji opisującej powierzchnię plastyczności $f(\sigma)$. Odkształcenia plastyczne przyrastają w kierunku normalnym do powierzchni potencjału plastycznego w punkcie reprezentującym rzeczywisty stan

naprężenia σ , jednocześnie kierunek narastania tych odkształceń jest odchylony od normalnej powierzchni plastyczności n_f o kąt α (Rys. 3.3).



Rys. 3.3 Niestowarzyszone prawo płynięcia.

3.1.3. Prawo wzmocnienia

Idealny materiał sprężysto-plastyczny, taki jak klasyczne modele metali przyrostowej teorii plastyczności, poddany jednoosiowemu obciażeniu *płynie* przy stałym poziomie naprężenia. Podczas plastycznego płyniecia wywołanego obciążeniem ścieżka naprężenia może się przemieszczać po powierzchni wieloosiowym, plastyczności, która pozostaje niezmieniona. Jednak w rzeczywistości, w przypadku większości geomateriałów, w trakcie plastycznego płynięcia zmienia się mikrostruktura materiału, co w efekcie skutkuje zmianą właściwości materiału obserwowaną w makroskali. W takim przypadku granica plastyczności może wzrastać (wzrost wielkości napreżeń uplastyczniajacych), co nazywamy wzmocnieniem lub opadać, wówczas mamy do czynienia z osłabieniem. Pierwotny obszar sprężystości materiału jest ograniczony początkową granicą plastyczności, zwaną również graniczną obwiednia sprężystości. Z powodu zmian mikrostrukturalnych wynikłych z plastycznego płynięcia, obszar sprężystości zmienia swój rozmiar i/lub pozycję, wtedy jego granice nazywane są powierzchnią obciążenia. Największa możliwa wytrzymałość materiału reprezentowana jest przez powierzchnię zniszczenia. Właśnie zmianę powierzchni plastyczności i/lub prawa płynięcia określa prawo wzmocnienia.

3.1.3.1. Wzmocnienie izotropowe

Wzmocnienie izotropowe jest procesem ewolucji powierzchni plastyczności polegający na symetrycznej zmianie wymiarów powierzchni przy jednoczesnym zachowaniu jej położenia w przestrzeniu naprężeń. W wyniku tego odległość pomiędzy pierwotnymi granicami plastyczności σ_0 jest mniejsza niż między kolejnymi, po zmianie powierzchni plastyczności σ_v : $2\sigma_0 < 2\sigma_v$ (Rys. 3.4).



Rys. 3.4 Interpretacja geometryczna izotropowego wzmocnienia materiału modelu a) 1D, b) 2D.

Dowolne kryterium warunku plastyczności opisane (3-1), może zostać zamienione w równanie (3-5).

$$f(\mathbf{\sigma}, \sigma_{Y}) \equiv F(\mathbf{\sigma}) - \sigma_{Y} = 0$$
(3-5)

gdzie:

 σ_{γ} – nowa zmienna, aktualne naprężenie uplastyczniające.

Gdy materiał jest nieodkształcony plastycznie, to wtedy warunek plastyczności sprowadza się do pierwotnej wersji (obowiązuje początkowa powierzchnia plastyczności), wtedy $\sigma_{\rm Y}$ = σ_0 . Ewolucja powierzchni plastyczności w trakcie plastycznego płynięcia musi być opisana przez dodatkowe równanie, czyli prawo wzmocnienia, które może być zdefiniowane na podstawie jednej z dwóch hipotez.

Pierwsza z nich to: **hipoteza odkształceniowego wzmocnienia** (Odqvist 1933), gdzie nowa granica plastyczności jest zależna od odkształcenia plastycznego. W przypadku jednoosiowego monotonicznego obciążenia *wzmocnienie odkształceniowe* opisane jest równaniem (3-6).

$$\sigma_{\gamma} = h(\varepsilon_{11}^{p}) \tag{3-6}$$

gdzie:

 ε_{11}^{p} – plastyczna część normalnego odkształcenia ε_{11} w kierunku zastosowanego naprężenia σ_{11} .

Funkcja *h* może być łatwo uzyskana z wykresu naprężenie-odkształcenie, otrzymanego z testu monotonicznego jednoosiowego rozciągania. Jej pochodna opisana wzorem (3-7), zwana jest modułem plastycznym.

$$h'(\varepsilon_{11}^p) = H(\varepsilon_{11}^p) \tag{3-7}$$

W najprostszym przypadku prawo wzmocnienia jest liniowe (3-8), wówczas moduł plastyczny jest stały opisany poprzez parametr *H*.

$$\sigma_{Y} = \sigma_{0} + H(\varepsilon_{11}^{p})$$
(3-8)

Przy dodatnim module plastyczności (H>0), uzyskujemy wzmocnienie, gdy H=0 oznacza, że występuje idealna plastyczność, natomiast ujemny moduł plastyczności, zwany modułem osłabienia (H<0) łączy się z osłabieniem materiału.

W zagadnieniu ogólnym, wieloosiowym odkształcenie plastyczne $\boldsymbol{\varepsilon}^{p}$ jest tensorem II rzędu i jednowymiarowe prawo wzmocnienia może być rozbudowane o ten przypadek. Należy wprowadzić skalarną miarę, odzwierciedlającą wielkość zmian w mikrostrukturze materiału. Przyjęcie wprost normy tensora odkształcenia plastycznego nie zapewnia monotonicznego przyrostu wartości zmiennej wzmocnienia w przypadku złożonego obciążenia. Dlatego najbardziej sensowne wydaje się wprowadzenie ekwiwalentnego odkształcenia plastycznego $\overline{\varepsilon}^{p}$ zdefiniowanego równaniem przyrostowym (3-9).

$$\dot{\overline{\boldsymbol{\varepsilon}}}^{p} = \sqrt{\frac{2}{3}} \left\| \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} \right\| = \sqrt{\frac{2}{3}} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p}$$
(3-9)

Współczynnik skalujący $\sqrt{\frac{2}{3}}$ jest tak dobrany, aby w trakcie monotonicznego jednoosiowego obciążenia, przyrost ekwiwalentnego plastycznego odkształcenia $\dot{\epsilon}^p$ pokrywał się ze składową tensora prędkości odkształcenia $\dot{\epsilon}^p$, czyli $\dot{\epsilon}_{11}^p$, zapewniając tym samym, że plastyczne płynięcie jest czysto dewiatorowe, tj. nie zachodzą żadne plastyczne zmiany objętości. Definicja (3-9) może być włączona do warunku plastyczności przy pomocy wzoru (3-10).

$$\overline{\varepsilon}^{p}(t) = \sqrt{\frac{2}{3} \int_{0}^{t} \left\| \dot{\varepsilon}^{p}(\tau) \right\| d\tau}$$
(3-10)

Zmienna czasowa *t* może być jakimkolwiek parametrem monotonicznego wzrostu, kontrolującym proces obciążenia.

Obok hipotezy wzmocnienia odkształceniowego występuje również hipoteza energetycznego wzmocnienia (Taylor, Quinney 1931), gdzie granica plastyczności zależy od pracy plastycznej (3-11).

$$W^{p}(t) = \int_{0}^{t} \sigma(\tau) : \dot{\varepsilon}^{p}(\tau) d\tau$$
(3-11)

Zaletą tej hipotezy jest możliwość opisu prawa wzmocnienia dla przypadku wieloosiowego stanu naprężenia. Wybór pomiędzy tymi dwoma hipotezami zależy od dostępności badań laboratoryjnych wieloosiowych. Jeżeli dostępne są jedynie wyniki testów jednoosiowych, to nie ma większej różnicy, która z nich zostanie wybrana, gdyż są one równoważne.

Dla objęcia obu przypadków jednym opisem, wprowadzono zmienną wzmocnienia κ , która może stanowić zarówno ekwiwalentne odkształcenie plastyczne, jak i przeskalowaną pracę plastyczną (3-12).

$$\dot{\kappa} = \frac{1}{h(\kappa)} \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p}$$
(3-12)

Wtedy równanie (3-6) zmienia się we wzór (3-13).

$$\sigma_{\gamma} = h(\kappa) \tag{3-13}$$

Zmienna wzmocnienia jest proporcjonalna do mnożnika plastycznego. Proporcjonalność ta wynika ze spełnienia warunku zgodności oraz prawa płynięcia (3-14).

$$\dot{\kappa} = k(\mathbf{\sigma}, \kappa) \cdot \dot{\lambda}$$
 (3-14)

gdzie:

k – jest współczynnikiem proporcjonalności zależnym od bieżącego tensora naprężenia.

3.1.3.2. Wzmocnienie kinematyczne

Wzmocnienie kinematyczne charakteryzuje się przemieszczaniem się w przestrzeni naprężeń powierzchni plastyczności jako sztywnego obiektu w kierunku przyrostu odkształcenia plastycznego, bez zmiany swojego kształtu i wielkości. Hipoteza ta uwzględnia idealny efekt Bauschingera, który często obserwowany jest w metalach poddanych cyklicznemu obciążeniu. Zakłada on, że suma granic plastyczności na ściskanie i rozciąganie materiału wzmocnionego jest stała i równa podwójnej wartości granicy plastyczności pierwotnej materiału: $2\sigma_0 = 2\sigma'_0$ (Rys. 3.5).



Rys. 3.5 Interpretacja geometryczna kinematycznego wzmocnienia materiału modelu a) 1D, b) 2D.

Zakładając, że początkowy warunek plastyczności scharakteryzowany wzorem (3-1), to rodzina przesuniętych powierzchni plastyczności jest opisana wzorem (3-15).

$$f(\mathbf{\sigma}, \mathbf{\alpha}) \equiv F(\mathbf{\sigma} - \mathbf{\alpha}) - \sigma_0 = 0 \tag{3-15}$$

gdzie:

 a – tensor przesunięcia, reprezentujący położenie środka przemieszczonej powierzchni plastyczności i odgrywa rolę tensorowej zmiennej wzmocnienia.

Przemieszczanie się powierzchni plastyczności przyczynia się do zmiany materiału z izotropowego na anizotropowy.

Kinematyczne prawo wzmocnienia Melana – Pragera, charakteryzujące ewolucję tensora przesunięcia, opisuje wzór (3-16).

$$\dot{\boldsymbol{\alpha}} = \overline{H}_{\kappa} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} \tag{3-16}$$

gdzie:

 \overline{H}_{K} – współczynnik proporcjonalny do modułu plastyczności.

Według podanego powyżej prawa wzmocnienia przyrost tensora przesunięcia jest proporcjonalny do przyrostu odkształcenia plastycznego.

3.1.3.3. Wzmocnienie mieszane



Rys. 3.6 Interpretacja geometryczna wzmocnienia mieszanego.

Wzmocnienie mieszane stanowi połączenie wzmocnienia izotropowego i kinematycznego. Modyfikacja powierzchni plastyczności odnosi się zarówno do przemieszczania się jej środka, jak i zmiany wymiarów z zachowaniem podobieństwa geometrycznego. W procesie obciążenia monotonicznie rosnącego uzyskane wyniki są

zgodne zarówno z hipotezą wzmocnienia izotropowego, jak i kinematycznego (punkt B na Rys. 3.6). Natomiast po częściowym odciążeniu i ponownym obciążeniu w innym kierunku, uplastycznienie według hipotezy wzmocnienia kinematycznego nastąpi w punkcie C', izotropowego w C'', a mieszanego w punkcie C na Rys. 3.6.

Powierzchnia plastyczności uwzględniająca wzmocnienie mieszane scharakteryzowana jest wzorem (3-17).

$$f(\mathbf{\sigma}, \mathbf{\alpha}, \sigma_{Y}) \equiv F(\mathbf{\sigma} - \mathbf{\alpha}) - \sigma_{Y} = 0$$
(3-17)

3.1.4. Warunek obciążenia/odciążenia (Kuhna-Tuckera)

Warunki Kuhna-Tuckera stanowią trzy nierówności (3-18)÷(3-20), które precyzują prawo płynięcia we wszystkich dopuszczalnych stanach naprężenia.

$$f(\mathbf{\sigma}, \sigma_{\gamma}) \le 0 \tag{3-18}$$

$$\dot{\lambda} \ge 0 \tag{3-19}$$

$$\dot{\lambda}f(\mathbf{\sigma},\sigma_{\gamma}) = 0 \tag{3-20}$$

Wzór (3-18) stanowi ograniczenie zakresu dopuszczalnych naprężeń materiału ze wzmocnieniem. Kolejna nierówność (3-19) informuje o nieujemnej wartości współczynnika prędkości plastycznego płynięcia. Znaczenie ostatniego wzoru (3-20) najdokładniej odda rozbicie go na dwa warunki, a mianowicie:

- *f*(σ, σ_γ) < 0 ⇒ λ = 0, co oznacza, że w obszarze sprężystej pracy materiału nie zachodzi plastyczne płynięcie,
- $\dot{\lambda} > 0 \implies f(\mathbf{\sigma}, \sigma_{\gamma}) = 0$, plastyczne płynięcie rozpocznie się jedynie, gdy ścieżka naprężenia osiągnie granicę plastyczności.

W przypadku materiału ze wzmocnieniem, na podstawie znaku iloczynu gradientu

funkcji plastyczności i tensora prędkości przyrostu naprężenia ($\frac{\partial f}{\partial \sigma}$: $\dot{\sigma}$), można rozróżnić

stany obciążenia, odciążenia oraz stan neutralny. Proces obciążenia charakteryzuje wzór (3-21), natomiast wzór (3-22) opisuje stany odciążenia, a wzór (3-23) stan neutralny.

$$\frac{\partial f}{\partial \mathbf{\sigma}} : \dot{\mathbf{\sigma}} > 0 \tag{3-21}$$

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} : \dot{\boldsymbol{\sigma}} < 0 \tag{3-22}$$

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} : \dot{\boldsymbol{\sigma}} = 0 \tag{3-23}$$

3.1.5. Warunek zgodności

Warunek zgodności opisany wzorem (3-24) jest ostatnim z równań przyrostowej teorii plastyczności i jest on potrzebny do wyprowadzenia wartości mnożnika plastycznego λ (patrz zależność (3-3)).

$$\dot{\lambda}\dot{f}(\boldsymbol{\sigma},\sigma_{\gamma}) = 0 \tag{3-24}$$

gdzie:

 $\dot{f}(\mathbf{\sigma}, \sigma_{y})$ – prędkościowy zapis funkcji plastyczności ze wzmocnieniem.

Warunek plastyczności musi zostać spełniony w każdym stanie fizycznym (obciążenia, odciążenia, neutralnym), tzn., że stan naprężenia nie może w żadnym wypadku wyjść poza obszar ograniczony powierzchnią plastyczności. W przypadku

wzmocnienia materiału i co się z tym wiąże powiększenia się powierzchni plastyczności, ścieżka naprężenia powinna znajdować się na powstającej powierzchni.

3.2. Klasyfikacja modeli przyrostowej teorii plastyczności

3.2.1. Klasyczne modele metali

Metale należą do materiałów ciągliwych, w których początek uplastycznienia nie zależy od objętościowej części tensora naprężenia, czyli warunek plastyczności opisujący te materiały jest niezależny od pierwszego niezmiennika tensora naprężenia J_1 . Wiąże się to z niesprężystą deformacją w postaci plastycznego poślizgu wzdłuż płaszczyzn sieci krystalicznej. Klasyczne modele metali są jednoparametrowe, wyrażone poprzez drugi niezmiennik dewiatora tensora naprężenia J_2^D (3-25). Należą m.in. dwie najbardziej znane hipotezy, a mianowicie: Hubera-Misesa-Hencky'ego oraz Tresca'i.

$$f(J_2^D) = 0 (3-25)$$

gdzie:

$$J_{2}^{D} = \frac{1}{2} s \Rightarrow \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} + \frac{1}{6} \left[\left(\sigma_{1} - \sigma_{2} \right)^{2} + \left(\sigma_{2} - \sigma_{3} \right)^{2} + \left(\sigma_{3} - \sigma_{1} \right)^{2} \right]$$
(3-26)

Hipoteza Hubera-Misesa-Hencky'ego (w skrócie *H-M-H*; sformułowana niezależnie) zakłada, że materiał uplastycznia się wtedy, gdy energia odkształcenia postaciowego osiągnie graniczną wartość, charakterystyczną dla danego materiału. Warunek ten zapisuje się jako zależność uplastycznienia od drugiego niezmiennika dewiatora tensora naprężenia
$$J_2^D$$
 (3-27), co oznacza, że materiał uplastycznia się, gdy drugi niezmiennik dewiatora tensora naprężenia osiągnie wartość charakterystyczną τ_0 , danego materiału.

$$f(J_2^D) = \sqrt{J_2^D} - \tau_0 = 0 \tag{3-27}$$

gdzie:

 τ_0 – stała materiałowa wyznaczana z badań.

Powierzchnia plastyczności w przestrzeni naprężeń głównych, scharakteryzowana warunkiem *H-M-H* stanowi walec kołowy (Rys. 3.7) o osi symetrii pokrywającej się z osią hydrostatyczną p (średnie naprężenie normalne). Jeżeli ścieżka naprężenia kończy się punktem znajdującym się wewnątrz walca, to wtedy materiał zachowuje się sprężyście, natomiast punkty znajdujące się na jego powierzchni, odpowiadające za stan naprężenia, reprezentują uplastycznienie materiału.





W przypadku płaskiego stanu naprężenia (*PSN*) warunek plastyczności *H-M-H* na płaszczyźnie $\{\sigma_1, \sigma_2\}$ jest reprezentowany przez elipsę będącą śladem przecięcia walca płaszczyzną $\sigma_3 = 0$ (Rys. 3.8c). Elipsę określa równanie (3-28).

$$\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_0^2$$
 (3-28)

Przekrój dewiatorowy stanowi koło o stałym promieniu równym $\sqrt{2}\tau_0$ (Rys. 3.8b).

Dwie proste jednakowo odległe od osi p (w odległości $\sqrt{2}\tau_0$) i równoległe do niej reprezentują przekrój merydialny powierzchni plastyczności określonej warunkiem *H-M-H* (Rys. 3.8a).



Rys. 3.8 Przekroje powierzchni plastyczności warunku H-M-H: a) merydialny, b) dewiatorowy, c) płaszczyzną $\sigma_3=0$ (PSN).

Historycznie jednym z najstarszych, drugim obok warunku plastyczności *H-M-H*, stosowanym do materiałów takich, jak metale, jest warunek plastyczności Tresca'i. Zakłada on, że materiał się uplastyczni, gdy maksymalne naprężenie ścinające osiągnie pewną charakterystyczną dla danego materiału wartość τ_0 , będącej granicą plastyczności przy czystym ścinaniu. Warunek ten wyrażony poprzez naprężenia główne przedstawić można wzorem (3-29).

$$\max\left\{\left|\sigma_{i}-\sigma_{j}\right|\right\} \quad 2\tau_{0} \quad d = i, j \quad 1, 2, 3 =$$
(3-29)

Omawiany warunek plastyczności może być również scharakteryzowany wzorem (3-30).

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \left[\left(\sigma_1 - \sigma_2 \right)^2 - 4\tau_0^2 \right] \left[\left(\sigma_2 - \sigma_3 \right)^2 - 4\tau_0^2 \right] \left[\left(\sigma_3 - \sigma_1 \right)^2 - 4\tau_0^2 \right] = 0$$
(3-30)

Przekrój merydialny (Rys. 3.9) prezentowanego warunku plastyczności jest identyczny z przekrojem merydialnym powierzchni plastyczności *H-M-H*.

Przekrojem dewiatorowym powierzchni plastyczności Tresca'i jest sześciobok foremny, który wpisany jest w koło, będące śladem powierzchni plastyczności *H-M-H* (Rys. 3.9b).

W przypadku płaskiego stanu naprężenia warunek Tresca'i na płaszczyźnie $\{\sigma_1, \sigma_2\}$ określa sześciobok wpisany w elipsę *H-M-H* (Rys. 3.9c'), w przypadku identycznych granic plastyczności na rozciąganie, lub na niej opisany (Rys. 3.9c''), gdy w obu warunkach występują jednakowe granice plastyczności na ścinanie.



Rys. 3.9 Przekroje powierzchni plastyczności warunku Tresca'i: a) merydialny, b) dewiatorowy, c) płaszczyzną $\sigma_3=0$ (PSN).

3.2.2. Klasyczne modele geomateriałów

W materiałach, w których występuje tarcie wewnętrzne, czyli takich jak grunty, skały czy beton, naprężenia ścinające wywołujące efektywny poślizg wzdłuż niegładkiej powierzchni, zależą wprost proporcjonalnie od wielkości naprężenia normalnego do tej powierzchni. Uplastycznienie geomateriałów charakteryzują modele dwuparametrowe, w których obok drugiego niezmiennika dewiatora tensora naprężenia, pojawia się pierwszy niezmiennik tensora naprężenia J_1 (3-31). Najbardziej znane modele dwuparametrowe to: model Druckera-Pragera oraz model Coulomba-Mohra.

$$f(J_1, J_2^D) = 0 \tag{3-31}$$

gdzie:

$$J_1 = \mathbf{\sigma} : \mathbf{\hat{e}} \quad \sigma_{\overline{k}} \quad \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma_V \tag{3-32}$$

Warunek Druckera-Pragera (w skrócie *D-P*), który wyrażony poprzez pierwszy niezmiennik tensora naprężenia J_1^{D} oraz drugi niezmiennik tensora naprężenia J_2^{D} ma postać wzoru (3-33).

$$f(J_1, J_1^D) = \alpha J_1 + \sqrt{J_2^D} - \tau_0 = 0$$
(3-33)

gdzie:

 α , τ_0 - stale materiałowe wyznaczane z badań.

Warunek plastyczności Druckera-Pragera jest rozszerzeniem warunku plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego, pojawia się tu dodatkowy składnik związany z oddziaływaniem naprężenia hydrostatycznego, co stanowi wpływ tarcia.

W przestrzeni kierunków głównych tensora naprężenia warunek plastyczności *D-P* opisuje stożek obrotowy o osi pokrywającej się z osią naprężenia hydrostatycznego, natomiast jego wierzchołek znajduje się w punkcie o współrzędnych $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\tau_0}{\alpha}$ (Rys. 3.10).



Rys. 3.10 Warunek plastyczności Druckera-Pragera w przestrzeni naprężeń głównych.

Przekrój merydialny (Rys. 3.11a) przedstawia proste pochylone pod kątem β względem poziomu, podczas gdy przy klasycznych warunkach plastyczności metali, tworzące stanowią proste równoległe do osi hydrostatycznej. Na płaszczyźnie dewiatorowej warunek plastyczności *D-P* ma postać okręgu (Rys. 3.11b), który jest bezpośrednio związany z kątem tarcia wewnętrznego, a mianowicie jego promień powiększa się w sposób liniowy wraz ze wzrostem ciśnienia hydrostatycznego. W płaskim stanie naprężenia warunek plastyczności *D-P* jest reprezentowany poprzez elipsę (Rys. 3.11c), która w przeciwieństwie do warunku *H-M-H* nie jest symetryczna względem początku układu współrzędnych, w związku z czym ma zróżnicowane jednoosiowe granice plastyczności na rozciąganie i ściskanie.



Rys. 3.11 Przekroje powierzchni plastyczności warunku Druckera-Pragera: a) merydialny, b) dewiatorowy, c) płaszczyzną $\sigma_3=0$ (PSN).

Warunek Coulomba-Mohra (w skrócie *C-M*) jest fundamentalnym kryterium wytrzymałości na ścinanie gruntów i stanowi podstawę przy budowie bardziej zaawansowanych modeli. Opisywany warunek jest rozwinięciem warunku plastyczności Tresca'i. Idea kryterium *C-M* zakłada konieczność wystąpienia naprężeń ścinających prowadzących do uplastycznienia pewnej powierzchni, jednocześnie wielkość tych naprężeń jest proporcjonalna do naprężeń ściskających, normalnych do tej powierzchni.



Rys. 3.12 Kryterium Coulomba-Mohra na płaszczyźnie $\sigma-\tau$.

Kryterium *C-M* może być prosto zobrazowane na płaszczyźnie $\sigma - \tau$ (Rys. 3.12), i stanowi obwiednię kół Mohra. Uplastycznienie rozpoczyna się, gdy koło Mohra reprezentujące aktualny stan naprężenia, dotknie obwiednię zniszczenia Mohra, która może być linią prostą opisaną równaniem (3-34) lub bardziej uogólnioną krzywą opisaną przez nieliniową funkcję $\tau(\sigma)$.

$$|\tau| = c - \sigma t g \phi \tag{3-34}$$

gdzie:

 ϕ – jest kątem tarcia wewnętrznego,

c – reprezentuje wytrzymałość materiału na ścinanie przy naprężeniu normalnym wynoszącym 0 i jest zwane kohezją.

Analitycznie warunek ten jest określony zależnością (3-35).

$$(1+\sin\phi)\sigma_1 - (1-\sin\phi)\sigma_3 = 2c\cos\phi \qquad (3-35)$$

Jeżeli lewa strona tego równania jest mniejsza od prawej, to materiał pracuje ciągle sprężyście. Oczywiście, warunek w postaci (3-35) jest słuszny, gdy $\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$. Ogólniej musi być to sprawdzone w przypadku każdej kombinacji dwóch głównych składowych tensora naprężenia, kryterium *C-M* jest opisane układem sześciu liniowych nierówności. Tak sformułowany warunek plastyczności opisuje sześć płaszczyzn tworzących charakterystyczny ostrosłup, o potrójnej symetrii osiowej, w przestrzeni składowych tensora naprężenia (Rys. 3.13).



Rys. 3.13 Warunek plastyczności Coulomba-Mohra w przestrzeni kierunków głównych.

Przekrój merydialny (Rys. 3.14a) stanowią proste nachylone pod różnym kątem. Różnicowanie kąta nachylenia południków rozciągania i ściskania pozwala na bliższe rzeczywistości oddanie charakteru pracy materiału. Na płaszczyźnie dewiatorowej warunek plastyczności *C-M* przedstawia sześciokątny kontur (Rys. 3.14b). W przeciwieństwie do warunku Tresca'i ten sześciokąt jest nieregularny. W *PSN* kryterium *C-M* jest nieforemnym sześciobokiem, Rys. 3.14c przedstawia jego porównanie z warunkiem Tresca'i.



Rys. 3.14 Przekroje powierzchni plastyczności warunku Coulomba-Mohra: a) merydialny, b) dewiatorowy, c) płaszczyzną $\sigma_3=0$ (PSN).

3.2.3. Rozszerzone modele geomateriałów

3.2.3.1. Modele typu "Cap"

W modelach z nakładkami powierzchnia plastyczności składa się z kilku gładkich, połączonych ze sobą powierzchni geometrycznych. Głównym zadaniem tych nakładek jest zamknięcie otwartego modelu (jakimi są opisane do tej pory modele). Dzięki takiemu zabiegowi można ograniczyć wytężenie materiału, przy wielokierunkowym ściskaniu o dużej wartości. Jednym z przykładów modelu z nakładką w obszarze naprężeń ściskających jest zmodyfikowany model Druckera-Pragera, szerzej opisany w pozycji [81]. Powierzchnia plastyczności składa się z klasycznego stożka *D-P* (f_s), nakładki (f_c) oraz powierzchni przejściowej (f_t), której zadaniem jest połączenie tych dwóch powierzchni poprzez gładkie przejście z jednej na drugą (Rys. 3.15).



Rys. 3.15 Zmodyfikowany model Druckera-Pragera a) przekrój merydialny, b) w przestrzeni naprężeń głównych.



Rys. 3.16 Model Majewskiego za [135].

Innym przykładem może być model Majewskiego [135], w którym zastosowano dwie nakładki, jedną zamykającą obszar naprężeń ściskających, drugą od strony naprężeń rozciągających, co ma na celu dokładniejszy opis sprężysto-plastycznej pracy materiału pod wpływem naprężeń rozciągających (Rys. 3.16).

3.2.3.2. Modele wieloparametrowe

Jedną z wad dwuparametrowych modeli jest niedokładne opisanie pracy materiału w porównaniu z wynikami badań laboratoryjnych. Lepszy opis dają modele wieloparametrowe, gdzie model trzyparametrowy pozwala na otrzymanie w przekroju

dewiatorowym nieregularnego kształtu, np. wyoblonego trójkąta w trzyparametrowym modelu Willama-Warnke'a (Rys. 3.17). Za taki kształt odpowiada pojawienie się trzeciego niezmiennika dewiatora naprężenia J_3^D w warunku plastyczności.



Rys. 3.17 Trzyparametrowy model Willama-Warnke'a za [51].

Z kolei modele cztero- i pięcioparametrowe pozwalają na otrzymanie nieregularnego kształtu w przekroju dewiatorowym i równocześnie nieliniowe południki w przekroju merydialnym, co w całości stanowi powierzchnię plastyczności w postaci nieregularnego stożka. Przekrój dewiatorowy zmienia się wraz ze wzrostem średniego naprężenia *p*, przechodząc od wyoblonego trójkąta, przy małych wartościach *p*, do przekroju kołowego. Do tego typu modeli zaliczają się m.in. czteroparametrowy model Ottosena oraz pięcioparametrowy model Willama-Warnke'a. Więcej szczegółowych informacji na temat poszczególnych modeli wieloparametrowych można odnaleźć m.in. w [11], [51], [150], [197].

3.3. Beton i mur- modelowanie

3.3.1. Wstęp

Zarówno beton, jak i mur należą do materiałów kruchych, heterogenicznych. Wiąże się to z problemem doboru odpowiedniego modelu materiałowego, gdyż modele materiałowe opisywane w poprzednich rozdziałach i w literaturze [14], [51], [67], [92], [134], chociaż mają sporo zalet, jak np. prostota opisu czy łatwość uzyskania potrzebnych parametrów, to w większości przypadków, nie oddają rzeczywistego charakteru pracy wymienionych rodzajów materiałów. Propozycji rozwiązania tego problemu (przynajmniej częściowego) jest kilka, jak np. wspomniane w rozdziale 3.2.3.2 modele wieloparametrowe. W pracy zdecydowano się na zastosowanie plastycznodegradacyjnego modelu betonu, który rzeczywistą pracę wymienionych materiałów oddaje poprzez uwzględnienie trwałych odkształceń, jak również postępującą degradacje, a przy tym odpowiednio uwzględnia poziomy dopuszczalnych naprężeń rozciągających i ściskających, które w materiałach heterogenicznych są różne. Plastyczno-degradacyjny model betonu, zwany w literaturze Barcelona Model, w tekście dalej określany w skrócie jako BM, został stworzony z myślą o betonie. W pracy analizowano jedynie konstrukcje murowe, a jako model materiałowy przyjeto adaptacje BM na potrzeby muru konstrukcyjnego, zaproponowaną przez A. Cińcio [51]. Opisy BM, jak również jego adaptacje dla muru, znajdują się w rozdziale 3.3.4, jednak w celu lepszego zrozumienia jego cech charakterystycznych, poprzedzone zostały opisem pracy odpowiednich materiałów, czyli betonu i muru.

3.3.2. Charakterystyka pracy betonu

Beton jest materiałem powstałym ze zmieszania cementu, kruszywa grubego i drobnego, wody oraz ewentualnych domieszek i dodatków, który uzyskuje swoje właściwości w wyniku hydratacji cementu (cytat z [155]). Inaczej można określić go, jako porowaty materiał złożony z różnych składników. Na Rys. 3.18 przedstawiona jest

struktura betonu. Zauważyć można wspomnianą niejednorodność, która ma wpływ na specyficzny charakter pracy materiału, jakim jest beton.



Rys. 3.18 Przykładowe struktury betonu.

3.3.2.1. Jednoosiowe ściskanie

Odpowiedź betonu na jednoosiowe ściskanie w postaci charakterystyki σ – ϵ przedstawia Rys. 3.19. Zauważyć można liniowy przebieg wykresu w stanie sprężystej pracy materiału, czyli do osiągnięcia granicy plastyczności przy jednoosiowym ściskaniu σ_{c0} (odcinek 0-1 na Rys. 3.19), która stanowi ok. 30÷40% wartości wytrzymałości betonu na ściskanie σ_{cu} [158]. Kolejnym etapem jest nieliniowe narastanie naprężeń, aż do osiągnięcie wartości maksymalnych naprężeń ściskających (odcinek 1-2 na Rys. 3.19). Ze względu na przekroczenie granicy plastyczności, z punktu widzenia przyrostowej teorii plastyczności, etap ten można interpretować jako plastyczne płynięcie połączone ze wzmocnieniem materiału. Po osiągnięciu wytrzymałości betonu na ściskanie σ_{cu} , materiał doznaje osłabienia, a objawia się to spadkiem wartości naprężenia przy jednoczesnym wzroście odkształcenia. Ostatni etap trwa, aż do chwili zniszczenia materiału (odcinek 2-3 na Rys. 3.19).



Rys. 3.19 Charakterystyka zależności $\sigma-arepsilon$ betonu przy jednoosiowym ściskaniu.

W sprężystej części pracy materiału, nie doznaje on żadnych zarysowań, dopiero po przekroczeniu granicy plastyczności pojawiają się pojedyncze mikrorysy (jako efekt zmiażdżenia). Powstawanie ich i rozwój trwają do osiągnięcia wytrzymałości na ściskanie. Wraz z początkiem osłabienia się materiału, powstałe mikrorysy zaczynają się ze sobą łączyć, początkując tym samym pasmowe, makropęknięcia, które bezpośrednio wpływają na całkowite zniszczenie materiału.

3.3.2.2. Jednoosiowe rozciąganie

W przypadku jednoosiowego rozciągania próbki betonowej, można zauważyć liniową pracę materiału, aż do osiągnięcia granicy plastyczności przy rozciąganiu σ_{r0} , której wartość jest jednocześnie maksymalną osiąganą wartością naprężeń w opisywanym procesie (odcinek 0-1 na Rys. 3.20). Po przekroczeniu tej wartości następuje gwałtowny spadek naprężeń, aż do całkowitego zniszczenia próbki (odcinek 1-2 na Rys. 3.20). Można zauważyć, że w przeciwieństwie do jednoosiowego

rozciągania, od razu po przekroczeniu granicy plastyczności dochodzi do osłabienia materiału i brak jest fazy wzmocnienia materiału.



Rys. 3.20 Charakterystyka zależności $\sigma - \varepsilon$ betonu przy jednoosiowym rozciąganiu.

Wraz z rozpoczęciem się osłabienia, w materiale zaczynają powstawać, w szybkim tempie, zarysowania prostopadłe do kierunku obciążenia. Obserwowany proces nazywamy kruchym pęknięciem, stąd nazwa tego typu materiałów – materiały kruche.

3.3.2.3. Dwuosiowy stan naprężenia

Obwiednia wytrzymałości betonu w dwuosiowym stanie naprężenia przedstawiona jest na Rys. 3.21. Pierwsza ćwiartka układu współrzędnych reprezentuje obszar dwuosiowego rozciągania. Zauważyć można, że wytrzymałość jednoosiowego rozciągania f_t jest praktycznie identyczna z wartością wytrzymałości dwuosiowego rozciągania. Zupełnie inaczej wygląda to przy dwuosiowym ściskaniu, gdzie maksymalna wytrzymałość betonu przy równomiernym dwuosiowym ściskaniu f_b jest o około 16% większa niż przy jednoosiowym ściskaniu f_c (III ćwiartka układu współrzędnych). Pozostałe ćwiartki układu współrzędnych (II i IV) reprezentują jednoosiowe ściskanie połączone z jednoosiowym rozciąganiem (w innym kierunku niż ściskania). Kształt tych fragmentów obwiedni jest zbliżony do liniowego.



Rys. 3.21 Obwiednia wytrzymałości betonu w dwuosiowym stanie naprężenia za [51].

3.3.2.4. Trójosiowy stan naprężenia

Przekrój dewiatorowy obwiedni wytrzymałości betonu (Rys. 3.22b) kształtem przypomina wyoblony trójkąt, który wraz ze wzrostem naprężenia hydrostatycznego *p* dąży do kształtu okręgu. Z kolei południki ściskania (CM) i rozciągania (TM) w przekroju

merydialnym (Rys. 3.22a) mają przebieg nieliniowy. Dodatkowo południk rozciągania leży poniżej południka ściskania.



Rys. 3.22 Trójosiowe badania laboratoryjne betonu: a) przekrój merydialny za [25], b) przekrój dewiatorowy za [25].

3.3.2.5. Beton pod działaniem obciążenia cyklicznego

Beton poddany cyklicznemu obciążeniu typu obciążenie-odciążenie bez zmiany znaku ulega stopniowemu osłabieniu na skutek postępującej degradacji materiału. Objawia się to spadkiem kąta średniego nachylenia kolejnych histerez, które są zobrazowaniem następujących po sobie cykli obciążenia-odciążenia. Taki charakter pracy betonu występuje zarówno przy cyklicznym jednoosiowym ściskaniu (badanie przeprowadzane m.in. przez Sinha [175]– Rys. 3.23a), jak i jednoosiowym rozciąganiu (badanie przeprowadzane m.in. przez Reinhardt – Rys. 3.23b [170]).



Rys. 3.23 Odpowiedź betonu na cykliczne jednoosiowe: a)ściskanie za [175], b) rozciąganie za [170].

Kolejny przypadek (bardziej skomplikowany) .dotyczy cyklicznego obciążenia betonu ze zmianą znaku, czyli typu rozciąganie-ściskanie Badania tego typu były przeprowadzane m.in. przez Reinhardt [170] i przedstawia je Rys. 3.24. Część przemieszczeń powstałych przy rozciąganiu ulega pomniejszeniu w trakcie odciążenia oraz zmianie znaku obciążenia. Również w strefie przejścia z rozciągania do ściskania następuje częściowe odtworzenie się sprężystych własności materiału. Wiąże się to z częściowym zamykaniem się rys powstałych przy rozciąganiu. Przeciwną sytuację odnotowujemy w przypadku przejścia ze ściskania do rozciągania, gdzie wcześniej zamknięte rysy (powstałe w poprzednim cyklu) ulegają ponownemu otwarciu.



Rys. 3.24 Odpowiedź betonu na cykliczne obciążenie typu rozciąganie-ściskanie za [121].

3.3.3. Charakterystyka pracy muru

Mur jest materiałem konstrukcyjnym utworzonym z elementów murowych ułożonych w określony sposób i trwale połączonych ze sobą zaprawą murarską, czyli mieszaniny co najmniej jednego nieorganicznego spoiwa, kruszywa i wody, czasem z dodatkami i/lub domieszkami [158]. Podobnie jak beton, mur jest materiałem heterogenicznym, jednak największą różnicą jest kompozytowy charakter muru, stąd bardziej skomplikowany charakter pracy tego materiału.

3.3.3.1. Jednoosiowe ściskanie

Zależność naprężenie-odkształcenie muru poddanego jednoosiowemu ściskaniu jest nieliniowa i ma podobny przebieg do tej występującej w betonie. Przybliżony charakter tej zależności dla muru przedstawia Rys. 3.25, przy czym mogą wystąpić pewne różnice w zależności od rodzaju elementu murowego.



Rys. 3.25 Charakterystyka zależności $\sigma-\varepsilon$ muru przy jednoosiowym ściskaniu.

W odróżnieniu od betonu wartość wytrzymałości muru na ściskanie jest zmienna w zależności od kierunku działania obciążenia ściskającego w odniesieniu do spoin wspornych. Muru osiąga największą wytrzymałość na ściskanie, gdy obciążenie działa w kierunku prostopadłym do spoin wspornych (kąt obciążenia $\alpha=0^{\circ}$) i wtedy oznaczamy ją jako f_{mx} . W przypadku obciążenia działającego równolegle do spoin wspornych (kąt obciążenia $\alpha=90^{\circ}$) wytrzymałość (określana jako f_{my}) może się zmniejszyć do poziomu nawet ok. 0,4 f_{mx} . Najmniejszą wartość wytrzymałości na ściskanie osiąga mur będący pod działaniem obciążenia pod kątem $\alpha=45^{\circ}\div75^{\circ}$, kiedy to wartość wytrzymałości może spaść nawet do 0,15 f_{mx} w przypadku muru z elementów ceramicznych.

3.3.3.2. Jednoosiowe rozciąganie

Zależność naprężenie-odkształcenie w przypadku muru osiowo rozciąganego (Rys. 3.26) jest podobna jak w przypadku betonu. Typowe konstrukcje murowe rzadko poddawane są czystemu rozciąganiu i dlatego norma [158] nie przewiduje nawet obliczania wartości wytrzymałości muru na rozciąganie. Zamiast tego podawana jest wytrzymałość na rozciąganie przy jednoczesnym działaniu zginania i zależy ona od kierunku działania zginania w zależności od spoin wspornych.



Rys. 3.26 Charakterystyka zależności $\sigma - \varepsilon$ muru przy jednoosiowym rozciąganiu.

3.3.3.3. Dwuosiowy stan naprężenia



Rys. 3.27 Dwuosiowa obwiednia wytrzymałości muru z cegły ceramicznej pełnej i drążonej oraz bloczków betonowych, dla różnych orientacji naprężeń głównych w stosunku do spoin wspornych: a) α=0°, b) α =22,5° c) α =45°, wynikające z badań [72], [123], [151] za [51].

Dwuosiowe obwiednie wytrzymałości muru na ściskanie (w zależności od kierunku obciążenia do spoin wspornych) na podstawie badań [72], [123], [151] przedstawia Rys. 3.27. Kształt obwiedni jest zbliżony do tego występującego w betonie, jednak w zależności od elementu murowego oraz kierunku działania obciążenia, w przypadku muru pojawia się pewna niesymetryczność tych obwiedni. Wartość wytrzymałości muru dwuosiowego ściskania kształtuje się na poziomie $1,0\div1,1 f_{mx}$, natomiast przy jednoosiowym ściskaniu – $0,4\div1,0 f_{mx}$.

3.3.3.4. Mur pod działaniem cyklicznego ściskania

Charakterystykę pracy muru poddanego działaniu cyklicznego ściskania uzyskali na podstawie badań laboratoryjnych m.in. Naraine i Sinha [144]. Efekty tych badań przedstawia Rys. 3.28. Pierwsze z badań miało na celu wyznaczenie statycznej obwiedni nośności muru przy ściskaniu (krzywa ON na Rys. 3.28a). Kolejne testy dotyczyły cyklicznego ściskania i prowadzone były w ten sposób, aby otrzymane maksymalne wartości naprężeń nie przekraczały otrzymanej wcześniej obwiedni. Na podstawie tych badań można uzyskać położenie tzw. punktów wspólnych, czyli miejsc, w których przecinają się krzywe odciążenia poprzedniego cyklu z krzywymi obciążenia cyklu następującego (punkt B na Rys. 3.28a). Punkty wspólne tworzą obwiednię nazywana powierzchnia ograniczajaca. Ostatnie z wykonanych testów polegały na zadaniu dla każdego z przyrostów kilku cykli obciażenia-odciażenia przy różnym poziomie naprężenia (Rys. 3.28b). Tym razem otrzymano możliwość wyznaczenia położenia punktów stabilności, czyli takich, które znajdują się na krzywej odciążenia i określają graniczną wartość naprężenia, poniżej której nie uzyskuje się już kolejnych pętli obciążenie-odciążenie (Rys. 3.28c). Punkty stabilności stanowią podstawę otrzymania powierzchni plastyczności.



Rys. 3.28 Testy jednoosiowego ściskania muru z cegły pełnej ceramicznej: a) wyznaczenie punktów wspólnych b) wyznaczenie punktów stabilności c) szczegół z rys. b; za [51], [144].

3.3.4. Barcelona Model

Historia sprężysto-plastyczno-degradacyjnego modelu betonu, znanego w literaturze pod nazwą *Barcelona Model* (w tekście oznaczony jako *BM*), rozpoczyna się w 1989 roku, kiedy to zespół badaczy J. Lubliner (University of California, Berkeley, USA), [122] oraz J. Oliver, S. Oller i E. Oñate (Universitat Politécnica de Cataluña, Barcelona, Hiszpania) opracował nowy model z myślą o zastosowaniu go do numerycznego opisu pękania w konstrukcjach żelbetowych i sprężonych. Kolejnym ważnym krokiem była rozbudowa modelu o wprowadzenie dwóch zmiennych zniszczenia, osobno w zakresie ściskania i rozciągania. Uzupełnienia zostały zaproponowane w 1998 roku przez G.L. Fenves oraz J. Lee (University of California,

Berkeley, USA), [111]. Ostatnie, istotne z punktu widzenia bieżącej pracy, wydarzenia związane z omawianym modelem miały miejsce w roku 2002, kiedy model został zaimplementowany w komercyjnym pakiecie MES ABAQUS pod nazwą *Damage concrete model* [81] oraz w roku 2004, gdy została zaproponowana adaptacja *BM* dla konstrukcji murowych przez A. Cińcio (Politechnika Śląska w Gliwicach) [51].

3.3.4.1. Plastyczno-degradacyjny model betonu

BM łączy w sobie przyrostową teorię plastyczności, odpowiedzialną za opis powierzchni plastyczności oraz prawa wzmocnienia itp. (patrz punkt 3.1) z kontynualną mechaniką zniszczenia, która wnosi do niego zmienne związane z degradacją materiału. Kombinacja tych dwóch teorii realizowana jest poprzez wprowadzenie naprężeń efektywnych do równań konstytutywnych teorii plastyczności.

Powierzchnia plastyczności.

BM jest modelem trzyparametrowym, będącym rozszerzeniem klasycznego modelu Druckera-Pragera. Ogólne równanie warunku plastyczności *BM* jest opisane równaniem (3-36).

$$f(\mathbf{\sigma}, \kappa) \equiv F(p, q, \theta, \kappa) - \mathbf{\sigma}_{c}(\kappa) = 0$$
(3-36)

gdzie:

 $F(p,q,\theta,\kappa)$ – funkcja niezmienników stanu naprężenia (p,q,θ) oraz zmiennej izotropowego wzmocnienia κ ,

 $\sigma_c(\kappa)$ – granica plastyczności, wyrażająca spójność materiału.

Warunek plastyczności uwzględniający naprężenia efektywne i prawo wzmocnienia ma postać przedstawioną wzorem (3-37) [51], [81].

$$f(\overline{\boldsymbol{\sigma}}, \boldsymbol{\kappa}) = \frac{1}{1-\alpha} (\overline{q} - 3\alpha \overline{p} + \beta(\boldsymbol{\kappa}) \left\langle \hat{\overline{\sigma}}_{\max} \right\rangle - \gamma \left\langle -\hat{\overline{\sigma}}_{\max} \right\rangle) - \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{c}(\kappa_{c}) = 0$$
(3-37)

gdzie:

 $\hat{\sigma}_{\text{max}}$ – maksymalna algebraiczna wartość tensora naprężenia,

 $<\cdot>$ – nawiasem Macauley'a, zdefiniowany jako: < x > (|x+x|/2,

 $\overline{(\cdot)}$ – nadkreślenie - wartość efektywna, zależna od stopnia degradacji materiału,

κ
 – zmienna wzmocnienia, wyrażona poprzez dwie niezależne zmienne wzmocnienia, odpowiednio dla rozciągania <math>
 κ_t
 i ściskania <math>
 κ_c
 ,

 α, β, γ – parametry modelu, szczegółowo wyprowadzone w [51], [81]:

 α – wyznaczany na podstawie początkowych wartości granic plastyczności przy ściskaniu jednoosiowym σ_{c0} i dwuosiowym σ_{b0} (3-38),

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \tag{3-38}$$

 β – parametr zależny od zmiennej wzmocnienia κ , wyznaczany na podstawie proporcji wartości początkowych jednoosiowych granic plastyczności na ściskanie σ_{c0} i rozciąganie σ_{t0} (3-39),

$$\beta(\boldsymbol{\kappa}) = \frac{\overline{\sigma}_c(\kappa_c)}{\overline{\sigma}_t(\kappa_t)} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$
(3-39)

 γ – parametr konieczny do opisu południków rozciągania (*TM*) i ściskania (*CM*) – wzór (3-40).

gdzie:

 $\overline{\sigma}_{c}(0) = \sigma_{c0}$ oraz $\overline{\sigma}_{t}(0) = \sigma_{t0}$ – początkowe wartości odpowiednich granic plastyczności.

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \tag{3-40}$$

gdzie:

 \breve{K}_c – parametr oznaczający iloraz nachylenia południków rozciągania i ściskania.



Rys. 3.29 Powierzchnia plastyczności BM: a) przekrój merydialny, b)przekrój dewiatorowy, c) PSN za [51].

Charakterystyczne przekroje powierzchni plastyczności *BM* przedstawione zostały na Rys. 3.29. Przekrój merydialny (Rys. 3.29a) przedstawia prostoliniowe południki. Widoczny na rys parametr K_c oznacza iloraz nachylenia południków rozciągania i ściskania dla pewnej wartości ciśnienia hydrostatycznego *p*. Kształt przekroju dewiatorowego (Rys. 3.29b) jest zmienny – od wyoblonego trójkąta do okręgu, w zależności od wartości parametru *p*. Na Rys. 3.29c przedstawiona jest powierzchnia plastyczności *BM* w *PSN*, tworzona przy pomocy różnych krzywych, sklejonych ze sobą. Ćwiartka pierwsza dotyczy dwuosiowego rozciągania i w tym miejscu powierzchnia plastyczności opisana jest wycinkiem koła o promieniu równym wartości jednoosiowej granicy plastyczności na rozciąganie σ_{r0} . Strefa dwuosiowego ściskania

(III ćwiartka układu współrzędnych na Rys. 3.29c) stanowi, z kolei, wycinek elipsy o początkowej wartości jednoosiowej granicy plastyczności na ściskanie σ_{c0} .II i IV ćwiartkę układu współrzędnych stanowią krzywe, określające strefę działania jednoosiowego rozciągania w jednym kierunku i jednoosiowego ściskania w drugim. Opisane są one wzorami (3-41) i (3-42).

$$f(\overline{\sigma}, \mathbf{\kappa}) = \frac{1}{1 - \alpha} (\overline{q} - 3\alpha \,\overline{p} + \beta \,\overline{\sigma}_1) - \overline{\sigma}_c(\mathbf{\kappa}) \quad 0, \quad \rightarrow II \ \acute{c}w. \tag{3-41}$$

$$f(\overline{\sigma}, \mathbf{\kappa}) \equiv \frac{1}{1 - \alpha} (\overline{q} - 3\alpha \,\overline{p} + \beta \overline{\sigma}_2) - \overline{\sigma}_c(\mathbf{\kappa}) \quad 0, \quad \rightarrow IV \ \acute{c}w. \tag{3-42}$$

Prawo płynięcia.

BM opisuje niestowarzyszone prawo płynięcia, które charakteryzuje się tym, że wprowadzana jest nowa powierzchnia, tzw. powierzchnia potencjału plastycznego, różna od powierzchni plastyczności, na podstawie której wyznaczane są odkształcenia plastyczne. Powierzchnia potencjału plastycznego prezentowanego modelu *G*, odpowiada powierzchni plastyczności hiperbolicznego wariantu modelu *D-P* i opisana jest wzorem (3-43).

$$G(\overline{\mathbf{\sigma}}) = \sqrt{\left(\in \cdot \sigma_{t0} \cdot tg\psi\right)^2 + \overline{q}^2} - \overline{p} \cdot tg\psi$$
(3-43)

gdzie:

 ϵ - określa szybkość zbieżności hiperboli do jej asymptoty,

 ψ - kąt dylatacji.

Prawo wzmocnienia.

BM jest modelem o nieliniowym wzmocnieniu izotropowym typu dwumechanizmowego. Związane jest to z przyjęciem dwóch, niezależnych zmiennych wzmocnienia: dla ściskania κ_c oraz osobno dla rozciągania κ_t . Taki opis prawa wzmocnienia powiązany jest bezpośrednio z pracą betonu, który inaczej odpowiada na proces ściskania i inaczej na proces rozciągania. Wymienione wcześniej zmienne wzmocnienia wyznacza się na podstawie hipotezy wzmocnienia odkształceniowego – wzór (3-44).

$$\mathbf{\kappa} = \begin{bmatrix} \kappa_t \\ \kappa_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^p \\ \tilde{\varepsilon}_c^p \end{bmatrix} = \tilde{\mathbf{\varepsilon}}^p$$
(3-44)

gdzie:

 $\tilde{\varepsilon}_{t}^{p}$, $\tilde{\varepsilon}_{c}^{p}$ – ekwiwalentne odkształcenia plastyczne materiału odpowiednio w przypadku rozciągania i ściskania wyznaczanymi na podstawie tensora prędkości przyrostu odkształcenia $\dot{\tilde{\varepsilon}}_{t}^{p} = r(\hat{\sigma})\hat{\varepsilon}_{\max}^{p}$ i $\dot{\tilde{\varepsilon}}_{c}^{p} = -(1-r(\hat{\sigma}))\hat{\varepsilon}_{\min}^{p}$ oraz funkcji wagowej naprężeń głównych $r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^{3} \langle \hat{\sigma}_{i} \rangle}{\sum_{i=1}^{3} |\hat{\sigma}_{i}|}, \quad 0 \le r(\hat{\sigma}) \le 1, \quad \text{gdzie} \quad \hat{\sigma}_{i} \text{ (i=1,2,3) są składowymi stanu}$

naprężenia (σ_1 , σ_2 , σ_3), a $\hat{\hat{\varepsilon}}_{max}^p$ $\hat{\hat{\varepsilon}}_{min}^p$ to odpowiednio wartości tensora prędkości maksymalnych i minimalnych odkształceń plastycznych.

Zmienne degradacji.

Opis degradacji materiału, wynikający z kontynualnej mechaniki zniszczenia, opiera się na bidysypacyjnej, izotropowej degradacji materiału, gdzie definiowane są dwie zmienne degradacji materiału: d_t oraz d_c , odpowiednio dla rozciągania i ściskania, przyjmujące wartości z przedziału <0,1>, gdzie 0 oznacza brak zniszczenia, natomiast

osiągnięcie wartości 1 wiąże się z całkowitą degradacją materiału. Zmienne te są niezależne, ale mogą zostać ze sobą powiązane, wtedy opisują degradację materiału powstałą po przejściu ze strefy ściskania do rozciągania i odwrotnie. Prezentowane zmienne wywodzą się z funkcji wzmocnienia (wzory (3-45) i (3-46)), które zbudowane są z dwóch części: opisującej degradację sztywności materiału oraz ewolucję powierzchni plastyczności.

$$\sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^p) = (1 - d_t(\tilde{\varepsilon}_t^p)) \cdot \overline{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^p)$$
(3-45)

$$\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^p) = (1 - d_c(\tilde{\varepsilon}_c^p)) \cdot \overline{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^p)$$
(3-46)

gdzie:

 $d_t(\tilde{\varepsilon}_t^p)$, $d_c(\tilde{\varepsilon}_c^p)$ – niemalejące funkcje, określające przyrost degradacji materiału poddanego odpowiednio rozciąganiu i ściskaniu,

 $\overline{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^p)$, $\overline{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^p)$ – funkcje ewolucji jednoosiowych granic plastyczności materiału na rozciąganie i ściskanie, wyrażone poprzez naprężenia efektywne.

Zdefiniowane powyżej funkcje wzmocnienia mają za zadanie opis zarówno ewolucji powierzchni plastyczności, jak również degradacji materiału. Wygląda to w ten sposób, że osiągnięcie powierzchni plastyczności w strefie dwuosiowego ściskania (III ćwiartka układu współrzędnych na Rys. 3.29c) rozpoczyna degradację związaną ze ściskaniem, a także jednocześnie modyfikację powierzchni plastyczności w strefie dwuosiowego ściskania oraz strefach przejściowych, czyli w ćwiartkach II i IV (Rys. 3.29c), natomiast nie pociąga za sobą wzmocnienia w strefie dwuosiowego rozciągania. Analogicznie wygląda sytuacja w strefie dwuosiowego rozciągania.

Cykliczne jednoosiowe ściskanie/rozciąganie.

Odpowiedź *BM* na cykliczne jednoosiowe obciążenie typu ściskanie lub rozciąganie przedstawia Rys. 3.30. Zauważyć można analogię do przedstawionej na rys. 3.30 odpowiedzi betonu na tego typu obciążenie. Po przekroczeniu granicy plastyczności aktywuje się funkcja wzmocnienia odpowiedzialna za modyfikację powierzchni plastyczności oraz postępującą degradację materiału, która charakteryzuje się redukcją modułu sprężystości E_0 zgodnie z formułą $(1-d_c)E_0$ lub $(1-d_t)E_0$. Na Rys. 3.30 proces ten jest widoczny w postaci zmniejszania się kąta nachylenia prostej odciążenia. Na omawianym rysunku pojawiają się takie wielkości jak: ε^d i ε^e , które odpowiednio oznaczają: odkształcenia typu zniszczeniowego (opisują zjawisko otwierania się, a następnie zamykania się rys) i odkształcenia sprężyste, całkowicie odwracalne.



Rys. 3.30 Odpowiedź BM na cykliczne: a) ściskanie, b) rozciąganie.

gdzie:

 ε_c^{in} , ε_t^{in} – całkowite niesprężyste odkształcenia odpowiednio ściskaniu i rozciąganiu.

Cykliczne obciążenie typu rozciąganie-ściskanie.

W przypadku obciążenia cyklicznego typu rozciąganie-ściskanie dochodzi dodatkowo problem związany z przejściem z rozciągania do ściskania i odwrotnie. Wiąże się to z powiązaniem dwóch niezależnych zmiennych degradacji (o czym wspomniano przy opisie zmiennych degradacji) poprzez wprowadzenie sumarycznej zmiennej degradacji *d* (*SDEG*), zgodnie ze wzorem (3-47).

$$(1-d) \quad (1=s_t d_c)(1-s_c d_t)$$
 (3-47)

gdzie:

 s_t , s_c – funkcje naprężenia σ_{11} , których zadaniem jest redukcja degradacji materiału, opisane wzorami (3-48) i (3-49).

$$s_t = 1 - \varpi_t r^*(\sigma_{11})$$
 (3-48)

$$s_c = 1 - \varpi_c (1 - r^*(\sigma_{11}))$$
 (3-49)

gdzie:

 $\overline{\sigma}_{t}$, $\overline{\sigma}_{c}$ – współczynniki redukcyjne, odpowiadające przejściu obciążenia z rozciągania do ściskania $\overline{\sigma}_{c}$ i odwrotnie $\overline{\sigma}_{t}$. Przyjmują wartość z przedziału <0,1>,

 $r^*(\sigma_{11})$ – funkcja krokowa, opisana wzorem (3-50).

$$r^{*}(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 0 & dla \ \sigma_{11} > 0 \\ 1 & dla \ \sigma_{11} < 0 \end{cases}$$
(3-50)



Rys. 3.31 Opis cyklicznego obciążenia typu rozciąganie – ściskanie w BM za [51].

Odpowiedź *BM* na omawiany typ obciążenia przedstawia Rys. 3.31. W pierwszej fazie obciążenia (odcinek 0-1) wszystkie zmienne degradacji są zerowe, a materiał znajduje się w zakresie sprężystym. Po przekroczeniu granicy plastyczności na

rozciąganie, zaczynają narastać rysy, wiąże się to z przyrostem wartości zmiennej degradacji d_t . W ten sposób prosta odciążenia (odcinek 2-3) nachylona jest pod mniejszym kątem niż pierwotna prosta obciążenia, a pierwotny moduł sprężystości ulega redukcji do wartości $(1-d_t)E_0$. Przejście z rozciągania do ściskania skutkuje przyjęciem wartości współczynnika redukcyjnego ω_c równego 1. Efektem jest pełne odtworzenie własności sprężystych materiału i rozpoczęciem ściskania przy pierwotnej wartości modułu sprężystości (odcinek 3-3' nachylony jest pod tym samym kątem jak 0-1). Proces ten powiązany jest z zamykaniem się rys, powstałych podczas rozciągania. Podczas ściskania, materiał po przekroczeniu granicy plastyczności zaczyna ulegać degradacji, czego efektem jest wzrost zmiennej degradacji d_c i prosta odciążenia (odcinek 4-5) przechodzi pod innym kątem, co wiąże się ze zmianą wartości modułu sprężystości $(1-d_c)(1-d_t)E_0$, co jest skutkiem otwarcia się rys powstałych podczas rozciągania w trakcie poprzedniego cyklu.



3.3.4.2. Adaptacja modelu do konstrukcji murowych

Rys. 3.32 Proponowane dwa warianty opisu dwuosiowej nośności muru w BM za [51].

BM został stworzony z myślą o betonie. Nie można bezpośrednio stosować prezentowanego modelu do konstrukcji murowych, ze względu na różnice w pracy muru w stosunku do betonu. Główną przeszkodą jest anizotropowość muru, jeśli chodzi

o wytrzymałość na obciążenie w różnych kierunkach względem spoin wspornych. Taki problem nie występuje w konstrukcjach betonowych. Jednak podobieństwo w postaci kształtu odpowiedzi tych dwóch materiałów kruchych, umożliwia adaptację *BM* do konstrukcji murowych. Szczegółowy proces takiej adaptacji odnaleźć można w [51]. Autor cytowanej pracy, na podstawie wyników badań laboratoryjnych zaczerpniętych z literatury [72], [123], [151], dobierał parametry modelu plastyczno-degradacyjnego w ten sposób, aby jak najlepiej dopasować obwiednię dwuosiowej nośności muru opisanej poprzez model do tej uzyskanej z badań. Przyjęcie odpowiednich proporcji wartości jednoosiowych wytrzymałości na ściskanie i rozciągania (*ft/fmx=3÷4%*), pozwala na opisanie obwiedni w strefie dwuosiowego rozciągania, a także rozciągania ze ściskaniem za pomocą wytrzymałości na ściskanie *fmx*, która jest podstawowym parametrem muru i łatwo można jej wartość otrzymać z badań laboratoryjnych. Autor przedstawił dwa warianty próby dopasowania obwiedni nośności, a ich rezultaty pokazuje Rys. 3.32.

Wariant pierwszy (oznaczony na rysunku niebieską linią) w swoim założeniu miał w żadnym przypadku nie przecinać obwiedni nośności, otrzymanej z badań laboratoryjnych. Spełnienie tego założenia narzuciło przyjęcie następujących proporcji wartości odpowiednich wytrzymałości muru (wprowadzonych do *BM*) ze względu na wytrzymałość na ściskanie muru f_{mx} : dwuosiowa wytrzymałość muru na ściskanie w *BM* – $\sigma_c = 0.5 f_{mx}$ oraz dodatkowo jednoosiowa wytrzymałość muru na rozciąganie w *BM* – $\sigma_t = 0.03 f_{mx}$. Szczegóły obliczeń parametrów *BM* przy założonych wytrzymałościach odnaleźć można w [51]. Omawiany wariant przybliża obwiednię ze strony bezpiecznej i w strefie dwuosiowego ściskania wyniki są zadawalające, jednak poza nią występują obszary znacznego niedoszacowania. W związku z tym, powstał drugi wariant, który zakłada możliwość przekroczenia obwiedni nośności w ograniczonym zakresie w pewnych miejscach (dokładnie widać to na Rys. 3.32, gdzie wariant drugi oznaczony jest linią czerwoną). W tym wariancie przyjęto następujące wartości wytrzymałości: $\sigma_b = f_{mx}$, $\sigma_c = 0.75 f_{mx}$ i $\sigma_c = 0.03 f_{mx}$.



Rys. 3.33 Proponowana obwiednia nośności oraz powierzchnia plastyczności określona w relacji do wariantu 1 za [51].

Kolejną obwiednią, nad którą pracował cytowany autor, była obwiednia plastyczności. W jej zdefiniowaniu pomocne były badania laboratoryjne
(przeprowadzane przez Naraine i Sinha – [144]), częściowo prezentowane w punkcie 3.3.3.4 niniejszej rozprawy. Powierzchnię plastyczności determinują otrzymane z badań wartości punktów stabilizacji, które określone zostały za pomocą zależności średnich wartości naprężeń (σ_1, σ_2) równych 0,67 wartości odpowiednich naprężeń znajdujących się na obwiedni nośności. W ten sposób możliwe było uzyskanie powierzchni plastyczności. Przykład uzyskanej powierzchni plastyczności prezentuje Rys. 3.33.

3.3.4.3. Specyfikacja BM przyjęta do obliczeń numerycznych

Zaprezentowany wcześniej opis sprężysto-plastyczno-degradacyjnego modelu, wymaga specyfikacji parametrów w zależności od typu stosowanego materiału (beton, mur). Przebiegi prawa wzmocnienia/osłabienia określane są na podstawie zmienności funkcji $\sigma - \varepsilon$, która wynika z próby jednoosiowego ściskania/rozciągania. Funkcje izotropowego przyrostu degradacji materiału, można wyznaczyć na podstawie zmiany modułu sprężystości w kolejnych cyklach obciążenie–odciążenie. W obliczeniach przyjęto podstawowe parametry sprężystego opisu pracy betonu (*E*=30 GPa, *v*=0,17) i muru (*E*=2,1 GPa, *v*=0,25).



Rys. 3.34 Przykładowe (stosowane w obliczeniach) postacie prawa wzmocnienia i degradacji betonu przy: a) ściskaniu, b) rozciąganiu.

Istnieje wiele prac [51], [81], [111], [122], na podstawie których można wyznaczyć niezbędne przebiegi funkcji i parametrów betonu. Zaprezentowane na Rys. 3.34 przykładowe przebiegi prawa wzmocnienia i degradacji, zostały wykorzystane w obliczeniach numerycznych uwzględniających *BM* do opisu pracy betonu. Prezentowane przebiegi prawa wzmocnienia i osłabienia zostały ograniczone do części pozasprężystej. Dlatego pierwszą wartość należy traktować jako granicę plastyczności w stanie jednoosiowym przy ściskaniu (Rys. 3.34a) i rozciąganiu (Rys. 3.34b). Ta druga jest jednocześnie graniczną wartością nośności betonu i odpowiada zerowej wartości odkształcenia ε_t^m (zgodnie z Rys. 3.30b).



Rys. 3.35 Przykładowe (stosowane w obliczeniach) postacie prawa wzmocnienia i degradacji muru przy: a) ściskaniu, b) rozciąganiu.

W odniesieniu do muru konstrukcyjnego przebiegi oparto o pracę [51], w której autor dokonał modyfikacji parametrów betonu, tak aby *BM* opisywał zachowanie muru w trakcie obciążenia dynamicznego. Przykładowe przebiegi prawa wzmocnienia i degradacji, które zostały wykorzystane w obliczeniach numerycznych przedstawiono na Rys. 3.35. Funkcje te opierają się o wyniki badań laboratoryjnych murów konstrukcyjnych wykonanych z cegły zawartych między innymi w pracach [144], [145].

W tej części pracy zaprezentowano wybrane modele materiałowe wykorzystywane w mechanice budowli. Dodatkowo przedstawiono podstawowe pojęcia i klasyfikację modeli materiałowych, które wywodzą się z przyrostowej teorii plastyczności. Taka forma prezentacji posłużyła do opisu (a także odwołań) modelu betonu i muru, który był podstawą do uzyskania wyników obliczeniach numerycznych zawartych w kolejnych rozdziałach rozprawy.

4. MODELOWANIE OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

Część czwarta rozprawy zawiera opisy konstrukcyjne budynków, w oparciu o które stworzono numeryczne przestrzenne modele budynków murowych. Zdefiniowano typ połączenia ścianastrop-ściana oraz podłoże gruntowe-budynek. Zasadniczym elementem tej części jest wybór i sposób modelowania nieciągłości materiałowych zawartych w płaskich modelach zastępczych tworzonych w oparciu o wyniki modeli przestrzennych.

4.1. Opis konstrukcyjny analizowanych budynków

Rozpatrywane w pracy modele budynków nie stanowią odzwierciedlenia fizycznych obiektów budowlanych. Niemniej jednak ich charakterystyka geometryczna i konstrukcyjno-materiałowa nawiązuje do typowej zabudowy terenów LGOM i GZW. Ponieważ brak jest prac związanych z analizą fizycznych budynków uszkodzonych poddanych wstrząsom, przeprowadzono analizy dynamiczne własnych modeli autora, zaproponowanych na podstawie przeglądu dokumentacji budowlanej oraz prac [51], [161], [165].

Analizując wyżej wymienione prace pod względem charakterystyki zabudowy wymienionych powyżej terenów górniczych, można wyodrębnić powtarzające się układy i elementy konstrukcyjne budynków murowych. Dlatego autor ogranicza się do obiektów o regularnym rzucie poziomym, w których można wyróżnić jedną kondygnację podziemną. Zawężenie takie wynika między innymi z konieczności eliminacji ewentualnych efektów skrętu konstrukcji w trakcie obciążenia dynamicznego [192]. Analizy numeryczne modeli budynków uszkodzonych, prezentowane w pracy, prowadzone są na płaskich modelach zastępczych, co wyklucza możliwość uwzględnienia przytoczonego wcześniej efektu. Zagadnienie to zostanie przedstawione szerzej w dalszej części rozdziału. Ponieważ jednym z decydujących czynników wytężenia badanej ściany jest masa stropu, autor skupił się na budynkach, które zawierają stropy monolityczne lub gęstożebrowe.

Warunki geologiczno-gruntowe przyjęto na podstawie analizy zawartej w pracy [51], w której przedstawiono geotechniczną ocenę podłoża gruntowego terenu LGOM. Na tej podstawie przyjęto występowanie głównie średnio zagęszczonych piasków i żwirów o dobrej nośności i małej odkształcalności. Wobec tego założono, że wartości współczynników pionowej podatności podłoża gruntowego C₀ mieszczą się w przedziale 60÷200 MN/m³.

4.1.1. Budynek niski (*N*)

Budynek niski jest reprezentantem typowych wolnostojących obiektów, potocznie zwanych "kostkami". Zawiera on trzy kondygnacje, z czego dwie nadziemne (3,0 m każda) i jedną podziemną (3,3 m). Podpiwniczenie obejmuje całość kwadratowego rzutu poziomego budynku (8,7 x 8,7 m), który został symbolicznie zilustrowany na Rys. 4-4a. Ogólny zarys opisywanego obiektu prezentuje Rys. 4-1. Można zauważyć, że perforacje okienne i drzwiowe stanowią znaczną część powierzchni ściany. Zewnętrzne i wewnętrzne ściany konstrukcyjne części nadziemnej o grubości 25 cm wykonane są w technologii murowej z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej. Z kolei część podziemna to mur o grubości 38 cm wykonany z tego samego materiału. Fundamenty budynku zostały przewidziane jako monolityczne ławy żelbetowe o szerokości 70 cm i wysokość 30 cm. Stropy ze ścianami zewnętrznymi połączone są za pomocą żelbetowych wieńców. Strop nad piwnicą i pierwszym piętrem przewidziano jako gęsto-żebrowy ceramiczny typu Fert-45 z warstwą nadbetonu. Stropodach wykonany jest jako płyta żelbetowa o grubości 20 cm. Nadproża żelbetowe umieszczone zostały nad otworami okiennymi i drzwiowymi, a ich wysokość wynosi

30 cm. Ściany działowe uwzględniono jako mur z cegły dziurawki o grubości 12 cm. Schody wykonane są jako żelbetowe. Grubość płyty spocznika i biegu wynosi 12 cm. Kominy są murowane z keramzytobetonowych pustaków PK.



Rys. 4-1 Gabaryty wolnostojącego murowego budynku niskiego (N).

4.1.2. Budynek wysoki (W)



Rys. 4-2 Gabaryty wolnostojącego murowego budynku wysokiego (W).

Wolnostojący budynek wysoki stanowi rozbudowaną wersję opisanego wcześniej niskiego domu jednorodzinnego o kolejne dwie kondygnacje nadziemne. W wyniku tego będzie on zawierał cztery kondygnacje nadziemne (3,0 m każda) i jedną podziemną (3,3 m). Podpiwniczenie obejmuje całość kwadratowego rzutu poziomego budynku (8,7 x 8,7 m), który jest identyczny jak w budynku *N*. Ogólny zarys opisywanego budynku *W* prezentuje Rys. 4-2. Zewnętrzne i wewnętrzne ściany konstrukcyjne części nadziemnej o grubości 25 cm i podziemnej o grubości 38 cm, wykonane są w technologii murowej z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej. Fundamenty w budynku wysokim przewidziano jako monolityczne ławy żelbetowe o szerokości 70 cm i wysokość 30 cm. Połączenie stropu ze ścianami przewidziano z uwzględnieniem wieńca żelbetowego. Wszystkie stropy to gęsto-żebrowe stropy ceramiczne typu Fert-45 z warstwą nadbetonu, natomiast stropodach to płyta żelbetowa o grubości 20 cm. Schody wykonane są jako żelbetowe. Grubość płyty spocznika i biegu wynosi 12 cm. Również żelbetowe są nadproża, które umieszczone zostały nad otworami okiennymi i drzwiowymi, a ich wysokość wynosi 20 cm. Ściany działowe wykonane są z cegły dziurawki o grubości 12 cm.

4.1.3. Budynek szeroki (S)

Wolnostojący budynek szeroki to obiekt o dwóch kondygnacjach nadziemnych (2,8 m każda) oraz jednej podziemnej (2,6 m). Podpiwniczenie obejmuje całość prostokątnego rzutu poziomego budynku (16,0 x 8,0 m), który obrazuje Rys. 4-4b. Ogólny zarys prezentowanego obiektu zilustrowany został na Rys. 4-3. Zewnętrzne i wewnętrzne ściany konstrukcyjne części nadziemnej o grubości 38 cm wykonane są w technologii murowej z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej Ściany piwnic grubości 30 cm założono jako betonowe. Fundamenty budynku, w zależności od lokalizacji, to monolityczne ławy żelbetowe o szerokości 60÷100 cm i wysokość 40 cm. Przewidziano wykonanie obwodowego wieńca żelbetowego łączącego strop ze ścianami. Wszystkie stropy oraz stropodach wykonane są jako monolityczne płyty żelbetowe o grubości 20 cm. W tej samej technologii wykonane zostały schody zlokalizowane w środkowej części obiektu. Grubość płyty spocznika i biegu wynosi 12 cm. Również żelbetowe są nadproża, które umieszczone zostały nad otworami okiennymi i drzwiowymi, a ich wysokość wynosi 20 cm. Ściany działowe wykonane są z cegły dziurawki o grubości 12 cm.



Rys. 4-3 Gabaryty wolnostojącego murowego budynku szerokiego (S).

4.2. Obciążenia konstrukcji uwzględniane w obliczeniach

Tworzenie modelu numerycznego wymaga zastosowania uproszczeń w odniesieniu do faktycznego stanu analizowanego obiektu budowlanego. Stosowane uproszczenia powinny prowadzić do wzrostu efektywności obliczeń przy zachowaniu oczekiwanej dokładności rozwiązania. Ponieważ celem obliczeń jest analiza stanu uszkodzenia murowych ścian nośnych budynków, dlatego tworzone modele w sposób geometryczny nie uwzględniają elementów drugorzędnych. Elementy tego typu to: kominy, cokoliki, balkony, zadaszenia, czy ścianki działowe. Mając na uwadze wpływ wymienionych elementów, którego nie można zaniedbać [98], na charakterystykę

dynamiczną obiektów budowlanych, masę elementów drugorzędnych dodano do masy odpowiednich stropów. Przy jednoczesnym pominięciu sztywność tych elementów, a konkretnie, wpływ ich sztywności na zmianę charakterystyki dynamicznej budynku.

Wyniki obliczeń numerycznych zawartych w rozprawie, każdorazowo uwzględniają dwa etapy obciążania modeli konstrukcji. Pierwszy etap dotyczy analizy konstrukcji w zakresie statycznym, czyli dotyczy długotrwałej części obciążenia. Drugi etap związany jest z dynamicznym charakterem obciążenia obiektu, poprzez uwzględnienie wstrząsu podłoża gruntowego.

Istotnym czynnikiem wpływającym na odpowiedź dynamiczną budynku jest układ rzutu poziomego. Decyduje on o rozkładzie sztywności oraz masy, a także ma wpływ na poziom obciążenia przekazywanego ze stropu na ściany. Stosowane w analizach modele numeryczne charakteryzują się regularnością rzutów poziomych. Zostały one zaprezentowane na Rys. 4-4.



Rys. 4-4 Układ konstrukcyjny – rzut poziomy budynku: a) budynek N i W, b) budynek S.

Ograniczenie analiz jedynie do przypadków układów budynku o takim rzucie poziomym wynika z konieczności wprowadzenia zastępczego modelu płaskiego. Idea, a także algorytm wyznaczania parametrów w takim przypadku, zostały zaprezentowane w punkcie 4.4. Analizy zastępczych modeli płaskich umożliwiają generowanie gęstszych siatek MES, co jest koniecznym w przypadku modelowanie uszkodzeń ściany.

4.2.1. Obciążenie statyczne

Część statyczna obciążenia uwzględnia przede wszystkim ciężar własny analizowanej konstrukcji. Z tego powodu istotnym jest zdefiniowanie geometrii modelu i przyjęcie odpowiedniej masy objętościowej danego materiału. Tam, gdzie było to konieczne, sprowadzono ścianę warstwową do przypadku ściany jednorodnej o zmodyfikowanej masie materiału. Ponieważ modele obliczeniowe uwzględniają jedynie elementy konstrukcyjne, masy elementów drugorzędnych wprowadzone zostały do masy stropu danej kondygnacji. Kumulowanie masy w tych częściach modelu prowadzi do przypadku bardziej niekorzystnego, czyli do takiego, który wywoła większe wytężenie ścian w trakcie działania obciążenia dynamicznego.

Ponieważ jest mało prawdopodobne, aby maksymalnemu obciążeniu użytkowemu, na wszystkich kondygnacjach, towarzyszył wstrząs podłoża gruntowego, w obliczeniach uwzględniono jedynie jego część długotrwałą. Podając za [87] wynosi ona 80% statycznej części obciążenia zmiennego. Dodatkowe (pełne użytkowe) obciążenie pionowe stropów mogłoby redukować wielkości naprężeń ściskających i rozciągających w poziomych przekrojach ścian podczas analizy dynamicznej.

Jako główne założenie, odnośnie części statycznej obciążenia przyjęto, że nie może ono powodować żadnych uszkodzeń konstrukcji ścianowej. Oznacza to, że nie występuje lokalne przekroczenie granicy plastyczności muru konstrukcyjnego.

| Tab. 4-1 Przyjmowane w obliczeniach gęstośc | i objętościowe elementów konstrukcyjnych. |
|---|---|
|---|---|

| Model budynku | Element | gęstość [kg/m³] |
|------------------|---|---------------------------|
| N | Beton, Żelbet – fundament, strop, stropodach, nadproże | 2500 |
| IN | Mur konstrukcyjny – ściana nośna piwnic i części nadziemnej | 1800 |
| \A/ | Beton, Żelbet – fundament, strop, stropodach, nadproże | 2500 |
| vv | Mur konstrukcyjny – ściana nośna piwnic i części nadziemnej | 1800 |
| | Beton, Żelbet – fundament, nadproże, ściana nośna piwnic | 2500 |
| S | Beton, Żelbet – strop, stropodach | 3200 |
| | Mur konstrukcyjny – ściana nośna piwnic i części nadziemnej | 2000 |

4.2.2. Obciążenie dynamiczne

Drugi etap analizy jest konsekwencją przyjętego obciążenia dynamicznego. Ponieważ charakter rejestrowanych wstrzasów pochodzenia aórniczeao. komunikacyjnego, jak i naturalnego jest zmienny, co do amplitud, częstotliwości i czasu trwania, koniecznym staje się analiza sygnałów. Polega ona na eliminacji lub ograniczeniu wpływu szumów, powstałych w wyniku błędnie zarejestrowanych wstrząsów. Uwzględniane są za to sygnały zawierające wartości amplitudy przyspieszeń, które uznane zostały za istotne (np.: 200 mm/s²). Poza czasem trwania wstrząsu istotne jest także określenie charakterystyki częstotliwościowej sygnału. Jeżeli będzie ona zbliżona do charakterystyki częstotliwościowej budynku, może nastąpić, w trakcie trwania wstrząsu, znaczne wytężenie konstrukcji. Analizę sygnału można przeprowadzić w oparciu o wyznaczenie jego funkcji widmowej gestości mocy. Pozwala ona na zbadanie struktury częstotliwościowej sygnału, czyli określić dominujące czestotliwości w jego widmie. Wiecej informacji na temat analizy sygnałów losowych można odnaleźć w pracach [15], [27], [118].

Ponieważ charakterystyka przyjętego obciążenia dynamicznego decyduje o poziomie zniszczenia analizowanych modeli, w obliczeniach wykorzystano trzy typy sygnałów:

- sejsmiczny zarejestrowany podczas trzęsienia ziemi w Koyna (Indie) w 1967r o magnitudzie 6,5 w skali Richtera. Uwzględnia przyspieszenia na kierunku pionowym i poziomym.
- parasejsmiczny pochodzenia górniczego z terenu Polkowic (LGOM). Wyselekcjonowany na podstawie analizy funkcji widmowej gęstości mocy akcelerogramów uzyskanych z [162]. Poprzez podwójne całkowanie sygnałów przyspieszeniowych w niezależnym (od programu, w którym prowadzone są analizy numeryczne) zewnętrznym programie, wymuszenia są wprowadzane do obliczeń w formie przemieszczeniowej jedynie na kierunku poziomym.
- harmoniczny o przebiegu sinusoidalnym odpowiadającym każdorazowo pierwszej częstości drgań własnych analizowanego modelu. Wprowadzany sygnał przemieszczeniowego wymuszenia kinematycznego na kierunku poziomym, zawiera część aktywną (wymuszenie) i bierną (brak wymuszenia).

Sygnał typu sejsmicznego został zarejestrowany podczas trzęsienia ziemi w okolicach tamy w mieście Koyna. Uwzględnia on zmianę przyspieszenia gruntu na kierunkach pionowym i poziomym w czasie 10 s. Przebieg zmian przyspieszenia podłoża gruntowego w czasie, w przypadku dwóch kierunków, zilustrowano na Rys. 4-5. Rejestracja sygnału prowadzona była na poziomie próbkowania 0,01 s. i taką stałą dyskretyzację czasu trwania wymuszenia kinematycznego przyjęto w obliczeniach dynamicznych. Prowadzi to do generowania 1001 punktów, w których dokonywanie jest

całkowanie równań ruchu. Maksymalne przyspieszenie tego sygnału odnotowano na kierunku poziomym i wynosi 4,5 m/s². Struktura częstotliwościowa sygnału dotyczy pasma 8÷10 Hz i największa jego intensywność przypada pomiędzy 3, a 4 sekundą trwania wymuszenia.



Rys. 4-5 Akcelerogram trzęsienia ziemi w Koyna na kierunku a) pionowym, b) poziomym.

Przeprowadzone analizy wstrząsów parasejsmicznych obszaru Polkowic (LGOM), zawarte w pracach [51], [118], [162], pozwoliły na wyselekcjonowanie sygnałów pod względem ewentualnego wpływu na budynki budowlane. Poprzez zastosowanie analizy funkcji widmowej gęstości mocy sygnałów parasejsmicznych, można przeprowadzić ich podział na pasma częstotliwościowe. W ten sposób grupowane są sygnały o tej samej strukturze w przedziale częstotliwościowym. Podział sygnałów wraz z odpowiadającymi im parametrami zestawiono w Tab. 4-2. Ostatnia kolumna tej tabeli zawiera mnożniki obciążenia zwiększające amplitudy sygnałów zastosowanych w obliczeniach. Docelowo zabieg ten ma doprowadzić do lokalnego zniszczenia murowej ściany, ponieważ, jak wynika z prac [161]÷[164], [167], obiekty zabezpieczone lub częściowo zabezpieczone na wpływy wstrząsów podłoża gruntowego jedynie w sporadycznych przypadkach ulegają uszkodzeniom. Jako zabezpieczenie można uznać regularny rzut poziomy budynku oraz ukształtowanie wieńca obwodowego na poziomie stropów.

| PASMO [Hz] | Nazwa | Czas trwania [s] | Krok czasowy [s] | Mnożnik obciążenia |
|---------------|-------|---------------------|---------------------|-----------------------|
| 3,5÷5,0 | Pol5 | 4,2050 | 0,0050 | 2 |
| 5,0÷6,0 | Pol4 | 2,3680 | 0,0020 | 1,5 |
| | Pol6 | 2,1918 | 0,0026 | 2 |
| 6,0÷7,5 | Pol3 | 1,4480 | 0,0020 | 3 |

| T-1 (OD- | | | |
|-------------------|--------------|-------------|----------------------|
| Tab. 4-2 Parametr | y sygnałow w | ykorzystywa | nych w obliczeniach. |

Prezentowane poniżej sygnały parasejsmiczne (na kierunku poziomym), zostały zarejestrowane na poziomie gruntu i przedstawiają zmianę jego przyspieszenia w czasie. Obciążenie dynamiczne tego typu zostanie jednak wprowadzone w postaci przemieszczeniowego wymuszenia kinematycznego modelu. Zabieg ten wynika między innymi z konieczności eliminacji możliwych błędów powstałych w trakcie rejestracji svonałów, a także późniejszej weryfikacji zarejestrowanego svonału. Całość wymienionych operacji została wykonana (przy udziale dr inż. Zbigniewa Lipskiego, z którym autor współpracował m.in. podczas analiz do pracy [119]) zewnętrznym programem, niezależnym od tego, w którym prowadzone były obliczenia dynamiczne modeli budynków murowych. Przykładową zamianę akcelerogramu Pol4 na sygnał przemieszczeniowy zawiera Rys. 4-6. Maksymalne wartości przyspieszeń wykorzystywanych sygnałów sięgają 2 m/s², czyli są dwa razy mniejsze niż miało to miejsce, w przytoczonym wcześniej sygnale sejsmicznym.



Rys. 4-6 Przykładowe sygnały tego samego wstrząsu parasejsmicznego typu a) przyspieszeniowego, b) przemieszczeniowego.

Jak już wspomniano wcześniej, głównym celem rozprawy jest określenie wpływu istniejących uszkodzeń budynku na jego odpowiedź dynamiczną pod działaniem obciążenia zmiennego w czasie. Aby uniezależnić analizy od problemów związanych z doborem właściwego (istotnego) sygnału wymuszenia, skupiono się w rozprawie na analizach dynamicznych przy wymuszeniu harmonicznym. Pozwala to na kontrolowanie charakteru sygnału i jego cech (parametrów), aby ściśle odpowiadał charakterystyce dynamicznej analizowanego modelu. Najważniejszą kwestią pozostaje porównanie odpowiedzi dynamicznej modeli budynku wstępnie uszkodzonego i nieuszkodzonego. Z tego powodu każdy z modeli poddany zostanie wymuszeniom harmonicznym, które odpowiadają:

- a) charakterystyce częstotliwościowej modelu budynku nieuszkodzonego (/),
- b) charakterystyce częstotliwościowej modelu budynku wstępnie uszkodzonego (U).

Wprowadzane sinusoidalne sygnały harmoniczne zawierają wewnętrzny podział na część aktywną i bierną. Pierwsza część sygnału zawiera przemieszczeniowy sygnał wymuszenia opisany przez zależność (4-1), obejmujący sześć okresów sinusoidy.

$$u(t) = A \cdot \sin\left(\omega_{1} \cdot t\right) \tag{4-1}$$

Część druga sygnału (bierna) umożliwia swobodne tłumienie drgań obiektu. Przykładowy przebieg przemieszczeniowego wymuszenia typu harmonicznego przedstawia Rys. 4-7.





Czas trwania (*t*) wymuszenia, uzależniony jest oczywiście od wartości częstotliwości ω_1 i zawiera się w przedziale 1,5÷2,0 s. Stały jest w tym przypadku

podział na kroki czasowe i wynosi 0,01 s. Z kolei wartość amplitudy (*A*) przyjęta została na podstawie analiz wstępnych *MBN*, tak aby degradacja wynikająca z wymuszenia nie obejmowała znacznych obszarów modelu (*A*=0,001 m).

4.3. Modele numeryczne wykorzystywane w obliczeniach

Uzyskanie wiarygodnych (nawiązujących do rzeczywistości) wyników analiz uzależnione jest od budowy modelu numerycznego, jak i metody rozwiązania układu. Jedynie uwzględnienie zaawansowanego modelowania, w odniesieniu do modelu materiałowego, umożliwia określenie poziomu prawdopodobnego wytężenia budynków podczas oddziaływania dynamicznego. Obliczenia numeryczne ze względu na obszerne biblioteki modeli materiałowych, elementów skończonych oraz możliwych procedur analiz prowadzone były z wykorzystaniem pakietu ABAQUS [81].

Jak już wspomniano wszelkie obliczenia z wykorzystaniem pakietu ABAQUS wykonano zdalnie w Akademickim Centrum Komputerowym "CYFRONET" w Krakowie. Komputery dużej mocy obliczeniowej o nazwie "Baribal" i "Saturn" posiadają zainstalowany przytaczany program, a prowadzenie obliczeń możliwe było na podstawie przyznanego grantów MNiSW/SGI3700/PŚląska/084/2007 oraz MNiSW/Sun6800/PŚląska/084/2007.

4.3.1. Obliczenia numeryczne- program, metody, modele

ABAQUS programów. iest pakietem który umożliwia rozwiązanie skomplikowanych problemów inżynierskich i naukowych. Nie jest on typowym programem stosowanym w problematyce inżynierii budowlanej, lecz jest powszechnie używany w przemyśle maszynowym i samochodowym, hutniczym i wydobywczym, stoczniowym i lotniczym. Jest on tak rozpowszechniony, ponieważ umożliwia rzetelną ocenę wytrzymałościową elementów maszyn lub konstrukcji inżynierskich. Program stale jest rozwijamy i udoskonalany przez amerykańską firmę SIMULIA. ABAQUS charakteryzuje się budową modularną, opartą na koncepcji bibliotek. Taka forma daje użytkownikowi możliwość dowolnego łączenia tworzonych elementów, tworząc dowolne elementów skończonych, materiałów, kombinacie obciażeń. CZV procedur obliczeniowych [81].

Wykorzystanie programu ABAQUS do celów dynamicznej analizy uszkodzonych budynków murowych jest zasadne, ponieważ zawiera on model opisujący zachowanie materiałów kruchych podczas obciążenia cyklicznego. Dodatkowo należy uwzględnić adaptację tego modelu opisaną w [51], a dotyczącą modelowania muru konstrukcyjnego. Program mieści w sobie także procedury umożliwiające bezpośrednie zadawanie wymuszenia kinematycznego opisanego poprzez akcelerogram (i nie tylko), co daje możliwość przeprowadzania numerycznego całkowania równań ruchu.

Program ABAQUS zawiera między innymi procedurę rozwiązania nieliniowych układów równań algebraicznych (otrzymanych w metodzie elementów skończonych) metodą *Newtona – Raphsona*, stosowaną w obliczeniach omawianych w dalszej części pracy. Nieliniowość uzyskiwanych układów równań wynika oczywiście z nieliniowych związków fizycznych modelu materiału. Opis różnych metod rozwiązania typu problemów można odnaleźć m.in. w pracach [27], [168].

Z punktu widzenia mechaniki budowli analizowany budynek (ale także jego model komputerowy) jest układem o nieskończonej liczbie stopni swobody, którego zachowanie pod wpływem działających sił opisują złożone, trudne do rozwiązania równania cząstkowe. Opisany w wielu podręcznikach MES (np. w [27], [78], [205]) algorytm podziału układów ciągłych na elementy skończone pozwala zastąpić równania cząstkowe, układem równań zwyczajnych ze skończoną liczbą niewiadomych, czyli układ o nieskończonej liczbie stopni swobody zastępowany jest przez odpowiedni układ o skończonej liczbie stopni swobody. Ostateczny układ równań ruchu zdyskretyzowanego modelu budynku można przedstawić w postaci (4-2).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{q}(t) = \mathbf{P}(t)$$
(4-2)

gdzie:

q(t) – wektor uogólnionych przemieszczeń węzłowych,

M – macierz mas,

C – macierz tłumienia,

K – macierz sztywności,

 $\mathbf{P}(t)$ – wektor obciążeń.

Analizując przypadek wymuszenia typu kinematycznego, równanie (4-2) w części sił zewnętrznych reprezentowane będzie poprzez siły bezwładności wynikające z wymuszenia. W związku z tym otrzymujemy równanie (4-3)

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\,\mathbf{q}(t) = -\mathbf{M}\,\mathbf{a}(t) \tag{4-3}$$

gdzie:

a(t) – wektor wymuszonego przyspieszenia, przypisany danym stopniom swobody.

Macierz tłumienia jest sumą tłumienia bezwładnościowego i sztywnościowego, które uzależnione są od macierzy mas i sztywności ze stałymi współczynnikami proporcjonalności.

$$\mathbf{C} = \alpha_R \mathbf{M} + \beta_R \mathbf{K} \tag{4-4}$$

gdzie:

 α_R i β_R – stałe współczynniki proporcjonalności.

Przeprowadzane w pracy analizy modeli, związanych z wymuszeniem kinematycznym, uwzględniają tłumienie wynikające z wartości ułamka tłumienia krytycznego ξ , który jest uzależniony, jak wynika z (4-5), od logarytmicznego dekrementu tłumienia Δ , charakteryzującego typ analizowanego budynku. Zgodnie z załącznikiem do normy [154] przyjęto wartość Δ =0,3, ponieważ odnosi się ona do budynków o konstrukcji murowej.

$$\xi = \frac{\Delta}{2\pi} \tag{4-5}$$

Wprowadzenie wartości ułamka tłumienia krytycznego do analiz powiązane zostało z wartością pierwszej częstości drgań własnych [81] poprzez zależność (4-6). Z tego powodu każdorazowo analiza modelu z wymuszeniem kinematycznym poprzedzana była analizą modalną, gdzie wyznaczano wartości częstości i postacie drgań własnych modelu.

$$\beta_R = \frac{2\xi}{\omega_1} \tag{4-6}$$

Analizy numeryczne modeli budynków prezentowane w niniejszej pracy uwzględniają m.in., opisane w punkcie 4.2.2, niestacjonarne sygnały wymuszeń kinematycznych. Z tego względu przyjęto przybliżony sposób rozwiązania równania ruchu (4-2). Opiera się on na tzw. niejawnej (*implicit*) metodzie całkowania równań, przeprowadzanej w dyskretnych chwilach czasowych. W odróżnieniu od metody jawnej (*explicit*) szerzej omówionej w [171], a sprowadza się do rozwiązania nieliniowego układu równań w każdym kroku czasowym dyskretyzowanego sygnału. Staje się to powodem wydłużenia czasu obliczeń numerycznych. Zaletą metod niejawnych (zamkniętych), jest stabilna budowa algorytmu wyznaczania stanu równowagi układu, ponieważ podczas rozwiązywania zadania, uwzględnia się rozwiązanie w poprzednim, jak i analizowanym kroku czasowym.

Najczęściej stosowaną zamkniętą, iteracyjną metodą całkowania układu równań różniczkowych względem czasu jest metoda *Newmarka*, opisana m.in. w pracach [27],

[168]. Oparta została ona o parametry β i γ , określające zmianę przyspieszenia w kolejnych krokach czasowych. Stabilność tej metody uzyskuje się na poziomie gdy β =0,5, oraz γ =<¹/₆,¹/₄>. Udoskonalenie opisywanego podejścia stanowi metoda autorstwa *Hilberga, Hughesa, Taylora* [82], [83]. Zakłada ona zapis układu równań różniczkowych, prezentowany przez równanie (4-7), odnoszący się do końcowej chwili przyrostu czasu, poprzez średnią ważoną sił statycznych (**I** – wewnętrznych i **P** – zewnętrznych), rejestrowaną na początku i końcu kroku czasowego.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}\big|_{t+\Delta t} + (1+\alpha)\big(\mathbf{I}\big|_{t+\Delta t} - \mathbf{P}\big|_{t+\Delta t}\big) - \alpha\big(\mathbf{I}\big|_{t} - \mathbf{P}\big|_{t}\big) + \mathbf{L}\big|_{t+\Delta t} = 0$$
(4-7)

W powyższym równaniu autorzy [82] wprowadzają dodatkowe tłumienie numeryczne α . Wpływa ono na wartości parametrów *Newmarka* β i γ zgodnie z (4-8).

$$\beta = \frac{1}{4} (1 - \alpha)^{2}, \quad \gamma = \frac{1}{2} - \alpha, \quad -\frac{1}{3} \le \alpha \le 0$$
(4-8)

Przyjęcie α =0 w zależnościach (4-8) prowadzi wprost do wartości parametrów *Newmarka*. Ponieważ całkowanie układu równań różniczkowych następuje w sposób iteracyjny, poprzez automatyczne dostosowanie długości tego kroku, prowadzi to do powstawania niedokładności obliczeniowych. Wynikają one ze zmiany wielkości kroku całkowania, czyli przyrostu kroku czasowego. Wprowadzenie tłumienia numerycznego, przykładowo α =0,05, prowadzi do eliminacji tzw. "szumu numerycznego", a zarazem nie wpływa znacząco na odpowiedź dynamiczną układu [81].

Przedstawione procedury zostały uwzględnione przy budowie modeli numerycznych obiektów budowlanych analizowanych w pracy. Na podstawie prezentowanych w punkcie 4.1 opisów konstrukcyjnych stworzone zostały, w programie ABAQUS, przestrzenne modele numeryczne. W nich uwzględnione zostały elementy budynku takie jak: mur, strop, stropodach, fundament, nadproże, co można zaobserwować na Rys. 4-8 do Rys. 4-10 poprzez zastosowaną kolorystykę. Ponieważ w rzeczywistych budynkach murowych występują połączenia pomiędzy elementami konstrukcyjnymi, w punkcie 4.3.2 przedstawiono sposób modelowania węzła ścianastrop-ściana. W pracy zaproponowany został także sposób modelowania podłoża gruntowego, który przedstawiono w punkcie 4.3.3.



Rys. 4-8 Przestrzenny model budynku N.

Każdorazowo dyskretyzację modelu przeprowadzono z zastosowaniem regularnej siatki czworokątnych elementów powłokowych. Węzeł tego elementu skończonego, w programie oznaczony jako S4R, uwzględnia sześć niewiadomych (trzy przemieszczeniowe i trzy rotacyjne). Elementy powłokowe zostały zdefiniowane poprzez zadanie im liniowej funkcji kształtu oraz redukcję liczby punktów całkowania. Modele przestrzenne budynków uwzględniają plastyczno-degradacyjną charakterystykę materiału w odniesieniu do betonowych i murowych elementów konstrukcyjnych. Z uwagi na wprowadzone do modelu budynku wymuszenie, które w przypadku zastosowania nieliniowej charakterystyki modelu materiałowego, może powodować lokalne (nieuzasadnione fizycznie) uszkodzenie fundamentu w jego dolnej warstwie, zastosowano model materiałowy o liniowo-sprężystej charakterystyce.

Przestrzenny model budynku niskiego (N), zilustrowany na Rys. 4-8, zbudowany został z kwadratowych elementów powłokowych o boku 15 cm. Ich łączna liczba wyniosła 27 493, a liczba stopni swobody 214 185.

Model 3D budynku wysokiego (W), zaprezentowany na Rys. 4-9, stworzony został z kwadratowych elementów powłokowych o boku 15 cm. Ich łączna liczba wyniosła 50 847, a liczba stopni swobody 356 975.



Rys. 4-9 Przestrzenny model budynku W.

W odróżnieniu od przedstawionych wcześniej modeli, model przestrzenny budynku szerokiego (S), zilustrowany na Rys. 4-10, wykonany został z kwadratowych elementów powłokowych o boku 20 cm. Zwiększenie wymiaru ES podyktowane zostało znacznymi gabarytami obiektu. Z tego względu łączna liczba ES wyniosła 21 452, przy 140 466 stopni swobody.



Rys. 4-10 Przestrzenny model budynku S.

Wprowadzenie nieciągłości do modelu numerycznego, zaprezentowane w punkcie 4.5, wymaga odpowiednio gestej siatki MES. Z tego powodu, z każdego modelu przestrzennego (N, W, S), wydzielono po jednej ścianie z osi, następnie stworzono ich modele tarczowe. Algorytm zamiany modelu przestrzennego na zastępczy model tarczowy zaprezentowany został w punkcie 4.4. Zawiera on sposób wyznaczenia parametrów geometrycznych (związanych z współpracą stropów i ścian poprzecznych) i gruntowych tak, aby uzyskać porównywalne odpowiedzi dynamiczne modeli Modele przestrzennego oraz tarczowego. tarczowe zbudowane zostałv z czterowezłowych. kwadratowvch elementów skończonvch płaskiego stanu naprężenia. W programie ABAQUS oznaczono je jako typ CPS4. Przy zastosowaniu tego typu elementów nie uwzględniono redukcji liczby punktów całkowania w jego Charaktervstvki materiałowa (modele materiałowe) zostałv wnetrzu. przviete analogicznie jak w modelach przestrzennych, przy czym założono że elementy ścian współpracujących z analizowanymi oraz stropów opisane są jako liniowo-sprężyste, z uwagi na wyniki zawarte w punkcie 4.3.2 rozprawy.

Płaski zastępczy model budynku niskiego (*N*), przedstawiony na Rys. 4-11, stworzony został z kwadratowych elementów typu CPS4 o boku 5 cm. Ich łączna ilości, w modelu podstawowym, wyniosła 25 351, co generuje 53 439 stopni swobody. Dodatkowo przygotowano do obliczeń numerycznych trzy warianty budynku *N*, które uwzględniają różne usytuowanie otworów w ścianie. Zakres tych modyfikacji przedstawiony został Rys. 4-11b,c,d.



Rys. 4-11 Tarczowy model budynku: a) N, b) N1, c) N2, d) N3.

Tarczowy, zastępczy model budynku wysokiego (*W*), przedstawiony na Rys. 4-12, utworzony został z kwadratowych elementów typu CPS4 o boku 5 cm i 10 cm. Ich łączna ilości, w modelu wyniosła 40 014, (84 805 stopni swobody).



Rys. 4-12 Tarczowy model budynku W.

Model budynku szerokiego (*S*) o strukturze 2*D*, przedstawiony na Rys. 4-13, został podzielony na kwadratowe elementy skończone o boku 5 cm, a ich Łączna ilość wyniosła 50 132. Prowadzi to do budowy układu równań w liczbie 103 311, która wynika z ilości stopni swobody w każdym kroku obliczeniowym.



Rys. 4-13 Tarczowy model budynku S.

4.3.2. Modelowanie połączenia ściana-strop-ściana

Celem pracy jest określenie wpływu zmiany odpowiedzi dynamicznej modelu budynku z uszkodzeniami w relacji do modelu wyidealizowanego (bez nieciągłości). Prowadzenie analizy dynamicznej na modelach przestrzennych, z których każdy zawiera ponad 150 000 stopni swobody, powoduje długi czas obliczeń oraz obszerny (trudny w obróbce) plik wynikowy. Dodatkowo, wprowadzenie gęstszego podziału siatki MES (< 15 cm) modeli 3*D*, uzasadnionego rzeczywistym wymiarem nieciągłości, zwielokrotnia obszerność zadania. Wydaje się więc zasadnym ograniczenie analizy modeli przestrzennych zawierających nieciągłości materiałowe, na tym etapie badań, co nie przekreśla możliwości podjęcia tego wątku w późniejszym czasie. Prezentowana tutaj ścieżka, wydzielenia ściany z modelu przestrzennego i jej późniejsza analiza w zakresie 2*D*, wynika z (opisanego w punkcie 4.5) przyjętego geometrycznego modelowania uszkodzeń.

Ponieważ już sama analiza modelu tarczowego jest znacznym uproszczeniem, należy ograniczyć wpływ czynników, które mogłyby sprawić, że rozwiązanie modelu 2D

Rozprawa doktorska – Dawid MROZEK

i modelu przestrzennego będą znacząco odmienne. Jednym z nich jest sposób modelowania połączenia ściana-strop-ściana w przestrzennym modelu budynku. Istnieją dwa podstawowe sposoby ukształtowania połączenia omawianych elementów konstrukcyjnych. Pierwszy polega na utworzeniu przegubu walcowego wzdłuż krawędzi stropu, łącząc w ten sposób strop ze ścianą. Przegub taki zrealizowany jest na całym obwodzie stropu, a zastosowanie tego podejścia można odnaleźć w pracach [51], [139]. Połączenie tego typu nie powoduje wygięcia ściany z jej płaszczyzny, podczas ugięcia stropu wynikającego z jego pionowego obciążenia. Zostaje ono rozłożone i przekazane proporcjonalnie względem ścian nośnych przez przegub, stanowiąc jedynie pionowe obciążenie ściany. Schematycznie model ten typ połączenia zaprezentowany został na Rys. 4-14a. Jakkolwiek można przyjąć, że ten sposób modelowania jest celowy w przypadku budynków, które nie zawierają wieńców obwodowych, to przyjęcie tego podejścia, gdy wieńce występują w obiekcie wydaje się nieuzasadnione. Chociażby w [20] odnotowano, że istnienie wieńców obwodowych częściowo zabezpiecza ("zszywając", łącząc ściany) budynek przed wpływami eksploatacji górniczej.



Rys. 4-14 Schematy połączenia ściana-strop-ściana w modelach przestrzennych budynku W.

Drugi sposób modelowania połączenia wynika z istnienia i konieczności uwzględnienia jego wpływu na współpracę ściany z stropem. Sprowadza się to do wykształcenia sztywnego połączenia ściany i stropu, co schematycznie przedstawiono na Rys. 4-14b. Wytworzenie takiego łącznika elementów konstrukcyjnych budynku prowadzi do przekazywania się obrotu stropu (wynikającego z ugięcia) na ścianę. Powoduje to powodowało jej dodatkowe zginanie ściany w płaszczyźnie pionowej.

Analizę porównawczą obu sposobów modelowania można odnaleźć w [192]. Pozycja ta zawiera numeryczną analizę dynamiczną kilku modeli budynków z uwzględnieniem dwóch typów (wymienionych powyżej 4-14a i b) na Rvs. ukształtowania połączenia ściana-strop. Jednym z modeli był zmodyfikowany model budynku N, który charakteryzował sie brakiem symetrii względem osi 2 (patrz Rys. 4-1). Zmiana sposobu wykonania połączenia ściana-strop z przegubowego na sztywne powodowała nieznaczny, bo 1% wzrost pierwszej wartości częstotliwości drgań własnych modelu. Ten przypadek jest jednak istotny z uwagi na ich postacie, które zostały zaprezentowane na Rys. 4-15. Zastosowanie połaczenia przegubowego, Rys. 4-15a, prowadzi do "czystego" wychylenia się na kierunku równoległym do osi A. Natomiast połączenie sztywne, Rys. 4-15b, doprowadziło do wychylenia na przekątnej rzutu poziomego modelu, co wynika bezpośrednio z jego niesymetryczności geometrycznej. Już na tym etapie można przewidywać, że w przypadku wprowadzenia wymuszenia kinematycznego podpór na kierunku równoległym do osi 1, wytężenie równoległych do kierunku obciążenia dynamicznego będzie odmienne ścian w przypadku obu modeli połączenia ściana-strop.



Rys. 4-15 Postać 1-wszej częstotliwości drgań własnych modelu budynku N w wersji niesymetrycznej o połączeniu ściana-strop: a) przegubowym, b) sztywnym.

Przedstawiony powyżej przypadek, nie może być wiążący i stanowić o wyborze typu połączenia. Zawęża jednak obszar poszukiwań do obiektów symetrycznych. Rozważając zagadnienie typu połączenia ściana-strop w modelach przestrzennych uwzględniono model budynku *W*, który opisany został w punkcie 4.1.2. Wytworzono pięć połączeń ściana-strop-ściana (przedstawionych schematycznie na Rys. 4-14a÷e), które ogólnie można podzielić na przegubowe (Rys. 4-14a,c,d) i sztywne (Rys. 4-14b,e). Podstawowa różnica, w odniesieniu do wcześniej prezentowanego podejścia, polega na wprowadzeniu do modelu wieńca obwodowego. Jego wprowadzenie oraz zmiany typu połączenia (wg Rys. 4-14) nie spowodowały zmiany pierwszej postaci drgań własnych, co przedstawia Rys. 4-16. Kolejne dwie postacie, niezależnie od połączenia, to przemieszczenie prostopadłe do prezentowanego i postać skrętna.



Rys. 4-16 Pierwsza postać drgań własnych modelu przestrzennego budynku W o konstrukcji: a) bez wieńca z połączeniem przegubowym, b) z wieńcem o połączeniu sztywnym.

Istotna zmiana następuje z kolei w wartościach częstotliwości drgań własnych modelu przy zmiennym sposobie ukształtowania połączenia ścina-strop-ściana. Pod uwagę wzięto każdorazowo trzy pierwsze wartości częstości drgań własnych i odnoszono je do rozwiązania modelu zawierającego schemat z Rys. 4-14a. O ile wprowadzenie samego wieńca i wytworzenie przegubu kulistego na krawędzi stropu (Rys. 4-14c) zwiększa o około 2% wartości częstotliwości drgań własnych, to już samo zesztywnienie połączenia (Rys. 4-14b) powoduje ich zwiększenie nawet o 9,5%. Traktując połączenie elementów żelbetowych wieńca i stropu jako sztywne (Rys. 4-14d,e), co jest fizycznie uzasadnione istnieniem prętów zbrojeniowych, wartości własne rosną o 12,5% (Rys. 4-14e). Jednocześnie zachowana zostaje (wspomniana wcześniej w przypadku modelu budynku *N*) 1% różnica pomiędzy modelami przegubowym (Rys. 4-14d) i sztywnym (Rys. 4-14e).

Mając na uwadze cel pracy w dalszych analizach ograniczono występowanie połączenia ścina-strop-ściana do przypadku z wieńcem sztywno połączonym ze stropem oraz przegubowo ze ścianami (Rys. 4-14d). To podejście ma symbolizować budynki, które zostały częściowo zabezpieczone przed efektami eksploatacji górniczej [20], a tym samym wprowadzane uszkodzenia nie będą obejmowały swym zasięgiem znaczącego obszaru ściany murowej. Dodatkowo, jak już wspomniano, uzasadnionym fizycznie, jest uciąglenie połączenia wieniec-strop żelbetowy. Natomiast, z uwagi na złożoność węzła, jednoznaczne określenie wartości podatności połączenia ściana-wieniec jest praktycznie niemożliwe. Przyjęcie w tym miejscu przegubu walcowego wynika ze zmiany sztywności elementów konstrukcyjnych. Jednocześnie fizycznie kłopotliwe jest wykonanie trwałego (sztywnego) połączenia ściany z wieńcem.

4.3.3. Modelowanie podłoża gruntowego

Znane z literatury, sposoby uwzględnienia obciążenia dynamicznego obejmują m.in. wymuszenie (przyspieszenie) wprowadzane do wszystkich punktów materialnych układu dynamicznego [2], lub poprzez zdefiniowane na dolnej krawędzi podpory modelu [51], [139]. Pierwszy z wymienionych sposobów modelowania zakłada, że wszystkie punkty masowe modelu wprowadza się taką samą wartość zmiennego w czasie przyspieszenia. W tym przypadku modelowanie podłoża opiera się o model Winklera. Należy zwrócić uwagę na dwa podstawowe problemy takiego podejścia:

- a) sygnał zarejestrowany na poziomie fundamentu wprowadzany będzie do wszystkich punktów układu dynamicznego,
- b) więzi sprężyste modelu podłoża gruntowego mogą powodować lokalne występowanie naprężeń rozciągających modelu budynku. Wynika to ze stałego połączenia gruntu i budynku.

Przypadek wprowadzenia sygnału obciążenia dynamicznego poprzez wymuszenie kinematyczne podpór prowadzi do prawdopodobnej odpowiedzi modelu budynku [51], lecz poprzez sztywne zamocowanie dolnej krawędzi nie uwzględnia podatności podłoża gruntowego i prowadzić może do lokalnej degradacji warstwy ES, co zilustrowane zostało na Rys. 4-17. Takie modelowanie uniemożliwia swobodę przemieszczeń modelu budynku w obrębie podpór, a wartości przemieszczeń na całej długości krawędzi fundamentu są tożsame.



Rys. 4-17 Degradacja warstwy ES w sąsiedztwie wprowadzanego wymuszenia kinematycznego.

Przedstawione powyżej ograniczenia prowadzą do budowy modelu podłoża gruntowego, który z założenia nie będzie negatywnie wpływał na odpowiedź dynamiczną modelu budynku. Stawiane przed nim wymagania dotyczą:

- uwzględnienia podatności podłoża,
- swobody odkształceń modelu budynku w trakcie analizy dynamicznej,
- możliwości dalszej jego modyfikacji (model otwarty).

Wszystkie analizowane w pracy modele zawierają ten sam sposób modelowania podłoża gruntowego. Polega ona na wprowadzeniu elementu nieodkształcalnego, który opasa model budynku w części znajdującej się w gruncie. Takie przyjęcie ma symbolizować fizyczne zagłębienie budynku w gruncie. Idea modelowania została zaprezentowana na Rys. 4-18, a sygnał zmiany drgań podłoża gruntowego wprowadzony zostaje do elementu nieodkształcalnego.

Ponieważ zagadnienie przekazywania drgań gruntu na budynek jest różne w odniesieniu do każdego budynku [124], [125], w pracy przyjęto, że przemieszczenie modelu budynku w strefie kontaktu z elementem nieodkształcalnym jest bliskie zadanemu obciążeniu.



Rys. 4-18 Model podłoża gruntowego stosowany w analizach dynamicznych.

Osiągnięcie, wspomnianego wcześniej, założenia jest możliwe poprzez odpowiednie zdefiniowanie współczynnika tłumienia wprowadzonego pomiędzy kontaktujące się elementy "gruntu" i "budynku". W analizach założono stałą, niezmienną wartość współczynnika tłumienia (kolor niebieski na Rys. 4-19). Uzależniona jest ona (z definicji kolor czarny na Rys. 4-19) od wartości siły tłumiącej, proporcjonalnej do relacji ruchu kontaktujących się powierzchni. Schematycznie zależność tą przedstawiono na Rys. 4-19.

Definiując tłumienie kontaktu określa się kolejno:

- μ₀ współczynnik tłumienia,
- c, c₀ dystans pomiędzy elementami,
- η parametr definiujący zmienność współczynnika w zależności od dystansu.



Rys. 4-19 Relacja, tłumienia do dystansu pomiędzy elementami, stosowana w modelu podłoża.

Model podłoża gruntowego stosowany w analizach, uwzględnia także kontakt sprężysty pomiędzy oddziaływującymi elementami, co przedstawiono na Rys. 4-18. Opisany jest on poprzez pionową podatność gruntu o wartości *K*=15÷60 MPa/m² w zależności od analizowanego modelu. Przy czym wartość ta związana jest z poziomą orientacją elementu nieodkształcalnego (*EN*). W przypadku oddziaływania tego elementu na boczną krawędź modelu budynku, wartość (poziomej) podatności podłoża stanowi 70% pionowej. Aby uniemożliwić sytuację, w której kontakt sprężysty powoduje bezpośrednie naprężenia rozciągające brzegu modelu budynku, wprowadzono więź jednostronną. Oznacza to uwzględnienie podatności podłoża jedynie w przypadku, gdy grunt napiera na budynek.

Prezentowane modelowanie podłoża gruntowego uwzględnia także tarcie *f* (zgodnie z Rys. 4-18), które wynika z bezpośredniego kontaktu gruntu i budynku. Współczynnik tarcia uzależniony został od powierzchni, w której występuje kontakt. W przypadku poziomego elementu (interakcja z fundamentem) *f*=0,7, natomiast pionowego (oddziaływanie gruntu na ściany piwnic) *f*=0,5.

Prezentowane modelowanie podłoża gruntowego umożliwia wprowadzenie do modelu budynku sygnału wymuszenia dynamicznego poprzez zdefiniowane parametry. Istotnym elementem tego podejścia jest swoboda (względna- uzależniona od przyjętych wielkości parametrów modelu) odkształceń obszaru zlokalizowanego w sąsiedztwie wymuszenia. Aby zobrazować tę kwestię wykonano obliczenia tarczowego modelu budynku niskiego obciążonego ciężarem własnym, gdzie modyfikacją objęty został sposób modelowania podłoża gruntowego. Wygenerowano model kontaktowy (interakcja *EN* z krawędzią poziomą modelu budynku), przyjmując podatność podłoża *K*=50 GPa/m², oraz model o sztywnym zamocowaniu poziomej krawędzi fundamentu. Wynikiem tych obliczeń jest rozkład naprężeń pionowych, gdzie w przypadku zastosowania sztywnego podparcia (bez kontaktu) uzyskano koncentrację naprężeń w obu narożnikach fundamentu (Rys. 4-20a). Przyjmując połączenie kontaktowe jako niepodatne z możliwością poślizgu uzyskano 20% redukcję wartości naprężeń w narożnikach fundamentu modelu budynku niskiego.



Rys. 4-20 Rozkład pionowych naprężeń normalnych wynikający z obciążenia ciężarem własnym w modelu a) o sztywnym zamocowaniu, b) kontaktowym.

Kolejnym etapem, stanowiącym rozbudowę modelu podłoża gruntowego, może być uwzględnienie przekazywania drgań gruntu na budynek. Uzyskać ją można poprzez modyfikację współczynnika tłumienia, czy uwzględnienie pozasprężystej zależności podatności podłoża gruntowego. Zagadnienia te wskazują kierunek dalszych badań, którym może podążyć autor niniejszego opracowania.

4.4. Płaski model zastępczy

Przedstawione wcześniej modelowanie podłoża gruntowego, z uwagi na proces iteracyjny związany z wprowadzonym kontaktem, powoduje wydłużenie czasu obliczeń. Szczególnie dotyczy to analiz prowadzonych na modelach przestrzennych. Dodatkowo, ewentualne wprowadzenie nieciągłości (uszkodzenia) do modelu wymagać będzie zagęszczenia podziału dyskretnego MES. Względy te przyczyniają się do poszukiwania rozwiązania, które umożliwi wiarygodne przeprowadzenie analizy na modelu tarczowym. Powinien on reprezentować wybraną ścianę modelu przestrzennego, przy czym oczekiwać należy aby jego odpowiedzi w zakresie statycznym i dynamicznym były zbliżone do rozwiązania modelu przestrzennego.

4.4.1. Algorytm wyznaczenia parametrów zastępczego modelu tarczowego

Budowa modelu zastępczego opierać się będzie o założenia podane w punkcie 4.3.3, a związane z modelowaniem podłoża gruntowego. Umożliwi to wyznaczenie zastępczej wartości podatności podłoża, która wprowadzona zostanie do modelu tarczowego. Dodatkowo określić należy, jaka część ściany poprzecznej do analizowanej współpracuje z nią w przenoszeniu obciążeń. W tym miejscu zakłada się, że połączenie (przewiązanie muru) tych ścian nie jest połączeniem podatnym, a udział stropów jest stały i niezależny od przyjmowanej długości ścian poprzecznych. Uwzględnienie części stropów wynika z przekazywanego przez nie obciążenia na analizowaną ścianę zależnie od układu konstrukcyjnego przedstawionego na Rys. 4-4.

Proces sprowadzenia modelu przestrzennego (ściany modelu) do modelu płaskiego, polega na wyznaczeniu wartości przemieszczeń pionowych i częstotliwości drgań własnych modeli. Przyjęto analizę wartości przemieszczenia pionowego górnego narożnika modelu przestrzennego $u_2(3D)$ i tarczowego $u_2(2D)$ przy obciążeniu ciężarem własnym (analiza statyczna). Przeprowadzono także analizę modalną, która określiła wartości częstotliwości drgań własnych przy tych samych postaciach obu modeli.

Etap pierwszy polega na określeniu zmiany zależności $u_2(2D)/u_2(3D)$ podczas modyfikacji długości poprzecznej ściany współpracującej z analizowaną. Oznaczona jest ona relacja L/H, gdzie H jest wysokościa kondygnacji w świetle (wysokość ściany murowej), a L długością uwzględnianej ściany poprzecznej do analizowanej w modelu tarczowym. Przeprowadzenie tych analiz umożliwi określenie przedziału wartości L/H, których przemieszczenia pionowe zastępczego modelu 2D są bliskie przy przemieszczeniom w modelu 3D. Istnienie przedziału porównywalnych przemieszczeń modeli wynika z wprowadzanych w drugim etapie modyfikacji wartości podatności podłoża modelu tarczowego w odniesieniu do modelu przestrzennego. Kalibracja modelu płaskiego w zakresie analizy modalnej odbywa się poprzez modyfikację wartości podatności modelu podłoża. Poprzez rozwiązanie szeregu zadań początkowobrzegowych prowadzi to bezpośrednio do zależności opisanej wzorem (4-9), gdzie $\omega_1(2D)$ i $\omega_1(3D)$ są odpowiednio wartościami częstotliwości drgań własnych modeli płaskiego i przestrzennego, przy tych samych postaciach.

$$\omega_1(2D)/\omega_1(3D) = f(K(2D)/K(3D))$$
(4-9)

Realizację pierwszego etapu przedstawiono w odniesieniu do modelu budynku *N*, opisanego w punkcie 4.1.1. Odnosi się ona do sprowadzenia ściany w osi 1 modelu przestrzennego Rys. 4-8 do modelu tarczowego Rys. 4-11a. W tym celu przyjęto

6 wartości zastępczych podatności gruntu od 5 \div 120 MPa/m², przy których otrzymano (zgodność w przedziale *L/H*) przemieszczeń pionowych z budynkiem przestrzennym. Przedział zgodności przemieszczeń obu modeli wynosi, w tym przypadku, 0,45 \div 0,60 *L/H* jak wynika z Rys. 4-21. Na tym etapie nie jest możliwe jednoznaczne określenie wartości zastępczej podatności gruntu modelu tarczowego.



Rys. 4-21 Wykres określający zbieżność przemieszczeń modeli 2D do 3D w zależności od relacji L/H modelu budynku N.

W celu uściślenia wartości zastępczej podatności analizowane były modele tarczowe, w których udział ściany poprzecznej wzrasta kolejno o pół metra. W wyniku tego otrzymuje się zależności *L/H* na poziomie: 0,09; 0,19; 0,37; 0,56; 0,74; 0,93, przy czym wartość 0,09 oznacza brak uwzględnienia współpracy ściany poprzecznej. Od wartości ilorazu *L/H* wynoszącej 0,37 kolejne krzywe na Rys. 4-22 charakteryzują się tym, że odcięte, odpowiadające rzędnym $\omega_1(2D)/\omega_1(3D)=1$, przyjmują wartość około K(2D)/K(3D)=3,0. Oznacza to, że wartości pierwszych częstości drgań własnych modeli numerycznych są sobie równe, gdy zastępcza podatność gruntu w modelu tarczowym jest 3,0 razy większa niż w modelu przestrzennym. Tym samym w przypadku modelu budynku *N* zachodzi jednoczesna zgodność obu warunków (przemieszczeniowego i modalnego) przyjmując *L/H*=0,56 (L_N=1,5 m) oraz zastępczej podatności gruntu modyfikowanej tarczy K_N=45 MPa/m².



Rys. 4-22 Wykres relacji częstotliwości drgań własnych do udziału podatności modeli 2D i 3D budynku N.

Analogicznie przeprowadzono procedurę wyznaczania wartości parametrów modyfikujących model tarczowy w przypadku budynków: wysokiego i szerokiego. Doprowadziło to do przyjęcia długości ścian współpracujących o wartości odpowiednio L_W =1,76 m i L_S =1,50 m. Z kolei wartość zastępczej podatności podłoża w modelach tarczowych przyjęto na poziomie K_W=57,2 MPa/m² i K_S=33,6 MPa/m².

4.4.2. Zmienność parametrów a liczba kondygnacji

Uzyskane wartości parametrów modyfikujących model tarczowy umożliwiają analizę wybranych ścian modelu przestrzennego. Przedstawiony powyżej algorytm nie określa jednocześnie charakteru zmienności parametrów modelu zastępczego, chociażby w zależności od wysokości modelu przestrzennego. Przyjęto zatem, że zmianie ulega liczba kondygnacji budynku niskiego (Rys. 4-1), a następnie wygenerowano 6 modeli przestrzennych, z których każdy kolejny zawierał o jedną kondygnację więcej (w tym samym układzie). W takim przypadku wysokość części nadziemnej analizowanych modeli zawierała się w przedziale 3,3÷18,3 m. Przykładowe modele przestrzenne o 1, 3 i 6 kondygnacjach nadziemnych przedstawiono na Rys. 4-24.



Rys. 4-23 Modele przestrzenne budynku niskiego o zmiennej liczbie kondygnacji (1,3,6).

Budowa modeli przestrzennych oparta została o przedstawione wcześniej procedury związane z połączeniem ściana-strop-ściana (Rys. 4-14d), czy modelowaniem podłoża gruntowego (K=15 MPa/m²). Wszystkie modele przestrzenne zostały wykonane analogicznie do modeli budynku *N* (2 kondygnacje- Rys. 4-8) i *W* (4 kondygnacje- Rys. 4-2).

Modele tarczowe (6 przypadków) wydzielonych ścian z modeli przestrzennych, ukształtowane zostały zgodnie z ustaleniami zawartymi w punkcie 4.3.1. Celem analizy było wyznaczenie wartości parametrów zastępczych modeli 2*D* w zależności od liczby kondygnacji. Efektem tych analiz są zależności zawarte na Rys. 4-24, gdzie linią przerywaną połączone są punkty określające mnożnik podatności podłoża modelu przestrzennego, który należy zastosować w płaskim modelu zastępczym. Przykładowo: wzrost zastępczej podatności gruntu w modelu o jednej kondygnacji jest dwukrotnie mniejszy niż modelu o czterech kondygnacjach nadziemnych. Z kolei punkty połączone linią ciągłą oznaczają, jaki udział ściany poprzecznej (*L*) współpracującej z analizowaną stanowi wysokość kondygnacji uwzględnianej przy tworzeniu geometrii zastępczego modelu płaskiego pozwala na zadowalającą statyczną zgodność modeli 3*D* i 2*D* o różnej liczbie pięter.



Rys. 4-24 Wykres zmienności parametrów zastępczego modelu tarczowego przy zmianie liczby kondygnacji.

4.4.3. Weryfikacja zastępczego modelu tarczowego

Jednym z najważniejszych czynników przemawiających za stosowaniem zmodyfikowanego modelu płaskiego jest 15-krotna redukcja liczby stopni swobody w porównaniu do modelu przestrzennego. Dodatkowo czas wykonania tych obliczeń jest znacznie krótszy. Istotnym jest jednak porównanie rozwiązań modeli 3D i 2D, tak aby stosowanie modelu zastępczego prowadziło do wyników zbliżonych do rozwiązania modelu przestrzennego. Dostosowanie odpowiedzi statycznej oraz dynamicznej modelu 2D do modelu 3D odbywa się poprzez analizę przemieszczeniową i modalną. Rozwiązanie modelu tarczowego w zakresie analizy dynamicznej będzie miało sens tylko w przypadku zgodności z modelem przestrzennym części statycznej. Ten sposób pozwala na jednokrotne rozwiazanie obszernego modelu powłokowego, oraz potwierdza konieczność modyfikacji modelu tarczowego. Nieuwzględnienie współpracy ścian poprzecznych do analizowanej, prowadzi do znacznej, 60% różnicy w odpowiedzi przemieszczeniowej modeli 2D w relacji do 3D. Wynika z tego, że bezpośrednie wyodrębnienie ściany z modelu przestrzennego już na początku analizy dynamicznej obarczone będzie znaczącym błędem. Jak wykazano w [140], oraz prezentowane w punkcie 4.3.2 wyniki świadczą o ograniczeniu tej procedury do symetrycznego układu rzutu poziomego budynku.

Weryfikację prezentowanej procedury przejścia z modelu 3*D* na model 2*D* przeprowadzono w trzech częściach:

- analiza pionowych naprężeń normalnych weryfikacja L/H,
- analiza modalna weryfikacja K_{ZAST},
- analiza dynamiczna weryfikacja przyjętych parametrów.

Część pierwsza dotyczy weryfikacji statycznej opartej o analizę rozkładu pionowej składowej tensora naprężenia normalnego (σ_{22}) w części murowej modelu. Mapy rozkładu tych naprężeń związane z modelami budynku *N* zawarte zostały na Rys. 4-25. Kolor czerwony związany jest z rozciąganiem w kierunku pionowym, a barwą kolorów oznaczone są, zgodnie z legendą, wartości naprężeń σ_{22} . Jakościowo rozkład tych naprężeń w obu modelach jest zbliżony. Płaski posiada o 5% większe wartości naprężeń ściskających zlokalizowanych w filarkach międzyokiennych. W żadnym

z modeli nie zostaje przekroczona granica plastyczności przy ściskaniu, która wynosi w tym przypadku 2,1 MPa.



Rys. 4-25 Rozkład pionowych naprężeń normalnych wynikający z obciążenia ciężarem własnym w modelu a) przestrzennym, b) tarczowym.

Weryfikacja płaskiego modelu zastępczego w zakresie analizy modalnej wynika bezpośrednio z przeprowadzonej procedury. Ewentualna rozbieżność w wartości częstotliwości drgań własnych modelu wynika z wyznaczenia wartości parametru podatności podłoża gruntowego i długości ściany współpracującej. W przypadku przestrzennego modelu budynku niskiego uzyskano wartość (po zaokrągleniu) ~5,45 Hz, natomiast zmodyfikowany model płaski posiada wartość częstotliwości na poziomie ~5,46 Hz. Różnica pomiędzy tymi dwoma rozwiązaniami wynosi zatem 0,15% i wynika z zaokrąglenia wartości parametrów modyfikujących wprowadzanych do modelu. Powyższe wartości odpowiadają tym samym postaciom drgań własnych porównywanych modeli, i związane są z poziomym przemieszczeniem w płaszczyźnie analizowanej ściany (Rys. 4-26).



Rys. 4-26 Pierwsza postać drgań własnych w modelu budynku niskiego a) przestrzenny, b) tarczowy.

Postępującą degradację muru konstrukcyjnego najlepiej przedstawiają mapy sumarycznego zniszczenia (*SDEG*). Mapy te (Rys. 4-27) w przypadku przestrzennym i płaskim modelu budynku niskiego, zostały uzyskane w 0,29 s wymuszenia harmonicznego. Charakterystyka tego obciążenia odpowiada wartości pierwszej częstości drgań własnych zgodnie z opisem w punkcie 4.2.2. Największa wartość parametru zniszczenia w modeli wyniosła ok. 85%. Obraz degradacji w obu modelach jest zbliżony, tj. w przypadku budynku niskiego (Rys. 4-27) zniszczenie obejmuje

przede wszystkim pierwszą kondygnację nadziemną z krzyżową degradacją naroży okiennych oraz filarków międzyokiennych. Dodatkowo można zauważyć, że obszar degradacji materiału w modelu 2*D* jest nieznacznie większy aniżeli w modelu 3*D*. Umożliwia to prowadzenie dalszych analiz po stronie bezpiecznej.



Rys. 4-27 Rozkład sumarycznej degradacji wynikający z dynamicznego obciążenia harmonicznego w modelu a) przestrzennym, b) tarczowym.

Przedstawiona powyżej weryfikacja płaskiego modelu zastępczego została przeprowadzona w oparciu o wyniki uzyskane z przestrzennego modelu budynku niskiego. Analogicznie przeprowadzono porównanie wyników w odniesieniu do pozostałych analizowanych w pracy modeli zastępczych. W Tab. 4-3 zestawiono wartości częstotliwości drgań własnych uzależnione od liczby kondygnacji w modelu. Wprowadzone do modelu zastępczego parametry modyfikujące prowadzą do maksymalnej różnicy pomiędzy modelami 2*D* i 3*D* na poziomie 1% przy największej liczbie kondygnacji.

| Liczba kondygnacji | Wysokość części nadziemnej | f ₁ (3D) | Długość L | K(2D) | f ₁ (2D) | $\frac{\omega_{1}(2D)-\omega_{1}(3D)}{\omega_{1}(3D)}100\%$ |
|-----------------------|----------------------------------|---------------------|-----------|-----------------------|---------------------|---|
| | [m] | [Hz] | [m] | [MPa/m ²] | [Hz] | [%] |
| 1 | 3,3 | 8,59 | 1,33 | 28,1 | 8,63 | 0,45 |
| 2 | 6,3 | 5,44 | 1,55 | 42,2 | 5,44 | 0,11 |
| 3 | 9,3 | 3,83 | 1,69 | 52,5 | 3,85 | 0,32 |
| 4 | 12,3 | 2,88 | 1,76 | 57,2 | 2,90 | 0,61 |
| 5 | 15,3 | 2,26 | 1,79 | 58,1 | 2,28 | 0,85 |
| 6 | 18,3 | 1,83 | 1,76 | 57,6 | 1,84 | 1,06 |

Tab. 4-3 Wartości częstości drgań własnych modeli przy zmiennej liczbie kondygnacji.

Największym ograniczeniem płaskiego modelu zastępczego jest brak możliwości uwzględnienia połączenia ściana-strop-ściana. Wydaje się jednak, odnosząc się do prezentowanych wyników porównawczych, że dalsze stosowanie tego modelu jest uzasadnione. Szczególnie mając na uwadze ostateczny cel analiz. Jedynie stosując model zastępczy istnieje realna możliwość wprowadzenia gęstszego podziału dyskretnego modelu, w którym będą uwzględniane nieciągłości.

4.5. Modelowanie uszkodzeń w elementach budowlanych

Głównym celem zawartym w pracy jest analiza uszkodzonych budynków murowych. Istnieją rozwiązania analiz elementów betonowych zawierających nieciągłości materiałowe [90], [91]. Zostały one wykorzystane przez autora do budowy modelu budynku zawierającego uszkodzenia ścian murowych. Ponieważ modele

poddawane są obciążeniu dynamicznemu, a nie statycznemu, konieczna jest modyfikacja rozwiązań proponowanych w [90], [91].

4.5.1. Wprowadzenie

Modelowanie uszkodzenia wymaga podjęcia przeanalizowania możliwych sposobów prezentacji propagacji nieciągłości materiału (patrz Rys. 2-8). Po pierwsze należy określić, w jaki sposób uszkodzenie zostanie wprowadzone do samego modelu numerycznego. Drugim zagadnieniem jest, wspomniana już, decyzja o sposobie opisu postępującej propagacji uszkodzenia w materiale. W tym miejscu należy dokonać wyboru sposobu uwzględnienia nieciągłości w materiale. Punkt 2.3.1 rozprawy zawiera przegląd dostępnych sposobów modelowania nieciągłości i ich propagacji. Na tej podstawie dokonano wyboru sposobu wprowadzenia nieciągłości i przedstawienia jej propagacji podczas postępującego obciążenia. Ponieważ analizy dynamiczne prowadzone są przy zastosowaniu metody elementów skończonych, wybrano znane rozwiązania tego typu, które będzie można rozbudować. Elementami istotnymi z punktu widzenia modelowania nieciągłości w tej pracy są:

- łatwość wprowadzania uszkodzenia do modelu budynku,
- uwzględnienie możliwości otwierania i zamykania się uszkodzenia (rysy, pęknięcia),
- interakcja krawędzi nieciągłości podczas ich domknięcia,
- wprowadzenie modelu materiałowego opisującego propagację zadanej nieciągłości.

Jednym z podstawowych badań elementów zawierających uszkodzenie jest test dwu-mechanizmowego zniszczenia belki betonowej. Wyniki badań laboratoryjnych zaprezentowane zostały m.in. w [8]. Dotyczą one głównie analizy propagacji uszkodzenia zadanego w pierwszym etapie przed obciążeniem. Układ mechaniczny (belka) przedstawiony na Rys. 4-28 jest ścinany z jednoczesnym zginaniem przekroju poprzecznego w obrębie nieciągłości, gdzie kolorem czerwonym zaznaczono istnienie wstępnego uszkodzenia belki.



Rys. 4-28 Schemat analizowanego przypadku belki zawierającej uszkodzenie.

W oparciu o wyniki tych analiz laboratoryjnych tworzone były liczne analizy numeryczne MES mające na celu ich odzwierciedlenie w oparciu o różne modele materiałowe, czy typy analiz. Z punktu widzenia analizy modeli materiałowych istotnym źródłem informacji jest pozycja [91]. Uwzględnia ona zmienność modeli materiałowych betonu w odniesieniu do wyników badań [8]. Analizy numeryczne prowadzone były m.in. z wykorzystaniem modeli izotropowego i anizotropowego zniszczenia, czy modeli o zmiennym kierunku propagacji (*rotating crack model*). Określono przebiegi propagacji wprowadzonego uszkodzenia przy monotonicznym obciążeniu. Dodatkowo przeprowadzono, w przypadku modelu izotropowego i anizotropowego zniszczenia,

analizę z uwzględnieniem siatkowania adaptacyjnego MES. Jej przydatność w przypadku analiz dynamicznych jest wątpliwa, ponieważ prowadzić może do generowania modeli obliczeniowych o znacznej wielkości. Wynikać ona będzie z konieczność adaptacji siatki w każdym kroku czasowym obciążenia dynamicznego. Cennym jest jednak sposób modelowania samego uszkodzenia i uwzględnienie jego propagacji. Mianowicie pierwotne uszkodzenie realizowane jest poprzez eliminację elementów skończonych o regularnym układzie. Prowadzi to do wymodelowania rysy, która nie posiada jednego wierzchołka, a jej szerokość uzależniona jest od wymiaru elementu skończonego. Krawędzie rysy są do siebie równoległe, co wynika z regularnego układu siatki MES.

Propagacja wprowadzonego uszkodzenia realizowana jest w sposób dyskretny. Uwzględniana jest degradacja w obrębie elementu skończonego, która postępuje wraz z przyrostem obciążenia. Modele materiałowe prezentowane w [91], nie nadają się do bezpośredniego stosowania w przypadku analiz typu obciążenia-odciążenie. Jednak same podejście może zostać potraktowane jako bazowe.

Pierwszym etapem modyfikacji zagadnienia jest prezentowane w [89] wprowadzenie do analizy modelu *Barcelona*. Ogólny opis tego modelu materiałowego zawarty został w punkcie 3.3.4. Umożliwia on przeprowadzenie analizy dynamicznej i uwzględnienie wpływu historii obciążenia na poziom degradacji materiału. Podobnie jak to miało miejsce wcześniej, modelowanie początkowego uszkodzenia opiera się o eliminację elementów skończonych. Geometria uzależniona jest od, przyjętej jako regularna, siatki MES. Pomimo zastosowania zaawansowanego modelu materiałowego, zadanie dotyczyło obciążenia narastającego monotonicznie, aż do zniszczenia przekroju. W dalszej części pracy przeprowadzono wyniki analiz porównawczych sposobu modelowania uszkodzenia i kształtowania siatki MES w przypadku schematu przedstawionego na Rys. 4-28.

Dostosowanie przedstawionych powyżej, literaturowych przypadków modelowania nieciągłości, do przypadku obciążenia dynamicznego przedstawione zostało w punkcie 4.5.3. Zaprezentowany został tam sposób modelowania uszkodzenia, który zastosowany został podczas budowy zastępczych modeli tarczowych zawierających wstępne uszkodzenia ścian murowych.

W dalszej części pracy stosowanie pojęć nieciągłość materiałowa, rysa, szczelina i pęknięcie należy traktować jako tożsame. Z wyjątkiem przypadków szczegółowo inaczej opisanych.

4.5.2. Analiza porównawcza modeli uwzględniających nieciągłości materiałowe

Punktem wyjścia jest przeanalizowanie modyfikacji generowania nieciągłości materiału w sposób geometryczny. Uwzględniono cztery podstawowe przypadki formowania uszkodzenia w belce wg schematu z Rys. 4-28. Prezentowane na Rys. 4-29 siatki MES zawierają 4-węzłowe elementy PSN o boku około 4 mm. Poszczególne przypadki dotyczą:

- a) rysy prostokątnej stała początkowa rozwartość uszkodzenia, brak jednego wierzchołka rysy,
- b) rysy trójkątnej jeden wierzchołek, zmienna początkowa rozwartość na długości uszkodzenia,
- c) rysy prostokątnej z wyokrągleniem stała początkowa rozwartość uszkodzenia, wyokrąglenie "wierzchołka" rysy,
- d) dyskretnej rysy prostokątnej uszkodzenie uwzględniane poprzez redukcje modułu sprężystości materiału belki, stała początkowa rozwartość uszkodzenia, brak jednego wierzchołka rysy.

Ostatni z wymienionych przypadków modelowania uszkodzenia wynika z prostoty jego tworzenia. Umożliwia łatwą zamianę modelu bez uszkodzeń na model zawierający

wstępne nieciągłości. Ograniczony jest jednak do przypadków obciążenia monotonicznego.



Rys. 4-29 Analizy sposobu kształtowania wstępnie zadanego uszkodzenia w belce z Rys. 4-28.

Porównania rozwiązań przedstawionych przypadków dokonano na podstawie map rozkładu współczynnika sumarycznej degradacji materiału (SDEG). Kolorem niebieskim zaznaczone są obszary, gdzie brak jest zniszczenia (stan liniowo-sprężysty). Czerwony, oznacza zaś występowanie prawdopodobnej degradacji materiału powyżej 50%. Przyjęcie takiej granicy ma symbolizować prawdopodobną ścieżkę propagacji wstępnie zadanego uszkodzenia. Na tej podstawie zilustrowane na Rys. 4-30 mapy dyskwalifikują dalsze zastosowanie przypadków c i d. W odniesieniu do pierwszego z wymienionych, analiza nie została przeprowadzona do końca (brak propagacji) z uwagi na problemy numeryczne. Wynikały one z rozwiązania nieliniowych równań modelu materiałowego przy jednoczesnym stosowaniu nieregularnych kształtów elementów skończonych w obrębie "wierzchołka rysy". Drugi z odrzuconych przypadków prowadzi do nierzeczywistych rozwiązań. Spowodowane są one po lewej stronie wstępnego uszkodzenia. degradacia materiału Wvnika to z "wypełnienia" rysy materiałem o zredukowanej wartości modułu spreżystości (0.01 E). Sama ścieżka propagacji tego rozwiązania częściowo odpowiada przypadkom a i b.



Rys. 4-30 Przebieg degradacji materiału wynikający z przypadków przedstawionych na Rys. 4-29.

Mając na uwadze późniejsze zastosowanie modelowania nieciągłości materiału w przypadku analiz dynamicznych, należy wykluczyć przypadek rysy trójkątnej. Jego eliminacja wynika z koncentracji naprężeń w wierzchołku, co powinno prowadzić do innego zadania znanego z mechaniki pękania. Pociągałoby to za sobą znaczne zwiększenie liczby stopni swobody analizowanego modelu i prowadziło do wydłużenia czasu obliczeń w przypadku obciążenia dynamicznego.

Przyjęto zatem pierwszy sposób geometrycznego modelowania wstępnego uszkodzenia, który poddano analizie z uwagi na podział dyskretny siatki *MES*. Dlatego wykształtowano siatki elementów skończonych w pięciu konfiguracjach przedstawionych na Rys. 4-31:

- a) siatka regularna o kwadratowych, 4-węzłowych ES, bok 4 mm,
- b) siatka dowolna głównie o czworokątnych, 4-węzłowych ES, bok 4 mm,
- c) siatka regularna jak w przypadku "a", dodatkowo zagęszczona w obszarze przewidywanej propagacji trójkątnymi ES, bok 4 mm,
- d) siatka regularna o kwadratowych, 4-węzłowych ES, bok 1 mm, rozwartość rysy zawiera w sobie cztery ES,
- e) siatka regularna o kwadratowych, 4-węzłowych ES, bok 10 mm. Rozwartość początkowa rysy wynosi nadal 4 mm.



Rys. 4-31 Sposób siatkowania przy modelowaniu uszkodzenia jak na Rys. 4-29a.

Podobnie jak w przypadku zmiany kształtowania wstępnego uszkodzenia przeanalizowano mapy *SDEG* modeli o różnej konfiguracji siatki MES. Wyniki przebiegu prawdopodobnych ścieżek propagacji zadanej nieciągłości przedstawia Rys. 4-32. Z uwagi na błędy numeryczne i znaczący rozmiar zadania, rozwiązania kolejno c i d, traktować należy jako nieprzydatne w zastosowaniu do analiz dynamicznych. Pozostałe rozwiązania a, b i e, zasadniczo nie odbiegają od siebie w kwestii przewidywanej ścieżki propagacji zadanego uszkodzenia. Z nich wyodrębnić można przypadek b, której przebieg ścieżki degradacji jest silnie uzależniony od siatkowania. W tym przypadku jest to siatka generowana dowolnie, a oparta głównie o elementy czworokątne. Ponieważ stosowanie tego typu siatkowania jest częściowo losowe, a ewentualna modyfikacja wygenerowanej siatki uciążliwa, wykluczono go z dalszych analiz dynamicznych.



Rys. 4-32 Przebieg degradacji materiału wynikający ze sposobów przedstawionych na Rys. 4-31.

Przyjęto zatem, jako najlepszy z prezentowanych, jest przypadek siatkowania regularnego o kwadratowych elementach skończonych. Stąd kształtowanie wstępnego uszkodzenia zależeć będzie od wymiaru boku ES.

Przypadek ten porównano ze znanymi rozwiązaniami analogicznego przypadku jak w [91]. Stosowana tam siatka ES jest porównywalna z tą przedstawioną na Rys. 4-31a. Porównanie obejmuje tutaj głównie stosowane modele materiałowe. Rozwiązanie literaturowe zawiera dwa przebiegi propagacji uszkodzenia (oznaczone jako J) przy uwzględnieniu izotropowego (Rys. 4-33a) i anizotropowego (Rys. 4-33b) modelu zniszczenia materiału. Rozwiązanie z zastosowaniem modelu Barcelona (na Rys. 4-33 oznaczone jako 1), wpisuje ścieżkę propagacji uszkodzenia pomiędzy przytoczone wcześniej przebiegi.



Rys. 4-33 Porównanie propagacji uszkodzenia przy zastosowaniu BM, do rozwiązania z [91] przy: a) izotropowy, b) anizotropowym modelu zniszczenia materiału.

Należy zatem przypuszczać, że zastosowanie *BM* w przypadku modelowania nieciągłości typu geometrycznego, prowadzi do prawdopodobnej propagacji zadanego uszkodzenia. Jednocześnie prezentowany sposób modelowania nieciągłości materiałowych można zmodyfikować tak, aby możliwa była analiza w zakresie dynamiczny, co zaprezentowano w dalszej części pracy.

4.5.3. Geometryczny model rysy na potrzeby analiz dynamicznych

Analiza dynamiczna modeli z wstępnymi uszkodzeniami ścian murowych wymaga stworzenia modelu, który będzie uwzględniał fizyczne zachowania nieciągłości materiałowej. Model nieciągłości powinien uwzględniać możliwość swobodnego rozłączenia krawędzi rysy po wcześniejszym ich kontakcie. Z tego względu wprowadzono więź jednostronną pomiędzy krawędziami nieciągłości, która jest aktywna jedynie w zakresie <0,*a*>, gdzie *a* jest bokiem elementu skończonego. Oznacza to, że w przypadku rozciągania rysy prostopadle do jej krawędzi nie jest ona obarczona wzajemną interakcją. Uwzględniona będzie jedynie w przypadku ściskania, gdzie parametry definiujące to:

- k– kontakt sprężysty- o wartości uzależnionej od modułu sprężystości materiału, w którym występuje nieciągłość,
- f- tarcie- aktywne jedynie przy ściskaniu, o wartości odpowiadającej oddziaływaniu cegły o cegłę, f=0,7,
- *a* wymiar aktywności kontaktu- umożliwia to definiowanie wstępnej rozwartości uszkodzenia wynikającej z pomiaru "in-situ".

Schematycznie modelowanie wstępnego uszkodzenia ściany modelu budynku murowego przedstawiono na Rys. 4-34. Kształtowanie uszkodzenia odbywa się poprzez eliminację elementów skończonych w obszarze występowania fizycznej nieciągłości materiału. Wyróżnić można tutaj dwa przypadki zaprezentowane na Rys. 4-34a, rysy prostej i na Rys. 4-34c, rysy ukośnej (dowolnej). Oczywiście kształt tej ostatniej jest uzależniony od zdefiniowanej siatki elementów skończonych.



Rys. 4-34 Modelowanie wstępnego uszkodzenia w przypadku rysy: a) prostej, b) ukośnej.

Weryfikację przyjętego modelowania najlepiej przeprowadzić na prostym układzie. Analiza obejmuje wyniki tarczy z uszkodzeniem krawędziowym, poddanej rozciąganiu, a następnie ściskaniu. Nieciągłość materiałowa wytworzona jest poprzez usunięcie *ES*, a materiał opisany jest poprzez charakterystykę modelu Barcelona. Stworzono dwa przypadki charakteryzujące się:

- brakiem interakcji pomiędzy krawędziami uszkodzenia jedynie wycięcie,
- kontaktem zdefiniowanym pomiędzy równoległymi krawędziami uszkodzenia.

Prezentowane na Rys. 4-35 mapy zostały wyskalowane w ten sposób, aby poziomych naprężeń rozciagajacych (kolor obrazowały obszarv czerwonv) i ściskajacych (kolor niebieski). Porównując przedstawione powyżej dwa przypadki modelowania uszkodzenia materiału w modelu tarczowym, należy zauważyć podobieństwo obu rozwiązań w przypadku napreżeń rozciągających (mapy po lewej stronie Rys. 4-35a i b). Potwierdza to słuszność założenia więzi jednostronnych kontaktu krawędzi rysy. Z kolei zmiana znaku obciążenia powoduje aktywowanie zdefiniowanej charakterystyki kontaktu. Wynika to z przekroczenia zadanego dystansu pomiędzy krawędziami rysy (szerokość elementu skończonego). W tym przypadku układ wykazuje cechy przekroju osiowo ściskanego, co fizycznie oznacza zamknięcie rysy i równomierny rozkład poziomych naprężeń ściskających w przekroju (prawa strona Rys. 4-35b). Jeżeli interakcja pomiędzy krawędziami wstępnego uszkodzenia nie zostanie uwzględniona, to siły ściskanie przekrój spowodują jego zginanie (prawa strona Rys. 4-35a), czyli rozwiązanie błędne. Zakładając, że brak jest fizycznej rozwartości rysy.



Rys. 4-35 Mapy poziomej składowej naprężenia normalnego w przypadku przy rozciąganiu (lewy) i ściskaniu (prawy): a) model uszkodzenia bez kontaktu, b) model uszkodzenia z kontaktem.

Przedstawione powyżej mapy naprężeń jednoznacznie wskazują na celowość zastosowania kontaktu pomiędzy krawędziami wygenerowanego uszkodzenia podczas analizy dynamicznej. Aby jeszcze lepiej zobrazować odmienność obu rozwiązań, na Rys. 4-36 przedstawiono rozkład niemalejącego parametru degradacji (*d_i*) przy rozciąganiu definiowanego w modelu Barcelona. Pozwala on bezsprzecznie wykazać odmienność zachowania układu przy różnym sposobie wymodelowania uszkodzenia. Ściskanie tarczy prowadzi do jej zginania wynikającego z istnienia nieciągłości (Rys. 4-36a), a konsekwencją tego jest postępująca degradacja materiału (kolor czerwony).



Rys. 4-36 Mapy składowej degradacji przy rozciąganiu (d_t) uzyskanej na końcu analizy rozciąganie-ściskanie: a) modelu uszkodzenia bez kontaktu, b) modelu uszkodzenia z kontaktem.

Przedstawiony sposób modelowania zastosowany został do budowy układów zarysowań ścian murowych generowanych w zastępczych modelach tarczowych. Ponieważ analizowane przypadki dotyczą zagadnienia płaskiego stanu naprężenia, modelowane uszkodzenie dotyczy całego przekroju poprzecznego analizowanej ściany. Odpowiedź tego układu w zakresie dynamicznym zaprezentowana jest w dalszej części pracy.

4.5.4. Zastępcze modele tarczowe z wymodelowanymi uszkodzeniami ścian

Stworzone w pracy modele budynków z wstępnymi uszkodzeniami nie obejmują wszystkich fizycznych przypadków zaprezentowanych w punkcie 2.4, w którym dokonano prezentacji typów uszkodzeń budynków. Przyjęto zatem ograniczenie dotyczące typu analizowanych uszkodzeń. Wydaje się być naturalnym połączenie: uszkodzeń będących efektem deformacji terenu z wstrząsami pochodzenia górniczego. Dotyczą one tego samego obszaru, więc jest bardziej prawdopodobne, że wystąpią po sobie. Pozostałe układy zarysowań wstępnych, będą kierunkiem dalszych badań analizowanego zagadnienia wpływu uszkodzeń na odpowiedź modeli budynków murowych.

W związku z powyższym przyjęto, że każdy płaski model zastępczy zawiera układ rys ściany murowej zbliżony do tych prezentowanych w punkcie 2.4.1. Ponieważ zakres i długość uszkodzeń może być rozległy, ograniczono długości wprowadzanego początkowego uszkodzenia w ścianie modelu tarczowego do 60 cm. Założenie takie ma na celu:

- przeciwdziałanie wstępnemu (geometrycznemu) podziałowi modelu na części,
- minimalizację wpływu kontaktu stosowanego w modelowaniu rysy geometrycznej- ze względu na czas trwania obliczeń,
- zlokalizowanie uszkodzeń, które pod wpływem obciążenia dynamicznego mogą powiększać się.

Przyjęto, z uwagi na symetryczne układy modeli budynku, głównie uszkodzenia o regularnym układzie na powierzchni ściany murowej. Wyjątek stanowią uszkodzenia wynikające z nieciągłej deformacji terenu o charakterze lokalnym opisanej w punkcie 2.4.1. Zgodnie z tym samym punktem wprowadzono symbole uszkodzeń wstępnych, które wraz z oznaczeniem modelu systematyzują analizowane przypadki.

Zastępczy model budynku niskiego został zmodyfikowany poprzez wprowadzenie geometrycznych wstępnych nieciągłości w ścianie murowej o układzie przedstawionym na Rys. 4-37. Przyjęto, że analiza będzie obejmowała po dwa układy wynikające z ciągłych deformacji terenu: wpływ niecki wypukłej (Rys. 4-37a), wpływ niecki wklęsłej (Rys. 4-37b), wpływ przestrzennej niecki obniżeń (Rys. 4-37c). Uszkodzenia wynikające z nieciągłych deformacji terenu uwzględniono w trzech konfiguracjach (Rys. 4-37d). Prezentowane przypadki zawierają uszkodzenia o długości nie przekraczającej 60 cm, a wstępna rozwartość rysy ustalona została na poziomie 0,2 mm. Ostatecznie analizie poddano 9 układów zarysowań ściany murowej modelu budynku niskiego.



Rys. 4-37 Zastępcze płaskie modele budynku N z uszkodzeniami typu (wg pkt. 2.4.1): a) NW, b) NWK, c) PNO, d) LDN.



Rys. 4-38 Zastępcze płaskie modele budynku N1 z uszkodzeniami typu (wg pkt. 2.4.1): a) NW, b) NWK, c) PNO, d) LDN.

Kolejnym etapem budowy modeli zastępczych z nieciągłościami w ścianie murowej jest pozostawienie układu zarysowania (tak jak to miejsce na Rys. 4-37) i modyfikacja perforacji ściany. Wersja pierwsza oznaczona *N1* polega na nieuwzględnieniu otworu drzwiowego, co wraz z rozkładem uszkodzeń przedstawiono na Rys. 4-38.



Rys. 4-39 Zastępcze płaskie modele budynku N2 z uszkodzeniami typu (wg pkt. 2.4.1): a) NW, b) NWK, c) PNO, d) LDN.

Następnie, w zastępczych modelach budynku niskiego oznaczonych jako *N1*, modyfikowana jest szerokość filarka międzyokiennego na poziomie parteru. Uszkodzenia zlokalizowane w obrębie tej kondygnacji nadal pozostają połączone z otworami okiennymi i także zostają przemieszczone. Wersja takiego modelu budynku niskiego oznaczona jest symbolem *N2* i wraz z rozkładem uszkodzeń przedstawiona została na Rys. 4-39.

Ostatnia modyfikacja, w zastępczych modelach budynku niskiego, wynika ze zmniejszenia szerokość filarka międzyokiennego na poziomie najwyższej kondygnacji względem modelu *N1*. Uszkodzenia zlokalizowane w obrębie tej kondygnacji nadal pozostają połączone z otworami okiennymi i także zostają przemieszczone. Wersja takiego modelu budynku niskiego oznaczona będzie symbolem *N3* i wraz z rozkładem uszkodzeń przedstawiona została na Rys. 4-40.


Rys. 4-40 Zastępcze płaskie modele budynku N3 z uszkodzeniami typu (wg pkt. 2.4.1): a) NW, b) NWK, c) PNO, d) LDN.

Postanowiono także przeanalizować wpływ wybranych (uwzględnianych w modelu budynku niskiego) uszkodzeń ściany murowej w przypadku modelu budynku wysokiego. Powstał on poprzez powielenie kondygnacji nadziemnej, aż do uzyskania łącznie czterech poziomów. Przyjęto, że analiza będzie obejmowała układy wynikające z ciągłych deformacji terenu: wpływ niecki wypukłej (Rys. 4-41a), wpływ niecki wklęsłej (Rys. 4-41b), wpływ przestrzennej niecki obniżeń (Rys. 4-41c). Uwzględniono także uszkodzenie wynikające z nieciągłych deformacji terenu (Rys. 4-41d), w przypadku którego, uszkodzenie obejmuje wszystkie kondygnacje nadziemne. We wszystkich przypadkach modelowane uszkodzenia nie przekraczają 60 cm, a wstępna rozwartość rysy ustalona została na poziomie 0,2 mm.



Rys. 4-41 Zastępcze płaskie modele budynku W z uszkodzeniami typu (wg pkt. 2.4.1): a) NW, b) NWK, c) PNO, d) LDN.

Analizy modeli wstępnie uszkodzonych przeprowadzono także w przypadku zastępczych modeli budynku szerokiego. Przyjęto, że będzie ona obejmowała układy rys wynikające z ciągłych deformacji terenu: wpływ niecki wypukłej (Rys. 4-42a), wpływ niecki wklęsłej (Rys. 4-42b), wpływ przestrzennej niecki obniżeń (Rys. 4-42c). Analizą objęto także uszkodzenie wynikające z nieciągłych deformacji terenu (Rys. 4-42d Wszystkie przypadki obejmowały modelowane uszkodzenia, gdzie długość rysy nie przekracza 60 cm, a jej wstępna rozwartość wynosi 0,2 mm.



Rys. 4-42 Zastępcze płaskie modele budynku S z uszkodzeniami typu (wg pkt. 2.4.1): a) NW, b) NWK, c) PNO, d) LDN.

Rozdział ten został poświęcony prezentacji modeli obliczeniowych analizowanych w pracy. Opisano sposób ich budowy oparty o znane rozwiązania literaturowe, a także propozycje modyfikacji przedstawionych przez autora, a dotyczących:

- modelowania połączenia ściana-strop-ściana,
- wprowadzenia wymuszenia kinematycznego do modelu budynku poprzez kontakt sprężysty z elementem nieodkształcalnym,
- uwzględnienia w modelu 2D, współpracy ścian poprzecznych do analizowanej,
- definiowania geometrycznych nieciągłości materiałowych w MES.

5. ANALIZA DYNAMICZNA MODELI BUDYNKÓW MUROWYCH WSTĘPNIE USZKODZONYCH

Rozdział zawiera prezentację zaproponowanego kryterium ilościowej oceny wpływu wstępnych uszkodzeń ścian murowych na odpowiedź dynamiczną analizowanych modeli. Zaprezentowano także wybrane wyniki MBU, w przypadku których dokonano porównania rozwiązań z modelami budynków nieuszkodzonych.

5.1. Charakterystyka dynamiczna analizowanych modeli

Pierwszym etapem oceny dynamicznej odpowiedzi analizowanych modeli jest przeprowadzenie obliczeń w zakresie modalnym. Wiąże się to z określeniem postaci i wartości częstości drgań własnych modeli. Na tym poziomie analizy dynamicznej przyjęto, że każde późniejsze wymuszenie kinematyczne modelu realizowane będzie na kierunku równoległym do płaszczyzny wydzielonej ściany z modelu przestrzennego. Z tego powodu wartość częstości drgań własnych związana jest z postacią odpowiadającą przemieszczeniu w osi zastępczego modelu tarczowego ściany budynku. Przykładowe postacie analizowanych *MBN* przedstawiono na Rys. 5-1.



Rys. 5-1 Pierwsza postać częstości drgań własnych zastępczego modelu budynku: a) niskiego, b) wysokiego, c) szerokiego.

Rozwiązanie zadania z wykorzystaniem MES wymaga podjęcia decyzji o sposobie i poziomie koncentracji siatki dyskretyzacyjnej. Jak przedstawiono w pracy [51], uwzględnienie plastyczno-degradacyjnej charakterystyki modelu materiału w zagadnieniach dynamicznych wymaga regularnego podziału siatki ES. Założenie to określone zostało na podstawie wyników analiz zróżnicowanych podziałów dyskretyzacyjnych, gdzie w przypadku nieregularnego kształtu ES nie było możliwe przeprowadzenie analizy, lub uzyskanie nierealnych (powyżej jedności) wartości parametru degradacji.



Rys. 5-2 Przykładowe siatki MES zastępczego modelu budynku N: a) 2,5x2,5 cm, b) 15x15 cm.

Specyfika uszkodzeń konstrukcji murowych (ich geometria) prowadzi do konieczności generowania modeli numerycznych o zmniejszonych wymiarach

elementów skończonych w porównaniu do tych stosowanych dotychczas w pracach [2], [51], [132]. Należy jednocześnie przeanalizować wpływ pomniejszenia ES na postać i wartość częstości drgań własnych modelu. Zdefiniowano pięć poziomów dyskretyzacji modelu budynku *N* w zakresie 1÷30 cm wymiaru boku kwadratowego ES. We wszystkich przeanalizowanych przypadkach otrzymano tą samą postać drgań własnych, co przedstawione zostało na Rys. 5-2. Oznacza to, że zmiana wielkości ES nie powoduje zróżnicowania postaci drgań własnych zastępczego modelu tarczowego modelu budynku niskiego.

Przyjmując za bazowe rozwiązanie zadania przy zastosowaniu 5 cm boku kwadratowego elementu skończonego, otrzymano wartość częstości drgań własnych wynoszące ω_1 =35,159 rad/s. Do pola powierzchni bazowego elementu skończonego (ES₅) odniesiono pozostałe wielkości otrzymane podczas zmiany wymiaru ES, co zestawiono w Tab. 5-1. Analogicznie wyznaczoną wartość własną ω_1 (ES₅) porównano z pozostałymi, a zmienność ta zilustrowana została na Rys. 5-3. Dokładność prezentowanych wyników ustalono (w przypadku wartości częstości) na 5 cyfr znaczących, z uwagi na konieczność otrzymania charakterystyki wpływu wielkości ES na rozwiązanie w zakresie analizy modalnej.

Tab. 5-1 Wartości częstości drgań własnych modelu budynku niskiego przy zmiennej wielkości boku kwadratowego elementu skończonego.

| Wielkość boku ES | Pole powierzchni <i>A(ES_i)</i> | $\frac{A(ES_i)}{A(ES_5)}$ | ω₁(ES _i) | $\omega_{1}^{ES} = \frac{\omega_{1}(ES_{i}) - \omega_{1}(ES_{5})}{\omega_{1}(ES_{5})} 100\%$ |
|---------------------|---|---------------------------|----------------------|--|
| [cm] | [cm ²] | [-] | [rad/s] | [%] |
| 1 | 1,00 | 0,04 | 36,030 | 2,5 |
| 2,5 | 6,25 | 0,25 | 35,614 | 1,3 |
| 5 | 25,0 | 1,00 | 35,159 | 0,0 |
| 10 | 100 | 4,00 | 34,664 | -1,4 |
| 15 | 225 | 9,00 | 34,426 | -2,1 |
| 30 | 900 | 36,0 | 34,112 | -3,0 |



Rys. 5-3 Zmienność pierwszej wartości własnej modeli o zróżnicowanym podziale na ES.

Każdorazowe zmniejszenie wymiaru boku kwadratowego ES spowodowało zwiększenie wartości pierwszej częstości drgań własnych modelu budynku niskiego. Zmienność ta, w odniesieniu do rozwiązania bazowego (ES₅), zawiera się w przedziale

-3,0÷2,5%. Wzrost wartości własnych w tym przypadku należy uzasadnić rozkładem masy w modelu, który wynika bezpośrednio z wielkości boku ES. Należy w tym miejscu zaznaczyć, że zastępczy model płaski uwzględniający najgęstszy podział siatki MES generuje plik wsadowy o wielkości aż 64 MB. Z tego względu do dalszych obliczeń dynamicznych wszystkich modeli budynków przyjęto, jako wystarczający, podział na kwadratowe ES o boku 5 cm. Wyjątkiem stanowią największe gabarytowo modele *W* i *S*, gdzie wymiar ten zwiększono do 10 cm.

W efekcie otrzymano następujące wartości pierwszej częstotliwości własnej poszczególnych modeli, które przedstawiono poniżej w kolejności od najmniejszej:

- model tarczowy budynku W f_1 =2,96 Hz,
- model tarczowy budynku N÷N3, f₁=5,6÷7,1 Hz
- model tarczowy budynku S f_1 =9,83 Hz,

Pośrednie wartości f_1 otrzymano w przypadku zastępczych modelu budynku niskiego. Wpisują się one w wartość pierwszej częstotliwości własnej otrzymanej z rzeczywistych pomiarów budynku murowego o zbliżonej konstrukcji w [128], która wynosi 6,4 Hz.

5.1.1. Wpływ uszkodzeń na wartość częstotliwości drgań własnych modelu

W pierwszym etapie analizy modeli ścian murowych z rysami poddanej obciążeniu dynamicznemu wyznaczono wartości ich częstości drgań własnych, które zestawiono w poniższych tabletach (Tab. 5-2 ÷ Tab. 5-7). Podzielono je ze względu na typ modelu budynku (*N*÷*N*3, *W*, *S*), który odpowiada zestawieniu prezentowanemu w punkcie 4.3.1. Każdorazowo punktem odniesienia danego rozwiązania *MBU* jest wyznaczona wartość częstości drgań własnych odpowiedniego *MBN*. We wszystkich przypadkach uzyskano niższe wartości własne *MBU* w porównaniu do *MBN*. Przyjęto dokładność prezentowanych wyników częstości własnych na poziomie 5 cyfr znaczących, z uwagi na występującą (w pewnych przypadkach) niewielką ich różnicę.

| Typ uszkodzenia | ω ₁ | $\omega_{1}^{UN} = \frac{\omega_{1}(MBU) - \omega_{1}(MBN)}{\omega_{1}(MBN)} 100\%$ |
|--------------------|----------------|---|
| | [rad/s] | [%] |
| N-BRAK | 35,159 | 0,0% |
| N-NW1 | 31,850 | -9,4% |
| N-NW2 | 34,354 | -2,3% |
| N-NWK1 | 34,961 | -0,6% |
| N-NWK2 | 33,999 | -3,3% |
| N-PNO1 | 31,801 | -9,6% |
| N-PNO2 | 33,123 | -5,8% |
| N-LDN1 | 34,200 | -2,7% |
| N-LDN2 | 34,660 | -1,4% |
| N-LDN3 | 34.068 | -3.1% |

Tab. 5-2 Wartości ω₁ modeli budynku N, przy zmiennym układzie uszkodzenia w ścianie murowej.

Przeprowadzenie analizy modalnej w przypadku modelu budynku niskiego umożliwiło określenie poziomu zmiany jego charakterystyki dynamicznej wynikającej z istnienia uszkodzeń. Spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU* zawiera się w przedziale ω_{\perp}^{UN} =-9,6÷-0,6%, co przedstawiono w Tab. 5-2. Największy wpływ na analizowaną wartość otrzymano w przypadku uwzględnienia uszkodzeń wynikających z oddziaływania wypukłego obrzeża górniczej niecki obniżeń typu *N-NW1* oraz przestrzennego wpływu niecek obniżeń typu *N-PNO1* (Rys. 4-37), które głównie związane są z zarysowaniami w strefie narożników otworów okiennych ściany. Oba modele zawierają nieciągłości opasające nadproże otworu okiennego zlokalizowane

w obrębie pierwszej kondygnacji nadziemnej. Z kolei najmniejsza analizowana wartość związana jest z uszkodzeniami wynikającymi z oddziaływania wklęsłego obrzeża górniczej niecki obniżeń typu *N-NWK1*, w którym brak jest nieciągłości modelu w bezpośrednim sąsiedztwie perforacji pierwszej kondygnacji nadziemnej.

Wprowadzenie pierwszej modyfikacji modelu budynku *N*, związanej ze zmianą konfiguracji otworu drzwiowego, także prowadzi do zmiany charakterystyki dynamicznej *MBU* wynikającej z istnienia uszkodzeń. Spadek wartości ω_{i}^{UN} zawiera się w przedziale

-6,9÷-1,1%, co przedstawiono w Tab. 5-3. Największy wpływ na analizowaną wartość otrzymano w przypadku uwzględnienia uszkodzenia typu *N1-PNO1* (Rys. 4-38c). Model ten zawiera wyłącznie nieciągłości zlokalizowane w obszarze perforacji ściany murowej pierwszej i drugiej kondygnacji nadziemnej zlokalizowane w narożach otworów ściany. Najmniejsza analizowana wartość związana jest z typem uszkodzenia *N1-NW1* (Rys. 4-38a) oraz oddziaływaniem nieciągłej deformacji terenu typu *N1-LDN3* (Rys. 4-38d). Oba przypadki skupiają uszkodzenia w obrębie pierwszej kondygnacji nadziemnej modelu, lecz pierwszy uwzględnia rysy ukośne w kierunku na zewnątrz, a drugi związany jest wyłącznie z rysą poziomą zlokalizowaną w sąsiedztwie otworu ściany murowej.

Tab. 5-3 Wartości ω_1 modeli budynku N1, przy zmiennym układzie uszkodzenia w ścianie murowej.

| Тур | ω | $\omega_{_{1}}^{_{UN}}$ |
|-------------|---------|-------------------------|
| uszkodzenia | [rad/s] | [%] |
| N1-BRAK | 44,668 | 0,0% |
| N1-NW1 | 42,711 | -4,4% |
| N1-NW2 | 44,184 | -1,1% |
| N1-NWK1 | 43,192 | -3,3% |
| N1-NWK2 | 42,814 | -4,2% |
| N1-PNO1 | 41,602 | -6,9% |
| N1-PNO2 | 43,472 | -2,7% |
| N1-LDN1 | 43,897 | -1,7% |
| N1-LDN2 | 43,958 | -1,6% |
| N1-LDN3 | 44,163 | -1,1% |

Tab. 5-4 Wartości ω_1 modeli budynku N2, przy zmiennym układzie uszkodzenia w ścianie murowej.

| Тур | ω1 | $\omega_{_{1}}^{_{UN}}$ |
|-------------|---------|-------------------------|
| uszkodzenia | [rad/s] | [%] |
| N2-BRAK | 43,174 | 0,0% |
| N2-NW1 | 40,641 | -5,9% |
| N2-NW2 | 42,513 | -1,5% |
| N2-NWK1 | 41,799 | -3,2% |
| N2-NWK2 | 41,055 | -4,9% |
| N2-PNO1 | 39,448 | -8,6% |
| N2-PNO2 | 41,364 | -4,2% |
| N2-LDN1 | 42,398 | -1,8% |
| N2-LDN2 | 42,400 | -1,8% |
| N2-LDN3 | 42,443 | -1,7% |

Druga modyfikacja modelu budynku *N*, związana jest ze zmniejszaniem rozstawu otworów okiennych na poziomie pierwszej kondygnacji nadziemnej. Skutkiem tego jest spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU*, w przedziale -8,6÷-1,5%, co zestawiono w Tab. 5-4. Największy wpływ na analizowaną wartość uzyskano w przypadku modelu *N2-PNO1* (Rys. 4-39c). Wartość ta wynikać może z faktu

bezpośredniego sąsiedztwa dwóch nieciągłości modelu w obszarze otworów okiennych pierwszej kondygnacji nadziemnej. Najmniejsza analizowana wartość związana jest z typem uszkodzenia N2-NW2 (Rys. 4-39a). Układ ten zawiera ukośne nieciągłości zlokalizowane na zewnątrz otworów okiennych w obszarze pierwszej kondygnacji nadziemnej zastępczego modelu tarczowego budynku N2.

Ostatnia modyfikacja modelu budynku *N*, oznaczona symbolem *N*3 dotyczy zmniejszenia rozstawu otworów okiennych na poziomie drugiej kondygnacji nadziemnej. W tym przypadku spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU* zawiera się w przedziale -6,3÷-1,0%, co przedstawiono w Tab. 5-5. Największy wpływ na analizowaną wartość ma uszkodzenie typu *N*3-*PNO1* (Rys. 4-40c). Dotyczy ono wyłącznie nieciągłości zlokalizowanych w obszarze perforacji ściany murowej pierwszej i drugiej kondygnacji nadziemnej. Najmniejsza analizowana wartość związana jest z typami uszkodzeń *N*3-*NW1* (Rys. 4-40a) oraz *N*3-*LDN*3 (Rys. 4-40d). Nawiązują one do istnienia nieciągłości w obrębie pierwszej kondygnacji nadziemnej modelu, przy czym pierwszy z nich uwzględnia zarysowania ukośnie o kierunku na zewnątrz. Drugi związany jest wyłącznie z istnieniem rys poziomych zlokalizowanych w sąsiedztwie otworów analizowanej ściany murowej.

Tab. 5-5 Wartości ω_1 modeli budynku N3, przy zmiennym układzie uszkodzenia w ścianie murowej.

| Typ uszkodzenia | ω | $\omega_{_{1}}^{_{UN}}$ |
|--------------------|---------|-------------------------|
| | [rad/s] | [%] |
| N3-BRAK | 44,570 | 0,0% |
| N3-NW1 | 42,828 | -3,9% |
| N3-NW2 | 44,141 | -1,0% |
| N3-NWK1 | 43,142 | -3,2% |
| N3-NWK2 | 42,621 | -4,4% |
| N3-PNO1 | 41,744 | -6,3% |
| N3-PNO2 | 43,465 | -2,5% |
| N3-LDN1 | 43,790 | -1,8% |
| N3-LDN2 | 43,867 | -1,6% |
| N3-LDN3 | 44,091 | -1,1% |

Analizując wyniki analiz modalnych wszystkich czterech zastępczych modeli budynku niskiego można zauważyć decydujący wpływ uszkodzeń zlokalizowanych w obrębie pierwszej kondygnacji nadziemnej. Największy spadek analizowanej wartości ω_1^{UN} , związany jest z typem uszkodzenia wynikającym z przestrzennego wpływu niecek obniżeń oznaczonym jako *PNO1*, gdzie wprowadzone nieciągłości modelu zlokalizowane są bezpośrednio w narożach otworów. Modyfikacje modelu budynku *N* charakteryzują się taką samą ilością perforacji ściany, ale różnym ich usytuowaniem. Z tych trzech modeli najmniejszą wartość pierwszej częstości drgań własnych otrzymano w przypadku modelu *N2*, gdzie dystans pomiędzy otworami okiennymi pierwszej kondygnacji nadziemnej był najmniejszy.

Kolejne analizy obejmowały modele o większych rozmiarach zewnętrznych w porównaniu do wcześniej prezentowanych. Z tego powodu w zastępczych modelach budynku wysokiego i szerokiego wprowadzono po jednym z każdego typu uszkodzeń wynikających z podziemnej eksploatacji węgla kamiennego. Szczegółowe omówienie tych modeli zaprezentowane zostało w opisie do rysunków tarczowych modeli budynku W (Rys. 4-41) oraz S (Rys. 4-42).

Podobnie jak to miało miejsce w przypadku modeli budynku *N*, wyniki analiz modalnych, ukazały spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych modeli budynku wysokiego z wprowadzonymi uszkodzeniami. Spadek ten mieści się w przedziale -8,5÷-1,1%, co zestawiono w Tab. 5-6. Największy wpływ na analizowaną

wartość otrzymano w przypadku uwzględnienia uszkodzeń typu *W-NW1* (Rys. 4-41a). Model ten zawiera nieciągłości opasające nadproże otworu okiennego zlokalizowane w obrębie pierwszej kondygnacji nadziemnej. Z kolei najmniejsza analizowana wartość związana jest z typem uszkodzenia *N-NWK2* (Rys. 4-41b), w którym nieciągłości modelu ulokowane zostały w centrum ściany murowej.

| Тур | ω ₁ | $\omega^{\scriptscriptstyle UN}_{\scriptscriptstyle 1}$ |
|-------------|----------------|---|
| uszkodzenia | [rad/s] | [%] |
| W-BRAK | 18,584 | 0,0% |
| W-NW1 | 17,013 | -8,5% |
| W-NWK2 | 18,377 | -1,1% |
| W-PNO2 | 17,702 | -4,7% |
| W-LDN1 | 18,087 | -2,4% |

Tab. 5-6 Wartości ω₁ modeli budynku W, przy zmiennym układzie uszkodzenia w ścianie murowej.

Przeprowadzenie analizy modalnej w przypadku modelu budynku szerokiego umożliwiło określenie poziomu zmiany jego charakterystyki dynamicznej wynikającej z istnienia wstępnych uszkodzeń. Spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU* zawiera się w przedziale -3,7÷-0,5% (Tab. 5-7). Największy wpływ na analizowaną wartość otrzymano w przypadku uwzględnienia uszkodzeń typu *S-NW1* (Rys. 4-42a). Dotyczy on nieciągłości zlokalizowanych na pierwszej i drugiej kondygnacji nadziemnej. Zlokalizowane są one w miejscach podparcia nadproży perforacji ściany. Najmniejsza analizowana wartość ω_1 , związana jest z typem uszkodzenia *S-LDN1* (Rys. 4-42d), gdzie nieciągłości modelu symbolizują pionowy podział ścian murowych w lewej części budynku.

Tab. 5-7 Wartości ω₁ modeli budynku S, przy zmiennym układzie uszkodzenia w ścianie murowej.

| Тур | ω | $\omega_{_{1}}^{_{UN}}$ |
|-------------|---------|-------------------------|
| uszkouzenia | [rad/s] | [%] |
| S-BRAK | 61,750 | 0,0% |
| S-NW1 | 59,444 | -3,7% |
| S-NWK2 | 59,994 | -2,8% |
| S-PNO2 | 60,478 | -2,1% |
| S-LDN1 | 61,413 | -0,5% |

Ponieważ model budynku wysokiego jest rozbudowaną wersją modelu budynku *N*, można dokonać porównania na poziomie spadku wartości pierwszych częstości drgań własnych obu modeli. Na uwagę zasługuje fakt, że poziom ten jest mniejszy w przypadku modelu budynku *W*. Oznaczać to może konieczność wykonania dalszych analiz związanych z ilością uszkodzeń w ścianie, przy czym ich lokalizacja wydaje się być parametrem decydującym.

Prezentowane powyżej tabele zawierają ogólną informację świadczącą o każdorazowym obniżeniu wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU* względem *MBN*. Taką tendencję można także odnaleźć w [1], gdzie opisano wyniki badań dynamicznych konstrukcji przemysłowej w stanie uszkodzonym, jak i niezarysowanym.

5.1.2. Wpływ długości uszkodzenia na odpowiedź dynamiczną modelu

Prezentowane wyniki analiz modalnych modeli budynków wskazują na istotny wpływ lokalizacji uszkodzenia w ścianie murowej. Poziom ten został osiągnięty przy ograniczonej długości uszkodzenia, wynoszącej 60 cm (zgodnie z 4.5.4). Postanowiono

dodatkowo przeanalizować wpływ postępującego wzrostu długości uszkodzenia na wartość pierwszej częstości drgań własnych modelu budynku.

Zagadnienie to rozpatrzono przy zastosowaniu modelu budynku *N*. Rozwiązanie obejmowało jeden typ uszkodzenia oznaczonego jako *N-NW1*. Zadanie sformułowano budując modele, w których długość uszkodzenia (*L*) była każdorazowo większa o 10 cm. Rozpoczynając od *MBN*, a kończąc na *MBU*, gdzie długość nieciągłości w modelu wynosiła 60 cm (L_{60cm}).

Uwzględniając powyższe zilustrowano (Rys. 5-4) zmianę, a konkretnie spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU* względem *MBN*, wynikającą z wzrostu długości uszkodzenia. Na osi rzędnych odmierzona jest długości rysy odniesiona do długości maksymalnego uszkodzenia (L_{60cm}), czyli wartość 1,0 oznacza długość 60 cm. Natomiast oś odciętych, to oś względnego spadku pierwszej częstości własnej ω_1^{UN} . Prezentowany przebieg nie ma charakteru silnie nieliniowego, a można nawet pokusić się o przybliżenie do funkcji liniowej. W analizowanym zakresie długości rys nie obserwowano nagłych spadków wartości częstości drgań własnych *MBU*.





Z powyższych wyników analiz modalnych można przyjąć, że założone na wstępie ograniczenie dotyczące długości wprowadzonej w model nieciągłości było zasadne. Po pierwsze, uzyskano inną (mniejszą) wartość własną *MBU* w porównaniu do *MBN*, a po drugie, spadek tej zależności zbliżony jest do przebiegu liniowego. Oznacza to, że wprowadzane do modeli pierwotne uszkodzenia geometryczne nie spowodowały wydzielenia niezależnych części modelu. W takim układzie możliwa będzie dalsza analiza mająca na celu wyznaczenie uszkodzeń, które będą propagowały w wyniku działania przyłożonego obciążenia dynamicznego.

5.2. Kryterium oceny wpływu uszkodzeń

Podstawową kwestią decydującą o końcowej ocenie wpływu uszkodzeń konstrukcji murowych poddanych obciążeniu dynamicznemu, jest wybór

i sformułowanie kryterium tej oceny. Najważniejszą cechą w tym przypadku będzie określenie wskaźnika, który pozwoli na wykrycie potencjalnego zagrożenie wynikającego z istnienie lub braku uszkodzeń wstępnych.

Zagadnienia prezentowane w rozprawie dotyczą analiz dynamicznych. Ponieważ przebieg sygnału trzęsienia, czy wstrząsu ziemi jest zazwyczaj niestacjonarny, pojawia się problem chwilowej i globalnej oceny odpowiedzi modelu budynku murowego z uszkodzeniami.

W dalszej części pracy przedstawiono propozycję ilościowej oceny wpływu wstępnych uszkodzeń, na odpowiedź dynamiczną modelu ściany murowej. Uzyskane wyniki odniesiono do odpowiedniego rozwiązania modelu budynku wyidealizowanego (nie zawierającego wstępnych uszkodzeń).

5.2.1. Opis globalnego kąta odkształcenia postaciowego (*GKOP*)

Dotychczasowe podejście w kwestii odporności muru konstrukcyjnego zakłada, że spełnienie warunku stanów granicznych nośności jest równoznaczne z spełnieniem warunku stanów użytkowalności [158], [159]. Założenie to nie jest prawdziwe w przypadku analizy ścian usztywniających, ponieważ poza obciążeniem pionowym, należy uwzględnić dodatkowe oddziaływania wynikające z innych (nie koniecznie pionowych) sił statycznych czy dynamicznych. Obecnie brak jest jednoznacznego kryterium wytężenia muru w złożonym stanie naprężenia. Między innymi z tego powodu w dalszej części pracy analizowano zmianę wartości kąta odkształcenia postaciowego otrzymanego w trakcie obciążenia dynamicznego ściany murowej.

Przekroczenie warunku stanu granicznego oznacza, że wartość głównych naprężeń rozciągających (σ_1) może przekroczyć zakres sprężystej pracy. W efekcie mogą pojawić się zarysowania muru o kierunku prostopadłym do wektorów naprężeń σ_1 . Uszkodzenia takie następują przy pewnej wartości kąta odkształcenia postaciowego, a samo ich powstanie świadczyć będzie o przekroczeniu stanu granicznego użytkowalności opisanego warunkiem (5-1).

$$\Theta_{Sd} \le \Theta_{adm} \tag{5-1}$$

gdzie:

 Θ_{Sd} – wartość kąta odkształcenia postaciowego wyznaczona w analizie,

 Θ_{adm} – dopuszczalna wartość kąta odkształcenia postaciowego.

Analiza wartości kąta odkształcenia postaciowego (*KOP*) może być związana z dwoma głównymi założeniami. Po pierwsze analiza w zakresie lokalnym (*LKOP*-lokalny kąt odkształcenia postaciowego), która (za [115]) dotyczyć może przypadków obliczeń modeli budynków, które nie są zarysowane. Takie podejście umożliwia detekcję lokalnych uszkodzeń, przy idealizacji muru konstrukcyjnego. Przyjąć należy w tym przypadku wysoką jakość stosowanego materiału oraz należytą dokładność wykonania konstrukcji muru.

Drugie założenie związane jest z analizą globalnego kąta odkształcenia postaciowego (*GKOP*). Podając za [115], może on stanowić kryterium oceny ewentualnego zarysowania ścian budynku, przy dopuszczeniu istnienia pierwotnych nieciągłości w strukturze muru konstrukcyjnego. Z tego względu analiza *GKOP* sprowadza się do wyznaczenia wartości kąta odkształcenia postaciowego w obrębie kondygnacji jak na Rys. 5-5, zgodnie z prezentowaną zależnością (5-2).

$$\Theta_{Sd} = \left| \arctan\left(\frac{x_2 - x_1}{H + y_2 - y_1}\right) \right|$$
(5-2)

Prezentowane w dalszej części wyniki analiz dynamicznych modeli numerycznych budynków dotyczą określania zmiany wartości *GKOP* wg (5-2). Analiza w wymiarze globalnym jest uzasadniona (za [115]), ponieważ dotyczy przypadków modeli budynków

wstępnie uszkodzonych. Wprowadzane nieciągłości dotyczą jedynie konstrukcji murowej, z tego względu niezbędne punkty pomiarowe wynikające ze wzoru (5-2) przedstawione zostały na Rys. 5-5. Ich lokalizacja obejmuje skrajne górne i dolne naroża ściany murowej pierwszej kondygnacji nadziemnej. Ograniczenie się jedynie do zerowego poziomu budynku wynika ze zdecydowanej ilościowej przewagi postępującej tam degradacji materiału w trakcie działania obciążenia dynamicznego, co obrazują także wyniki zawarte między innymi w pracach [51], [54], [192], [193].



Rys. 5-5 Układ punktów do wyznaczenia globalnego kąta odkształcenia postaciowego (GKOP).

Wartość graniczna kąta odkształcenia postaciowego uzależniona jest od stosowanego materiału, podając za [159], w przypadku muru wykonanego z elementów grupy 1 na zaprawie cementowo-wapiennej, Θ_{adm} =0,5 mm/m. Z kolei w przypadku muru wykonanego z bloczków betonu komórkowego, wartość graniczna kąta wynosi Θ_{adm} =0,3 mm/m. Przyjmując za [88] i [99] wartość graniczna kąta odkształcenia postaciowego w obiektach murowych zlokalizowanych na terenach eksploatacji górniczych zawarta jest w przedziale Θ_{adm} =(0,25÷0,4) mm/m.

W takim przypadku istotnym jest, że przekroczenie przyjętej wartości kąta odkształcenia postaciowego pociąga za sobą degradację materiału. Określenie tej wartości uzależnione będzie zatem od charakterystyki materiałowej muru konstrukcyjnego, przy czym wartość ta zawierać powinna się w przedziale 0,25÷0,5 mm/m.

5.2.2. Weryfikacja kryterium ze względu na degradację materiału

Zastosowanie spreżvsto-plastyczno-degradacyjnego modelu muru w numerycznej analizie dynamicznej budynku, umożliwia wiarygodna ocene wyteżenia i odpowiedzi dynamicznej na zadane wymuszenie [51]. Uzyskane w ten sposób obszary zdegradowanego materiału ściany mogą świadczyć o prawdopodobnym pojawieniu się fizycznych zarysowań budynku wynikajacych działania tam z obciażenia (para)sejsmicznego. Jednakże przyjęcie kryterium degradacyjnego (pojawienia obszaru degradowanego) w przypadku analiz modeli budynków wstępnie uszkodzonych wydaje się być niewystarczające. O ile pozwala ono na ocenę jakościową (wyznaczenie możliwych miejsc powstawania rys, lub ich propagowania), to nie umożliwia oceny ilościowej związanej z wpływem wstępnych uszkodzeń modelu budynku. Jakościowo można dokonać subiektywnego porównania zdegradowanych obszarów ściany obu modeli (MBU- model budynku uszkodzonego i MBN- model budynku nieuszkodzonego), lecz nie jest możliwa globalna, ilościowa ocena całości zagadnienia. Ponieważ, jak wspomniano wcześniej, przekroczenie wartości granicznej kata odkształcenia postaciowego muru, wiąże się z powstaniem w nim zarysowania, przeprowadzono numeryczną weryfikację związaną z takim sformułowaniem.

Rozwiązano dwa zadania przy uwzględnieniu różnych modeli materiałowych. Oba związane były z testem ścinania próbki zawierającej wstępne uszkodzenie, wykonane według schematu na Rys. 4-34a. Zadanie pierwsze (*R-BM*) uwzględniało pozasprężystą charakterystykę materiału opisaną przez model Barcelona, a drugie (*R-SPR*) odzwierciedlało charakterystykę liniowo-sprężystą materiału. Założono graniczną wartość kąta odkształcenia postaciowego na poziomie Θ_{adm} =0,5 mm/m i do tej wartości odnoszono uzyskane w trakcie analiz wartości.



Rys. 5-6 Stany degradacji d_t i naprężeń σ_{11} w zależności od wartości KOP modeli R-BM i R-SPR.

Zmiana wartości KOP w trakcie obciążenia, spowodowała powstanie początkowej degradacji materiału w modelu R-BM po przekroczeniu wartości Θ_{adm} (Rys. 5-6). Do tego miejsca oba modele (R-BM i R-SPR) generowały identyczne rezultaty. Zmiana wartości KOP w przypadku modelu R-SPR przebiega liniowo podczas całego procesu obciążenia, w efekcie czego następuje jedynie spiętrzenie naprężeń poziomych w okolicy wprowadzonego uszkodzenia. Z kolej postępująca degradacja uszkodzonego obszaru w modelu R-BM, skutkuje redukcją pierwotnego modułu sprężystości ES, co pociąga za sobą zwiększenie końcowej wartości KOP ponad 3-krotnie przewyższającej wartość dopuszczalną. Ten stan zobrazowany jest przez jakościowo znaczną, w obszarze wprowadzonego uszkodzenia, degradację materiału. Na Rys. 5-6 kolorem czerwonym (w modelu R-BM) zaznaczone są elementy, w których degradacja wynosi minimum 50%. Natomiast w modelu R-SPR kolor czerwony oznacza wartości poziomych naprężeń normalnych powyżej granicy plastyczności materiału w jednoosiowym stanie napreżenia.

Opisany powyżej przykład świadczy o powiązaniu powstawania degradacji materiału z przekroczeniem wartości Θ_{adm} . Tym samym można założyć, że przekroczenie założonej wartości granicznej *KOP* w analizach numerycznych, będzie skutkowało powstawaniem obszarów zdegradowanych w modelach numerycznych. Ich detekcja nastąpi zaś na podstawie map rozkładu parametrów degradacji *BM*.

Prezentowane podejście staje się narzędziem do ilościowej oceny postępującej degradacji materiału w ścianie modelu budynku podczas analizy dynamicznej *MBU* i *MBN*. Ilość ta będzie każdorazowo odnoszona do wartości granicznej kąta odkształcenia postaciowego, przy której rozpoczyna się proces postępującej degradacji materiału. Wykorzystanie powyższych analiz w zakresie analiz dynamicznych modeli budynków zostanie zaprezentowana w dalszej części pracy.

5.2.3. Wpływ przyjętych punktów pomiarowych na stosowane kryterium

Zaprezentowany w punkcie 5.2.1 opis przyjętego w analizach *GKOP*, uwzględniony zostanie w prezentowanych wynikach analiz numerycznych. Bezpośrednio, jego wartość została powiązana z przemieszczeniami punktów charakterystycznych, które wynikają z obciążenia dynamicznego. Dodatkowo przeanalizowano wpływ przyjętych punktów na zmianę wartości *GKOP*. Ich lokalizacja przedstawiona została na Rys. 5-7. Punkty oznaczone jako *A1* i *A2* należy uważać za te, które mogą posłużyć do wyznaczenia wartości globalnej *KOP*. Natomiast punkty *B1*, *B2* i *C1*, *C2* traktować można jako miejsca charakterystyczne wyznaczania wartości *LKOP*.



Rys. 5-7 Lokalizacja punktów pomiarowych modelu budynku N.

W pierwszej kolejności przeprowadzono analizę zastępczego modelu budynku *N*, obciążonego harmonicznym wymuszeniem przemieszczeniowym zgodnie z zależnością (4-1). Charakterystyka tego obciążenia jest zgodna z wartością pierwszej częstości drgań własnych modelu, przedstawioną w punkcie 4.2.2. W dalszej części pracy wymuszenia tego typu są prezentowane w symbolicznym zapisie, który ma na celu zwrócenie uwagi czytelnika na użytą wartość własną danego modelu. W tym przypadku jest to zapis sin(35,159t), który odnosi się do zależności (4-1), gdzie ω_1 przyjmuje

wartość pierwszej częstości drgań własnych $MBN - \omega_1(MBN)$.

Rozwiązaniem zadania dynamicznego są wartości, zmiennych w czasie, przemieszczeń punktów pomiarowych *A1* i *A2*. Dalej, uwzględniając zależność (5-2), otrzymano bezwzględne wartości *KOP* w kolejnych krokach czasowych, które każdorazowo odniesiono do wartości granicznej Θ_{adm} =0,5 mm/m. Ostatecznie uzyskano przebieg zmiany wartości *GKOP* zaprezentowany na Rys. 5-8, gdzie przekroczenie wartości 1,0 na osi rzędnych jest równoznaczne z przekroczeniem przyjętej wartości granicznej kąta odkształcenia postaciowego.

Wprowadzone obciążenie jest aktywne w czasie pierwszej sekundy analizy, natomiast w przedziale 1,0÷1,5 s brak jest obciążenia dynamicznego. Charakter wprowadzonego wymuszenia odzwierciedla uzyskany przebieg zmiany wartości *GKOP*, które wzrastają w czasie 1,0 s, a następnie spadają. Istotnym jest natomiast czas, w którym przekroczona zostaje przyjęta wartość graniczna *KOP*. Mianowicie osiągnięcie wartości 1,0 na osi rzędnych (w tym przypadku 0,38 s wymuszenia) skutkuje pojawieniem się degradacji pierwotnej wartości modułu sprężystości ES w obszarze murowym modelu budynku. Zobrazowane zostało to poprzez pojawienie się koloru czerwonego (Rys. 5-8) na mapie niemalejącego parametru zniszczenia przy rozciąganiu (*d*₁). Potwierdza się zatem, przeprowadzona w punkcie 5.2.2, korelacja degradacji materiału z przekroczeniem wartości granicznej *KOP* podczas analizy dynamicznej.



Rys. 5-8 Zmiana wartości GKOP modelu budynku N wynikająca z przemieszczeń punktów A1 i A2, przy wymuszeniu sin(35,159t).

Pojawienie się elementów skończonych o zmniejszonej wartości modułu Younga można utożsamiać z prawdopodobnym tworzeniem się rysy. Zaprezentowana na Rys. 5-8 mapa rozkładu degradacji muru przy rozciąganiu ($d_t - 1,5$ s) świadczy jedynie o prawdopodobnej lokalizacji rys wynikających z obciążenia dynamicznego. Nie jest jednak możliwa, na tej podstawie, ilościowa ocena powstałego uszkodzenia. Do oceny ilościowej powstałych zniszczeń posłuży wykres zmiany wartości *KOP*, gdzie analizą objęte zostaną wartości poza dopuszczalnym zakresem Θ_{adm} .



Rys. 5-9 Porównanie odpowiedzi modelu budynku N przy dwóch różnych wymuszeniach harmonicznych.

Przeprowadzenie analizv zastepczego modelu budvnku niskiego przv wartości wymuszenia harmonicznego, skutkuje różnymi zastosowaniu dwóch wartościami GKOP odniesionym do Θ_{adm} . Charakterystyki wymuszeń odpowiadają pierwszym wartościom częstości drgań własnych MBN (ω_1 =35,159 rad/s) i MBU (ω_1 =31,950 rad/s). Rys. 5-9 przedstawia zatem odpowiedź modelu budynku N na powyższe wymuszenia w postaci zmiany GKOP. Podczas wymuszenia sin(35,159t) wartości KOP są przeszło 3-krotnie większe, aniżeli w trakcie obciążenia przebiegiem funkcji sin(31,850t), względem wartości $\Theta_{adm}=0.5$ mm/m. Wizualnie ten stan odzwierciedlają mapy rozkładu degradacji materiału przy rozciąganiu zarejestrowane na końcu analizy dynamicznej (1,5 s – Rys. 5-9). Mapa degradacji d_t przy wymuszeniu rezonansowym MBN (sin(35,159t)) zawiera powierzchniowo więcej elementów o zredukowanej wartości modułu spreżystości muru. Potwierdza się w takim układzie, wcześniejsze założenia dotyczące relacji wartości KOP i obszaru postępującej degradacji.

Powyższe analiza KOP dotyczyła wyników (przemieszczeń) związanych z punktami A1 i A2 (patrz Rys. 5-7). Nawiązując do wcześniejszego opisu (punkt 5.2.1) wartości te należy traktować jako globalne. Przebieg zmienności GKOP (z Rys. 5-8) porównano z analogicznymi przebiegami uzyskanymi z wykorzystaniem punktów B1, B2 i C1, C2 (Rys. 5-7) w przypadku wymuszenia harmonicznego sin(35,159t). Lokalizacja punktów pomiarowych stanowi podstawę do oceny postępującej degradacji obszaru. Wartości lokalne kata odkształcenia postaciowego reprezentowane są przez punkty B1, B2 i C1, C2, na które bezpośredni wpływ ma istniejaca tam perforacja ściany murowej. Wpływ ten zobrazowany został na Rys. 5-10, gdzie pierwsze przekroczenie wartości granicznej KOP, a także największe wartości, uzyskane zostały w przypadku punktów pomiarowych C1 i C2. Stan taki wynika z najmniejszej wartości H przyjmowanej w wyrażeniu (5-2). Wiarygodność tych punktów dyskwalifikuje fakt, że wysokość H (pomiędzy punktami) może nie uwzględniać istnienia wprowadzanych początkowych nieciągłości geometrycznych w modelu budynku. Potwierdza się zatem założenie prezentowane w [115] dotyczące stosowalności LKOP, które ograniczone zostało do analiz budynków nieuszkodzonych wykonanych z należytą starannością. Z podobnych pobudek należy wykluczyć punkty pomiarowe B1 i B2, które są podatne na lokalną degradację materiału na zdefiniowanej wysokości H.



Rys. 5-10 Porównanie zmiany wartości KOP w zależności od zastosowanego punktu pomiarowego.

Przeprowadzenie analizy wyłącznie w oparciu o przebieg zmiany *GKOP* (zgodnie z Rys. 5-10) nie umożliwia określenia wpływu początkowych uszkodzeń na odpowiedź dynamiczną modeli. W tym ujęciu nie jest możliwa ilościowa ocena tego zagadnienia. Przeanalizowano wobec tego dwa zastępcze tarczowe modele numeryczne ściany budynku niskiego, przy uwzględnieniu uszkodzenia typu *N-NW1* (Rys. 4-37a), oraz modelu nieuszkodzonego (Rys. 4-11a). W przypadku obu wymienionych modeli wyznaczono zmienność wartości *KOP* w zależności od przyjętego punktu pomiarowego (Rys. 5-7). Obliczenia prowadzone były na modelach obciążonych dynamicznie funkcjami harmonicznymi o charakterystyce wartości pierwszych częstości drgań własnych każdego z modeli (*MBU* – sin(31,850t) i *MBN* – sin(35,159t)). Dodatkowo wprowadzono rozróżnienie w kwestii stosowanego modelu materiałowego muru konstrukcyjnego, to jest model Barcelona i model liniowo-sprężysty.

Z uzyskanych przebiegów zmienności wartości *KOP* wyznaczono powierzchnię, pod każdym wykresem, ograniczoną od dołu wartością graniczną $\Theta_{adm}=0,5$ mm/m. W związku z tym analizą objęto jedynie wartości *KOP*, przy których pojawia się degradacja muru w zastępczym modelu tarczowym budynku. Na podstawie tych powierzchni stworzono zależność (5-3), która może określać ilościową relację degradacji *MBU*, do *MBN*.

$$\theta = \frac{A^{MBU} \left(\Theta_{Sd} > \Theta_{adm}\right) - A^{MBN} \left(\Theta_{Sd} > \Theta_{adm}\right)}{A^{MBN} \left(\Theta_{Sd} > \Theta_{adm}\right)} 100\%$$
(5-3)

gdzie:

 $A^{MBU}(\Theta_{Sd} > \Theta_{adm})$ i $A^{MBN}(\Theta_{Sd} > \Theta_{adm})$ – oznacza pole powierzchni pod funkcją uzyskaną odpowiednio z rozwiązań *MBU* i *MBN*, ograniczone do wartości granicznej Θ_{adm} .



Rys. 5-11 Udziały powierzchni pod wykresami KOP ograniczonymi do wartości granicznej przy wymuszeniu sin(31,850t), w zależności od przyjętych punktów pomiarowych.

Mając powyższe na uwadze, uzyskano procentową relację w zależności od przyjętych punktów pomiarowych przy wymuszeniu sin(31,850t), co zobrazowane zostało na Rys. 5-11. Przy założeniu wartości granicznej Θ_{adm} =0,5 mm/m największe wartości θ uzyskano w przypadku punktów pomiarowych *A1* i *A2* (Rys. 5-7). Z drugiej strony najmniejsza różnica, *MBU* do *MBN* wynikająca z zależności (5-3), związana jest

z wartością *H*=1,2 m punktów *C1* i *C2*. Ponieważ analizowane wymuszenie harmoniczne związane jest wartością własną *MBU*, to jego odpowiedź dotycząca zmiany wartości *KOP* jest większa niż *MBN*. Wartości analizowanego kryterium θ są dodatnie i kształtują się w przedziale od 150% (punkty *C1* i *C2*) do 900% (punkty *A1* i *A2*), w przypadku *BM*.

Zmieniając w analizach dotychczasowe wymuszenie harmoniczne na sin(35,159t), czyli tak aby odpowiadało wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBN*, wartości θ pod względem analizowanych punktów wyrównują się (Rys. 5-12). Zależność (5-3) przyjmuje we wszystkich przypadkach wartości ujemne, czyli powierzchnia pod wykresem zmiany wartości *KOP* uzyskanej z *MBN* jest większa, niż w przypadku *MBU*. Zastosowanie plastyczno-degradacyjnego modelu muru konstrukcyjnego doprowadziło do zwiększenia tej powierzchni o 55÷75%. Innymi słowy *MBN* powinien zawierać więcej zdegradowanych ES aniżeli *MBU*. Powstała różnica relacji (5-3), pomiędzy analizowanymi punktami pomiarowymi jest pomijalna (20%), przy znacznych wartościach (750%) uzyskanych przy wymuszeniu sin(31,850t).



Rys. 5-12 Udziały powierzchni pod wykresami KOP ograniczonymi do wartości granicznej przy wymuszeniu sin(35,159t), w zależności od przyjętych punktów pomiarowych.

Na podstawie przedstawionych wartości θ , odnoszących się do różnych punktów pomiarowych, można uzasadnić przyjęcie analizy *GKOP* za konieczne w obliczeniach modeli zawierających wstępne uszkodzenia typu geometrycznego. Jeżeli wprowadzone wymuszenie odpowiada zakresowi rezonansowemu *MBN*, finalną wartość θ można, w tym modelu, określić lokalnie lub globalnie (różnica na poziomie 20%). W takim przypadku największa bezwzględna wartość (θ =75%) osiągnięta została przy rozwiązaniu obejmującym analizę skrajnych punktów pomiarowych – *A1* i *A2* (Rys. 5-7), czyli uwzględnia degradację materiału na całej powierzchni analizowanej ściany. Z punktu widzenia wykorzystania proponowanego kryterium θ , w analizach dynamicznych modeli wstępnie uszkodzonych, istotnym jest uwzględnienie wszystkich nieciągłości materiałowych. Dlatego, ewentualne zastosowanie punktów pomiarowych *B1*, *B2* i *C1*, *C2* ograniczy możliwość wyznaczenia pełnego wpływu uszkodzeń pierwotnych na odpowiedź dynamiczną modelu, ponieważ będzie ona dotyczyła jedynie wybranego fragmentu konstrukcji. Potwierdzeniem tego są wyniki analiz dynamicznych przy wymuszeniu rezonansowym *MBU*, gdzie wartość θ uzyskana z analizy punktów *A1*

i A2 jest nawet 5-krotnie większa niż ta, która wynikająca z punktów pomiarowych C1 i C2.

Prezentowane wartości θ uzyskano przy uwzględnieniu plastyczno-degradacyjnej charakterystyki muru konstrukcyjnego w zastępczych tarczowych modelach budynku niskiego. Rys. 5-11 i Rys. 5-12 zawierają także wyniki analiz w zakresie charakterystyki liniowo-sprężystej muru. Generalnie, wartości θ uzyskane przy modelu *SPR* są większe (maksymalnie o 30%) od tych otrzymanych z *BM*. Jedynie w przypadku analizy punktów *A1* i *A2*, przy wymuszeniu sin(31,850t) wartość θ przy zastosowaniu *BM* jest nieznacznie większa (ok 3%), aniżeli w przypadku modelu *SPR* i praktycznie pomijalna.

Prezentowane w tym miejscu wyniki analiz porównawczych punktów pomiarowych skłaniają do wyboru tych, których wzajemna odległość jest największa i obejmuje całą wysokość analizowanej kondygnacji. Ponieważ we wszystkich *MBU* wstępne nieciągłości geometryczne zlokalizowane są głównie na poziomie pierwszej kondygnacji nadziemnej, analiza *GKOP* prowadzona jest w odniesieniu do tego poziomu.

5.3. Ocena wpływu uszkodzeń na odpowiedź dynamiczną modeli

Przeprowadzone w punkcie 5.2.2 testy, stanowią podstawę do oceny, jaki wpływ ma uszkodzenie oraz jego układ na odpowiedź dynamiczną analizowanego modelu budynku. Kryterium globalnego kąta odkształcenia postaciowego (*GKOP*) ściany murowej pierwszej kondygnacji nadziemnej jest w dalszej części podstawowym czynnikiem, który określać będzie zagrożenie wynikające z istnienia uszkodzenia ściany budynku. Jakościowo stan ten będą prezentowały mapy rozkładu parametru degradacji, które można otrzymać stosując model Barcelona.

Wcześniejsze analizy, dotyczące określenia wartości pierwszej częstości drgań własnych zastępczego modelu budynku, wskazują na konieczność zwrócenia uwagi w dalszych analizach na charakterystykę wprowadzanego obciążenia dynamicznego. Poniżej przedstawiono zatem odpowiedzi dynamiczne modeli przy trzech typach wymuszeń, które zostały opisane w punkcie 4.2.2.

5.3.1. Analiza jednego typu uszkodzeń przy obciążeniu sejsmicznym

W pierwszej kolejności analizie poddano trzy zastępcze modele budynków (niski, wyskoki, szeroki), w których stosowano najbardziej niekorzystny układ zarysowań oznaczony symbolem NW1. Każdy z nich poddano wymuszeniu odpowiadającemu sygnałowi z trzesienia ziemi w Koyna. W tym przypadku przyjęto, że wartość graniczna KOP będzie wynosiła O_{adm}=0,5 mm/m. Z tego względu wartość 1,0 (Rys. 5-13) na osi rzędnych należy traktować jako graniczną, a każde jej przekroczenie można interpretować jako prawdopodobne pojawienie się zarysowania, lub propagację już istniejącego. Rys. 5-13 przedstawia przykładowy wykres zmiany wartości GKOP (powyżej wartości Oadm) zastępczego MBN-N i N-NW1 w trakcie obciążenia o charakterze sejsmicznym. Z jego analizy można wyróżnić przedział pomiędzy 2 a 7 s wymuszenia, w którym obciążenie dynamiczne wpływa niekorzystnie (postępująca degradacja materiału) na modele budynku niskiego. Ponad to przebieg zmienności analizowanej wartości każdego modelu uwydatnia ich różnice w odpowiedzi na to samo wymuszenie typu sejsmicznego. Na tym etapie analizy nie jest możliwa ilościowa (globalna) ocena wpływu wprowadzonego, do modelu, układu uszkodzeń ściany murowej. Zobrazowana na Rys. 5-13 zmienność GKOP stanowi jednak cenną informację na temat lokalnych przekroczeń przyjętej wartości granicznej KOP. Na tej podstawie można wnioskować, że model *N-NW1* będzie bardziej narażony na końcową degradację ściany murowej aniżeli ten wyidealizowany (bez uszkodzeń).





Rys. 5-13 Zmiana wartości GKOP (powyżej granicznej) zastępczych modeli budynku N przy wymuszeniu sejsmicznym.

Potwierdzeniem prezentowanej na Rys. 5-13 odpowiedzi modeli budynku N z uwzględnieniem kryterium GKOP są zarejestrowane, na końcu wymuszenia sejsmicznego, mapy (Rys. 5-14) rozkładu niemalejącego parametru degradacji przy rozciaganiu modeli budynku niskiego. Dokonując wizualnego porównania, mapy MBN (Rys. 5-14a) z mapą modelu N-NW1 (Rys. 5-14b), można zaobserwować, że lokalizacja prawdopodobnych uszkodzeń powstałych w wyniku działania wstrząsu jest taka sama. Związana jest ona z narożnikami otworów ściany murowej oraz występowaniem betonowego nadproża. Jednakże, ilość elementów skończonych, w których przekroczona została wartość $d_{i}=0,3$ w modelu N-NW1 jest obszarowo większa, aniżeli w MBN-N. Dodatkowo należy zwrócić uwagę na możliwość ewentualnej propagacji rys zlokalizowanych w narożach otworów. W analizowanym przypadku opasają one nadproże, co w efekcie prowadzi do rozszczepienia uszkodzenia w dwóch przeciwnych kierunkach powyżej górnej krawędzi nadproża. Porównywanie prezentowanych na Rys. 5-14 map jest możliwe z uwagi na stosowany model materiałowy, przez co wizualna, jakościowa ocena wpływu poczatkowych spekań ściany murowej nie może zostać uznana jako ostateczne kryterium, a jedynie uzupełnienie analiz przebiegu zmiany wartości GKOP.



Jak już wspomniano, uzyskanie map rozkładu degradacji jest możliwe w przypadku zastosowania zaawansowanego modelu materiału. Jego stosowanie umożliwia uzyskanie realnej odpowiedzi modelu podczas obciążenia dynamicznego [51]. Uwzględniając jedynie liniowo-strężystą charakterystykę materiału, w przypadku wymuszenia kinematycznego o charakterystyce wstrząsu sejsmicznego, otrzymuje się fikcyjne wartości naprężeń, których rozkład przedstawiono na Rys. 5-15a. Kolorem

czerwonym oznaczono poziom naprężeń poziomych w murze, które przekraczają wartość jego wytrzymałości na rozciąganie (400 kPa). Odnosząc się do mapy tej samej składowej tensora naprężenia, jednak przy zastosowaniu *BM* (Rys. 5-15b), wartość ta nie jest przekroczona, ponieważ osiągnięcie poziomu granicznego powoduje spadek modułu sprężystości danego ES i obciążenie sąsiednich.



Rys. 5-15 Mapa rozkładu naprężeń poziomych σ_{11} zarejestrowana w 3,5 s wymuszenia sejsmicznego: a) N-NW1-SPR, b) N-NW1-BM.

Analiza naprężeń nie oddaje jednak pełnego przebiegu odpowiedzi modelu na zadane wymuszenie. W tym przypadku można jedynie analizować stan chwilowy, przykładowo podczas maksymalnego przemieszczenia. Podobny efekt uzyskany zostanie podczas analizy rozkładu sumarycznego parametru zniszczenia modelu Barcelona (*SDEG*), który uwzględnia wpływ kolejnych cykli obciążenie-odciążenie na obraz degradacji w analizowanej tarczy. Każde z tych przypadków, włączając w to analizę parametru d_t lub d_c na końcu wymuszenia, dostarcza jedynie informacji pozwalających na jakościową ocenę wpływu obciążenia dynamicznego na uszkodzenia pierwotne ściany murowej.

Ilościowa ocenę wpływu geometrycznych uszkodzeń wstępnych ściany modeli budynków murowych obciążonych wymuszeniem sejsmicznym uzyskano stosując zależność (5-3) dotyczącą wartości GKOP. Analizie poddano trzy modele budynków, każdy w dwóch konfiguracjach: wyidealizowany (MBN) oraz uszkodzony (MBU) typem NW1, które obciażono wymuszeniem kinematycznym sygnału z miejscowości Koyna. Dodatkowo przeprowadzono obliczenia, w każdym z przypadków, uwzględniając dwa modele materiałowe: liniowo-sprężysty (SPR) oraz sprężysto-plastyczno-degradacyjny (BM). Przyjmując jako bazowe rozwiązanie MBN przy wartości granicznej Θ_{adm} otrzymano relacje prezentowane na Rys. 5-16. Kolejne przypadki odpowiadają analizowanym modelom budynków w kolejności wynikającej z wartości pierwszej częstotliwości drgań własnych. Każdorazowo uzyskano wzrost wartości θ przy stosowaniu BM od 150% (N-NW1) do 425% (S-NW1). Obliczone wartości graniczne związane są bezpośrednio z charakterystyką wymuszenia, którą przedstawiono w punkcie 4.2.2. Z powyższego wynika, że ilościowo wpływ uszkodzeń wstępnych murowej jest największy, jeżeli sygnał wymuszenia w ścianie wpisuje się w charakterystykę częstotliwościową modelu (S-NW1). Jednocześnie w przypadku analizy modelu (przykładowo W-NW1) o wartości pierwszej częstości drgań własnych niższej o 63% od pasma częstotliwościowego sygnału (8÷10 Hz), uzyskano tylko 150% większe wartości analizowanego kryterium.



Rys. 5-16 Ilościowa ocena GKOP na wpływ uszkodzenia NW1 przy wymuszeniu sejsmicznym.

W sytuacji przeprowadzenia powtórnej symulacji analizowanych przypadków, lecz przy zastosowaniu liniowo-sprężystej charakterystyki materiałów, otrzymano (z wyjątkiem modelu budynku wysokiego) o 50% większe wartości analizowanego kryterium aniżeli w przypadku uwzględniającego *BM*.



Rys. 5-17 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia sejsmicznego: a) MBN-S, b) S-NW1.

Uzupełnieniem prezentowanych na Rys. 5-16 wartości analizowanego kryterium są obrazy rozkładu map niemalejącego parametru degradacji przy rozciąganiu (d_t), które zostały zarejestrowane na końcu wymuszenia sejsmicznego. Zestawienie map d_t *MBN-S* (Rys. 5-17a) oraz *MBU S-NW1* (Rys. 5-17b) umożliwia jakościowe porównanie efektów stosowanego wymuszenia w obu modelach. Lokalizacja uszkodzeń ściany

murowej w tych przypadkach pokrywa się i dotyczy naroży otworów okiennych i drzwiowych. W ramach analizowanej kondygnacji (poziom zerowy) odnotowano zwiększone obszary degradacji materiału *MBU* względem *MBN*. Jedynie w przypadku pierwotnych uszkodzeń zlokalizowanych w okolicy nadproża otworu drzwiowego można mówić o prawdopodobnej propagacji rysy wynikającej z stosowanego obciążenia dynamicznego. Uwzględnienie istnienia nadproża betonowego nad perforacjami ściany murowej doprowadziło do podziału przebiegu prawdopodobnych uszkodzeń. Z tego wynika, że rysy pionowe dominują w górnej, a ukośne w dolnej części naroży otworów okiennych i drzwiowych.

Podsumowując analizy związane z wymuszeniem o charakterze sejsmicznym, mając na uwadze ograniczoną ilość przeprowadzonych analiz, uzyskano negatywny wpływ stosowanego układu początkowych nieciągłości ściany murowej. Przejawia się on znaczącym (nawet 400%) przekroczeniem wartości analizowanego kryterium *GKOP*. Jednocześnie uzyskano odpowiedzi *MBU*, które wykazują dużą (100÷400%) wrażliwość na stosowaną charakterystykę obciążenia dynamicznego. Uzależniona jest ona od wartości własnych analizowanych modeli, które mogą wpisać się w pasmo częstotliwościowe sygnały wymuszenia. Ostatecznie należy zwrócić uwagę, że wartości θ we wszystkich przypadkach analizowanych *MBU* są dodatnie, co może oznaczać większe obszary zdegradowanego materiału, niż w *MBN*.

5.3.2. Charakterystyka sygnału parasejsmicznego a nieciągłości modelu

Prezentowane we wcześniejszym punkcie rozprawy wyniki analiz numerycznych dotyczyły wybranego układu nieciągłości ściany murowej stosowanego w trzech typach modeli obliczeniowych. W tym punkcie postanowiono ograniczyć ilość modeli budynków oraz przeanalizować dwa układy zarysowań. Uwzględniono je w modelu budynku niskiego (*N-NW1* i *N-PNO1*), który poddano trzem wymuszeniom o charakterze parasejsmicznym. Zostały one opisane w punkcie 4.2.2 i obejmują swym zakresem pasma częstotliwościowe w przedziale 3,5÷7,5 Hz.

Jak już wspomniano, prezentowana część wyników analiz dynamicznych dotyczy zastępczego modelu budynku niskiego, w przypadku którego pierwsza częstość drgań własnych wyniosła 5,6 Hz. Wartość ta centralnie wpisuje się w pasmo 5,0÷6,0 Hz sygnału POL4. Pozostałe dwa sygnały charakteryzują się pasmami częstotliwościowymi znajdującymi się poza zakresem drgań własnych *MBN-N*. Analizie poddano dwa układy wstępnych zarysowań ściany murowej *NW1* i *PNO1*. Przeprowadzone analizy modalne wykazały każdorazowo spadek pierwszej wartości drgań własnych w odniesieniu do *MBN* o odpowiednio 9,4% (f_1 =5,07 Hz) i 9,6% (f_1 =5,06 Hz). Lokuje to oba modele na granicy pasm sygnałów *POL5* (3,5÷5,0 Hz) i POL4 (5,0÷6,0 Hz).

Zasadniczą częścią tego etapu analiz jest przeanalizowanie odmiennych charakterystyk sygnałów parasejsmicznych, które mogą wpływać na odpowiedź *MBU*. Każdorazowo wyniki analiz dynamicznych *MBU* w dwóch konfiguracjach uszkodzeń odniesiono do wartości *GKOP* uzyskanych w przypadku *MBN*. Jako wartość graniczną w tych przypadkach przyjęto Θ_{adm} =0,5 mm/m, co należy rozumieć jako powstanie lub powiększenie uszkodzenia po przekroczeniu wartości Θ_{adm} .

llościowy wpływ generowanych nieciągłości muru w modelach budynku niskiego przedstawiono na Rys. 5-18, gdzie zestawiono zmienność analizowanego kryterium, zgodnie z (5-3), przy uwzględnieniu trzech odmiennych charakterystyk wymuszeń parasejsmicznych. W prezentowanych wynikach analiz należy zwrócić uwagę na odpowiedź *MBU* przy wymuszeniu *POL3*. W obu układach zarysowań ściany murowej uzyskano niewielki wpływ pierwotnych uszkodzeń ściany murowej na podstawie kryterium *GKOP*. Niewielki wzrost analizowanego parametru na poziomie 1,5% (*N-NW1*) oraz spadek o 10% (*N-PNO1*) w relacji do wartości pola powierzchni *GKOP* ograniczonego od dołu wartością graniczną Θ_{adm} , świadczą o decydującym wpływie

charakterystyki sygnału wymuszenia. Stan taki wynika z specyfiki obciążenia parasejsmicznego *POL3*, które nie wpływa znacząco na modele obliczeniowe. Bezpośrednio, taki stan, można zaobserwować analizując wartości pierwszych częstotliwości drgań własnych modeli (*MBN-N* \rightarrow *f*₁=5,6 Hz, *MBU* \rightarrow *f*₁=~5,1 Hz), które znajdują się poniżej pasma częstotliwościowego sygnału *POL3* (6,0÷7,5 Hz).



Rys. 5-18 llościowa ocena GKOP na wpływ uszkodzeń N-NW1 oraz N-PNO1 przy zastosowaniu trzech wymuszeń o charakterze parasejsmicznym.



Rys. 5-19 Zmiana wartości GKOP (powyżej granicznej) zastępczych modeli budynku N (MBN-N i N-PNO1) przy wymuszeniu parasejsmicznym POL3.

Potwierdzeniem opisywanej zależności jest przebieg zmiany wartości *GKOP*, odniesiony do wartości *O*_{adm}, w trakcie trwania wymuszenia parasejsmicznego opisanego symbolem *POL3*. Przedstawione na Rys. 5-19 przebiegi dotyczą *MBN-N* oraz modelu *N-PNO1*, gdzie przekroczenie wartości granicznej analizowanego

kryterium występuje w przedziale 0÷0,75 s wymuszenia. Największa krotność odpowiedzi, przy analizowanym wymuszeniu, wyniosła 2,18 i dotyczy *MBU*. Po osiągnięciu tej wartości zauważalny jest spadek analizowanej wartości, co wynika z postępującego zmniejszania się wartości pierwszej częstotliwości drgań własnych, a tym samym oddalanie się od pasma charakteryzującego wymuszenie. Ponieważ charakterystyka częstotliwościowa *MBN* jest na wstępie bliższa stosowanemu wymuszeniu, dlatego też odpowiedź tego modelu jest o 10% większa aniżeli *MBU* (patrz Rys. 5-17).

Wspomniana różnica (10%) odnosi się do sumarycznej odpowiedzi wynikającej z przebiegu zmienności wartości *GKOP*. Opisane wcześniej analizy związane z wymuszeniem *POL3* uzupełniono o rozkłady niemalejącego parametru degradacji przy rozciąganiu, które zostały zarejestrowane na końcu wymuszenia (Rys. 5-20). Ilościowa ocena wpływu uszkodzeń ściany murowej (*N-PNO1*) wykazała 10% spadek wartości analizowanego kryterium, co przekłada się na nieznacznie większe obszary prawdopodobnej degradacji muru *MBN-N* na końcu wymuszenia parasejsmicznego *POL3*. Lokalizacja powstałych, w wyniku obciążenia dynamicznego, zniszczeń związana jest z istnieniem perforacji ściany oraz nadproży betonowych. Ich rozmieszczenie w obu modelach było zbliżone. Dodatkowo można zaobserwować (na Rys. 5-20b) postępującą propagację pierwotnego uszkodzenia (*N-PNO1*) opasającego nadproże betonowe.



Rys. 5-20 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia parasejsmicznego POL3: a) MBN-N, b) N-PNO1.

Największe wartości analizowanego kryterium (Rys. 5-18) w *MBU* uzyskano przy uwzględnieniu wymuszenia parasejsmicznego o symbolu *POL5*. Poziom ten odpowiada zwiększeniu odpowiedzi modelu z uszkodzeniami *N-NW1* o 132% oraz *N-PNO1* o 196% w relacji do *MBN-N*. Ponieważ otrzymane wartości związane są z pasmem częstotliwościowym sygnału poniżej wartości własnych modeli należy wnioskować, że modele w trakcie trwania wymuszenia zmieniają (wartość pierwszej częstości drgań własnych obniża się) swoją charakterystykę dynamiczną w wyniku postępującej degradacji materiału. Oczywiście w tym względzie należy przeprowadzić dalsze analizy, lecz na tym etapie efekt ten sprowadzić można do różnicy pomiędzy rozwiązaniami z uwzględnieniem sąsiednich wymuszeń. Wobec tego odnosząc się do analizowanego kryterium *GKOP*, uzyskanego z odpowiedzi *MBU* na wymuszenie *POL4* (5,0÷6,0 Hz) otrzymano 73% (*N-NW1*) i 115% (*N-PNO1*) wzrost wartości przy uwzględnieniu wymuszenia *POL5* (3,5÷5,0 Hz). Taka rozbieżność wynika z niestacjonarnego, losowego charakteru sygnałów wymuszenia parasejsmicznego.



Rys. 5-21 Zmiana wartości GKOP (powyżej granicznej) zastępczych modeli budynku N (MBN-N i N-PNO1) przy wymuszeniu parasejsmicznym POL5.

Z punktu widzenia analizy zmiany *GKOP* w czasie, porównano przebiegi otrzymane z analizy budynku nieuszkodzonego *MBN-N* i uszkodzonego w wyniku działania przestrzennej niecki obniżeń typu *N-PNO1*. Przebiegi te zilustrowano na Rys. 5-21, gdzie pierwsze przekroczenie wartości granicznej Θ_{adm} wystąpiło w 0,5 s wymuszenia *POL5* i dotyczyło *MBU*. Następne dotyczyło przedziału 1,0÷1,5 s wymuszenia i zawierało maksymalną zarejestrowaną wartości *GKOP*. W tym samym zakresie czasowym mieści się także przekroczenie wartości Θ_{adm} w odniesieniu do *MBN*.



Rys. 5-22 Mapa rozkładu SDEG zarejestrowana w 1,3 s wymuszenia parasejsmicznego POL5: a) MBN-N, b) N-PNO1.

Przeprowadzając jakościowe porównanie, map rozkładu sumarycznego parametru degradacji (*SDEG*) *MBN* (Rys. 5-22a) z *N-PNO1* (Rys. 5-22b) w chwili 1,3 s wymuszenia *POL5*, uzyskano odmienną, chwilową postać deformacji ścian. Dodatkowo na Rys. 5-22a brak jest (na poziomie zerowym) obszarów świadczących o prawdopodobnym istnieniu "otwartych" rys w murze. Stan ten współgra z wartością analizowanego kryterium w chwili 1,3 s wymuszenia Rys. 5-21.

Przeprowadzone analizy na dwóch układach wstępnych uszkodzeń geometrycznych ściany murowej potwierdzają wcześniejsze przypuszczenia (zawarte w punkcie 5.3.1) dotyczące konieczności eliminacji wpływu przyjmowanego sygnału wymuszenia. Wynika to z faktu, że wstrząsy sejsmiczne i parasejsmiczne mają charakter sygnału losowego. Dodatkowo, postępująca degradacja materiału powoduje

Rozprawa doktorska – Dawid MROZEK

obniżenie sztywności konstrukcji, a co za tym idzie inną odpowiedź dynamiczną. Próba prowadzenia dalszych analiz wyłącznie w oparciu o rzeczywiste sygnały (para)sejsmiczne mogłaby prowadzić do niewiarygodnej oceny końcowej, wpływu wstępnych uszkodzeń muru. Powodem tego jest zmienna w czasie charakterystyka częstotliwościowa sygnału, czego przykładem są przebiegi zmiany wartości *GKOP* dwóch modeli na Rys. 5-19. W dalszej części pracy postanowiono bazować tylko wymuszeniach harmonicznych.

5.3.3. Odpowiedź dynamiczna modeli przy zmiennym układzie uszkodzeń

Celem tej części analiz jest wyznaczenie odpowiedzi dynamicznej modeli budynków zawierających zróżnicowane układy wstępnych uszkodzeń geometrycznych ściany murowej. Każdorazowo rozwiązania te odnoszono do wyników odpowiadających modelom idealizowanym (nie zawierających nieciągłości materiałowych w murze). Każdy z analizowanych modeli został obciążony dynamicznie sygnałem harmonicznym zgodnie z opisem zawartym w punkcie 4.2.2. Przyjmowane w dalszej części oznaczenia *U* oraz *I* związane są kolejno z wymuszeniem rezonansowym *MBU* i *MBN*. Charakterystyka tych wymuszeń wynika bezpośrednio z wartości częstości prezentowanych w Tab. 5-2÷Tab. 5-7. Jako analizy uzupełniające w prezentowanych zagadnieniach rozważono dwie charakterystyki pracy muru: liniowo–sprężystą (*SPR*) oraz sprężysto-plastyczno-degradacyjną (*BM*).

Problem opisano dodatkowo poprzez relacje ω_{I}^{UN} , do zmiany parametru θ . Podejście takie pozwala wyznaczyć funkcyjną zależność opisującą wpływ uszkodzeń na odpowiedź dynamiczną modeli budynków, a tym samym pozwala wyselekcjonować niebezpieczne układy wstępnych zarysowań pod względem obciążenia dynamicznego modelu budynku.



Rys. 5-23 Zestawienie wyników rozwiązań modeli N÷N3 z proponowanymi funkcjami zmienności.

Prezentowane na Rys. 5-23 zestawienie zawiera graficzną interpretację wpływu uszkodzeń modeli budynku niskiego (N÷N3) przy zastosowaniu dwóch typów wymuszenia harmonicznego. Pierwsze (*U*) związane są z wartościami własnymi *MBU*, a oznaczone wypełnionymi znacznikami i przybliżone krzywą ciągłą. Drugie (*I*) odnoszą się do wyników przy wymuszeniach rezonansowych *MBN* oznaczonych pustymi znacznikami, a przybliżonymi liniami kreskowymi.

Rozkład prezentowanych wyników prowadzi do następnych spostrzeżeń związanych z globalną ocenią wpływu uszkodzeń wstępnych ściany murowej przy obciążeniu dynamicznym:

- znaczny (rzędu nawet 130% *N-NW1-BM*) wpływ sygnału stosowanego wymuszenia kinematycznego, (zobrazowane jest to przez różnicę pomiędzy rozwiązaniami tego samego modelu budynku przy wymuszeniach typu *I* oraz *U*),
- każdorazowe większe bezwzględne wartości θ przy stosowaniu modeli SPR aniżeli BM,
- uwzględnienie wymuszenia (*I*) o wyższej charakterystyce częstotliwościowej w *MBU* generalnie nie wpływa negatywnie na odpowiedź dynamiczną modelu, wyjątkami są uszkodzenia typu *NW1*, *PNO1*, *LDN3*,
- pomijalny, do 25% wartości θ, wpływ uszkodzeń wstępnych w zakresie spadku ω₁(*MBU*) do 3%.

Przykładem wspomnianego (powyżej) odstępstwa jest uwidoczniona na Rys. 5-23 wartość odpowiedzi modelu *N3-NW1* przy wymuszeniu harmonicznym *I*, czyli wyższym o 3,9% od jego zakresu rezonansowego. Potwierdzeniem dodatniej (13,85%) wartości analizowanego kryterium są mapy rozkładu parametru d_t modelu budynku *N3* zaprezentowane na Rys. 5-24. Lokalizacja, powstałych w wyniku działania obciążenia dynamicznego, uszkodzeń (w *MBN* i *MBU*) jest taka sama i dotyczy naroży otworów okiennych. Sam wzrost analizowanego kryterium w tym przypadku związany był z propagowaniem wstępnego uszkodzenia opasającego nadproże okienne (Rys. 5-24b), czego nie można było dostrzec w *MBN* (Rys. 5-24a).



Rys. 5-24 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (I) – sin(44,750t): a) MBN-N3, b) N3-NW1.

Ponieważ proponowane przebiegi (Rys. 5-23), zawierają znaczne błędy kwadratowe (do ok. 60%), postanowiono wprowadzić ograniczenia związane z selekcją wyników i wyborem najbardziej niekorzystnych układów wstępnych zarysowań modelu ściany murowej budynku niskiego. Z tego powodu odrzucono wszystkie rozwiązania, gdzie wartości θ były ujemne, jako znajdujące się po stronie bezpiecznej z punktu widzenia modelowania uszkodzeń wstępnych. Jednocześnie przyjęto, że znaczący wpływ uszkodzeń uzyskuje się przy wartościach θ większych niż 10%. Skutkiem tego są proponowane krzywe drugiego stopnia uzyskane z wyników przy zastosowaniu modeli materiałowych *SPR* i *BM*, które przedstawione są na Rys. 5-25. Dokładność przyjętych funkcji, zmienności θ do ω_i^{UN} , zweryfikowana została poprzez analizę wartości średniego błędu kwadratowego (R²). Częściowa eliminacja wyników (wg założeń prezentowanych wcześniej) spowodowała osiągnięcie wysokiego poziom (93÷95%) dopasowania funkcji do 14 rozwiązań dynamicznych w przypadku modeli budynku niskiego (*N*÷*N3*).



Rys. 5-25 Zestawienie wybranych wyników rozwiązań modeli N÷N3 z proponowanymi funkcjami zmienności.

Prezentowane przebiegi należy traktować jako próbę opisu wpływu wstępnych uszkodzeń ściany murowej ograniczoną do modelu budynku niskiego. Każdorazowo dokonywano oceny jakościowej na podstawie rozkładu niemalejącego parametru degradacji przy rozciąganiu w ścianie murowej. Przykładowe porównanie tego typu zaprezentowane zostało na Rys. 5-26, a związane jest ono z MBN-N2 oraz uszkodzeniem typu PNO1. Na podstawie analizy ilościowej określono spadek pierwszej czestości drgań własnych modelu N2-PNO1 o 8.6% w odniesieniu do MBN-N2, co przy wymuszeniu harmonicznym (U), sin(39,448t), doprowadziło do wzrostu wartości θ o 74%. Lokalizacja, powstałych w wyniku działania obciążenia dynamicznego, uszkodzeń ściany murowej w obu modelach jest zbliżona i związana z istnieniem otworów okiennych. Jednocześnie efekt wspomnianego wymuszenia kinematycznego jest już odmienny i prowadzi do obszarowo większej degradacji w obrębie analizowanej kondygnacji na poziomie zerowym budynku. Dodatkowo można zaobserwować (na Rys. 5-26a) postępującą propagację pierwotnych uszkodzeń zlokalizowanych na zewnętrznej powierzchni nadproży betonowych oraz pionowych zarysowań w dolnej części otworu.



Rys. 5-26 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (U) – sin(39,448t): a) MBN-N2, b) N2-PNO1.

Analogiczną analizę ilościową, w oparciu o zależność (5-3), przeprowadzono w przypadku modelu budynku wysokiego (Rys. 5-27). Uzyskano zbliżony (w porównaniu do przebiegu na Rys. 5-23) charakter wpływu wstępnych uszkodzeń ściany murowej na wartość θ , przy czym wartości te sięgają nawet 327%

(uwzględnienie *BM*), przy spadku wartości $\omega_1(MBU)$ o 8,5%. W analizach dynamicznych uwzględniono jedynie cztery wybrane układy pierwotnych uszkodzeń ściany murowej. Pomimo tego potwierdza się (jak w przypadku modeli budynku niskiego) niewielki (poniżej 10%) wpływ uszkodzeń w zakresie do 3% spadku wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU-W*. Należy zwrócić uwagę także na rozwiązania przy zastosowaniu wymuszenia (*I*). Uzyskane wyniki wartości θ nie wykazują negatywnego wpływu istnienia pierwotnych uszkodzeń ściany murowej, lecz otrzymany poziom (w okolicy 0) w skrajnym przypadku jest o 50% większy niż uzyskany w przypadku modelu budynku niskiego (Rys. 5-23). W tym względzie najbardziej niekorzystnym układem wstępnych zarysowań jest zarysowanie typu *PNO2*, w przypadku którego uzyskano dodatnią wartość θ , na poziomie 14%. Podobnie jak we wcześniejszym przypadku (model budynku niskiego), uzyskane wyniki przybliżono funkcjami kwadratowymi. Z uwagi na niewielką ilość przypadków obliczeniowych uzyskano wysoką zgodność dopasowania funkcji do wyników.



Rys. 5-27 Zestawienie wyników rozwiązań modeli budynku W z proponowanymi funkcjami zmienności.

Największy spadek (o 8,5%) wartości pierwszej częstości drgań własnych osiągnięto w przypadku analizy *MBU* zawierającego uszkodzenia wstępne typu *NW1*. W przypadku harmonicznego wymuszenia rezonansowego uzyskano wartość θ przeszło trzykrotnie większą niż w *MBN-W*. Potwierdzeniem uzyskanej (na Rys. 5-27) zależności jest rozkład parametru d_t w ścianie murowej na poziomie zerowej kondygnacji modeli budynku wysokiego, co zaprezentowano na Rys. 5-28. Efektem obciążenia dynamicznego (*U*) jest uszkodzenie ściany murowej (o pionowym przebiegu) *MBN* w dolnym obszarze otworów okiennych, zlokalizowanych w ich narożach (Rys. 5-28a). W przypadku *MBU* także powstają uszkodzenia znane z *MBN*, lecz o nieznacznie większej intensywności. Dodatkowo nastąpiła propagacja, założonego wstępnego uszkodzenia ściany murowej w obrębie nadproża okiennego, o ukośnym przebiegu do środka modelu budynku *W*. Pozostałe zdefiniowane uszkodzenia nie wpłynęły negatywnie na odpowiedź dynamiczną modelu podczas działania wymuszenia typu harmonicznego (*I*). Przez wpływ negatywny należy rozumieć propagację istniejącego zarysowania muru na skutek działania obciążenia dynamicznego.



Rys. 5-28 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (U) – sin(17,013t): a) MBN-W, b) W-NW1.

Dotychczas zaprezentowane wyniki, odnoszące się do wpływu wstępnych uszkodzeń muru, nie wykazywały negatywnego (większego niż 10% θ) oddziaływania, w zakresie spadku wartości pierwszej częstości drgań własnych o 3%. Wykonane obliczenia dynamiczne na modelach budynku szerokiego ukazały odmienną charakterystykę prezentowanych na Rys. 5-29 wyników. Pomimo przeanalizowania relatywnie niewielkiej ilości przypadków, otrzymano największy spadek wartości $\omega_1(MBU)$ w przypadku uszkodzenia typu *NW1* na poziomie 3,7%. Przytoczonemu spadkowi odpowiada 78% wzrost wartości θ przy wymuszeniu rezonansowym *MBU*. Analizy w oparciu o sygnały harmoniczne związane z wartością pierwszej częstości drgań własnych *MBN* wykazują 6÷7% wzrost wartości θ , przy spadku wartości ω_i^{UN}

o 2,8÷3,7%. Analogicznie jak w wcześniejszych przypadkach zaproponowano przybliżenie rozwiązań funkcjami kwadratowymi przy niewielkim odchyleniu wartości średniego błędu kwadratowego.



Rys. 5-29 Zestawienie wyników rozwiązań modeli budynku S z proponowanymi funkcjami zmienności.

Dokonując porównania wyników analizy dynamicznej modelu budynku szerokiego z rozwiązaniami wcześniej prezentowanych modeli ($N \div N3$ oraz W), należy zwrócić uwagę na charakterystykę zmienności relacji (5-3). W przypadku modelu W-NW1 blisko 4% spadkowi wartości $\omega_1(MBU)$ odpowiada niespełna 80% wzrost wartości θ . Temu

samemu spadkowi w *MBU-W* i *MBU-N* odpowiada kolejno 30% i 20% wzrost analizowanego kryterium θ . Potwierdzeniem uzyskanej zależności są mapy rozkładu niemalejącego parametru degradacji muru przy rozciąganiu zaprezentowane na Rys. 5-30. Wprowadzone uszkodzenia do ściany murowej (*W-NW1*) doprowadziły do większych obszarów zdegradowanego materiału (Rys. 5-30b) w porównaniu do mapy *MBN-W* (Rys. 5-30a) zarejestrowanej na końcu wymuszenia harmonicznego (*U*). Lokalizacja, powstałych w wyniku obciążenia dynamicznego prawdopodobnych zarysowań, jest zbliżona i ściśle związana z istnieniem perforacji ściany murowej. Pomimo tego należy wyodrębnić (na poziomie zerowej kondygnacji) dodatkowe zarysowania wynikające z propagacji (pionowej) wstępnego uszkodzenia opasającego nadproże betonowa nad otworem drzwiowym. Ukośne uszkodzenie znajdujące się pod nadprożem betonowym otworu okiennego pośrednio (poprzez lokalne osłabienie tej strefy) wpłynęło na degradację materiału w obrębie podparcia nadproża.



Rys. 5-30 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (U) – sin(59,444t): a) MBN-S, b) S-NW1.

Pomimo ograniczenia się w pracy do analizy wartości θ na poziomie zerowej kondygnacji należy wspomnieć o obrazie uzyskanego zniszczenia (Rys. 5-30b) w modelu *W-NW1* na poziomie pierwszej kondygnacji. Ich zakres jest znacząco większy (w obrębie środkowego okna), a na uwagę zasługuje rozkład degradacji muru stanowiący przedłużenie wprowadzonego pierwotnego zarysowania ukośnego.

Prezentowane dotychczas zestawienia wyników uzależnione zostały od typu modelu budynku. W celu określenia wpływu układów zarysowań wstępnych na odpowiedź dynamiczną modeli budynków, wyselekcjonowano rozwiązania o takich samych typach uszkodzeń. W ten sposób, przeprowadzono analizy w odniesieniu do modeli budynku niskiego (N÷N3). Umożliwiło to wygenerowanie tych samych uszkodzeń w obrębie takich samych gabarytów modelu, zmienne pozostają układy perforacji analizowanej ściany murowej. Analizy w dalszym ciągu oparte zostały zmianę wartości θ , którą odniesiono do spadku wartości pierwszej częstości drgań własnych *MBU*.

Wyniki analiz modeli uwzględniających uszkodzenia wynikających z działania wypukłego obrzeża górniczej niecki obniżeń (*NW*) zawarte zostały na Rys. 5-31. Stosowane ilościowe kryterium *GKOP* uzależniono od wartości ω_1^{UN} , która wynika

z generowanego w modelu uszkodzenia pierwotnego. Generalnie można przyjąć, że przy zastosowaniu wymuszenia rezonansowego *MBU*, największy spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych prowadzi do największego wpływu wstępnych uszkodzeń ściany murowej w modelu numerycznym. Dodatkowo można stwierdzić, że zastosowanie w tym przypadku liniowo-sprężystej charakterystyki muru prowadzić może do 15% przesunięcia (poza zakres bezpieczny), podczas wymuszenia typu *I*, w porównaniu do rozwiązania przy zastosowaniu *BM*. Wynika z tego, że stosowanie modelu *SPR* może być uzasadnione w przypadku wymuszeń rezonansowych.



Rys. 5-31 Zestawienie wyników rozwiązań modeli z uszkodzeniami typu NW w odniesieniu do modeli budynków N÷N3.

Przykładem negatywnego wpływu wprowadzonego do modelu układu zarysowań wstępnych jest przedstawione na Rys. 5-32 porównanie rozkładu parametru d_t w przypadku ściany murowej modelu budynku *N*. Prezentowane mapy uzyskane zostały na końcu wymuszenia harmonicznego typu *U* i potwierdzają odmienną odpowiedź dynamiczną (patrz Rys. 5-31) obu modeli. Należy zwrócić uwagę na propagację uszkodzenia (Rys. 5-31b) zlokalizowanego w sąsiedztwie podparcia nadproża betonowego. W wyniku działania obciążenia dynamicznego uzyskano rozległe obszary degradacji muru, zerowej kondygnacji, w strefie pomiędzy nadprożem, a stropem.



Rys. 5-32 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (U) – sin(31,850t): a) MBN-N, b) N-NW1.

Wpływ pozostałych uszkodzeń (ukośne i pionowe na Rys. 5-31b) wstępnych jest pomijalny w sposób bezpośredni (propagacja rysy). Nie jest jednak wykluczone, że

decydują one o końcowym obrazie zniszczenia w sposób pośredni, poprzez lokalne obniżenie sztywności ściany murowej.

wyników analiz Zestawienie modeli budynków N÷N3 uwzgledniajacych uszkodzenia, wynikających z działania wklesłego obrzeża górniczej niecki obniżeń (NWK), prezentuje Rys. 5-33. Analizę oparto, tak jak to miało miejsce uprzednio, o zmienność wartości θ uzyskanego na poziomie zerowej kondygnacji. Generalnie można zauważyć niewielki wpływ pierwotnych uszkodzeń ściany murowej na odpowiedź dynamiczną modelu. Oznacza to, że końcowe zniszczenia modeli budynków, uszkodzonych układem NWK oraz nieuszkodzonych, będą zbliżone. Skupiając się na wynikach rozwiązań modeli z zastosowaniem BM przy wymuszeniu U. wartości analizowanego kryterium oscylują wokół zera, a w trzech przypadkach (N1+N3-NWK1) przyjmują wartości ujemne w okolicach -10%. Można wnioskować, że w niewielkim zakresie wprowadzone uszkodzenia pozytywnie wpłyneły na odpowiedź dynamiczną modeli w zakresie zniszczeń muru kondygnacji poziomu zerowego. Efekt ten należy przypisać poziomym zarysowaniom filarków międzyokiennych piwnicy, przez co uszkodzenie to działa jak przepona modyfikująca drgania przekazywane z piwnicy do nadziemnej części modelu budynku.



Rys. 5-33 Zestawienie wyników rozwiązań modeli z uszkodzeniami typu NWK w odniesieniu do modeli budynków N÷N3.

Ponieważ zakres owego pozytywnego wpływu uszkodzenia typu *NWK1*, jak wynika z analizy *wartości* θ , jest nieznaczny (około 10%), toteż różnice płynące z tego faktu w prezentowanych (na Rys. 5-34) mapach rozkładu parametru d_t muru są subtelne. Pomimo tego należy zwrócić uwagę na pojawienie się degradacji muru na styku z zewnętrzną powierzchnią nadproża betonowego (Rys. 5-34a), czego trudno dopatrzeć się w *MBU* (Rys. 5-34b). Pozostałe uszkodzenia (na poziomie zerowym) wywołane obciążeniem dynamicznym zlokalizowane są w tych samych miejscach, a ich obszar w obu modelach jest zbliżony. Brak jest także propagacji uszkodzeń pierwotnych w części nadziemnej modelu. Zauważalny jest jedynie wzrost obszaru uszkodzenia w obrębie naroży otworów okiennych.



Rys. 5-34 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (U) – sin(43,192t): a) MBN-N1, b) N1-NWK1.

Wyniki analiz modeli uwzględniających uszkodzenia wynikające z działania przestrzennego wpływu górniczej niecki obniżeń (*PNO*) zawarte zostały na Rys. 5-35. Z uwagi na uzyskane wyniki, związane z wartościami analizy modalnej i zmienności *GKOP*, rozwiązanie z uszkodzeniem typu *PNO1* można przyrównać do *NW1*. Z drugiej strony uszkodzenia ściany murowej o układzie *PNO2*, nie wykazują znaczącego, negatywnego wpływu na odpowiedź dynamiczną w zakresie analizowanego kryterium (θ =-6÷7%). W przypadku analizy wpływu uszkodzeń przy wymuszeniu sygnałem harmonicznym (*U*), zakres ten jest znacznie większy i wynosi 53÷77%. Rozwiązania modeli *N1* i *N3* w przypadku wymuszenia harmonicznego (*I*) znajdują się po stronie dodatniej wartości relacji (5-3), jednak nie przekraczają one progu 10%.



Rys. 5-35 Zestawienie wyników rozwiązań modeli z uszkodzeniami typu PNO w odniesieniu do modeli budynków N÷N3.

Największy wzrost θ , związany jest ze spadkiem pierwszej częstości drgań własnych modelu *N-PNO1* przy wymuszeniu harmonicznym (*U*). Efektem tego jest obraz rozkładu degradacji parametru d_t na Rys. 5-36b, który porównano z mapą *MBN-N* (Rys. 5-36a). Ponownie, jak to miało miejsce w przypadku uszkodzeń typu *NW1*, uzyskano przebieg degradacji muru, świadczący o prawdopodobnej propagacji uszkodzeń wstępnych zlokalizowanych w strefie oparcia nadproża betonowego na murze. Kierunek owej propagacji w strefie pomiędzy nadprożem, a stropem przebiega ukośnie do pionowej osi symetrii modelu. Uwidoczniła się także nieznaczna propagacja pionowego uszkodzenia pierwotnego zlokalizowanego w dolnym-wewnętrznym narożu otworu okiennego.



Rys. 5-36 Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (U) sin(31,801t): a) MBN-N, b) N-PNO1.

Ostatnim z analizowanych układów uszkodzeń wstepnych ściany murowej były zarysowania wywołane wpływem nieciagłej deformacji terenu (LDN). Zestawienie wyników w przypadku tego typu uszkodzeń zestawiono na Rys. 5-37 w odniesieniu do modeli N÷N3. Ponieważ uszkodzenia ściany murowej wynikają z lokalnej deformacji terenu, dlatego obraz wstępnych zarysowań jest zróżnicowany. Mimo to zebrano wszystkie wyniki rozwiazań modeli budynków niskich w relacji ω_{i}^{UN} do θ . Globalnie przy wymuszeniu harmonicznym (U), w zakresie spadku pierwszej częstości drgań własnych MBU do poziomu -3,1%, otrzymano wartości analizowanego kryterium opartego o GKOP w przedziale od -8,5% (N2-LDN1) do 4,0% (N2-LDN3). Zakres ten osiągnieto stosując plastyczno-degradacyjną charakterystykę muru i jest on mniejszy niż 10%. Ujemne wartości θ otrzymano z rozwiązań modeli zawierających uszkodzenia typu LND1, które można uważać za rysy dzielące ścianę na dwie niezależne części. Oczywiście podział ten należy traktować z zachowaniem wszystkich proporcji zwiazanych z długościami przyjmowanych rys, czyli stan ten można odnieść do początkowej fazy podziału ściany murowej w kierunku pionowym. Zbliżony podział stanowi także układ zarysowań wstępnych LDN2, lecz przebiega on blisko pionowej osi symetrii modeli. Uzyskane wartości przyjętego kryterium w tym przypadku oscylują wokół zera.



Rys. 5-37 Zestawienie wyników rozwiązań modeli z uszkodzeniami typu LDN w odniesieniu do modeli budynków N÷N3.
Ostatnimi zarysowaniami ściany murowej w tym przypadku były układy *LDN3*, które związane są wyłącznie z istnieniem poziomych nieciągłości muru w okolicy otworów okiennych. Jak już wspomniano zarysowania typu *NWK1* generują pozytywny wpływ wstępnych uszkodzeń, z kolei w opisywanym przypadku uszkodzenia (choć nieznacznie 1÷4%) wpływają niekorzystnie. Różnica ta wynika z lokalizacji poziomych zarysowań w obrębie analizowanej kondygnacji. Pozytywny wpływ uzyskano w przypadku, gdy rysy poziome znajdowały się poniżej analizowanej kondygnacji (*NWK1*). Ich istnienie w obrębie rozpatrywanej kondygnacji powoduje niewielki, lecz negatywny wpływ podczas działania obciążenia dynamicznego.

Ponieważ wprowadzone uszkodzenia typu *LDN3* spowodowały spadek wartości pierwszej częstości drgań własnych modelu budynku *N3* o 1,1%, dlatego różnica pomiędzy mapami rozkładu parametru d_t zaprezentowana na Rys. 5-38 jest niewielka. Jedyna różnica wynika ze zmiany lokalizacji degradacji muru w dolnej części otworów okiennych wywołaną istnieniem poziomych uszkodzeń wstępnych (Rys. 5-38b).



Rys. 5-38 . Mapa rozkładu d_t zarejestrowana na końcu wymuszenia harmonicznego (U) sin(44,750t): a) MBN-N3, b) N3-LDN3.

Podsumowując wyniki analiz dynamicznych modeli budynków murowych wstępnie uszkodzonych stworzono na Rys. 5-39 przebiegi θ , różnicując je w zależności od gabarytów budynku i stosowanego modelu materiałowego. Przebiegi stanowią relację spadku pierwszej wartości częstości drgań własnych *MBU* do wartości θ . Wynikają one z proponowanych funkcji kwadratowych wyznaczonych kolejno w odniesieniu do modeli budynków N÷N3 (Rys. 5-25), wysokich (Rys. 5-27) oraz szerokich (Rys. 5-29). W celu ich stworzenia odrzucono wartości θ mniejsze niż 10%, przyjmując (na podstawie map rozkładu parametru d_t w ścianie murowej), że negatywny wpływ uszkodzeń pierwotnych jest niewielki.

Wprowadzenie dowolnych uszkodzeń ściany murowej w modelu obliczeniowym skutkuje zmianą odpowiedzi dynamicznej w odniesieniu do *MBN*. Wynika to ze spadku wartości pierwszej częstości drgań własnych, a tym samym do innej odpowiedzi na stosowane wymuszenie. Z punktu widzenia analizy stosowanego kryterium θ , uzyskano nieliniowy przebieg tej zmienności w zależności do spadku wartości $\omega_1(MBU)$. Uzyskane przebiegi świadczyć mogą o konieczności analizy układu uszkodzeń wstępnych niezależnie w przypadku zmiany wymiarów zewnętrznych analizowanego obiektu. Jak przedstawiono na Rys. 5-39 zdecydowanie negatywny wpływ wstępnych zarysowań uzyskano w przypadku analizy modelu budynku szerokiego w zakresie do 4% spadku wartości ω_1^{UN} . Można przypuszczać, że wraz z dalszym spadkiem tej wartości ten negatywny wpływ będzie narastał. W tym celu autor planuje przeprowadzenie kolejnych analiz dynamicznych modelu budynku szerokiego, które będą zawierały bardziej rozbudowane uszkodzenia (długość powyżej 60 cm). Najmniejszy wpływ na odpowiedź dynamiczną, w zakresie przyjętego kryterium, uzyskano w przypadku modeli budynku niskiego (*N*+*N3*). Wynikać może to

z regularności gabarytów modelu obliczeniowego, a on sam stanowi odzwierciedlenie konstrukcji typowego budynku murowego, zwanego potocznie "kostką".



Rys. 5-39 Globalne zestawienie wyników rozwiązań wszystkich modeli budynków przy wymuszeniu harmonicznym w zakresie rezonansowym MBU.

Zastosowanie liniowo-sprężystej charakterystyki muru w analizach dynamicznych spowodowało każdorazowe zwiększenie wartości stosowanego kryterium ilościowej oceny zagrożenia uszkodzeniami wstępnymi, w porównaniu do rozwiązań uwzględniających *BM*. Różnica ta kształtuje się w zakresie 20÷45% w przypadku analiz z wymuszeniem rezonansowym *MBU*. Jak już wcześniej wspomniano uzyskano także wyniki przy wymuszeniu rezonansowym *MBN*, w przypadku których zależność ta była odwrotna. Mianowicie wartości θ przy zastosowaniu *BM* były dodatnie, natomiast *SPR* ujemne. Przypadki takie mogą stanowić zagrożenie, jednakże poziom ten nie jest znaczny (ok. 12% w modelu *N2-PNO1*).

Ostatnia część pracy poświęcona jest analizie uzyskanych wyników modeli budynków uszkodzonych obciążonych dynamicznie. Określono charakterystykę dynamiczną tych modeli i zdefiniowano kryterium, na bazie którego dokonano, ilościowej oceny wpływu uszkodzeń pierwotnych na odpowiedź dynamiczną modeli budynków murowych. Analiza zróżnicowano pod względem:

- gabarytów modeli budynków murowych i ich układów (N÷N3, W, S),
- układów wstępnych zarysowań konstrukcji murowej wprowadzonych do zastępczych modeli tarczowych (NW, NWK, PNO, LDN),
- charakterystyki obciążenia dynamicznego (typu sejsmicznego, parasejsmicznego i harmonicznego),
- stosowanego modelu materiałowego (BM i SPR).

6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI KOŃCOWE

Ostatnia część rozprawy to ogólne zestawienie wyników analiz numerycznych zawartych w pracy. Szczegółowe analizy zawarte są w każdym z wcześniej prezentowanych rozdziałów (głównie 4 i 5). Na ich podstawie autor określa warunki stosowalności analiz dynamicznych budynków murowych z uszkodzeniami, a także wyznacza dalsze kierunki pracy badawczej.

6.1. Podsumowanie dotychczasowych analiz dynamicznych modeli budynków wstępnie uszkodzonych

Rozwój metod numerycznych upowszechnił stosowanie modeli obliczeniowych opartych o MES na poziomie inżynierskim. Dostępność pakietów programowych pozwala na budowę i rozwiązanie dowolnie złożonych zagadnień inżynierii budowlanej. Poziom odzwierciedlenia stanu fizycznego w modelu nie jest ściśle związany z poziomem dokładności rozwiązania. Z drugiej strony, zbyt daleko idące uproszczenia, stosowane w modelu obliczeniowym, mogą doprowadzić do rozwiązania zagrażającego bezpieczeństwu konstrukcji (niedoszacowanie).

Prezentowana w rozprawie problematyka odnosi się do wpływu uszkodzeń konstrukcji murowej na odpowiedź dynamiczną modelu budynku. Dotychczas znane rozwiązania analiz dynamicznych zawierają modele wyidealizowane. Oznacza to, że nie uwzględniano w nich możliwych zarysowań muru. W rzeczywistości obiekt budowlany może zawierać liczne zarysowania (pęknięcia) konstrukcji murowej i nie tylko. Przykładowy układ obliczeniowy (powszechny na terenach górniczych) może zawierać pierwotne, statyczne uszkodzenie muru, wynikające z deformacji terenu wskutek eksploatacji złóż węgla kamiennego oraz późniejsze obciążenie dynamiczne konstrukcji, wywołane odprężeniem eksploatowanego górotworu. Oczywiście, można analizować dowolne układy obliczeniowe z wstępnymi uszkodzeniami konstrukcji murowej, które powstały na skutek obciążeń statycznych lub dynamicznych. Istotnym zagadnieniem jest, jak wpływają pierwotne uszkodzenia konstrukcji na jej odpowiedź w trakcie obciążenia dynamicznego.

Wykorzystując MES, stworzono modele budynków, które zawierały różne układy wstępnych uszkodzeń muru. W związku z tym koniecznym stała się minimalizacja wymiarów ES, tak aby możliwe było uwzględnienie geometrii wprowadzonych nieciągłości materiału. Przeprowadzenie analizy dynamicznej przy powyższych założeniach możliwe było, jedynie, w przypadku obliczeń pojedynczej ściany, odpowiednio wydzielonej z budynku. Stosowanie zastępczych modeli tarczowych jest uzasadnione w przypadku zapewnienia statycznej i dynamicznej zgodności z modelem przestrzennym. Dodatkowo, należy przyjąć, że kierunek wymuszenia jest równoległy z osią analizowanej ściany. Brak uwzględnienia elementów współpracujących (ścian i stropów) z analizowaną ścianą, prowadzić może do znacznych statycznych (60% wg Rys. 4-21) oraz dynamicznych (30% wg Rys. 4-22) różnic, które decydują o odpowiedzi dynamicznej modelu.

Stworzone zastępcze, tarczowe modele wydzielonych ścian z analizowanych budynków, zostały wykorzystane do analizy porównawczej MBU z MBN. W tym celu zdefiniowano kryterium ilościowej oceny wpływu wstępnych uszkodzeń konstrukcji murowej na odpowiedź dynamiczną modelu budynku. Oparte zostało ono o uzyskiwane, w trakcie analizy dynamicznej, wartości globalnego kąta odkształcenia postaciowego (GKOP). Porównując otrzymane wyniki MBU, z rozwiązaniami odnoszącymi się do modeli budynków idealizowanych, wyodrębniono przebiegi zmiany wartości analizowanego kryterium, które odniesiono do wartości pierwszej częstości drgań własnych modelu uszkodzonego. Przebiegi te (Rys. 5-39) świadczyć mogą o znaczącym (negatywnym) wpływie gabarytów obiektu budowlanego przy uwzględnieniu uszkodzeń wstępnych. Wynika z tego, że ten sam typ uszkodzenia,

prawdopodobnie, będzie inaczej oddziaływał na budynek niski i wysoki. Przy czym powiększenie modelu budynku powodowało negatywne oddziaływanie uszkodzeń wstępnych.

W odniesieniu do modelu budynku niskiego wyznaczono przebiegi, przy uwzględnieniu czterech typów uszkodzeń konstrukcji murowej, wynikające z ciągłej (*NW*, *NWK*, *PNO*) i nieciągłej (*LDN*) deformacji terenu obszaru górniczego. Z analizowanych przypadków największe zagrożenie (dalszej propagacji) stanowiły zarysowania zlokalizowane w perforacji ściany, a także te, które opasały nadproże w strefie podporowej (*NW* i *PNO*). Najmniejsze zaś w przypadku wyraźnych podziałów ściany murowej na części (*LDN*). Odnotowano także niewielki pozytywny wpływ pierwotnych uszkodzeń muru, przy obciążeniu dynamicznym konstrukcji, związany z istnieniem poziomych zarysowań (*NWK*) zlokalizowanych w okolicy połączenia ściany ze stropem.

Przyjęte wstępne wymiary nieciągłości muru, ograniczały się do długości 60 cm. Takie założenie umożliwiło wyznaczenie spadku pierwszej częstości drgań własnych *MBU*, w odniesieniu do *MBN*, który towarzyszył każdemu układowi pierwotnych zarysowań muru. Dodatkowo, w niektórych przypadkach (*NW* i *PNO*), relatywnie krótka rysa, pochodzenia statycznego, propagowała podczas prowadzonej analizy dynamicznej. Sytuację taką można traktować jako niebezpieczną i mogącą stanowić zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Poziom tego zagrożenia określono poprzez zaproponowane kryterium ilościowej oceny wpływu początkowego zarysowania konstrukcji murowej modelu budynku.

Całość pracy należy traktować jako wprowadzenie do zagadnień modelowania i analizy dynamicznej budynków uszkodzonych. Niemniej jednak, należy zwrócić uwagę na konieczność uwzględnienia, w modelowaniu budynków, istniejących nieciągłości materiału, zlokalizowanych w obrębie perforacji ścian. Mogą one powodować zdecydowanie inną odpowiedź dynamiczną budynku. W związku z tym idealizację modelu obliczeniowego należy traktować (w tym przypadku) jako błędną, ponieważ prowadzi ona do mniejszej wartości analizowanego kryterium (nawet do 450%). Pod tym względem rozwiązanie *MBN* prowadzić może do niedoszacowanego wytężenia konstrukcji.

Wyznaczone w pracy przebiegi analizowanego kryterium, oceny wpływu pierwotnych uszkodzeń konstrukcji murowej na odpowiedź dynamiczną modelu budynku, w odniesieniu do stosowanych modeli materiałowych wykazują zróżnicowanie sięgające 45%. Poziom ten osiągnięty został w przypadku wymuszeń rezonansowych *MBU*, a tym samym zastosowanie liniowo-sprężystej charakterystyki materiału generowało większe wartości *GKOP*, co jest korzystne z punktu widzenia praktyki inżynierskiej. Zmiana charakteru wymuszenia na ten, który oddziaływuje na *MBN*, doprowadziła do porównywalnych wyników modeli *SPR* i *BM* w granicach 10%. Można zatem przyjąć, że uwzględnienie liniowo-sprężystej charakterystyki muru, podczas analizy dynamicznej budynków wstępnie uszkodzonych, będzie rozwiązaniem korzystniejszym pod względem oceny ilościową, lecz niewystarczającym z uwagi na ocenę jakościową.

6.2. Kierunki rozwoju prezentowanego zagadnienia

Zaprezentowane w pracy modele numeryczne oraz ich wyniki w zakresie analiz dynamicznych, nie są wystarczające do pełnej oceny wpływu wstępnych uszkodzeń konstrukcji. Z tego względu koniecznym będzie przeprowadzenie kolejnych testów numerycznych modeli o zróżnicowanej geometrii oraz zmiennym układzie wstępnych zarysowań. Dotyczyć one powinny już nie tylko konstrukcji murowej, ale także elementów betonowych wchodzących w skład obiektu budowlanego. Poszerzonej analizy wymagać będzie także wpływ długości rys danego typu uszkodzenia przy obciążeniu dynamicznym.

Korzystnym rozwiązaniem (oczekiwanym przez autora), będzie przeprowadzenie weryfikacji analiz numerycznych, w odniesieniu do wyników badań laboratoryjnych lub "in situ", konstrukcji wstępnie uszkodzonej. Dotychczasowe analizy numeryczne będą stanowiły kierunki w budowie ewentualnych modeli laboratoryjnych, co powinno zawęzić liczbę przypadków testowych.

Pod względem rozbudowy modelu numerycznego konstrukcji wstępnie uszkodzonej autor przewiduje analizowanie zagadnień związanych z:

- nieliniowym opisem parametrów kontaktu grunt-budynek,
- wprowadzeniem modelowania opartego o metodę elementów dyskretnych w obszarze lokalizacji uszkodzeń modelu,
- poszukiwaniem i ciągłą modyfikacją stosowanych modeli materiałów kruchych (mur, beton)
- budową i analizą przestrzennych modeli budynków, co uzależnione jest od możliwości sprzętu obliczeniowego.

Powyższe propozycje powinny wiarygodniej opisywać fizyczny stan uszkodzonego obiektu podczas wstrząsu dynamicznego. Zmierzają one do wprowadzenia w model sygnału wymuszenia zarejestrowanego na poziomie gruntu oraz uzyskania bliższych rzeczywistym przebiegom ewentualnej propagacji istniejących zarysowań konstrukcji.

BIBLIOGRAFIA

[1] Abratański A., Kawecki J.: Wykorzystanie wyników doraźnych badań dynamicznych w diagnostyce uszkodzonej konstrukcji przemysłowej. XXI Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2003.

١à

- [2] Ajdukiewicz A., Kliszczwicz A., Lipski Z., Porembski G.: Budynki wielkopłytowe poddane wstrząsom górniczym - obserwacje i analiza numeryczna. Problemy Budownictwa - Księga Pamiątkowa z okazji siedemdziesiątej rocznicy urodzin Prof. Tadeusza Bilińskiego, Uniwersytet Zielonogórski, Zielona Góra, 2003, s.83-96.
- [3] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Lipski Z., Porembski G.: Analysis of Existing Large-Panel Concrete Buildings Subjected to Para-Seismic Influences in Mining Regions. fib Symposium on "Concrete Structures in Seismic Regions", 6-8 May 2003, Athens, Grecja, p.328-329.
- [4] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Lipski Z., Porembski G.: Badania i analiza budynków wielkopłytowych poddanych wpływom wstrząsów górniczych, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, 2003, Warszawa-Krynica, t.3, s.1-8.
- [5] Ajdukiewicz A., Lipski Z., Majewski S., Porembski G., Właszczuk M.: Analiza przestrzennego modelu MES obiektu budowlanego obciążonego parasejsmicznym wymuszeniem kinematycznym. W: XXXVI Sympozjon PTMTS "Modelowanie w mechanice", Zeszyty Naukowe Katedry Mechaniki Stosowanej, nr 4, Gliwice 1997, s. 9-14.
- [6] Ajdukiewicz A., Szojda L., Wandzik G.: Stan awaryjny budynków 5-kondygnacyjnych zlokalizowanych na wychodniach uskoków. Materiały Konferencji Naukowo – Technicznej Problemy projektowania i ochrony obiektów budowlanych na terenach górniczych. Rudy Raciborskie, 1999, pp. 209-220.
- [7] Andermann F., Lipski Z., Trojan Z.: Analiza pozasprężystej pracy dynamicznej konstrukcji budynków systemu W-70/SG w warunkach wstrząsów górniczych, Prace ITB 1991, vol. XX, nr 1-2, s.22-26.
- [8] Arrea M., Ingraffea A.R.: Mixed-mode crack propagation in mortar and concrete. Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, NY, 1982, p.81–83.
 - Ξ
- [9] Bajer C, Bogacz R., Bonthoouc C.: Adaptative space-time element for dynamic elasto viscoplastic problem, Computers & Structures, vol. 39, No5, 1991, p.415-423.
- [10] Bartnik G., Bukowski M.: Analiza przyczyn spękań kościoła parafialnego św. Rocha w Jazgarzewie. XXIII Awarie Budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2007, s.207-212.
- [11] Bažant Z.P., Jirásek M.: Nonlocal Integral formulation of plasticity and damage: Survey of progress, J. of Eng. Mechanics (ASCE), vol. 128, No.11, 2002, p. 1119-1149.
- [12] Bažant Z., Planas J.: Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-brittle Materials. CRC Press LLC, Boca Raton, FL 1997.
- [13] Beissel S., Johnson G., Popelar C.: An element-failure algorithm for dynamic crack propagation in general directions. Eng. Fracture Mech. 61, 1998, p.407-426
- [14] Bednarski T.: Mechanika plastycznego płynięcia w zarysie, PWN W-wa, 1995, stron 321.
- [15] Bendat J.S, Piersol A.G.: Metody analizy I pomiarów sygnałów losowych, PWN W-wa 1976.
- [16] Belytschko T., Lu Y. Y., Gu L.: Element-Free Galerkin methods. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 37, 1994, p.229-256.
- [17] Bicanić N., Strilrilng C., Pearce C.J.: Discounting Modelling of Structural Masonry, Proc. V World Congress on Computational Mechanics, July 7-12, 2002, Vien.
- [18] Błaszczyński T., Sielicki P.W.: Analiza wpływu błędów projektowych i wykonawczych na awarię kamienicy z lat 30-tych XX w. Awarie Budowlane 2007, Szczecin-Międzyzdroje 2007, s.213-220.
- [19] Bryt-Nitarska I.: Przypadki stanów awaryjnych elementów nośnych w niskich budynkach o konstrukcji murowanej zlokalizowanych na terenach górniczych. Mat. Konf. Nauk. Techn. Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje, 2007.
- [20] Bryt-Nitarska I.: Wpływ górniczych deformacji podłoża na powstawanie uszkodzeń w budynkach murowanych. Rozprawa doktorska, ITB, Warszawa 2008.

- [21] Buczkowski W, i in.: Wpływ wadliwego posadowienia na awarię kamienicy. XXIII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2007.
- [22] Budzianowski Z., Krupa J., Lessaer S., Szynal A.: Badanie budynku mieszkalnego w czasie występowania wpływów eksploatacji górniczej. Inżynieria i Budownictwo, nr 8, 1968, pp. pp. 299-303.

C

- [23] Calvi G.R, Kingsley G.R: Problems and certainties in the experimental simulation of the seismic response of MDOF structures, Engineering Structures, No. 3, 1996, p.213-226.
- [24] Chen C-S., Wawrzynek P., Ingraffea A.: Methodology for fatigue crack growth and residual strength prediction with applications to aircraft fuselages. Computational Mechanics. 19, 1997, p.527-532.
- [25] Chen W.: Constitutive Equations for Engineering materials, vol. 2 Plasticity and Modelling, Elsevier 1994, p. 1119.
- [26] Chmielewski T., Górski P.: Wpływ podatności podłoża gruntowego na drgania własne wieloprzewodowego komina przemysłowego, XLVII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN I Komitetu Nauki PZITB Krynica 2001, t.2, s.67-72.
- [27] Chmielewski T., Zembaty Z.: Podstawy dynamiki budowli, Arkady, Warszawa 1998.
- [28] Chmielewski T., Zembaty Z.: Problemy niezawodności budowli w warunkach ryzyka sejsmicznego, Mech. Teor., nr 3/4, 1991.
- [29] Chmielniak S., Fedorowicz J.: Geotechniczne przyczyny uszkodzeń zabudowy w obszarze górniczym kopalni miedzi KONRAD-Iwiny. Materiały Konferencji Naukowo – Technicznej "Awarie Budowlane", Szczecin-Świnoujście, 1996, t.2.
- [30] Cholewicki A.: Zasady uwzględniania wpływów wstrząsów górniczych w projektowaniu budynków i obiektów. Konferencja Naukowo-Techniczna, Problemy Projektowania i Ochrony Obiektów Budowlanych na Terenach Górniczych, Rudy Raciborskie 1999.
- [31] Cholewicki A.: Wytyczne projektowania budynków (lub ich wzmocnień) podlegających wpływom wstrząsów górniczych (Instrukcja ITB nr 325/1995 oraz nr 391/2003).II Konferencja Naukowo-Techniczna, Problemy Projektowania i Ochrony Obiektów Budowlanych na Terenach Górniczych, Rudy Raciborskie 2004.
- [32] Cholewicki A, i in.: Charakterystyczne uszkodzenia budowli powstałe w wyniku trzęsień ziemi w Polsce w 2004 roku. XXII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2005.
- [33] Chopra A. K., Goel R.K.: A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake Eng. and Structural Dynamic, vol. 31, 2002, p.561-582.
- [34] Ciesielski R.: O pomiarze, opisie i interpretacji rys w konstrukcjach murowanych wskazówki instrukcyjne. Przegląd Budowlany nr 11/1987.
- [35] Ciesielski R., Kowalski W., Maciąg E., Tatara T., Badania teoretyczne i doświadczalne budynków podlegających działaniu wstrząsów górniczych, III Naukowe Seminarium "Budownictwo na terenach górniczych", Katowice 1994, s.27-32.
- [36] Ciesielski R., Kowalski W., Maciąg E., Tatara T., Badania dynamiczne ścianowych budynków prefabrykowanych podlegających wpływom odstrzałów w kamieniołomie, Inżynieria i Budownictwo nr 9/95, s.447-450.
- [37] Ciesielski R., Kużniar K., Maciąg E., Tatara T., The empirical formulae for free vibration period of bearing walls buildings, Archives of Civil Engineering, Vol. XXXVIII, issue 4,1992, s. 291-299.
- [38] Ciesielski R., Kużniar K., Maciąg E., Tatara T., Damping of vibration in precast buildings with bearing concrete walls, Archives of Civil Engineering, Vol. XLI, issue 3,1995, s. 329-341.
- [39] Ciesielski R.: O drganiach powierzchni gruntu na skutek wstrząsów górniczych, IX Sympozjum Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle, Kraków 2000, s. 215-222.
- [40] Ciesielski R.: Ocena szkodliwości wpływów dynamicznych w budownictwie, Arkady, Warszawa 1973.
- [41] Ciesielski R.: Awarie i uszkodzenia budowli na wskutek wpływów dynamicznych, rodzaje i formy uszkodzeń. Konferencja naukowo-techniczna Szczecin Międzyzdroje 1994 r., s.15-30.
- [42] Ciesielski R.: Wpływ obciążeń dynamicznych na konstrukcje murowe. XIII Ogólnopolska Konferencja: "Warsztat pracy projektanta konstrukcji", Ustroń 1999, 63-96.
- [43] Ciesielski R., Maciąg E.: Drgania drogowe i ich wpływ na budynki, WKiŁ, Warszawa 1990.

- [44] Ciesielski R., Maciąg E., Tatara T.: Porównanie właściwości dynamicznych płaskiego i przestrzennego modelu wysokich ścianowych budynków prefabrykowanych, XXXIX Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, tom: Teoria konstrukcji, Krynica 1993, 37-44.
- [45] Ciesielski R., Maciąg E., Tatara T.: Wpływy eksploatacji górniczej na typowy niski budynek w LGOM, XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna "Awarie budowlane", Szczecin-Międzyzdroje 1997, 807-814.
- [46] Ciesielski R., Tatara T., Ryncarz M., Maciąg E.: Ocena szkodliwości działania wstrząsów górniczych na niskie budynki, VIII Sympozjum: "Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle, Kraków listopad 1997 r. s. 175-184.
- [47] Ciesielski R.: Formuły sumacyjne w analizie dynamicznej budowli metodą odpowiedzi modalnej, Inżynieria i budownictwo nr 4-5/2000.
- [48] Cińcio A., Wawrzynek A.: Plastyczno-kruchy degradacyjny model betonu w symulacjach konstrukcji obciążonych cyklicznie, Księga jubileuszowa z okazji 70-lecia Prof. dra hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego, Gliwice 2003, s. 89-98.
- [49] Cińcio A., Wawrzynek A.: Zastosowanie plastyczno-degradacyjnego modelu materiału w obliczeniach dynamicznych budowli. Materiały Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB w Krynicy, t. 2, Krynica 2004, pp. 29-36.
- [50] Cińcio A., Wawrzynek A.: Obliczenia dynamiczne budowli z zastosowaniem plastycznodegradacyjnego modelu materiału. Proc. 3rd International Conference on New Trends in Static and Dynamic of Buildings, Bratislava 2004, pp. 293-296.
- [51] Cińcio A.: Numeryczna analiza dynamicznej odporności niskiej zabudowy na wstrząsy parasejsmiczne z zastosowaniem przestrzennych modeli wybranych obiektów. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Gliwice 2004.
- [52] Cińcio A.: Dynamic Comparative Analysis of Many-Storey Buildings Using Nonlinear Material Model. Proceedings of the 4th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 20-21, Slovakia, Bratislava 2005.
- [53] Cińcio A., Mrozek M., Mrozek D.: Analiza wrażliwości odpowiedzi układu dynamicznego w zakresie pozasprężystym na gęstość podziału dyskretnego w MES, Proc. 5th International Conference on New Trends in Static and Dynamic of Buildings, Bratislava 19-20.10.2006 Slovakia, 65-68.
- [54] Cińcio A., Mrozek M., Mrozek D.: Numeryczna symulacja działania wstrząsu sejsmicznego na budynek murowy z zastosowaniem plastyczno-degradacyjnego modelu materiału. XLVI SYMPOZJON Modelowanie w Mechanice, Wisła 26.02-02.03.2007, "Modelowanie Inżynierskie" Nr 33.
- [55] Cińcio A., Mrozek M., Mrozek D.: Porównanie wpływu składowej pionowej oraz poziomej sygnału wstrząsu sejsmicznego na odpowiedź budynku niskiego w zakresie pozasprężystym. Proc. 6th International Conference on New Trends in Static and Dynamic of Buildings, Bratislava 18-19.10.2007 Slovakia, 149-150.
- [56] Cundall P.A, Strack O.D.L.: A discrete numerical model for granular assembles, Geotechnique, vol. 29, 1979, p.47-65

D

- [57] Dauxz Ch., Moes N., Dolbow J., Sukumark N., Belytschko T.: Arbitrary branched and intersecting cracks with the extended finite element method. Int. J. Numer. Meth. Engng 2000; 48:1741-1760
- [58] Drobiec Ł.: Błędy i uszkodzenia w konstrukcjach i elementach murowych, ich ocena i metody napraw. Materiały szkoleniowe PZITB, Gliwice 2008.
- [59] Dubiński J.: Poradnik geofizyka- sejsmologia. Biblioteka Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN 1995 nr8.
- **[60]** Dutta A.: Adaptive finite element method analysis of structures subjected to transient dynamic load using time marching scheme, Computer & Structures, No. 80, 2002, p.2313-2319.

Ξ

- [61] EI-Tawil S., Kuenzli C.M., Hassan M.: Pushover of hybrid coupled walls, I: Design and modelling, J.- of Structured Eng., vol. 128, No.10, 2002, p.1272-1281.
- [62] EN 1998-1:2004, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance.

[63] Fedorowicz L., Fedorowicz J.: Przedawaryjny stan budynku wychylonego na skutek przejścia eksploatacji górniczej. Materiały Konferencji Naukowo - Technicznej "Awarie Budowlane", Świnoujście, 1997, t.2, pp.815-822.

F

- [64] Fedorowicz J., Lipski Z., Wawrzynek A.: Earth tremor related hazard assessment on detached houses in area of mining. 11th International Scientific Conference, Czech Technical College, Brno, 1999, s. 59-62.
- [65] Fedorowicz J., Wuwer P.: Badania przyczyn wystąpienia uszkodzeń ścian piwnicznych w segmentach budynku systemu "Domino". Materiały II Konferencji Naukowo Technicznej "Problemy projektowania i ochrony obiektów budowlanych na terenach górniczych". Rudy Raciborskie, 2004, pp. 277-286.
- [66] Fedorowicz L.: Zagadnienia kontaktowe budowla podłoże gruntowe. Część I. Kryteria modelowania i analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana podłoże gruntowe. Gliwice, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, nr 1729, z. 107, 2006.
- [67] Fedorowicz J.: Zagadnienia kontaktowe budowla podłoże gruntowe. Część II. Kryteria tworzenia i oceny modeli obliczeniowych układów konstrukcja budowlana – podłoże górnicze. Gliwice, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, nr 1805, z. 114, 2008.
- [68] Federal Emergency Management Agency (FEMA)-273: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of the buildings, FEMA, October 1997, Redwood City, California, USA
- **[69]** Federal Emergency Management Agency (FEMA)-303: NEHRP recommended provision for seismic regulations for new buildings and other structures, PART II -Commentary FEMA, February 1998, Washington, USA.
 - S
- [70] Gajewski K., Nitecki T., Borjaniec W., Bierut W.: Awaria budynku spowodowana odkształceniem podłoża, wywołanym nowo posadowionym sąsiednim obiektem budowlanym. Materiały Konferencji Naukowo Technicznej "Awarie Budowlane", Międzyzdroje, 1996, t.2, pp.443-450.
- [71] Gall K., Horstemeyer M., Baskes M., Van Schlifgaarde M.: Atomistic simulations on the tensile debondingon an Al-Siinterface. Journal of Mechanics and Physics of Solid 1999.
- [72] Ganz H.R., Thurlimann B.: Tests on the biaxial strength masonry, Institut für Baustatik and Konstruktion, ETH Zürich Bericht nr 7502-3, Birkhauser Verlag, Basel, Boston, 1982, p. 61.
- [73] Galvez J.C., Reyes E., Casati M.J.: Brickwork Masonry Failure Under Tensile/Shear Loading. British Masonry Society- www.masonry.org.uk.
- [74] Gawroński W., Kruszewski J., Ostachowicz W., Wittbrodt E.: Metoda elementów skończonych w dynamice konstrukcji, Arkady W-wa 1984.
- [75] Gil-Kleczeńska B.: Badania zależności pomiędzy deformacjami podłoża górniczego a uszkodzeniami budynków mieszkalnych. Materiały III Naukowego Seminarium "Budownictwo na Terenach Górniczych", PZITB Oddział Katowice i Gliwice, Katowice, 1994.
- [76] Godlewski T.: Porwak iłów jako przyczyna zniszczenia konstrukcji budynku. XXII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2005.
- [77] Grabiec K., Grabiec-Mizera T.: Stan przedawaryjny budynku mieszkalnego spowodowany budową kolektorów. XXI Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2003.
- [78] Gryczmański M.: Metoda elementów skończonych w liniowej i nieliniowej mechanice, Materiały seminarium w IKB Wydziału Budownictwa Pol. Śl. (na prawach rękopisu), Gliwice,1993-1994, s.150.
- [79] Gwóźdź M.: Przegląd uszkodzeń wybranych budynków po trzęsieniu ziemi na Podhalu. XXII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2005.

il

- [80] Harter J. A.: AFGROW Users Guide and Technical, Air Force Research Laboratory Report AFRL-VA-WP-TR-1999-3016
- [81] Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: Dokumentacja programu ABAQUS v.6.3.1, m.in: Getting Started with ABAQUS/Standard: Interactive Version; ABAQUS/Standard User's Manual; ABAQUS/CAE User's Manual, ABAQUS Example Problems Manual, ABAQUS Theory Manual, 2002.

- Hilber H. M., Hughes T. J. R., Taylor R. L.: Collocation, Dissipation and Overshoot for Time [82] Integration Schemes in Structural Dynamics, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 6, 1978, p. 99-117. [83] Hughes T. J. R.: The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis. Prentice Hali, Englewood Cliffs, New Jersey 1987. [84] ISO/DIS 3010: Basic for design of structures - Seismic actions on structures, Int. Organization for Standardization, 2000. ITB. Instrukcia nr 325. Projektowanie budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej [85] podlegających wpływom wstrząsów górniczych. Warszawa 1993 r. ITB. Instrukcia nr 364/2000. Wymagania techniczne dla objektów budowlanych wznoszonych na [86] terenach górniczych. Warszawa 2000. ITB, Instrukcja nr 391/2003. Projektowanie budynków podlegających wpływom wstrzasów [87] górniczych. Warszawa 2003. [88] ITB, Instrukcja nr 416/2006. Projektowanie budynków na terenach górniczych. Warszawa 2006. Jankowiak T.: Łodygowski T.: Identyfikation of Parameters of Concrete Damage Plasticity [89] Constitutive Model. Foubdations of Civil and Environmental Engineering, No.6, 2005, pp. 53-69. [90] Jankowiak T.: Opis zniszczenia betonu wraz z próbą indentyfikacji wybranych parametrów konstytutywnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Ślaskiej, Seria Budownictwo, Gliwice, 2003. Jirásek M., Patzák B.: Models for quasibrittle failure: theoretical and computational aspects, Proc. [91] European Conference on Computational Mechanics, 26-29 June 2001, Kraków. Jirásek M.: Plasticity, Damage and Fracture, Materiały seminarium: "Modelling of localized inelastic [92] deformation" Technical University of Catalonia, Barcelona 18-22 November 2002, p.74. [93] Jirásek M.: Numerical Modeling of Deformation and Failure of Materials., Lecture Notes, December 2000. [94] Jirásek M., Zimmermann T.: Analysis of rotating crack model, J. of Eng. Mechanics (ASCE), vol. 124, 1998, p. 842-851. [95] Jirásek M., Zimmermann T.: Rotating crack model with transition to scalar model, J. of Eng. Mechanics (ASCE), vol. 124, 1998, p. 277-284. Jirásek M.: Nonlocal models for damage and fracture: Comparison of approaches, Int. J. of, Solid [96] and Structures, vol. 35, 1998, p. 4133-4145. Juhasova E., Zembaty Z., Kowalski M., Experimental investigations of dynamic effects on brick [97] masonry buildings and their strengthening, Archives of Civil Engineering, XLVI, I, 2000, 83-106. [98] Kawecki J., Kowalska A.: Zmiana charakterystyki dynamicznej budynku podczas jego budowy. Księga jubileuszowa z okazji 70-lecia Prof. dra hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego, Gliwice 2003. Kawulok M.: O kwalifikowaniu przyczyn uszkodzeń w obiektach budowlanych na terenach [99] górniczych. VIII Konferencja Naukowo-Techniczna Problemy rzeczoznawstwa budowlanego Cedzyna 2004. [100] Kawulok M., Bryt-Nitarska I.: Rodzaje szkód w budynkach i wynikające z nich zagrożenia, na przykładzie dzielnicy Wirek. Prace Naukowe GIG, Górnictwo i Środowisko. Ustroń, 2006. [101] Kawulok M., Bryt-Nitarska I., Selańska-Herbich K., Wuwer P.: Przykłady oceny przyczyn uszkodzeń budynków na terenach górniczych. Materiały II Konferencji Naukowo - Technicznej "Problemy projektowania i ochrony obiektów budowlanych na terenach górniczych". Rudy Raciborskie, 2004, pp. 257-268.
- [102] Kawulok M., Promny M., Selańska-Herbich K.: O uszkodzeniach budynków w obszarach ujawniania się wpływów eksploatacji górniczej. Prace Naukowe GIG, Seria: Konferencje, Nr 3, Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górniczymi, Katowice 1995.
- [103] Kocot W.: Analiza stanu technicznego i uszkodzeń budynków podlegających wpływom górniczym. Inżynieria Środowiska, nr 5/1999.

- [104] Konderla P., Kasprzak T.: Metody komputerowe w teorii sprężystości cz.1 Metoda elementów skończonych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 1997.
- [105] Kowalski W., Maciąg E., Tatara T.: Spektra odpowiedzi od wstrząsów górniczych i ich zastosowanie do wyznaczenia sił parasejsmiczych wysokich budynków. Problemy Naukowo-Badawcze Konstrukcji Inżynierskich. Zeszyty Naukowy Politechniki Krakowskiej z okazji 70-lecia urodzin Profesora Romana Ciesielskiego, Seria: Inżynieria Lądowa nr194. Kraków 1995.
- [106] Kruszewski J. i in.: Metoda sztywnych elementów skończonych. Arkady. W-wa 1975.
- [107] Kuźniar K., Właściwości dynamiczne ścianowych budynków prefabrykowanych o średniej wysokości z uwzględnieniem podatności podłoża, praca doktorska, Biblioteka Główna Politechniki Krakowskiej, Kraków 1991.
- [108] Kwiatek J., Praca zbiorowa: Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. GIG Katowice 1998.
- [109] Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych. Wydawnictwo Głównego Instytutu Górnictwa, Katowice 2007.
- [110] Ledwoń J.A.: Budownictwo na terenach górniczych. Arkady, Warszawa 1983.
- [111] Lee J., Fenves G.L.: Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, Journal of Eng. Mechanics, vol 124, No.8, 1998, 892-900.
- [112] Lipski Z.: Przyspieszeniowe spektra odpowiedzi parasejsmicznego oddziaływania górniczego. Inżynieria i Budownictwo nr4-5, 1990.
- [113] Lipski Z.: Propozycja niektórych zasad obliczania budynków na wpływ wstrząsów górniczych. Prace ITB 1991, vol. XX, nr 1-2, s.74-80.
- [114] Lipski Z.: Symulacyjny model wymuszenia kinematycznego z przybliżoną oceną wrażliwości budynku na to obciążenie. Zeszyty Nauk. Pol. Śląskiej, Budownictwo Z.84, Gliwice 1997, s. 115-127.
- [115] Lipski Z., Wawrzynek A., Kubica J.: Analiza stanu wytężenia wywołanego wstrząsami górniczymi w budynkach jednorodzinnych w świetle PN-99/B-03002, XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTB, Wrocław-Krynica, 2000,s. 99-106.
- [116] Lipski Z., Wawrzynek A.: Numerical effort analysis of buildings with paraseismic loading supported with measurements. I International Scient. Seminar "New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, Seminar proceedings, Bratislava, 2001, p. 155–160.
- [117] Lipski Z., Pilśniak J.: Ocena wytężenia konstrukcji nośnych budynków z parasejsmicznym obciążeniem typu kinematycznego. Konferencja naukowo techn. "Symulacja 2001", materiały konfer., Szczyrk 2001.
- [118] Lipski Z.: Czasowo-widmowa charakterystyka parasejsmiczna wymuszeń kinematycznych. XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Opole-Krynica 2002.
- [119] Lipski Z., Mrozek D.: Classification of paraseismical vibrations of the soil affecting the building. Proc. 6th International Conference on New Trends in Static and Dynamic of Buildings, Bratislava 18-19.10.2007 Slovakia, 93-96.
- [120] Lisowski A.: Obliczanie konstrukcji na ciągłym podłożu sprężystym. PWN Warszawa 1974.
- [121] Lowes L.N.: Finite element modeling of reinforced concrete beam column bridge connection, (praca doktorska), University of California, Berkeley, USA, 2002 (dostępne w Internecie)
- [122] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E.: A plastic-damage model for concrete, International Journal of Soilds and Structures, vol. 25, 1989, 299-329.
- [123] Lurati F., Graf H., Thulirmann B.: Experimental determination of design values for concrete masonry, Institut f
 ür Baustatik and Konstruktion, ETH Z
 ürich Bericht nr 8401-2, Birkhauser Verlag, Basel, Boston, 1989.
 - 11
- [124] Maciąg E., Interakcja układu budynek podłoże podlegającego działaniom sejsmicznym i parasejsmicznym, Mech. Teoret. i Stos., Vol. 17, No 4, 1979.
- [125] Maciąg E.: Przekazywanie się drgań z podłoża na budynki, Materiały Sympozjum pt. "Wpływy sejsmiczne na budowle", Kraków 1979, 51-83.

- [126] Maciąg E., Kuźniar K., Tatara T., Problemy doboru prostych modeli dynamicznych budynków murowych i z prefabrykatów wielkowymiarowych, Inżynieria i Budownictwo nr 10-11/86,411-414.
- [127] Maciąg E., Kuźniar K., Tatara T., Zastosowanie analizy modalnej do oceny drgań prefabrykowanych budynków podlegających wymuszeniom kinematycznym, Archiwum Inżynierii Lądowej, Vol. 32, No I, 1986,129-139.
- [128] Maciąg E., Tatara T., Wojtasiewicz M.: Odpowiedź niskiego budynku na drgania parasejsmiczne, VIII Sympozjum "Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle", Kraków 1997, s. 149-156.
- [129] Maciąg E., Tatara T., Wojtasiewicz M., Reakcja dynamiczna niskiego typowego budynku murowego na wstrząsy górnicze, XLIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, tom: Teoria konstrukcji, Krynica 1998, 155-162.
- [130] Maciąg E., Tatara T., Porównanie obliczonych i pomierzonych odpowiedzi budynków murowych podlegających drganiom parasejsmicznym, XXXIII Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, tom: Teoria konstrukcji, Krynica 1987,47-52.
- [131] Maciąg E., Tatara T., Szłapka M., Przekazywanie się na budynki drgań wzbudzanych wstrząsami górniczymi, IX Sympozjum "Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle", Kraków 2000,195-204.
- [132] Maciąg E. Tatara T., Analiza oddziaływania wstrząsów górniczych na niską zabudowę mieszkalną, IX Sympozjum Wpływy sejsmiczne i parasejmiczne na budowle, Kraków 2000, s. 205-214.
- [133] Maciąg E. Tatara T., Analiza oddziaływania wstrząsów górniczych na niską zabudowę mieszkalną, Miesięcznik WUG 2(78)7, 2001, s.4-12.
- [134] Majewski S. Sprężysto-plastyczny model betonu. Materiały XL Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1994, pp. 129-136.
- [135] Majewski S.: Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym. Monografia, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice, 2003.
- [136] Martha L., Gray L., Ingraffea A.: Three-dimensional fracture simulation with a single-domain, direct boundary element formulation. Int. J. Num. Meth. Eng.35, 1907-1921.
- [137] Mettu S. R., Shivakumar V., Beek J. M., Yeh F., Williams L. C., Forman R. G., McMahon J. J., Newman J. C.:NASGRO 3.0-A Software for Analyzing Aging Aircraft. In: Proceedings of the Second Joint NASA/FAA/DoDConference on Aging Aircraft. Williamsburg, VA, 1999, pp.793-801
- [138] Van Mier J.: Fracture processes of Concrete. CRC Press LLC, Boca Raton 1997.
- [139] Mrozek M., Mrozek D.: Numeryczna analiza porównawcza dynamicznej odpowiedzi modelu płaskiej ściany oraz przestrzennego budynku niskiego w zakresie pozasprężystym. Praca magisterska – promotor A,Cincio, biblioteka KTKB, Politechnika Śl., Gliwice, 2006.
- [140] Mrozek D.: Porównanie dynamicznej odpowiedzi ściany budynku opisanej modelami przestrzennym i płaskim, VIII Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Szczyrk 8-9.11.2007, z.112, 169-176.
- [141] Mrozek D.: Dynamic analysis of initially damaged building, 7th International PhD Symposium in Civil Engineering, Stuttgart 11-13.09.2008 on CD.
- [142] Mrozek M., Mrozek D.: Analiza porównawcza dynamicznej odpowiedzi modeli budynków 3D i 2D z uwzględnieniem podatności podłoża. Część 1 - opis procedury. IX Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa 2008, Szczyrk 6-8.11.2008, z.113, 193-202.
- [143] Mrozek M., Mrozek D.: Analiza porównawcza dynamicznej odpowiedzi modeli budynków 3D i 2D z uwzględnieniem podatności podłoża. Część 2 – wyniki obliczeń. IX Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa 2008, Szczyrk 6-8.11.2008, z.113, 203-210.

[144] Naraine K. Sinha S.: Behavior of brick masonry under cyclic compressive loading, Construction Eng. and Management (ASCE), vol. 115, No. 2, 1989, p. 1432-1443.

J. of

- [145] Naraine K. Sinha S.: Loading and unloading stress-strain curves for brick masonry, J. of Structural Eng. (ASCE), vol. 115, No. 10, 1989, p. 2631-2644.
- [146] Newmark N. M.: A Method of Computation for Structural Dynamics. Journal of the Eng. Mech. Div., ASCE, 85, 1959, str. 67-94.
- [147] Newmark N.M., Blume J.A, Kapur K.K: Seismic design spectra for nuclear power plants, J. Power Division (ASCE), vol. 99, No. 2, 1973.

- [148] Orkisz J.: Finite difference method. In M. Kleiber, editor, Handbook of Computational Solid Mechanics. Survey and Comparison of Contemporary Methods. Springer-Verlag 1998.
- [149] Ortiz M., Pandolfi A.: Finite-Deformation irreversible cohesive elements for three-dimensional crack propagation analysis. Int. J. Numer. Meth. Eng nr.44, 1999, p.1267-1282.
- [150] Ottosen N.S.: A Failure Criterion of Concrete, J. of Eng. Mechanics (ASCE), vol. 103, 1977, s. 527-535

2

- [151] Page A.W,: The biaxial compressive strength of brick masonry, Proc. Institution of Civil Eng., Part 2, 71, ,1981, p.893-906.
- [152] Paula T., Priestley M.J.N.: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons 1992.
- [153] Pieczyrak J., i in.: Wzmacnianie i naprawa kamienicy uszkodzonej podczas głębokiej podbudowy. XXII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2005.
- [154] PN-B-02170:1985, Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki.
- [155] PN-EN 206-1:2003, Beton. Część 1: Wymagania właściwości, produkcja i zgodność.
- [156] PN-EN 1991-1-1:2004, Oddziaływania na konstrukcje.
- [157] PN-EN 1992-1-1:2008, Projektowanie konstrukcji z betonu.
- [158] PN-EN 1996-1-1:2006. Projektowanie konstrukcji murowych.
- [159] PN-B-03002:2007, Konstrukcje murowe Projektowanie i obliczanie.
- [160] Potyondy D., Cundall P., Lee C.: Modelling rock using bonded assembles of circular particles. In: AubertinM et al (eds) Proc. Second North Amer. Rock Mech. Symp. Balkema, Rotterdam 1996, pp. 1937-44.
- [161] Praca zbiorowa dla KGHM S.A. Polska Miedź pod kier. A. Wawrzynka: Charakterystyka i ocena odporności budynków jednorodzinnych na wpływy sejsmiczne. Katedra Teorii Konstrukcji Budowlanych Politechniki Śląskiej, Gliwice 10.1998 r-04. 1999.
- [162] Praca zbiorowa dla KGHM S.A. Polska Miedź pod kier. A. Wawrzynka: Ocena odporności zabudowy jednorodzinnej w m. Polkowice na wpływy wstrząsów górniczych i określenie wielkości wymuszenia kinematycznego do celów projektowych na podstawie analizy zarejestrowanych przebiegów drgań parasejsmicznych. Katedra Teorii Konstrukcji Budowlanych Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001.
- [163] Praca zbiorowa dla KGHM S.A. Polska Miedź pod kier. A. Wawrzynka: Obliczenia dynamiczne dla wybranej zabudowy jednorodzinnej w m. Polkowice dla określenia odporności po wstrząsie górniczym w dniu 20.02.2002 roku. Katedra Teorii Konstrukcji Budowlanych Politechniki Śląskiej, Gliwice 2002.
- [164] Praca zbiorowa.: Ocena wpływu zaistniałych wstrząsów górniczych na stan uszkodzeń 80 budynków, dla których złożono do KWK Mysłowice wnioski o naprawę szkód. Etap II, raport końcowy. Archiwum Instytutu Techniki Budowlanej, Oddział Gliwice, symbol OSG-552/P/2002, nr arch. 1/2003, Gliwice 2002.
- [165] Praca zbiorowa.: Badanie stanu technicznego 250 budynków oraz ocena stanu bezpieczeństwa 80 budynków zlokalizowanych na terenach objętych wpływami eksploatacji górniczej projektowanej w planie ruchu na lata 2004-2006 wskazanych przez kopalnię. Archiwum Instytutu Techniki Budowlanej, Oddział Gliwice, symbol OSG-560/P/2003, nr arch. 9/03, Gliwice 2003.
- [166] Praca zbiorowa: Badania i monitorowanie skutków eksploatacji górniczej w obiektach budowlanych. Zadanie A. Poradnik dotyczący charakterystycznych uszkodzeń budynków powodowanych oddziaływaniem deformacji górniczych. Praca niepublikowana (maszynopis). Archiwum Instytutu Techniki Budowlanej, Oddział Gliwice, nr 3.2.1.05/OSG-11, nr arch. 131/03, Gliwice 2003.
- [167] Praca zbiorowa: Ocena zagrożenia konstrukcji budynków murowych poddanych wpływom parasejsmicznym oraz deformacji terenu, z wykorzystaniem plastyczno-krucho-degradacyjnego modelu materiału. Projekt Badawczy finansowany przez KBN, grant nr 7 T07E 021 28 wykonany Katedrze Teorii Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach w latach 2004-2008.

- [168] Rakowski G., Kacprzyk Z.: Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej W-wa 1993.
- [169] Rashid Y. R.: Analysis of prestressed concrete reactor vessels. Nuclear Engr. Design. 7, 1968, p.334-344.
- [170] Reinhardt, H.W.: Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material Like Concrete, Heron vol. 29, No.2, 1984, p. 1-42.
- [171] Rojek J.: Modelowanie i symulacja komputerowa złożonych zagadnień mechaniki nieliniowej metodami elementów skończonych i dyskretnych. Raport IPPT PAN. Warszawa 2007.
- [172] Schueremans L.: Probabilistic Evaluation of Structural Unreinforced Masonry. D. Phil. Thesis, Division of Building Materials and Building Technology, Reyntjens Laboratory, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium, 2001.
- [173] Seible F., Hegemier G.A., Igarashi A., Kingsley G.R: Simulated seismic-loaded test on full-scale five story masonry building, ASCE, Journal Structural Engineering No 120 (3)1994, p.903-924.
- [174] Siemińska Lewandowska A.: Awaria budowlana jednorodzinnego budynku mieszkalnego. XXIII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2007. s.481-488.
- [175] Singha, B.P., Gerstle K.H., Tulin L.G.: Stress-Strain Relations for Concrete under Cyclic Loading, ACI Journal, vol. 61, No. 2, 1964, p. 195-210.
- [176] Sluys L. J., Berends A. H.: Discontinuous failure analysis for mode-I and mode-II localization problems. Int J Solids Structures. 35, 1998, p.4257-2474.
- [177] Sobkowiek J., Filipowicz B.: Wysadziny na jakim etapie realizacji oraz eksploatacji możemy się ich spodziewać. XXIII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2007. s.489-496.
- [178] Speczik S, Bachowski C., Dubiński J., Mutke G., Korelacja rejestrowanych przyspieszeń drgań z obserwowaną intensywnością dla wstrząsów z obszaru LGOM, Warsztaty górnicze z cyklu "Zagrożenia naturalne w górnictwie" pod patronatem Prezesa Wyższego Urzędu Górniczego, Szklarska Poręba, 26 - 28 maja 2003 r.
- [179] Stawiski B.: Zagrożenie bezpieczeństwa budynków spowodowane odkształceniami termicznymi. XXI Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje 2003, 213-219.
- [180] Sternik K.: Analiza efektywności i numeryczna implementacja jednopowierzchniowego sprężysto plastycznego modelu gruntu o silnie niejednorodnym wzmocnieniu anizotropowym (praca doktorska), Biblioteka Główna Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
- **[181]** Stypuła K.: Drgania mechaniczne wywołane eksploatacją metra płytkiego i ich wpływ na budynki, Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, nr.72, 2001, s. 171.
- [182] Szojda L., Wandzik G.: Stan awaryjny kamienicy mieszkalnej spowodowany przeciążeniem. XXIII Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje 2007, s.323-330.
- [183] Szulborski K., Wysokiński L.: Ocena współpracy konstrukcji z podłożem w diagnozowaniu uszkodzeń budowli. VIII Konferencja Naukowo-Techniczna Problemy rzeczoznawstwa budowlanego Cedzyna 2004.
- [184] Świtka R.: Aproksymowana półprzestrzeń sprężysta jako model podłoża gruntowego, Politechnika Poznańska, Poznań 1968.
- [185] Tatara T., Działanie drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na niską tradycyjną zabudowę mieszkalną. Zeszyty naukowe Politechniki Krakowskiej, Inżynieria Lądowa nr 74, Kraków 2002 (praca habilitacyjna).
- [186] Tomaževič M.: Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Series on Innovation in Structures and Construction, Vol. I, ICP 1999.
- [187] Urban T.: Problemy fundamentowania budynków w zwartej zabudowie śródmiejskiej. XXI Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2003.

77

- [188] Wang L., Brust F. W., Atluri S. N.: The elastic-plastic finite element alternating method (EPFEAM) and the prediction of fracture under WFD conditions in aircraft structures Part I: EPFEAM Theory Computational Mechanics.19, 1997, 356-369
- [189] Wawrzynek A., Cińcio A.: Plastic-Damage Macro-Model for Non-Linear Masonry Structures Subjected to Cyclic or Dynamic Loads. Proceedings of the 5th International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, AMCM`2005, Gliwice-Ustroń, June 12-14, 2005, pp. 131-134, Full Text on CD ROM.
- [190] Wawrzynek A., Cińcio A.: Adaptation of a plastic-damage concrete model for masonry material subjected to cyclic load. Proceedings of the VIII International Confonference on Computational Plasticity, COMPLAS VIII, Barcelona 2005.
- [191] Wawrzynek A., Cińcio A., Fedorowicz J.: Numerical Verification of the Barcelona Model Adapted for Brick Walls. Proceedings of the 7th International Masonry Conference – 2006 (7IMC), 30/31 October – 1 November, London 2006, p.84.
- [192] Wawrzynek A., Cińcio A., Mrozek D.: Numerical Modelling of Wall Floor Connections on Masonry Structures Within Mining Regions. Proceedings of the ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, M. Papadrakakis, D.C. Charmpis, N.D. Lagaros, Y. Tsompanakis (eds.) Rethymno, Crete, Greece, 13–16 June 2007, pp. no. 1047.
- [193] Wawrzynek A., Mrozek M., Mrozek D.: Nonlinear analysis of degraded buildings applying plasticdamage material model, Proc. International Conference 70 Years of FCE STU December 4-5, 2008, Faculty of Civil Engineering STU, Bratislava, Slovakia- on CD.
- [194] Wawrzynek P., Ingraffea A.: Interactive finite element analysis of fracture Processes: an integrated approach. Theo. Appld. Fract. Mech. 8, 1987, p.137 -150
- [195] Wdowicka E., Wdowicki J.: Wpływ algorytmu sumowania w metodzie spektrum odpowiedzi na odpowiedź budynku ścianowego, IX Sympozjum: Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle, Kraków 23-24 listopada 2000.
- [196] Weihe S., Kroplin B., De Borst R.: Classification of smeared crack models based on material and structural properties. Int. J. Solids Structures. 35, 1998, p.1289-1308
- [197] Willam K.J., Warnke E.P.: Constitutive model for triaxial behaviour of concrete, Concrete Structures Subjected to Triaxal Stresses, vol. 19 of IABSE Report, International Associated of Bridge and Structural Eng., Zurich, 1974, s.1-30.
- [198] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000.
- [199] Woziwodzki A., Zawalski A.: Awaria budynku jednorodzinnego posadowionego na podłożu ekspansywnym. Materiały Konferencji Naukowo Technicznej "Awarie Budowlane", Szczecin Międzyzdroje, 2001, t.2, s. 555-562.
- [200] WUG (Wyższy Urząd Górniczy): Stan bezpieczeństwa i higieny pracy w górnictwie w 2007 roku. Katowice 2008.
- [201] Zembaty Z.: A note on non stationary stochastic response and strong motion duration. Int. Journal of Earth. Eng. and Struct. Dyn., t. 16, nr 8, 1988, str. 1189-1200.
- [202] Zembaty Z., Kowalski M., Dynamic identification of a model of brick masonry building, Archives of Civil Engineering, XLVI, I, 2000, 107-136.
- [203] Zembaty Z., Kowalski M.: Badania charakterystyk dynamicznych zarysowanych ram żelbetowych, Inżynieria i Budownictwo nr 90, 2001 r., s. 530-533.
- [204] Zembaty Z.: Analiza porównawcza wstrząsów górniczych LGOM i słabych trzęsień ziemi. Mat. II Konf. Nauk. Techn. Problemy projektowania i ochrony obiektów budowlanych na terenach górniczych. Rudy Raciborskie 2004.
- [205] Zienkiewicz O.C., Metoda elementów skończonych, Arkady, Warszawa 1972.
- [206] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., The finite element method, Butterworth Heinemann, Oxford 2000.
- [207] Zienkiewicz O.C., Xie A simple error estimator and adaptive stepping procedure for practical engineering analysis, Earthquake Engineering Structural Dynamic, No.20, 1999, p.871-887.