

Na prawach rękopisu

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
Politechniki Wrocławskiej

**Mechanika muru historycznego
obciążonego z płaszczyzny**

**Raport serii PRE nr 2/2022
Praca doktorska**

Marcin Szyszka

Słowa kluczowe:
mur dwuwarstwowy,
mur suchy,
błoczki gipsowe,
równia pochyla,
stół wstrząsowy,
schemat zniszczenia

Promotor: prof. dr hab. inż. Jerzy Jasieńko

Wrocław, marzec 2022

Autor:

1. mgr inż. Marcin Szyszka

Politechnika Wrocławska
Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
Jednostka organizacyjna: Katedra Budownictwa Ogólnego (K07W02D06)
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
tel. +48 697 353 727
e-mail: marcin.szyszka@pwr.edu.pl

Raport został złożony w Redakcji Wydawnictw Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej w marcu 2022 roku

Lista odbiorców:

Recenzenci	2 egz.
Promotor	1 egz.
Autor	1 egz.
CWiINT PWr	1 egz.
Archiwum W-2	1 egz.

Razem	<hr/> 6 egz.
-------	--------------

*Pragnę wyrazić wdzięczność wszystkim osobom, dzięki
którym powstała ta praca.*

*W szczególności chciałbym podziękować promotorowi,
profesorowi Jerzemu Jasieńko za przekazaną wiedzę, cenne
wskazówki, a przede wszystkim za wsparcie i bezcenne
dyskusje.*

SPIS TREŚCI

I WPROWADZENIE	4
1. WSTĘP.....	4
1.1. KONTEKST GLOBALNY	4
1.2. CELE PRACY	6
1.3. ZAKRES PRACY	7
1.4. TERMINOLOGIA.....	8
2. PRZEGLĄD LITERATURY.....	11
2.1. METODY OBLICZENIOWE.....	11
2.1.1. Podejście oparte na równowadze sił i momentów (analiza sił) – AS	11
2.1.2. Podejście oparte na analizie przemieszczeń (analiza przemieszczeń) – AP	16
2.1.3. ‘Kołysanie’ ścian murowanych (ang. <i>rocking body motion</i>)	26
2.1.4. Metody numeryczne	47
2.2. ZAPISY NORMOWE W PRZYPADKU OBCIĄŻEŃ SEJSMICZNYCH.....	50
2.2.1. Eurokody	50
2.2.2. Norma kanadyjska.....	51
2.2.3. Norma australijska.....	51
2.2.4. Norma nowozelandzka	52
2.2.5. Norma amerykańska.....	56
2.2.6. Norma i rozporządzenia włoskie	58
2.2.7. Norma holenderska	64
2.3. BADANIA MURÓW Z WYKORZYSTANIEM DRUKU 3D	66
2.4. METODY WZMACNIANIA WIELOWARSTWOWYCH MURÓW HISTORYCZNYCH	67
II PRACE BADAWCZE WŁASNE.....	70
3. STANOWISKA BADAWCZE ORAZ MODELE BADAWCZE.....	70
3.1. RÓWNIA POCHYŁA	70
3.2. STÓŁ WSTRZĄSOWY	72
3.3. ZAPIS I PRZETWARZANIE DANYCH	75

3.4. BLOCZKI GIPSOWE – WYKONANIE I PARAMETRY	77
3.4.1. Druk 3D z proszku gipsowego	77
3.4.2. Cechy bloczków i badania wstępne	78
4. NIEOBCIĄŻONY MODEL MURU NA RÓWNI POCHYLEJ – OBCIĄŻENIA QUASI-STATYCZNE	87
4.1. MUR NIEOBCIĄŻONY WOLNOSTOJĄCY – PROBLEMY DWUWYMIAROWE	87
4.1.1. Rozważania teoretyczne	88
4.1.2. Wyniki doświadczalne oraz ich analiza	100
4.2. MUR NIEOBCIĄŻONY – PROBLEMY TRÓJWYMIAROWE.....	112
4.2.1. Mur jednowarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem pionowym	113
4.2.2. Mur dwuwarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem	136
4.2.3. Mur dwuwarstwowy z jednostronnymi więzami	141
4.2.4. Mur dwuwarstwowy z dwustronnymi więzami	147
4.2.5. Mur jednowarstwowy dwustronnie utwierdzony	159
4.2.6. Mur dwuwarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem oraz więzami.....	167
4.3. PODSUMOWANIE.....	173
5. MUR NA STOLE WSTRZĄSOWYM – OBCIĄŻENIA DYNAMICZNE.....	181
5.1. MUR NIEOBCIĄŻONY – PROBLEMY ‘DWUWYMIAROWE’	181
5.1.1. Kołysanie próbek – analiza parametrów w równaniach ruchu	183
5.1.2. Model 1 oraz 4.....	195
5.1.3. Model 2 oraz 5.....	238
5.1.4. Model 3 oraz 6.....	263
5.2. MUR NIEOBCIĄŻONY – PROBLEMY TRÓJWYMIAROWE.....	264
5.2.1. Model 7 oraz 8.....	265
5.2.2. Model 9	282
5.3. PODSUMOWANIE.....	298
6. NOŚNOŚĆ ŚCIAN PODLEGAJĄCYCH KOŁYSANIU	304

6.1. METODY SZACOWANIA NOŚNOŚCI W ŚWIELE WYNIKÓW DOŚWIADCZALNYCH	304
6.2. ANALIZA PROBABILISTYCZNA	318
6.2.1. Miary intensywności, a zachowanie próbek	319
6.2.2. Optymalne miary intensywności (MI)	321
6.2.3. Analiza wrażliwości	326
7. PODSUMOWANIE	333
8. WNIOSKI	337
8.1. WNIOSKI SZCZEGÓŁOWE	337
8.2. WNIOSKI OGÓLNE	338
BIBLIOGRAFIA.....	341
III ZAŁĄCZNIKI	369
A. METODY SZACOWANIA NOŚNOŚCI - ALGORYTMY	369
A.1. MODEL 1	369
A.2. MODEL 2	373
A.3. MODEL 3	375
A.4. MODEL 4	376
A.5. MODEL 5	377
A.6. MODEL 7 ORAZ 8	378
A.7. MODEL 9	380
B. DRGANIA WŁASNE	381
B.1. WSPORNIK – MODEL 1 ORAZ 4	381
B.2. WSPORNIK TRÓJKĄTNY – MODEL 7	382
C. MIARY INTENSYWNOŚCI	383
C.1. ZESTAWIENIE PARAMETRÓW POŚREDNICH	383

I WPROWADZENIE

1. WSTĘP

1.1. KONTEKST GLOBALNY

Analiza statyczna oraz dynamiczna historycznych konstrukcji murowych jest zagadnieniem złożonym. Poprawne oszacowanie nośności muru historycznego wymaga zrozumienia zarówno pracy lokalnej jak i globalnej konstrukcji oraz prawidłowego uwzględnienia interakcji poszczególnych elementów, w tym, trafnego oszacowania zachowania połączeń między tymi elementami. Jednym z zagadnień związanych z analizą lokalną jest zachowanie muru w płaszczyźnie do niego prostopadłej – *mechanika muru historycznego obciążonego z płaszczyzny*.

Wieloletnie obserwacje konstrukcji murowanych podlegających nierównomiernym osiadaniom, zlokalizowanych na terenach gruntów podatnych, a przede wszystkim, poddawanych obciążeniom sejsmicznym, jednoznacznie wskazują na krytyczne znaczenie mechanizmów zniszczenia z płaszczyzny. Istnieje spora baza artykułów naukowych i opracowań inżynierskich zawierających opisy awarii tego typu: [1], [2], [3], [4]. Niemniej jednak, przez wiele lat, normy i standardy zaniedbywały te wskazówki. Wnioski i analizy lokalne murów obciążonych z płaszczyzny były traktowane właściwie jako drugorzędne. Dopiero najnowsza generacja norm, takich jak norma włoska [5] oraz nowozelandzka [6] zupełnie odwróciły proces szacowania nośności istniejących obiektów murowanych na terenach sejsmicznych. W dokumentach tych, mechanizmy obciążeń z płaszczyzny traktowane są jako najgroźniejsze, aczkolwiek najłatwiejsze do zapobieżenia (jeśli są poprawnie zdiagnozowane). Stąd też, poświęca im się coraz więcej uwagi. Warto również zaznaczyć, iż w roku 2020 rozpoczął się projekt ‘STAND4HERITAGE’. Jest to pierwszy, wielkoskalowy projekt europejski dedykowany wyłącznie mechanice murów historycznych obciążonych z płaszczyzny [7].

Poprawne szacowanie nośności murów historycznych, w szczególności w strefach sejsmicznych, jest niezbędne i kluczowe z wielu powodów. Jednym z nich jest fakt, iż zabytki klasy światowej powinny być poddawane jak najmniejszej liczbie interwencji lub ewentualnie jak najmniej inwazyjnym interwencjom, co wynika wprost z wartości i definicji tych obiektów [8]. Ponadto, należy mieć na uwadze, że w wielu państwach Europy i Azji Mniejszej,

technikami historycznymi wzniesione są całe dzielnice mieszkalne. Bezkrytyczne wzmacnianie tak wielu obiektów jest nieuzasadnione ekonomiczne oraz może prowadzić do pogorszenia nośności konstrukcji [9]. Stąd, konieczne jest jak najlepsze zrozumienie mechaniki murów historycznych oraz rozwijanie metod i narzędzi pozwalających na poprawne oszacowanie ich zachowania, a finalnie prowadzących do podjęcia optymalnej interwencji.

Oddzielnym i skomplikowanym działem związanym z mechaniką murów historycznych jest ich poprawna diagnostyka [10], [11], [12], która obejmuje między innymi identyfikację typologii murów – liczbę warstw, obecność i rozstaw więzów (terminologia w 1.4), obecność i jakość zaprawy, kształt i jakość budulca. Są to bardzo istotne parametry, które nie dotyczą zazwyczaj współczesnych konstrukcji murowych, podczas gdy są krytyczne dla szacowania nośności murów historycznych. Mur suchy, wielowarstwowość oraz więzy między warstwami to cechy, które częstokroć determinują pracę mechaniczną murów historycznych. Pomimo kluczowego znaczenia tych parametrów, ilość i zakres badań doświadczalnych i numerycznych, które w sposób usystematyzowany zostały im poświęcone w dalszym ciągu jest nieznacząca – [13], [14].

Należy nadmienić, iż rola badań doświadczalnych i numerycznych w przypadku historycznych konstrukcji murowych jest nieoceniona. Dostarczają one informacji o charakterze jakościowym i ilościowym, takich jak schemat zniszczenia czy nośność, a ponadto pozwalają obserwować rozwój mechanizmu i interakcję/rolę poszczególnych elementów w procesie obciążania. Siłą rzeczy, obserwacja i analiza obiektów historycznych w czasie zjawisk sejsmicznych jest niemożliwa. Stąd, badania doświadczalne są jedyną ścieżką gwarantującą pełną oraz bezpieczną analizę mechaniki murów historycznych obciążonych z płaszczyzny – [15], [16], [17].

Podając usystematyzowane badania doświadczalne, które dotyczą konstrukcji lub elementów konstrukcyjnych z wieloma zmiennymi, konieczne jest zastosowanie odpowiedniej metodologii badawczej. Takim przypadkiem są wielowarstwowe mury historyczne obciążone z płaszczyzny, które mogą charakteryzować się zmiennym podparciem, zmienną liczbą warstw czy też obecnością i rozstawem więzów. Przeprowadzenie tak szerokiego zakresu badań na elementach w skali rzeczywistej byłoby zadaniem o ogromnej czasochłonności, pracochłonności oraz kosztach. W takich przypadkach atrakcyjną alternatywą wydają się badania na modelach w skali, które przy odpowiednich założeniach mogą odzwierciedlać obiekty rzeczywiste. W przedstawionych badaniach własnych, obciążenie modeli badawczych

murów z płaszczyzny realizowane było poprzez równię pochyłą (badania quasi-statyczne) oraz stół wstrząsowy (badania dynamiczne).

W oparciu o adekwatną bazę danych można przeprowadzić analizę jakościową i ilościową w ujęciu deterministycznym. Przy odpowiednich rozmiarach tej bazy, powinno być możliwe podjęcie analiz o charakterze probabilistycznym.

1.2. CELE PRACY

Celem głównym rozprawy jest analiza pracy mechanicznej – quasi-statycznej oraz dynamicznej – murów historycznych obciążonych prostopadle do ich płaszczyzny. W szczególności, murów charakteryzujących się brakiem zaprawy, obecnością dwóch warstw, obecnością więzów oraz zmiennymi warunkami brzegowymi. Cel jest realizowany w oparciu o badania laboratoryjne (modele w skali 1:10 wznoszone z bloczków gipsowych) za pomocą równi pochyłej i stołu wstrząsowego. Ponadto, praca skupia się na analizie zjawiska kołysania ciała/ciał sztywnych (ang. *rocking behavior of rigid objects*) – terminologia w 1.4, ze szczególnym naciskiem na próbki składających się z wielu elementów.

Zarówno na równi pochyłej, jak i na stole wstrząsowym badane są mury suche jednowarstwowe oraz dwuwarstwowe. Zmiennymi są również obecność podparcia zewnętrznego oraz więzów (połączeń międzywarstwowych). Celem stowarzyszonym pracy jest analiza i opis wpływu powyższych parametrów na zachowanie ilościowe i jakościowe murów. Opisane problemy, jak do tej pory, są dosyć słabo rozpoznane doświadczalnie. Istnieje zatem konieczność przeprowadzenia i analizy tego typu badań.

Celem praktycznym jest wskazanie wytycznych do szacowania nośności murów historycznych, rozpoznawania możliwych schematów zniszczenia oraz wprowadzenie mnożników bezpieczeństwa. Konfrontacja szerokiej bazy wyników doświadczalnych z algorytmami normowymi to kolejny cel o charakterze inżynierskim. Ponadto, wyniki pracy mają za zadanie wspierać dobór właściwych metod wzmocnienia i konserwacji, które są jednocześnie efektywne z punktu widzenia mechaniki i akceptowalne w kontekście doktryny konserwatorskiej.

1.3. ZAKRES PRACY

Praca obejmuje:

- a) Przegląd literatury tematu w zakresie metod szacowania nośności murów historycznych obciążonych z płaszczyzny oraz badań doświadczalnych wspierających rozwój tychże metod.
- b) Przegląd norm i standardów w kontekście zaleceń i metodologii dedykowanych szacowaniu nośności murów historycznych obciążonych z płaszczyzny.
- c) Przegląd literatury tematu odnośnie stosowania drukowanych bloczków gipsowych w badaniach doświadczalnych historycznych konstrukcji murowych.
- d) Badania pilotażowe mające na celu określenie minimalnej skali drukowanych bloczków, w kontekście powtarzalności wyników. Badania dotyczą również zagadnienia dostosowania współczynnika tarcia.
- e) Badania quasi-statyczne modeli dwuwymiarowych (stały przekrój poprzeczny na długości modeli) reprezentujących historyczny mur suchy z więzami i bez nich – mury jedno- oraz dwuwarstwowe. Badania przeprowadzone na równi pochyłej przy wykorzystaniu kamery wysokiej prędkości oraz oprogramowania przetwarzającego zapis wideo. Analizę ilościową i jakościową otrzymanych wyników.
- f) Badania quasi-statyczne modeli trójwymiarowych (zmienny przekrój poprzeczny na długości modelu i zmienne warunki podparcia) reprezentujących historyczny mur suchy z więzami oraz bez nich – mury jedno- oraz dwuwarstwowe. Badania przeprowadzone na równi pochyłej z wykorzystaniem kamery wysokiej prędkości oraz oprogramowania przetwarzającego zapis wideo. Analizę ilościową i jakościową otrzymanych wyników.
- g) Badania dynamiczne modeli dwuwymiarowych (stały przekrój poprzeczny) reprezentujących historyczny mur suchy z więzami i bez nich – mury jedno- oraz dwuwarstwowe. Badania przeprowadzone na stole wstrząsowym przy wykorzystaniu kamery wysokiej prędkości oraz oprogramowania przetwarzającego zapis wideo. Analizę ilościową i jakościową otrzymanych wyników.
- h) Badania dynamiczne modeli trójwymiarowych (zmienny przekrój poprzeczny i warunki podparcia) reprezentujących historyczny mur suchy z więzami oraz bez nich – mury jedno- oraz dwuwarstwowe. Badania przeprowadzone na stole

wstrząsowym z wykorzystaniem kamery wysokiej prędkości oraz oprogramowania przetwarzającego zapis wideo. Analizę ilościową i jakościową.

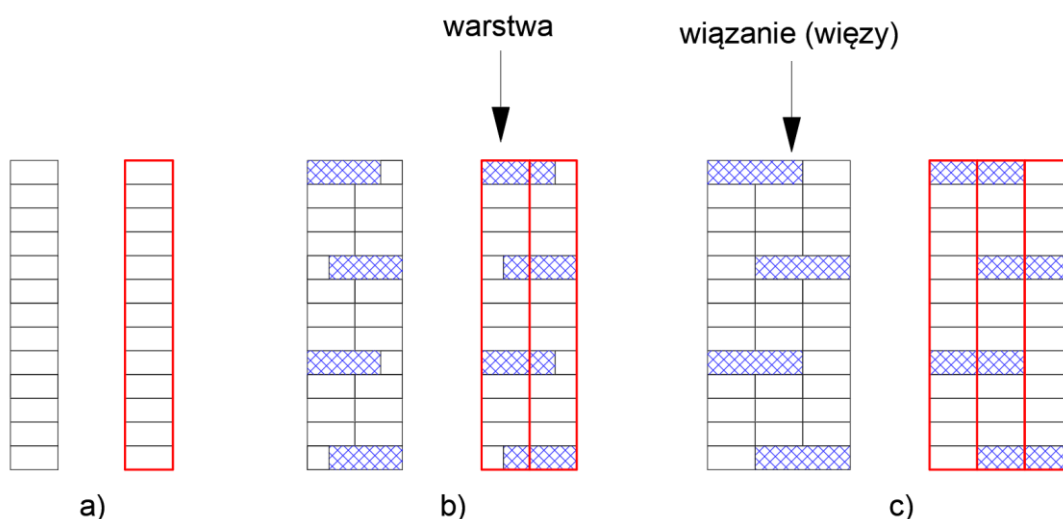
- i) Analizę metod szacowania nośności przedstawionych w wybranych normach w oparciu o zebraną doświadczalnie bazę danych.
- j) Określenie przydatności poszczególnych miar intensywności historii przyspieszenia podłoża do przewidywania zachowania układów wieloelementowych (takich jak mur suchy) podlegających kołysaniu.
- k) Analizę wrażliwości w oparciu o miary intensywności prowadzącą do określenia krzywych wrażliwości zniszczenia układów wieloelementowych (takich jak mur suchy) podlegających kołysaniu.

1.4. TERMINOLOGIA

Poniżej, wyjaśnione są terminy stosowane w niniejszej pracy.

a. Mur wielowarstwowy, warstwy

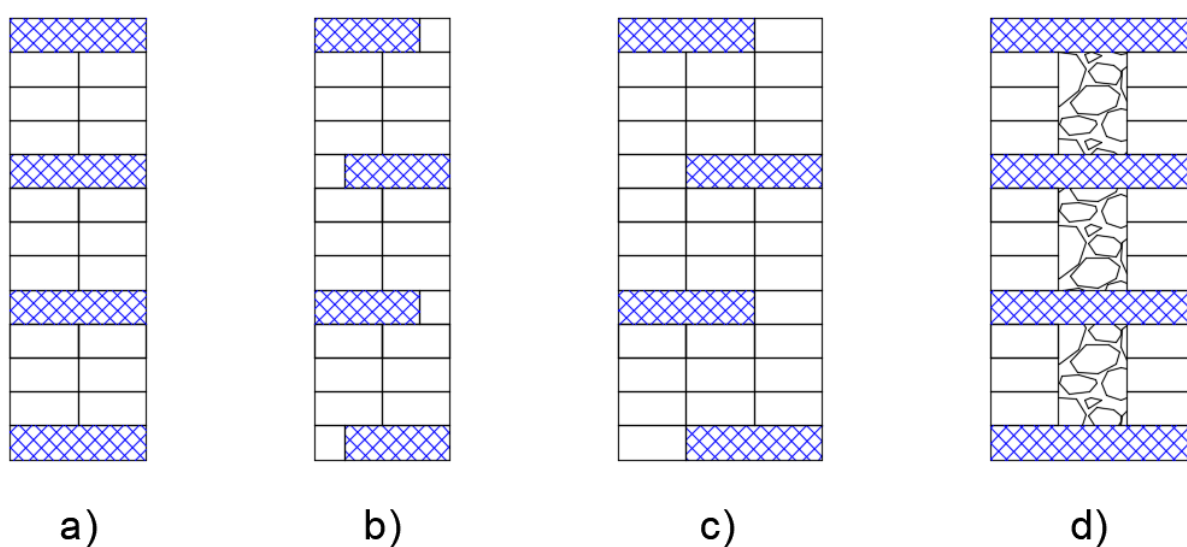
Termin mur wielowarstwowy odnosi się do przekroju poprzecznego ściany i opisuje sytuację, kiedy na szerokość przekroju (grubość muru) składa się więcej niż jedna warstwa budulca – mur dwuwarstwowy (rys. 1.1b), mur trójwarstwowy (rys. 1.1c). Mur jednowarstwowy – rys. 1.1a. W przypadku murów trójwarstwowych, warstwa środkowa zwana jest rdzeniem, a warstwy zewnętrzne okładzinami. Rdzeń często charakteryzuje się niższą jakością (nośnością i sztywnością) niż okładziny (rys. 1.2d). Budulec na poniższym rysunku charakteryzuje się regularnością, jest to przypadek szczególny, a historyczne mury wielowarstwowe charakteryzują się znaczną różnorodnością.



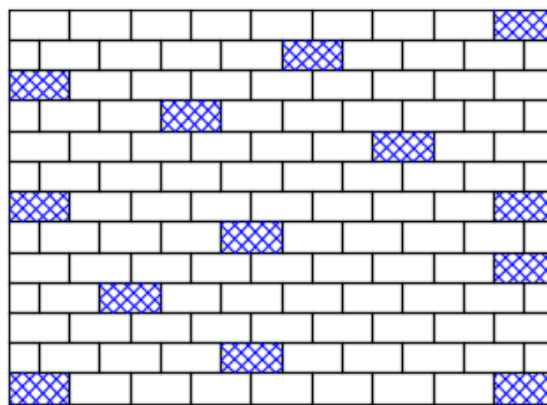
Rys. 1.1 Mur. Przekrój poprzeczny; czerwona obwiednia – warstwa;
niebieskie kreskowanie – wiązanie

b. Wiązanie (więzy)

Więzy to szczególnego rodzaju elementy muru. W przekroju poprzecznym muru wielowarstwowego charakteryzują się szerokością większą niż warstwa do której należą. Szerokość ta może być równa całej szerokości muru lub nie. Za wiązanie można uznać każdy element, który wychodzi poza szerokość własnej warstwy. Więzy mogą występować zarówno w murze dwuwarstwowym – rys. 1.2a oraz b, jak i trójwarstwowym – rys. 1.2c oraz d. W murach historycznych, więzy nie zawsze są obecne, często też, ich rozmieszczenie jest nierównomierne – zarówno w przekroju poprzecznym, jak i w licu (rys. 1.3).



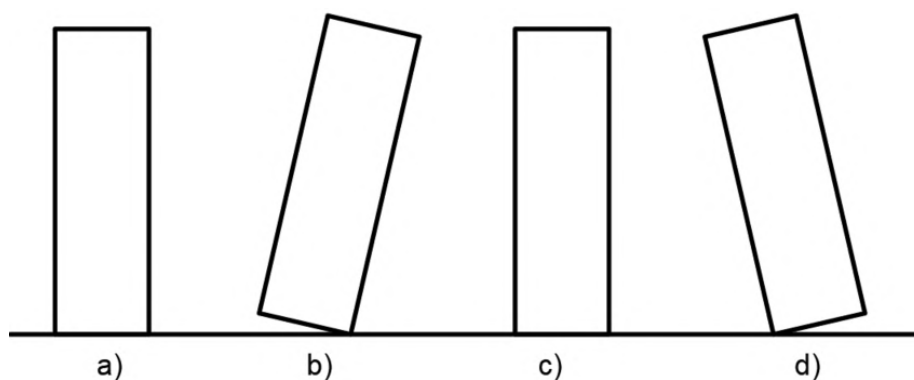
Rys. 1.2 Mur. Przekrój poprzeczny; niebieskie kreskowanie – wiązanie



Rys. 1.3 Mur. Nieregularne rozmieszczenie więzów w licu

c. Kołysanie, obalenie

W pracy stosowany jest termin *kołysanie*. Kołysanie jest to zachowanie charakterystyczne dla ciał sztywnych poddawanych poziomym obciążeniom dynamicznym bądź wychylonych wstępnie z położenia równowagi. Kołyszące się ciało, w zależności od kierunku wychylenia, obraca się względem jednego z dwóch narożników podstawy – rys. 1.4. W anglojęzycznych artykułach naukowych i książkach technicznych kołysanie ciał sztywnych określa się jako *rocking behavior of rigid objects*. Ponieważ nie odnaleziono w literaturze polskojęzycznej materiałów dotyczących tego zagadnienia zaproponowano stosowanie terminu *kołysanie*. Podstawową formą zniszczenia ciała sztywnego wprowadzonego w kołysanie jest jego *obalenie* w wyniku nadmiernego wychylenia podczas obrotu względem jednego z narożników. W literaturze anglojęzycznej stosowany jest termin *overturning*. Obalenie, podobnie jak kołysanie jest propozycją przedstawioną w tej pracy.



Rys. 1.4 Kołysanie ciała sztywnego; a) spoczynek; b) wychylenie nr 1; c) moment zderzenie z podłożem po wychyleniu nr 1; d) wychylenie nr 2

2. PRZEGLĄD LITERATURY

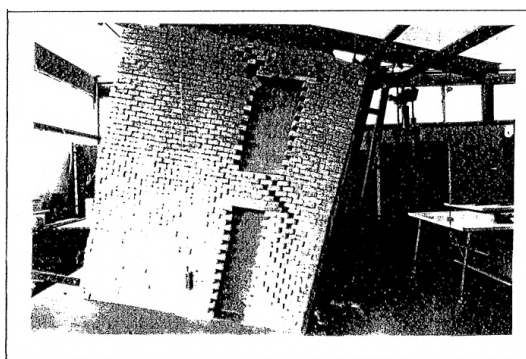
2.1. METODY OBLICZENIOWE

2.1.1. Podejście oparte na równowadze sił i momentów (analiza sił) – AS

Heyman jako pierwszy w sposób usystematyzowany zastosował teorię nośności granicznej do analizy konstrukcji murowych – [18], [19]. W swoich pracach wychodził z założenia, iż twierdzenia ekstremalne teorii nośności plastycznej (twierdzenie o szacowaniu górnym i twierdzenie o szacowaniu dolnym) mogą być stosowane przy następujących warunkach: 1) mur jest materiałem sztywnym; 2) mur nie posiada wytrzymałości na rozciąganie – założenie po stronie bezpiecznej, a w przypadku słabych zapraw historycznych bliskie rzeczywistości; 3) wytrzymałość muru na ściskanie jest nieskończona – biorąc pod uwagę niewielkie naprężenia ściskające w konstrukcjach historycznych jest to założenie zasadne; 4) pomiędzy blokami nie wystąpi poślizg. Teoria plastyczności może być aplikowana poprzez zasadę prac wirtualnych. Po wyborze mechanizmu oraz określeniu zrównoważonych obciążeń wirtualnych i określeniu zbioru kompatybilnych przemieszczeń wirtualnych, obliczana jest praca wykonana przez siły wirtualne (w równowadze ze stanem naprężeń). Określenie minimum lub maksimum otrzymanego równania, prowadzi do rozwiązania optymalnego. Zgodnie z założeniami Heyman’a, zniszczenie niezbrojonych konstrukcji murowych może być rezultatem jedynie utraty równowagi, a nie zniszczenia materiału. Zniszczenie materiału do powyższych rozważań wprowadzono w pracy [20]. Aplikacją teorii Heyman’a do szacowania nośności ścian obciążonych z płaszczyzny zajęto się w [21]. Z kolei w pracach [22] oraz [23] wykorzystano tę teorię do opracowania modeli konstytutywnych reprezentujących niezbrojone konstrukcje murowe. Szeroko pojęte metody równowagi statycznej, oparte na powyższych koncepcjach, były pierwszymi narzędziami stosowanymi do analizy historycznych konstrukcji murowych.

Spośród metod wykorzystujących równowagę sił, metody graficzne należą do najstarszych i najszerzej stosowanych, aplikowane są one jednak głównie do łuków, sklepień i konstrukcji murowych o charakterze ciągłym. Przykładowo, w katedrach gotyckich, gdzie służą do kreślenia linii ciśnień przebiegających przez sklepienia, łęk oporowy i przypory zewnętrzne. Współcześnie, metody te rozwijane są szczególnie w ETH Zürich w grupie Filipa Block’a, gdzie stosowane są metody graficzne typu *real time*, zarówno do analiz statycznych, jak i dynamicznych. Służą one do sprawdzania nośności istniejących przekryć, jak i do projektowania konstrukcji powłokowych pracujących jedynie w zakresie ściskania. Przykładowe prace: [24], [25], [26].

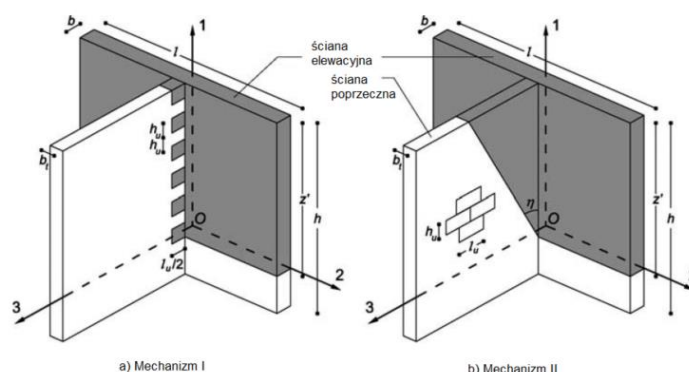
Na przestrzeni lat, dokonano kilkunastu modyfikacji pierwotnej koncepcji Heyman'a, które nie aplikowały twierdzeń teorii nośności plastycznej w sposób ścisły. Doprowadziło to do powstania tak zwanej niestandardowej analizy nośności granicznej. W pracy [27] przedstawiono liczne inspekcje post-sejsmiczne dokonane po trzęsieniach ziemi w Irpinii i Syrakuzach (Włochy). Autor pracy stwierdza, iż biorąc pod uwagę złożoną naturę możliwych mechanizmów w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny muru historycznego oraz biorąc pod uwagę rozkład obciążenia związany z każdym z możliwych mechanizmów analiza tego typu problemów musi odbywać się w sposób zindywidualizowany z dedykowanym określeniem obciążeń, geometrii i warunków brzegowych dla każdego z rozpatrywanych schematów. Rozwinął tę koncepcję w pracy [28]. Istotne badania z tamtego okresu zawiera praca doktorska [13], gdzie operowano na modelach w skali testowanych na równi pochyłej i pod wpływem sił punktowych oraz liniowych – rys. 2.1. Badano zarówno pojedyncze ściany jak i konstrukcje bardziej złożone, dokonując konfrontacji z wynikami teorii nośności granicznej; rozpatrywany był mur suchy. Podobną skalę badawczą w aspekcie doświadczalnym prezentuje praca doktorska [29], w której wykonano testy w skali 1:5 na czterdziestu dwu różnych modelach dotyczących mechanizmów zniszczenia ścian z płaszczyzny oraz ich współpracy ze ścianami ortogonalnymi. Badano również efekt obciążenia stałego w koronie ściany (ponownie testowany był mur suchy). Wyniki doświadczalne przedstawione w tej pracy rozwinięto następnie w [30] oraz [31].



Rys. 2.1 Równia pochyła – przykładowy schemat poddany testom, [13]

W [32] zaproponowano zestaw równań dla mechanizmów zniszczenia typu obalenie spowodowanych siłami punktowymi. Fundamentalne znaczenie tarcia o skończonej wartości, w kontekście określenia schematu zniszczenia oraz wartości współczynnika obciążenia dla układu ścian murowanych przedstawiono w pracy [1]. Autorzy w swoich badaniach wzięli pod uwagę połączenia ze ścianami poprzecznymi oraz wpływ zastosowanego przewiązania w ścianie ortogonalnej. Zaproponowali równania analityczne dla dwóch schematów, które

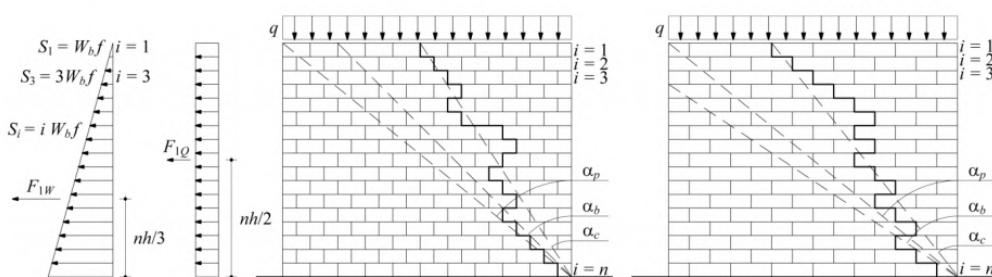
można odnaleźć w poszczególnych badaniach eksperymentalnych – rys. 2.2. Ich rozważania pomijały kohezję ewentualnej zaprawy.



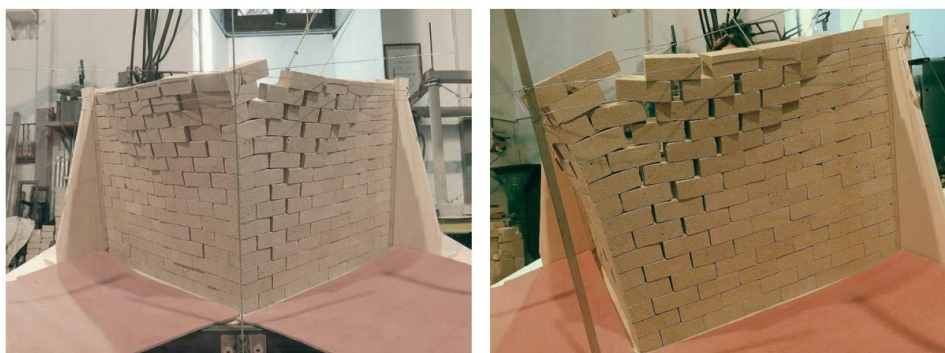
Rys. 2.2 Mechanizmy zniszczenia z płaszczyzny z udziałem ściany poprzecznej.

Opracowano na podstawie: [1]

Kwestię wartości współczynnika tarcia, a co za tym idzie, sił tarcia i momentów skręcających porusza od wielu lat w swoich pracach Casapulla. Po raz pierwszy w pracy [33]. Następnie jej rozwiązania rozwinęto i zmodyfikowano w [34]. Co prawda, późniejsze badania doświadczalne wykazały, iż rola przegubów tarcowych w ścianach podlegającym mechanizmom prostopadłym do jej płaszczyzny nie zawsze jest istotna, jednakże bardzo istotne jest określenie wkładu tarcia od ścian poprzecznych. Ma ono bowiem duży wpływ na fragment ściany biorącej udział w mechanizmie, a w efekcie na całkowity opór mechanizmu (rys. 2.3) – przykładowo praca [35]. Z kolei w pracy [36] zawarte są badania doświadczalne dotyczące zachowania interfejsu bloczków, które zostały poddane obciążeniom o różnych relacjach tarcie-moment skręcający; praca obejmuje również rozważania analityczne. Natomiast praca [37] przedstawia badania doświadczalne narożników murów. Narzędziem doświadczalnym była równia pochyła, natomiast materiałem był mur suchy. Badania doświadczalne (rys. 2.4) skonfrontowano z wyprowadzonymi równaniami analitycznymi.



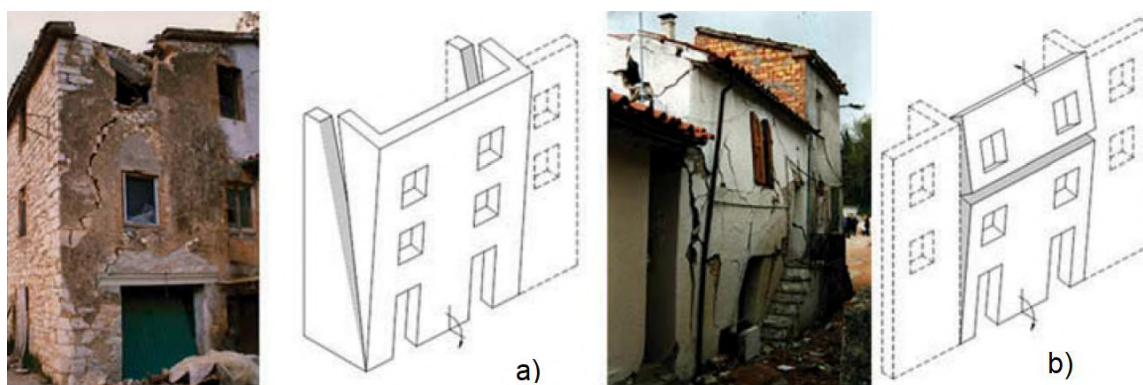
Rys. 2.3 Możliwe relacje pomiędzy kątem odłamu w ścianie poprzecznej, a przewiązaniem muru i kątem jego przekątnej, [35]



Rys. 2.4 Eksperymentalne schematy zniszczenia narożnika. Widok z przodu (po lewej) oraz widok z boku (po prawej), [37]

W [38] przedstawiono badania skupione na zniszczeniu murów suchych regularnych. Modele opisują mur kamienny lub ceglany jako układ sztywnych bloczków, które w zamierzeniu mają nieskończoną wytrzymałość na ściskanie i wchodzi z sobą w interakcję poprzez tarcie interfejsy, które nie przenoszą naprężeń rozciągających.

W pracy [2] w oparciu o obserwację zniszczeń obiektów w wyniku obciążeń sejsmicznych, został zaproponowany zestaw dwunastu schematów zniszczenia-awarii wraz z równaniami opisującymi mnożniki zniszczenia. Schematy te mają być typowe dla historycznych i mieszkalnych konstrukcji murowych na terenie Europy (rys. 2.5). Schematy zniszczenia oraz wynikające z nich modele analityczne biorą pod uwagę połączenia, efekty obciążeń stałych i skrzepowania/podparcia od elementów poziomych (np. stropy, krokwie), obecność wzmocnień (np. prętów kotwiących).



Rys. 2.5 Mechanizmy zniszczenia zaobserwowane i zamodelowane w pracy [2], [39]

Przykładowo, mnożnik obciążenia niszczącego, dla fasady ulegającej zniszczeniu wraz z dwoma ścianami ortogonalnymi (rys. 2.5a) jest wyznaczany następująco [2-1]:

$$\begin{aligned}
A &= \sum_{i=1}^j \frac{b_i^2}{2} + (2 + \xi) \frac{h_s}{2} j^2 \tan \eta_j b_t \left(\frac{h_s}{3} \tan \eta_j + b_i \right) \\
B &= vl \left\{ \frac{b_n}{2} + f h_s j + \sum_{i=1}^j \frac{b_i^2}{2} [b_i + (b_j - b_i) + f h_s (j - i)] \right\} \\
C &= h_s \left\{ \sum_{i=1}^j l b_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + (2 + \xi) \frac{h_s^2}{3} j^3 \tan \eta_j + vl \left[j + \sum_{i=1}^j (j - i) \right] \right\} \\
\lambda_j &= \frac{A + B}{C} \quad [2-1]
\end{aligned}$$

gdzie: λ_j to mnożnik obciążenia niszczącego, j to liczba pięter aktywowanych, i oznacza piętro, na którym położony jest przegub (liczone od góry), n to całkowita liczba pięter fasady, ξ to liczba wewnętrznych ścian poprzecznych zapewniających fasadzie więzy o naturze tarciowej, v to parametr wyrażający obciążenie z dachu i stropów w funkcji ciężaru własnego ścian, h_s to wysokość pięter (założony jako stały dla danej fasady), η to kąt pęknięcia ścian ortogonalnych, f to współczynnik tarcia, b to grubość ściany, l to długość ściany. Rozwiązanie równania [2-1] jest optymalizowane względem kąta η .

Prace [40] oraz [41] rozwinęły powyższe podejście o wpływ kohezji oraz nieregularnej siatki otworów w ścianach, wprowadzając w ten sposób bardziej realistyczne uwzględnienie nośności i sztywności filarów oraz nadproży. W rzeczywistości, krępe elementy, poza weryfikacją stabilności, wymagają również weryfikacji wytrzymałościowej. Taka weryfikacja może uwzględniać tarcie oraz kohezję (jeśli zaprawa jest obecna).

W [42] przedstawiono badania oraz równania analityczne lokalnych mechanizmów zniszczenia dla budynków historycznych oraz kościołów. Rozważano zestaw dwóch mnożników obciążenia niszczącego ($\lambda_{01}, \lambda_{02}$), które różniły się postacią interakcji fasada-ściany ortogonalne; λ_{01} : odłączenie się fasady od ścian ortogonalnych w narożniku (na ich połączeniu); λ_{02} : ściany ortogonalne ulegają zniszczeniu wraz z fasadą, a na samych ścianach ortogonalnych powstają pęknięcia ukośne. Oba mnożniki określono biorąc pod uwagę różne aspekty technologiczne historycznych konstrukcji murowych, takie jak zastosowane wiązanie, rozmiar cegieł/bloków kamiennych w fasadzie i ścianach ortogonalnych, efekty sił tarcia.

Z punktu widzenia miar intensywności opisujących obciążenia sejsmiczne, metody siłowe skorelowane są z maksymalnym przyspieszeniem podłoża. Z racji, iż metody siłowe koncentrują się głównie na momencie aktywacji mechanizmu, w wielu przypadkach dają one rozwiązania konserwatywne.

Metody siłowe znajdują swoje zastosowanie również w analizie wpływu nierównomiernych osiadań podłoża na konstrukcje murowe. W pracy [43] analizowano rozwój pęknięć w murowanych wieżach poddanych tego typu obciążeniom.

2.1.2. Podejście oparte na analizie przemieszczeń (analiza przemieszczeń) – *AP*

Metody opierające się o równowagę sił preferowano przez długi czas z uwagi na założenie o niewielkiej ciągliwości konstrukcji murowych, co w odniesieniu do ciągliwości konstrukcji stalowych jest uzasadnione. Jednakże programy badawcze wskazały, iż ściany wzbudzone obciążeniem sejsmicznym potrafią przetrwać przyspieszenia o wiele większe niż wynikałoby to z ich nośności quasi-statycznej (przykładowo: [16], [44], [45]). Wyniki doświadczalne były bodźcem do prac nad wdrożeniem analizy przemieszczeń w kontekście konstrukcji murowych. Ponadto, wskazały one również, iż niezbrojone ściany murowe wykazują większą wrażliwość na prędkość przemieszczenia, niż na przyspieszenie. W rzeczywistości, głównym źródłem nośności ścian, jest ich zdolność do kołysania (odpowiedź dynamiczna). Zjawisko to opisano dokładnie w kolejnym punkcie pracy – 2.1.3, poniżej natomiast przedstawiona jest jego adaptacja do metod przemieszczeniowych, będących o wiele bardziej rozpowszechnionych w praktyce inżynierskiej.

AP stanowi dosyć obszerną dziedzinę i podlega ciągłej ewolucji – podobnie z resztą jak ściśle z nią powiązana inżynieria sejsmiczna. Jednym z wielu wyzwań metody jest poprawne uwzględnienie efektów dynamicznych, którym podlega zarówno analizowany element jak, i cała konstrukcja z nim powiązana. Szczegółowy opis różnych metod i strategii dedykowanych temu zagadnieniu można odnaleźć w pracy [46]. Można je sklasyfikować w zależności od roli przemieszczenia i typu analizy. Jeśli chodzi o operowanie przemieszczeniem, to możliwe są następujące ścieżki:

a) wyznaczenie, na podstawie znanych parametrów konstrukcji oraz obciążenia sejsmicznego, dwóch krzywych: krzywej nośności przyspieszenie-przemieszczenie oraz krzywej przemieszczenia konstrukcji w funkcji widma przyspieszeń. Procedurę tą można

aplikować globalnie i przekształcać na zagadnienia lokalne. Koncepcja ta była kształtowana głównie w pracach: [47], [48], [49];

b) założenie z góry określonego przemieszczenia, któremu może ulec element lub konstrukcja, a następnie wyznaczenie wymaganych parametrów typu sztywność początkowa, wytrzymałość czy okres; właściwości te są zatem efektem procesu projektowania, a nie jego danymi wejściowymi – [50], [51].

W ogólności, można przyjąć, iż metody te są procesami odwrotnymi względem siebie.

Natomiast w kontekście analiz można dokonać następującego podziału:

a) określenia widma odpowiedzi z wykorzystaniem sztywności sprężystej konstrukcji – [52], [47], [48];

b) określenie widma odpowiedzi z wykorzystaniem sztywności siecznej konstrukcji – [51], [50];

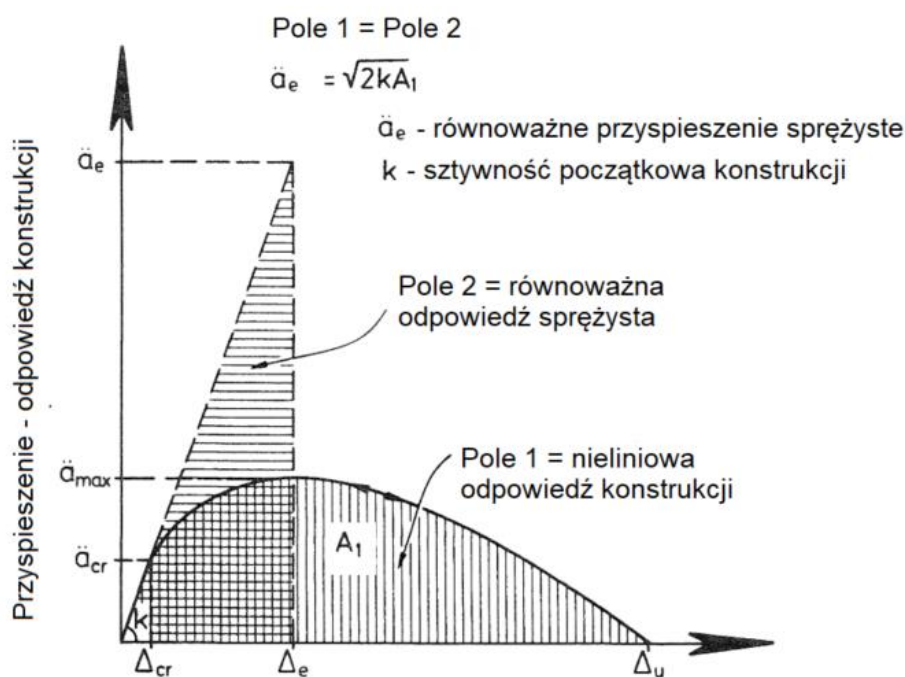
c) analiza jawna (liniowa lub nieliniowa) w domenie czasowej (w oparciu o historię obciążenia), która w teorii powinna podawać spodziewane przemieszczenia rzeczywistego obiektu – [53], [54].

AP, która początkowo była stosowana jedynie do projektowania nowych konstrukcji, z czasem została również zaadaptowana do szacowania nośności obiektów istniejących (przykładowo w [55]). W takiej sytuacji, konstrukcja o znanych parametrach jest rozpatrywana względem obciążenia sejsmicznego w kontekście deformacji lub przemieszczeń. W ogólności, nierówność kontrolna przyjmuje postać [39]: $D(IM) \leq C(EP)$, gdzie: D zapotrzebowanie przemieszczenia w funkcji miary intensywności obciążenia sejsmicznego IM , C nośność (zdolność) przemieszczeniowa w funkcji określonych stanów parametrów inżynierskich (EP). Dla porównania, w momencie, kiedy przeprowadzana jest pełna analiza nieliniowa konstrukcji w funkcji czasu nie są konieczne dodatkowe *AS* czy *AP*, gdyż wszystkie dane wyjściowe są gotowe do porównania wprost z konstrukcją. Przykład takiej analizy dla konstrukcji murowej o charakterze historycznym oraz licznych wyzwań z nią związanych, można znaleźć, m. in. w [56]. Natomiast *AP* są stosowane wraz z uproszczonymi narzędziami, takimi jak: odpowiedź widmowa, równoważne układy o jednym stopniu swobody, sztywność sieczna czy tłumienie zastępcze.

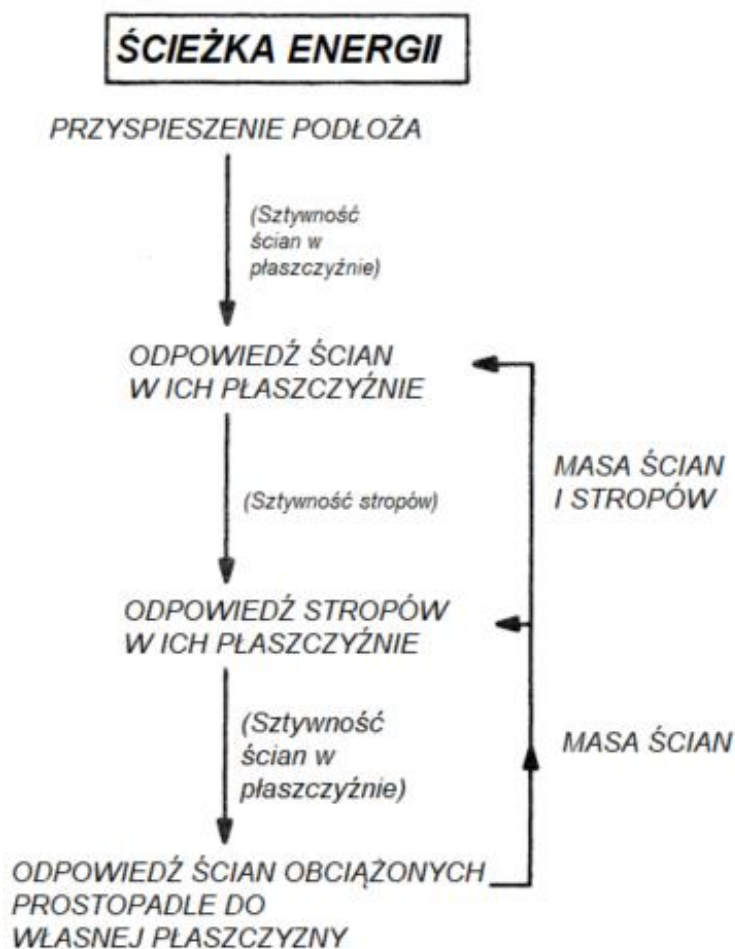
Z racji, iż *AP* zdecydowanie bardziej niż *AS* wykorzystuje rzeczywistą zdolność konstrukcji do stawiania oporu, w praktyce stosuje się ją najczęściej do sprawdzania stanów granicznych nośności, takich jak: stan zagrożenia życia ludzkiego czy prewencja znacznego zniszczenia

obiekty. W związku z tym, *AP* jest niestosownym narzędziem do określenia momentu inicjacji spękania/zarysowania konstrukcji, czyli stanów granicznych użyteczności.

Metodologię *AP* do konstrukcji murowych zaproponowano po raz pierwszy w pracy [57]. Poprzez wprowadzenie ciągłości konstrukcji za pomocą podejścia energetycznego pokazano, iż obciążenie sejsmiczne konieczne do zniszczenia ścian murowanych obciążonych prostopadle do ich płaszczyzny jest o wiele większe niż wynikałoby to z *AS*. Rozważania analityczne potwierdzono szeroko zakrojonym programem badawczym z wykorzystaniem stołu wstrząsowego. Badania te pokazały również, iż możliwe jest określenie nośności w funkcji prędkości widmowej obciążenia dynamicznego (czyli energii). W oparciu o wyniki doświadczalne wyprowadzono nową procedurę do określenia całkowitej nośności obiektu murowanego (biorąc pod uwagę parametry ścian w płaszczyźnie) oraz do wyznaczania nośności poszczególnych ścian w przypadku ich obciążenia z płaszczyzny. Rozważania energetyczne oparto o krzywą przyspieszenie-ugięcie (siła-przemieszczenie). Krzywa przyspieszenie-ugięcie jest w swojej naturze nieliniowa, a równoważna odpowiedź sprężysta może być wyznaczona z zasady równości pól energetycznych (lub równoważności prac) – rys. 2.6. Ponadto, zaproponowano algorytm pozwalający na uwzględnienie wpływu parametrów całej konstrukcji na odpowiedź poszczególnych ścian obciążonych z płaszczyzny – rys. 2.7



Rys. 2.6 Zasada ‘równych’ energii dla równoważnej sztywności sprężystej. Opracowano na podstawie: [57]



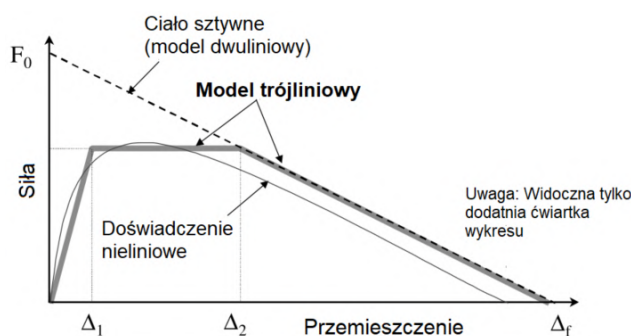
Rys. 2.7 Ścieżka przepływu energii sejsmicznej – procedura analizy ścian obciążonych z płaszczyzny. Opracowano na podstawie: [57]

Zaproponowana koncepcja była przełomową, jednakże jej istotną wadą była wysoka czułość zapotrzebowania energetycznego na wartości sprężystych częstotliwości drgań własnych oraz jej prawidłowe funkcjonowanie na bardzo wąskim zakresie częstotliwości. Wady te zostały opisane w pracy [58]. W pracy tej podano również różne propozycje ich skorygowania.

Naturalną konsekwencją pracy [57] z roku 1985, były analizy zaproponowanej w niej metody. Przykładowo, w [59] autor położył szczególny nacisk na fakt, że wibracje (a zatem i maksymalne przemieszczenia) ścian obciążonych z płaszczyzny są silnie uzależnione od odpowiedzi stropów. Stąd, w zależności od parametrów globalnych konstrukcji, wibracje ścian z płaszczyzny są w większym lub mniejszym stopniu intensyfikowane wraz z kolejnymi piętrami obiektu. Z kolei autorzy [60] zauważyli, że stropy o wysokich częstotliwościach drgań własnych, w wyniku rezonansu mogą mieć negatywny wpływ na odpowiedź ścian z płaszczyzny. Zagadnienie stropów i dachów (ich sztywności, masy, sposobu połączenia z murami) stało się bardzo istotnym elementem AS i AP. Kolejne badania doświadczalne

i numeryczne wykazały dużą czułość odpowiedzi zarówno całych konstrukcji murowych, jak i poszczególnych jej elementów w funkcji charakterystyk stropów i dachów. Spośród licznych prac można wyróżnić: [61], [62], [63], [64].

Kolejnym istotnym krokiem była praca [45], gdzie przedstawiono uproszczoną, poprzez linearyzację, procedurę szacowania nośności ścian obciążonych w kierunku prostym i siłą osiową w płaszczyźnie. Procedura dotyczy ścian wspornikowych oraz jednokierunkowo zginanych. Linearyzacja polega na zastąpieniu rzeczywistej (doświadczalnej), nieliniowej krzywej siła-przemieszczenie trzema odcinkami linowymi – rys. 2.8, reprezentującymi układ o jednym stopniu swobody. W tym celu wyznaczana jest uprzednio efektywna masa modalna oraz efektywne przemieszczenie (w oparciu o standardową analizę modalną). Następnie określana jest siła na poniższym wykresie. Wyprowadzono również zależność opisującą efektywną sztywność sieczną oraz efektywną nietłumioną częstość ściany, które mogą być wykorzystywane do łączenia analizy lokalnej z globalną. Na podstawie badań doświadczalnych wprowadzono i podano wartości przemieszczeń definiujących zachowanie muru: Δ_1 – przemieszczenie odpowiadające redukcji początkowej sztywności muru, Δ_2 – przemieszczenie odpowiadające redukcji nośności muru, Δ_f – maksymalne stabilne przemieszczenie. W tej pracy nie uwzględniano zróżnicowanych przemieszczeń podpór ścian (poza zakresem badań).

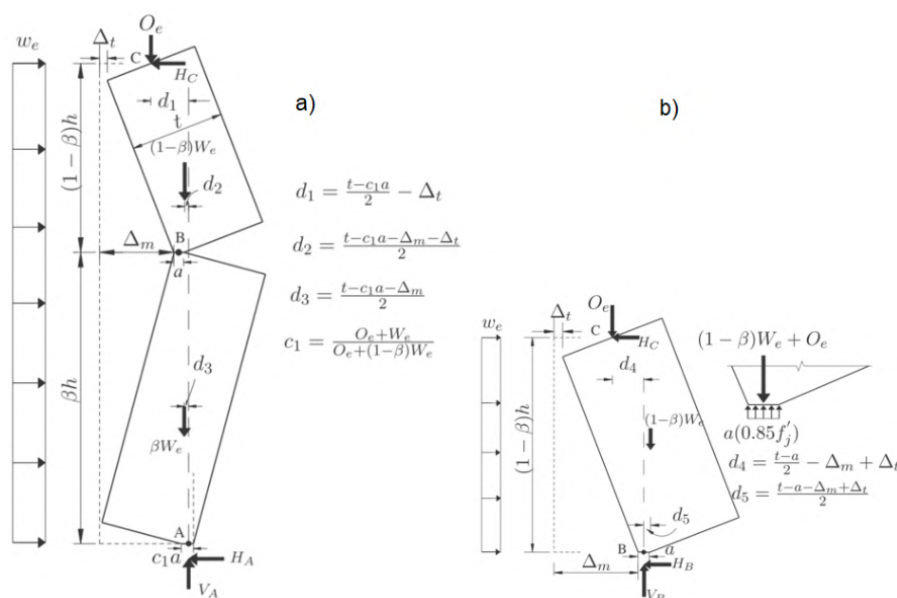


Rys. 2.8 Zależność „siła-przemieszczenie” dla ściany o kształcie nieliniowym. Opis w tekście.

Opracowano na podstawie: [45].

W pracy [65] podjęto dalszą walidację powyższej koncepcji na podstawie 1248 prób, głównie nieliniowych analiz numerycznych w dziedzinie czasu. Najistotniejszym wnioskiem płynącym z tych badań jest mniejsze znaczenie kąta nachylenia pierwszej linii wykresu, czyli mniejsze znaczenie parametru Δ_1 . Zdecydowanie większe znaczenie miały zakres maksymalnej siły (Δ_2) oraz graniczna nośność przemieszczeniowa (Δ_f).

Dalszy rozwój tej metody poczyniono w pracach [66] oraz [67]. W pierwszej z nich dokonano analizy teoretycznej ścian podpartych jednokierunkowo w ujęciu przemieszczeniowym, z uwzględnieniem następujących parametrów: wysokość pęknięcia ściany, wytrzymałość muru na ściskanie, spoinowanie, sztywność podparcia od stropu, obciążenie pionowe. Wyprowadzono równania opisujące pracę ściany przed pęknięciem: obciążenie poziome wywołujące pęknięcie ściany, wysokość pęknięcia ściany, ugięcie sprężyste ściany. Następnie wyprowadzono zależność na przemieszczenie ściany na wysokości pęknięcia (Δ_m) – rys. 2.9. Dokonano także analizy parametrycznej, która wykazała istotny wpływ wysokości pęknięcia zarówno na wartość siły rysującej, jak i maksymalne stabilne przemieszczenie. Ważny był również wpływ parametrów wytrzymałościowych jak i wartość siły osiowej przekazywanej ze stropów.



Rys. 2.9 Mechanizm ściany podpartej jednokierunkowo (a) oraz uwzględnienie wytrzymałości materiałów (b), [66]

Natomiast w drugiej z wymienionych prac przedstawiono wyniki programu badawczego mającego na celu walidację oraz/lub dostosowanie powyższych równań do rzeczywistych wyników doświadczalnych. Zgodnie z zaleceniami standardu [68], obciążenie poziome realizowano quasi-statycznie za pomocą poduszek powietrznych z regulowanym ciśnieniem (rys. 2.10) – tego typu obciążenie jest substytutem sił inercyjnych. Inne prace, w których wykorzystywano poduszki powietrzne do badania zachowania murów (m. in. przed i po wzmocnieniu, z otworami i bez nich) obciążonych z ich płaszczyzny to [69], [70], [71], [72].

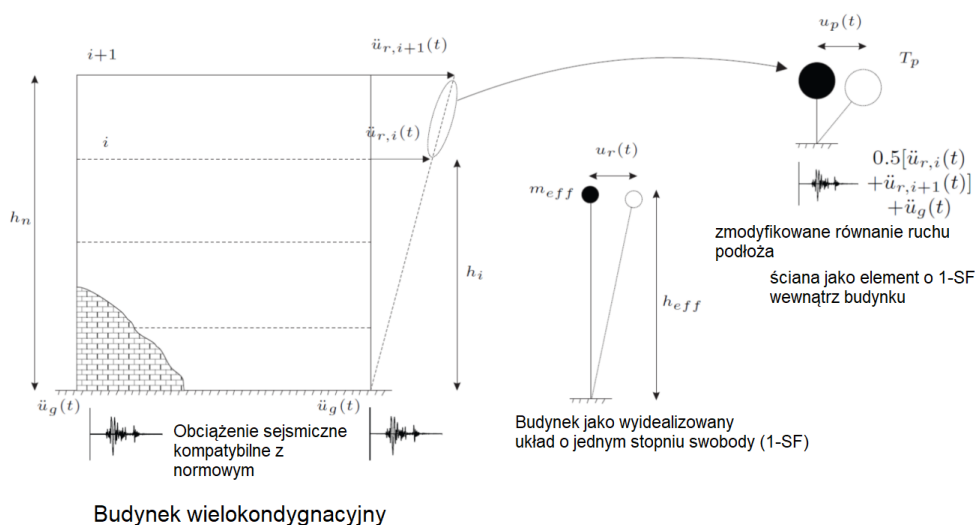


Rys. 2.10 Stanowisko badawcze murów jednokierunkowych.

Obciążenie poduszkami powietrznymi, [67]

Na podstawie dwunastu zbadanych próbek w tej pracy stwierdzono: odpowiedź ścian była zazwyczaj nieliniowo sprężysta, z niewielkimi odkształceniami plastycznymi przy obciążeniach cyklicznych. Zaproponowano również równanie na obciążenie poziome wywołujące pęknięcie ściany (margines błędu 24% względem badań) oraz równanie na wysokość pęknięcia (margines błędu 16% względem badań). Maksymalne stabilne przemieszczenie wyznaczone analitycznie (przy założeniu ciał sztywnych) należało średnio pomnożyć przez współczynnik 0.83, aby otrzymać wartość doświadczalną.

W pracy [73] wykorzystano następnie powyższe badania do opracowania procedury szacującej nośność ścian z płaszczyzny będących częścią budynku wielokondygnacyjnego (rys. 2.11). W tym celu, m. in. przekształcono problem nieliniowy, jakim jest zachowanie takiej ściany, na równoważny problem linowy, co pozwoliło na wykorzystanie, preferowanych w normach, metod widmowych.



Rys. 2.11 Procedura dla ściany budynku wielokondygnacyjnego.

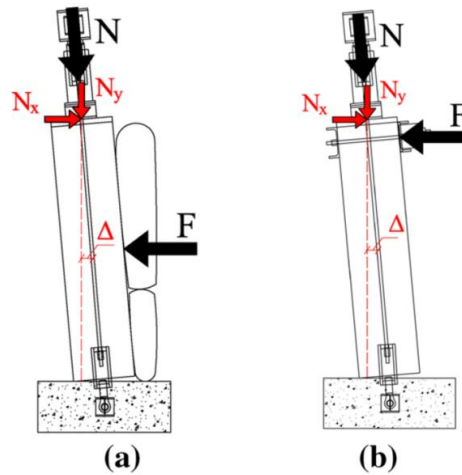
Opracowano na podstawie: [73]

Z kolei praca [74] dotyczy wpływu sztywności stropów na nośność ściany. Dokonano w niej numerycznej analizy układu o trzech stopniach swobody (jeden stopień od ściany, dwa dodatkowe od każdego ze stropów). Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i ich konfrontacji z dostępnymi badaniami doświadczalnymi stwierdzono, iż zaproponowany model w stopniu zadowalającym jest w stanie odwzorować zachowanie ścian. W szczególności określać ich odpowiedź szczytową, co pozwala na jego zastosowanie do szacowania nośności sejsmicznej ścian w ujęciu przemieszczeniowym.

Należy mieć na uwadze, iż poczynając od przytoczonych prac Priestley'a [57] poprzez Doherty'ego [45] po Derakhshan'a [66], [67] badane były co prawda istniejące mury, ale dotyczyły one głównie dziewiętnastowiecznych obiektów z Australii i Nowej Zelandii. Zatem ich charakterystyka różniła się od historycznych obiektów murowanych na terenie południowej Europy. Tego typu murami, w ujęciu przemieszczeniowym, zajęto się w pracach [75] oraz [76]. Druga z nich opisuje program badawczy, w którym poddano testom sześć nieregularnych ścian dwuwarstwowych z więzami międzywarstwowymi (rys. 2.12). W ramach badań określono parametry mechaniczne zaprawy oraz budulca, a także zbadano doświadczalnie formy i częstotliwości drgań własnych testowanych ścian. Następnie trzy spośród sześciu próbek obciążano za pomocą poduszek powietrznych, pozostałe trzy za pomocą siły poziomej u szczytu ściany. Każda ze ścian była dodatkowo poddana sile ściskającej (rys. 2.13).

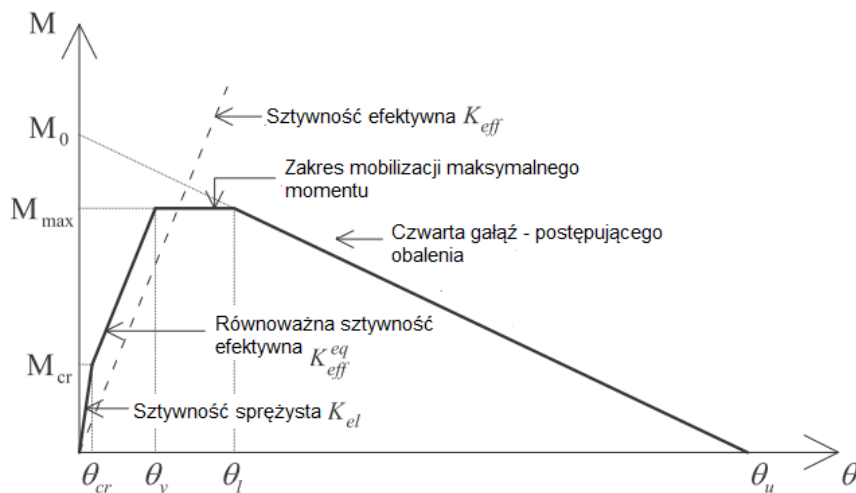


Rys. 2.12 Wznoszenie testowanych ścian oraz ich tekstura, [76]

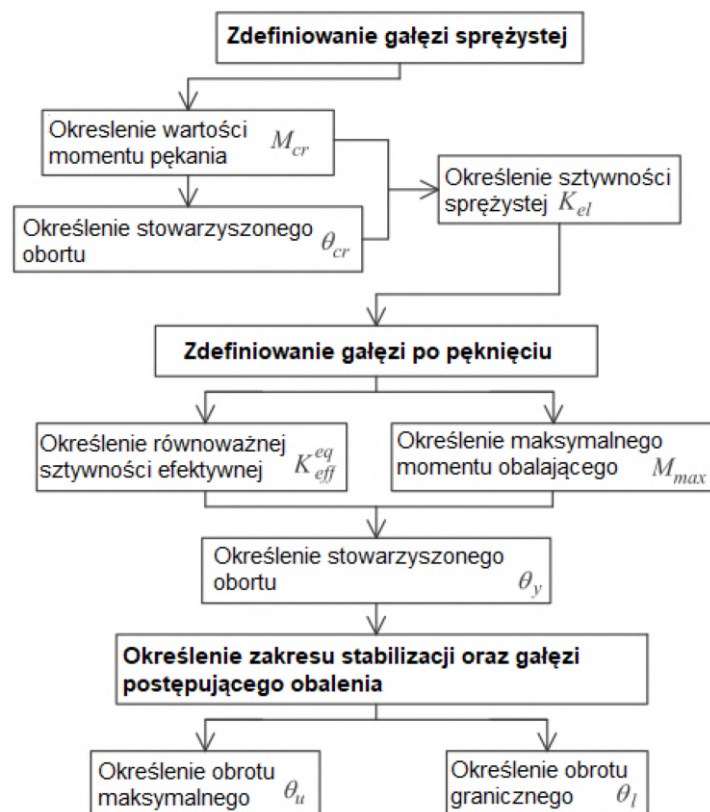


Rys. 2.13 Badane schematy statyczne: (a) siła pozioma realizowana poduszkami powietrznymi, (b) siła pozioma realizowana siłownikiem, [76]

Badania wykazały, iż obie metody realizowania siły poziomej były w stanie zmobilizować globalną (monolityczną) odpowiedź ściany w kierunku prostopadłym do jej płaszczyzny. Ponadto, maksymalne stabilne przemieszczenia poziome były porównywalne z wynikami badań nowozelandzkich i australijskich. Zdolność ścian do dyssypacji energii była silnie uzależniona od warunków brzegowych i wartości sił osiowych. Na podstawie otrzymanych wyników, w pierwszej pracy zaproponowano czteroliniowy układ moment-obrót (Rys. 2.14) wraz z algorytmem opisującym jego wyznaczenie (Rys. 2.15).



Rys. 2.14 Model czteroliniowy. Opracowano na podstawie: [75]



Rys. 2.15 Konstrukcja modelu czteroliniowego. Opracowano na podstawie: [75]

Analizy przemieszczeń w odniesieniu do murowych konstrukcji historycznych zostały szeroko zastosowane w ramach europejskiego projektu badawczego PERPETUATE [77]. Przedstawiona strategia obejmowała klasyfikację obiektów, klasyfikację stanów granicznych, wymogi konserwatorskie i bezpieczeństwo konstrukcji oraz dobór miar intensywności obciążenia sejsmicznego. Analiza modeli strukturalnych uwzględniała pełen zakres skali – od zespołów budynków, poprzez pojedyncze budynki, makroelementy, po mechanizmy lokalne (w tym zachowanie ścian obciążonych prostopadle do swojej płaszczyzny). Strategię dla mechanizmów lokalnych opisano dokładnie w artykule [3]. Składa się ona z następujących kroków: (1) definicja mechanizmu (bloków, wewnętrznych i zewnętrznych więzów, technologii wznoszenia, jakości muru); (2) wyznaczenie krzywej typu *pushover* z zastosowaniem analizy przyrostowej dla różnych mechanizmów kinematycznych; (3) klasyfikacja konstrukcji i określenie związanych z nimi wartości granicznych przemieszczeń i równowążnego tłumienia wiskotycznego; (4) określenie krzywej nośności poprzez konwersję do układu o jednym stopniu swobody; (5) określenie zapotrzebowania sejsmicznego za pomocą silnie tłumionego, sprężystego widma odpowiedzi przyspieszenie-przemieszczenie (w przypadku mechanizmów na wyższych piętrach dodatkowo zmodyfikowanego); (6) określenie krzywej nośności i przyrównanie do zapotrzebowania.

2.1.3. 'Kołysanie' ścian murowanych (ang. *rocking body motion*)

Zjawisko kołysania ciał sztywnych – opis ogólny

Stosując podejście zaadaptowane w niniejszej pracy, a mianowicie traktując mur jako strukturę złożoną z elementów o nieskończonej sztywności, zasadna jest również analiza muru z jawnym uwzględnieniem zjawiska kołysania (ang. *rocking*). Szczególną formą niejawną, uproszczonej analizy kołysania jest analiza przemieszczeń - 2.1.2. Kołysanie jest szeroką koncepcją badania zjawisk dynamicznych, która obejmuje zarówno rozważania analityczne, numeryczne, jak i eksperymentalne. Stąd też, w pierwszej kolejności zostanie omówione zagadnienie kołysania wraz z najistotniejszymi badaniami na tym polu.

Po raz pierwszy, kołysanie zostało systematycznie opisane w pracy: [78]. Autor – Housner, obserwując smukłe konstrukcje (w szczególności wyniesione zbiorniki na wodę) w czasie trzęsień ziemi stwierdził, iż wykazują one większą nośność niż wynikałoby to z analizy sprężysto-plastycznej. Następnie, w swojej pracy opisał dynamikę pojedynczego, sztywnego bloku ustawionego na sztywnej podstawie, która przemieszcza się poziomo (rys. 2.16) z przyspieszeniem $\ddot{u}_g(t)$. Założył przy tym, iż blok obraca się względem swoich dolnych naroży bez poślizgu i odbijania się. Przechodząc z wychyleń w jedną stronę w stronę przeciwną, blok uderza w podstawę, a oś obrotu przemieszcza się z jednego naroża do przeciwnego. Rozproszenie energii w czasie uderzenia jest wyznaczane stosując zasadę zachowania momentu pędu względem danego narożnika tuż przed i tuż po zmianie kierunku obrotu. Stosując powyższe założenia, Housner określił, iż okres kołysania (T), w odróżnieniu od oscylatorów harmonicznych, rośnie wraz z kątem kołysania (θ) – rys. 2.17. Wraz ze wzrostem kąta kołysania do maksymalnego (czyli $\theta/\alpha \rightarrow 1$) okres asymptotycznie zmierza do nieskończoności. Jest to jednak fizycznie niemożliwe, gdyż wymagałoby idealnego bloczka (środek ciężkości, sztywność, narożniki, etc.). Pomimo licznych założeń (małe kąty, smukły blok, brak tarcia, odbijania, sposób dyssypacji energii), przytaczana praca była bodźcem do niezliczonych prac naukowych w kolejnych latach.

Równanie ruchu dla dowolnej wartości kąta α , wyprowadzone w pracy [79] jest następujące:

$$I_0 \ddot{\theta}(t) + mgR \sin[\alpha \cdot \operatorname{sgn} \theta(t) - \theta(t)] = -m \ddot{u}_g(t) R \cos[\alpha \cdot \operatorname{sgn} \theta(t) - \theta(t)] \quad [2-2]$$

Gdzie: m – masa bloku, sgn – funkcja signum, I_0 – moment bezwładności bloku względem osi obrotu O (O'), R – odległość środka ciężkości bloku do osi obrotu.

Aby rozpocząć kołysanie, przyspieszenie podłoża musi spełniać warunek: $\ddot{u}_g \geq g \tan \alpha$. Dla bloku prostokątnego zachodzi: $I_0 = (4/3)mR^2$, wówczas równanie [2-2] przybiera postać:

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left(\sin[\alpha \cdot \operatorname{sgn}\theta(t) - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g(t)}{g} \cos[\alpha \cdot \operatorname{sgn}\theta(t) - \theta(t)] \right) \quad [2-3]$$

gdzie p jest parametrem częstości sztywnego bloku podlegającemu kołysaniu:

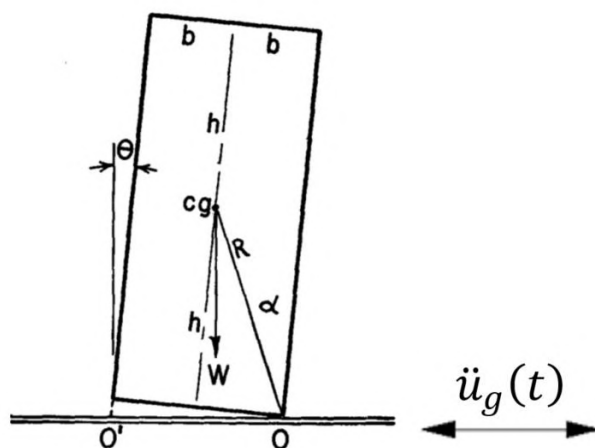
$$p = \sqrt{\frac{mgR}{I_0}} \quad [2-4]$$

Należy jednak pamiętać, iż częstość drgań swobodnych nie jest stała oraz jest silnie zależna od amplitudy (rys. 2.17). Ponadto, powyższe równania jasno wskazują, iż odpowiedź bloku jest silnie uzależniona od jego rozmiarów i ekstrapolacja wyników na ciała o innych rozmiarach jest niemożliwa. Współczynnik restytucji η , wyznaczony w oparciu o wspomnianą powyżej zasadę zachowania momentu pędu dany jest zależnością:

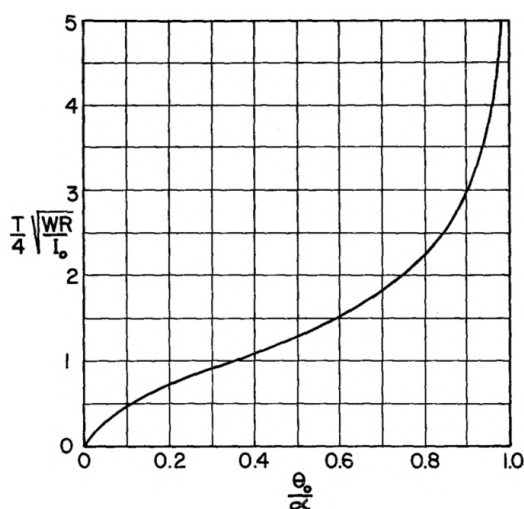
$$r = \frac{\dot{\theta}_2^2}{\dot{\theta}_1^2} = \left(1 - \frac{2mR^2}{I_0} \sin^2 \alpha \right)^2 = \left(1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \right)^2 \wedge \eta = \sqrt{r} = 1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \quad [2-5]$$

gdzie: $\dot{\theta}_2$ – prędkość kątowa tuż po uderzeniu, $\dot{\theta}_1$ – prędkość kątowa tuż przed uderzeniem. W związku z tym, by zaobserwować kołysanie, zderzenie musi być niesprężyste. Im mniej smukły blok (mniejsze α), tym zderzenie jest bardziej niesprężyste i staje się doskonale niesprężyste dla kąta smukłości spełniającego warunek: $\alpha = \arcsin \sqrt{2/3} = 54.73^\circ$. Równanie [2-5] jest górną wartością współczynnika restytucji i zakłada, iż nie ma dodatkowych strat energii. Powstało wiele prac kwestionujących jego dokładność i proponujących różnego rodzaju korekty, na przykład w [80] wprowadzono zmodyfikowane równanie, przy założeniu, że zderzenie następuje na odcinku o skończonej długości, a nie w punkcie narożnym. Precyzyjne określenie długości odcinka jest niemożliwe, aczkolwiek autorzy zaprezentowali zgodność swoich rozważań analitycznych z eksperymentem. W [81] zaobserwowano korelację pomiędzy współczynnikiem restytucji, a rodzajem materiału pomiędzy blokiem, a fundamentem. Inne prace warte uwagi, które traktują o współczynniku restytucji to: [82], [83], [84], [85]. Niemniej jednak, współczynnik restytucji wprowadzony przez Housner'a jest

często stosowany ze względu na swoją prostotę, jak i uwzględnienie w nim parametru, który wpływa na dyssypację energii w największym stopniu, czyli smukłości kołyszącego się bloku.



Rys. 2.16 Analiza kołysania ciała sztywnego według [78]. Oznaczenia: $2h$ – wysokość bloczka, $2b$ – szerokość bloczka, R – połowa długości przekątnej, θ – kąt kołysania, O oraz O' – punkty obrotu, W – ciężar bloczka, cg – środek ciężkości



Rys. 2.17 Okres kołysania bloczka przy amplitudzie θ_0 , gdzie: I_0 – moment bezwładności bloczka względem punktu O (O'), [78].

W [79] wyprowadzono równanie [2-2] dla dowolnych kątów, a nieliniowe równania ruchu zostały rozwiązane metodą Rungego-Kutty 4-go rzędu. Stosując rozwiązanie numeryczne i symulując losowe ruchy podłoża o charakterze sejsmicznym zbadano formę i amplitudę trzęsienia ziemi koniecznego do przewrócenia sztywnego bloku. Losowa natura obciążenia sprawiała, że ciało poddawane syntetycznym ruchom podłoża o identycznym maksymalnym przyspieszeniu, dawało bardzo różnorodną odpowiedź: od niewielkich obrotów do

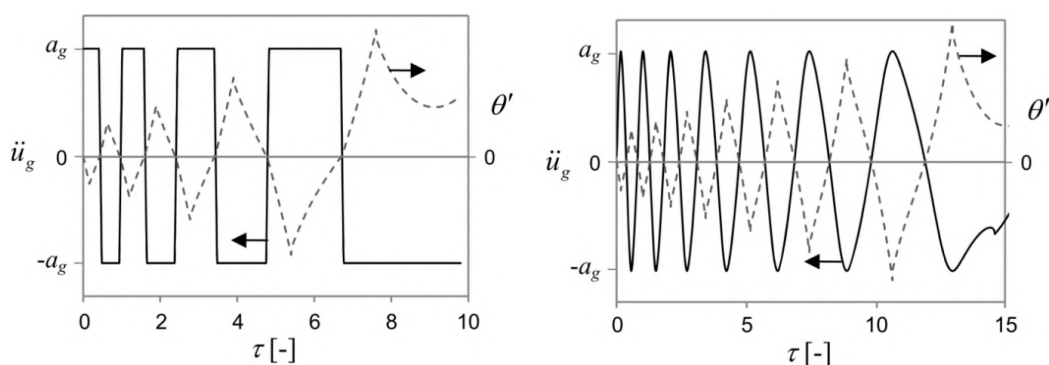
przewrócenia. W pracy tej wykazano, że kołysanie bloku jest wrażliwe na parametry układu. Podobne podejście, zarówno analitycznie jak i numerycznie zastosowano w pracy [86], gdzie również wskazano na znaczną wrażliwość układu na jego parametry. W dwóch wspomnianych powyżej pracach wskazano, że pomimo braku możliwości jednoznacznego wyznaczenia stabilności konstrukcji, można zidentyfikować określone trendy pozwalające w dalszej kolejności określić prawdopodobieństwo przewrócenia. Przykładowo, prawdopodobieństwo to rośnie wraz z rosnącą smukłością ciała i amplitudą przyspieszenia ruchu podłoża, a spada wraz ze wzrostem rozmiarów ciała.

Istotne wyniki badań zostały przedstawione w [87]. Autorzy wyprowadzili reakcję podłoża pod kołysającym się ciałem w funkcji czasu. Ponadto, skupili się na impulsach o największej amplitudzie spośród całej historii obciążenia sejsmicznego. Za takim podejściem kryła się koncepcja, iż właśnie tego typu impulsy są źródłem bezwładności obrotowej, która jest odpowiedzialna za możliwy upadek obracającego się bloku. Natomiast wzbudzenie wywołane pozostałymi składowymi obciążenia ma zdecydowanie mniejszy wpływ. Przytaczane impulsy przybliżali funkcjami trygonometrycznymi typu sinus oraz cosinus. Wykazali, iż blok obciążony tego typu impulsami ulega obaleniu według dwóch charakterystycznych schematów: 1) po jednym lub więcej zderzeniu z podłożem; 2) bez zderzenia z podłożem.

Z kolei w pracy [88] skupiono się na odpowiedzi sztywnego ciała na poziome przyspieszenie podłoża o charakterze harmonicznym. Stosując zarówno zlinearyzowane jak i nieliniowe równania ruchu, zbadano stabilność kołysającego się ciała dla obciążeń o zróżnicowanych częstościach oraz amplitudach. Określono częstości i amplitudy dla których zachodzą stabilne oscylacje ciała, przy czym stabilność ta jest silnie uzależniona od idealnej postaci ruchu podłoża (co pokazano we wcześniej wspomnianych pracach). Stąd, rozważania te miały charakter czysto teoretyczny, gdyż realizacja idealnego impulsu w naturze jest fizycznie nierealna. Kolejne prace, które traktowały o odpowiedzi sztywnego ciała na harmoniczny ruch podłoża to m. in. [89], [90], [91], [92], [93], [94], [95]. Odpowiedź ciała sztywnego na wymuszenia harmoniczne jest interesującym zagadnieniem dynamicznym, jak i matematycznym. Jednakże duża uwaga jaką się jej poświęca może wynikać z przywiązania do koncepcji rezonansu, która ma zasadność w przypadku analizy ciał sprężystych. Dla ciał sztywnych, jak już wykazano, nie ma to odzwierciedlenia w rzeczywistości ze względu na niefizyczność tak zdefiniowanego problemu.

Koncepcją ‘rezonansu kołysania’, czyli amplifikacją kołysania pod wpływem poziomego ruchu podłoża zajął się De Jong w pracy [96]. Wykazał, że impulsy wzmacniające kołysanie są

funkcją przyspieszenia podłoża, prędkości obrotowej ciała, oraz wychylenia ciała. Stąd, otrzymane przez niego wyniki potwierdzają, że struktury podlegające kołysaniu nie posiadają stałej ‘częstości własnej’, a zatem nie ma możliwości wzbudzenia rezonansu stosując jedną częstość obciążenia. Autor opracował również postać matematyczną impulsów amplifikujących, których efektywność po raz kolejny okazała się silnie zależna od rozstawu amplitud i czasu ich trwania. Wyznaczone charakterystyki są nierealne do osiągnięcia w naturze – rys. 2.18. Wykazał również, że w momencie, kiedy ciało jest już fazie kołysania, poprzez dostarczenie impulsów o niewielkiej amplitudzie (nawet mniejszej niż amplituda wymagana do rozpoczęcia kołysania), teoretycznie jest możliwe jego obalenie. Autor potwierdził również, iż ocena stabilności ciała sztywnego pod wpływem obciążeń sejsmicznych jest zagadnieniem statystycznym.

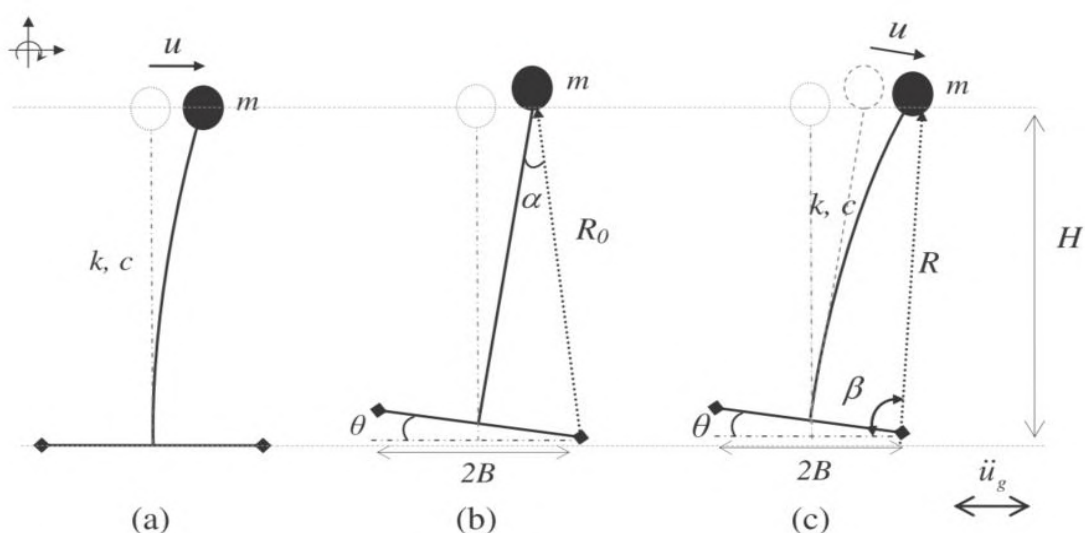


Rys. 2.18 Przykłady obciążeń wprowadzających zjawisko rezonansu w kołysaniu – impuls prostokątny (po lewej) oraz sinusoidalny (po prawej). Impuls – linia ciągła, kąt wychylenia – linia przerywana, [96]

Kolejną poruszaną kwestią są inne formy odpowiedzi sztywnego ciała na ruchy podłoża, takie jak: poślizg, podskakiwanie oraz poślizg sprzężony z kołysaniem. Do tych problemów odniesiono się w pracy [97] gdzie wykazano teoretycznie, iż blok może rozpocząć ruch w formie sprzężonego poślizgu z kołysaniem oraz udowodniono, iż spełnienie warunku: statyczny współczynnik tarcia $>$ stosunek szerokość-wysokość nie jest wystarczające, aby zapewnić kołysanie bloczka. Mianowicie, pokazano, iż sprzężenie poślizgu z kołysaniem występuje dla wartości statycznego współczynnika tarcia, która znajduje się pomiędzy stosunkiem szerokość-wysokość, a wartością krytyczną będącą funkcją przyspieszenia podłoża. Ponadto, współczynnik tarcia wymagany do inicjacji kołysania rośnie wraz z wartością przyspieszenia podłoża. W pracy [98] teoretycznie i eksperymentalnie zbadano zjawisko podskakiwania sztywnego bloczka wychylonego z równowagi o kąt minimalnie

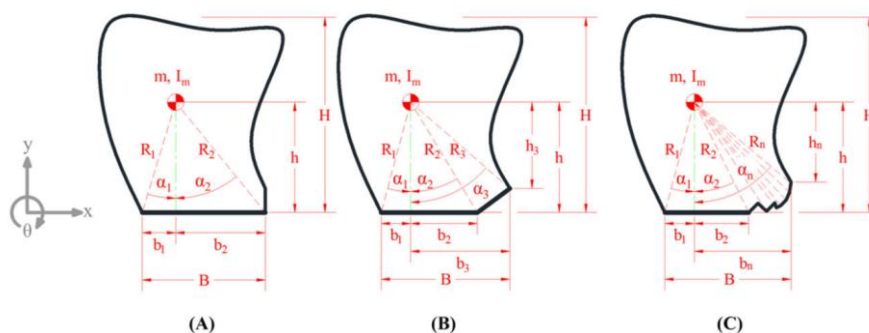
mniejszy niż kąt wywołujący jego obalenie; wykazano doświadczalnie, iż dla bloczków krępych istotne jest zjawisko odbijania oraz skręcania bloczka, podczas gdy w przypadku smukłych obiektów problemy te są mniej znaczące; ponadto, dla bloczków smukłych wyniki były bardziej przewidywalne. Inne prace z tego zakresu: [99], [100], [101], [102].

Część prac poświęconych zostało zachowaniu ciała sztywnego z nierównomiernie rozłożoną masą, przykładowo: [103], [104] oraz [105]. Kolejna grupa prac dotyczy analizy ciał, które nie są idealnie sztywne. Jest to bardzo istotne zagadnienie ze względu na fakt, iż każdy obiekt rzeczywisty, podczas wzbudzenia dynamicznego podlega zarówno kołysaniu, jak i przemieszczeniom wynikającym ze sprężystości. W zależności od charakterystyki analizowanego ciała jedna z dwóch wymienionych odpowiedzi może być mniej lub bardziej dominująca. W pracy [106] przedstawiono podstawowe równania dla sprężystego ciała podlegającego kołysaniu (rys. 2.19c), które skonfrontowano z równaniami odpowiadającymi oscylatorowi liniowo-sprężystemu (rys. 2.19a) oraz sztywnej strukturze podlegającej kołysaniu (rys. 2.19b). Analizę przeprowadzono dla mas i sztywności o rozkładzie dyskretnym. W pracy [107] podjęto to samo zagadnienie, aczkolwiek z uwzględnieniem ciągłego rozkładu masy na belce wspornikowej o pewnej sztywności giętnej. Badania eksperymentalne kołyszącej się, podatnej struktury w oparciu o wspomniane analizy teoretyczne przedstawiono w pracy [108]. Opisano tam efekty sprzężenia wibracji oraz kołysania się konstrukcji w czasie drgań swobodnych oraz pod wpływem wymuszenia o charakterze sejsmicznym.



Rys. 2.19 Schematy wyidealizowanych modeli analitycznych: a) liniowo-sprężysty oscylator; b) sztywna struktura ulegająca kołysaniu; c) sprężysta struktura ulegająca kołysaniu, [106]

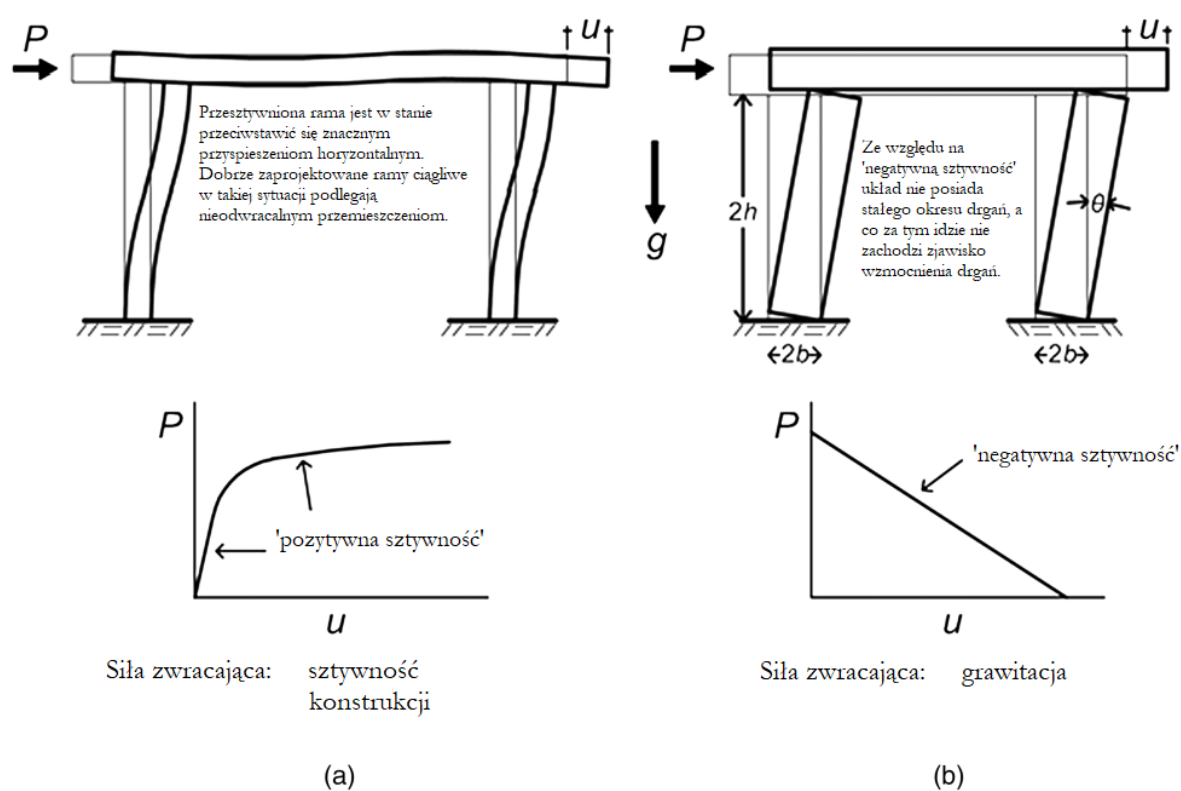
Z kolei w pracy [109] rozszerzono klasyczny model kołyszącego się ciała o sprężystość na powierzchni kontaktu ciało-podłoże. Autorzy dokonali tego poprzez wprowadzanie w sposób skupiony oraz ciągły sprężyn o określonej sztywności. Uzyskano tym sposobem dyssypację energii, która nie ma charakteru chwilowego. Natomiast w pracy [110] rozszerzono klasyczną teorię kołysania ciała idealnego na obiekty z dowolną ilością defektów – rys. 2.20. Należy również wyróżnić prace, w których analizowane jest kołysanie z uwzględnieniem zewnętrznych tłumików wiskotycznych – [111] oraz kołysanie bloków, przez których oś przeprowadzone są sprężone cięgna zakotwiczone w fundamencie – [112].



Rys. 2.20 Schematy dla dowolnie ukształtowanych ciał sztywnych: a) ciało z idealnie płaskim podłożem i dwoma punktami obrotu; b) ciało z jednym defektem geometrycznym i trzema punktami obrotu; c) ciało z dowolną liczbą defektów i punktów obrotu, [110]

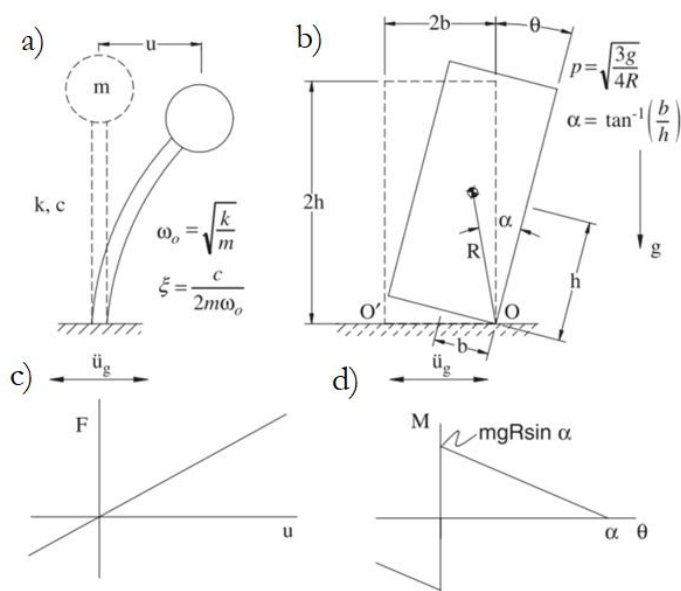
Omawiając zjawisko kołysania, warto również porównać charakterystykę pracy konstrukcji projektowanych współcześnie z zachowaniem konstrukcji antycznych (takich jak greckie świątynie) pod wpływem obciążeń sejsmicznych. Przykładowo, ramy stalowe opierają się na trzech koncepcjach: statycznej niewyznaczalności, ciągłości oraz ‘pozytywnej sztywności’. Pierwsza z nich sprawia, że konstrukcja może wytwarzać przeguby plastyczne i nadal zachowywać swoją integralność. Ciągłość sprawia, że konstrukcja zachowuje dostateczną wytrzymałość przy dużych deformacjach, aczkolwiek, zazwyczaj wiąże się to z bardzo dużymi, często nienaprawialnymi uszkodzeniami. Z kolei ‘pozytywna sztywność’ oznacza, iż wraz z wychylaniem konstrukcji z położenia równowagi (innymi słowy wraz z przyrostem przemieszczeń), każdorazowo wymagane jest przyłożenie sił zewnętrznych o większej wartości. Rys. 2.21a przedstawia jakościowo deformacje statycznie niewyznaczalnej ramy, obciążonej siłą poziomą zdolną do wykształcenia przegubów plastycznych w węzłach ramy. Krzywa siła-przemieszczenie ($P - u$) jest nieliniowa, a zachowanie jest ciągłe; niemniej jednak pozioma sztywność konstrukcji stale pozostaje ‘pozytywna’. Natomiast po prawej stronie – rys. 2.21b – znajduje się jakościowa deformacja wolnostojącej, kołyszącej się ramy

(dwie wolnostojące kolumny, na których swobodnie położono sztywną belkę) poddanej działaniu siły poziomej zdolnej do wywołania kołysania kolumn. Przedstawiony na rysunku wykres $P - u$ dla obracającej się ramy wskazuje, iż posiada ona ‘nieskończoną’ sztywność do momentu rozpoczęcia kołysania, a w momencie, kiedy zostanie wykształcony czteroprzegubowy, kołyszący się układ, siła zwracająca zaczyna maleć monotonicznie wraz z obrotem kolumn osiągając wartość zerową, gdy: $\theta = \alpha = \arctan(b/h)$. Oznacza to, iż wolnostojąca, kołysząca się rama, jest czteroprzegubowym mechanizmem, który wykazuje ‘negatywną’ poziomą sztywność. Ponadto, podczas kołysania się takiej ramy, krzywa siła-przemieszczenia nie nakreśla żadnego zamkniętego obszaru. Oznacza to, że ciągłość układu jest zerowa, a straty energii następują tylko podczas zderzenia z podłożem, w czasie którego następuje zmiana kierunku rotacji kolumn. Oczywiście istnieje ograniczona grupa współczesnych konstrukcji budowlanych, która mogłaby wykorzystywać zjawisko ‘negatywnej sztywności’, aczkolwiek należy nadmienić, że istnieje sporo antycznych obiektów świadczących o skuteczności tej koncepcji. Świetnym przykładem jest świątynia Aphaia położona na wyspie Aegina w pobliżu Aten, która w czasie dwóch i pół tysiąca lat swojego istnienia przetrwała kilkanaście silnych trzęsień ziemi.



Rys. 2.21 Fundamentalne różnice w pracy konstrukcji: a) typowa przeszywniona rama; b) kołysająca się rama z nieutwierdzonymi kolumnami. Opracowano na podstawie: [112]

Obrazowego porównania oscylatora harmonicznego oraz kołyszącego się sztywnego bloku dokonano w pracy [113]. Rys. 2.22 oraz tab. 2.1 zawierają opis istotnych parametrów dla obu tych systemów. W przytoczonej pracy porównano również drgania swobodne oraz wymuszone obu układów podkreślając nieliniowość oraz czułość odpowiedzi dynamicznej sztywnego bloku.



Rys. 2.22 (a) Schemat oscylatora o jednym stopniu swobody oraz (b) schemat kołyszącego się bloku. Krzywa siła-przemieszczenie dla oscylatora (c), krzywa moment-obrót dla bloku (d), [113]

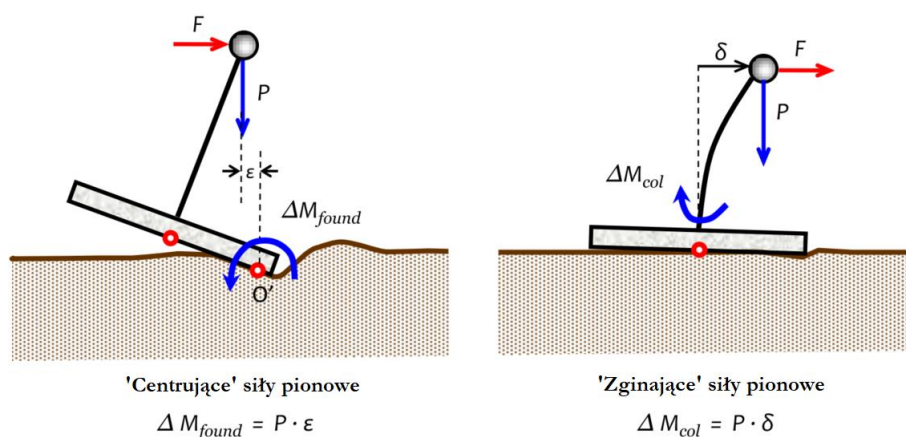
Tab. 2.1 Wybrane parametry oraz cechy dwóch systemów o jednym stopniu swobody – oscylatora z tłumieniem oraz sztywnego bloku, [113]

Parametry/cechy	Oscylator z tłumieniem (m, c, k)	Kołyszący się blok (b, h, g)
Mechanizm zwrotny	<i>Sprężystość konstrukcji</i>	<i>Grawitacja</i>
Zwrotna siła/moment	$F = ku$ (dla sprężyn liniowych)	$M = mgR \sin(\alpha - \theta)$ $R = \sqrt{b^2 + h^2}$
Sztywność w stanie stabilnym	<i>Skończona</i>	<i>Nieskończona</i>
Wartość zwrotnej siły/momentu w stanie stabilnym	<i>Zerowa</i>	<i>Skończona: $mgR \sin \alpha$</i>
Sztywność poza stanem stabilnym	<i>Pozytywna</i>	<i>Negatywna</i>

Parametr częstości	Nietłumiona częstość własna: $\omega_0 = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{k}{m}}$	Parametr częstości: $p = \sqrt{\frac{3g}{4R}} \text{ (dla prostokątnego bloku)}$
Parametr tłumienia	Współczynnik tłumienia wiskotycznego: $\xi = \frac{c}{2m\omega_0}$	Smukłość: $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{b}{h} \right)$

Wykorzystanie zjawiska kołysania we współczesnych konstrukcjach budowlanych

W XXI wieku, w problemach dotyczących analizy interakcji konstrukcja-podłoże, coraz więcej uwagi poświęcanej jest podłożu i jego zdolności do wspierania konstrukcji podczas obciążeń dynamicznych/sejsmicznych. Nowe podejście odchodzi od restrykcyjnych ograniczeń w przekazywaniu sił z fundamentu na grunt, a zarazem dąży do dwóch jednoczesnych mechanizmów ‘zniszczenia’: znacznego unoszenia fundamentu oraz poślizgu w stanie granicznym nośności (przy utrzymaniu deformacji szczytowych oraz reszkowych na akceptowalnym poziomie). W ten sposób, ograniczone są odkształcenia plastyczne w konstrukcji (które są często połączone z dużymi, nieodwracalnymi przemieszczeniami), a co za tym idzie stopień ich uszkodzenia. Ideę obrazuje rys. 2.23.



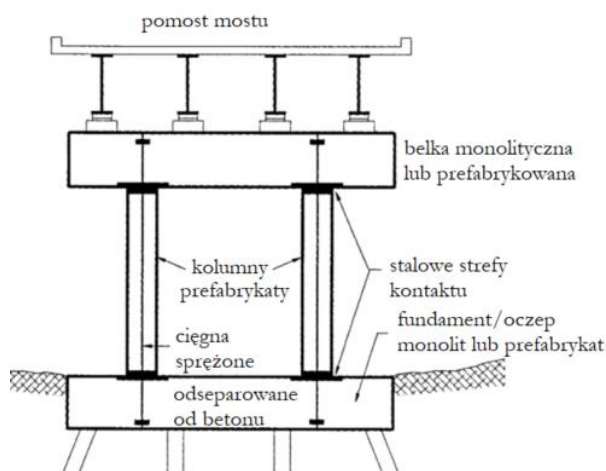
Rys. 2.23 Odmienne role sił pionowych – centrująca w układzie kołyszącym się (po lewej), wywołująca dodatkowe zginanie w podejściu konwencjonalnym (po prawej).

Opracowanie na podstawie [114]

W pracy [114] przedstawiono obszerne zestawienie dotyczące analiz teoretycznych, numerycznych oraz eksperymentalnych, w których konstrukcje posadowione na fundamentach bezpośrednich wykazują istotną odporność na obciążenia sejsmiczne. Przy czym odporność ta nie pochodzi z plastyczności i ciągłości samej konstrukcji, lecz z jej kołysania na podłożu

(poprzez odpowiednie wykształtowanie posadowienia). Aplikacja omawianego podejścia jest również możliwa w przypadku filarów mostowych, konstrukcji ramowych oraz ramowo-ścianowych. Filary mostowe pod tym kątem analizowano między innymi w pracach [115], [116]; konstrukcje ramowe w pracach [117], [118].

W przypadku filarów mostowych, kołysanie wykorzystywane może być nie tylko poprzez odpowiednie posadowienie, lecz także odpowiednie połączenie kolumny z fundamentem bezpośrednim lub oczepem pali. Są to połączenia umożliwiające kołysanie kolumny i płyty pomostu, przy czym ze względu na duże naprężenia kontaktowe konieczne jest poprawne wykształtowanie tych stref. W omawianej koncepcji, proponuje się również dodatkowo sprężane cięgna oraz urządzenia dyssypacyjne – badania eksperymentalne takiego modelu przeprowadzono w pracach [119] oraz [120]. Rozwiązania te szeroko opisane zostały w raporcie [121].

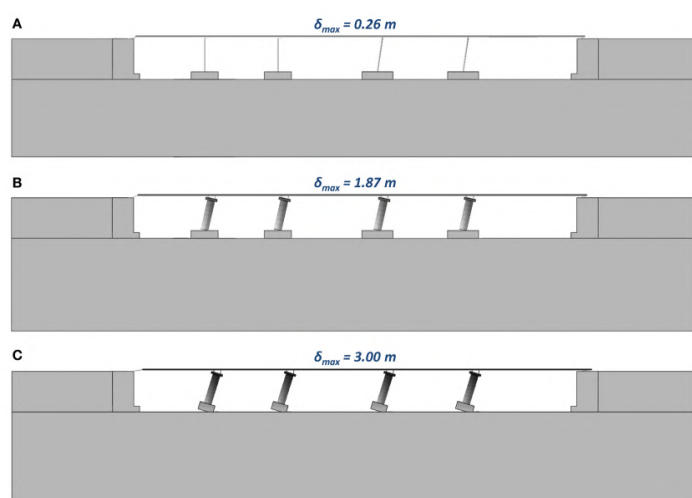


Rys. 2.24 Rozwiązanie konstrukcyjne umożliwiające kołysanie filarów mostowych.

Opracowano na podstawie: [121]

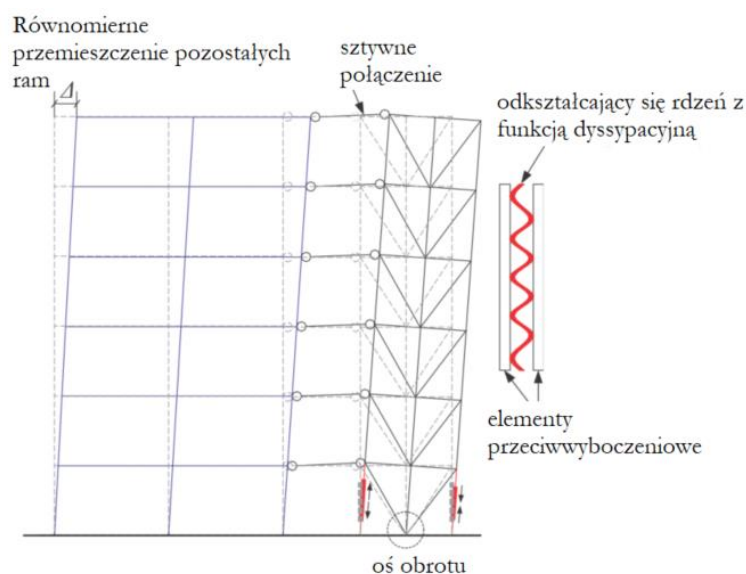
W pracy [122] zestawiono wyniki analiz numerycznych 3D (obciążenie statyczne oraz nieliniowa nieustalona analiza dynamiczna z obciążeniem w postaci dwukierunkowych przyspieszeń sejsmicznych – 10 przypadków rzeczywistych) dla istniejącego obiektu mostowego Attiki Odos w Atenach (Grecja). Rozpatrzono istniejącą sytuację, czyli konstrukcję konwencjonalną (A), z którą porównano dwie koncepcje wykorzystujące kołysanie: (B) kołysanie na interfejsie fundament-podłoże oraz kolumna-pomost, (C) kołysanie na interfejsie kolumna-fundament oraz kolumna-pomost. W modelach z kołysaniem nie stosowano sprężonych cięgien ani urządzeń tłumiących. Dla wymienionych rodzajów konstrukcji otrzymano odpowiednio zdolność do przemieszczeń: 0.26m, 1.87m oraz 3.00m (rys. 2.25).

Konwencjonalny model (A) uległ zniszczeniu dla połowy z analizowanych przypadków obciążeń sejsmicznych, dla koncepcji (B) obalenie zaszło dla 20% przypadków, dla koncepcji (C) nie było żadnego obalenia. W przypadku koncepcji (B) problemem jest wykształcenie stalowych styków pomiędzy kołyszącymi się elementami i ich ochrona przed utratą swojego położenia. W przypadku koncepcji (C) kosztem końcowym są dodatkowe przemieszczenia wynikające z pełnej mobilizacji nośności fundamentu w czasie przebiegu obciążenia. Niemniej jednak, omawiane koncepcje z kołysaniem są obiecującym kierunkiem konstruowania obiektów mostowych w strefach sejsmicznych i trwają prace nad ich wdrożeniem.



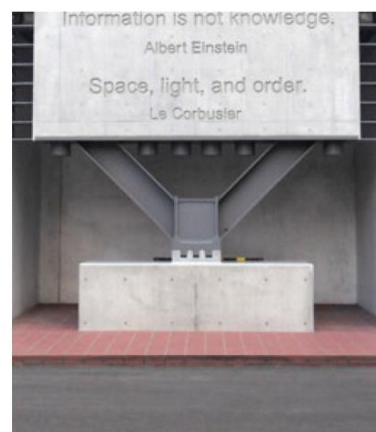
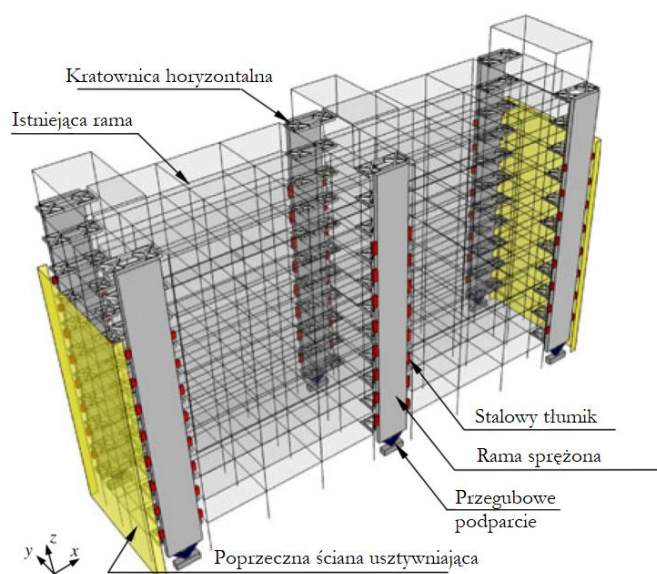
Rys. 2.25 Maksymalne wychylenia obiektu mostowego: A) konwencjonalne rozwiązanie; (B) kołysanie; (C) kołysanie; opis w tekście [122]

Zjawisko kołysania jest wykorzystywane (w różnych formach) w budynkach o wysokości do kilkunastu kondygnacji. Jedną z nich jest stosowanie w wybranej ramie najniższej kondygnacji kolumn o zdolności dyssypacyjnej, które jednocześnie zabezpieczone są przed wyboczeniem. Wówczas obrót następuje względem środkowej kolumny tejże ramy (rys. 2.26). Takie rozwiązanie zapewnia równomierny dryf pozostałych ram oraz dyssypację energii sejsmicznej.



Rys. 2.26 Rozwiązanie konstrukcji z kontrolowanym kołysaniem z zastosowaniem kolumn dyssypacyjnych zabezpieczonych przed wyboczeniem. Opracowano na podstawie: [123]

Koncepcję ram centrujących zastosowano również w pracy [124], gdzie zamiast kolumn dyssypacyjnych pojawiają się sprężone pręty na całej wysokości ramy. Wprowadzanie kołyszących się sztywnych elementów jest metodą poprawiania pracy sejsmicznej istniejących budynków o koncentrycznych stężeniach. Sztywne rdzenie podparte przegubowo na fundamencie i połączone z istniejącą konstrukcją sprawiają, że dryf całej konstrukcji oraz jej zapotrzebowanie na ciągłość stają się bardziej równomierne. Artykuł [125] przedstawia zastosowane tej idei dla wzmocnianego budynku jedenastopiętrowego – rys. 2.27.



Rys. 2.27 Konstrukcja i wzmocnienie (po lewej); przegubowe podparcie rdzenia (po prawej).

Opracowano na podstawie: [125]

Ten sam temat podejmowany jest w pracy [126], w której przeanalizowano numerycznie budynek trzykondygnacyjny oraz sześciokondygnacyjny przed i po wzmocnieniu. Analizy wykazały istotną poprawę parametrów wytrzymałościowych (w kontekście sejsmiki) rozpatrywanych konstrukcji.

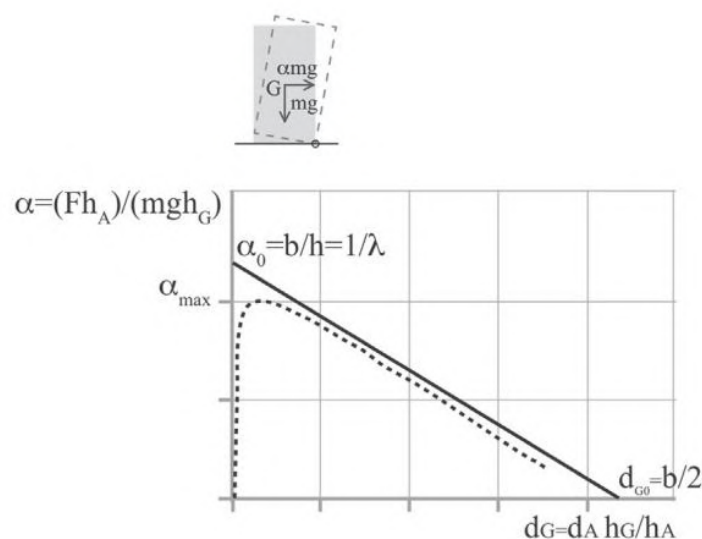
Wykorzystanie zjawiska kołysania w analizie konstrukcji murowych

Jak już nadmieniono, ze względu na swoją specyfikę (duża sztywność, mała ciągliwość, ‘sztywność negatywna’, etc.), konstrukcje murowe w czasie obciążeń o charakterze dynamicznym – zazwyczaj sejsmicznym, wykazują wiele cech znamiennych dla zjawiska ‘kołysania’ ciał sztywnych. Oczywiście z racji, iż mur składa się z wielu elementów, może dojść do sytuacji, kiedy jednocześnie kilka fragmentów muru może ulegać kołysaniu. Dochodzi do tego, kiedy konstrukcja murowa jest w określony sposób skrupowana lub też przekrój muru jest nieregularny. Mur w czasie obciążenia dąży do takiego układu, który będzie najmniej kosztowny energetycznie. Stąd też, część prac opisujących kołysanie konstrukcji murowych zostało poświęconych układom składającym się z dwóch lub więcej bloczków, przykładowo: [127], [128], [129]. Prace te wykazały, iż dokładna analiza dynamiczna tak postawionego problemu jest bardzo trudna z dwóch powodów. Po pierwsze, bardzo duża liczba równań ruchu – wykazano, iż możliwa liczba kombinacji układu bloczków, prowadząca do obalenia wynosi: $3^n - 1$; gdzie: n – liczba ciał, a liczba wysoce nieliniowych równań różniczkowych drugiego rzędu wynosi $n(3^n - 1)$. Po drugie, dokładne określenie strat energii pomiędzy poszczególnymi ciałami jest niewykonalne, a całkowite straty energii można określić tylko eksperymentalnie.

Obecność wielu elementów w murze nie musi oznaczać, iż każdy z tych elementów zostanie wprawiony w kołysanie. Konstrukcje murowe często zachowują się jak pojedynczy blok o jednym stopniu swobody. Przykładem są iglice średniowiecznych kościołów oraz zamków. Temat ten podjęto analitycznie w [130] oraz eksperymentalnie i numerycznie w [131]. Wyznaczono minimalną wartość przyspieszenia poziomego konieczną do obalenia iglicy oraz kształt obalonego fragmentu; przeprowadzono analizę modalną oraz jej wpływ na rozpoczęcie kołysania oraz przedstawiono model analityczny dla kołysającego się odłamanego fragmentu iglicy. Badanie eksperymentalne wykonano w skali za pomocą bloczków drukowanych na drukarce 3D i przy zastosowaniu stołu wstrząsowego wykorzystanego do wytwarzania obciążenia impulsem. Z kolei symulacje numeryczne wykonano za pomocą oprogramowania komercyjnego 3DEC opartego o metodę elementów odrębnych (ang.: DEM). Minimalne

przyspieszenie wyznaczone analitycznie pokryło się z rezultatami doświadczalnymi oraz DEM. Wyniki analityczne dla zjawiska kołysania okazały się bardzo zbliżone do rezultatów DEM, aczkolwiek dla impulsów niszczących nieznacznie niższych od tych przewidzianych analitycznie, DEM pokazywało poważne uszkodzenia konstrukcji. Stąd, w praktyce, dla rozwiązania analitycznego, konieczny byłby współczynnik bezpieczeństwa. Ponadto, porównując wyniki numeryczne z eksperymentalnymi, stwierdzono, iż w sposób zbliżony przewidywały one lokalne zniszczenia iglicy pod wpływem sił generowanych w czasie zderzenia (istotny wpływ miało tu przewiązanie bloczków).

Ściany murowane, swobodnie stojące badano w pracy [132]. Testowane ściany składały się z 3 warstw; warstwy zewnętrzne wykonano jako nieregularne z nierównymi spoinami i dużą ilością zaprawy, z kolei warstwa wewnętrzna (rdzeń), składała się z luźno wrzucanych, pokruszonych kamieni, co jakiś czas przekładanych zaprawą. Warstwy zewnętrzne były losowo przewiązywane ze sobą więzami o całej szerokości muru. Zastosowano zaprawę wapienną o niskich parametrach wytrzymałościowych, wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie przy zginaniu wynosiły odpowiednio 1.44MPa oraz 0.40MPa. Ściany wykonano zatem technologią typową dla centrów historycznych wielu europejskich miast. Wykonano dwa rodzaje eksperymentów: obalanie z kontrolowanym przemieszczeniem oraz drgania swobodne (kołysanie) ścian po wyprowadzeniu z równowagi. Pierwszy rodzaj testów wykazał, iż wykres moment-obrót dla badanych próbek powinien być bilinearny (przerywana linia na rys. 2.28), a nie liniowy jak dla ciała doskonałego (linia ciągła).



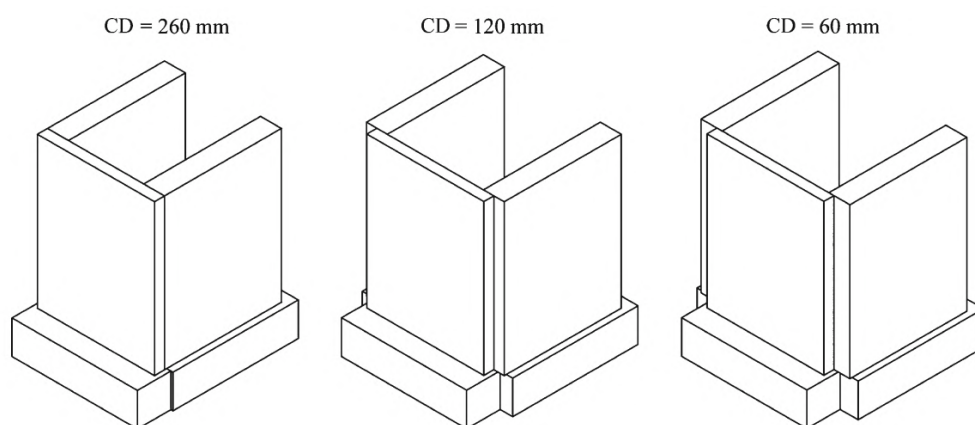
Rys. 2.28 Krzywa moment-obrót dla bloku idealnego (linia ciągła) oraz krzywa moment-dla badanych paneli murowych (linia przerywana), [132]

Wytrzymałość muru (głównie kruszenie u podstawy) nie miała znaczącego wpływu na zachowanie paneli. Natomiast zauważalny był wpływ rozmieszczenia więzów na integralność paneli – większość próbek ją zachowała, natomiast część uległa rozwarstwieniu, co było krytyczne dla wyników jakościowych i ilościowych. Z kolei obserwując drgania swobodne analizowano między innymi ich tłumienie. Określono zmianę w czasie wiskotycznego współczynnika tłumienia (wyznaczonego w oparciu o logarytmiczny dekrement tłumienia). Wyprowadzono zależność na współczynnik tłumienia w funkcji trwania jednego cyklu (który w przypadku kołysania jest zmienny). Zauważono, iż współczynnik tłumienia ulega zwiększeniu wraz ze wzrostem odkształceń plastycznych u podstawy muru oraz w przypadku rozwarstwień spowodowanych niedostateczną ilością więzów.

W pracy [133] również zajmowano się eksperymentalnie i analitycznie nieregularnym murem trójwarstwowym. Badano drgania swobodne próbek po uprzednim wychyleniu ich z położenia równowagi. Szczegółnej analizie poddano współczynnik restytucji. W modelach analitycznych uwzględniono odkształcalność zaprawy oraz jej zdolność do pękania, jak i plastyczność. Przytoczone cechy zaprawy uchwycono również eksperymentalnie. Ponadto zauważono, iż wraz ze wzrostem ilości uderzeń kołyszącego się muru spada współczynnik restytucji, nie zauważono, z kolei zależności pomiędzy amplitudą wychylenia muru podczas kołysania, a wartością tegoż współczynnika. Autorzy wykazali, iż model analityczny uwzględniający wytrzymałość zaprawy na ściskanie posiada dobrą zbieżność z wynikami doświadczalnymi.

Mur historyczny jednowarstwowy badano w pracy [134], według dwóch modeli: wolnostojący (kołysanie dwustronne) oraz jako fasada (kołysanie jednostronne), czyli podparty dwiema ścianami poprzecznymi (gdzie szerokość podparcia była zmienna – rys. 2.29). Fasada nie była w żaden sposób przymocowana bądź przewiązana ze ścianami ortogonalnymi, co miało na celu odwzorowanie obiektów o słabej pracy skrzynkowej. Zmiennymi były również rodzaj budulca oraz smukłość ścian. Modele ścian zostały wykonane w skali, badano ich zachowanie w czasie drgań swobodnych. Badania pokazały, iż dla kołysania dwustronnego wartość doświadczalna współczynnika restytucji wyniosła 95% wartości teoretycznej. Ta pozornie niewielka różnica miała istotne znaczenie – analityczne odtworzenie zachowania próbek okazało się dokładniejsze. Poza tym, stosowanie zredukowanego współczynnika znacznie obniżyła liczbę błędnych obaleń i zmniejszyła rozrzut wyników analitycznych. Z kolei w przypadku kołysania jednostronnego, badania pokazały, iż współczynnik nie zależy od zakresu kontaktu ze ścianami ortogonalnymi i w przeciwieństwie do ścian wolnostojących,

wartość współczynnika restytucji jest zależna od amplitudy wychylenia. Autorzy zaproponowali równanie opisujące współczynnik restytucji dla fasad. Odnotowano również, iż zdolność ścian do maksymalnego wychylenia jest mniejsza od teoretycznej (geometrycznej) – 91% dla kołysania dwustronnego i 73% dla jednostronnego.

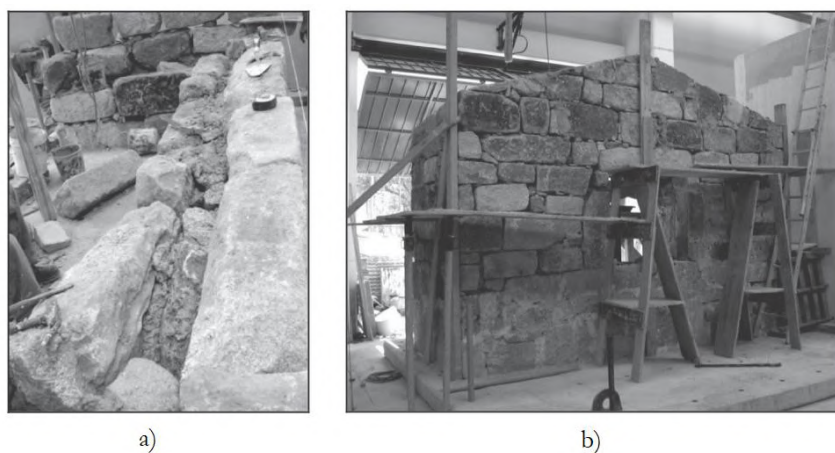


Rys. 2.29 Kołysanie jednostronne; CD – zakres kontaktu fasady ze ścianami poprzecznymi, [134]

Badania nad jednostronnym kołysaniem prowadzono następnie w pracy [135], aczkolwiek tym razem, na modelach w skali rzeczywistej i z wykorzystaniem stołu wstrząsowego (34 próby doświadczalne). Próby wstrząsowe wykazały, iż współczynnik restytucji jest zredukowany w stosunku do kołysania dwustronnego o 50%. Wyniki eksperymentalne zamodelowano następnie za pomocą metody elementów odrębnych w 2D (oprogramowanie UDEC) oraz analitycznie. W obu przypadkach uwzględniono asymetrię ruchu i imperfekcje (przechylony fundament, szczelina między fasadą i ścianami poprzecznymi). Obie metody były w stanie odwzorować pracę rzeczywistą, aczkolwiek po uprzedniej kalibracji. Ostatecznie, wyniki doświadczalne i numeryczne porównano z procedurami zawartymi we włoskich normach służącymi do szacowania nośności murów. Z racji, iż metody normowe oparte są na analizie sił i przemieszczeń, wykazano znaczne różnice ilościowe i jakościowe w porównaniu z badaniami. Podkreślono, iż normy spełniły swoją rolę z punktu widzenia bezpieczeństwa – analiza sił okazała się konserwatywna w 99% przypadków, natomiast przemieszczeń w 90%.

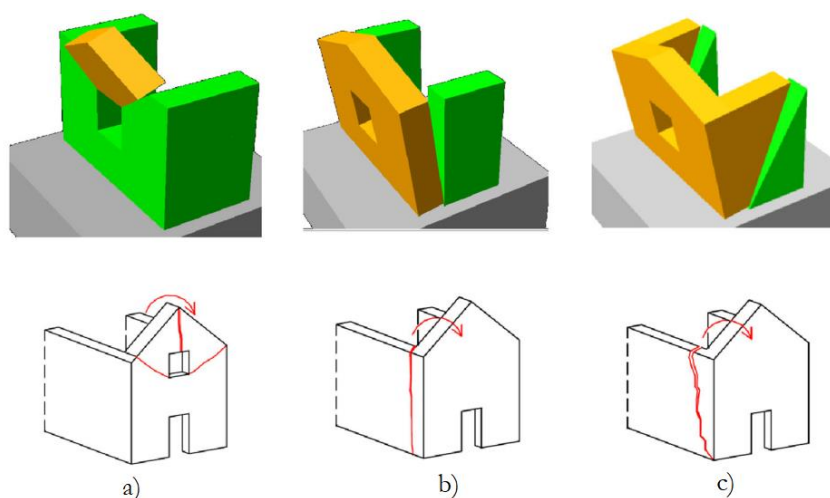
Kołysanie konstrukcji murowej z fasadą (w skali rzeczywistej) za pomocą stołu wstrząsowego analizowano w dwuczęściowej pracy: [136], [15]. Tym razem fasada była wyposażona w ścianę szczytową oraz otwór okienny (rys. 2.30b), a mur był wykonany w technologii trójwarstwowej (z więzami stanowiącymi 4% powierzchni całej ściany) i pokryty zaprawą (rys. 2.30a). Połączenie fasady ze ścianami poprzecznymi różni się od uprzednio

przytoczonych badań tym, że zostało wykształcone pewne zazębienie między tymi elementami, aczkolwiek dalej o niewielkiej nośności.



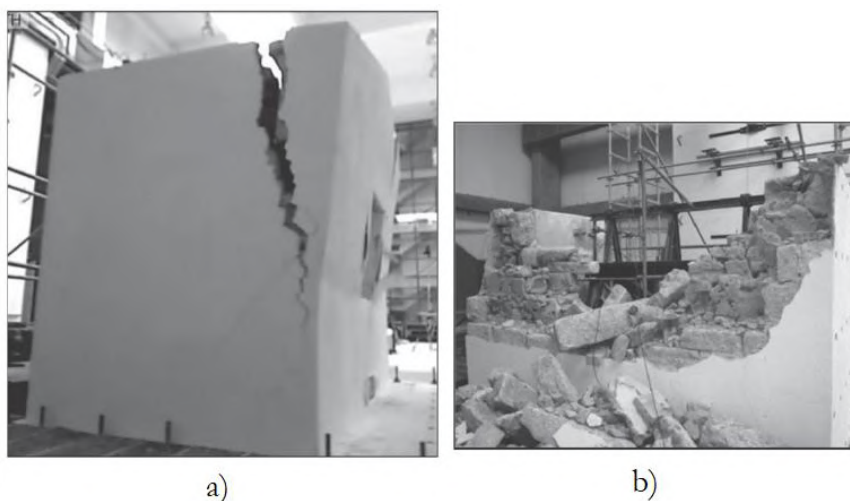
Rys. 2.30 Próbką w czasie konstrukcji: a) przekrój fasady – mur trójwarstwowy oraz b) fasada przed pokryciem zaprawą, [136]

Wykształcona tym sposobem konstrukcja murowa, w czasie obciążenia sejsmicznego może ulec kołysaniu na trzy sposoby: a) tylko ściana szczytowa, b) cała fasada, c) cała fasada wraz z fragmentem ścian poprzecznych – Rys. 2.31. Ponieważ autorzy w czasie eksperymentu byli zainteresowani uzyskaniem odpowiedzi typu b) lub c), uprzednio przeprowadzono symulacje numeryczne. Na podstawie tych symulacji, spośród 74 różnych historii obciążeń wybrano jedną, którą następnie, poprzez stół wstrząsowy, obciążono dwie próbki.



Rys. 2.31 Kołysanie konstrukcji murowej o określonej geometrii. Fragmenty zielone – nieruchome, fragmenty żółte – aktywowane. Opis w tekście, [136]

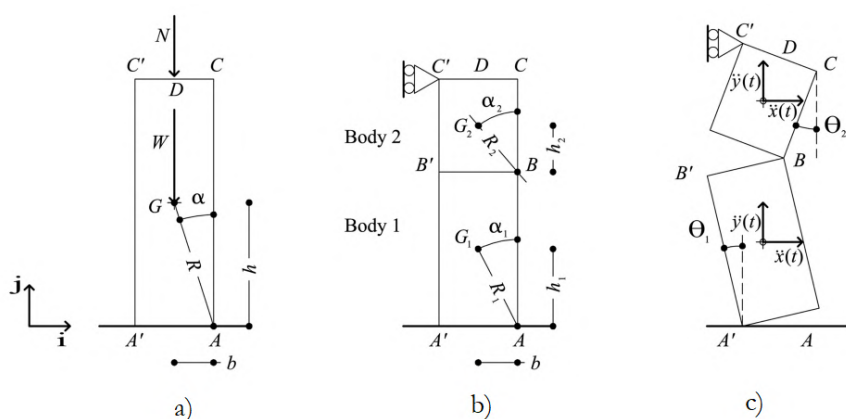
Pod wpływem obciążenia, pierwsza próbka wykazała mobilizację całej ściany szczytowej i części fasady – do dolnej krawędzi okna. Przy czym na wysokości okna zmobilizowana została tylko zewnętrzna warstwa muru (spośród trzech możliwych) – rys. 2.32. Istotną rolę odegrała zatem morfologia muru – wpływ więzów, ponadto obecność pojedynczych, podłużnych kamieni tworzących okno. W przypadku próbki numer 2 kołysanie ponownie zostało mocno podkreślone – tym razem zmobilizowane zostały również fragmenty ścian ortogonalnych. W zapisach pomiarowych odnotowano również giętną odpowiedź ściany szczytowej. Także dla tej próby widoczny był wpływ braku monolityczności muru trójwarstwowego na odpowiedź konstrukcji – obok globalnej niestabilności związanej z kołysaniem, pojawiało się osłabienie warstwy zewnętrznej z której w czasie ruchu wypadały mniejsze kamienie.



Rys. 2.32 Próbkę nr 1; a) maksymalne wychylenie podczas kołysania (przed destrukcją); b) widok na próbkę po zniszczeniu, [15]

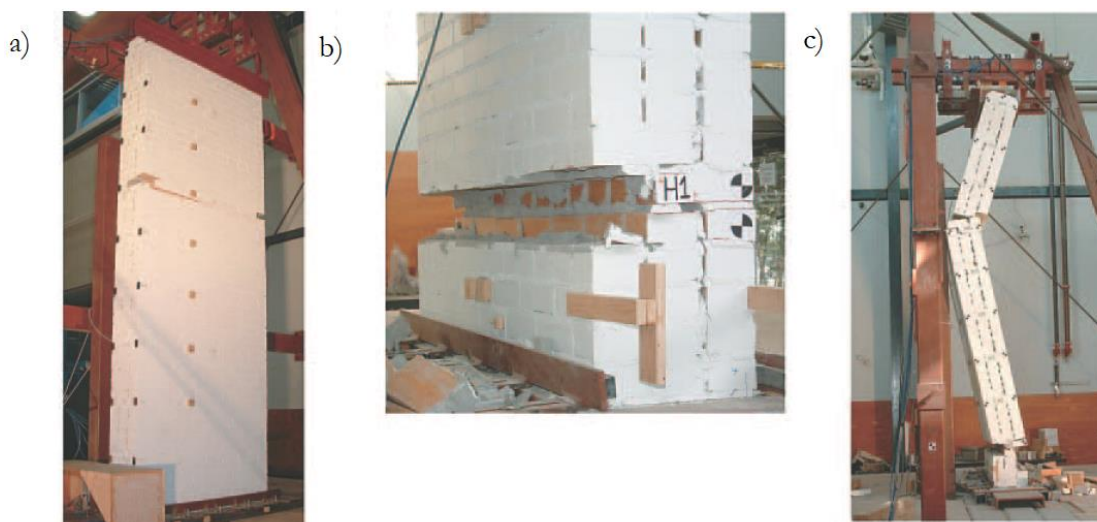
Podobny układ konstrukcyjny badano w pracy [137]. Tym razem jednak ściany ortogonalne nie były symetryczne – w jednej z nich umieszczono otwór okienny. Jeden z modeli doświadczalnych wykonany został jako ceglany, natomiast kolejny jako trójwarstwowy mur kamienny. W obu przypadkach odnotowano istotny wpływ asymetrii na kołysanie zmobilizowanych fragmentów konstrukcji.

Innym układem geometrycznym dla którego konstrukcja murowa ulega kołysaniu z jednym stopniem swobody jest pionowa ściana podparta u szczytu (rys. 2.33). Taka sytuacja następuje, kiedy na ścianie spoczywa strop lub dach (ściana nośna), a ściany ortogonalne są przewiązane z nią w niewielkim stopniu.



Rys. 2.33 a) Ściana przed pęknięciem; b) Pęknięta ściana z podziałem na dwa ciała; c) Fragmenty muru podczas kołysania wraz z parametrami ruchu, [138]

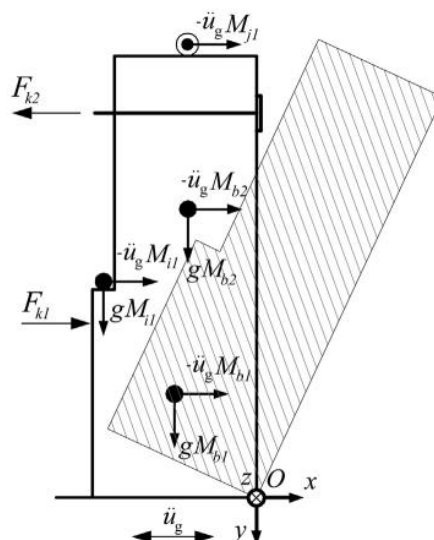
Tego typu mechanizm jest szczególnie groźny dla ścian o smukłościach przekraczających wartości 12-14. Pierwszy opis analityczny (aczkolwiek w zakresie małych przemieszczeń) został podany w [139]. Pełen opis rozważanego układu podano w pracy [138], gdzie uwzględniono nieliniowość równań. Przedyskutowano konsekwencje związane ze stosunkiem obciążenia zewnętrznego do ciężaru ściany, dyssypacją energii, tłumieniem oraz położeniem przegubu (pęknięcia). Założono brak efektu przesklepienia w ścianie poprzez dopuszczenie zdolności muru do swobodnych przemieszczeń pionowych. Możliwość obrotu i przesuwu dla analizowanego układu jest istotna, co wykazano w [140], badając doświadczalnie różne sposoby podparcia górnej krawędzi ściany. W przypadku odebrania krawędzi pionowej możliwości obrotu i przesuwu kołysanie nie występuje, i jest zastąpione przez efekt łuku w przekroju muru, który z kolei bazuje na parametrach wytrzymałościowych ściany, a nie jej geometrii. Najobszerniejszy do tej pory projekt badawczy przeprowadziło konsorcjum ABK (Agbabian, Barnes, Kariotis) – [16]. Z innych testów laboratoryjnych należy wspomnieć: [45], [141], [65]. Jeśli chodzi o badanie murów wielowarstwowych, to zawarto takie w pracach [142] oraz [143]. W drugiej z nich, 4 modele w skali rzeczywistej (rys. 2.34), obciążano normowymi przemieszczeniami podłoża według standardu [144]. Stwierdzono, iż pęknięcie muru następowało już przy połowie amplitudy normowej, aczkolwiek dzięki zjawisku kołysania mur był w stanie przetrwać 150% obciążenia normowego.



Rys. 2.34 a) Wykształcony przegub (pęknięcie), b) ubytki cegieł powstałe w czasie kołysania, c) typowy schemat zniszczenia, [143]

W pracy [145] badano model (skala 1:4) zabytkowego obiektu Protiron (Split, Chorwacja). Jedną z form odpowiedzi modelu na stole wstrząsowym było kołysanie konstrukcji. W pracy [146] również przedstawiono badania modelu (skala 1:5.5) rzeczywistego obiektu – kościół Fossanova (Priverno, Włochy), na stole wstrząsowym. Badania zostały przeprowadzone w ramach programu PROHITECH (kierownictwo: prof. Mazzolani). Wyniki wskazały, iż jako pierwsze wykształciły się mechanizmy lokalne w kierunku z płaszczyzny poszczególnych elementów.

Podsumowując układy murowe podlegające kołysaniu, które wykazują jeden stopień swobody, warto wspomnieć pracę [147]. Przedstawiono w niej zunifikowane podejście dla kołyszących się układów murowanych – zarówno kołysanie jednostronne i dwustronne. Uwzględniono również obecność mas i sił związanych z obecnością stropów i innych obciążeń, lub kotwieniem ścian do stropów za pomocą stalowych ściąągów – rys. 2.35. Wprowadzono parametry, które pozwalają w efektywny i sprawny sposób porównywać odporność różnych konstrukcji na obciążenie impulsem. Oczywiście nie daje to jasnej odpowiedzi na pytanie czy obiekt przetrwa obciążenie sejsmiczne o określonym przebiegu, aczkolwiek pozwala na uszeregowanie obiektów pod względem wrażliwości na kołysanie.

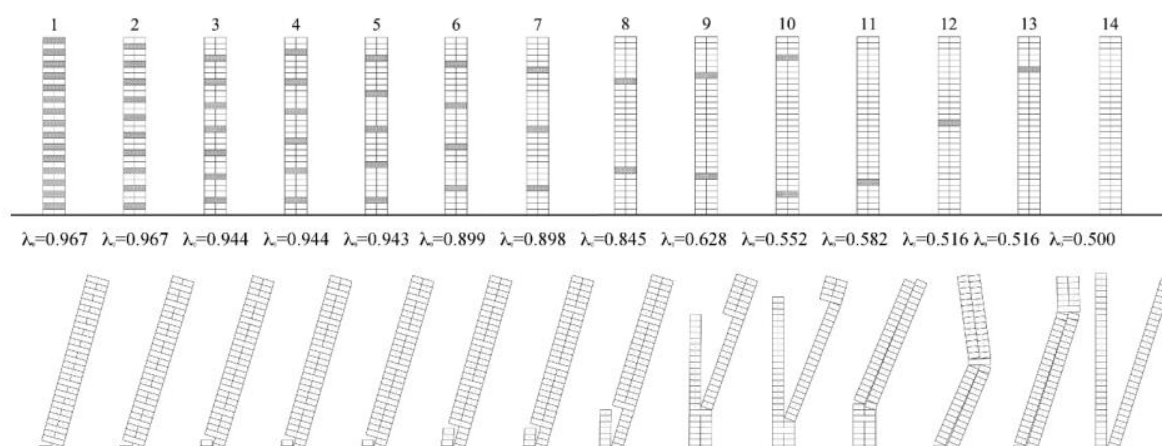


Rys. 2.35 Makroelement z uwzględnieniem mas i sił o różnym charakterze, [147]

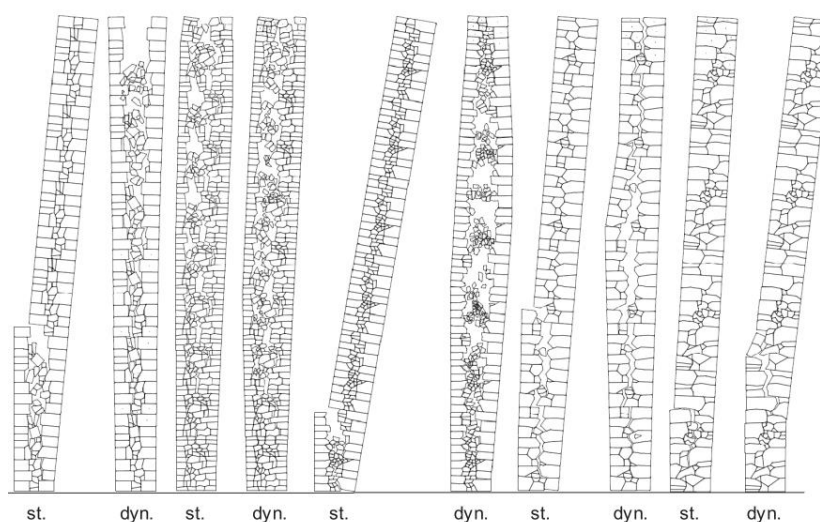
2.1.4. Metody numeryczne

Jeśli chodzi o modelowanie numeryczne konstrukcji murowych podlegających obciążeniom poziomym (zarówno w swojej płaszczyźnie, jak i w kierunku do niej prostopadłym) zmiennym w czasie, to stosowane strategie są silnie uzależnione od specyfiki tegoż zjawiska. Mianowicie, wymagane jest uwzględnienie: dużych przemieszczeń i obrotów, obecności elementów kontaktowych zdolnych do pracy w zakresie dużych przemieszczeń oraz zdolnych do wielokrotnego otwierania oraz zamykania się, a także przeprowadzanie analiz, w których czas ma sens fizyczny. Stąd też, w literaturze często można spotkać próby oparte o metodę elementów dyskretnych (Discrete Element Method) lub o jej wariację, czyli metodę elementów odrębnych (Distinct Element Method). Na drugiej z nich oparte są oprogramowania UDEC oraz 3DEC, które umożliwiają odpowiednio analizę dwu- i trójwymiarową. Powyżej wspomniano już, że UDEC stosowano w pracy [135] do analizy jednostronnego kołysania muru, a 3DEC w pracy [130] w kontekście iglic. Istotnych analiz numerycznych (w oparciu o UDEC) dokonano w pracy [14], w której analizowano mury wielowarstwowe o różnej jakości wyrażonej zmiennym stopniem monolityczności przekroju. Wykonane zostały analizy statyczne – przyrost przyspieszenia poziomego w celu określenia wpływu ilości i rozmieszczenia więzów na nośność muru na obalenie. Mnożnik λ na rys. 2.36 oznacza znormalizowany stosunek przyspieszenia poziomego do przyspieszenia grawitacyjnego dla którego aktywowany jest mechanizm zniszczenia; gdzie $\lambda = 1$ odpowiada murowi jednowarstwowemu. Następnie wykonano analizę statyczną oraz dynamiczną (impuls prostokątny o stałej amplitudzie przyspieszenia) dla przekrojów charakterystycznych dla

murów na terenie Włoch. Wyniki jakościowe przedstawiono na rys. 2.37. Analizy wykazały istotny wpływ więzów na pracę całego przekroju – w razie ich niewystarczającej liczby mur nie wykazywał kołysania pod wpływem impulsów, lecz doznawał lokalnych zniszczeń w postaci dezintegracji poszczególnych fragmentów.



Rys. 2.36 Mur dwuwarstwowy ze zmienną liczbą więzów – wartość mnożnika aktywowania mechanizmu zniszczenia oraz postać zniszczenia, [14].



Rys. 2.37 Postać zniszczenia murów o tym samym przekroju w funkcji rodzaju obciążenia: st. – obciążenie statyczne, dyn. – obciążenie dynamiczne, [14]

Tę samą metodę stosowano w pracach [148] oraz [149] podczas analizy kołysania kolumn oraz fragmentów świątyń greckich.

Kilka różnych strategii modelowania numerycznego przedstawiono w związku ze wspomnianymi już badaniami przedstawionymi w pracy [137]. Jeszcze przed badaniami

eksperymentalnymi wykonano analizy numeryczne o charakterze predykcyjnym, które zestawiono w kilku pracach. W [150] wykonano model z zastosowaniem metody mieszanej elementów skończonych i dyskretnych w oprogramowaniu LS-DYNA. W pracy [151] podjęto analizę statyczną typu *pushover* z uwzględnieniem nieliniowości materiału, a następnie wykonano analizę dynamiczną po uprzednim podziale modelu na kilka większych elementów (będących w interakcji poprzez elementy kontaktowe) – analizy przeprowadzono w oprogramowaniu ABAQUS. W pracy [152] przeprowadzono również nieliniową analizę statyczną typu *pushover* oraz analizę dynamiczną, na modelach typu mikro oraz makro – analizy za pomocą oprogramowania TNO DIANA. W [153] stosowano z kolei metodę elementów wyodrębnionych w oprogramowaniu 3DEC, modelując sztywne bloczki oraz spoiny z określoną sztywnością i powierzchnią zniszczenia według Coulomba-Mohra. W [154] wykorzystano oprogramowanie 3DMacro dedykowane analizie dyskretniej konstrukcji murowych; stworzono dwa modele z podziałem na makroelementy oraz mikroelementy.

Przytoczone prace prezentują dosyć szerokie spektrum analizy zachowania murów pod wpływem obciążeń poziomych w ujęciu numerycznym. W dalszym ciągu (według ich autorów) są one dalekie od zadowalających względem doświadczenia rzeczywistego.

Przekrojowy przegląd metod numerycznych dedykowanych historycznym konstrukcjom murowym, w tym mechanizmom lokalnym zawiera pozycja [155]. W poszczególnych rozdziałach przedstawiono obecny stan wiedzy w omawianej dziedzinie, zarówno od strony teoretycznej jak i praktycznej. Uwzględniono również modelowanie numeryczne konstrukcji murowych poddanych wzmocnieniom.

Wcześniej wspomniano o istocie dużych przemieszczeń i zjawiska kontaktu. Należy jednak nadmienić, iż pełen opis numeryczny murów wymaga również uwzględnienie trzeciej formy nieliniowości, czyli modeli konstytutywnych opisujących wytrzymałość budulca i zaprawy (lub wartości uśrednionych tych składowych). Przykładowo, w pracy [156] przyjęto model konstytutywny Willam’a-Warnke. W ten sposób mogłoby zostać uchwycone pękanie i kruszenie się muru. Wszechstronne modele numeryczne są jednak wymagające zarówno pod względem umiejętności użytkownika, czasochłonności obliczeń, jak i parametrów sprzętu obliczeniowego (w szczególności w przypadku analiz dynamicznych).

2.2. ZAPISY NORMOWE W PRZYPADKU OBCIĄŻEŃ SEJSMICZNYCH

Jak wskazano powyżej, największym zagrożeniem dla historycznych ścian murowanych (spośród obciążeń działających prostopadle do płaszczyzny ściany) są trzęsienia ziemi. Dlatego też, dokonano przeglądu norm i standardów w tym szczególnym aspekcie.

2.2.1. Eurokody

Projektowanie ścian na obciążenia prostopadłe do ich płaszczyzny jest jasno przedstawione w pakiecie szóstym – [157] wraz z pozostałymi częściami. W tym, podane są metody wyznaczania nośności murów obciążonych z płaszczyzny, zagadnienia te, wraz z aspektami konstrukcyjnymi, omówiono dokładnie w [158]. Jednakże w kontekście rozpatrywanym w tej pracy pojawiają się dwa fundamentalne problemy. Po pierwsze, pakiet ten dotyczy wyłącznie nowych konstrukcji, a podana w normie definicja muru oraz wymogi co do technologii jego wykonania wyklucza wiele z istniejących murów. Poza tym, w pakiecie szóstym wprost określono, iż nie służy on do wymiarowania konstrukcji pod wpływem oddziaływań sejsmicznych. W związku z powyższym, pakiet ten nie daje możliwości oceny odporności murów historycznych nie tylko pod wpływem obciążeń sejsmicznych, ale także pod wpływem jakichkolwiek oddziaływań prostopadłych do płaszczyzny muru.

Kwestie obciążeń sejsmicznych porusza pakiet ósmy. Do konstrukcji murowych odnosi się część [159] zawierająca zasady ogólne wymiarowania konstrukcji poddanych obciążeniom sejsmicznym oraz część [160] dotycząca szacowania odporności sejsmicznej oraz wzmacniania obiektów istniejących. Pierwsza z wymienionych części nie podaje metody wyznaczania nośności muru z płaszczyzny pod obciążeniem sejsmicznym, nie wspomina również o metodach obliczeniowych podawanych w pakiecie szóstym. Najprawdopodobniej wynika to z faktu, iż zalecenia związane z parametrami geometrycznymi ścian oraz pozostałymi wymogami konstrukcyjnymi (np. smukłość pionowa i pozioma ścian, połączenie ze ścianami ortogonalnymi, układ ścian usztywniających) powinny zapobiegać zniszczeniu ścian obiektu w kierunku prostopadłym do ich płaszczyzny w pierwszej kolejności. To jest, poprzez zapewnienie integralnej pracy całego obiektu (m. in. wywołanie tzw. efektu skrzyni), w pierwszej kolejności ściany ulegają zniszczeniu w swojej płaszczyźnie, szczególnie ściany osłabione otworami. Część [160] również nie podaje żadnej metody obliczeniowej, która pozwalałaby na wyznaczenie odporności muru w kierunku prostopadłym do jego płaszczyzny. Jednakże, Załącznik C normy porusza ten temat w punkcie C2.4v. dopuszczając jako

uzupełniające „*wielkoskalowe testy niszczące w poszczególnych częściach konstrukcji lub na poszczególnych elementach w celu zwiększenia poziomu zaufania odnośnie generalnych właściwości konstrukcji lub w celu uzyskania szczególnych informacji takich jak **odporność w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ściany**...*”. Jest to jednak jedyny zapis poruszający tę tematykę. Ponadto, należy zauważyć, iż w tym samym załączniku została zauważona problematyka związana ze słabościami murów historycznych. Mianowicie, zalecana jest identyfikacja obecności/jakości zaprawy, obecności pustek wewnątrz ścian, w przypadku ścian wielowarstwowych z rdzeniem należy określić obecność, zasięg i rozstaw więzów. Norma nie określa jednak jak te informacje przełożyć na wartości liczbowe i szacowanie nośności muru.

Prawdopodobnie, kolejna odsłona pakietu ósmego skoryguje/uzupełni przedstawione powyżej (oraz pozostałe) nieścisłości związanych z projektowaniem i szacowaniem nośności konstrukcji murowych w warunkach sejsmicznych. Zakres prac prowadzonych w tym temacie przedstawiono pokrótce w artykule konferencyjnym [161].

2.2.2. Norma kanadyjska

Norma [162] nie odnosi się do istniejących konstrukcji murowych. Jeśli chodzi o projektowanie nowych konstrukcji na obciążenie prostopadłe do płaszczyzny, to opiera się na zasadach zbliżonych do Eurokodu.

2.2.3. Norma australijska

Norma [163] nie odnosi się do istniejących konstrukcji murowych. W kwestii projektowania nowych ścian, w porównaniu z dwoma poprzednimi normami, wyróżnia ją sposób wyznaczania nośności momentowej w zginaniu poziomym oraz podejście do zginania dwukierunkowego. W pierwszej kwestii australijska norma jest bardziej szczegółowa i uwzględnia: rozstaw spoin pionowych, wytrzymałość budulca na rozciąganie przy zginaniu poziomym oraz zniszczenie zaprawy w spoinach pionowych. Zginanie dwukierunkowe opiera się natomiast w dużej mierze na pracy [164]. Procedura bierze pod uwagę stopień utwierdzenia translacyjnego i rotacyjnego ścian, obecność otworów, nośność w zginaniu ukośnym oraz geometrię budulca i spoin.

2.2.4. Norma nowozelandzka

W Nowej Zelandii funkcjonują wkomponowane w prawodawstwo – [165] – oddzielne wytyczne dedykowane szacowaniu nośności istniejących konstrukcji – [166], w tym murowych – [6] i [167]. Wytyczne te, w przypadku obiektów historycznych, odnoszą się do zasad nowozelandzkiej karty ICOMOS [8], natomiast nie rozróżniają metod obliczeń względem istniejących konstrukcji murowych o charakterze nie historycznym. Istotną rolę odgrywa definicja tzw. budynku podatnego na trzęsienie ziemi – EPB (ang. *earthquake prone building*). Określenie czy budynek lub jego część zalicza się do EPB odbywa się na podstawie wstępnej analizy jakościowej ISA (ang. *initial seismic assessment*) opartej na przyznawaniu punktów w zależności od cech określonych elementów budynku [168]. Wynik końcowy porównuje się z analogiczną konstrukcją zaprojektowaną według współczesnych standardów budowlanych NBS (ang. *new building standards*). Jeśli konstrukcja otrzymuje wynik $<34\%NBS$ zaliczana jest do EPB. W zależności od tego czy budynek należy do EPB stosuje się w konsekwencji jeden z dwóch zestawów wytycznych: EPB bądź non-EPB, przeznaczonych do szczegółowych obliczeń inżynierskich i szczegółowej analizy sejsmicznej DSA (ang. *detailed seismic assessment*). Za pomocą DSA precyzuje się $\%NBS$, tym razem jednak w oparciu o analizę ilościową.

Historyczne konstrukcje murowe zazwyczaj z definicji można zaliczać do EPB, wówczas stosuje się do nich wyodrębnioną część poświęconą niebrojonym obiektom murowym: [6]. Aplikowana jest ona w połączeniu z dwoma częściami wstępnymi, dotyczącymi aspektów generalnych [169] oraz procedur szacowania i metod analizy konstrukcji [170]. Wytyczne do konstrukcji murowych omawiają dosyć szczegółowo obiekty (łącznie ze stropami, dachami, połączeniami, fundamentami) charakterystyczne dla Nowej Zelandii oraz podają typowe mechanizmy zniszczenia, opierając się w dużej mierze na raportach po kataklizmach z lat 2010-2011. Podany jest również szczegółowy algorytm postępowania przy ocenie nośności niebrojonych budynków murowanych. Omówiony jest schemat postępowania i obliczeń dla poszczególnych składowych: stropów, połączeń, ścian obciążonych z płaszczyzny oraz w płaszczyźnie. Finalnie, podany jest sposób określania globalnej nośności obiektów, podano również metodykę postępowania w przypadku budynków szeregowych.

W zakresie badań materiałowych, poza typowymi badaniami normowymi, wskazane są praktyczne wytyczne oceny parametrów wytrzymałościowych cegieł i zapraw na podstawie łatwości ich zarysowania i skruszenia.

W przypadku ścian obciążonych prostopadłe do ich płaszczyzny wytyczne zauważają problem murów wielowarstwowych – „*ściany wielowarstwowe, w przypadku obciążeń prostopadłych do ich płaszczyzny, mogą być traktowane jako monolit, jeśli:*

- *wszystkie warstwy są przewiązane ze sobą główkami co najmniej co cztery warstwy, regularnie wzdłuż muru;*
- *badania lub dedykowane studium potwierdzają zdolność warstw do pracy monolitycznej*

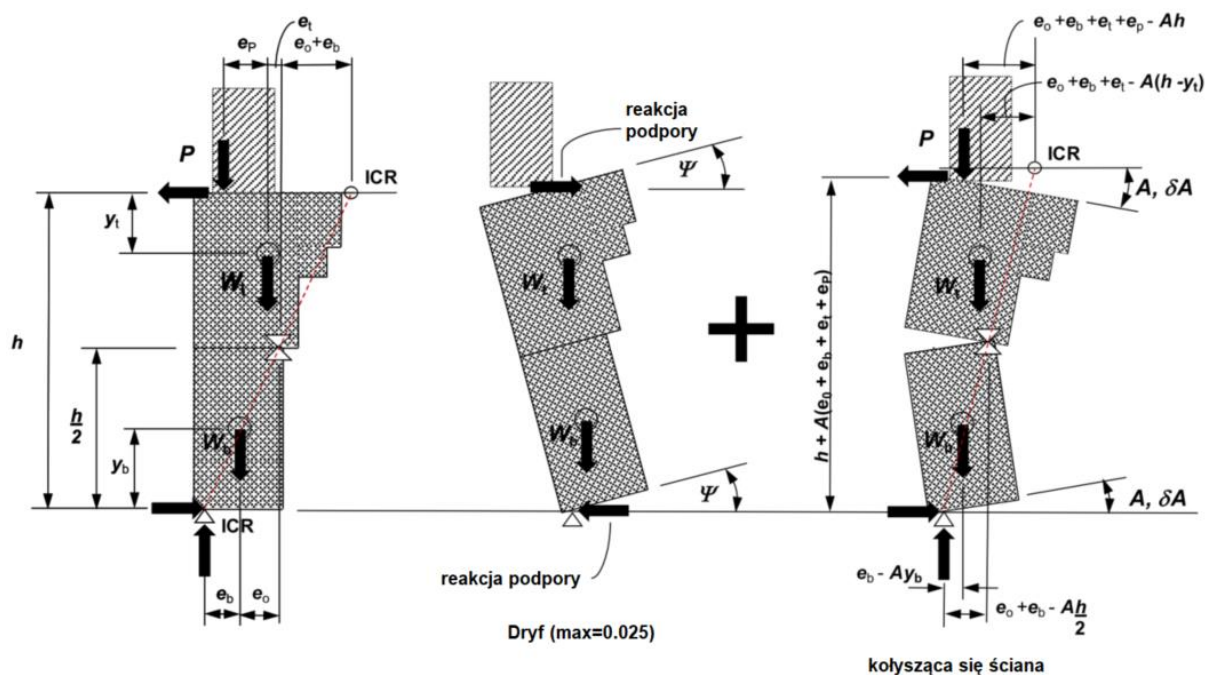
w innym razie należy traktować warstwy jako działające osobno.”

Dalszy komentarz nie jest całkowicie spójny z powyższym, a mianowicie zakłada, iż warstwa główkowa w wiązaniu amerykańskim również jest gwarantem pracy monolitycznej. W przypadku innych wiązań w murach trójwarstwowych wymagane jest, aby główki zewnętrznych warstw były ze sobą w kontakcie (jedna nad drugą) w warstwie środkowej. Kiedy powyższe warunki nie są spełnione należy sprawdzić czy obciążenia pionowe mogą zostać przeniesione przez główki w ścinaniu (nośność jednej cegłówki zależna jest od jej wymiarów oraz wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu). Wytyczne nie podają jednak badań ani prac uzasadniających powyższe wskazówki.

Zginanie poziome oraz dwukierunkowe omówione są zdawkowo i głównie w odniesieniu do wspomnianej już normy australijskiej [163]. Przywołane są także inne prace, również opierające się o teorię nośności granicznej, w których metodyka udoskonalona jest o wyniki kolejnych programów badawczych. Te prace to: [171], [172] oraz [173]. Wszystkie z tych metod są metodami siłowymi – wytyczne podają, iż stosowanie w tych przypadkach metod przemieszczeniowych nie jest na chwilę obecną dostatecznie rozpoznane.

Znacznie więcej uwagi poświęcono zginaniu pionowemu ścian jednokierunkowych, wspornikowych oraz ścian szczytowych. Zezwala się na stosowanie analizy sił, jednakże szeroko opisane jest zastosowanie analizy przemieszczeń z uwzględnieniem nieliniowości (nieliniowa analiza kinematyczna). Podany przez wytyczne algorytm w dużej mierze uwzględnia przytaczane wcześniej prace Derakhshan’a: [73], [66] .

Rys. 2.38 przedstawia ścianę jednokierunkowo zginaną o nieregularnym przekroju, która jest obciążona mimośrodową siłą P przekazywaną na jej górną powierzchnię przez strop. Uwzględniony jest również dryf Ψ pomiędzy podporą dolną i górną ściany. Całkowite przemieszczenia ściany są sumą dryfu i kołysania.



Rys. 2.38 Kołysząca się ściana jednokierunkowa z obecnością dryfu pomiędzy piętami, [6]

Metoda zakłada powstanie przegubu w połowie wysokości ściany, co nie musi oznaczać równości ciężarów części dolnej W_b i górnej W_t . Ponadto, sztywne założenie o położeniu przegubu w połowie wysokości nie jest zgodne z rzeczywistością – powinno być m. in. zależne od stosunku $P/(W_b + W_t)$, jest to zatem uproszczenie. Zapisując i przekształcając odpowiednio równanie równowagi (przy założeniu małych kątów) otrzymuje się maksymalny kąt obrotu A powyżej którego ściana staje się niestabilna:

$$A = \frac{b}{a} \quad [2-6]$$

$$b = W_b e_b + W_t (e_o + e_b + e_t) + P(e_o + e_b + e_t + e_p) - \Psi(W_b y_b + W_t y_t) \quad [2-7]$$

$$a = W_b y_b + W_t (h - y_t) + Ph \quad [2-8]$$

Przyjmując jako wartość kontrolną mechanizmu przemieszczenie poziome przegubu w połowie wysokości ściany, otrzymuje się:

$$\Delta_i = A \frac{h}{2} = \frac{bh}{2a} \quad [2-9]$$

Uwzględniając obecność drgań swobodnych analizowanego układu otrzymuje się okres kołyszącego się sztywnego bloku zastępczego:

$$T_p = 4 \sqrt{\frac{J}{a}} \cosh^{-1} \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta_t}{\Delta_i}} \right) \quad [2-10]$$

Okres ten jest czterokrotnością czasu wymaganego na powrót układu z przemieszczenia Δ_t do stanu pionowego. Jest to więc okres sieczny i zależny od wychylenia, co jest zgodne z koncepcją kołysania wprowadzoną w pracy [78]. Δ_t przyjmuje się, na podstawie badań eksperymentalnych i analitycznych, jako równe $0.36\Delta_i$ – przy większych przemieszczeniach analizy wskazują nadmierną czułość na widmo obciążeniowe oparte na założeniach sprężystości i w efekcie duży rozrzut wyników. Stąd, dla $\Delta_t = 0.36\Delta_i$, otrzymuje się:

$$T_p = 4.07 \sqrt{\frac{J}{a}} \quad [2-11]$$

Gdzie J jest momentem bezwładności układu:

$$J = J_{bo} + J_{to} + \frac{1}{g} \left\{ W_b [e_b^2 + y_b^2] + W_t [(e_o + e_b + e_t)^2 + y_t^2] + P (e_o + e_b + e_t + e_p)^2 \right\} + J_{anc} \quad [2-12]$$

J_{bo} oraz J_{to} to momenty bezwładności odpowiednio dolnej i górnej części względem ich środków ciężkości, a J_{anc} to moment bezwładności innych mas powiązanych ze ścianą nośną, np. warstwa elewacyjna ściany trójwarstwowej. Należy również wyznaczyć współczynnik udziału, który reprezentuje korelację pomiędzy przemieszczeniami lub siłami bloku zastępczego, a rzeczywistym mechanizmem podlegającym kołysaniu:

$$\gamma = \frac{(W_b y_b + W_t y_t) h}{2Jg} \quad [2-13]$$

Następnie wyznacza się przemieszczenie ściany w odpowiedzi na obciążenie sejsmiczne:

$$D_{ph} = \gamma \left(\frac{T_p}{2\pi} \right)^2 C_p(T_p) R_p g \quad [2-14]$$

Gdzie:

R_p – współczynnik bezpieczeństwa na podstawie normy [174];

$C_p(T_p) = C_i(T_p) C_{Hi} a_{max}$ – obliczeniowy współczynnik obciążeniowy;

a_{max} – maksymalne przyspieszenie podłoża;

C_{Hi} – wpływ wysokości położenia mechanizmu;

$C_i(T_p)$ – wpływ nieliniowej charakterystyki mechanizmu;

Wytyczne podają również zależność na maksymalne przyspieszenie jakiemu podlega mechanizm w celu sprawdzenia nośności połączenia strop-ściana. Analogiczne algorytmy podane są w wytycznych dla ściany wspornikowej oraz ściany szczytowej.

2.2.5. Norma amerykańska

Standard [175] dotyczy szacowania nośności istniejących budynków, w tym murowanych, przed i po wzmocnieniu. Zapisy dotyczącą murów ceglanych oraz z bloczków betonowych, zamieszczona jest jednak uwaga, że można je ekstrapolować na mury kamienne (przy wprowadzeniu dedykowanych badań). Dokument dużo miejsca poświęca samemu procesowi szacowania nośności w funkcji wybranej kategorii zachowania budynku. Rozróżnia się trójstopniową analizę. Wyszczególnione są cechy charakterystyczne dla obiektów murowanych i wynikające z nich konsekwencje w kontekście inspekcji oraz obliczeń. W kontekście ścian obciążonych z płaszczyzny, szczególny nacisk położony jest na ich łączenia ze stropami. Wytyczne przedstawione w dokumencie dotyczą zarówno obiektów współczesnych, jak i historycznych. W przypadku tych drugich zauważone są możliwe utrudnienia i dodatkowe wymagania w procesie szacowania ich nośności oraz wzmocniania. Podane są również normy/dokumenty dotyczące obiektów historycznych, do których można się odnosić, przykładowo: [176], [177]. Podane są trzy metody sprawdzania eksperymentalnego wytrzymałości na zginanie z płaszczyzny ścian murowanych, jednocześnie zauważa się, iż w wielu murach, z racji jakości zaprawy, można ją przyjąć jako zerową.

Nośność ścian obciążonych z płaszczyzny należy określać przy założeniu ich podparcia na stropach. Jeśli połączenie ze stropami jest nieefektywne, należy analizować zginanie o schemacie podparcia na ścianach poprzecznych i słupach lub rozważać zginanie

dwukierunkowe. O ile nie występuje zjawisko przesklepienia łukowego, wartość naprężeń wywołujących pękanie należy ograniczyć do określonej wcześniej wytrzymałości na zginanie z płaszczyzny.

Standard odnosi się również do ścian wielowarstwowych i pozwala traktować je jako monolit pod warunkiem, że spoina wzdłużna (spoina pomiędzy przylegającymi warstwami) jest wypełniona zaprawą co najmniej w 50%. Nie ma jednak sprecyzowanych wymogów co do jakości zaprawy. Nie ma żadnego odniesienia do obecności więzów czy też ich rozmieszczenia. Norma nie przywołuje również żadnych prac/programów badawczych w oparciu, o które zostały określone powyższe wymogi.

Nośność ścian obciążonych sejsmicznie prostopadle do ich płaszczyzny nie powinna być określana za pomocą liniowej bądź nieliniowej analizy statycznej. W przypadku stanu granicznego dopuszczającego natychmiastowe użytkowanie obiektu po działaniu obciążenia sejsmicznego, nie dopuszcza się powstawania pęknięcia ścian od zginania. Dla stanu granicznego odnoszącego się do zagrożenia ludzkiego życia pęknięcia są dopuszczone pod warunkiem, że wykształcony mechanizm jest stabilny podczas odpowiedzi dynamicznej. Stabilność ta powinna zostać określona za pomocą całkowania równań ruchu z uwzględnieniem odpowiednich akceleroграмów dla obu stropów podpierających. Dla stanu granicznego ‘prewencja przed destrukcją’ podano wartości graniczne smukłości ścian poniżej których nie są konieczne dodatkowe obliczenia sprawdzające stabilność ścian podpartych dwoma stropami. Smukłości te zależą od tego czy budynek jest jedno- czy wielokondygnacyjny i czy ściany znajdują się na pierwszej, ostatniej, czy też pośredniej kondygnacji. Smukłości te zakładają odpowiednią nośność połączenia ściana-strop. Jeśli chodzi o sposób przeprowadzania dokładniejszych obliczeń, to standard odsyła do pracy [178].

Należy zauważyć, iż w samym dokumencie jest podejmowana ocena części zawartych w nim zapisów oraz przeprowadzona swojego rodzaju polemika. Przytoczono prace, które świadczą o konserwatywności zaproponowanych smukłości dla krótkich impulsów obciążeniowych – [179], [17], ale również odniesiono się do pracy wykazującej brak konserwatyzmu dla impulsów wydłużonych: [180]. Stwierdzono również, iż w przyszłości, poza proporcjami ścian przy ocenie stabilności powinno się brać również ich grubość – z dwóch ścian o tej samej smukłości, ta grubsza jest bardziej stabilna (jest to konsekwencją zjawiska kołysania, któremu podlegają). Zauważa się również prace, które wykazują istotne znaczenie obciążenia pionowego na ścianę, wysokości pęknięcia ściany, charakterystyki dynamicznej stropów – [181], [180], [182].

2.2.6. Norma i rozporządzenia włoskie

We Włoszech, poza Eurokodami, funkcjonuje również norma krajowa NTC [5] wraz z obszernym komentarzem [183], które w pełni pozwalają na projektowanie konstrukcji budowlanych oraz szacowanie nośności już istniejących. *De facto*, norma NTC jest traktowana jako nadrzędna względem Eurokodów, które traktowane są jako dokumenty uzupełniające. W przypadku obiektów dziedzictwa kulturowego wprowadzona jest ponadto „Dyrektywa Prezesa Rady Ministrów dotycząca szacowania oraz redukcji ryzyka sejsmicznego dziedzictwa kulturowego w odniesieniu do norm technicznych konstrukcji” - DPCM [184]. DPCM i NTC odwołują się do siebie wzajemnie.

NTC jest najobszerniejszą i najkompletniejszą normą dotyczącą szacowania istniejących konstrukcji murowych, co jest konsekwencją połączenia bogatej zabudowy historycznej Włoch oraz częstych trzęsień ziemi w tym rejonie.

Najnowsze wydanie NTC jednoznacznie rozróżnia pomiędzy analizą globalną i lokalną konstrukcji oraz ustanawia ich hierarchię: *„W przypadku konstrukcji murowych, szacowanie ich bezpieczeństwa musi być przeprowadzone w odniesieniu do mechanizmów zniszczenia – zarówno lokalnych, jak i globalnych, o ile te drugie będą miały znaczenie. W ogólności, analiza mechanizmów globalnych nabiera na znaczeniu, tylko wtedy, kiedy podjęte interwencje wyeliminują lokalne mechanizmy zniszczenia. Należy również rozróżnić budynki wolnostojące względem zespołu zestawionych ze sobą budynków (szczególnie w centrach historycznych). Ponadto, w przypadku zespołów budynków, odpowiedź globalna jest trudna do zidentyfikowania lub wręcz nieidentyfikowalna – w przeciwieństwie do wydzielonych elementów czy pojedynczych obiektów”*. Stąd też, norma wiele uwagi poświęca analizie mechanizmów lokalnych, które to w dużej mierze powiązane są z mechaniką muru obciążonego prostopadle do jego płaszczyzny. W konsekwencji, nacisk położony jest na rzetelną i świadomą inspekcję analizowanych obiektów, a w szczególności: jakości połączeń pomiędzy elementami murowanymi, jakości połączeń ze stropami i dachami, istniejącymi pęknięciami, dokonane zmiany w konstrukcji, typologię murów, obecność i rozstaw więzów, obecność otworów i wnęk.

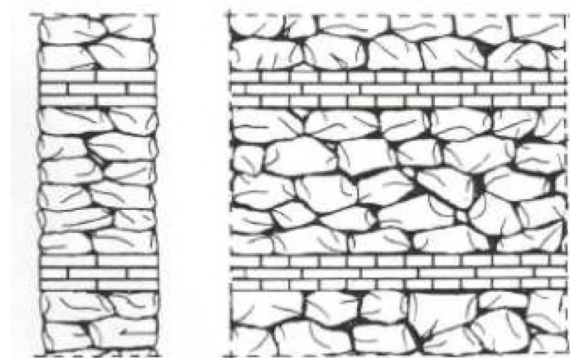
Norma rozpoznaje również, iż dążenie do osiągnięcia tego samego poziomu bezpieczeństwa, który otrzymywany jest w budynkach nowoprojektowanych często jest drogą nieefektywną finansowo i logistycznie. Dlatego też zezwala się na mniej rygorystyczne wymagania, aczkolwiek w parze z adekwatnym dostosowywaniem/ograniczaniem funkcji budynków. Ponadto, tylko nieliczna grupa istniejących konstrukcji murowych musi spełniać stany graniczne

użytkowości. Filozofia NTC w zakresie szacowania nośności konstrukcji murowych wyrażona jest w zalecanej kolejności projektowania wzmocnień/naprawy tych konstrukcji:

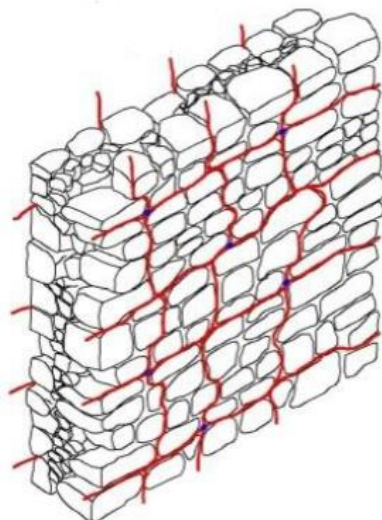
- 1) naprawy lub interwencje lokalne – odnoszą się do pojedynczych elementów strukturalnych, nie ma podanej minimalnej wymaganej wartości poprawy w wyniku takiego działania; norma wymaga jedynie, aby podjęte działania nie pogorszyły pracy pobliskich elementów obiektu;
- 2) interwencje – mogą dotyczyć działań lokalnych lub globalnych, w ich przypadku wymagane jest wykazanie określonego wzrostu bezpieczeństwa konstrukcji lub jej fragmentu;
- 3) adaptacje – działania mające na celu osiągnięcie poziomu bezpieczeństwa wymaganego dla budynków nowoprojektowanych;

Należy zaznaczyć, iż jest to dokładnie odwrotny ciąg logiczny względem poprzedniej edycji tej normy [185]. Zmiana ta wynika z faktu, iż lokalne mechanizmy zniszczenia są bardzo kosztowne zarówno z punktu widzenia życia ludzkiego, jak i utraty mienia. Stąd, zajmując się problemami lokalnymi możliwe jest znaczne zwiększenie bezpieczeństwa konstrukcji murowanej przy relatywnie niewielkich nakładach finansowych.

Norma podaje metody niszczące i nieniszczące pozwalające określić poszczególne parametry mechaniczne muru. Ponadto, na podstawie licznych badań i ekspertyz, w normie rozróżnionych jest osiem typów ścian murowanych, wraz z podanymi wartościami (dolnymi i górnymi) parametrów mechanicznych: wytrzymałość na ściskanie i ścinanie, moduły sprężystości podłużnej i poprzecznej, ciężar. Ponadto, podane są współczynniki korekcyjne dla tych wartości w zależności od czynników takich jak jakość zaprawy, regularne przemurowania (rys. 2.39), więzy oraz współczynniki korekcyjne dla metod wzmocniania murów: iniekcji zaczynów, tynku zbrojonego, zbrojenia spoin wraz z elementami kotwiącymi (rys. 2.40).



Rys. 2.39 Regularne przemurowanie w rozumieniu [5], [186]



Rys. 2.40 Zbrojenie spoin wraz z elementami kotwiącymi w rozumieniu [5], [187]

W kwestii więzów norma odnosi się do ich ‘odpowiedniego’ zagęszczenia i jakości, jednakże nie podaje metody oceny ilościowej pierwszej z cech. Ponadto, powyższe parametry mechaniczne dotyczą jedynie pracy muru w jego płaszczyźnie.

Co do zachowania murów wielowarstwowych pod wpływem obciążenia z płaszczyzny, podkreślona jest rola więzów i zalecone jest postępowanie w razie ich braku lub niedostatecznej obecności – w zależności od jakości rdzenia muru, brana pod uwagę jest redukcja grubości efektywnej ściany lub osobne rozpatrywanie poszczególnych warstw. Ponownie jednak brakuje wskazówek ilościowych do oceny efektywności więzów.

Nośność murów obciążonych prostopadłe do ich płaszczyzny może być określana według analiz statycznych (analiza kinematyczna liniowa i nieliniowa) lub nieliniowej analizy dynamicznej. Oba rodzaje analiz statycznych opierają się o możliwe do realizacji mechanizmy ciał sztywnych, połączonych ze sobą w łańcuch kinematyczny za pomocą więzów wewnętrznych (przegubów, przegubów tarcowych, ściągów). Łańcuch ten połączony jest więzami z pozostałymi elementami (ściany, dach, stropy) konstrukcji. Warunkiem takiego postępowania jest brak zjawiska dezintegracji ścian. Następnie, zastosowanie ma (omawiana w 2.1.1) teoria nośności granicznej według [188]. Poza trzema pierwotnymi postulatami, NTC zezwala na mniej rygorystyczne/bardziej praktyczne kroki:

- a) poślizg pomiędzy blozkami, z uwzględnieniem tarcia;
- b) połączenia między ścianami, z ograniczoną nośnością;
- c) obecność metalowych łączników i łańcuchów na styku ściany-strop i ściany-dach;

- d) ograniczoną wytrzymałość muru na ściskanie, wyrażoną poprzez odpowiednie odsunięcie przegubu od krawędzi ściany;
- e) uwzględnienie rozwarstwienia w ścianach wielowarstwowych.

Liniowa analiza kinematyczna. W oparciu o powyższe zapisy, jest w zasadzie jedną z postaci analizy sił. Stosując powyższe reguły z wykorzystaniem zasad prac wirtualnych otrzymuje się mnożnik aktywujący mechanizm:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad [2-15]$$

Gdzie:

N – liczba bloków w łańcuchu kinematycznym;

m – liczba sił zewnętrznych niezależnych od obciążeń sejsmicznych, przyłożonych do różnych bloków;

P_k – wypadkowy ciężar przyłożony do k-tego bloku (ciężar własny bloku przyłożony do jego środka ciężkości, dodany do pozostałych sił masowych niesionych przez blok);

Q_k – wypadkowa sił masowych nie spoczywających na bloku k-tym, ale które generują poziomą siłę sejsmiczną oddziałującą na k-ty blok (siły te wynikają z braku ich efektywnej transmisji do pozostałych części budynku);

F_k – siła zewnętrzna przyłożona do k-tego bloku; siła taka może zarówno sprzyjać aktywacji mechanizmu (np. rozpór sklepienia) lub jemu przeciwdziałać (np. rozpór łuków/sklepień działających z przeciwnej strony lub siły tarcia wywołane przez mechanizm, ale znajdujące się poza nim);

$\delta_{Py,k}$ – pionowe przemieszczenie wirtualne środka ciężkości k-tego bloku, gdzie przyłożona jest siła P_k , kierunek dodatni przyjęty jako ruch w górę;

$\delta_{F,k}$ – przemieszczenie wirtualne miejsca przyłożenia siły F_k , rzutowane na kierunek działania tejże siły (dodatnie lub ujemne w zależności od tego czy sprzyja mechanizmowi, czy też jemu przeciwdziała);

$\delta_{PQx,k}$ – poziome przemieszczenie wirtualne środka ciężkości sił poziomych $\alpha(P_k + Q_k)$ działających na k-ty blok, zakładając kierunek dodatni jako sprzyjający aktywacji mechanizmu;

L_i – całkowita praca sił wewnętrznych (wydłużenie łańcuchów, tarcie, praca na łącznikach, deformacja w płaszczyźnie stropów i dachu pod warunkiem, że nie są przyjęte jako doskonale sztywne);

Nieliniowa analiza kinematyczna. Jest jedną z postaci metod przemieszczeniowych. Opiera się na wyznaczeniu zmiany wartości współczynnika aktywacji mechanizmu w funkcji wartości przemieszczenia punktu kontrolnego:

$$\alpha = \alpha_0 f\left(\frac{d_c}{d_{c,0}}\right) \quad [2-16]$$

Gdzie:

α_0 – współczynnik aktywujący mechanizm wg [2-15];

d_c – wartość przemieszczenia poziomego punktu kontrolnego;

$d_{c,0}$ – końcowa wartość przemieszczenia poziomego punktu kontrolnego, dla którego współczynnik aktywacji mechanizmu zeruje się: $\alpha = 0$.

Wyznaczenie krzywej reprezentowanej przez równanie [2-16], wymaga określenia czy siły zewnętrzne i wewnętrzne ulegają zmianie wraz z ewolucją mechanizmu (przyrostem d). Przykładem zmiany wartości sił wewnętrznych jest zmiana sił tarcia na połączeniu ściana obalana - ściana ortogonalna w wyniku przyrostu przemieszczenia i utraty kontaktu na górnych bloczkach (opisana w pracy [189] lub utrata nośności pręta kotwiącego).

W celu określenia nośności ściany z uwzględnieniem właściwości dynamicznych układu należy określić parametry równoważnego, nieliniowego oscylatora.

$$a^* = \frac{\alpha(d_c)g}{e^*FC} \quad [2-17]$$

$$d^* = d_c \frac{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2}{\delta_{cx} \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad [2-18]$$

Gdzie:

g – przyspieszenie ziemskie;

FC – współczynnik ufności; w przypadku, kiedy do określenia α_0 nie uwzględnia się wytrzymałości na ściskanie muru, należy przyjąć $FC = 1.35$;

δ_{cx} – wirtualne przemieszczenie poziome punktu kontrolnego;

e^* – ułamek masy partycypującej w mechanizmie, który może być określony na podstawie przemieszczeń wirtualnych traktowanych jako postać drgań własnych mechanizmu lokalnego:

$$e^* = \frac{[\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}]^2}{[\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k)] [\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2]} \quad [2-19]$$

Krzywą nośności 0-A-B przedstawia Rys. 2.41 (krzywa dla niezmiennych wartości sił wewnętrznych i zewnętrznych). Jest to krzywa bilinearna – zakłada mur nieskończenie sztywny i brak zdolności analizowanego mechanizmu do samodzielnego drgania przed aktywacją mechanizmu (np. ściana jednokierunkowo zginana, dobrze utwierdzona w stropach). W przypadku elementów zdolnych do swobodnych wibracji (np. ściany wspornikowe, blanki, pinakle, attyki) należy uwzględnić drgania sprężyste w postaci gałęzi 0-C o nachyleniu $(2\pi/T_0)^2$. Gdzie okres drgań własnych T_0 , można wyznaczyć z rozwiązania dla belki o równomiernie rozłożonej masie:

$$T_0 = k\lambda L \sqrt{\frac{w}{Eg}} \quad [2-20]$$

Gdzie:

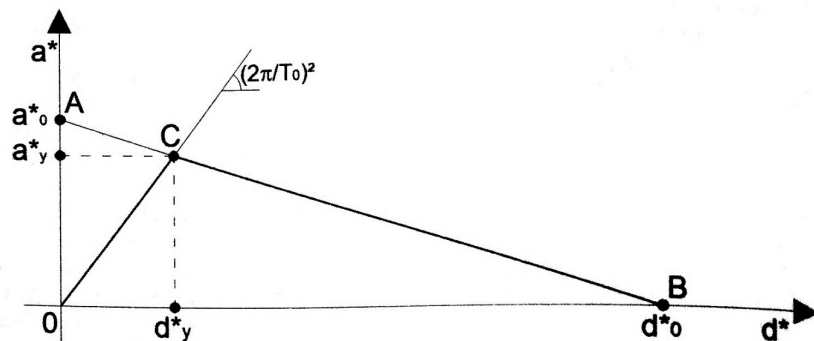
k – współczynnik równy 6.2 dla wsporników i 2.2 dla belek swobodnie podpartych;

L – długość elementu;

λ – smukłość elementu: długość elementu/wysokość przekroju;

w – ciężar materiału muru;

E – moduł sprężystości, zaleca się przyjmować wartości zredukowane w celu uwzględnienia spękania muru;



Rys. 2.41 Krzywa nośności oscylatora równoważnego, [190]

Nieliniowa analiza dynamiczna. Norma dopuszcza stosowanie kompleksowych metod numerycznych (z wykorzystaniem pakietów komercyjnych) pozwalających na analizę układów o wielu stopniach swobody. W takich przypadkach, z racji większej czułości mechanizmów lokalnych na historię obciążenia, wymagana jest większa liczba akceleroogramów obciążających układ. Ponadto, norma dopuszcza również analizy układów o jednym stopniu swobody, z odpowiednio wprowadzonym tłumieniem. Dopuszcza to w zasadzie jawną analizę zjawiska kołysania, która została omówiona w 2.1.3.

Wytyczne dla obiektów dziedzictwa kulturowego [184] wyróżniają dwa rodzaje analiz globalnych oraz analizę lokalną. Analiza lokalna odwołuje się wprost do liniowej i nieliniowej analizy kinematycznej. Ponadto, DPCM zawiera załącznik z typowymi schematami zniszczenia spotykanymi w zabytkowych obiektach sakralnych oraz załącznik opisujący procedury postępowania w przypadku obiektów zabytkowych.

2.2.7. Norma holenderska

Należy zauważyć, iż *de facto* ‘norma holenderska’ są to nieobligatoryjne zalecenia, które są jedynie przedstawione w formie normy. Dokument ten, dotyczący projektowania i szacowania nośności konstrukcji na obciążenia sejsmiczne, pojawił się po raz pierwszy dopiero w 2015, w związku ze wstrząsami indukowanymi eksploatacjami gazu w północo-wschodniej Holandii (okolice Groningen) – [191]. Najnowsza i obowiązująca wersja tego dokumentu to [192]. W zamyśle wydawcy, jest on pierwszym krokiem w stronę krajowego załącznika do Eurokodu 8 [159].

W przypadku obiektów zabytkowych, dokument nie gwarantuje, iż proponowane w nim rozwiązania są w zgodzie z krajowymi wymogami dotyczącymi dziedzictwa historycznego i kulturowego [193]. Wymagana jest więc konfrontacja tych dokumentów.

Zalecenia podają minimalne wartości wytrzymałości budulca i zaprawy, jeśli nie można ich określić w żaden inny sposób. Nie jest poruszany temat ścian wielowarstwowych i wiązków. Nie ma też dodatkowego odniesienia do specyfiki ścian historycznych – [193] również o tym nie traktuje.

Jeśli chodzi o określanie odporności ścian obciążonych prostopadle do ich płaszczyzny to wytyczne dopuszczają kilka możliwości. Pierwsza, to sprawdzenie minimalnej grubości muru oraz jego smukłości i proporcji według tabeli 9.2 w Eurokodzie 8 [159]. Istotna jest jawna

deklaracja, iż można stosować te zapisy względem istniejących obiektów, w tym historycznych, co nie zostało dobitnie stwierdzone w Eurokodzie 8.

Kolejna metoda opiera się o założenia zawarte w Eurokodzie 6 [157]. Sprawdzenie nośności sprowadza się do wyznaczenia ciśnienia granicznego oraz równoważnego ciśnienia sejsmicznego. Ciśnienie graniczne zależy od położenia ściany w obiekcie, jej grubości, wyężenia osiowego oraz wartości pierwszej częstości własnej. W dokumencie zawarta jest tabela podająca wartości ciśnienia granicznego dla zdyskretyzowanych zmiennych. Dopuszczalna jest interpolacja.

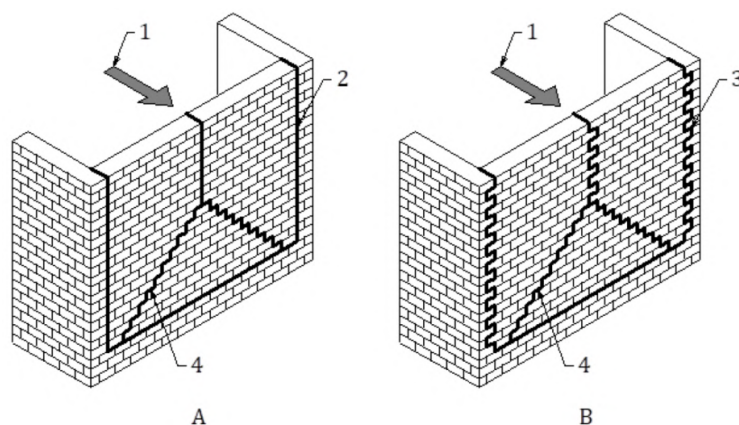
Bardziej dokładne metody rozróżniają ściany zginane jednokierunkowo poziomo (podparcie na stropach) oraz zginane pionowo i ukośnie (podparcie na ścianach ortogonalnych i/lub stropach).

Zginanie pionowe wzorowane jest na normie nowozelandzkiej [6] i nośność ścian wyznaczana jest w ten sam sposób. Jest to więc analiza przemieszczeń. Istotna różnica pojawia się na poziomie wyznaczania obciążenia ścian podpieranych stropami – zalecenia holenderskie proponują dwa sposoby uwzględniania obecności stropów oraz parametrów globalnych obiektów.

W przypadku zginania poziomego i ukośnego, dokument odwołuje się do aktualnych badań eksperymentalnych, które dla tych rodzajów zginania wskazują, iż nośność związana z pękaniem murów jest większa niż nośność związana z zachowaniem po pęknięciu. Te badania zawarte są w pracach: [194], [195], [196], [197], [198]. Niemniej jednak, ze względów praktycznych wyznaczane są obie nośności według algorytmu podanego w pracy [199].

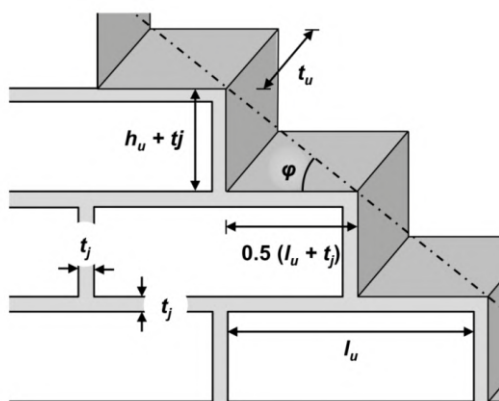
Dla zginania poziomego zalecenia rozróżniają zginanie ciągłe i schodkowe – odpowiednio linie 2 i 3 na Rys. 2.42. W zależności od postaci zniszczenia stosuje się dwa różne równania i wybiera to odpowiadające minimum. Równania zostały zaadaptowane wprost z pracy [200]. Zginanie ukośne (linia 4 na Rys. 2.42) oparte jest wprost na pracy [201] i metodzie tam podanej. Parametry geometryczne muru, na których opiera się metoda przedstawia rys. 2.43. Ponieważ są to metody siłowe, istotną rolę odgrywają tu parametry wytrzymałościowe zarówno zaprawy, jak i budulca.

Ponadto, zalecenia podkreślają, iż podczas wyznaczania nośności ścian obciążonych z płaszczyzny, należy wziąć pod uwagę ewentualne zmiany w podparciu, a także wpływ ścian ortogonalnych i stropów.



Rys. 2.42 Rodzaje zniszczenia w zginaniu pionowym po wpływie obciążenia z płaszczyzny.

Opis w tekście, [192]

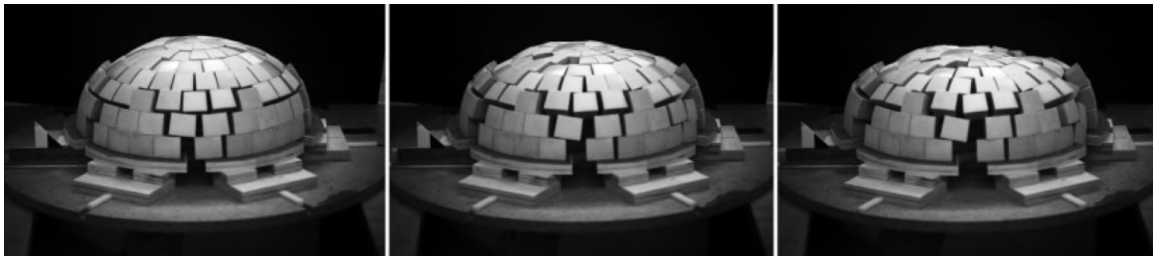


Rys. 2.43 Podstawowe parametry geometryczne w zginaniu ukośnym, [201]

W sytuacji, kiedy opisane powyżej metody wykazują niedostateczną nośność ściany, możliwe jest wykorzystanie ostatniej opcji – dynamicznej analizy nieliniowej w domenie czasu, według zaleceń podanych w normie. Wymaga ona jednak bardzo dokładnego odwzorowania rzeczywistego obiektu, między innymi poprzez uwzględnienie sztywności i nośności połączeń, mimośrodów, sztywności stropów oraz ich interakcji ze ścianami.

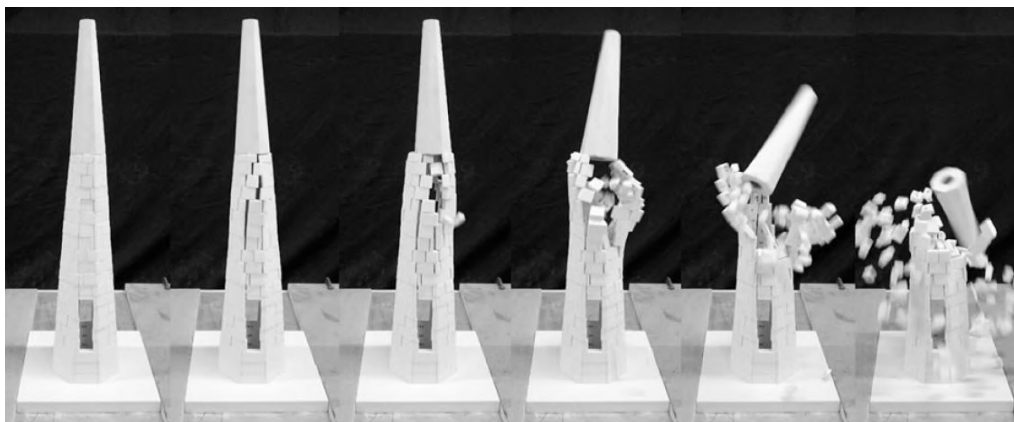
2.3. BADANIA MURÓW Z WYKORZYSTANIEM DRUKU 3D

Gwałtowny rozwój technologii druku 3D z wykorzystaniem różnorodnych materiałów, który zaszedł w ciągu ostatnich lat, otworzył nowy rozdział w metodologii badań naukowych oraz w szeroko pojętej inżynierii. Po raz pierwszy, gipsowe bloczki do badań w skali zastosowano w pracy [202]. Badano w niej zachowanie kopuły pod wpływem promieniowego rozsuwania podpór – rys. 2.44.



Rys. 2.44 Kopała z bloczków gipsowych - test rozsuwania podpór, [202]

Natomiast w pracy [131] badane były iglice wież kościelnych w skali 1:20. Iglica zbudowane z drukowanych bloczków były poddawane testom quasi-statycznym na równi pochyłej oraz testom dynamicznym na stole wstrząsowym.



Rys. 2.45 Iglica z bloczków gipsowych – badanie na stole wstrząsowym, [131]

2.4. METODY WZMACNIANIA WIELOWARSTWOWYCH MURÓW HISTORYCZNYCH

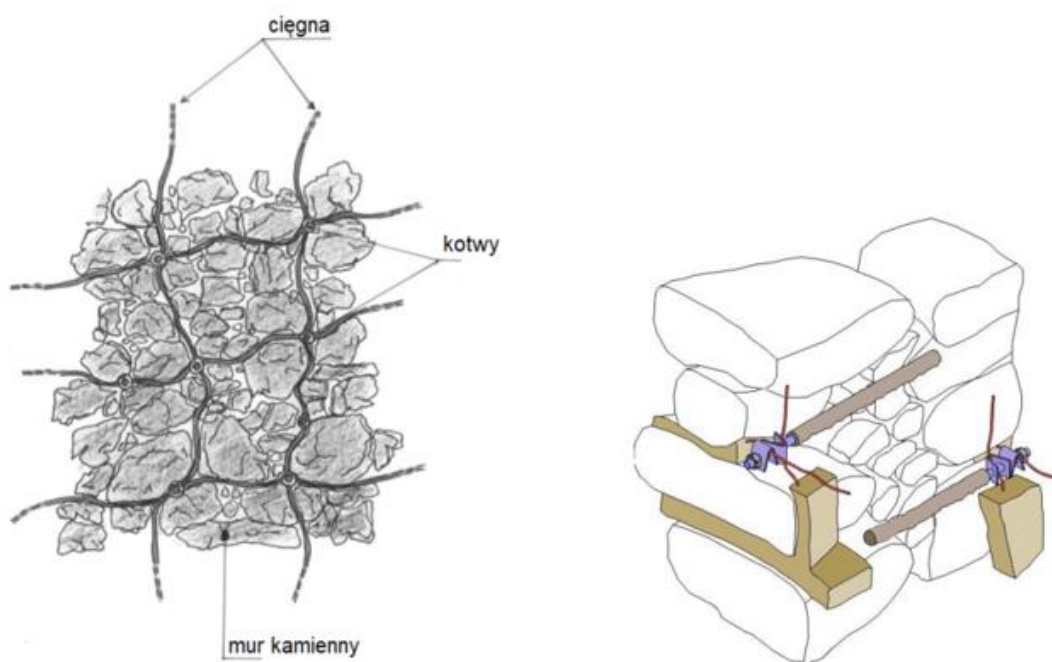
Jak już wcześniej wspomniano, jedną z głównych cech murów historycznych jest ich wielowarstwowość. Ponadto, częstą cechą murów trójwarstwowych jest obecność warstwy środkowej (rdzenia) w postaci podatnej. To jest, rdzeń taki charakteryzuje się o wiele niższą sztywnością i wytrzymałością niż warstwy zewnętrzne (okładziny). Drugą cechą jest brak połączeń międzywarstwowych (więzów) lub ich niedostateczne zagęszczenie.

Jedną z metod wzmacniania, która poprawia zarówno parametry rdzenia, jak i jego zespolenie z okładzinami, jest wprowadzanie iniektów (mieszanki na bazie wapna lub pucolany) do wnętrza muru. Przykładowe programy badawcze można odnaleźć w pracach [203], [204], [205], [206], gdzie analizowana jest zarówno technologia podawania iniektu, jego parametry materiałowe, jak i wpływ na jakość muru. Szczególną uwagę należy zwrócić na

pracę [207] gdzie podano zależności analityczne opisujące nośność na ściskanie muru trójwarstwowego po iniekcji. W przytoczonych pracach nie sprawdzano wpływu podejmowanych działań na nośność z płaszczyzny – skupiono się jedynie na zachowaniu muru w płaszczyźnie.

Na iniekcji opiera się również tzw. metoda złączy podatnych [208], gdzie w murze wykształcane są złącza polimerowe. Dzięki temu zabiegowi redukowana jest koncentracja naprężeń w murze, poprzez jednorodny ich rozkład na całej powierzchni kontaktu. Istotnym elementem tej metody jest odpowiedni dobór polimeru [209].

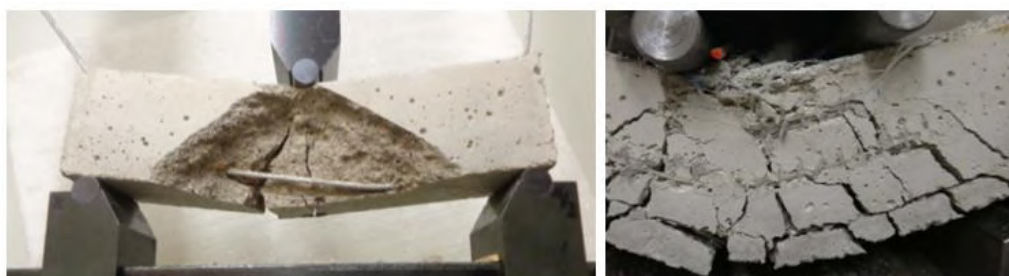
Najobszerniejszy program badawczy w Europie, dotyczący murów historycznych trójwarstwowych w skali naturalnej przeprowadzono na Uniwersytecie w Perugii (pod kierownictwem profesora Antonio Borri’ego) oraz na Politechnice Wrocławskiej, na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego pod kierownictwem profesora Jerzego Jasieńko. Zespoły te zajęły się metodami wzmacniania zwiększającymi monolityczność muru wielowarstwowego – zarówno w płaszczyźnie okładzin, jak i w płaszczyźnie do niej prostopadłej. Metody te opierają się na zastosowaniu cięgien (stalowych lub kompozytowych) o wysokiej wytrzymałości, umieszczonych w spoinach muru, a następnie przykrytych zaprawą (zgodność z wytycznymi konserwatorskimi). Cięgna utwierdzone są w murze, w odpowiednim rozstawie, za pomocą stalowych kotew; kotwy pełnią również rolę więzów zespalających poszczególne warstwy muru [187]. System ten nosi nazwę *reticulatus* – rys. 2.46. W pracach [187], [210], [211] przedstawiono efektywność tego rozwiązania w ścisaniu, ścinaniu oraz zginaniu z płaszczyzny muru – rys. 2.47. W pracy [212] skupiono się na zaprawie w spoinach muru – badano jej nośność na zginanie po wzmocnieniu cięgnami oraz włóknami polimerowymi – rys. 2.48.



Rys. 2.46 System reticulatus (po lewej); elementy kotwiące (po prawej), [187]



Rys. 2.47 Próba zginania czteropunktowego muru wielowarstwowego – stanowisko badawcze (po lewej), zniszczony świadek (po prawej), [211]



Rys. 2.48 Próba zginania wzmocnionej zaprawy – wzmocnienie cięgnami (po lewej), wzmocnienie włóknami (po prawej), [212]

II PRACE BADAWCZE WŁASNE

3. STANOWISKA BADAWCZE ORAZ MODELE BADAWCZE

Badania przeprowadzono z wykorzystaniem równi pochyłej oraz stołu wstrząsowego. Były to badania w skali 1:10 wykonane przy użyciu drukowanych bloczków gipsowych, z których wznoszone były konstrukcje murowane (mur suchy).

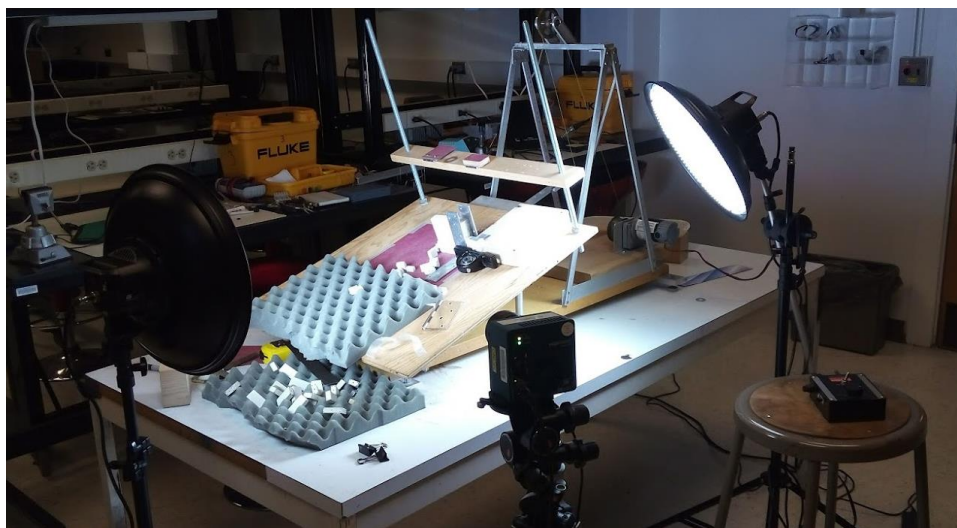
Wszystkie badania zostały przeprowadzone w laboratorium Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska (Department of Civil and Environmental Engineering) w Massachusetts Institute of Technology (Cambridge, MA).

W przypadku historycznych konstrukcji murowych, gdzie wytrzymałość zaprawy na rozciąganie może być przyjęta jako zerowa (lub zaprawy po prostu nie ma), odkształcenia sprężyste są minimalne i przyjęte jest założenie, iż wszystkie odkształcenia zachodzą w spoinach, modele badawcze w skali są pomocne w analizie pracy mechanicznej. W takiej sytuacji, w przypadku testu równi pochyłej, jedyną istotną właściwością materiałową jest współczynnik tarcia między bloczkami. Podstawowe właściwości materiałowe, które muszą być uwzględnione na stole wstrząsowym, to współczynnik tarcia pomiędzy bloczkami oraz gęstość. W przypadku obciążenia sejsmicznego, gęstość jest nieistotna, tak długo jak jest ona jednorodna – stała dla wszystkich bloczków. W sytuacji kiedy analizowane są modele w skali reprezentujące obiekty rzeczywiste, poddawane rzeczywistym (uprzednio zarejestrowanym) obciążeniom sejsmicznym, dla powyższych założeń, akcelerogramy są skalowane pierwiastkiem wymiarów liniowych modeli względem obiektu rzeczywistego. Przy czym, w badaniach na stole wstrząsowym, które przeprowadzono w tej pracy, modele nie odnoszą się do konkretnych obiektów (skupiono się na wybranych cechach murów historycznych), a obciążenia nie reprezentują konkretnych akcelerogramów – długość i intensywność impulsów była dobierana tak aby uzyskać pożądane formy odpowiedzi modeli.

3.1. RÓWNIA POCHYŁA

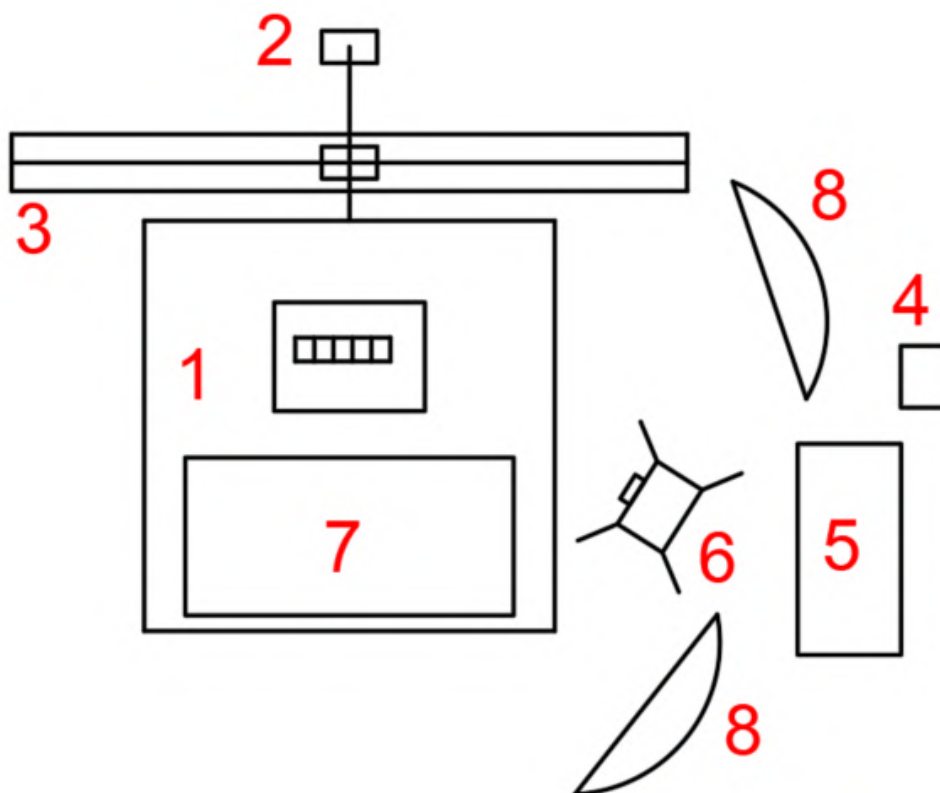
Błat równi pochyłej został wykonany z drewna klejonego o grubości 15mm, jego długość i szerokość były sobie równe i wyniosły 61cm. W celu zautomatyzowania procesu badawczego oraz zapewnienia stałej prędkości przyrostu kąta obrotu został zastosowany silnik elektryczny. Przełożenie momentu obrotowego z silnika na równię odbywało się poprzez linkę z jednej

strony przymocowaną do głowicy umieszczonej na wale silnika, a z drugiej strony zakotwiczoną na tylnej krawędzi blatu. Pomiędzy punktami zaczepienia, na szczycie aluminiowej ramy, umieszczona była rolka umożliwiająca zamianę obrotowego ruchu głowicy na przemieszczenie kątowe blatu. Równia pochyła wraz z pozostałymi elementami stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 3.1 oraz rys. 3.2.



Rys. 3.1 Równia pochyła – stanowisko badawcze

Jak ukazano na rysunku rys. 3.2 stanowisko badawcze składało się z 8 elementów. Elementy od 1 do 3 – to odpowiednio blat stołu, silnik oraz stelaż aluminiowy zwieńczony rolką. Włącznik silnika oraz pilot kamery znajdowały się w obrębie punktu 4. Laptop, który pozwalał obserwować obraz z kamery oraz zapisywać nagrania wideo znajduje się na stanowisku 5. Kamera wysokiej prędkości „Edgertronic” umieszczona na statywie to stanowisko numer 6. Dodatkowo, na blacie stołu umieszczono materiał ochronny mający na celu zapobieganie niszczenia upadających bloczków – numer 7. W miejscu, gdzie wznoszona była badana konstrukcja, blat był pokryty papierem ściernym w celu uniknięcia niepożądanego poślizgu. Numer 8 to lampy oświetleniowe, które były konieczne w celu uzyskania zapisu wideo o odpowiedniej jakości.



Rys. 3.2 Stanowisko badawcze dla testu równi pochyłej (opis w tekście)

Dla murów utwardzonych, więzy były tworzone poprzez metalowe płaskowniki w kształcie litery „L”, które były przytwierdzane do stołu za pomocą wkrętów (w pewnych przypadkach płaskowniki – celowo – były jedynie dociążane odważnikami).

Silnik napędzający obrót stołu zapewnia stałą prędkość obrotową blatu równą $\pi/360$ rad/s ($0.5^\circ/\text{s}$).

Zastosowano dwie lampy oświetleniowe marki Generay, model SpectroLED-14 Light, natężenie oświetlenia: 6800lux (w odległości 1m).

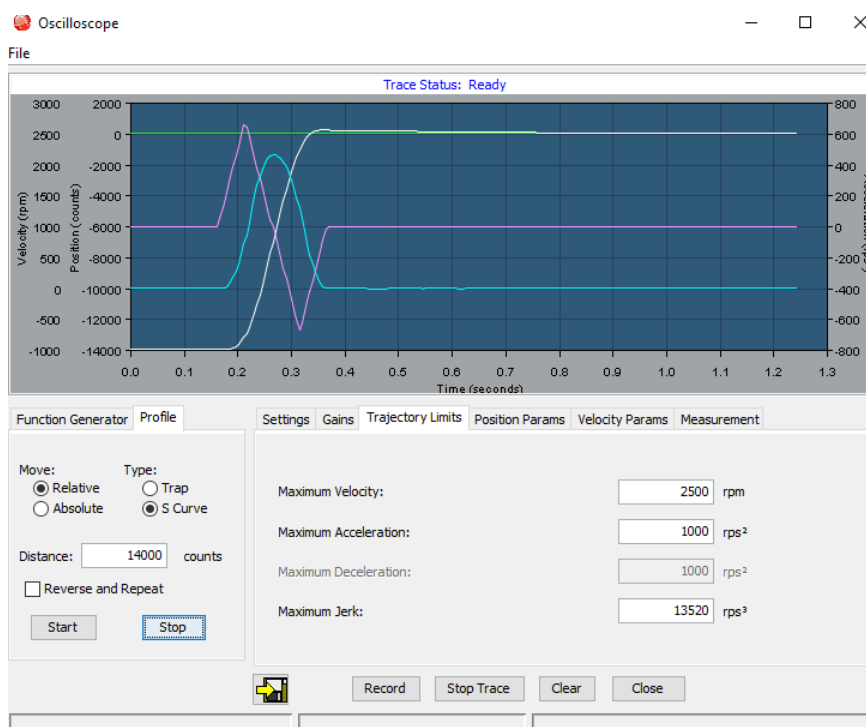
Kamera została opisana w punkcie 3.3 pracy.

3.2. STÓŁ WSTRZĄSOWY

Zastosowany stół wstrząsowy wraz z silnikiem napędzającym pochodziły oryginalnie z zestawu eksperymentalnego Shake Table II firmy Quanser. Natomiast zasilanie – cyfrowo sterowany serwonapęd oraz oprogramowanie komputerowe zostały dobrane niezależnie. Stół był jednoosiowy – możliwość przemieszczenia tylko w jednym kierunku. Rozmiary stołu to 61cm x 46cm x 13cm – odpowiednio: długość, szerokość, wysokość. Masa stołu to 27.2kg, natomiast rozmiar blatu to 46cm x 46cm (tak jak w przypadku równi pochyłej blat został

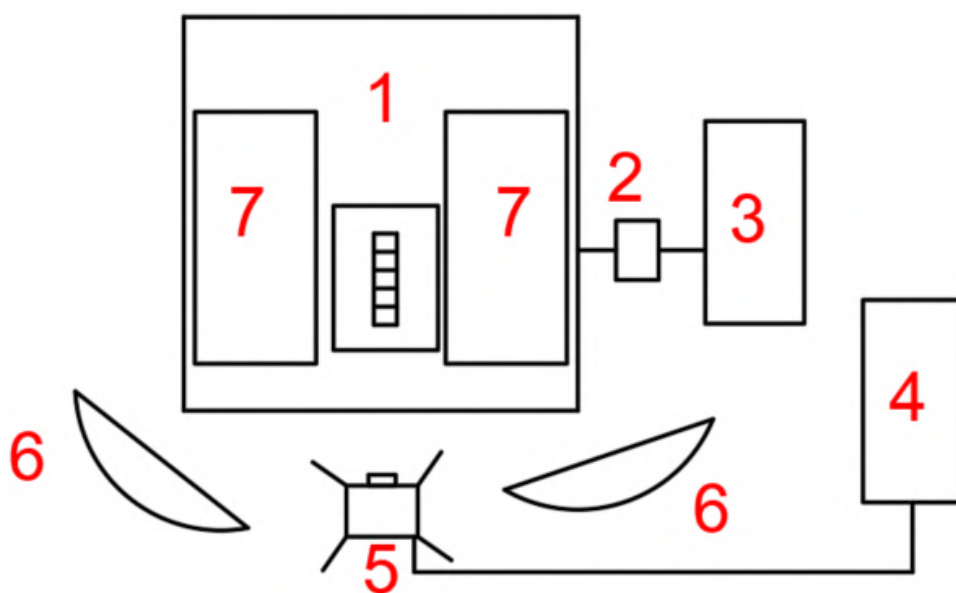
pokryty papierem ściernym). Przesunięcie stołu to 1.27cm/obrót, maksymalne przesunięcie to 7.5cm. Maksymalne przyspieszenie stołu to 2.5g (g – przyspieszenie ziemskie). Przyspieszenie podane dla badanej struktury o masie równej 7.5kg.

Podobnie jak w przypadku równi pochyłej, dla murów utwierdzonych, więzy były tworzone poprzez metalowe płaskowniki w kształcie litery „L”, które były przytwierdzane do stołu za pomocą wkrętów. Silnik napędzający stół to Kollmorgen Silverline H-344-H-0600 o mocy 400W oraz maksymalnym momencie obrotowym 4.82Nm. Zasilacz oraz serwonapęd (Xenus Plus EtherCat) zostały wyprodukowane przez firmę Copley. Praca silnika była sterowana oprogramowaniem CME2 (wersja 7.0). W czasie badań stół był stosowany do wytwarzania impulsu o kształcie zbliżonym do funkcji sinus (jeden pełny okres). Impuls był realizowany za pomocą krzywej sigmoidalnej, która opisywała przesunięcia stołu – biała krzywa na rys. 3.3. Dla krzywej sigmoidalnej, w sytuacji, kiedy blat ma zostać przesunięty o pewien odcinek (bez zmiany zwrotu przesunięcia, czyli podróż z pozycji A do B), wykres przyspieszenia jest zbliżony do krzywej typu sinus – wykres fioletowy. Należy tutaj zaznaczyć, iż wykresy przedstawione na rys. 3.3 są co prawda plotowane na podstawie danych zwrotnych z silnika, ale są to zawsze wielkości wyidealizowane i mogą tylko być traktowane do analizy jakościowej. Natomiast rzeczywista historia przyspieszenia stołu była odczytywana z zapisu kamer z zastosowaniem oprogramowania ProAnalyst Xcitex – wyniki prezentowane w dalszej części pracy. Poza zastosowaniem krzywej sigmoidalnej, kształt, długość i amplituda impulsu były kontrolowane poprzez następujące parametry przedstawione na rys. 3.3: przesunięcie (*distance*), maksymalna prędkość (*maximum velocity*) – kolor jasnoniebieski, maksymalne przyspieszenie (*maximum acceleration*) – kolor fioletowy, maksymalny zryw (*maximum jerk*) – zryw zwany jest również drugim przyspieszeniem lub szarpnięciem. Poprzez stosowanie odpowiedniej kombinacji limitów wspomnianych wielkości uzyskiwane były impulsy o zmiennej charakterystyce (czyli o zmiennym czasie trwania i maksymalnym przyspieszeniu).



Rys. 3.3 Oprogramowanie CME2 – panel kontroli pracy silnika

W przypadku stołu wstrząsowego zapis wideo przeprowadzono w sposób identyczny jak dla testów na równi pochyłej. Zestaw badawczy przedstawiony jest na rys. 3.4. Stół wstrząsowy wraz z umieszczonym pod blatem silnikiem oznaczone są numerem 1; numer 2 to serwonapęd, zasilanie oraz wyłącznik awaryjny; 3 – laptop z oprogramowaniem sterującym silnik; 4 – laptop do obsługi kamery; 5 – kamera wysokiej prędkości; 6 – lampy oświetleniowe; 7 – materiał ochronny.



Rys. 3.4 Stanowisko badawcze dla stołu wstrząsowego z jedną kamerą (opis w tekście)

3.3. ZAPIS I PRZETWARZANIE DANYCH

Ponieważ kamery wysokich prędkości były istotnym elementem opisanych powyżej stanowisk badawczych, ich parametry i sposób wykorzystania zostały opisane w niniejszym punkcie. Została również przedstawiona idea pracy oprogramowania służącego do przetwarzania zapisu wideo w celu uzyskania żądanych wielkości. Kamera rejestrująca to model *Edgertronic* (wersja monochromatyczna) – rys. 3.5. W ustawieniach przyjęto rozdzielczość 1264x1008 pikseli. Prędkość rejestracji obrazu została ustawiona na 498 klatek na sekundę (kamery codziennego użytku posiadają prędkość 30 klatek na sekundę).

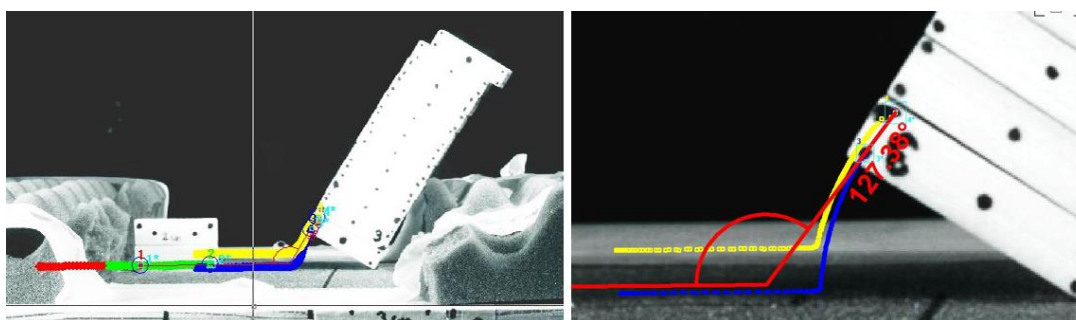
Kamera była wyposażona w migawkę typu *global shutter* eliminującą efekty przekrzywienia oraz błysków charakterystycznych dla migawki typu *rolling shutter*. Wyższość migawki typu *global shutter* wynika z faktu, iż w przeciwieństwie do migawki typu *rolling shutter*, która rejestruje obraz fragmentarycznie (skanując go pasmami pionowymi lub poziomymi), ta pierwsza zapisuje obraz w całości przy jednorazowej czynności. Różnica ta powoduje, iż przy filmowaniu obiektów poruszających się z dużymi prędkościami, obraz rejestrowany przez aparaty wyposażone w tzw. *rolling shutter* jest rozmyty, np. łopaty pracującego śmigła samolotu zlewają się ze sobą.

Migawka była ustawiona na poziomie 1/500sec. Model soczewki fabrycznie stosowany w kamerze to Nikkor 50mm f1.8 D. Panel kontroli kamery jak i widok przez nią rejestrowany był obsługiwany poprzez przeglądarkę internetową. W czasie testów w zależności od ich specyfiki rejestrowano zapis o długości od 1.5 sekundy do 3.0 sekund. Stosowana kamera w czasie swojej pracy, w sposób ciągły, magazynowała w swojej pamięci zadaną długość filmu, nadpisując dane. Zdalny pilot umożliwiał w każdym momencie wymuszenie trwałego zapisu filmu na karcie pamięci. Kamera posiadała opcję rejestru klatek zarówno przed jak i po wydaniu polecenia zapisu. Oznacza to, że część klatek może pochodzić z okresu przed poleceniem zapisu, a część z okresu po wydaniu polecenia zapisu. W trakcie przeprowadzania eksperymentu, ze względu na charakter badanych zjawisk, całość zapisu wideo zawsze pochodziła z momentu przed wydaniem polecenia zapisu.



Rys. 3.5 Przód (po lewej) i tył (po prawej) kamery Edgertronic

Sam zapis wideo pochodzący z kamer wysokiej prędkości ma istotną wartość związaną z faktem, iż daje możliwość dokładnej analizy jakościowej zachodzących zjawisk. Szczególnie, biorąc pod uwagę fakt, że dla rzeczywistych konstrukcji poddawanych obciążeniami jak w niniejszych badaniach (obciążenie o charakterze sejsmicznym) nie ma możliwości dokładnej obserwacji samego momentu zniszczenia. Stąd, w takich sytuacjach, schemat zniszczenia jest dedukowany na podstawie już uszkodzonych obiektów, co nie zawsze jest miarodajne. O ile nieprzetworzony zapis wideo jest jedynie środkiem do analizy jakościowej, to w połączeniu z odpowiednim oprogramowaniem, umożliwiającym jego analizę, staje się on istotnym narzędziem do analizy ilościowej. Do analizy zapisów wykorzystano oprogramowanie ProAnalyst firmy Xcitex. Fundamentalną cechą tego narzędzia jest zdolność do wyodrębniania specyficznych elementów obrazu i do śledzenia ich przemieszczenia w następujących po sobie klatkach. Zastosowane algorytmy umożliwiają śledzenie obiektów bez dodatkowych markerów takich jak piłeczka do tenisa stołowego. Możliwe jest śledzenie wielu obiektów jednocześnie – ich przemieszczenia, prędkości i przyspieszenia w funkcji czasu. Zebrane informacje pozwalają następnie na analizę (w funkcji czasu) kątów i wzajemnych przemieszczeń poszczególnych elementów wykształcanych podczas procesu zniszczenia konstrukcji – rys. 3.6. Wyniki analiz mogą być prezentowane graficznie w samym narzędziu lub wyeksportowane do pliku tekstowego lub pliku typu „csv”.



Rys. 3.6 Analiza zapisu wideo z zastosowaniem narzędzia ProAnalyst Xcitex

3.4. BLOCZKI GIPSOWE – WYKONANIE I PARAMETRY

3.4.1. Druk 3D z proszku gipsowego

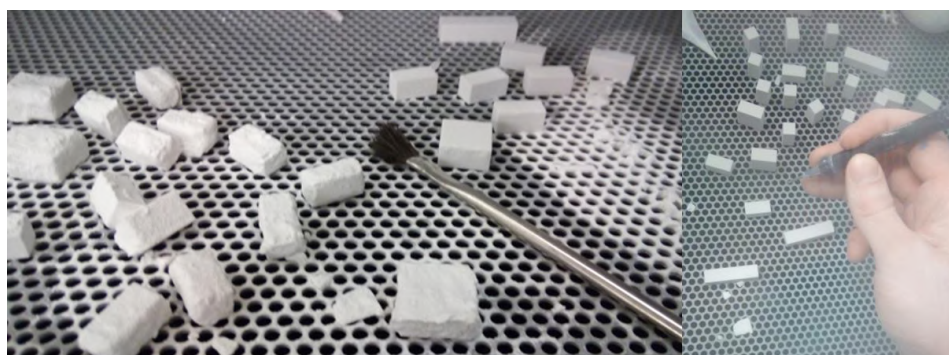
Badane mury wielowarstwowe były wznoszone przy użyciu bloczków wykonanych w skali 1:10. Bloczki były wytworzone za pomocą drukarki 3D. Model drukarki to ZPrinter[®] 450, wyprodukowany przez firmę ZCorporation – rys. 3.7. Maszyna drukuje struktury z proszku gipsowego (tutaj typ ZP[®] 150), którego cząsteczki spajane są za pomocą odpowiedniego lepiszcza (typ Zb[®] 63). Skład lepiszcza ze względu na tajemnicę handlową nie jest dokładnie znany. Prawdopodobnymi składnikami, w zależności od technologii druku, mogą być gliceryna lub sproszkowane cukry. Struktury są drukowane w oparciu o pliki graficzne zawierające modele 3D; podstawa drukarki startuje z zerowej wysokości, a po nałożeniu pierwszej warstwy proszku podstawa zostaje przesunięta w kierunku pionowym. Jednocześnie wprowadzane jest do proszku lepiszcze. Jednakże w przeciwieństwie do gipsu, który jest rozprowadzany po całym przekroju, lepiszcze wprowadzane jest tylko w miejscach zaprojektowanej struktury, tak aby doszło do wykształcenia ciała stałego o pożądanym kształcie. Dlatego też, po zakończeniu pracy drukarki, uzyskane elementy należy wydobyć z matrycy utworzonej przez niezwiązany proszek gipsowy – rys. 3.8. Ostatecznie, elementy należy oczyścić z proszku, za pomocą pędzla i strumienia powietrza pod ciśnieniem – rys. 3.9.



Rys. 3.7 Drukarka 3D, model ZPrinter[®] 450



Rys. 3.8 Wydrukowane bloczki w czasie ekskawacji



Rys. 3.9 Proces oczyszczania wydrukowanych elementów

3.4.2. Cechy bloczków i badania wstępne

Zadaniem bloczków jest odwzorowywanie w skali, rzeczywistego zachowania budulców stosowanych w murach historycznych, czyli kamienia i cegły. Skala przypisana drukowanym bloczkom (czyli skala 1:10) stanowiła kompromis pomiędzy zużyciem materiału i rozmiarem stanowisk badawczych, a precyzją przeprowadzonych badań. Ponieważ jednym z głównych założeń badań było uzależnienie nośności konstrukcji od równowagi sił i momentów dla bryły sztywnej, niedoskonałości geometryczne powinny mieć istotny wpływ na uzyskiwane rezultaty. Źródłem tychże niedoskonałości jest między innymi precyzja drukarki. Kolejnym elementem mogącym wpłynąć na geometrię bloczków było pokrycie ich warstwą roztworu poliuretanowego na bazie oleju. Roztwory na bazie wody zostały wykluczone ze względu na dużą reaktywność gipsu względem wody. Działanie to miało na celu wyeliminowanie nadmiernej ścieralności bloczków oraz zapobieganie ich pękaniu i kruszeniu w czasie testów. Roztwór był naniesiony w postaci jednej warstwy za pomocą pędzla, po czym bloczki były suszone przez dobę w temperaturze 50°C. Ponieważ bloczki niepokryte poliuretanem nie były

badane, dokonano pomiarów i badań wstępnych jedynie na bloczkach powlekanych roztworem. Bloczki wydrukowano w sześciu rozmiarach, które zestawiono w tab. 3.1.

Tab. 3.1 Rozmiary wydrukowanych elementów

Typ elementu	Szerokość [mm]	Długość [mm]	Wysokość [mm]
1	20	20	10
2	20	10	10
3	40	20	10
4	40	10	10
5	10	30	10
6	20	30	10

Mury wznoszone i testowane w czasie badań składały się z kombinacji elementów od 1 do 4 z tab. 3.1. W celu określenia wpływu jakości druku i warstwy poliuretanu, w pierwszej kolejności, dokonano pomiarów wybranych boków. Wyniki zestawiono w tab. 3.2, każda wielkość została zmierzona 30 razy.

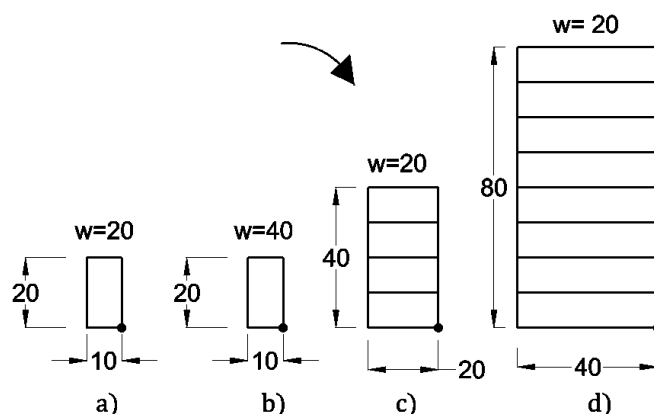
Tab. 3.2 Pomiar bloczków pokrytych roztworem

Wartość projektowana [mm]	Średni pomiar	SD	COV [%]	Min	Max	Śr. błąd względny [%]
40	40.05	0.08	0.19	39.94	40.24	0.6
20	20.02	0.09	0.44	19.89	20.35	0.1
10	10.07	0.08	0.78	9.92	10.27	0.7

SD: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona

Jak wskazują wyniki pomiarów umieszczone w tab. 3.2, średni błąd względny jak i współczynnik zmienności nie przekroczyły 1%, co jest rezultatem satysfakcjonującym. Niemniej jednak, istotniejszą kwestią było określenie wpływu niedoskonałości na stabilność bloczków. Zostało to sprawdzone dla pojedynczych bloczków oraz prostych struktur na równi pochyłej. Każdy z testowanych układów przedstawionych na rys. 3.10 powinien zostać teoretycznie obalony przy kącie równi pochyłej spełniającym warunek: $\tan \alpha = 0.50$ (wartość kąta otrzymano na podstawie równowagi momentów wywracających i stabilizujących).

Wymiar „w” na rys. 3.10 oznacza wymiar w kierunku prostopadłym do płaszczyzny kartki. Dla każdego układu przeprowadzono 5 prób. Wyniki testów przedstawiono w tab. 3.3 oraz tab. 3.4.



Rys. 3.10 Prymitywne struktury – sprawdzenie zgodności eksperymentu z predykcjami teoretycznymi

Tab. 3.3 Obalenie prymitywnych struktur – wyniki doświadczalne

Typ struktury	Funkcja tangens z kąta, dla którego zaszło obalenie											
a)	0.38	0.38	0.41	0.41	0.38	0.38	0.39	0.35	0.39	0.42	0.36	0.43
b)	0.41	0.41	0.36	0.35	0.40	0.40	0.41	0.41	0.35	0.36	0.33	0.36
c)	0.44	0.44	0.46	0.40	0.44	0.45	0.44	0.45	0.44	0.40	0.44	0.45
d)	0.45	0.52	0.46	0.45	0.46	0.46	0.46	0.43	0.45	0.46	0.45	0.42

Tab. 3.4 Obalenie prymitywnych struktur – analiza wyników doświadczalnych

Typ struktury	Średni pomiar	SD	COV [%]	Min	Max	Śr. błąd względny [%]
a)	0.39	0.02	6.09	0.35	0.43	22
b)	0.38	0.02	7.91	0.35	0.41	24
c)	0.44	0.02	4.26	0.40	0.46	12
d)	0.46	0.02	5.25	0.42	0.52	8

SD: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona

Z danych podanych w powyższych tabelach wyciągnięto następujące wnioski. Po pierwsze, dla szerokości podstawy równej 10mm, wartość doświadczalna jest dość znacznie zaniżona w stosunku do rezultatu teoretycznego – przypadek a) oraz b) w tabelach powyżej. Natomiast dla pozostałych przypadków, gdzie szerokość podstawy jest równa 20mm, doświadczalnie

wyznaczony kąt zniszczenia jest stosunkowo blisko wartości teoretycznej (eksperyment dał rezultat 8-12% niższe niż teoria). Wartość odchylenia standardowego i współczynnika zmienności są również akceptowalne. W związku z powyższym, można wnioskować, iż poniżej pewnej wartości (pomiędzy 10mm, a 20mm) precyzja zastosowanej drukarki przestaje być satysfakcjonująca, przynajmniej, jeśli chodzi o testy na murach nieobciążonych. Oczywiście, odnosi się to tylko do szerokości bloczka, wysokość bloczka może mieć 10mm, gdyż ze względu na szerokość podstawy – zazwyczaj 20mm, nie ma możliwości uzyskania kąta zniszczenia dla takiej geometrii.

Po wyjaśnieniu kwestii wpływu gabarytów bloczków na wartości eksperymentu zbadany został aspekt współczynnika tarcia. Ze względu na fakt, iż badano mur suchy, wpływ tego czynnika należy uważać za istotny. Bloczki pokryte poliuretanem testowano na równi pochyłej ustawiając dwa z nich, jeden na drugim i zwiększając następnie stopniowo kąt nachylenia blatu, aż do momentu uzyskania poślizgu między elementami. Bloczki wykazywały względem siebie współczynnik tarcia, który był nieakceptowalny z dwóch powodów. Po pierwsze, średnia wartość współczynnika wyniosła 0.80, co jest wartością wyższą w porównaniu z innymi badaniami przeprowadzanymi na elementach murowych – w [189] otrzymano 0.64, z kolei w [213] otrzymano 0.66. Taka wielkość współczynnika tarcia mogłaby zostać zaakceptowana, natomiast o podjęciu dalszych działań zdecydował inny nieakceptowalny czynnik. Był to znaczny rozrzut wyników – część bloczków ulegało poślizgowi dla kąta równego 20°, a niektóre pozostały w spoczynku nawet dla maksymalnego kąta jaki można było uzyskać na równi, który wynosił 45°. Oznacza to, że wartość współczynnika tarcia oscylowała pomiędzy 0.36, a co najmniej 1.0. Taka sytuacja była niedopuszczalna. W związku z powyższym, powierzchnia bloczków musiała zostać poddana obróbce, tak aby współczynnik tarcia został ujednolicony. W tym celu powierzchnie bloczków (aczkolwiek tylko górna i dolna) zostały przetarte papierem ściernym o uziarnieniu w kolejności: 220, 320 oraz 600. Cechy współczynnika tarcia, po przeprowadzonym zabiegu, zestawiono w tab. 3.5 na podstawie 60 pomiarów.

Tab. 3.5 Współczynnik tarcia pomiędzy bloczkami

Typ elementu	Średnia	SD	COV [%]	Min	Max
1 do 4	0.56	0.06	10.98	0.47	0.69

SD: odchylenie standardowe; COV: współczynnik zmienności; *SD*: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona

Jak widać z tab. 3.5, poprzez podjęte działanie współczynnik tarcia został zredukowany – wartość średnia to 0.56, co jest wielkością akceptowalną dla jednostek murowych. Udało się również zredukować rozbieżność pomiędzy minimalnym (0.47), a maksymalnym (0.69) pomiarem, przy współczynniku zmienności na poziomie 10.98%. Jest to oczywiście zdecydowana poprawa, aczkolwiek wielkości te dalej nie są satysfakcjonujące i mogły mieć istotny wpływ na analizę ilościową badań docelowych. Warto tutaj pochylić się nad przyczyną takich rozbieżności. Na rys. 3.11 przedstawiono 6 bloczków wydrukowanych w tej samej serii. Można spostrzec, iż poszczególne powierzchnie różnią się od siebie gładkością – są elementy, które mają powierzchnie praktycznie gładką, ale też obecne są elementy, które posiadają istotne zagłębienia w jednym z kierunków. Jest to efekt specyfiki procesu drukowania, w którym proszek gipsowy jest układany jednokierunkowo. Taka postać rzeczy istotnie wpływa na współczynnik tarcia między bloczkami, przez co nawet po pokryciu poliuretanem jak i wygładzeniu powierzchni za pomocą papieru ściernego ciężko uzyskać jednolitą wartość współczynnika tarcia pomiędzy każdą parą dwóch bloczków.



Rys. 3.11 Bloczki przed pokryciem klejem – różnorodność powierzchni

Istotnym aspektem związanym z procesem modyfikacji współczynnika tarcia poprzez papier ścierny jest wprowadzenie pochyłości na powierzchni bloczków. Wynika to z faktu, iż przy ręcznym operowaniu bloczkami i papierem ściernym, nieuniknione jest wprowadzanie lokalnych mimośrodów co sprawia, iż dwie powierzchnie bloczków przestają być równoległe względem siebie. Przykładowo, przed zastosowaniem papieru ściernego wysokość przy narożnikach w tym samym bloczku wynosiła od 9.85mm do 9.95mm, po ścieraniu od 9.60mm do 9.95mm.

Jak już wspomniano, po potraktowaniu bloczków papierem ściernym, powierzchnie bloczków uległy pewnym zniekształceniom. Musiało zostać zweryfikowane, czy i jaki to miało wpływ na otrzymywane wyniki doświadczalne. Dokonano tego po raz kolejny na próbkach elementarnych, aczkolwiek tym razem, porzucono stosunek szerokości do wysokości

$b:h = 1:2$ na rzecz stosunku $b:h = 2:7$. Wynikało to z faktu, iż po redukcji współczynnika tarcia, bloczki mogłyby się zacząć ślizgać nim próbka uległaby przewróceniu. W związku z tym ustawiono 7 bloczków jeden na drugim, co daje teoretyczny kąt zniszczenia $tg\alpha = 0.2857$. W celu uzyskania porównania wprost, badania przeprowadzono na bloczkach pokrytych poliuretanem oraz na bloczkach pokrytych poliuretanem, a następnie obrobionych papierem ściernym. Wyniki zebrano w tab. 3.6 oraz tab. 3.7.

Tab. 3.6 Obalenie próbek elementarnych $b:h=2:7$ – wyniki

Typ bloczków	Funkcja tangens z kąta, dla którego zaszło obalenie											
poliuretan	0.25	0.23	0.23	0.25	0.27	0.25	0.25	0.24	0.24	0.29	0.28	0.25
poliuretan + ścieranie	0.24	0.22	0.25	0.24	0.25	0.26	0.25	0.25	0.26	0.25	0.25	0.24

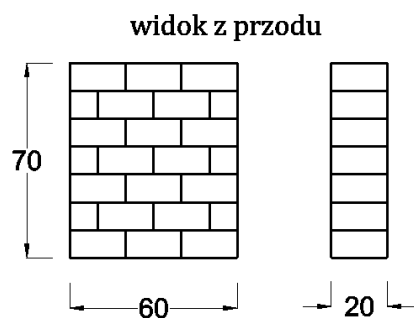
Tab. 3.7 Obalenie próbek elementarnych $b:h=2:7$ – analiza wyników

Typ bloczków	Średni pomiar	SD	COV [%]	Min	Max	Śr. błąd względny [%]
poliuretan	0.25	0.02	7.39	0.23	0.29	12.5
poliuretan +ścieranie	0.25	0.01	4.35	0.22	0.26	12.5

SD: odchylenie standardowe; COV: współczynnik zmienności; SD: odchylenie standardowe; COV: współczynnik zmienności; Min oraz Max: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona

Jak widać powyżej, średni błąd względny pozostał na tym samym poziomie (przy jednoczesnej, minimalnej redukcji współczynnika zmienności). Jest to rezultat satysfakcjonujący.

Kolejnym badaniem wstępnym było sprawdzenie wpływu obecności wiązania w strukturze murowanej na otrzymywane wyniki. We wszystkich poprzednich testach obalano struktury w postaci kolumn (grubość jednego bloczka) – po prawej stronie rys. 3.12. Tym razem porównano wyniki dla kolumny z wynikami dla fragmentu muru o stopniu przewiązania 0.5, który przedstawiono po lewej stronie rysunku rys. 3.12. Na tym etapie rozważane już były tylko bloczki w formie docelowej, czyli pokryte klejem i po procesie ścierania.



Rys. 3.12 Mur (po lewej) oraz kolumna (po prawej).

Wyniki dla muru przedstawiono w tab. 3.8 oraz tab. 3.9 (wyniki dla kolumny przedstawiono uprzednio w tab. 3.7).

Tab. 3.8 Obalenie muru dla $b:h=2:7$ – wyniki

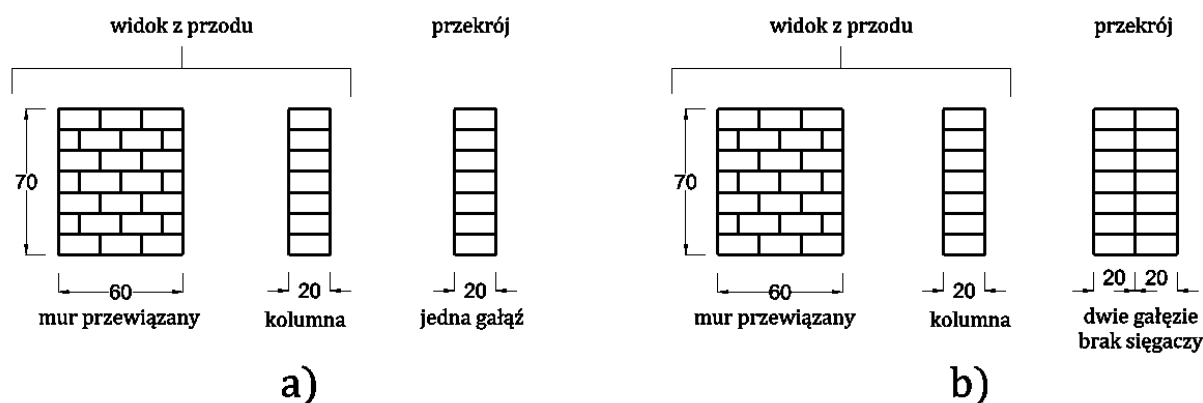
Funkcja tangens z kąta, dla którego zaszło obalenie											
0.22	0.27	0.25	0.22	0.25	0.24	0.23	0.22	0.25	0.23	0.25	0.24

Tab. 3.9 Obalenie muru dla $b:h=2:7$ – analiza wyników

Średni pomiar	SD	COV [%]	Min	Max	Śr. błąd względny [%]
0.24	0.02	7.16	0.22	0.27	16.0

Rezultaty pokazują, iż średnia wartość tangensa z kąta zniszczenia wyniosła 0.24 (pierwsza kolumna w tab. 3.9), co oznacza, że spadła ona o 0.01 w porównaniu ze strukturą w postaci kolumny (wynik dla kolumny w tab. 3.7). Przypuszcza się, że ten efekt był spowodowany dodatkowymi, niewielkimi niedoskonałościami spowodowanymi błędem ludzkim przy wznoszeniu muru – wpływ przewiązania, co w dalszej kolejności zaniżyło wartość kąta zniszczenia.

Ostatnim z podstawowych zagadnień do zbadania był wpływ interakcji pomiędzy dwoma warstwami muru na otrzymywane wyniki. Aby sprawdzić wpływ omawianego parametru, ponownie badano mur oraz kolumnę, aczkolwiek tym razem, w wersji jednowarstwowej oraz dwuwarstwowej w przekroju poprzecznym – rys. 3.13 odpowiednio a) oraz b). W teorii, wyniki dla muru jednowarstwowego i dwuwarstwowego powinny być identyczne, gdyż warstwy muru dwuwarstwowego nie były połączone bloczkami o większej szerokości (tzw. więzami).



Rys. 3.13 a) Mur jednowarstwowy – mur przewiązany i kolumna, b) te same przypadki dla muru dwuwarstwowego

Schematy dla muru z jedną warstwą w przekroju poprzecznym zostały przetestowane uprzednio, a wyniki badań zebrano w tab. 3.7 oraz tab. 3.9. Struktury dwuwarstwowe (rys. 3.13b) zbadano 12 razy, a wyniki zestawiono w tab. 3.10.

Tab. 3.10 Obalenie próbek dwuwarstwowych dla $b:h=2:7$ – analiza wyników (Rys. 3.13b)

Typ próbki	Średni pomiar	SD	COV [%]	Min	Max	Śr. błąd względny [%]
mur przewiązany	0.24	0.027	11.58	0.20	0.30	16.0
kolumna	0.26	0.038	14.48	0.20	0.32	9.0

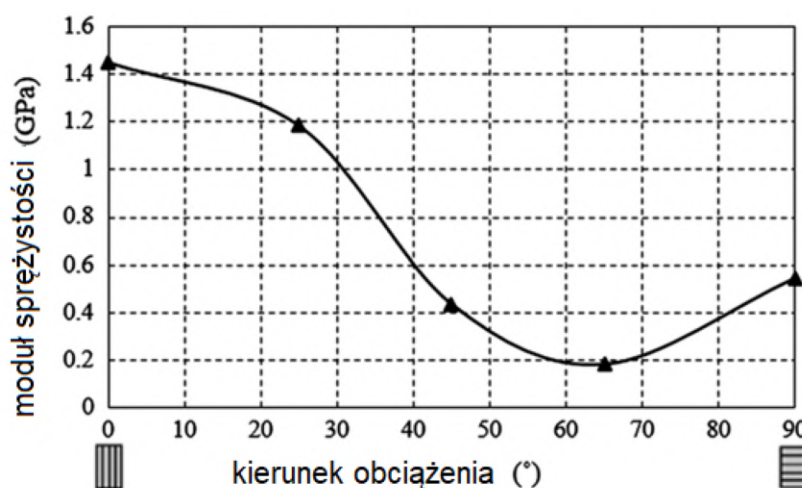
SD: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona

Wyniki dla muru są niższe niż dla próbki w formie kolumny – było to już zaobserwowane dla muru jednowarstwowego. Jeśli chodzi o porównanie z próbkami jednowarstwowymi to dla muru wartość średnia pozostała na poziomie 0.24, z kolei dla kolumny wzrosła: z 0.25 do 0.26. Oznacza to, że dokładność wznoszenia struktur dwuwarstwowych jest na tyle dobra, że nie wprowadza ona kolejnego obniżenia wartości doświadczalnych w odniesieniu do teoretycznych. Ponadto, obecność drugiej warstwy nie zwiększyło rozbieżności pomiędzy próbką w postaci muru przewiązanego o głębokości trzech bloczków, a próbką w postaci kolumny o głębokości jednego bloczka – różnica pozostała na poziomie 0.02. Ze względu na fakt, iż różnica ta jest akceptowalna, test równi pochyłej dla próbek, które reprezentują

nieobciążone, wolnostojące mury mógł zostać przeprowadzony dla modelu o głębokości (długości) jednego bloczka (kolumna).

Przy testach na równi pochyłej bez obciążenia, masa, a zatem i gęstość bloczków nie ma większego znaczenia, tak samo sytuacja ma się ze sztywnością materiału. Ze względu na niewielkie obciążenia (praca próbek w zakresie sprężystym) oraz stosowane metody badawcze parametry wytrzymałościowe bloczków nie są istotne.

Gęstość bloczków po pokryciu klejem, osuszeniu i traktowaniu powierzchni papierem ściernym wyniosła: 1.31 g/cm^3 . Taka gęstość odpowiada normowej (włoskiej) gęstości murów wykonanych ze skał bardzo lekkich. Norma [183] podaje gęstość muru wykonanego ze skał typu tuf czy kalcyrenit na poziomie $(1.3 - 1.6) \text{ g/cm}^3$. Natomiast moduł sprężystości, z racji technologii druku jest funkcją układu bloczka względem kierunku układania proszku. Pliki druku były przygotowane w taki sposób, że warstwy proszku były równoległe do dolnej i górnej podstawy bloczka, co odpowiada kątowi 90° na rys. 3.14 (prawy dolny róg rysunku). W tej samej orientacji bloczki układane były potem w próbkach doświadczalnych. Wpływ ułożenia próbki względem obciążenia badano w pracy [214], gdzie, tak jak w niniejszej pracy zastosowano drukarkę ZPrinter[®] 450, proszek ZP[®] 150 oraz lepiszcze Zb[®] 63. Rys. 3.14 przedstawia moduł Young'a wydrukowanych elementów w funkcji ich położenia względem kierunku siły; moduł otrzymany w próbie ściskania jednoosiowego ściskania.



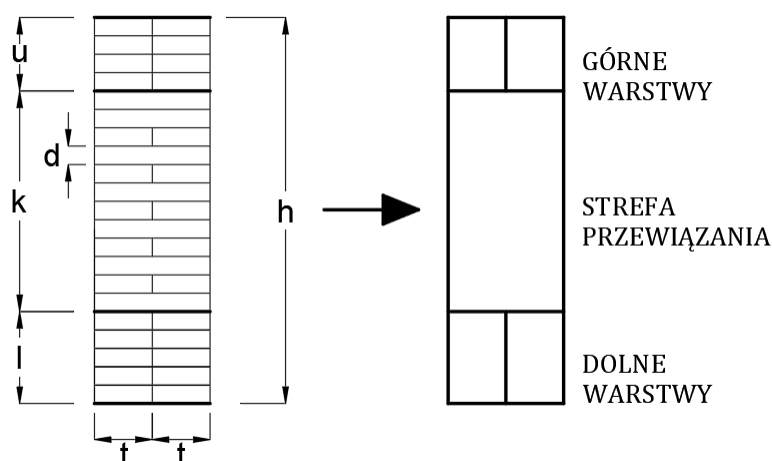
Rys. 3.14 Moduł Young'a drukowanych elementów w funkcji kierunku obciążenia.

Opracowano na podstawie: [214]

4. NIEOBCIĄŻONY MODEL MURU NA RÓWNI POCHYLEJ – OBCIĄŻENIA QUASI-STATYCZNE

4.1. MUR NIEOBCIĄŻONY WOLNOSTOJĄCY – PROBLEMY DWUWYMIAROWE

Wszystkie predykcje analityczne w niniejszym podpunkcie przeprowadzono zgodnie z założeniami Heyman'a [188] przedstawionymi w przeglądzie literatury, ubogaconymi o możliwość poślizgu w murze. Zgodnie z tytułem tego podpunktu, układ bloków budulca w kierunku poziomym jest stały – przekrój zmienia się jedynie w kierunku pionowym. W ten sposób cały problem, mimo, iż dotyczy struktury trójwymiarowej, można uprościć do zjawiska dwuwymiarowego. Na podstawie analiz schematów zniszczenia obserwowanych w czasie zjawisk sejsmicznych, jak i w badaniach doświadczalnych postanowiono przeanalizować przekrój poprzeczny w formie przedstawionej na rys. 4.1.



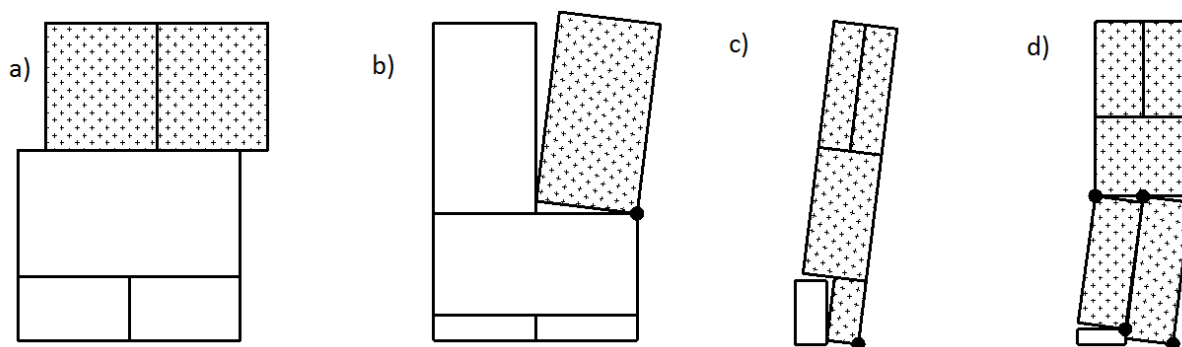
Rys. 4.1 Analizowany przekrój: geometria i nomenklatura

W przekroju wyróżniono trzy podstawowe elementy: warstwy dolne, strefę przewiazaną oraz warstwy górne. Warstwy dolne i górne to strefy, gdzie w przekroju poprzecznym nie występują więzy, czyli jednostki o szerokości większej niż szerokość jednej warstwy (t). Z kolei strefa przewiazana dotyczy tej części przekroju, gdzie obecność więzów, czyli kamieni/cegół o szerokości całego muru ($2t$) jest na tyle gęsta, że może być ona rozpatrywana jako osobny, jednolity element, oznaczony wysokością (k). Badany układ ma podłoże praktyczne. Po pierwsze, istotnym parametrem jest wysokość na jakiej pojawia się pierwsze wiązanie – wielkość l na rysunku rys. 4.1, która zarazem określa wysokość dolnych warstw (które są rozdzielone). Jak zostało zaobserwowane w pracy [76], ten parametr ma istotny wpływ na zachowanie zarówno jakościowe, jak i ilościowe murów wielowarstwowych. Kolejno, dosyć

częstą sytuacją w murach wielowarstwowych jest ich słabsza jakość w górnej części, zwłaszcza w strefie tuż pod oparciem dachu. Cecha ta niejednokrotnie była podawana jako przyczyna zniszczeń w czasie trzęsień ziemi [215]. W szczególności, w analizowanym przekroju, przytoczona niska jakość jest odzwierciedlona w postaci braku więzów, a w efekcie obecnością dwóch, nieprzewiązanych w żaden sposób warstw. W rzeczywistych obiektach, problem ten może być nawet pogłębiony poprzez zastosowanie nieodpowiednich metod wzmacniania, np. żelbetowe wieńce, które w czasie obciążeń dynamicznych powodują dodatkowe magazynowanie energii, a w konsekwencji większe siły bezwładności [216].

4.1.1. Rozważania teoretyczne

Jak ukazano na rys. 4.1, poszczególne wymiary przekroju zostały opisane wielkościami l, k, u, t . Parametry te mogą znajdować się w różnych proporcjach względem siebie i w zależności od wspomnianych relacji przewiduje się, cztery różne mechanizmy zniszczenia: a) poślizg ('poślizg'), b) obrót górnej warstwy ('górna warstwa'), c) obrót sztywnego układu złożonego z górnych warstw, strefy przewiązanej, oraz jednej warstwy dolnej ('sztywny układ'), d) obrót ramy asymetrycznej złożonej z prawie całego przekroju ('rama asymetryczna') – rys. 4.2. Zaprezentowane schematy odpowiadają intuicji inżynierskiej, przy czym ostatni z nich wymaga dodatkowych wyjaśnień i dyskusji. Są one zbieżne z rezultatami badań eksperymentalnych [13] oraz numerycznych [14]. Jednakże autorzy tych badań nie zgłębiali mechaniki problemu, a także wpływu geometrii na otrzymywane mechanizmy zniszczenia.

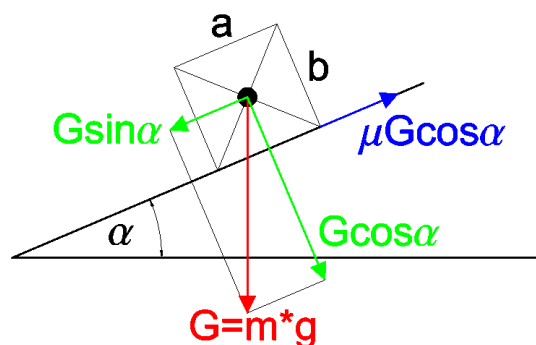


Rys. 4.2 Mechanizmy zniszczenia jako funkcja proporcji elementów przekroju:

a) 'poślizg'; b) 'górna warstwa'; c) 'sztywny układ'; d) 'rama asymetryczna'

Pierwsze trzy schematy mogą zostać opisane zależnościami wynikającymi z równowagi sił i momentów dla poszczególnych elementów. Najprostszy przypadek jest ukazany na rys. 4.3. Ponieważ rozważane są jedynie siły masowe związane tylko z ciężarem muru, wygodnie jest

operować na stosunku: wartość przyspieszenia poziomego do wartości przyspieszenia pionowego. Jest to wartość miarodajna zarówno w przypadku konstrukcji, które ulegają wychyleniu (np. w wyniku nierównomiernego osiadania), jak i konstrukcji, które podlegają obciążeniom sejsmicznym. Dlatego też, rys. 4.3 przedstawia ciało na równi pochyłej o kącie nachylenia α . Ciało na równi (ciało o wysokości b , szerokości a , masie m i współczynniku tarcia o podłoże μ), może zostać wytrącone z równowagi przez poślizg bądź obrót. W pierwszym przypadku musiałoby zajść: $mgs\sin\alpha \geq \mu mg\cos\alpha$, czyli $tga \geq \mu$. Z kolei w drugim: $0.5amgs\sin\alpha \geq 0.5bmg\cos\alpha$, czyli $tga \geq b/a$. Niezależnie od otrzymanego sposobu zniszczenia, rezultatem jest minimalny kąt, a innymi słowy, minimalny stosunek przyspieszenia poziomego do pionowego. W literaturze stosunek ten funkcjonuje często pod nazwą analizy sejsmicznej pierwszego rzędu, ponieważ daje on informacje o minimalnym przyspieszeniu aktywującym mechanizm. Należy jednak pamiętać, że wystąpienie takiego stosunku przyspieszeń nie jest warunkiem wystarczającym zniszczenia – siła (przyspieszenie) niszcząca musi działać wystarczająco długo, aby mogła ona wykonać pracę konieczną do niebezpiecznego przesunięcia bloczka lub jego obalenia. Tak jak już wspomniano w przeglądzie literatury, podejście oparte na równowadze sił (czyli stosowane w tym podrozdziale) jest konserwatywne w porównaniu z analizą przemieszczeń.



Rys. 4.3 Układ sił działających na blok na równi pochyłej (opis w tekście)

Aplikując powyższe rozumowanie do przekroju muru zaproponowanego na rys. 4.1, otrzymano poniższe zależności. Poślizg (a) nastąpi, kiedy siła ściągająca przekroczy maksymalną siłę tarcia jaka może zostać zmobilizowana pomiędzy elementami muru (poślizg muru na powierzchni równi nie jest rozważany), co daje:

$$tga \geq \mu \quad [4-1]$$

gdzie: α kąt nachylenia równi w momencie zniszczenia; μ – współczynnik tarcia pomiędzy jednostkami budulca. Obrót górnej warstwy rys. 4.2(b) nastąpi, kiedy moment obracający względem krytycznej osi obrotu przewyższy moment stabilizujący:

$$tg\alpha \geq \frac{t}{u} = \frac{t}{h - k - l} \quad [4-2]$$

W ten sam sposób została wyprowadzona zależność dla schematu (c):

$$tg\alpha \geq \frac{t[l + 4(u + k)]}{l^2 + 2(u + k)(2l + u + k)} = \frac{t(4h - 3l)}{2h^2 - l^2} \quad [4-3]$$

W powyższych równaniach wielkość u została celowo wyrugowana i przedstawiona w funkcji pozostałych wielkości: $u = h - k - l$.

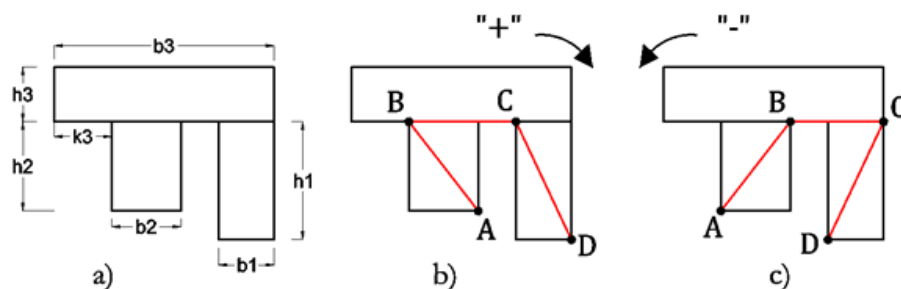
Ostatni z możliwych schematów – rama asymetryczna (d) wymaga szerszej analizy, ze względu na fakt, iż ścieżka jego wykształcenia nie jest tak oczywista, jak w poprzednich przypadkach. W pierwszej kolejności wyprowadzono zależność dla ramy asymetrycznej o dowolnych wymiarach – rys. 4.4. Ze względu na asymetrię, układ ten ma dwa rozwiązania (otrzymano je stosując plan przemieszczeń oraz zasadę prac wirtualnych).

Dla obrotu w kierunku dodatnim (rys. 4.4a):

$$tg\alpha \geq \frac{b_3 h_3 \left(2b_1 + \frac{h_1 b_2 - h_2 b_1}{h_2} \cdot \frac{b_3 - 2b_1}{b_3 - k_3 - b_1} \right) + h_1 (b_1^2 + b_2^2)}{b_3 h_3 \left(2h_1 + \frac{h_1 b_2 - h_2 b_1}{h_2} \cdot \frac{h_3}{b_3 - k_3 - b_1} \right) + h_1 (b_1 h_1 + b_2 h_2)} \quad [4-4]$$

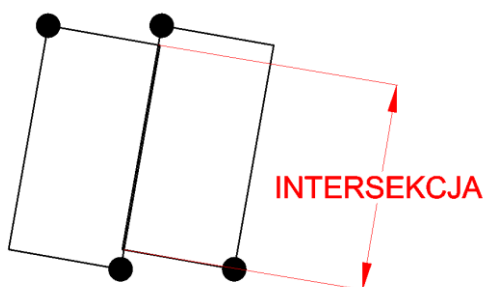
Dla obrotu w kierunku ujemnym (rys. 4.4b):

$$tg\alpha \geq \frac{b_3 h_3 \left(2b_1 + \frac{h_1 b_2 - h_2 b_1}{h_2} \cdot \frac{b_3}{b_3 - k_3 - b_2} \right) + h_1 (b_1^2 + b_2^2)}{b_3 h_3 \left(2h_1 - \frac{h_3}{h_2} \cdot \frac{h_1 b_2 - h_2 b_1}{b_3 - k_3 - b_2} \right) + h_1 (b_1 h_1 + b_2 h_2)} \quad [4-5]$$



Rys. 4.4 a) Wymiary ramy asymetrycznej; b) Obrót w kierunku dodatnim (zgodnie z ruchem wskazówek zegara); c) Obrót w kierunku ujemnym (przeciwnie do ruchu wskazówek zegara)

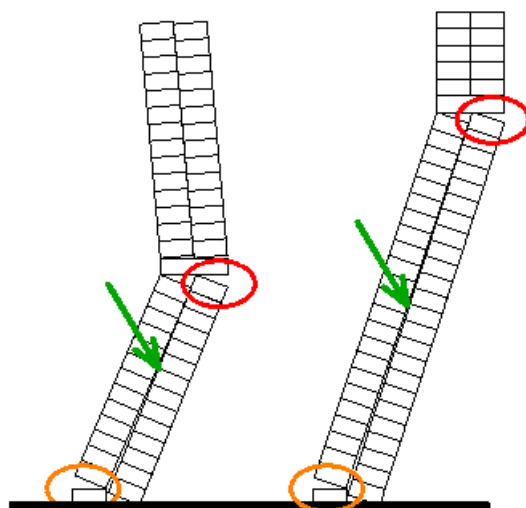
Obrót w kierunku dodatnim jest łatwiejszy do otrzymania w odniesieniu do ilości energii zewnętrznej, która musiałaby zostać dostarczona do układu. Stąd, równanie [4-4] mogłoby zostać zaadaptowane do schematu zniszczenia typu (d). Jednakże, w tym szczególnym przypadku, z pewnymi zastrzeżeniami, i ponadto będzie to rozwiązanie tylko przybliżone. Powodów tego jest kilka, po pierwsze, jak ukazano na rys. 4.2d, tylna warstwa dolna nie ulega przemieszczeniu w całości, a mianowicie jeden z bloczków pozostaje nieruchomy na fundamencie i nie bierze udziału w powstałym mechanizmie. Wraz z tą uwagą, można stwierdzić, że zostaje złamane założenie o nierozłączności bloczków, które składają się na poszczególne elementy przekroju (warstwy dolne i górne, strefa przewiązana). Z uwzględnieniem tejże zasady wyprowadzone zostały uprzednie równania. Pozostawienie bloczka na fundamencie jest wymuszone kinematyczną dopuszczalnością rozwiązania – jeśli obie warstwy miałyby się obracać jednocześnie względem ich dolnych narożników, musiałyby one wejść w interakcję pomiędzy sobą na niemalże całej ich wysokości – rys. 4.5, co jest kinematycznie niedopuszczalne. Zatem, aby obie warstwy obróciły się w całości, jedna z nich musiałaby najpierw ulec przemieszczeniu, co z kolei byłoby bardzo kosztowne z energetycznego punktu widzenia. Taka sytuacja nie mogłaby jednak nastąpić, ponieważ wiele innych mechanizmów mogłoby być zrealizowanych dla mniejszego wkładu energii zewnętrznej do układu.



Rys. 4.5 Wymagana intersekcja w przypadku jednoczesnego obrotu dolnych warstw w całości

Stąd też, poprzez pozostawienie dolnego bloczka, powstaje rama asymetryczna. W tej nowej sytuacji, intersekcja wystąpi na znacznie mniejszej długości (w odniesieniu do wysokości warstwy) i co ważniejsze intersekcja wystąpi tylko w górnej części warstwy. Oczywiście w takim układzie również głębokość intersekcji będzie maleć wraz z oddalaniem się od górnych krawędzi. Niemniej jednak, czytelnik natychmiast zwróci uwagę, iż kinematyczna dopuszczalność jest w dalszym ciągu naruszona – intersekcja dalej występuje. Zgadza się, należy jednak pamiętać, że elementy, które wyszczególniono w przekroju (warstwy dolne i górne strefa przewiązana) nie są sztywnymi ciałami, lecz składają się z pomniejszych bloczków. W takiej sytuacji, bloczki w dolnych warstwach mogą ulegać dodatkowym przemieszczeniom i rotacjom względem siebie umożliwiając realizację ramy asymetrycznej. Dokładnie takie zjawisko można zaobserwować poprzez dokładną analizę rezultatów numerycznych otrzymanych w pracy [14] – obszary zakreślone czerwonymi elipsami na rys. 4.6. Dodatkowo, zielone strzałki wskazują linie graniczną pomiędzy warstwami dolnymi. Warstwy te są jednoznacznie odseparowane od siebie w części dolnej i powoli zbiegają się wraz z wysokością, by wejść w kontakt tuż przed strefą wskazaną przez czerwone elipsy. Pomarańczowe elipsy wskazują na dolny bloczek, który nie bierze udziału w mechanizmie. Ze względu na fakt, iż bloczki w strefie czerwonych elips ulegają wzajemnym rotacjom i przemieszczeniom, naruszone jest założenie o sztywnych ciałach, dla którego zostały wyprowadzone wszystkie równania, w tym równanie [4-4]. Dlatego też, równanie to opisuje kąt zniszczenia tylko w stopniu przybliżonym i zawyża jego wartość, co oczywiście jest krokiem niebezpiecznym z punktu widzenia inżynierii. Stąd, wymagana jest weryfikacja doświadczalna i określenie współczynnika redukcyjnego dla celów bezpieczeństwa. Na chwilę obecną, po włączeniu do równania [4-4] wymiarów przekroju otrzymuje się wyidealizowane równanie w następującej postaci:

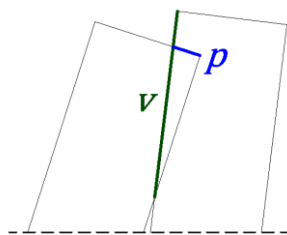
$$tg\alpha \geq \frac{2t(2h-l)}{2(h-l)\left(2l+\frac{d}{l-d}(h-l)\right)+l(2l-d)} \quad [4-6]$$



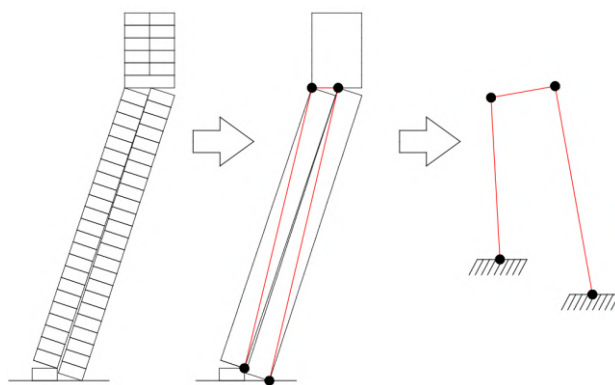
Rys. 4.6 Cechy charakterystyczne zaobserwowane dla mechanizmu ramy asymetrycznej (opis w tekście). Szkic wykonany na podstawie [14]

W celu oszacowania wspomnianego zawyżenia równania [4-6] względem rzeczywistości oraz głębszego zrozumienia zjawiska można zacząć od określenia maksymalnej głębokości na jaką dolne warstwy musiałyby się przeniknąć gdyby były sztywnymi ciałami oraz długości odcinka na jakim ta intersekcja miałaby nastąpić w funkcji wartości chwilowych kątów obrotu. Hipotetyczną głębokość przenikania oraz jego zakres oznaczono odpowiednio jako p oraz v – rys. 4.7. Wielkości te można wyznaczyć wykorzystując równania służące do opisu ruchu czworoboku przegubowego (stosowanego w teorii maszyn i mechanizmów), do którego analizowany przekrój muru jest uprzednio sprowadzony – rys. 4.8. Analizę czworoboku przegubowego przeprowadzono w oparciu o Rys. 4.9. Mechanizm składa się z przegubów utwierdzonych na płaszczyźnie – przeguby O oraz D oraz przegubów o zmiennym położeniu – przeguby A oraz B . Podczas ruchu mechanizmu, kąty Ψ , Φ , γ , które są od siebie zależne, ulegają zmianie. Wszystkie dane konieczne do opisu ruchu mechanizmu są znane – ramiona o oraz a są równe przekątnym dolnych warstw, przy czym warstwa, która zawiera ramię o jest krótsza. Wynika to z poprzednich rozważań oraz jest ukazane na rys. 4.8. Rzut poziomy odległości pomiędzy przegubami utwierdzonymi (c), jest równy szerokości jednego bloczka, czyli (t). Długość poprzeczki pomiędzy przegubami ruchomymi (A , B) jest również równa szerokości jednego bloczka (t). Wartości początkowe kątów Φ oraz Ψ wyznaczono z wymiarów warstw dolnych, wartość początkowa kąta γ jest oczywiście równa zero. Po uruchomieniu mechanizmu wszystkie wartości kątów rosną, przy czym ruch analizowany jest tylko do momentu, kiedy

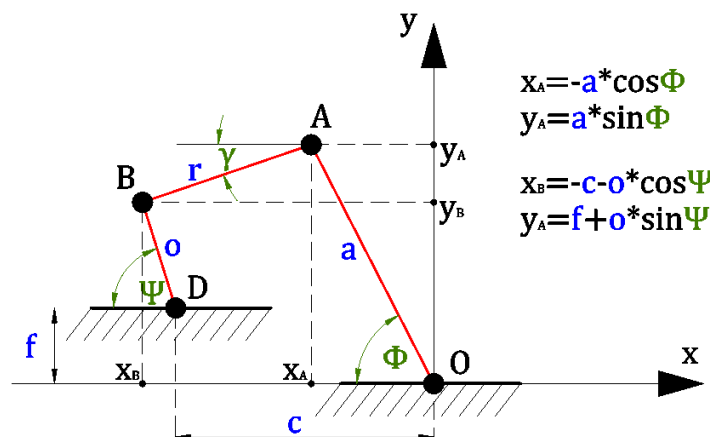
kąty przekątnych osiągną wartość: $\Psi = \Phi = \frac{\pi}{2}$. Po przekroczeniu tej wartości zniszczenie muru następuje bowiem nieodwracalnie.



Rys. 4.7 Maksymalna głębokość intersekcji (p) oraz jej zakres (v) – licząc od górnego wierzchołka



Rys. 4.8 Rama asymetryczna – przyrównanie do czworoboku przegubowego



Rys. 4.9 Przekrój muru jako czworobok przegubowy w układzie współrzędnych

Łącząc wyprowadzone równania dla czworoboku z geometrią przekroju (ukazaną na rys. 4.10) otrzymano zależność na parametry p oraz v w funkcji obrotu dolnej warstwy, czyli w funkcji postępu zniszczenia przekroju.

$$tg\alpha \geq \mu = 0.56 \quad [4-9]$$

$$tg\alpha \geq \frac{\frac{\theta}{2}}{1 - \beta - \tau} \quad [4-10]$$

$$tg\alpha \geq \frac{\theta(2 - 1.5\tau)}{2 - \tau^2} \quad [4-11]$$

$$tg\alpha \geq \frac{\theta(2 - \tau)(\theta\omega - 2\tau)}{4\tau^3 - 2\theta\omega + \tau^2(-8 - 3\theta\omega) + \theta\tau\omega(8 - 0.5\theta\omega)} \quad [4-12]$$

W równaniu [4-9] uwzględniono wyniki badań doświadczalnych, które wykazały, iż współczynnik tarcia pomiędzy materiałem używanym w badaniach wyniósł 0.56. Ponadto, po uwzględnieniu stosunku wysokości do szerokości bloczków, czyli $d/t = \omega = 0.5$, równanie [4-12] sprowadza się do postaci:

$$tg\alpha \geq \frac{\theta(2 - \tau)(0.5\theta - 2\tau)}{4\tau^3 - \theta + \tau^2(-8 - 1.5\theta) + \theta\tau(4 - 0.125\theta)} \quad [4-13]$$

Tym sposobem, zestaw czterech równań: [4-9], [4-10], [4-11], [4-13] zawiera trzy zmienne. Dzięki temu zabiegowi oraz dzięki przedstawieniu rozwiązań poszczególnych nierówności (ukazane poniżej) w odpowiedniej formie, było możliwe stworzenie diagramu zawierającego trzy zmienne na płaszczyźnie. Rozwiązując poniższe nierówności otrzymano zakres poszczególnych schematów zniszczenia na płaszczyźnie.

W celu określenia dla jakich wartości parametrów τ, β, θ zachodzi schemat zniszczenia typu ‘górną warstwa’ bądź ‘sztywny układ’ rozwiązano nierówność [4-10]<[4-11], otrzymując układ trzech równań [4-14]:

$$\begin{aligned} 0 < \beta < 0.5, \quad 0 < \theta < 1, \\ 0 < \tau < 0.125(7 - 3\beta) - 0.125\sqrt{17 + 22\beta + 9\beta^2} \end{aligned} \quad [4-14]$$

Górną granicę wartości τ : $0.125(7 - 3\beta) - 0.125\sqrt{17 + 22\beta + 9\beta^2}$ otrzymuje się poprzez rozwiązanie równania kwadratowego $4\tau^2 + \tau(3\beta - 7) + 2 - 4\beta > 0$, gdzie τ jest

niewiadomą, natomiast β jest parametrem równania kwadratowego. Z kolei relacja $0 < \beta < 0.5$ jest konsekwencją faktu, iż parametr τ nie może być mniejszy od zera, a zatem wyrażenie $0.125(7 - 3\beta) - 0.125\sqrt{17 + 22\beta + 9\beta^2}$ również. Wyrażenie podpierwiastkowe $17 + 22\beta + 9\beta^2$ nie daje żadnych ograniczeń matematycznych ze względu na fakt, iż jest ono większe od zera dla wszystkich wartości β . Jeśli chodzi o wielkość θ , to była ona obecna w tym samym stopniu zarówno w równaniu [4-10], jak i [4-11]. W związku z tym uległa redukcji i nie ma ona wpływu na rozwiązanie. Ze względów fizycznych została dodatkowo dodana nierówność $0 < \theta < 1$. Oczywiście jest, że parametr θ musi być większy od zera, teoretycznie nie potrzebowałby ograniczenia z góry, gdyż mur mógłby być szerszy niż wyższy, aczkolwiek ograniczenie $\theta < 1$ dodano dla zachowania spójności osi poziomej w konstruowanym diagramie – rys. 4.11.

Z kolei rozwiązanie nierówności [4-11]<[4-9], które określa dla jakich parametrów zachodzi zniszczenie typu ‘szybki układ’, a dla jakich typu ‘poślizg’, skutkuje sumą dwóch układów równań:

$$\begin{aligned} &0 < \theta < 0.56, \quad 0 < \tau < 1 \\ &\cup \\ &0.56 < \theta < 1, \quad 1.339\theta - \sqrt{2.010 - 3.589\theta + 1.802\theta^2} < \tau < 1 \end{aligned} \quad [4-15]$$

Tak jak w poprzednim przypadku, wartość τ otrzymuje się poprzez rozwiązanie równania kwadratowego, tym razem z parametrem θ : $0.56\tau^2 - 1.5\theta\tau + 2\theta - 1.12 < 0$. Jak widać powyżej, dla wartości parametru: $0 < \theta \leq 0.56$, nierówność jest spełniona dla wszystkich fizycznych wartości τ , a właściwie: $0 < \tau < 1$. Jest to konsekwencją faktu, iż dla $0 < \theta \leq 0.56$, nierówność z równaniem kwadratowym jest spełniona dla wartości τ zarówno poniżej 0, jak i powyżej 1, które oczywiście nie miały sensu fizycznego i musiały zostać ukrócone. Kiedy $\theta > 0.56$, dolny pierwiastek równania kwadratowego przekracza 0 i stąd opisująca go zależność musi być uwzględniona jako dolne ograniczenie wielkości τ : $1.339\theta - \sqrt{2.010 - 3.589\theta + 1.802\theta^2}$, co została również ujęta na diagramie poniżej. Z kolei górny pierwiastek równania kwadratowego również dla $\theta > 0.56$ pozostaje większy niż 1 i górne ograniczenie dla wielkości τ dalej jest równe jeden. Warto zauważyć, że wielkość β nie występuje zarówno w równaniu [4-9], jak i [4-11], w związku z czym rozwiązanie powyżej jest spełnione dla wszystkich wartości β , w tym: $0 < \beta < 1$.

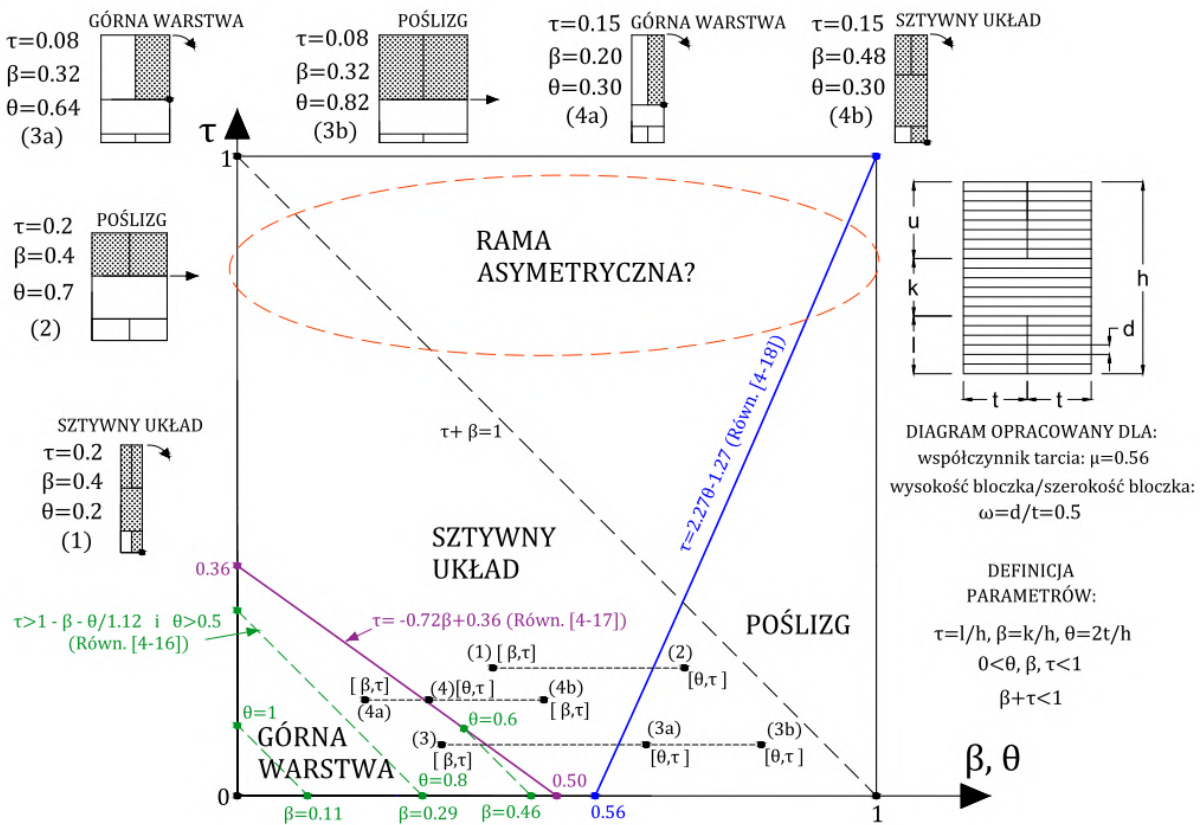
Kiedy jest spełniona nierówność [4-9]<[4-10], następuje zniszczenie typu ‘poślizg’ przed zniszczeniem typu ‘górna warstwa’, co zachodzi dla poniższych zależności:

$$\tau > 1 - \beta - \frac{\theta}{1.12} \quad \cap \quad \theta > 0.5 \quad [4-16]$$

W przeciwieństwie do dwóch poprzednich rozwiązań, układ [4-16] zawiera wszystkie trzy zmienne i w związku z tym, rozwiązaniem bardziej przejrzystym jest przedstawienie go w formie graficznej. Ponieważ diagram jest typu 2D, nie ma możliwości stworzenia jednej krzywej jako funkcji ciągłej wszystkich trzech zmiennych – dlatego też, parametr θ został uwzględniony w postaci zdyskretyzowanej. Jak ukazano na rys. 4.11, zostały wybrane trzy wielkości $\theta = 1.0, 0.8, 0.6$ (wielkości umieszczono obok odpowiadającym im liniom - zielone, przerywane linie) i ostatecznie otrzymano trzy krzywe dla sparametryzowanych wartości θ oraz dla ciągłych wartości τ oraz β . Przy czym należy zauważyć, że nierówność $\theta > 0.5$ jest raczej przypadkiem czysto hipotetycznym (zachodzi tylko jeśli szerokość muru jest równa co najmniej połowie jego wysokości). Na diagramie zaznaczono również dla tych trzech linii wartości β dla których zachodzi $\tau(\theta = const, \beta) = 0$. Należy zaznaczyć, że zestaw równań [4-16] daje proporcje muru, które są tylko czysto teoretyczne, co widać na rys. 4.11 lub można udowodnić to numerycznie (stosunek szerokość do wysokości muru musiałby wynosić zdecydowanie ponad 0.6). Mając to na uwadze, ten zakres rozwiązań, przedstawiony jako zielone, kreskowane linie, nie będzie uwzględniany w ostatecznym diagramie na końcu podrozdziału.

Powyższe równania dodatkowo są dopełnione warunkami: $\tau < 1$, $\beta > 0$, $\tau + \beta < 1$ (czyli suma wysokości warstwy dolnej i strefy przewiązanej nie może przekraczać całkowitej wysokości muru h), $\theta > 0$, [4-10] > 0 , [4-11] > 0 , [4-13] > 0 . Ponadto, rozwiązania otrzymane dla [4-13] muszą dodatkowo spełniać warunek: $\theta \leq 2\tau$. Co wynika z faktu, że aby mechanizm ramy asymetrycznej doszedł do skutku warstwa dolna musi składać się co najmniej z dwóch blozków – wówczas przy ewentualnym uruchomieniu mechanizmu jeden pozostałby na fundamencie, a drugi zostałby aktywowany (przy jednym blozku byłoby to niemożliwe). Wymóg istnienia warstwy dolnej o wysokości co najmniej dwóch blozków, w wyniku przekształceń, daje następującą zależność pomiędzy parametrami: $l \geq 2d \rightarrow l/h \geq 2d/h \cap d = t/2 \rightarrow l/h \geq t/h \cap \tau = l/h \cap \theta = 2t/h \rightarrow \tau \geq \theta/2 \rightarrow \theta \leq 2\tau$. Na podstawie wyprowadzonych warunków opracowano diagram – Rys. 4.11. Ponieważ rozwiązanie nierówności [4-13]<[4-11] czyli ‘rama asymetryczna’ < ‘sztywny układ’, przy uwzględnieniu

pozostałych warunków daje zbiór pusty, na diagramie umieszczono elipsę o czerwonym kreskowanym brzegu w strefie, gdzie podejrzewane jest występowanie mechanizmu ramy asymetrycznej. Wspomniany zbiór pusty jest z punktu widzenia matematycznego w zupełności poprawny, ponieważ rozwiązanie analityczne dla ramy asymetrycznej jest przeszacowane w stosunku do wyniku rzeczywistego (choć ‘rama asymetryczna’ i ‘sztywny układ’ dążą do zbieżności dla $l/h = \tau \rightarrow 1$). Jednakże wyniki eksperymentalne [13] oraz numeryczne [14] wskazują, iż ‘rama asymetryczna’ dla pewnych proporcji jest realizowaną formą obalenia muru.



Rys. 4.11 Teoretyczny diagram z oczekiwanymi strefami występowania mechanizmów zniszczenia

W diagramie powyżej uproszczono równania [4-14] oraz [4-15] – rys. 4.11, które zostały sprowadzone do postaci liniowej i przyjęły formę odpowiednio [4-17] oraz [4-18]. Pierwsze z równań oznaczono na diagramie linią koloru fioletowego, natomiast drugie z nich linią koloru niebieskiego.

$$\tau < 0.125(7 - 3\beta) - 0.125\sqrt{17 + 22\beta + 9\beta^2} \cong -0.72\beta + 0.36 \quad [4-17]$$

$$\tau > 1.339\theta - \sqrt{2.010 - 3.589\theta + 1.802\theta^2} \cong 2.2727\theta - 1.2727 \quad [4-18]$$

Zaadaptowane przybliżenia są obarczone niewielkimi błędami – maksymalne odchyłki to odpowiednio 0.5% oraz 1.98%. W celu demonstracji metody stosowania diagramu rozpatrzono modele (4a) oraz (4b), które umieszczone są w prawym górnym rogu rys. 4.11 – nad diagramem. Biorąc pod uwagę, że oba te modele mają identyczne wartości zarówno parametru τ , jak i θ (aczkolwiek inne β) ich analiza ma większą wartość demonstracyjną. W układzie współrzędnych (θ, τ) modele te reprezentowane są przez ten sam punkt – punkt 4 na diagramie. Oznacza to, iż oba te modele nie ulegną zniszczeniu poprzez ‘poślizg’, gdyż punkt 4 znajduje się po lewej stronie względem grubej niebieskiej linii, opisanej równaniem [4-18]. Aby jednoznacznie wyznaczyć mechanizm zniszczenia dla obu tych modeli należy je przedstawić w układzie współrzędnych (β, τ) – punkt (4a) oraz (4b) na diagramie. Jak widać, (4a) leży po lewej stronie linii fioletowej (reprezentującej równanie [4-17]), co oznacza, że ulegnie zniszczeniu poprzez mechanizm ‘górna warstwa’. Natomiast punkt (4b) znajduje się w obszarze pomiędzy linią fioletową i niebieską, czyli ulegnie zniszczeniu w postaci ‘sztywny układ’.

4.1.2. Wyniki doświadczeń oraz ich analiza

W celu weryfikacji przeprowadzonych predykcji analitycznych oraz znalezienia odpowiedzi na postawione pytania, przeprowadzono test równi pochyłej dla 24 różnych przekrojów. Modele przedstawiono w tab. 4.1 wraz z parametrami bezwymiarowymi. Dla każdego modelu przeprowadzono 6 testów. Z kolei już przetworzone wyniki wraz z wartościami średnich błędów względnych znajdują się w tab. 4.2.

Tab. 4.1 Rozmiary i proporcje modeli doświadczalnych

Model	Wymiary [mm]				Parametry bezwymiarowe		
	l	k	u	h	$\tau = l/h$	$\beta = k/h$	$\theta = 2t/h$
1	0	70	30	100	0	0.7	0.4
2	30	70	30	130	0.23	0.54	0.31
3	30	40	30	100	0.3	0.4	0.4
4	10	80	10	100	0.1	0.8	0.4
5	10	30	10	50	0.2	0.6	0.8
6	50	20	50	120	0.42	0.17	0.42

7	70	20	50	140	0.50	0.14	0.29
8	70	20	0	90	0.78	0.22	0.44
9	70	20	20	110	0.64	0.18	0.36
10	20	30	60	110	0.18	0.27	0.36
11	20	30	70	120	0.17	0.25	0.33
12	20	30	50	100	0.2	0.3	0.4
13	30	20	60	110	0.27	0.18	0.36
14	70	10	60	150	0.50	0.07	0.29
15	90	20	0	110	0.82	0.18	0.36
16	100	20	0	120	0.83	0.17	0.33
17	110	20	0	130	0.85	0.15	0.31
18	120	20	0	140	0.87	0.13	0.27
19	80	20	0	100	0.80	0.20	0.40
20	60	20	0	80	0.75	0.25	0.5
21	50	20	0	70	0.71	0.29	0.57
22	40	20	0	60	0.67	0.33	0.67
23	20	30	80	130	0.15	0.23	0.31
24	20	30	90	140	0.14	0.21	0.29

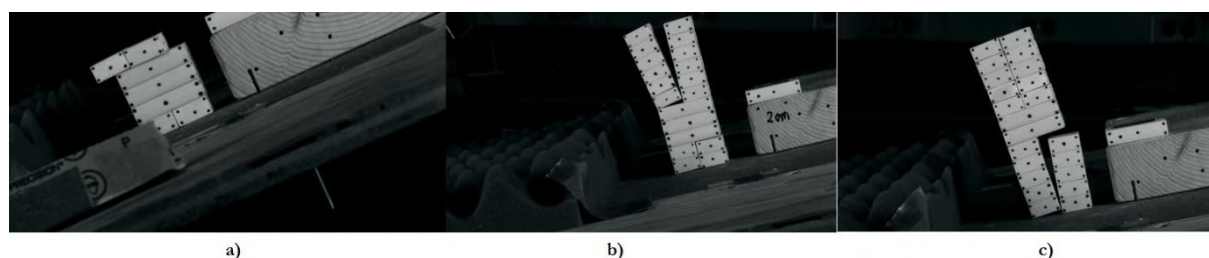
Tab. 4.2 Wyniki doświadczenia – dane przetworzone

Model	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max	Wartość teoretyczna	Śr. błąd względny [%]
1	0.36	0.005	1.45	0.35	0.36	0.4000	10.0
2	0.23	0.010	4.56	0.22	0.24	0.2614	12.0
3	0.28	0.010	3.65	0.27	0.30	0.3246	13.7
4	0.33	0.008	2.27	0.32	0.34	0.3719	11.3
5	0.53	0.046	8.83	0.48	0.60	0.5600	5.7
6	0.22	0.008	3.77	0.21	0.23	0.2510	12.4
7	0.18	0.010	5.99	0.16	0.19	0.2041	11.8
8	0.23	0.016	6.90	0.22	0.26	0.2655	9.6
9	0.21	0.015	6.95	0.20	0.24	0.2383	11.9
10	0.25	0.013	5.28	0.24	0.27	0.3193	21.7

11	0.22	0.014	6.41	0.20	0.24	0.2857	23.0
12	0.31	0.017	5.39	0.29	0.33	0.3469	10.6
13	0.26	0.008	2.91	0.25	0.27	0.3004	13.4
14	0.18	0.008	4.62	0.17	0.19	0.2041	11.8
15	0.17	0.005	3.10	0.16	0.17	0.2112	19.5
16	0.14	0.012	8.45	0.13	0.16	0.1915	26.9
17	0.14	0.015	10.5	0.13	0.17	0.1751	20.0
18	0.12	0.012	9.88	0.11	0.14	0.1613	25.6
19	0.21	0.015	7.37	0.19	0.23	0.2353	6.50
20	0.29	0.010	3.52	0.28	0.30	0.3043	4.70
21	0.33	0.027	8.43	0.29	0.36	0.3562	7.4
22	0.43	0.026	5.98	0.39	0.46	0.4286	0.3
23	0.19	0.013	6.93	0.17	0.21	0.2500	24.0
24	0.18	0.026	15.2	0.15	0.22	0.2222	19.0

SD: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona; Średni błąd względny * [%] – w odniesieniu do wartości teoretycznej

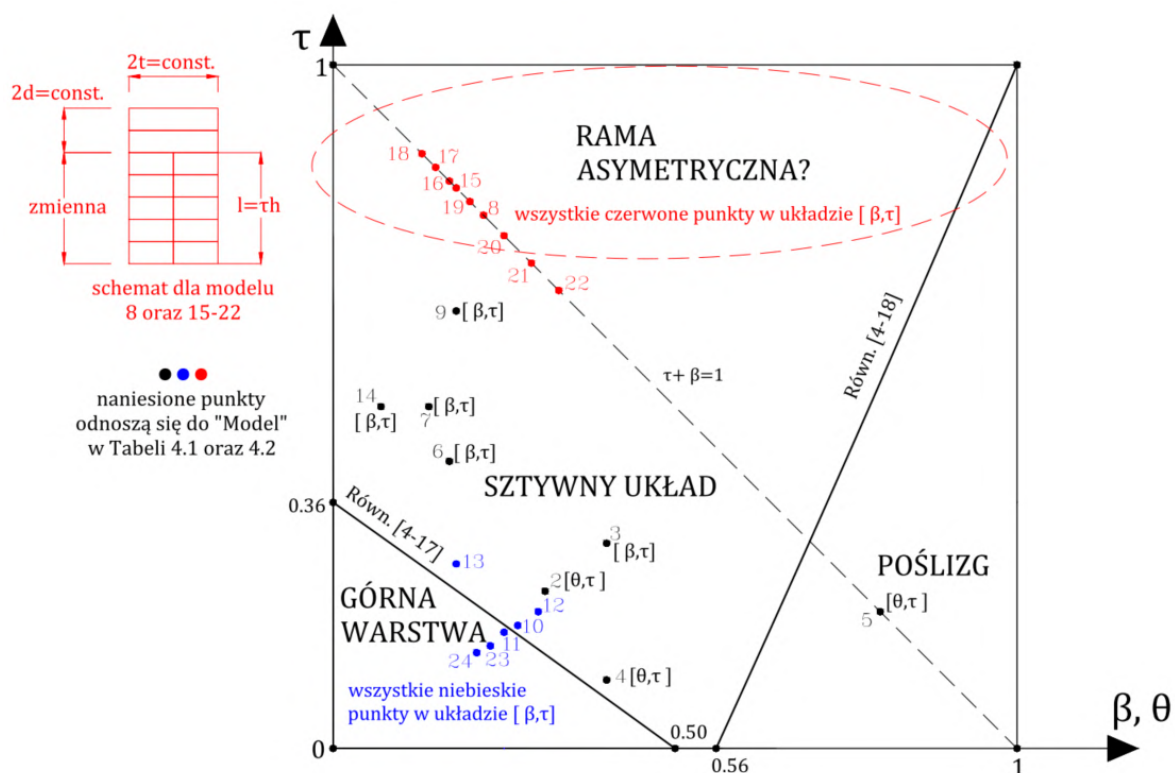
Przykładowe kadry z zarejestrowanych nagrań wideo przedstawiono na rys. 4.12. Poszczególne zdjęcia przedstawiają modele o różnych proporcjach, skutkujących różnymi schematami zniszczenia. Na ujęciach widać również wierzch stołu, który jest pokryty papierem ściernym oraz piankę ochronną dla bloczków. Dodatkowe punkty z wymiarem, które naniesiono na drewniane elementy były stosowane do skalowania w programie do cyfrowego przetwarzania obrazu.



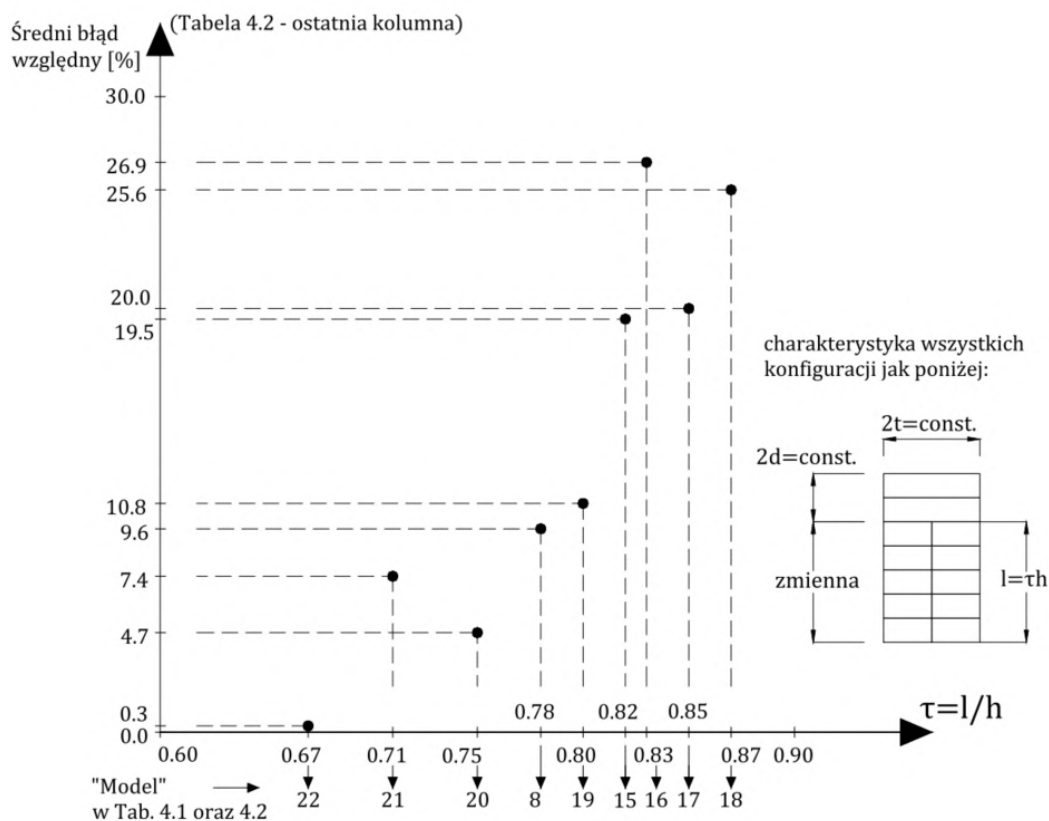
Rys. 4.12 Moment zniszczenia dla różnych mechanizmów uchwycony w czasie eksperymentu: a) poślizg, b) górna warstwa, c) sztywny układ

Analizując uzyskany materiał doświadczalny – zarówno dane zebrane w tabeli 5.2 jak i zapis z kamery wysokiej prędkości, wyciągnięto następujące wnioski. Po pierwsze, modele z proporcjami jednoznacznie odpowiadającymi poszczególnym schematom zniszczenia uległy destrukcji zgodnie z predykcją – zarówno jakościowo, jak i ilościowo. Modele o których tu mowa obejmują pozycje od 2 do 7 oraz 14 – są one oznaczone jako czarne punkty na rys. 4.13. Ponadto, obok numerów modeli podane są koordynaty w jakich te punkty zostały naniesione. Precyzując, jest to współrzędna β lub θ na osi poziomej oraz niezmiennie współrzędna τ na osi pionowej. Należy tu przypomnieć, iż naniesienie punktu w funkcji współrzędnej poziomej β lub θ jest zależna od tego która z nich jest decydująca w odniesieniu do mechanizmu zniszczenia – ‘decyzyjność’ ta została wytłumaczona w ostatnim akapicie poprzedniego punktu, czyli 4.1.1. Dla tych przypadków (od 2 do 7 oraz 14) nagrania wideo wykazują jednoznaczne schematy zniszczenia, a mierzone kąty zniszczenia konsekwentnie plasowały się poniżej wartości teoretycznej ze średnimi błędami względnymi pomiędzy 5.7%, a 13.7%. Średni błąd względny dla struktur prymitywnych testowanych uprzednio (punkt 3.4.2 pracy) lokował się pomiędzy 8%, a 16%. Zatem poziom błędu jest praktycznie taki sam, co oznacza, że nie ma powodu do dalszych analiz w tym kierunku.

Kolejna grupa testów, która powinna być analizowana jako całość, obejmuje modele 8 oraz od 15 do 22 (czerwone punkty na rys. 4.13) w tab. 4.1 oraz tab. 4.2. Te modele charakteryzują się stałą wysokością części przewiązanej (składają się z dwóch bloczków w tej części), zerową liczbą bloczków w górnych warstwach oraz zmienną liczbą bloczków w dolnych warstwach. Poprzez zmianę liczby bloczków w dolnych warstwach otrzymywane są różne wartości parametrów τ, β, θ (graficzne objaśnienie na rys. 4.13, po lewej stronie diagramu). Część przetworzonych wyników doświadczalnych dla tej grupy przedstawiona jest na rys. 4.14.



Rys. 4.13 Badane modele – reprezentacja graficzna, opis w tekście, koordynaty w tabeli 5.2

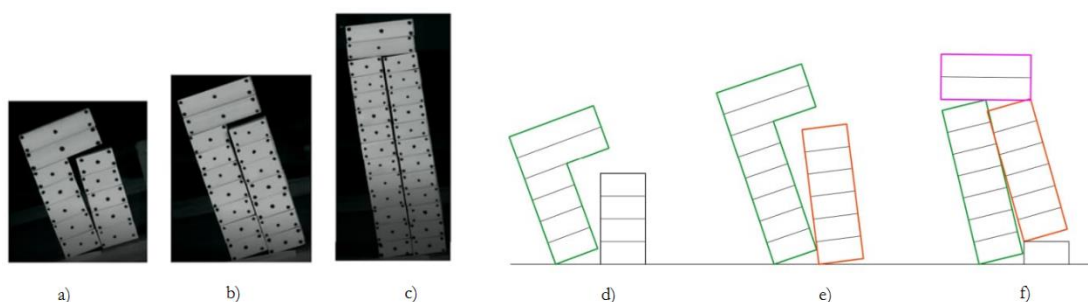


Rys. 4.14 Różnica pomiędzy rozwiązaniem analitycznym i doświadczeniem jako funkcja parametru τ

Błąd przedstawiony na rys. 4.14, jest rozbieżnością pomiędzy wartościami teoretycznymi otrzymanymi na podstawie równania [4-11], a uśrednionymi wartościami wyznaczonymi doświadczalnie – ostatnia kolumna w tab. 4.2. Jak uprzednio, eksperyment wykazuje niższe wartości w porównaniu z opisem analitycznym. Analizując rozkład błędu na rys. 4.14 można spostrzec, iż dla wartości $\tau \leq 0.80$, błąd jest nie większy niż 11%. Oznacza to, że oscyluje on wokół wartości typowych dla poprzednich testów (zarówno wstępnych, jak i właściwych). Natomiast dla wartości $\tau > 0.80$ błąd zdecydowanie wzrasta i jest więcej niż podwojony. Te rezultaty zgadzają się z uprzednio poczynionymi przewidywaniami, że dla pewnych (wysokich) zakresów τ schemat zniszczenia przejdzie ze ‘sztywnego układu’ do ‘ramy asymetrycznej’, co oznaczono wstępnie na poprzednich diagramach. Zaznaczono przy tym, że proces ten wymaga rotacji i przemieszczeń bloczków w dolnych warstwach względem siebie, co powinno się objawić w rezultatach doświadczalnych niższych niż sugerowałyby to wzory [4-11] i [4-13] wyprowadzone dla założeń o sztywnym połączeniu bloczków (brak możliwości ruchu pomiędzy bloczkami w wyodrębnionych elementach mechanizmu). Rys. 4.14 jednoznacznie potwierdza omówione zjawisko z punktu widzenia ilościowego. W celu przeprowadzenia analizy jakościowej przeanalizowano nagrania z kamery wysokiej prędkości.

Nagrania z kolei pokazały, iż diskutowana grupa modeli może być podzielona na trzy podgrupy. Dyskusja dotycząca tych grup jest przeprowadzona w oparciu o rys. 4.15 – gdzie a, b, c to zdjęcia doświadczeń, z kolei d, e, f to szkice przedstawiające schematy zniszczenia i komponenty przekroju. Gdzie: a=d, b=e, c=f. Pierwsza z podgrup (rys. 4.15a), dla $\tau \leq 0.75$, charakteryzuje się jednoznacznie schematem zniszczenia typu ‘sztywny układ’ czyli przednia, dolna warstwa ze wszystkimi bloczkami powyżej zostają obalone (zielony komponent na rys. 4.15d), podczas gdy tylna dolna warstwa pozostaje na fundamencie. Dla $0.75 < \tau < 0.87$ (rys. 4.15b), tylna, dolna warstwa również jest mobilizowana podczas zniszczenia (pomarańczowy komponent - rys. 4.15d), i w pierwszych momentach tego procesu widoczna jest interakcja z pozostałą częścią przekroju, jednakże ostatecznie nie dochodzi do wykształcenia mechanizmu ramy asymetrycznej. Dla $\tau \geq 0.87$, mechanizm ‘ramy asymetrycznej’ jest aktywowany (rys. 4.15c oraz f). Łatwo mogą zostać wyróżnione jego trzy elementy składowe: przednia warstwa dolna (zielony komponent), więzy powyżej (różowy komponent) oraz tylna, dolna warstwa (pomarańczowy komponent). Dodatkowo, rysunek wskazuje, że ruch więzów jest regulowany dwoma przegubami zlokalizowanymi na górnych narożach warstw dolnych, charakterystyczny jest również obrót więzów w kierunku przeciwnym do ruchu warstw dolnych (objawiony

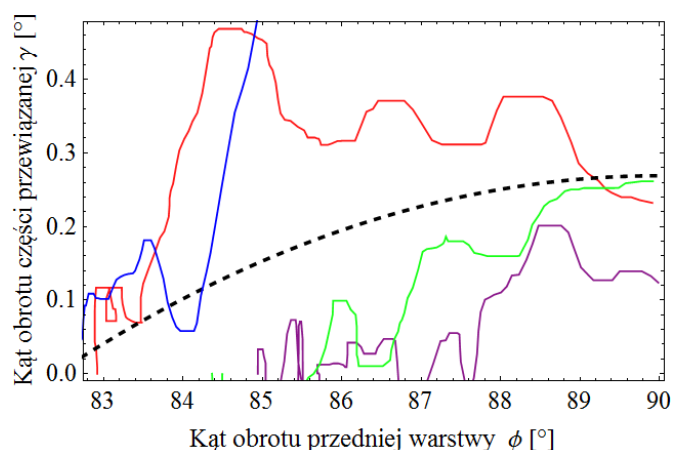
poprzez nierównomierne ich unoszenie). Ostatnia cecha jest widoczna wśród rezultatów numerycznych otrzymanych przez [14] oraz została wykazana w predykcjach analitycznych.



Rys. 4.15 Mechanizmy zniszczenia dla różnych wartości τ (opis w tekście)

Dokładniejsza analiza zapisów wideo została wykonana za pomocą oprogramowania komercyjnego Pro Analyst Professional. Wykorzystano je do sporządzenia 4 wykresów przedstawiających obrót więzów w przekroju w funkcji obrotu przedniej warstwy dolnej – zostało to przeprowadzone dla modeli 18 z tab. 4.2 ($\tau = 0.87$, rys. 4.15c). Cztery krzywe (oznaczone liniami ciągłymi o kolorach: czerwonym, niebieskim, zielonym i fioletowym) odnoszą się do każdego z zapisów wideo zarejestrowanego dla tego specyficznego modelu. Wykresy te zostały porównane z predykcjami dla wyidealizowanej ‘ramy asymetrycznej’. Otrzymane rezultaty przedstawiono na rys. 4.16. Oś pozioma reprezentuje obrót przedniej warstwy dolnej (oznaczony symbolem Φ) – kąt początkowy to po prostu kąt nachylenia przekątnej tejże warstwy do poziomu, wartość końcowa w rozwiązaniu analitycznym to kąt prosty, gdyż powyżej tej wartości zniszczenie muru (w próbie równi pochyłej) jest nieodwracalne. Oś pionowa przedstawia kąt obrotu dla więzów (strefy przewiązanej) oznaczony symbolem γ – kąt początkowy jest równy zeru, gdyż kąt γ jest mierzony pomiędzy horyzontem, a podstawą więzów (strefy przewiązanej), z kolei kąt końcowy jest do wyznaczenia eksperymentalnie. Krzywa analityczna $\gamma(\Phi)$ jest reprezentowana grubą, przerywaną, czarną linią. Z danych można wnioskować, iż istnieje pewna zgodność pomiędzy modelem analitycznym, a doświadczeniem. Ponieważ już przed eksperymentem było wiadome, że rozwiązanie analityczne nie można traktować jako dokładne (z powodu nie do końca słusznego założenia o braku przemieszczeń pomiędzy bločkami), rozbieżność pomiędzy analityką, a doświadczeniem była nieunikniona. Z wykresów na rys. 4.16 można odczytać dwa scenariusze – albo istnieje zgodność z analityką w pierwszej części ruchu (do około 30% realizacji obrotu), a następnie mierzony kąt części przewiązanej gwałtownie wzrasta, albo zgodność z analityką osiągnięta jest w ostatnim fragmencie obrotu, podczas gdy w pierwszej

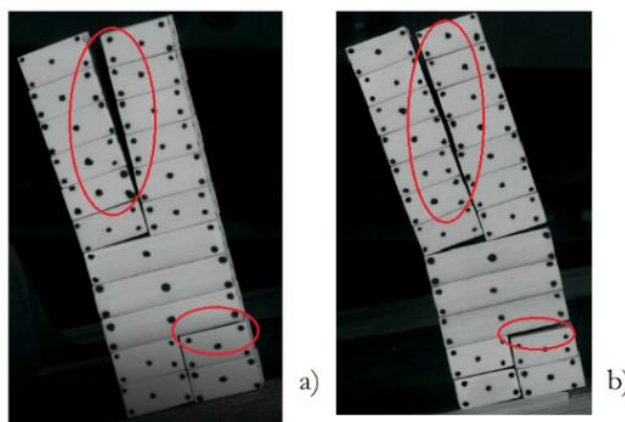
części ruchu rozwiązanie analityczne znacznie przewyższa wynik doświadczalny. Taki przebieg badań jest wytłumaczalny, gdyż w rzeczywistości elementy przekroju (warstwy i część przewiązana) składają się z bloczków, które są z natury niedoskonałe, a dodatkową porcję niedoskonałości dostarcza błąd ludzki podczas wznoszenia badanych świadków. Z tych powodów, po wprowadzeniu w ruch poszczególne elementy przekroju tracą ich monolityczną pracę i ujmując rzecz kolokwialnie „rozchodzą się” – tak jak w przypadku doświadczeń oznaczonych liniami o kolorach czerwonym i niebieskim lub wykształcenie przegubów i mechanizmu powstaje w dalszej fazie (druga opcja) – kolory fioletowy i zielony. Wytłumaczeniem dla tej drugiej opcji może być niedoskonałe przyleganie bloczków uniemożliwiające natychmiastowe wykształcenie mechanizmu, co następuje dopiero w dalszej fazie ruchu pod wpływem zmiennych składowych grawitacji. Niemniej jednak, uzyskane krzywe jasno podkreślają obecność schematu zniszczenia w postaci ‘ramy asymetrycznej’, co stanowi dowód jakościowy (w dodatku do ilościowego ukazanego uprzednio). W fazie predykcji analitycznych na rys. 4.7, zostały wprowadzone wielkości p oraz v (czyli odpowiednio maksymalna hipotetyczna głębokość intersekcji dolnych warstw oraz długość tejże intersekcji); p opisane zostało równaniem [4-7], v równaniem [4-8]. Dla geometrii analizowanej na rys. 4.16 (czyli dla modelu 18) parametry te osiągają w momencie zniszczenia, czyli dla $\Phi = 90^\circ$, teoretyczne wartości: $p = 5\% \cdot t = 1\text{mm}$ oraz $v = 21\text{mm}$. W doświadczeniu ciężko jest jednoznacznie wychwycić te wartości z racji, iż niewielkie przesunięcia mogą zachodzić na dowolnym bloczku w dowolnym momencie lub też część z nich mogła zostać wprowadzona do układu jako niedokładności w ułożeniu bloczków.



Rys. 4.16 Porównanie wyników doświadczalnych (kolorowe linie ciągłe) z przyjętym modelem analitycznym (czarna linia przerywana)

Jak już ukazano, rozpatrując aspekt ilościowy, analizowana grupa modeli (dla przypomnienia: modele 8 oraz od 15 do 22) została podzielona na dwie podgrupy – poniżej i ponad $\tau = 0.80$ (czynnikiem decydującym był średni błąd względny). Z kolei z punktu widzenia jakościowego wyszczególniono trzy podgrupy w funkcji parametru τ : $\tau < 0.75$, $0.75 < \tau < 0.87$, $\tau \geq 0.87$. Jak widać granice tych dwóch klasyfikacji nie pokrywają się, a także różni się liczba podgrup. Niemniej jednak, aplikując zasady bezpieczeństwa (konserwatyzm obliczeniowy), można przyjąć, że schemat ‘ramy asymetrycznej’ rozpoczyna się dla $\tau \geq 0.80$, pomimo, iż dla tych wartości ten mechanizm nie był jeszcze całkowicie wykształcony. Przy poczynionym założeniu, już dla $\tau \geq 0.80$ może zostać wprowadzone równanie [4-13], aczkolwiek z odpowiednią korektą. Maksymalny błąd średni pomiędzy eksperymentem, a tym równaniem jest równy 32.3% (co zachodzi dla modelu 16). Dlatego też, zaproponowano, aby równanie [4-13] stosować wraz ze współczynnikiem redukcyjnym równym 0.65. Strefa występowania ‘ramy asymetrycznej’ jest wprowadzona na rys. 4.18.

Trzeci zbiór testów zawiera modele od 10 do 13 oraz 23-24. Te modele znajdują się na granicy schematów zniszczenia: ‘górną warstwą’ i ‘sztywny układ’. Jak widać z rys. 4.13, gdzie naniesione są koordynaty, próby 10, 12 oraz 13, w teorii, powinny były ulec zniszczeniu jako ‘sztywny układ’, podczas gdy pozostałe testy klasyfikowały się do schematu ‘górną warstwą’. Pierwszą obserwacją był fakt, iż model 10 ($\tau = 0.18$, $\beta = 0.27$, $\theta = 0.36$) uległ zniszczeniu poprzez obrót górnej warstwy z lekkim zaznaczeniem obecności ‘sztywnego układu’, mimo, iż rozwiązanie analityczne przewidywało drugi z wymienionych schematów zniszczenia. Zjawisko przedstawiono na rys. 4.17. Jeśli chodzi o modele 12 ($\tau = 0.2$, $\beta = 0.3$, $\theta = 0.4$) oraz 13 ($\tau = 0.27$, $\beta = 0.18$, $\theta = 0.36$) to jakościowo zachowały się one zgodnie z przewidywaniami.



Rys. 4.17 Schemat zniszczenia dla modelu 10 (a) oraz 11 (b) – warstwa górna (elipsa pionowa) oraz częściowa aktywacja mechanizmu typu ‘sztywny układ’

Ta sama anomalia (mechanizm mieszany) w zachowaniu jakościowym została zaobserwowana dla modelu 11 ($\tau = 0.17$, $\beta = 0.25$, $\theta = 0.33$), z tą różnicą, że znajduje się ona po drugiej stronie granicy – w zakresie ‘górnej warstwy’. Stąd, może zostać poczyniona uwaga, iż na pograniczu mechanizmów ‘górną warstwa-sztywny układ’, schemat zniszczenia nie jest jednoznaczny, a mianowicie ściany ulegają destrukcji w sposób mieszany – dominujący jest obrót górnej warstwy (pionowe elipsy na rys. 4.17), ale zarysowuje się również obecność schematu typu ‘sztywny układ’ (poziome elipsy na rys. 4.17). Należy przy tym zauważyć, że to zjawisko zachodzi na obu stronach granicy. Aby przybliżyć ten obszar analitycznie, mogą zostać użyte współrzędne punktów 12 i 13 oraz równanie rozdzielające omawiane schematy zniszczenia: $\tau = -0.72\beta + 0.36$ [4-17]. Jak widać z diagramu, punkt 13 znajduje się bliżej linii opisanej równaniem [4-17] niż punkt 12, ponadto, jak już wspomniano oba modele zachowały się zgodnie z przewidywaniami. Stąd, nowa linia graniczna została poprowadzona przez punkt 13 i równoległe do równania [4-17], co daje:

$$\tau = -0.72\beta + 0.40 \quad [4-19]$$

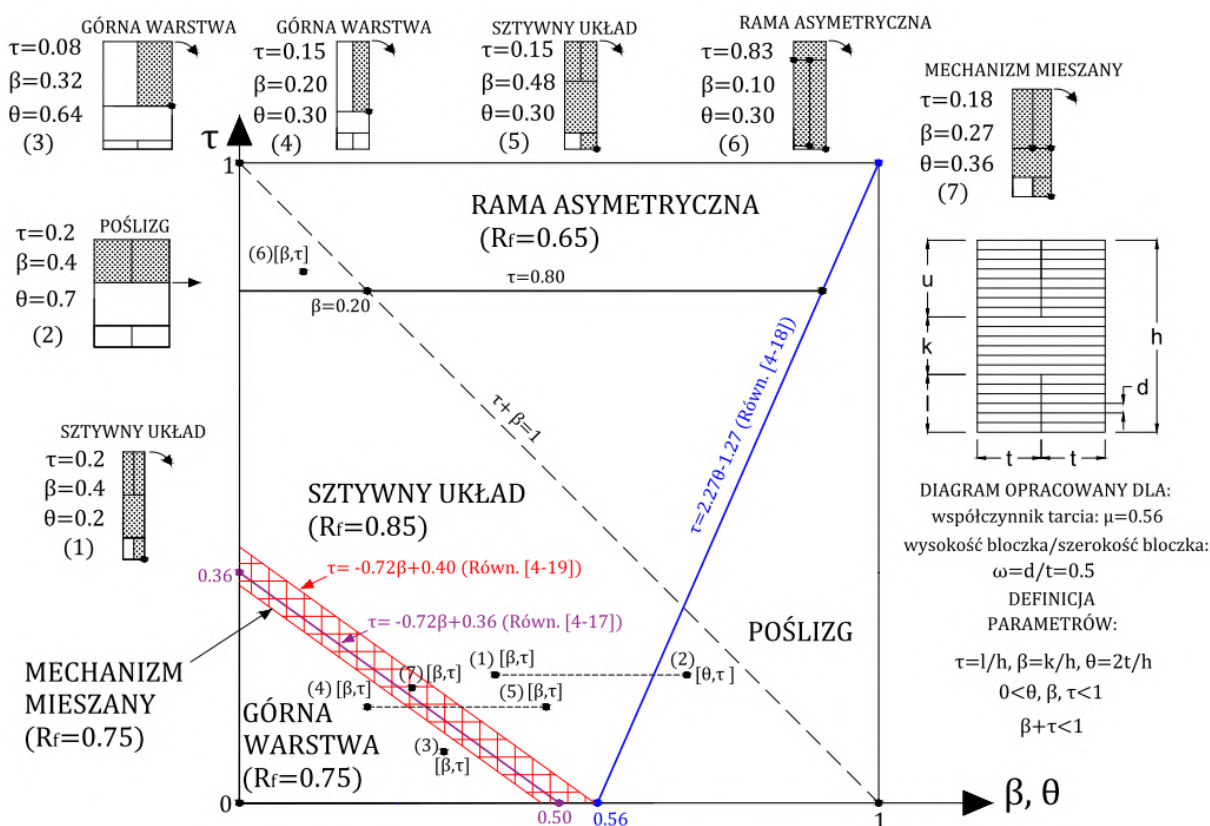
Jest to bardziej konserwatywne rozwiązanie – linia ta mogłaby zostać poprowadzona teoretycznie przez punkt 10, niemniej jednak taka decyzja została podjęta celowo po analizie średnich błędów względnych w odniesieniu do predykcji teoretycznych. Mianowicie, modele 12 i 13 dały błędy odpowiednio 10.6% i 13.4%, co jest typową wartością otrzymywaną dla struktur prymitywnych. Podczas gdy dla pozostałych testów w tej grupie (czyli modeli 10, 11, 23, 24) błąd mocno wzrasta i plasuje się pomiędzy 19%, a 25%, co oznacza, że praktycznie się podwaja. Wyjaśnienie takich wyników należy upatrywać w fakcie, iż obrót górnej warstwy nie następuje na sztywnej, szorstkiej podstawie (jak w przypadku ‘sztywnego układu’) lecz na innej grupie bloczków, które są niedoskonałe. Poza tym ułożenie górnej warstwy na tych bloczkach również nie jest doskonale zlicowane. W wyniku działania tych czynników obrót górnej warstwy jest przyspieszony i następuje wcześniej niż wynikałoby to z rozwiązania analitycznego. Zjawisko to nie występuje w przypadku schematów, których punkt obrotu znajduje się na blacie stołu. Wspomniana przyczyna tłumaczy również zjawisko przesunięcia granic pomiędzy mechanizmami – dla pewnych modeli jest łatwiej sprowokować obrót górnej warstwy, mimo, iż spodziewane zachowanie struktury jest inne. Jako efekt końcowy powstaje wspomniany ‘mechanizm mieszany’ gdzie łączony jest obrót ‘górnej warstwy’ i ‘sztywnego układu’, z dominującą rolą pierwszej z wymienionych form. Obszar występowania

‘mechanizmu mieszanego’ po stronie ‘sztywnego układu’ został już określony równaniem [4-19], pozostaje oszacować jego zasięg na obszarze schematu ‘górną warstwą’. Przy czym jego zasięg w tym kierunku ma wartość jedynie jakościową, gdyż współczynniki redukcyjne dla mechanizmu mieszanego i górnej warstwy okazują się być takie same. Zgodnie z przedstawionymi powyżej uwagami, po tej stronie zasięg mechanizmu mieszanego będzie mniejszy. Biorąc pod uwagę mniejszą ważkość tej granicy przyjęto umownie, że znajduje się w połowie odległości od linii [4-17] w porównaniu do linii [4-19]. Istotną rolę odgrywa również określenie współczynnika redukcyjnego. Analizując wyniki stwierdzono, iż zarówno dla obrotu ‘górną warstwą’ jak i ‘mechanizmu mieszanego’ należy zastosować współczynnik redukcyjny równy 0.75. Z kolei dla mechanizmu typu ‘sztywny układ’ należy zastosować współczynnik redukcyjny 0.85. Z racji, iż współczynnik redukcyjny dla ‘mechanizmu mieszanego’ jest bardziej rygorystyczny niż dla ‘układu sztywnego’ tak ważne było wychwycenie obecności ‘mechanizmu mieszanego’ oraz bezpieczne określenie obszaru jego występowania w zakresie, gdzie teoretycznie powinien być obecny ‘sztywny układ’ – rys. 4.18. Dodatkowym, istotnym wnioskiem płynącym z tej grupy testów jest fakt, iż schematy zniszczenia, które mobilizowane są na wysokości muru (nie u jego podstawy) mają znacznie mniejszą nośność z płaszczyzny niż wskazywałyby na to predykcje analityczne. Jednakże cały czas należy pamiętać, iż w omawianych badaniach podłoże jest reprezentowane w sposób mocno wyidealizowany – sztywna płyta pokryta papierem ściernym, podczas gdy w rzeczywistości warunki gruntowo-wodne są zdecydowanie bardziej skomplikowane. W tej pracy ta problematyka nie jest jednak poruszana. Przytoczone zagadnienie jest oddzielnym, rozległym działem inżynierii znanym jako „problem interakcji struktura-podłoże” i wymagałoby one oddzielnej pracy naukowej, w szczególności, iż jest to zjawisko silnie nieliniowe zarówno ze względu na naturę muru, gruntu jak i strefę jego kontaktu z murem. Autor pracy doktorskiej zajmował się tym problemem (z wykorzystaniem analiz numerycznych) przy współpracy z firmą Wesi Geotecnica, co przedstawiono w Raporcie serii SPR: [217]. Warto wspomnieć tutaj, że potencjalnie istotnym zagrożeniem dla istniejących obiektów murowanych są głębokie wykopy zlokalizowane w ich pobliżu. Praca [218] podaje propozycję szacowania wyłączenia konstrukcji w takiej sytuacji.

Jak można zauważyć w tabelach oraz na diagramach, zjawisko poślizgu nie było analizowane tak dogłębnie jak pozostałe mechanizmy – tylko jeden model był testowany. Powód takiego postępowania jest dwutorowy, po pierwsze poślizg w przekroju (przy obciążeniach quasi-statycznych) jest bardzo rzadką sytuacją, gdyż wymaga smukłości

mniej niż 2, co jest czysto teoretyczne. Po drugie, ze względu na fakt, iż pomiary współczynnika tarcia odznaczały się dosyć wysokim współczynnikiem zmienności (10.98%) oraz znacznymi rozbieżnościami pomiędzy wartością minimalną, a maksymalną (odpowiednio 0.47 i 0.69), zdecydowano, że dla otrzymanego stopnia poziomu zaufania byłoby praktycznie niemożliwe otrzymanie rezultatów dostatecznie wiarygodnych, aby wyciągnąć z nich rzetelne wnioski.

Na podstawie wyników doświadczalnych i dyskusji przeprowadzonej powyżej została zaproponowana nowa, zmodyfikowana wersja diagramu. W przeciwieństwie do wstępnego diagramu, zawiera on doświadczalnie wyznaczoną strefę zachodzenia mechanizmu typu ‘rama asymetryczna’ oraz tzw. ‘mechanizmy mieszane’. Zostały przedstawione również przykładowe przekroje dla tychże mechanizmów. Poza tym, wprowadzono współczynniki redukcyjne (R_f) dla każdego schematu zniszczenia; współczynniki te zostały również uwzględnione w nowym układzie równań określającym kąt zniszczenia [4-20]-[4-24]. Poniższy diagram jest skonstruowany dla współczynnika tarcia $\mu = 0.56$ oraz stosunku wysokość bloczka/szerokość bloczka $\omega = 0.5$.



Rys. 4.18 Zmodyfikowany diagram mechanizmów zniszczenia wraz ze współczynnikami redukcyjnymi

Górna Warstwa i Mechanizmy Mieszane:

$$tg\alpha \geq 0.75 \frac{\frac{\theta}{2}}{1 - \beta - \tau} \quad [4-20]$$

Poślizg:

$$tg\alpha \geq \mu = 0.56 \quad [4-21]$$

Sztywny Układ:

$$tg\alpha \geq 0.85 \frac{\theta(2 - 1.5\tau)}{2 - \tau^2} \quad [4-22]$$

Rama Asymetryczna:

$$tg\alpha \geq 0.65 \frac{\theta(2 - \tau)(\theta\omega - 2\tau)}{4\tau^3 - 2\theta\omega + \tau^2(-8 - 3\theta\omega) + \theta\tau\omega(8 - 0.5\theta\omega)} \quad [4-23]$$

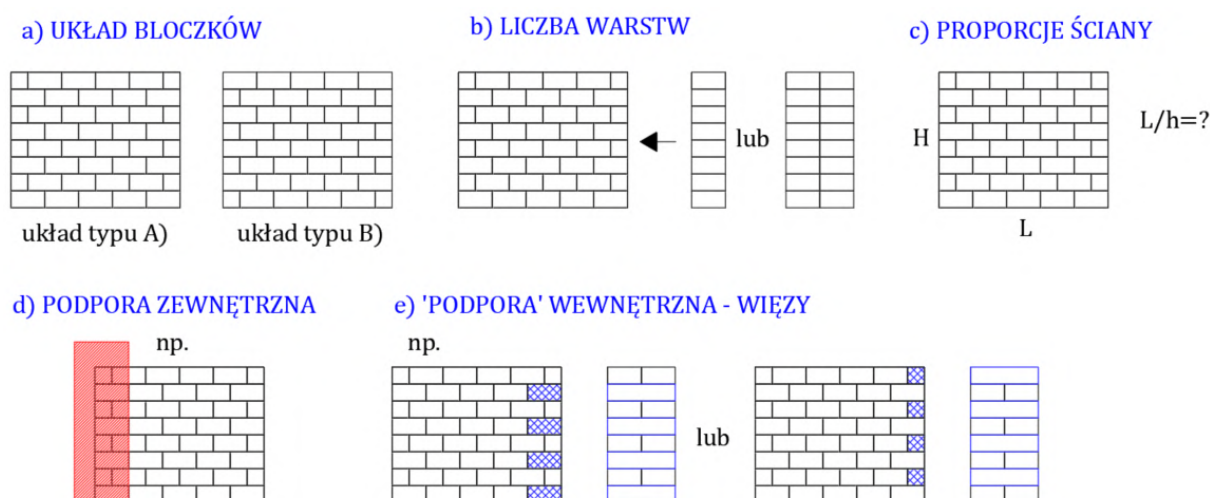
$$tg\alpha \geq 0.65 \frac{\theta(2 - \tau)(0.5\theta - 2\tau)}{4\tau^3 - \theta + \tau^2(-8 - 1.5\theta) + \theta\tau(4 - 0.125\theta)}; \quad \omega = 0.5 \quad [4-24]$$

4.2. MUR NIEOBCIĄŻONY – PROBLEMY TRÓJWYMIAROWE

W tym podpunkcie poddano analizie modele reprezentujące mury jedno- oraz dwuwarstwowe, aczkolwiek tym razem, o zmiennym przekroju w kierunku poziomym oraz zmiennych warunkach podparcia wzdłuż krawędzi pionowych. Przekrój ściany jest zatem zmienny w kierunku pionowym jak i poziomym. Testy równi pochyłej wykonano dla modeli (łącznie 33), które charakteryzowały się zmiennością poniższych parametrów (w tym, typowych dla murów historycznych) (rys. 4.19):

- układ bloczków – odnosi się do umieszczania bloczków o długości $\frac{1}{2}$ w nieparzystych bądź parzystych rzędach;
- liczba warstw w przekroju;
- proporcje ściany (długość/wysokość: L/H);
- obecność podparcia zewnętrznego;
- połączenia międzywarstwowe, czyli tzw. więzy – ich zagęszczenie, typ i układ.

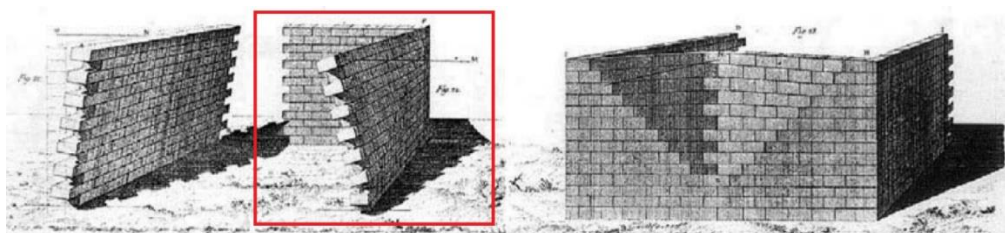
Wpływ powyższych parametrów określono analitycznie oraz porównano z rezultatami doświadczalnymi.



Rys. 4.19 Parametry badane doświadczalnie. Opis w tekście

4.2.1. Mur jednowarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem pionowym

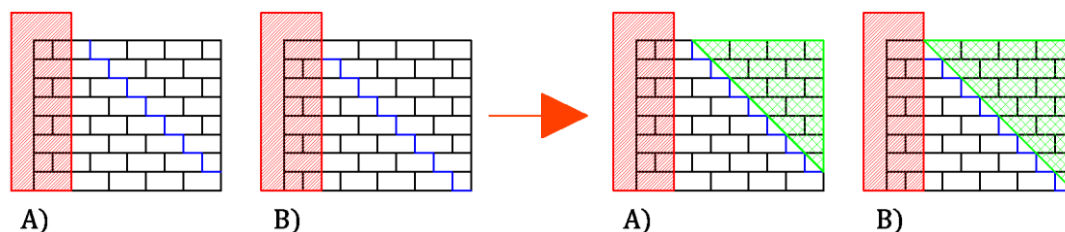
Tego typu schemat statyczny jest nieunikniony we wszelakich konstrukcjach murowych z tego względu, że występuje on każdorazowo, kiedy przecinają się dwie ściany ortogonalne, a jedna z nich zakończona jest otworem lub po prostu nie jest utwierdzona. Wówczas, pod wpływem sił poziomych, ściana podpierana, ulega zniszczeniu poprzez zginanie ukośne, co było postulowane już u progu XIX wieku przez Rondelet'a [219] – mechanizm oznaczony czerwonym prostokątem na rys. 4.20.



Rys. 4.20 Mechanizmy zniszczenia muru z płaszczyzny, [219]

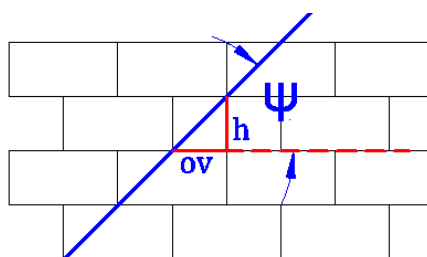
Omawiany schemat statyczny zbadano dla kilku modeli różniących się wysokością (H), długością (L) oraz układem bloczków. Ponieważ wysokość całkowita (H) jest zmienna, parametrem zmiennym będzie również stosunek wysokości ściany do jej szerokości (H/t). Tak jak w poprzednim podpunkcie, dokonano ilościowego oszacowania kąta zniszczenia dla

analizowanych konstrukcji. Jak widać na rys. 4.21, niezależnie od układu bloczków, teoretyczna oś obrotu mechanizmu zawsze będzie formowana zgodnie z przewiązaniem bloczków (sucha spoina = osłabiona płaszczyzna), a obracający się fragment muru może być przybliżony za pomocą trójkąta prostokątnego.



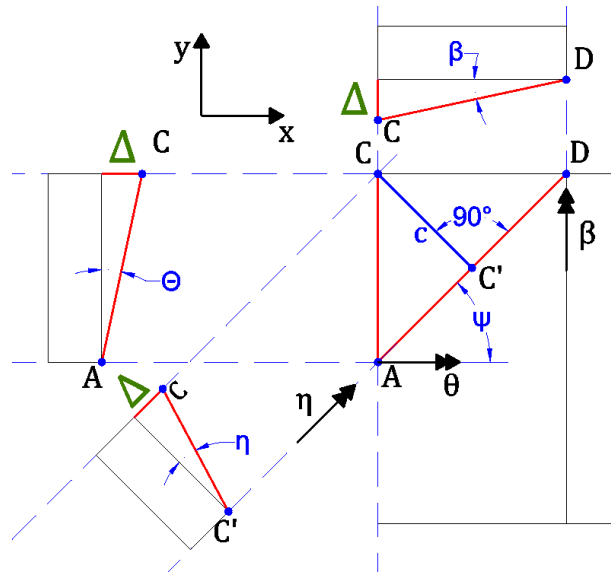
Rys. 4.21 Rzeczywista (po lewej) i przybliżona (po prawej) linia załomu dla układu bloczków A) oraz B)

Z racji, iż rozważane bloczki mają stałe rozmiary i proporcje oraz układ bloczków jest niezmienny, nachylenie osi obrotu pozostanie stałe i równe: $\tan \Psi = h/ov$; gdzie h to wysokość pojedynczego bloczka oraz ov to długość przewiązania w płaszczyźnie muru (zgodnie z rys. 4.22).



Rys. 4.22 Kąt przewiązania muru

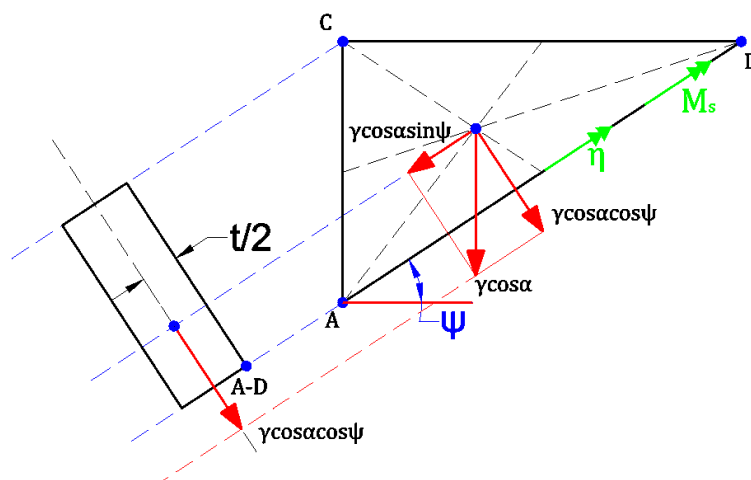
W celu wyznaczenia minimalnego kąta zniszczenia na równi pochyłej określono pracę wykonaną przez siły wewnętrzne oraz zewnętrzne. Na rys. 4.23 przedstawiono zależność pomiędzy obrotami względem trzech osi: przekątnej zawierającej odcinek AD (kąt η), osi x (kąt θ) oraz osi y (kąt β). Punkt C musi mieć przemieszczenie niezmienne i równe Δ , niezależnie od rozpatrywanej osi, stąd: $\Delta = |AC|\theta = |CD|\beta = c\eta$. Dodatkowo, z geometrii wynika związek pomiędzy poszczególnymi kątami, które powiązane są kątem przewiązania muru: $\theta = \eta \cdot \cos \Psi$; $\beta = \eta \cdot \sin \Psi$.



Rys. 4.23 Zgodność przemieszczeń w mechanizmie zniszczenia

Praca wewnętrzna wykonywana jest przez składową ciężaru: $\gamma \cdot \cos \alpha$, gdzie γ – ciężar właściwy muru; α – kąt nachylenia równi pochyłej. Dodatkowo jest ona przemnożona przez $\cos \Psi$ – w celu otrzymania siły działającej prostopadle do przekątnej względem której następuje obrót (rys. 4.24). Stąd, moment stabilizujący względem osi AD wynosi: $M_S = \frac{1}{2} |AC| \cdot |CD| \cdot t \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \cos \Psi \cdot \frac{t}{2}$. Po uwzględnieniu zależności $|AC| = |CD| \cdot \tan \Psi$ otrzymuje się:

$$M_S = \frac{t^2}{4} |CD|^2 \tan \Psi \cdot \gamma \cdot \cos \Psi \cdot \cos \alpha = \frac{t^2}{4} |CD|^2 \gamma \cdot \sin \Psi \cdot \cos \alpha \quad [4-25]$$



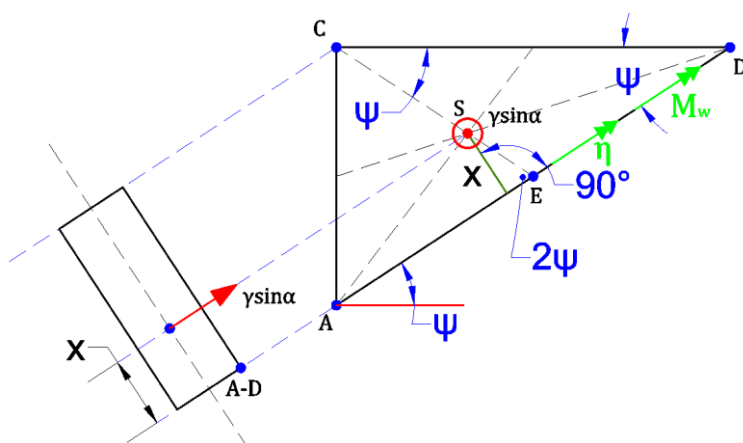
Rys. 4.24 Moment stabilizujący względem osi A-D

W czasie obrotu rozpatrywanego fragmentu muru względem osi AD o kąt η , moment stabilizujący M_S wykonuje pracę wewnętrzną:

$$W_{int} = \vec{M}_S \circ \vec{\eta} = |\vec{M}_S| \cdot |\vec{\eta}| \cdot \cos(\angle \vec{M}_S; \vec{\eta}) = \quad [4-26]$$

$$= \frac{t^2}{4} |CD|^2 \gamma \cdot \sin \Psi \cdot \cos \alpha \cdot \eta \cdot \cos 0^\circ = \frac{t^2}{4} |CD|^2 \gamma \cdot \sin \Psi \cdot \cos \alpha \cdot \eta$$

Praca zewnętrzna w układzie jest wykonywana przez składową $\gamma \cdot \sin \alpha$ ciężaru muru. Moment wywracający jest iloczynem tej składowej i jej odległości od osi obrotu AD . Szukaną odległość oznaczono na rys. 4.25 jako x i wyznaczono ją korzystając z faktu, iż siła ciężkości znajduje się w środku ciężkości trójkąta, czyli na przecięciu jego środkowych.



Rys. 4.25 Moment wywracający względem osi A-D

Na podstawie rys. 4.25 można zapisać: $x = |SE| \sin 2\Psi$ oraz $|AD| = |CD| / \cos \Psi$ oraz $|ED| = |AD| / 2 = |CD| / 2 \cos \Psi = |CE|$ oraz $|SE| = |CE| / 3 = |CD| / 6 \cos \Psi$. Łącząc powyższe równania otrzymano:

$$x = |SE| \sin 2\Psi = \frac{|CD| \sin 2\Psi}{6 \cos \Psi} = \frac{|CD| \sin \Psi}{3} \quad [4-27]$$

Moment wywracający dany jest zależnością $M_W = \frac{1}{2} |AC| \cdot |CD| \cdot t \cdot \gamma \cdot \sin \alpha \cdot x$, co daje ostatecznie:

$$M_W = \frac{1}{6} |CD|^3 t \cdot \gamma \cdot \sin \alpha \frac{\sin^2 \Psi}{\cos \Psi} \quad [4-28]$$

W czasie obrotu rozpatrywanego fragmentu muru względem osi AD o kąt η , moment wywracający M_W wykonuje pracę zewnętrzną:

$$\begin{aligned} W_{ext} &= \overrightarrow{M_W} \circ \vec{\eta} = |\overrightarrow{M_W}| \cdot |\vec{\eta}| \cdot \cos(\angle \overrightarrow{M_W}; \vec{\eta}) = \\ &= \frac{t}{6} |CD|^3 \gamma \cdot \sin \alpha \frac{\sin^2 \Psi}{\cos \Psi} \eta \cdot \cos 0^\circ = \\ &= \frac{t}{6} |CD|^3 \gamma \cdot \sin \alpha \frac{\sin^2 \Psi}{\cos \Psi} \eta \end{aligned} \quad [4-29]$$

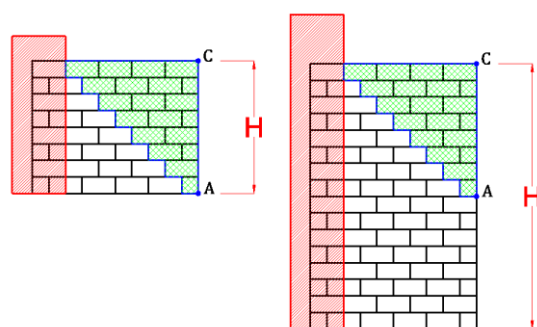
Przyrównując ze sobą pracę zewnętrzną i pracę wewnętrzną otrzymano warunek na minimalny kąt zniszczenia, czyli minimalny stosunek przyspieszenia poziomego do pionowego:

$$tg \alpha \geq \frac{3}{2} \frac{t}{|CD|} ctg \Psi = \frac{3}{2} \frac{t}{L} ctg \Psi \quad [4-30]$$

Równanie [4-30] wskazuje, iż kąt zniszczenia zależy od odwrotności ‘smukłości poziomej’ mechanizmu zniszczenia oraz funkcji cotangens kąta przewiązania muru. Oczywiście, korzystając z zależności $|CD| = |AC| ctg \Psi$, równanie [4-30] można przedstawić w postaci:

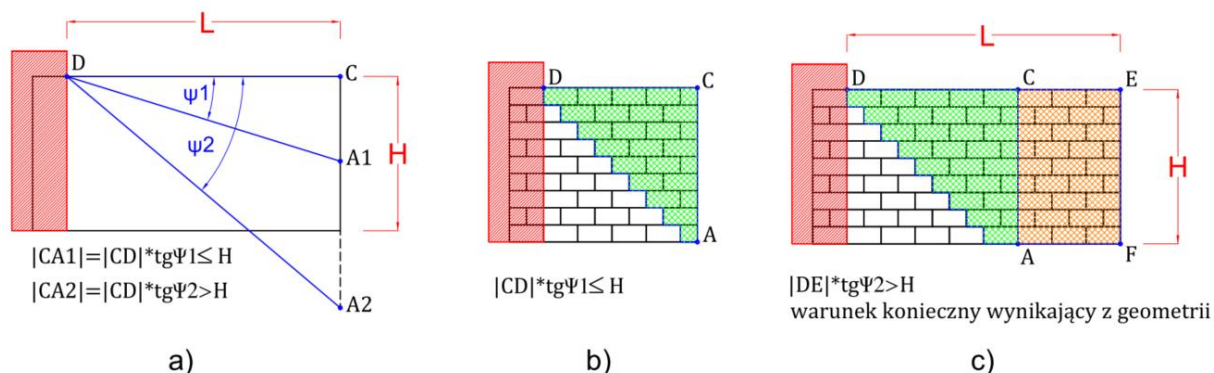
$$tg \alpha \geq \frac{3}{2} \frac{t}{|AC|} \quad [4-31]$$

Równanie [4-31] ma postać zgrabniejszą od poprzedniego, jednakże wynika to z faktu, iż zawiera ono wielkość $|AC|$ zależną od dwóch innych parametrów – czyli naturalnego kąta nachylenia muru Ψ oraz długości muru $|CD|$. Jest zatem wielkością pochodną – nie można jej określić nie znając uprzednio wspomnianych wcześniej parametrów, co widać na rys. 4.26. Stąd też równanie [4-30] jest bardziej miarodajnym i oddającym naturę problemu.



Rys. 4.26 Wysokość mechanizmu w stosunku do wysokości muru. Opis w tekście

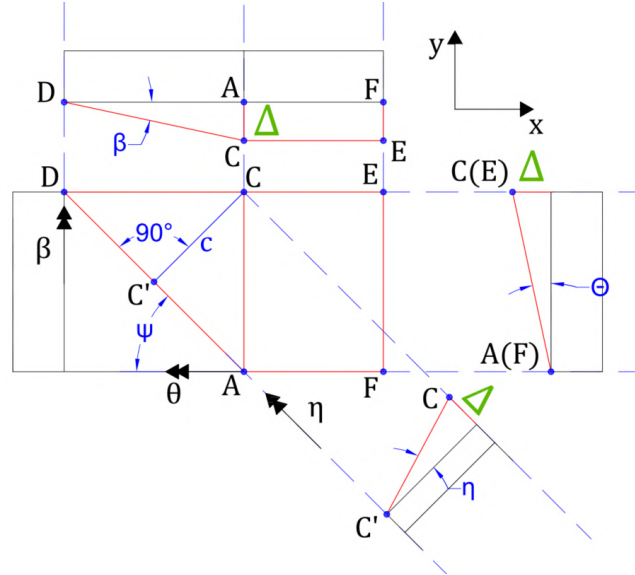
Przy tej uwadze należy również wspomnieć, że nie każdy mur jednostronnie utwierdzony ulegnie zniszczeniu poprzez wykształcenie mechanizmu w postaci trójkąta prostokątnego. Powyżej krytycznej wartości stosunku długości muru do jego wysokości (przy określonym stopniu przewiązania), schemat zniszczenia muru ulega zmianie, co pokazano na rys. 4.27. Trójkąt prostokątny (rys. 4.27b) przekształca się w trapez prostokątny $ADEF$ – rys. 4.27c. Trapez ten nie zachowuje się jednak niczym bryła sztywna, co jest bezpośrednią konsekwencją zgodności przemieszczeń na linii AC . W tymże trapezie można wydzielić trójkąt prostokątny ADC oraz prostokąt $ACEF$. Trójkąt prostokątny, tak jak uprzednio, ulega rotacji wokół przeciwprostokątnej AD , natomiast prostokąt $ACEF$ obraca się wokół osi wyznaczonej przez podstawę AF . W celu zapewnienia ciągłości przemieszczeń, wspólny dla obu figur odcinek AC , również musi tworzyć oś obrotu wokół której będą obracały się względem siebie trójkąt ADC oraz prostokąt $ACEF$. W związku z powyższym, powstaje pionowy przegub z tarciami, w którym będzie wykonana dodatkowa praca wewnętrzna związana z pracą wykonywaną przez siły tarcia.



Rys. 4.27 Schemat zniszczenia – konieczne warunki geometryczne

Plan przemieszczeń dla mechanizmu typu ‘trapez’ przedstawiono na rys. 4.28, który pozwala na określenie pracy wewnętrznej oraz zewnętrznej. Pracę zewnętrzną i wewnętrzną dla trójkąta

ADC określono uprzednio. W obecnym mechanizmie pojawia się dodatkowo jeden składnik pracy zewnętrznej (wykonywany przez moment wywracający prostokąt $ACEF$ oraz dwa składniki pracy wewnętrznej – praca momentu stabilizującego prostokąt $ACEF$ oraz praca wykonana przez siły tarcia w przegubie AC .



Rys. 4.28 Zgodność przemieszczeń w mechanizmie zniszczenia

Praca wewnętrzna wykonana przez moment stabilizujący prostokąt $ACEF$, w czasie obrotu o kąt θ (gdzie: $\theta = \eta \cdot \cos \Psi$) względem osi AF :

$$\begin{aligned}
 W_{int1} &= \overrightarrow{M_{SP}} \circ \vec{\theta} \\
 &= |\overrightarrow{M_{SP}}| \cdot |\vec{\theta}| \cdot \cos(\angle \overrightarrow{M_{SP}}, \vec{\theta}) = |CE| \cdot |AC| \cdot t \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \eta \cdot \cos \Psi \cdot \frac{t}{2} \\
 &= \frac{t^2}{2} \cdot |CE| \cdot |AC| \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \cos \Psi \cdot \eta
 \end{aligned} \tag{4-32}$$

Praca zewnętrzna wykonana przez moment wywracający prostokąt $ACEF$, w czasie obrotu o kąt θ względem osi AF :

$$\begin{aligned}
 W_{ext1} &= \overrightarrow{M_{WP}} \circ \vec{\theta} = |\overrightarrow{M_{WP}}| \cdot |\vec{\theta}| \cdot \cos(\angle \overrightarrow{M_{WP}}, \vec{\theta}) = \\
 &= |CE| \cdot |AC| \cdot t \cdot \gamma \cdot \sin \alpha \cdot \eta \cdot \cos \Psi \cdot \frac{|AC|}{2} = \\
 &= \frac{t}{2} \cdot |CE| \cdot |AC|^2 \cdot \gamma \cdot \sin \alpha \cdot \cos \Psi \cdot \eta
 \end{aligned} \tag{4-33}$$

Praca wewnętrzna wykonana przez siły tarcia zachodzi w przegubie pionowym AC . Obrót w przegubie pionowym jest równy składowej pionowej obrotu trójkąta prostokątnego wokół przekątnej, czyli: $\beta = \eta \cdot \sin\Psi$. Z racji, iż obrót prostokąta $ACEF$ następuje tylko wokół osi poziomej, składowa pionowa jest równa zeru. W wyniku obrotu bloczków względem siebie, siły tarcia wytwarzają moment, który wykonuje pracę na kącie β . Z racji, iż nacisk rośnie liniowo wraz z wysokością, siły tarcia, a zatem i praca wykonana na poszczególnych warstwach muru będą się zmieniać.

Nacisk na jednostkową powierzchnię na j -tej warstwie licząc od górnej krawędzi muru:

$$V_j = j \cdot h \cdot \gamma \cdot \cos\alpha \quad [4-34]$$

Moment skręcający zmobilizowany na j -tej warstwie:

$$M_{Tj} = V_j \cdot \mu \cdot T_{bp} = (j \cdot h \cdot \gamma \cdot \cos\alpha) \cdot \mu \cdot (k_{bp} \cdot t^3) \quad [4-35]$$

gdzie: μ – współczynnik tarcia oraz $T_{bp} = k_{bp} \cdot t^3$ jednostkowy moment skręcający przy pełnej plastyczności. Współczynnik k_{bp} to plastyczny współczynnik skręcania wprowadzony w pracy [173] i wyrażony zależnością:

$$k_{bp} = \frac{1}{12} \left[2r_o \sqrt{1 + r_o^2} + \ln(r_o + \sqrt{1 + r_o^2}) + r_o^3 \ln(r_o^{-1} + \sqrt{1 + r_o^{-2}}) \right] \quad [4-36]$$

Gdzie r_o to tzw. współczynnik nasunięcia wyrażający stosunek przewiązania muru do szerokości bloczka, czyli zgodnie z oznaczeniami przyjętymi wcześniej w tym podpunkcie: $r_o = ov/t$. Dla wartości parametru $r_o = 1/2$ czyli takiego jak w przeprowadzonych badaniach, zachodzi: $k_{bp} = 0.148$.

Liczba powierzchni na których zachodzi tarcie jest równa $v = |AC|/h$ czyli wysokość mechanizmu podzielona przez wysokość jednego bloczka. Stąd praca wykonana w przegubie w wyniku tarcia będzie równa:

$$\begin{aligned}
W_{int2} &= \sum_{j=1}^v \overrightarrow{M_{Tj}} \circ \vec{\beta} = \sum_{j=1}^v |\overrightarrow{M_{Tj}}| \cdot |\vec{\beta}| \cdot \cos(\angle \overrightarrow{M_{Tj}}; \vec{\beta}) = \\
&= h \cdot \gamma \cdot \cos\alpha \cdot \mu \cdot k_{bp} \cdot t^3 \cdot \eta \cdot \sin\Psi \cdot \sum_{j=1}^v j = \\
&= h \cdot \gamma \cdot \cos\alpha \cdot \mu \cdot k_{bp} \cdot t^3 \cdot \eta \cdot \sin\Psi \cdot \frac{v \cdot (v+1)}{2} = \\
&= \frac{t^3}{2h} \cdot \gamma \cdot \cos\alpha \cdot \mu \cdot k_{bp} \cdot \eta \cdot \sin\Psi \cdot |AC| \cdot (|AC| + h)
\end{aligned} \tag{4-37}$$

Całkowita praca wewnętrzna, po zsumowaniu równań [4-26], [4-32] oraz [4-37], jest równa:

$$\begin{aligned}
W_{int,TOT} &= \\
&= \frac{t^2}{2} \cdot \gamma \cdot \cos\alpha \cdot \eta \cdot |AC| \\
&\cdot \left[\frac{|AC|}{2} \cdot \frac{\cos^2\Psi}{\sin\Psi} + |CE| \cdot \cos\Psi + \frac{t}{h} \cdot (|AC| + h) \cdot \sin\Psi \cdot \mu \cdot k_{bp} \right]
\end{aligned} \tag{4-38}$$

Całkowita praca zewnętrzna, po zsumowaniu równań [4-29] oraz [4-33], jest równa:

$$W_{ext,TOT} = \frac{t}{2} |AC|^2 \sin\alpha \cdot \gamma \cdot \eta \cdot \left[\frac{|AC|}{12 \sin^3\Psi} + |CE| \cos\Psi \right] \tag{4-39}$$

Z warunku $W_{ext,TOT} \geq W_{int,TOT}$ otrzymano:

$$\begin{aligned}
tg\alpha &\geq \\
&\frac{t}{|AC| \cos\Psi} \frac{\frac{|AC|}{2} ctg\Psi \cos\Psi + |CE| \cos\Psi + \frac{t}{h} (|AC| + h) \sin\Psi \cdot \mu \cdot k_{bp}}{\frac{|AC|}{3} ctg\Psi + |CE|}
\end{aligned} \tag{4-40}$$

Powyższe równania można przedstawić w nieco innej formie. Po pierwsze, jednym z założeń w mechanizmie, dla którego zostało ono wyprowadzone, jest mobilizacja całej wysokości muru, co oznacza, że wysokość mechanizmu równa jest wysokości muru, czyli $|AC| = H$. Ponadto, z rys. 4.27 wynika, iż szerokość prostokąta $ACEF$ może zostać przedstawiona w funkcji rozmiarów muru: $|CE| = L - H \cdot ctg\Psi$. Uwzględniając powyższe zależności, równanie [4-40] może zostać przedstawione w następującej postaci:

$$tg\alpha \geq$$

$$\frac{t \cdot \frac{H}{2} ctg\Psi \cos\Psi + (L - H \cdot ctg\Psi) \cos\Psi + \frac{t}{h} (H + h) \sin\Psi \cdot \mu \cdot k_{bp}}{H \cos\Psi} \geq \frac{L - \frac{2}{3} H \cdot ctg\Psi}{L} \quad [4-41]$$

W związku z powyższym, dla omawianego schematu muru, istnieją co najmniej dwa mechanizmy zniszczenia w zależności od jego proporcji i wiązania bloczków. Warunkiem koniecznym wystąpienia schematu opisanego równaniem [4-40] ([4-41]) jest $L > H/tg\Psi$, co jest konsekwencją wynikającą z geometrii modelu. Nie jest to jednak warunek wystarczający, gdyż dodatkowo musi być spełniony warunek energetyczny. Mianowicie, dla pewnych wartości L oraz H (spełniających warunek $L > H/tg\Psi$) korzystniejszy energetycznie będzie schemat zniszczenia przedstawiony na rys. 4.30c, czyli w dalszym ciągu trójkąt prostokątny, aczkolwiek tym razem, obejmujący całą wysokość muru przy niepełnym wykorzystaniu długości: $|CD| = |AC|tg\Psi = Htg\Psi < L$. Konieczny jest zatem ostrzejszy warunek dla stosunku L/H . Otrzymuje się go wymuszając, aby kąt zniszczenia dla ‘trapezu’ opisany równaniem [4-41] był mniejszy niż kąt zniszczenia dla schematu trójkąta prostokątnego z rys. 4.30c, który zgodnie z [4-31] wynosi po prostu $3t/2H$. Rozwiązując opisaną nierówność otrzymuje się dodatkowy warunek na stosunek L/H , który musi być spełniony, aby wystąpił mechanizm w postaci trapezu prostokątnego:

$$\frac{L}{H} > \frac{2 \frac{t}{h} (H + h) tg\Psi \cdot \mu \cdot k_{bp} + H \cdot ctg\Psi}{H} \quad [4-42]$$

Jak wskazuje równanie [4-42], warunek wystarczający dla L/H zależy od wielu zmiennych: wysokości h i szerokości bloczka t , kąta przewiązania muru Ψ i k_{bp} , jak i samej wysokości muru H . Tab. 4.3 do tab. 4.5 przedstawiają wartości H dla których zostały wykonane próby doświadczalne oraz odpowiadające im wartości graniczne L/H wyznaczone na podstawie równania [4-42]. Przyjęto tak jak w modelach doświadczalnych: $tg\Psi = ctg\Psi = 1$; $k_{bp} = 0.148$; $h = 10mm$; $t = 20mm$ oraz współczynników tarcia: minimalnego zmierzonego 0.47, średniego 0.56 oraz maksymalnego zmierzonego 0.69. Tabele zawierają również wyznaczone graniczne wartości długości L na podstawie granicznego L/H oraz błędy względne. Błędy wyznaczane są dla maksymalnego i minimalnego współczynnika tarcia względem jego wartości średniej. Ze względu na fakt, iż test równi pochyłej można rozpatrywać jako badanie

o charakterze quasi-statycznym, do obliczeń pracy w przegubie wykorzystano wartość statycznego współczynnika tarcia.

Tab. 4.3 Stosunek L/H wymagany do zmiany mechanizmu zniszczenia przy $H=80\text{mm}$

μ [-]	0.47	0.56	0.69
Δ_{μ} [%]	16.1	-	23.2
L/H	1.314	1.374	1.461
L [mm]	105	110	117
Δ_L [%]	4.6	-	6.4

Tab. 4.4 Stosunek L/H wymagany do zmiany mechanizmu zniszczenia przy $H=90\text{mm}$

μ [-]	0.47	0.56	0.69
Δ_{μ} [%]	16.1	-	23.2
L/H	1.310	1.369	1.455
L [mm]	118	123	131
Δ_L [%]	4.1	-	6.5

Tab. 4.5 Stosunek L/H wymagany do zmiany mechanizmu zniszczenia przy $H=110\text{mm}$

μ [-]	0.47	0.56	0.69
Δ_{μ} [%]	16.1	-	23.2
L/H	1.304	1.362	1.447
L [mm]	143	150	159
Δ_L [%]	4.7	-	6.0

Na podstawie powyższych tabel widać, iż wraz ze wzrostem wysokości H , graniczny stosunek L/H nieznacznie maleje, aczkolwiek stosunek ten jest dosyć pokaźny i schemat zniszczenia zawarty pomiędzy $L/H = 1$, a $L/H = 1.36$ (wartość dla wysokości 110mm i współczynnika tarcia 0.56) powinien zostać wychwycony w próbach doświadczalnych, a także w obiektach w skali rzeczywistej. Kolejnym wnioskiem płynącym z powyższych wyników jest zredukowany wpływ zmienności współczynnika tarcia na badaną wielkość. Błąd względny (Δ_{μ} [%]) dla najmniejszej i największej pomierzonej wartości współczynnika tarcia w odniesieniu do wartości średniej to odpowiednio 16.1% oraz 23.2%, podczas gdy wyznaczone długości muru (L [mm]) charakteryzują się błędami Δ_L w zakresie od 4.1% do 4.7% oraz od 6.0% do 6.5%.

Kolejnym zagadnieniem związanym ze zniszczeniem typu trapez jest stosunek poszczególnych komponentów pracy wewnętrznej względem siebie oraz udział każdego z tych komponentów w całości wykonanej pracy wewnętrznej. Kwestię tą zobrazowano wyznaczając stosunek pracy wewnętrznej wykonanej przez tarcie do pracy wewnętrznej wykonanej przez trójkąt: $W_{int2}/W_{int} = [4-37]/[4-26]$, pracy wewnętrznej wykonanej przez prostokąt do pracy wykonanej przez trójkąt $W_{int1}/W_{int} = [4-32]/[4-26]$ oraz pracy wykonanej przez tarcie do całkowitej pracy wewnętrznej: $W_{int2}/W_{int,TOT} = [4-37]/[4-38]$. Dokonując odpowiednich przekształceń otrzymano:

$$\frac{W_{int2}}{W_{int}} = \frac{2t}{h} \mu \cdot k_{bp} \frac{H+h}{H} tg^2\Psi \quad [4-43]$$

Powyższy stosunek ‘tarcie/trójkąt’, dla dużych wysokości muru ($H \gg h$), może zostać uproszczony do postaci:

$$\frac{W_{int2}}{W_{int}} = \frac{2t}{h} \mu \cdot k_{bp} \cdot tg^2\Psi \quad [4-44]$$

Czyni go to niezależnym od wysokości całkowitej muru, a wpływ mają współczynnik tarcia, wymiary blozków i stopień ich przewiązania. Z kolei stosunek ‘prostokąt/trójkąt’ dany jest zależnością:

$$\frac{W_{int1}}{W_{int}} = 2 \frac{L - Hctg\Psi}{H} \frac{1}{ctg\Psi} = 2 \frac{L}{H} tg\Psi - 2 \quad [4-45]$$

Oczywiście udział wkładu od ‘prostokąta’ będzie rósł wraz ze wzrostem stosunku L/H , a zatem w tym przypadku decydujące są proporcje wymiarów muru. Oraz stosunek ‘tarcie/całość’:

$$\begin{aligned} \frac{W_{int2}}{W_{int,TOT}} &= \\ &= \frac{t \cdot \mu \cdot k_{bp} \cdot \sin\Psi \cdot (H + h)}{h \left[\frac{H}{2} \cdot \frac{\cos^2\Psi}{\sin\Psi} + (L - H \cdot ctg\Psi) \cdot \cos\Psi + \frac{t}{h} (H + h) \cdot \sin\Psi \cdot \mu \cdot k_{bp} \right]} \end{aligned} \quad [4-46]$$

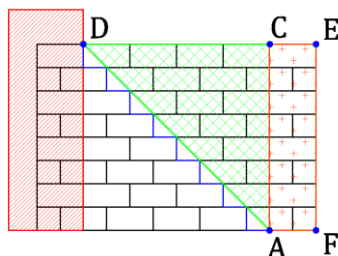
Wartości liczbowe określono dla parametrów stosowanych w badaniach doświadczalnych $t/h = 2$; $\mu = 0.56$ (0.47; 0.69); $k_{bp} = 0.148$; $tg\Psi = 1$ dla jednej z badanych geometrii: $L/H = 130/80$.

Tab. 4.6 Stosunek odpowiednich prac wewnętrznych dla proporcji muru $L/H=130/80$

μ [-]	0.47	0.56	0.69
$\frac{W_{int2}}{W_{int}} = [4-43]$	0.314	0.374	0.460
Δ_1 [%]	16.1	-	23.2
$\frac{W_{int2}}{W_{int}} = [4-44]$	0.279	0.332	0.409
Δ_2 [%]	16.1	-	23.2
$\frac{W_{int2}}{W_{int,TOT}} = [4-46]$	0.122	0.142	0.170
Δ_3 [%]	14.0	-	19.3

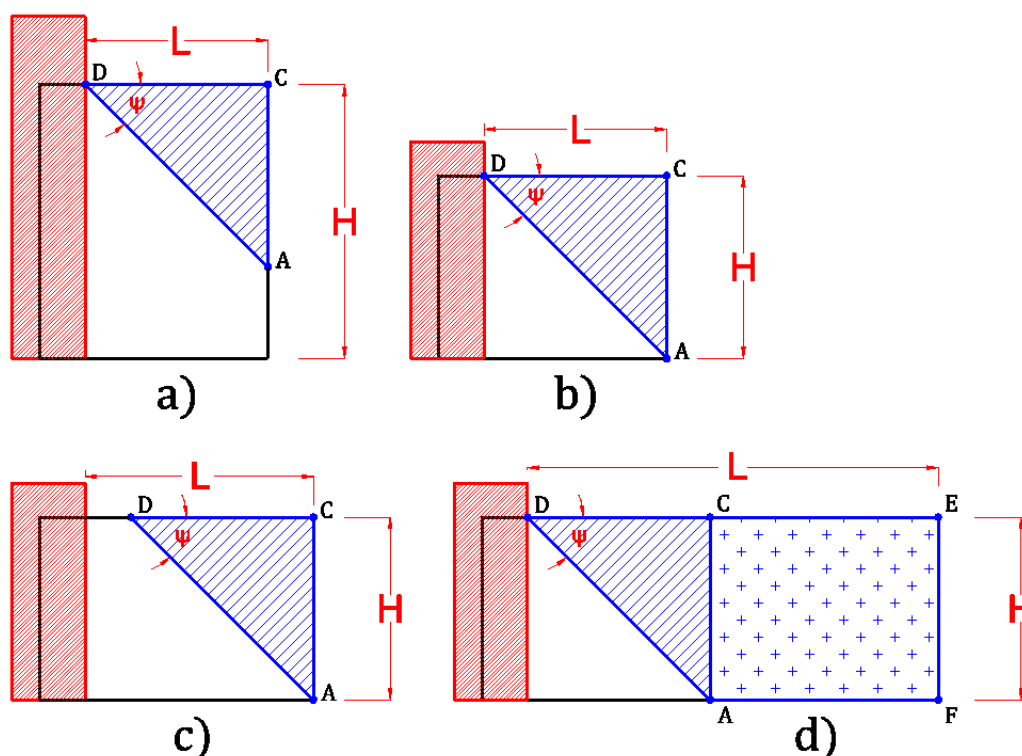
Zgodnie z tab. 4.6, równanie [4-43], dla średniej wartości współczynnika tarcia, przyjmuje wartość: $W_{int2}/W_{int} = 0.374$, a przybliżone równanie [4-44]: $W_{int2}/W_{int} = 0.332$. Ponieważ omawiane równania zależą liniowo od współczynnika tarcia, otrzymane dla nich błędy względne są identyczne jak dla samego współczynnika. Równanie [4-45] przyjmuje wartość: $W_{int1}/W_{int} = 1.250$. Dla geometrii przyjętej w tab. 4.6 ($L/H = 130/80$), praca wewnętrzna wykonana przez tarcie, przyjmując średnią wartość współczynnika tarcia, stanowi nieco ponad 14% całkowitej pracy wewnętrznej, co jednak nie jest miarodajną wielkością ze względu na zmienny wpływ długości L muru, którą można dobrać dowolnie. Bardziej obrazowy jest wynik, iż praca wykonana przez tarcie stanowi 33% pracy wewnętrznej wykonanej przez trójkąt (przy założeniu $H \gg h$, bez tego założenia stosunek rośnie do 37%). Miarodajność ta wynika z faktu, iż stosunek ten jest niezależny od długości i wysokości muru. Pozwala to spojrzeć pod innym kątem na otrzymaną uprzednio zależność, iż spełnienie warunku $L/H > 1$ nie jest wystarczające, aby nastąpiła zmiana schematu zniszczenia z ‘trójkąta’ na ‘trapez’. Otóż, w podanym przykładzie liczbowym praca od tarcia stanowi 14% całości pracy wewnętrznej (otrzymano to dla $L = 130$, $H = 80$), jeśli rozważy się długość graniczną $L = 110$, to udział ten wzrasta do 17.6% (odczytano z tab. 4.3). Jest to udział, który nie jest zaniedbywalny i stąd też nie jest możliwy przypadek taki jak przedstawiono na rys. 4.29, gdzie odcinek CE jest zbyt krótki, aby korzyści energetyczne płynące z wykształcenia prostokąta przeważały nad dodatkową pracą wewnętrzną jaka musiałaby zostać pokonana w przegubie tarciovym AC .

Stąd też, dla pewnych $L/H > 1$, ale mniejszych od L/H wyrażonych poprzez [4-42], dalej pozostaje schemat zniszczenia typu trójkąt, aczkolwiek jego górny wierzchołek D nie pokrywa się już z linią utwierdzenia ściany, co ukazano na rys. 4.30c.



Rys. 4.29 Schemat zniszczenia niemożliwy do zrealizowania. Opis w tekście

W oparciu o powyższe i wcześniejsze rozważania można wydzielić dwa schematy zniszczenia dla muru jednowarstwowego utwierdzonego jednostronnie, co zobrazowano za pomocą rys. 4.30. Z kolei tab. 4.7 zawiera odpowiadające tym schematom geometryczne wartości graniczne oraz teoretyczne zależności opisujące kąt zniszczenia. Jak widać, ze względów geometrycznych, jeden ze schematów można podzielić dodatkowo na trzy przypadki.



Rys. 4.30 Możliwe schematy zniszczenia – opis w tekście

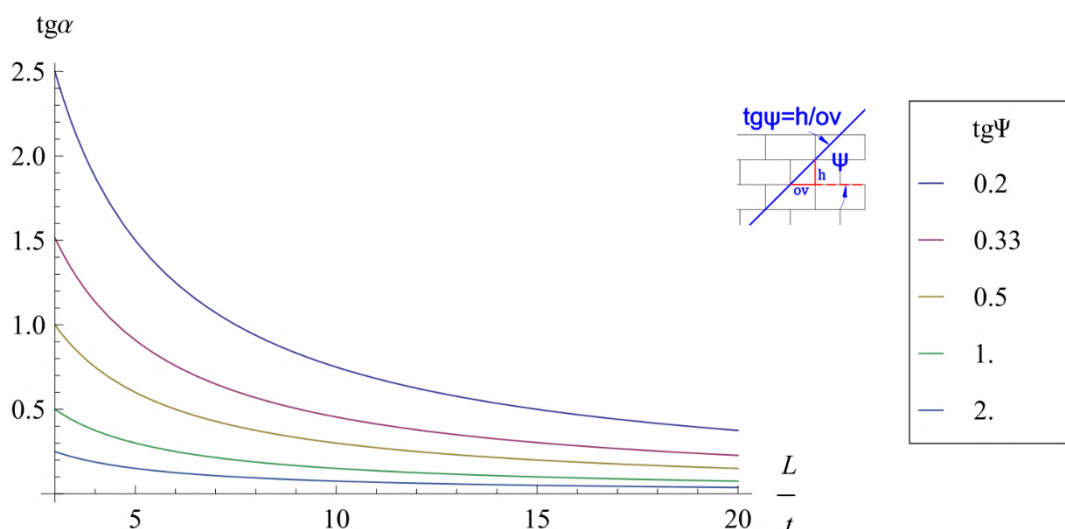
Tab. 4.7 Mur jednostronnie utwierdzony – zestawienie predykcji teoretycznych

Typ	Warunek wystąpienia	Tangens kąta zniszczenia
a)	$ AC = L \cdot tg\Psi < H$	$\frac{3}{2} \frac{t}{L} ctg\Psi$
b)	$ AC = L \cdot tg\Psi = H$	$\frac{3}{2} \frac{t}{L} ctg\Psi$ lub $\frac{3}{2} \frac{t}{H}$
c)	$L > CD = Hctg\Psi$ $L < 2 \frac{t}{h} (H + h)tg\Psi \cdot \mu$ $\cdot k_{bp} + Hctg\Psi$	$\frac{3}{2} \frac{t}{H}$
d)	$L > 2 \frac{t}{h} (H + h)tg\Psi$ $\cdot \mu \cdot k_{bp}$ $+ Hctg\Psi$	$\frac{t}{H \cos\Psi \left(L - \frac{2}{3} Hctg\Psi \right)} \left(\frac{H}{2} ctg\Psi \cos\Psi + (L - Hctg\Psi) \cos\Psi + \frac{t}{h} (H + h) \sin\Psi \cdot \mu \cdot k_{bp} \right)$

Następnie, predykcje teoretyczne zweryfikowano doświadczalnie. Wyniki analizowane są w trzech grupach – pierwsza obejmuje przypadki a) i b, kolejna to przypadek c) i ostatnia to przypadek d).

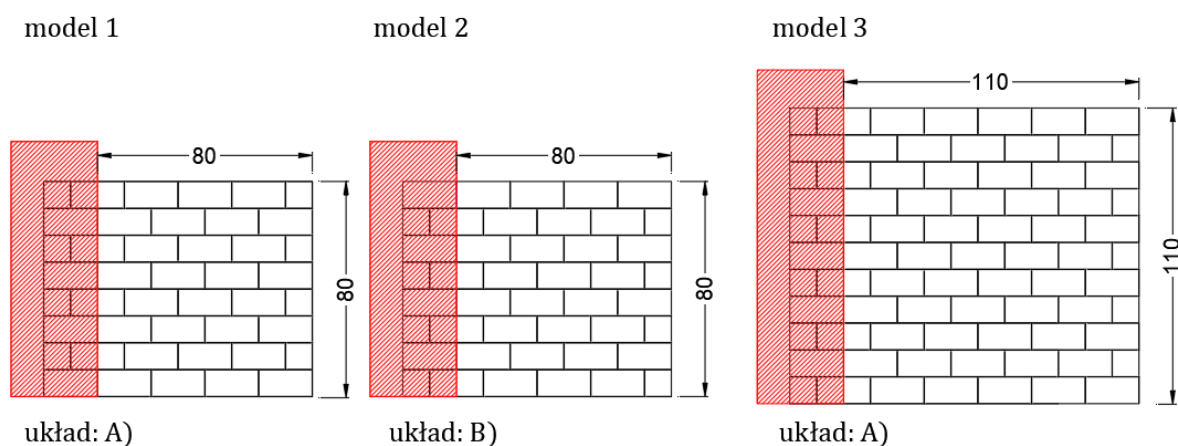
Przypadek a) oraz b)

W tej sytuacji teoretycznie obowiązuje równanie [4-30]: $tg\alpha \geq (3/2)(t/L) ctg\Psi$. Jak już wspomniano, równanie [4-30] jest funkcją dwóch parametrów: smukłości poziomej L/t oraz kąta Ψ . Rys. 4.31 przedstawia wartość tangensa kąta zniszczenia ($tg\alpha$) w funkcji tychże wielkości – smukłości w sposób ciągły i zdyskretyzowanego kąta nachylenia muru. Oczywiście, wraz ze wzrostem smukłości mechanizmu, zniszczenie następuje dla mniejszych wartości poziomego przyspieszenia. Wraz ze wzrostem naturalnego kąta nachylenia muru, nośność muru, dla tego szczególnego mechanizmu, maleje. Wynika to z faktu, iż dla mniejszych kątów, odległość środka ciężkości trójkąta się zmniejsza (zgodnie z równaniem [4-27] odległość ta zależy od funkcji $\sin\Psi$), a zatem zmniejsza się ramię momentu wywracającego, podczas gdy ramię momentu stabilizującego jest niezmiennie i wynosi połowę grubości muru.



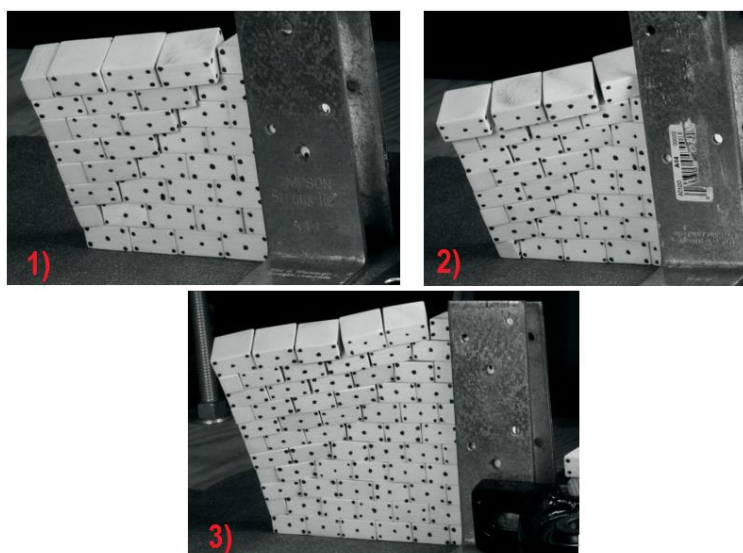
Rys. 4.31 Kąt zniszczenia muru w funkcji jego geometrii

Rozwiązanie analityczne skonfrontowano z wynikami doświadczalnymi dla modeli przedstawionych na rys. 4.32.



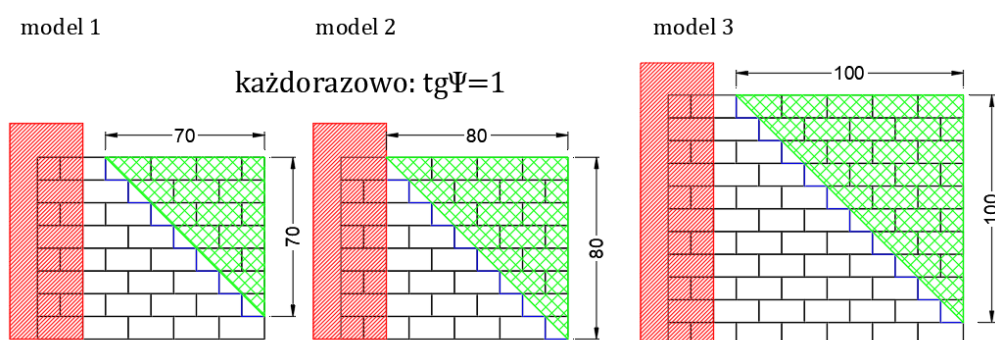
Rys. 4.32 Testowane modele ścian

Dla każdego z modeli wykonano 5 testów, na podstawie których zidentyfikowano schemat zniszczenia oraz kąt zniszczenia. Rys. 4.33 przedstawia ściany w chwili zniszczenia, gdzie aktywowane fragmenty muru są zgodne z poczynionymi wcześniej predykcjami. Należy jednak zauważyć, że nie wszystkie z przeprowadzonych testów przebiegały w ten sposób – czasami aktywowany jest mniejszy fragment muru, co dotyczyło w szczególności modelu numer 3. Można stąd wnioskować, że wraz ze wzrostem rozmiarów muru, rosnąca ilość niedoskonałości może powodować lokalne odchyłki mechanizmu zniszczenia w stosunku do założeń teoretycznych. Szczególny wpływ mogą tu mieć dwa rodzaje imperfekcji – brak docięnięcia bloczków do siebie w kierunku poziomym oraz niedoskonałe licowanie bloczków.



Rys. 4.33 Aktywowane części muru w czasie zniszczenia

Na podstawie rys. 4.33 określono wymiary muru, które podstawiono do równania [4-30], jak już wspomniano są to wymiary zgodne z predykcjami teoretycznymi. Wymiary na rys. 4.34.



Rys. 4.34 Wymiary aktywowanych części muru

Przetworzone wyniki doświadczalne oraz ich porównanie z wartościami teoretycznymi zestawione zostały w tab. 4.8.

Tab. 4.8 Przetworzone wyniki doświadczalne dla modeli 1-3

Model	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max	Wartość teoretyczna	Śr. błąd względny [%]
1	0.29	0.01	3.45	0.28	0.30	0.43	32.6
2	0.28	0.004	1.61	0.27	0.28	0.38	26.3
3	0.18	0.01	3.65	0.27	0.30	0.30	40.0

SD: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona

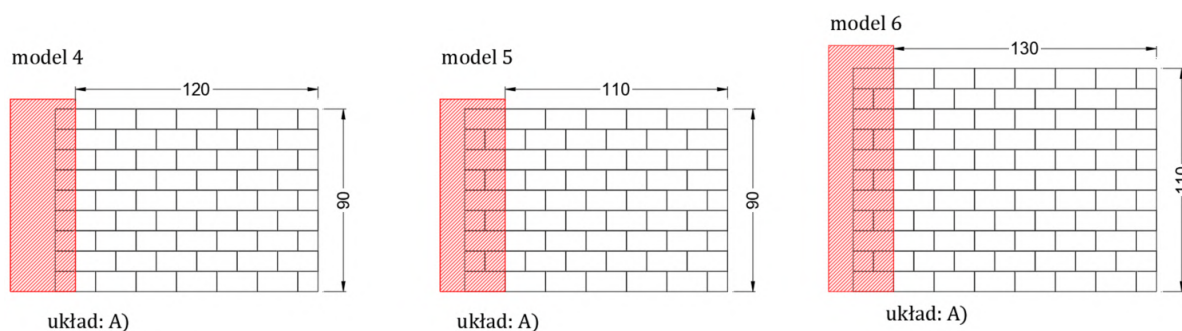
Jak wynika z powyższej tabeli, istnieje spora rozbieżność pomiędzy wynikami doświadczalnymi, a rozwiązaniem teoretycznym – wyniki doświadczalne są niższe od predykcji analitycznych (od 26 do 40%). Warto jednocześnie zauważyć, że współczynnik zmienności jest niewielki (od 1.61% do 3.65%), co świadczyłoby o powtarzalności rezultatów i nie powinno tu być mowy o błędzie grubym. Wzrost rozbieżności wraz ze wzrostem rozmiarów modelu (model 3) może wynikać z niedokładności w jego wykonaniu. Przy czym uwaga ta nie wydaje się wystarczająca mocna, gdyż dla murów wolnostojących nie było to problemem. Stąd, najistotniejszym czynnikiem wydaje się postać linii obrotu. Dla murów wolnostojących obrót następował każdorazowo na całej krawędzi bloczka, natomiast w przypadku zginania ukośnego, obrót wokół przekątnej (jako odcinka ciągłego) jest założeniem czysto teoretycznym. W rzeczywistości obrót następuje wokół narożników bloczków, co widać na rys. 4.33, podparcie jest więc zdyskretyzowane. Wprowadza to dodatkowe źródło niedoskonałości, co może być przyczyną mniejszych kątów zniszczenia w stosunku do wyidealizowanego rozwiązania teoretycznego. Należy tu przypomnieć, iż zniszczenie typu ‘górną warstwą’ (analizowane w punkcie 4.1 pracy), gdzie obrót mechanizmu następował na linii ciągłej względem poniższych bloczków, wykazywało rozbieżność do 25% w stosunku do predykcji teoretycznych (tab. 4.2). W świetle tych wyników, rozbieżność rzędu 30-40% dla mechanizmu, w którym następuje obrót bloczków względem ich narożników, jest rozbieżnością zrozumiałą. Kolejnym argumentem przemawiającym za istotnym wpływem diagonalnej, jest fakt, iż najmniejszą rozbieżność pomiędzy teorią, a doświadczeniem wykazuje model 2. Jest jedynym spośród trzech omawianych modeli, gdzie aktywowany jest bloczek spoczywający na podłożu, co najprawdopodobniej dodaje stabilności ze względu na ciągłość podłoża oraz zwiększony współczynnik tarcia pomiędzy bloczkiem, a podłożem. Kwestia współczynnika tarcia i proporcji bloczków jest również istotny w kontekście analizy powyższego schematu zniszczenia w skali mikro. Założenie, o obrocie względem diagonalnej jest słuszne w skali makro (to jest, kiedy rozpatrywane są makro-bloki, tak jak w tej pracy). Podejmując jednak analizę na poziomie interakcji poszczególnych bloczków (skala mikro), tak jak w pracach [220] lub [33] można stwierdzić, iż na diagonalnej oprócz obrotu bloczków pojawia się ich poślizg wraz ze skręcaniem. Oczywiście każda para bloczków na diagonalnej charakteryzuje się inną relacją poślizg-skręcanie, a także inną powierzchnią styku bloczków, przez co opis matematyczny w skali mikro jest utrudniony, a następnie przejście na skalę makro charakteryzuje się istotnymi niedokładnościami. Należy nadmienić, iż w pracach [29], [213]

oraz [31] wykazano doświadczalnie i analitycznie, iż przytaczane zjawisko nie ma istotnego znaczenia ilościowego. Jednocześnie, zbieżność wyników doświadczalnych i teoretycznych była zdecydowania większa (przy porównywalnym współczynniku zmienności współczynnika tarcia – 13.3%, w tej pracy – 10.98%). Przytoczone badania charakteryzują się jednak innymi proporcjami i rozmiarami bloczków: 80mm x 40mm x 30mm (tutaj 20mm x 20mm x 10mm), a także kąt wynikający z przewiązania muru: $tg\Psi = \frac{3}{4}$ (tutaj 1.0). Ponadto nie były one dodatkowo obrabiane w celu osiągnięcia odpowiedniego współczynnika tarcia (co miało miejsce w tych badaniach). Stąd też, można spodziewać się, iż proporcje bloczków mogą mieć wpływ na zbieżność równań teoretycznych z doświadczeniem. Sprawdzenia tego aspektu można dokonać w przyszłości doświadczalnie lub z wykorzystaniem odpowiednich programów numerycznych. Nie można również wykluczyć wpływu skali wykonania bloczków, która przy tym schemacie zniszczenia (obrót względem diagonalnej) mogła mieć większe znaczenie niż obrót względem osi poziomej. Ten aspekt można jednak zbadać jedynie w doświadczeniach laboratoryjnych.

Należy również zauważyć, że wpływ układu bloczków w murze (przynajmniej dla tych rozmiarów) został wychwycony. Mowa tu o modelach 1 i 2, które mają takie same wymiary, ale różnią się układem bloczków – modele te posiadają odpowiednio układ A oraz układ B. Układ bloczków wpłynął na zniszczenie jakościowo – zielone trójkąty na rys. 4.34 różnią się rozmiarami oraz ilościowo – tangens kąta zniszczenia wyniósł dla modeli 1 i 2 odpowiednio 0.29 oraz 0.28. Różnica ta jest niewielka i taka też, biorąc pod uwagę niewielkie różnice pomiędzy układem A i B, być powinna.

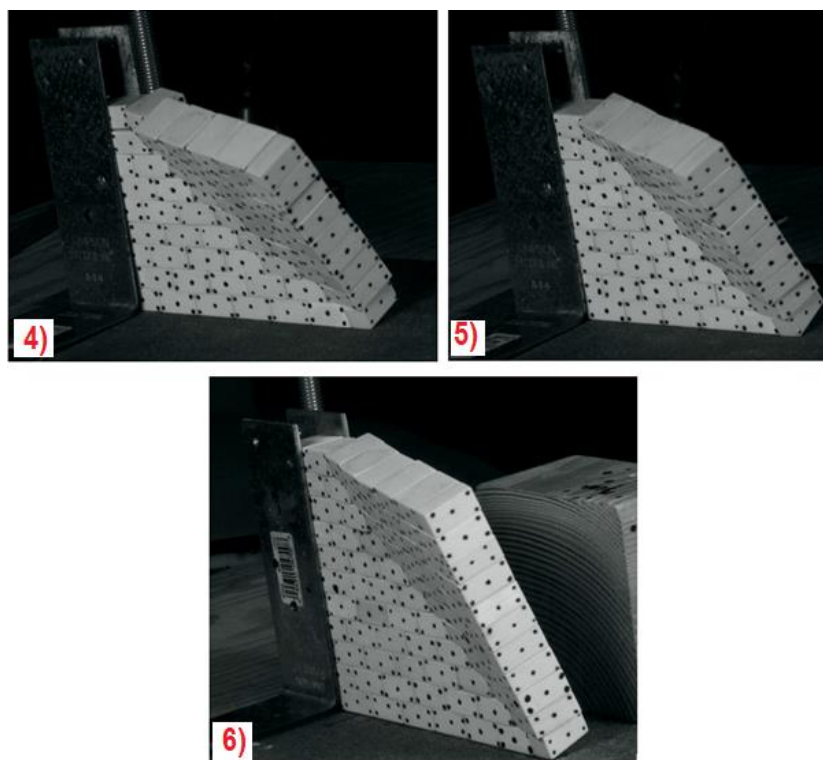
Przypadek c)

Zgodnie z tab. 4.7, przypadek ten obejmuje mury które spełniają dwa wymogi odnośnie stosunku L/H . Przetestowano trzy modele o takiej charakterystyce ($L \times H$): 120mm x 90mm, 110mm x 90mm, 130mm x 110mm – rys. 4.35. Wykonano każdorazowo co najmniej 3 testy dla każdego z przypadków.



Rys. 4.35 Ściany o proporcjach dla przypadku c) w Tab. 4.7

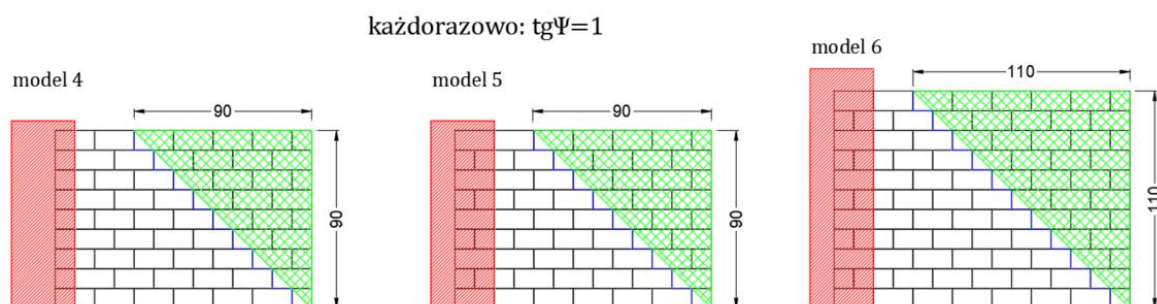
Jak wskazano w tab. 4.7, w tym przypadku obowiązuje równanie zależne od całkowitej wysokości H ściany: $(3/2)(t/H)$. Wynika to z faktu, iż długość ściany L nie jest mobilizowana w całości i nie może być użyta wprost do wyznaczenia poszukiwanego kąta zniszczenia. Jakościowe zachowanie testowanych próbek było zgodne z przewidywaniami – jak wskazuje rys. 4.36, każdorazowo mobilizowana jest cała wysokość muru i owa wysokość, wraz z przewiązaniem muru, decyduje o tym jaka długość muru jest mobilizowana.



Rys. 4.36 Aktywowane fragmenty muru

Dla modeli 5 oraz 6 wszystkie testy wykazały jednoznacznie schemat zniszczenia dokładnie z przewidzianym. Natomiast dla modelu 4, w przypadku dwóch prób zauważalne były odchylenia. Zachowanie to można wytłumaczyć porównując wymiary tych prób z wymiarami granicznymi dla omawianego schematu zniszczenia. Modele 4 oraz 5 mają wysokość 90mm, dla tej wysokości górna granica mechanizmu to 123mm (zgodnie z tym co wyznaczono uprzednio), dolna granica to oczywiście 90mm. Dla modelu 6, te granice to odpowiednio 150mm i 110mm. Stąd, widać, iż model numer 4 (o długości 120mm) znajduje się bardzo blisko wartości krytycznej (123mm) dla której następuje zmiana schematu zniszczenia na zniszczenie typu „trapez”. Wychwycenie tej sytuacji doświadczalnie świadczy o tym, że nie jest to rozważanie czysto teoretyczne i przekłada się ono zarówno ilościowo i jakościowo na badane

struktury. Na podstawie rys. 4.36 sporządzono szkice aktywowanych części muru, które, tak jak już wspomniano, spełniają predykcje teoretyczne.



Rys. 4.37 Szkice aktywowanych części muru

Tab. 4.9 zawiera wyniki doświadczalne tangensa kąta zniszczenia porównane z przewidywaniami analitycznymi.

Tab. 4.9 Przetworzone wyniki doświadczalne dla modeli 4-6

Model	Liczba testów	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max	Wartość teoretyczna	Śr. błąd względny [%]
4	4	0.23	0.01	2.57	0.22	0.23	0.33	30.3
5	3	0.24	0.01	4.17	0.23	0.25	0.33	27.3
6	4	0.18	0.01	3.30	0.17	0.18	0.27	33.3

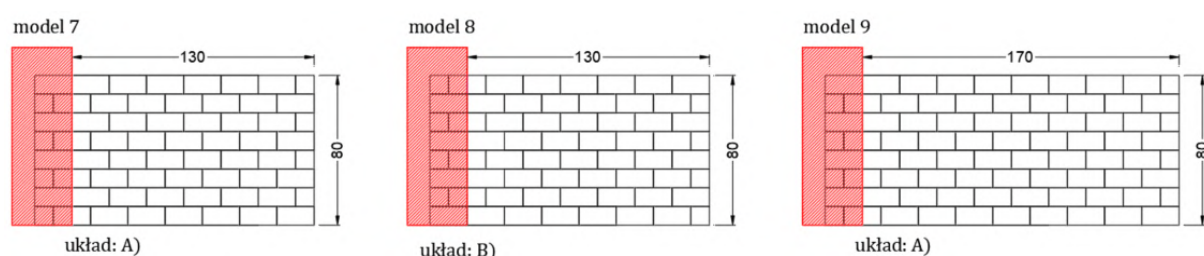
SD: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona

Z tabeli powyżej, wynika, iż różnica pomiędzy wynikami doświadczalnymi, a rozwiązaniem teoretycznym jest stała i oscyluje w okolicach 30%. Różnica ta jest analogiczna do tej otrzymanej dla poprzednich trzech modeli (ponownie przy niewielkim współczynniku zmienności). Ponadto, należy zwrócić uwagę, iż wartość teoretyczna dla modeli 4 i 5 jest taka sama, podczas gdy wyniki doświadczalne minimalnie się różnią. Może wynikać to z faktu, iż model 4 znajduje się na granicy pomiędzy dwoma mechanizmami zniszczenia.

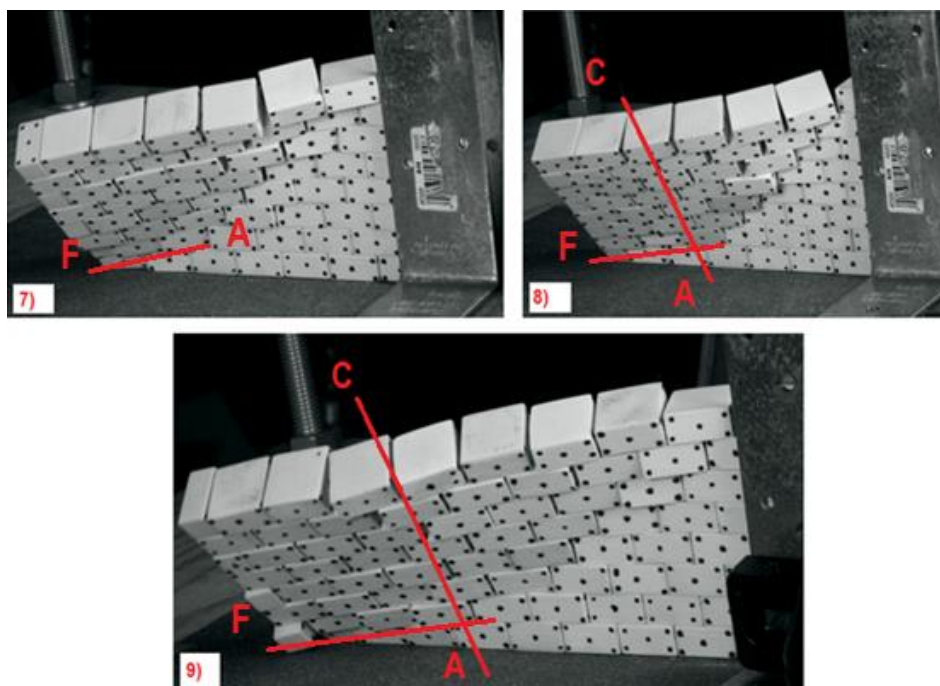
Przypadek d)

Przypadek ten dotyczy ścian o stosunku L/H dostatecznie dużym dla spełnienia warunku [4-42]. Przetestowano trzy modele o tej charakterystyce $L[mm]/H[mm]$: 130/80 (układ A), 130/80 (układ B), 170/80 (układ A) – rys. 4.38. Wykonano każdorazowo 5 testów. W tym przypadku kąt zniszczenia opisany jest równaniem [4-40] lub równoważnym [4-41]. Rys. 4.39

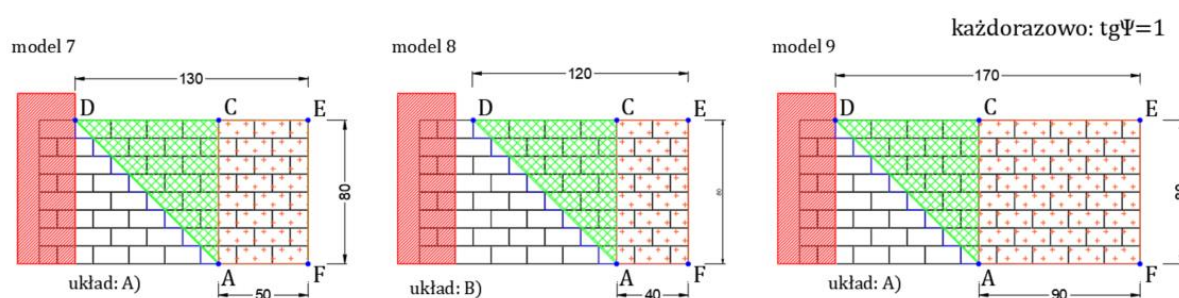
przedstawia ściany w momencie zniszczenia podczas testów, z kolei rys. 4.40 przedstawia wyidealizowane (teoretyczne) schematy zniszczenia oraz aktywowane fragmenty. Porównując ze sobą zapis wideo ze schematem teoretycznym można stwierdzić, iż każdorazowo otrzymano zniszczenie w formie trapezu – można wyróżnić przekątną AD wokół której zachodzi obrót trójkąta ACD oraz prostokąt $ACEF$, który obraca się wokół przegubu poziomego AF . Na rys. 4.39 można wyróżnić obecność przegubu pionowego AC – modele 8 i 9 (dla modelu 7 przegub nie został uchwycony). Przegub nie jest jednak tak jednoznaczny jak w predykcjach teoretycznych. Wynika to prawdopodobnie z faktu, iż wszystkie bloczki są od siebie odseparowane. Stąd też, mogą one względem siebie oddalać lub/i obracać w innych fragmentach muru, co w ostateczności prowadzi do pewnego odchylenia od wyidealizowanego schematu teoretycznego. Kolejne spostrzeżenie dotyczy przegubu poziomego AF , wokół którego następuje obrót części prostokątnej trapezu. Jak widać na analizowanych zdjęciach, długość tego przegubu jest raczej zgodna z przewidzianą długością teoretyczną. Jednakże przegub ten, w przeciwieństwie do założeń, nie jest w całości wykształcony na granicy mur-podłoże – część bloczków faktycznie obraca się wokół podstawy, natomiast reszta obraca się na bloczkach położonych w pierwszym rzędzie licząc od podstawy. Innymi słowy, przegub jest przesunięty częściowo na pierwszą spoinę wsporną. Zjawisko to można wytłumaczyć faktem, iż na granicy dwóch bloczków następuje superpozycja imperfekcji. W rezultacie, sytuacja taka jak na rys. 4.39 jest mniej wymagająca energetycznie niż obrót całej wysokości muru względem fundamentu. Dla przypomnienia, podobna sytuacja miała już miejsce w przypadku badania wolnostojących murów dwuwarstwowych w punkcie 4.1.



Rys. 4.38 Ściany o proporcjach dla przypadku d) w Tab. 4.7



Rys. 4.39 Schemat zniszczenia ścian



Rys. 4.40 Teoretyczne schematy zniszczenia oraz aktywowane części muru

Analiza ilościowa została przeprowadzona w oparciu o wyniki zestawione w tab. 4.10

Tab. 4.10 Przetworzone wyniki doświadczalne dla modeli 7-9

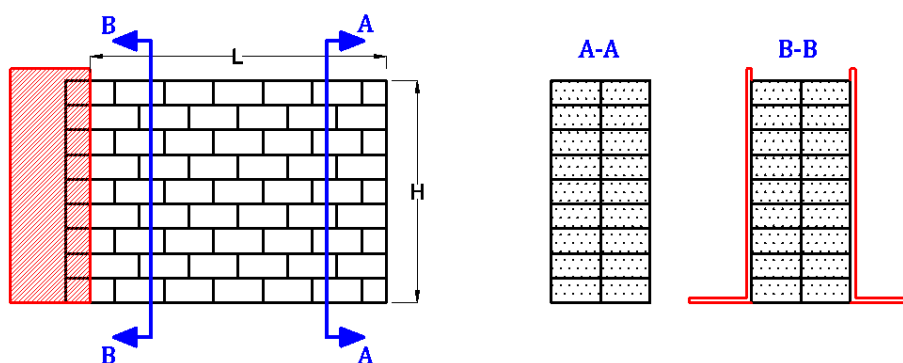
Model	Liczba testów	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max	Wartość teoretyczna	Śr. błąd względny [%]
7	5	0.24	0.01	4.67	0.23	0.26	0.34	30.3
8	5	0.22	0.01	4.17	0.21	0.24	0.36	38.8
9	5	0.26	0.02	6.37	0.24	0.28	0.31	16.1

Analizując tab. 4.10 widać, iż odchylenie standardowe oraz współczynnik zmienności mają niewielką wartość, co świadczy o niewielkim rozrzucie wyników i ich zadawalającej powtarzalności – tak samo jak w przypadku poprzednich modeli. Istotna jest zmiana błędu

względny dla poszczególnych modeli (błąd ten opisuje różnice pomiędzy doświadczeniem, a rozwiązaniem analitycznym). Dla modelu 8 błąd jest najwyższy, z kolei najniższy dla modelu 9. Z przewidywań teoretycznych oraz z uzyskanego zapisu wideo wynika, iż długość zmobilizowanego muru jest najkrótsza dla muru 8, a najdłuższa dla muru 9 (co prawda ściany 7 oraz 8 mają tę samą długość, ale ze względu na inny układ bloczków różnią się długością zmobilizowanego muru). Każdy z tych modeli ma tę samą wysokość – 80mm oraz ten sam kąt przewiązania muru. Stąd, każdorazowo długość odcinka DC (czyli długość trójkąta ACD) jest taka sama i równa 80mm. Wielkością zmienną jest natomiast długość prostokątnej części trapezu AF – 40mm (model 8), 50mm (model 7), 90mm (model 9). Udział długości podstawy AF względem całkowitej długości mechanizmu DE dla kolejności modeli wymienionej w poprzednim zdaniu (czyli 8, 7, 9) jest następujący: 0.33, 0.38, 0.53. Można stąd wnioskować, iż wraz ze wzrostem długości podstawy trapezu błąd względny maleje. Naturalnie, dla rosnącej długości podstawy udział prostokątnej części mechanizmu wzrasta. Jak wykazano w poprzednim podpunkcie, błąd względny przy obaleniu ściany wolnostojącej, oscyluje wokół 12%. Z kolei modele 1-6 (dotyczące zginania ukośnego) badane w tym podpunkcie, wykazują błąd na poziomie od 25% do 40%. Logiczny zatem jest spadek błędu w momencie, kiedy zaczyna przeważać mechanizm obalania (czyli udział części prostokątnej) gdyż przedstawione równania analityczne są mniej rozbieżne w przypadku obalania niż w przypadku zginania ukośnego. Jednakże liczba modeli jest niewystarczająca dla określenia dokładnej zależności ilościowej pomiędzy stosunkiem długości podstawy AF i całej długości mechanizmu DE i wprowadzenia współczynników redukcyjnych w funkcji tego parametru.

4.2.2. Mur dwuwarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem

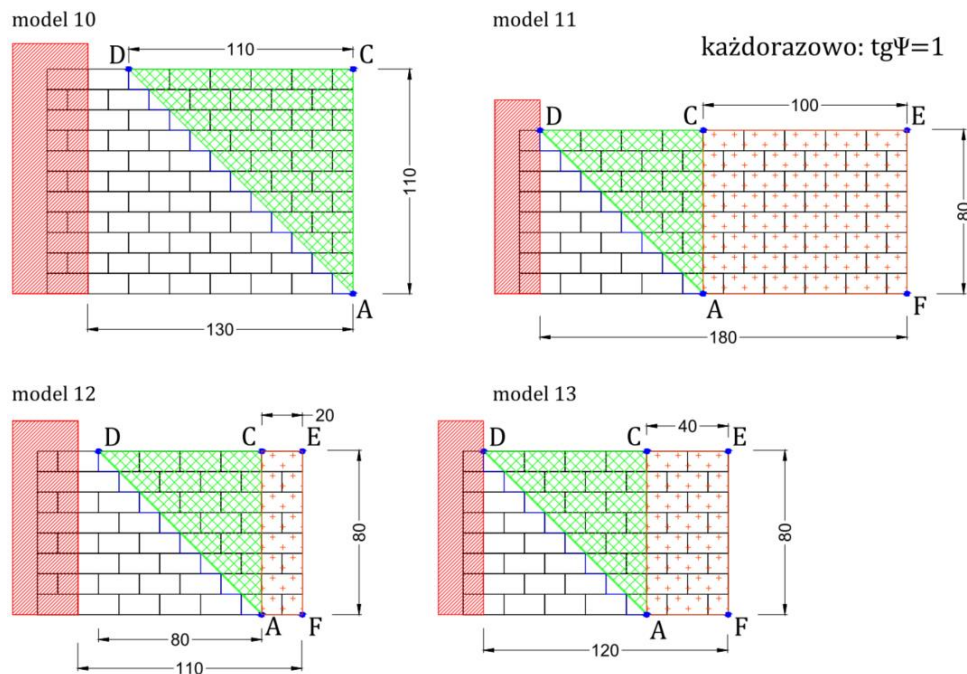
Analizowane poniżej struktury są bardzo zbliżone do tych rozpatrywanych w poprzednim podpunkcie pracy, różniąc się jedynie tym, że ściana składa się z dwóch warstw. Warstwy te, poza miejscem utwierdzenia pionowego, nie są ze sobą w żaden sposób połączone, aczkolwiek są one ze sobą zlicowane na całej powierzchni, co wprowadza je w stan kontaktu (rys. 4.41). Poniższe badania mają na celu określenie wpływu obecności drugiej warstwy na zachowanie ilościowe i jakościowe struktury jako całości oraz wzajemnego wpływu warstw na siebie.



Rys. 4.41 Mur dwuwarstwowy, jednostronnie utwierdzony

W warunkach wyidealizowanych, obecność drugiej warstwy nie powinna wpływać na kształt zmobilizowanej warstwy frontalnej (określenie ‘frontalna’ odnosi się do warstwy zlokalizowanej bliżej kierunku obrotu – tak jak to miała miejsce w analizie murów wolnostojących w punkcie 4.1 pracy), a także na kąt zniszczenia. Jednakże, uzyskanie idealnego układu bloczków w rzeczywistości jest niemożliwe, co może się z kolei odbić na wynikach doświadczalnych.

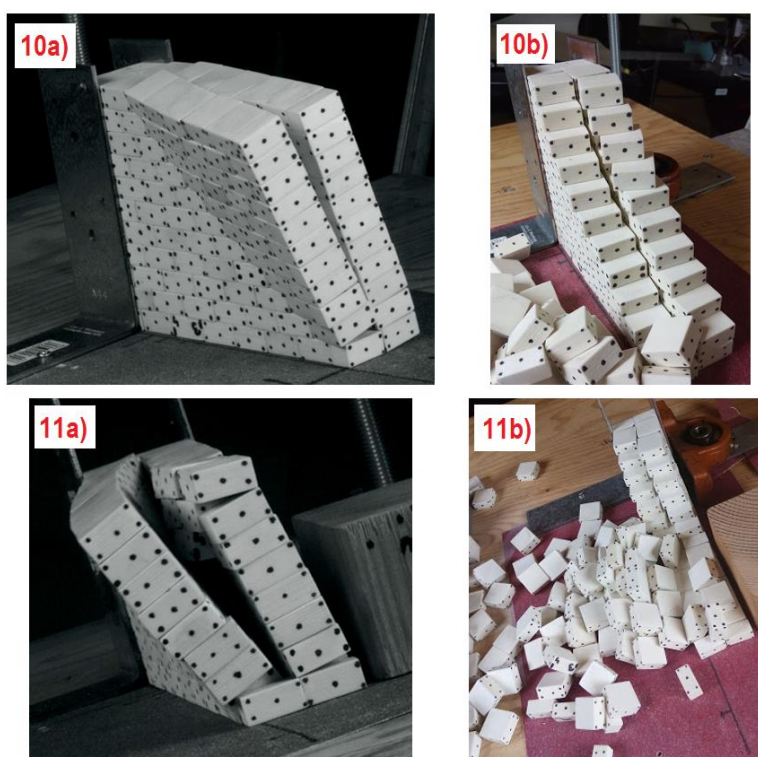
Ściany omawiane w tym podpunkcie oraz ich teoretyczne schematy zniszczenia przedstawiono na rys. 4.42.



Rys. 4.42 Testowane ściany dwuwarstwowe z jednostronnym utwierdzeniem oraz teoretyczne schematy zniszczenia dla warstw frontalnych

Zgodnie z rys. 4.42, przebadano ściany o czterech proporcjach L/H [mm]: 130/110 (model 10), 180/80 (model 11), 110/80 (model 12) oraz 120/80 (model 13). Na podstawie wcześniejszych analiz (tab. 4.3), mury o takich proporcjach powinny ulec zniszczeniu poprzez schemat typu ‘trójkąt’ z niepełną mobilizacją długości ściany (rys. 4.30c, tab. 4.7c) – model 10 oraz schemat typu ‘trapez’ (rys. 4.30d, tab. 4.7d) – modele 11, 12, 13. Należy zaznaczyć, że model 12 posiada dokładnie minimalną długość mechanizmu (110mm), wyznaczoną uprzednio dla ściany o wysokości 80mm.

Dla powyższych modeli przeprowadzono po 4 próby doświadczalne. Rys. 4.43 przedstawia istotne momenty dla modeli 10 i 11.



Rys. 4.43 Modele 10 oraz 11 w czasie zniszczenia (a) oraz po zakończeniu testu (b)

Frontalna warstwa modelu 10, tak jak widać to na rys. 4.43 10a), uległa zniszczeniu zgodnie ze schematem przewidzianym na rys. 4.42. Jeśli chodzi o drugą, tylną warstwę, to jak widać na rys. 4.43 10b) został zmobilizowany mniejszy fragment muru niż w warstwie frontalnej. Przy założeniu, że fragment ten miałby być identyczny, naruszona zostałaby zgodność kinematyczna mechanizmu, dlatego też diagonalna wokół której obraca się tylna warstwa położona jest dokładnie o jeden rząd wyżej w stosunku do warstwy przedniej, co widać na przytoczonym rysunku. Dokładnie to samo zjawisko zostało zaobserwowano dla schematu typu ‘rama asymetryczna’ analizując dwuwarstwowy mur wolnostojący w punkcie 4.1 pracy. Jeśli chodzi

o średnią wartość tangensa kąta zniszczenia to jest ona mniejsza o 29.6% względem predykcji teoretycznych (tab. 4.11). Dla porównania, dla ściany jednowarstwowej o identycznych rozmiarach, ten sam błąd wyniósł 33.3% (tab. 4.9), co oznaczałoby, że w tym przypadku obecność drugiej warstwy nie ma większego wpływu na rezultat ilościowy. Również model 11 (L/H : 180mm/80mm) wykazała błąd zbliżony z poprzednio uzyskiwanymi wartościami dla murów jednowarstwowych o zbliżonych proporcjach. Zgodnie z tab. 4.11, błąd ten wyniósł 12.9%, z kolei jednowarstwowy model 9 o wymiarach 170mm/80mm wykazała błąd 16.1%. Zatem, ponownie, wraz ze wzrostem stosunku L/H błąd maleje, co jest w linii z wnioskami poczynionymi dla ścian jednowarstwowych w punkcie 4.2.1 pracy. Niestety, ze względu na inny kąt ustawienia kamery dla modelu 11, nie jest widoczna powierzchnia frontalna warstwy przedniej, w związku z czym ciężko przedyskutować kwestię przegubu tarcowego oznaczonego jako *AC* na rys. 4.42. Natomiast z układu bloczków po zakończeniu badania - rys. 4.43 11b), można wywnioskować, że tak jak przy ścianach jednowarstwowych obrót części prostokątnej mechanizmu typu ‘trapez’ nie następuje względem fundamentu, lecz względem pierwszej spoiny wspornej. Ponadto, tak jak dla modelu 10 tylna warstwa mobilizuje mniejszą ilość bloczków w porównaniu z warstwą frontálną i na każdym poziomie znajduje się o jeden rząd bloczków więcej.

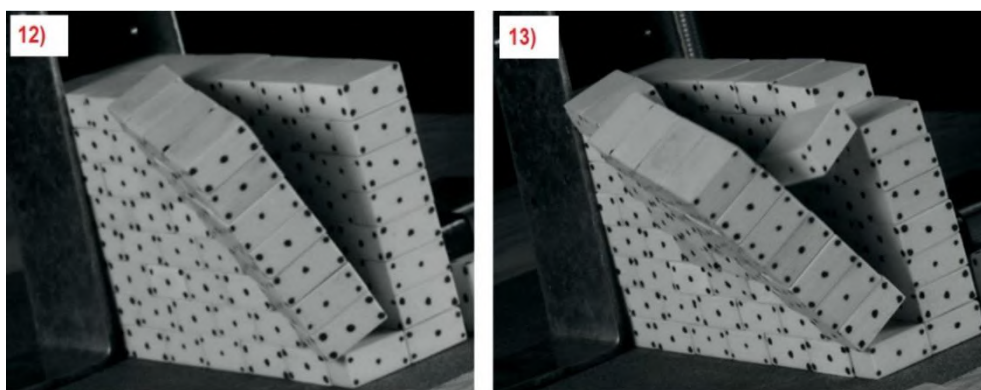
Tab. 4.11 Przetworzone wyniki doświadczalne dla modeli 10-13

Model	Liczba testów	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max	Wartość teoretyczna	Śr. błąd względny [%]
10	4	0.19	0.01	3.12	0.18	0.19	0.27	29.6
11	4	0.27	0.03	9.50	0.24	0.30	0.31	12.9
12	4	0.30	0.02	5.87	0.28	0.31	0.40	25.0
13	4	0.28	0.02	6.30	0.26	0.30	0.36	22.2

Średni wynik doświadczalny dla modelu 12 obarczony był 25.0% błędem względem przewidywań teoretycznych. Jest to błąd o około 15% mniejszy względem wartości oczekiwanych na podstawie badań dla murów jednowarstwowych. Błąd ten był oczekiwany na podstawie innych prób, które wykazywały zniszczeniu typu ‘trapez’ i posiadały podobne proporcje L/H . Jednak jak wskazuje rys. 4.44, model ten uległ zniszczeniu typu ‘trójkąt’ z niepełnym wykorzystaniem długości ściany (biorąc pod uwagę przytoczony fakt, iż proporcje tego modelu znajdowały się na granicy dwóch schematów zniszczenia, zmiana schematu nie jest traktowana jako odchylenie). W takim przypadku błąd 25.0% uzyskany dla tego modelu

jest bardzo zbliżony do błędów otrzymanych dla ścian jednowarstwowych, które również uległy zniszczeniu, w postaci ‘trójkąta’ z niepełnym wykorzystaniem długości (modele 4-6: 27-33%).

Model 13, który również powinien ulec zniszczeniu typu ‘trapez’ (nie znajdując się jednak na granicy), wykazał nieregularność aktywowanych części muru, ze wskazaniem na zniszczenie typu trójkąt, co ukazano na rys. 4.44. Również błąd uległ zmianie, który wyniósł 22.2%. Dla porównania, model 8, o identycznych rozmiarach, lecz jednowarstwowy, wykazał błąd średni 38.8%. Błąd jest zatem zdecydowanie (prawie dwukrotnie) mniejszy – jednakże należy pamiętać, że model 8, w doświadczeniu, wykazał schemat typu ‘trapez’. Jeśli natomiast odnieść błąd modelu 13 do zniszczeń typu ‘trójkąt’ dla ścian o podobnych proporcjach to rozbieżność ta nie jest aż tak istotna – modele 4-6: 27-33%. Przypuszcza się, że zaobserwowana zmiana schematu zniszczenia, w stosunku do przewidywań, wynika z niedoskonałości geometrycznych i konstrukcyjnych. Nie jest to jednak powód do odrzucenia czy zignorowania tych wyników, ponieważ mechanizmy lokalne w murach często są wywoływane lub zmieniane poprzez punktowe osłabienia lub nieregularności ściany. Takie sytuacje są opisane w licznych artykułach i raportach, gdzie analizowane są zniszczenia wywołane zjawiskami sejsmicznymi, przykładowo: [215].



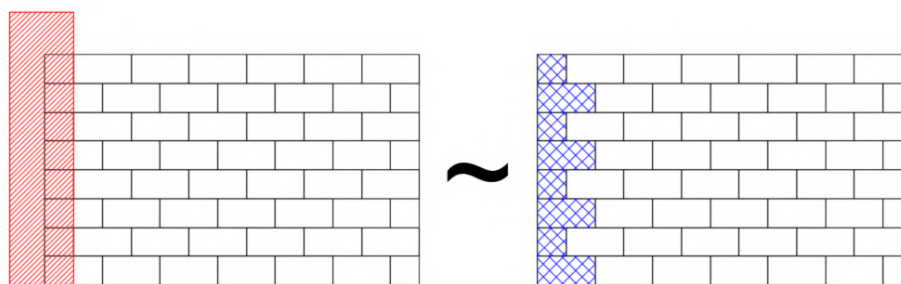
Rys. 4.44 Modele 12 oraz 13 podczas zniszczenia

Reasumując, pomimo pewnych (aczkolwiek wytłumaczalnych) zaburzeń dla jednego z czterech zbadanych modeli, wyniki otrzymane dla muru dwuwarstwowego są pod wieloma względami w zgodzie z ich odpowiednikami geometrycznymi dla muru jednowarstwowego.

4.2.3. Mur dwuwarstwowy z jednostronnymi więzami

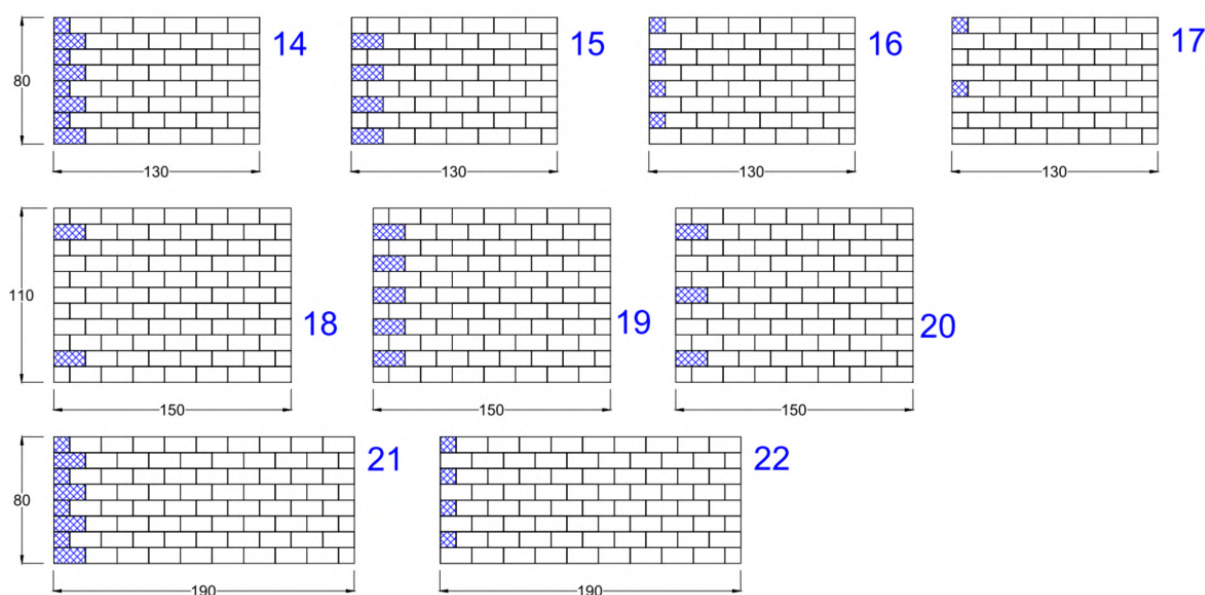
Więzy jednostronne pełnią rolę swojego rodzaju podparcia wewnętrznego zespalającego ze sobą warstwy muru wielowarstwowego. Jednym ze sposobów sprawdzenia efektywności tego rozwiązania konstrukcyjnego, jest porównanie ilościowe i jakościowe pracy muru z jednostronnymi więzami do pracy muru z jednostronnym podparciem zewnętrznym. Poglądowo, porównanie to przedstawia rys. 4.45. Zgodnie z definicją, wiązanie to element muru o grubości większej od grubości jednej warstwy muru. Tutaj każdy z więzów posiada grubość równą dwóm warstwom muru. Ponieważ analizowane są tylko mury dwuwarstwowe, więzy obejmują całkowitą grubość muru.

Uwaga: Na wszystkich rysunkach, w tym i w kolejnych rozdziałach, więzy są oznaczane niebieskim kreskowaniem.



Rys. 4.45 Mur z podparciem zewnętrznym oraz wewnętrznym (więzami)

Rys. 4.45 przedstawia sytuację ekstremalną, to jest, kiedy mur, przy jednej z krawędzi pionowych, jest przewiązany na całej wysokości. Oczywiście typ więzów (szerokie lub wąskie), ich liczba, gęstość oraz położenie względem dolnej lub górnej krawędzi może być zmienna. Powyższe kwestie zostały zbadane doświadczalnie poprzez serię testów przeprowadzonych na dziewięciu modelach (rys. 4.46).



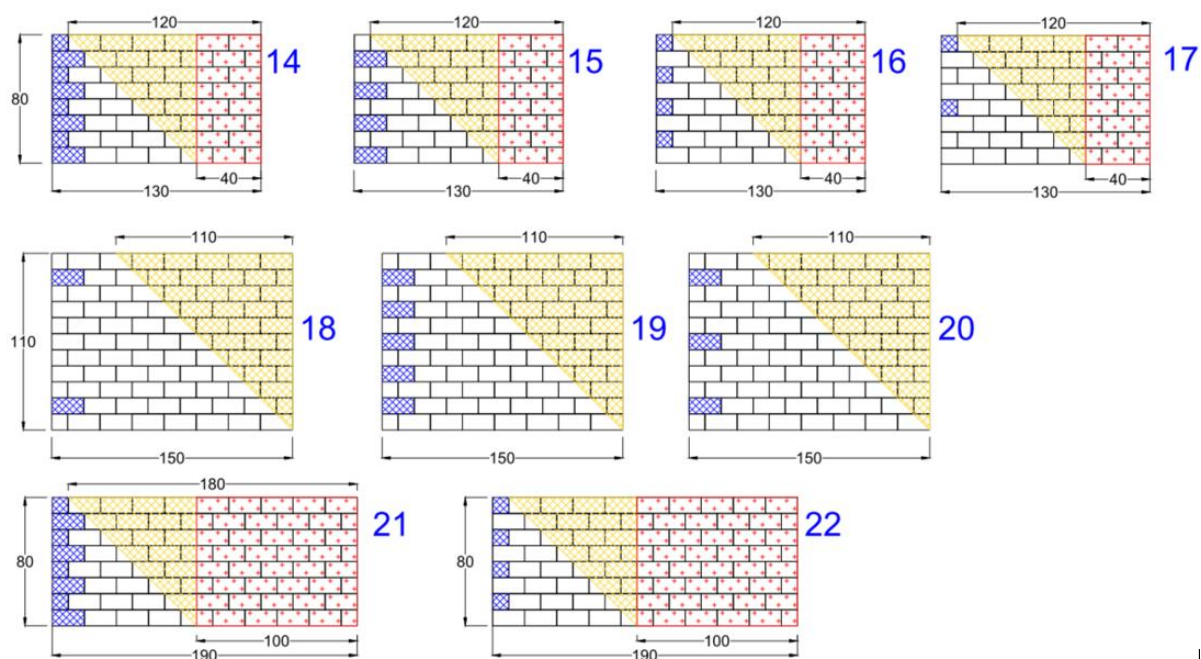
Rys. 4.46 Badane mury dwuwarstwowe z jednostronnymi więzami (niebieskie kreskowanie).

Numer modelu podany niebieską czcionką

Dla więzów równomiernie rozmieszczonych na całej wysokości jednej z krawędzi muru, jakościowo można się spodziewać odpowiedzi analogicznej do próbek z jednostronną podparciem zewnętrznym. Przypuszczalnie, więzy mogą mieć wpływ na założenie o pełnym utwierdzeniu warstw w krawędzi.

Na podstawie wcześniejszych rozważań, które zestawiono na rys. 4.30 oraz w tab. 4.7, antycypowano schematy zniszczenia – rys. 4.47 – oraz teoretyczne wartości tangensa kąta zniszczenia (tab. 4.12 - kolumna zatytułowana ‘Wartość teoretyczna’).

Jak wskazuje tab. 4.12, modele 14, 15, 16, 17 powinny teoretycznie ulec zniszczeniu przy wartości tego samego kąta nachylenia. Wynika to z faktu, iż przyjęta metoda analityczna nie bierze pod uwagę wpływu zagęszczenia więzów. Przy idealnych bloczkach, liczba więzów nie powinna mieć również wpływu na ‘sztywność giętą’ ściany w miejscu jej utwierdzenia (zawsze powinna być ona nieskończona), jednakże wykazano już, że wpływ imperfekcji w bloczkach oraz w samej konstrukcji może mieć istotny wpływ na wiele aspektów. Stąd też, istotny jest zapis z kamery.



Rys. 4.47 Przewidywane schematy zniszczenia. Opis w tekście

Wyniki doświadczeń zestawiono w tab. 4.12.

Tab. 4.12 Przetworzone wyniki doświadczeń dla modeli z rys. 4.47

Model	Liczba testów	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max	Wartość teoretyczna	Śr. błąd względny [%]
14	4	0.28	0.03	10.35	0.26	0.32	0.36	22.2
15	4	0.25	0.01	5.66	0.24	0.27	0.36	30.1
16	4	0.24	0.005	2.06	0.24	0.25	0.36	33.3
17	4	0.24	0.02	7.80	0.23	0.27	0.36	33.3
18	4	0.16	0.017	11.17	0.13	0.17	0.27	40.7
19	4	0.18	0.01	6.89	0.17	0.20	0.27	33.3
20	4	0.17	0.01	7.82	0.15	0.18	0.27	37.0
21	4	0.24	0.01	4.03	0.23	0.25	0.30	20.0
22	4	0.22	0.01	5.74	0.21	0.24	0.30	26.7

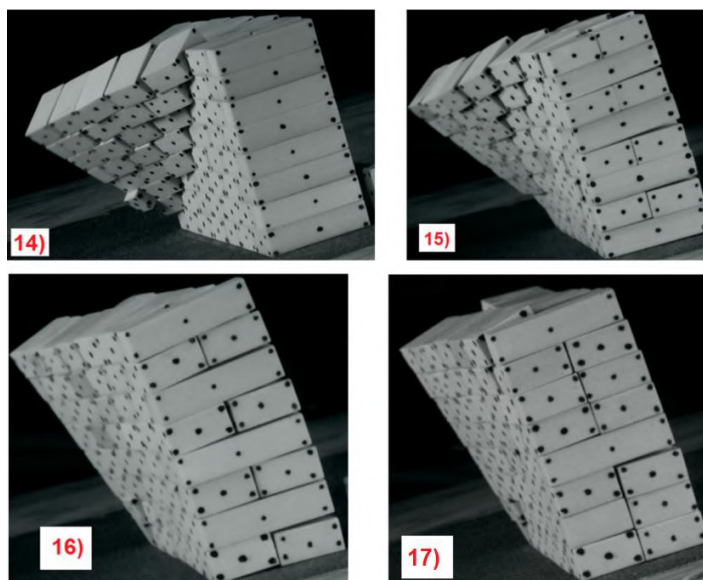
Zgodnie z tab. 4.12, mierzona ‘Wartość Średnia’ dla modeli 14, 15, 16 maleje, natomiast model 17 zatrzymuje się na poziomie ‘16’. Z rys. 4.47 widać, iż najlepiej przewiązany jest model 14 (wszystkie bloczki skrajne są więzami), dla którego średni błąd względny wyniósł 22.2%. Z kolei błąd ten dla modelu 15 (gdzie wszystkie skrajne bloczki o normalnej szerokości są więzami) wynosi już 30.1%, a dla modelu 16 (gdzie wszystkie wąskie skrajne bloczki są

wieżami) wynosi 33.3%. Na przykładzie modeli 14, 15, 16 widać więc tendencję do wzrostu mierzonego kąta zniszczenia, wraz ze wzrostem liczby lub powierzchni więzów. Nie ma jednak różnicy ilościowej pomiędzy modelami '16' i '17', co wskazywałoby, że '17' jest modelem granicznym pod względem ilościowym w kontekście zagęszczenia więzów; jest również graniczny pod względem jakościowym – usunięcie, któregokolwiek z dwóch więzów zmieniłoby schemat zniszczenia). Ponadto, istotnym elementem jest fakt, iż średnia wartość zmierzona dla modelu 14 jest identyczna ze średnią wartością zmierzoną dla muru o tych samych wymiarach, lecz z utwierdzeniem zewnętrznym (tab. 4.11, model 13). Oznaczałoby to, że w tym przypadku, zastąpienie podpory zewnętrznej, więzami wewnętrznymi na całej wysokości muru daje identyczny efekt w kontekście kąta zniszczenia. W oparciu o powyższe doświadczenie nie można jednak rozszerzać tego podobieństwa na zachowanie muru w innych warunkach obciążenia (np. obciążenie dynamiczne).

Jak już wspomniano, dokonując predykcji analitycznych w oparciu o założenia teoretyczne, nie jest możliwe przewidzenie powyższych różnic, z racji braku możliwości wprowadzenia imperfekcji do równań analitycznych. Wraz ze wzrostem liczby więzów w przekroju, prawdopodobieństwo wystąpienia niedoskonałości związanych z geometrią bloczka lub/i procesem wznoszenia maleje, a zatem efektywność wiązania wewnętrznego rośnie. Efektywność ta została już wykazana ilościowo w oparciu o tab. 4.12, z kolei rys. 4.48, wskazuje, iż pozorna sztywność giętna czy też obrotowa przewiązanej krawędzi rośnie wraz z liczbą/powierzchnią całkowitą więzów. W przypadku analizy opartej o równowagę sił i momentów przytoczona sztywność ma znaczenie głównie jakościowe, natomiast w przypadku analizy opartej o przemieszczenia lub w przypadku analiz dynamicznych, rola tej sztywności rośnie, a przede wszystkim rośnie jej wpływ na maksymalne dopuszczalne przemieszczenie poziome. Rys. 4.48 przedstawia modele 14-17 w tym samym momencie wychylenia mechanizmu, kamera celowo zostało ustawiona tak aby wyeksponowana została krawędź pionowa z więzami. Jak widać, pionowa krawędź dla modelu 14 praktycznie nie ulega rotacji, pomimo, iż zniszczenie znajduje się już w nieodwracalnej fazie. Można zatem stwierdzić, iż również z punktu widzenia sztywności zastosowanie więzów w każdym z wierszy jest równoważne utwierdzeniu zewnętrznemu (model 13, rys. 4.44). Ponownie jednak należy nadmienić, iż wnioski te są prawdziwe tylko dla testu quasi-statycznego bez obciążenia. Natomiast modele 15, 16, 17 wykazują widoczną rotacyjną dezintegrację krawędzi pionowej, co jest czynnikiem niekorzystnym z punktu widzenia nośności muru. Na niekorzyść '16' i '17'

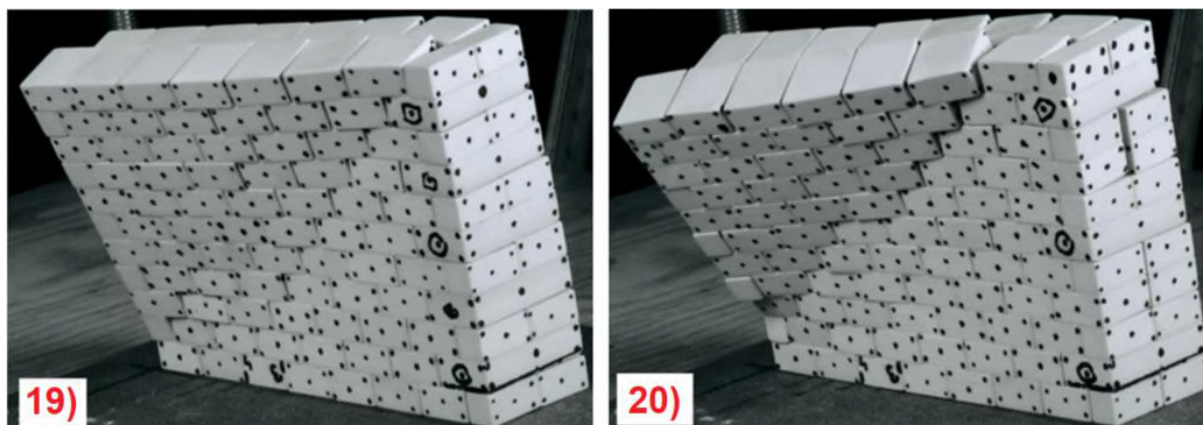
działa również fakt, iż u podstawy nie występuje wiązanie, lecz dwa odseparowane bloczki, co również sprzyja wychyleniu krawędzi pionowej.

Należy jeszcze zwrócić uwagę, iż dla każdego z modeli na rys. 4.48, zmobilizowany fragment bloczków ma kształt zbliżony bardziej do trójkąta niż do trapezu z przegubem pionowym. To samo zjawisko zaobserwowano już uprzednio dla referencyjnego (z utwierdzeniem zewnętrznym) modelu 13.



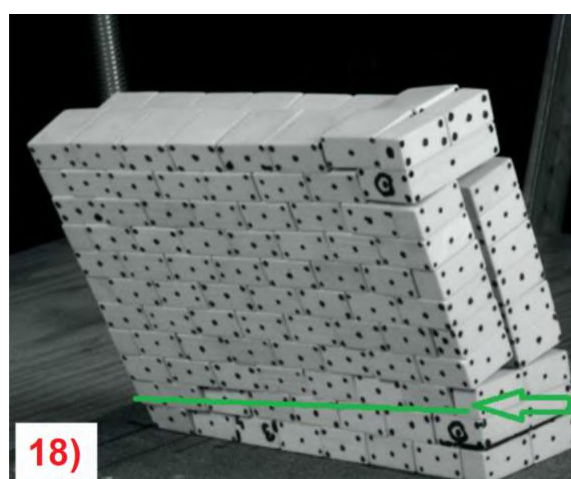
Rys. 4.48 Modele 14-16. Widok z naciskiem na krawędź z więzami. Opis w tekście

Z kolei efektywność więzów w modelach 19 oraz 20 należy konfrontować z wynikami otrzymanymi dla modelu 10 (rys. 4.43, tab. 4.11) – model 18 zostanie omówiony osobno. Średni błąd pomiędzy wartościami zmierzonymi, a predykcjami analitycznymi wynosi: 33.3% (model 19), 37.0% (model 20), 29.6% (model 10). Ponownie zachodzi więc sytuacja, w której wraz ze wzrostem zagęszczenia więzów, rośnie kąt zniszczenia muru. Wskazywałoby to na korzystny wpływ większej liczby więzów na redukcję imperfekcji, a tym samym na wzrost nośności muru. Ponadto, podparcie wewnętrzne utworzone z więzów w miejscu wszystkich skrajnych bloczków o typowej szerokości, nadal jest minimalnie mniej efektywne niż podparcie zewnętrzne – 3.7% różnicy błędu względnego. Wpływ liczby więzów na sztywność obrotową krawędzi pionowej przedstawia rys. 4.49, na którym wyraźnie widać rozwarstwienie krawędzi pionowej w przypadku modelu 20 – szczególnie w wyższych partiach muru. Tendencja jest zatem identyczna jak dla modeli 14-17. Ponadto, należy odnotować, iż schemat zniszczenia dla modeli 19 i 20 jest praktycznie identyczny z przewidzianym oraz identyczny z wersją testu dla muru jednowarstwowego z podporą zewnętrzną (model 6) oraz dla muru dwuwarstwowego z podporą zewnętrzną (model 10).



Rys. 4.49 Moment zniszczenia dla modeli 19 oraz 20. Opis w tekście

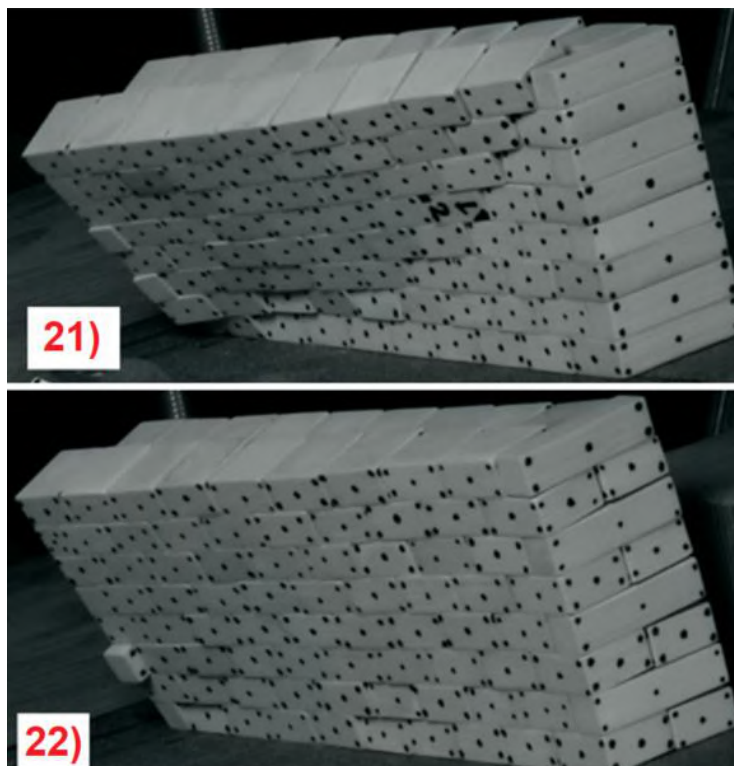
Model 18 zachował się inaczej niż modele 19 i 20. Jest to efektem znacznego rozrzedzenia rozstawu więzów, co pozwoliło na zmianę schematu zniszczenia – rys. 4.50. Nastąpiło obalenie warstw względem osi w przybliżeniu poziomej – zielona linia, która została zdeterminowana położeniem dolnego wiązania – zielona strzałka. Wysokość obalonego fragmentu muru to 80mm, co przy założeniu idealnych bloczków daje tangens kąta zniszczenia równy 0.25, natomiast wartość teoretyczna w tab. 4.12, czyli 0.27, była wyznaczona dla schematu zniszczenia typu ‘trójkąt’. Otrzymany schemat zniszczenia był więc zgodny z teorią – wykształcił się schemat mniej wymagający energetycznie. Przykład ten potwierdza zalecenia normowe dotyczące sprawdzania co najmniej dwóch schematów w sytuacjach niejednoznacznych.



Rys. 4.50 Moment zniszczenia dla modelu 18. Opis w tekście

Ostatnie dwa modele (21, 22) charakteryzuje największy stosunek wymiarów L/H i powinny one wykształcić schemat zniszczenia typu trapez. Ich modelem porównawczym (czyli mur dwuwarstwowy z podporą zewnętrzną) jest model 9, dla którego średni błąd

względny wyniósł 16.1%. (rys. 4.39, tab. 4.10). Z kolei średni błąd względny dla modeli 21 oraz 22 wyniósł odpowiednio 20.0% oraz 26.7%. Zatem powtarza się zależność: największy kąt zniszczenia zachodzi dla modeli z podporą zewnętrzną, a maleje wraz z liczbą więzów pełniących rolę podpory wewnętrznej. Moment zniszczenia modeli 21 oraz 22 przedstawia rys. 4.51. W przypadku '22' widać wyraźnie rotację krawędzi pionowej, pełniącej rolę podpory. Rotacja ta zachodzi również dla '21' jest ona jednak na tyle mała, że nie jest ona widoczna na przedstawionej klatce, aczkolwiek jest ona obecna podczas analizy całego zapisu wideo.

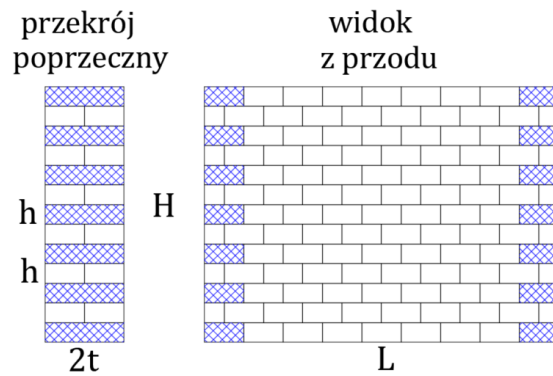


Rys. 4.51 Modele 21 i 22. Schemat zniszczenia oraz widok na krawędź pionową

Pomimo, iż ciężko jest jednoznacznie wyróżnić pionowy przegub tarciowy w przedstawionych powyżej mechanizmach, można wychwycić, iż zmobilizowane fragmenty muru mają kształt trapezów prostokątnych. Jest to zgodne z przewidzianym teoretycznym schematem zniszczenia.

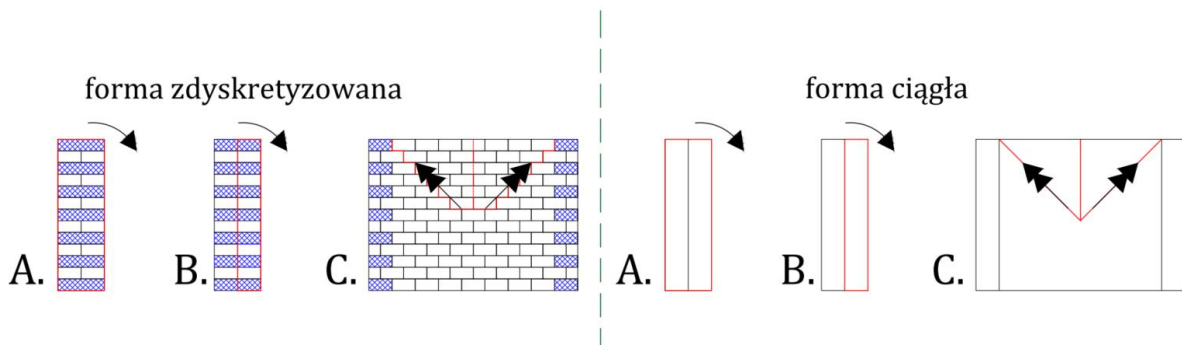
4.2.4. Mur dwuwarstwowy z dwustronnymi więzami

W tej grupie rozważane są mury z więzami na obu krańcach próbek, przy czym analizowane są tylko przypadki, gdzie liczba więzów na obu krawędziach jest identyczna – rys. 4.52.



Rys. 4.52 Przykładowy model - geometria

Biorąc pod uwagę geometrię modeli i warunki brzegowe, przyjęto teoretyczne schematy zniszczenia A, B, C przedstawione na rys. 4.53.



Rys. 4.53 Teoretyczne schematy zniszczenia. Opis w tekście

Schemat A

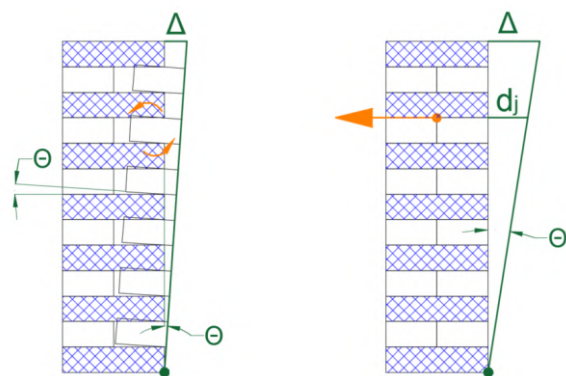
Jest to obalenie muru dwuwarstwowego jako całości, może wystąpić przy odpowiednich proporcjach muru, grubości warstw i dużej liczbie więzów. Na podstawie poprzednich testów, można się spodziewać, iż w czasie testu, część osi obrotu będzie przebiegać pomiędzy rzędami bloczków, a część względem podłoża. Niemniej jednak, warunkiem wystąpienia tego schematu jest po prostu:

$$\operatorname{tg} \alpha \geq \frac{2t}{H} \quad [4-47]$$

Schemat B

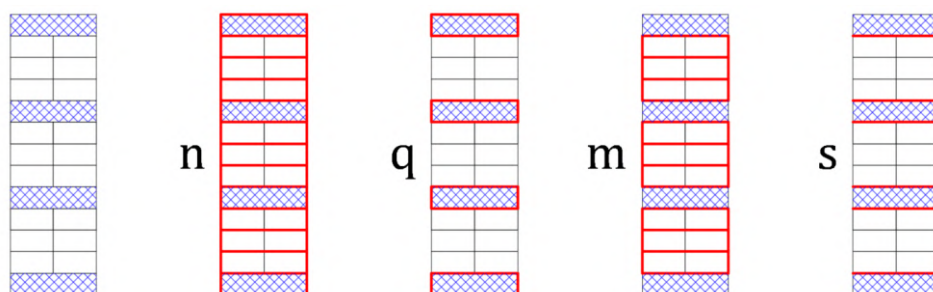
Obalenie przedniej warstwy. Taki mechanizm wymaga wykonania dodatkowej pracy wewnętrznej związanej z pokonaniem oporu stawianego przez więzy, co przedstawiono na rys. 4.54. Opór ten jest związany zarówno ze zginaniem, jak i tarciem. Zginanie wynika z faktu,

iż następuje obrót bloczków względem niepodlegającym rotacji więzom. Z kolei tarcie jest efektem przemieszczenia się bloczków przedniej warstwy względem spoczywających więzów. Oczywiście są to koncepcje wyidealizowane i wynikają one ze stosowania analizy typu makro. Z pewnością, w zależności od rozważanej wysokości, bardziej dominujący może być efekt zginania bądź tarcia.



Rys. 4.54 Dodatkowa praca wewnętrzna spowodowana zginaniem pionowym (po lewej) oraz tarcie (po prawej). Widok z boku na krawędź z więzami

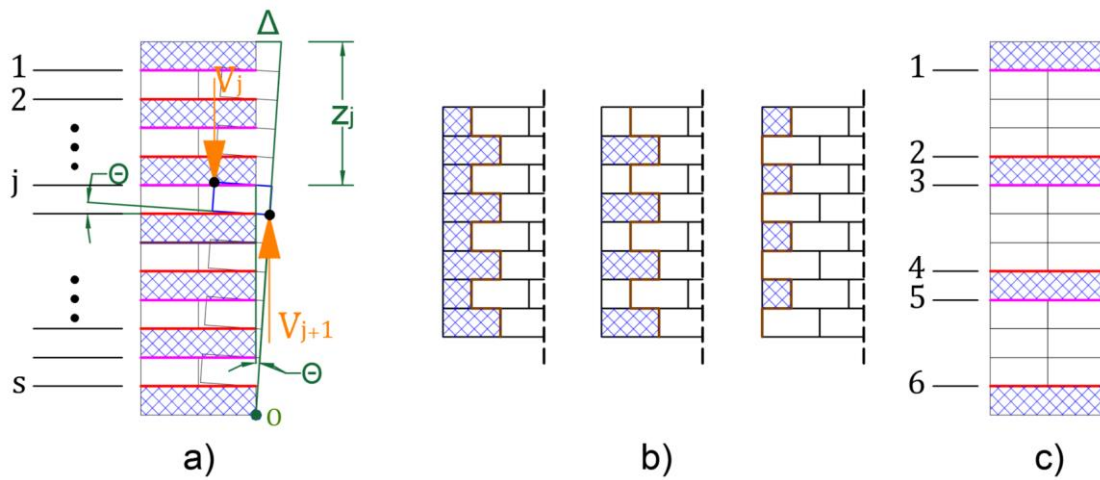
W celu wyprowadzenia zależności na opisane składniki pracy wewnętrznej konieczne jest wprowadzenie odpowiednich wielkości opisujących elementy przekroju poprzecznego zawierającego więzy. Elementy te przedstawia rys. 4.55. Całkowitą liczbę warstw na wysokości ściany określono (tak jak dotychczas) jako n , całkowita liczba więzów na stronę to q , liczba warstw bloczków nieprzewiązanych $m = n - q$, liczba powierzchni kontaktu więzów z pozostałymi warstwami $s = 2(q - 1)$. Stąd można też wyznaczyć liczbę wierszy pomiędzy więzami: $r = m/(q - 1) = (n - q)/(q - 1)$. Przykładowo, dla przekroju ukazanego na rys. 4.55, wielkości te wynoszą: $n = 13, q = 4, m = 9, s = 6, r = 3$.



Rys. 4.55 Elementy przekroju poprzecznego z więzami. Opis w tekście

Szkic pomocniczy do wyznaczenia pracy wewnętrznej związanej ze zginaniem pionowym, ukazany jest na rys. 4.56. Po lewej (a) ukazany jest rozkład z sił działających na jeden bloczek

oraz sposób określania rzędnej z_j poszczególnych powierzchni, w środku (b) zaznaczona jest linia (brązowa) wyłomu przedniej warstwy dla badanego mechanizmu – jak widać, niezależnie od szerokości więzów oraz ich rozmieszczenia, siły pionowe zbierane są z obszaru: szerokość bloczka x szerokość przewiązania, czyli $2t \times ov$. Przyjęto $2t$, ponieważ każdorazowo dźwigane jest wiązanie, które ma właśnie taką szerokość. Zginanie zachodzi na każdej powierzchni styczności wiązania z warstwami nieprzewiązanymi, a ramię siły pionowej wynosi w przybliżeniu t (rys. 4.56a). W celu wykonania działań matematycznych podzielono je na powierzchnie z numerami nieparzystymi (odcinki magenta) i parzystymi (odcinki czerwone), co ukazano na rys. 4.56a) oraz c) – dla dwóch różnych rozstawów więzów.



Rys. 4.56 Zginanie pionowe (a) oraz linia wyłomu przedniej warstwy z więzów (b), numeracja powierzchni (c)

W związku z powyższym siła pionowa przypadająca na powierzchnię j jest równa:

$$V_j = 2t \cdot ov \cdot z_j \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \quad [4-48]$$

Gdzie współrzędna z_j , jest sumowana jedynie dla powierzchni nieparzystych (tych które znajdują się nad bloczkiem/grupą bloczków nieprzewiązanych):

$$z_j = \begin{cases} \left(\frac{j+1}{2} + \frac{j-1}{2} r \right) h & \text{dla } \frac{j}{2} \notin \mathcal{N} \\ \left(\frac{j}{2} + \frac{j}{2} r \right) h & \text{dla } \frac{j}{2} \in \mathcal{N} \end{cases} \quad [4-49]$$

Po uwzględnieniu związku: $ov = h \cdot ctg\Psi$ oraz ramienia siły V_j , moment dany jest zależnością:

$$M_j = 2t^2 \cdot h \cdot z_j \cdot \gamma \cdot \cos\alpha \cdot ctg\Psi \quad [4-50]$$

Całkowita praca otrzymana jest w wyniku sumowania tylko dla powierzchni nieparzystych:

$$W_{intB} = \Sigma W_j = \Sigma M_j \cdot \theta = 2t^2 \cdot h \cdot \gamma \cdot \cos\alpha \cdot ctg\Psi \cdot \theta \cdot \sum_{\substack{j=1; \\ \frac{j}{2} \notin \mathcal{N}}}^{j=s-1; \frac{s}{2} \in \mathcal{N}} z_j \quad [4-51]$$

Zastępując z_j wyrażeniem [4-49] i korzystając z faktu, że zawsze zachodzi $\frac{s}{2} \in \mathcal{N}$, powyższa suma sprowadza się do wyznaczenia:

$$\sum_{\substack{j=1; \\ \frac{j}{2} \notin \mathcal{N}}}^{j=s-1; \frac{s}{2} \in \mathcal{N}} z_j = \frac{h}{2} \sum_{\substack{j=1; \\ \frac{j}{2} \notin \mathcal{N}}}^{j=s-1; \frac{s}{2} \in \mathcal{N}} [j(1+r) + (1-r)] = \frac{h s}{2 \cdot 4} (2 - 2r + rs + s) \quad [4-52]$$

Korzystając z zależności: $r = \frac{n-q}{q-1}$ oraz $s = 2(q-1)$ otrzymuje się:

$$\sum_{\substack{j=1; \\ \frac{j}{2} \notin \mathcal{N}}}^{j=s-1; \frac{s}{2} \in \mathcal{N}} z_j = \frac{h s}{2 \cdot 4} (2 - 2r + rs + s) = \frac{h}{2} [n(q-2) + q] \quad [4-53]$$

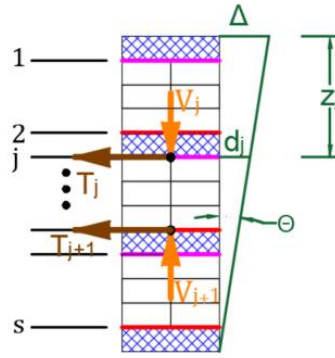
Po sumowaniu, wyrażenie na pracę wewnętrzną zginania, przyjmuje postać:

$$W_{intB} = t^2 H^2 \cdot \gamma \cdot \frac{n(q-2) + q}{n^2} \cdot \cos\alpha \cdot ctg\Psi \cdot \theta \quad [4-54]$$

Wykorzystano: $H = hn$. Lub po skorzystaniu z relacji $\Delta = H\theta$:

$$W_{intB} = t^2 H^2 \cdot \gamma \cdot \frac{n(q-2) + q}{n^2} \cdot \cos\alpha \cdot ctg\Psi \cdot \Delta \quad [4-55]$$

Praca wykonana w wyniku tarcia jest określana w oparciu o rys. 4.57. W przeciwieństwie do zginania zarówno powierzchnie styku o numerach nieparzystych jak i parzystych biorą udział w procesie przenoszenia sił tarcia. Siła pionowa V_j ponownie jest zbierana z tej samej powierzchni i dalej opisywana jest zależnością [4-48]. Również współrzędna z_j pozostaje bez zmiany i wyrażona jako [4-49]. Siła V_j wykonuje pracę na przemieszczeniu $d_j = (n \cdot h - z_j)\theta$.



Rys. 4.57 Siły tarcia pomiędzy bločkami warstw i powierzchnią więzów

Stąd, praca wewnętrzna wykonywana przez tarcie dana jest poniższą zależnością:

$$W_{intT} = \Sigma W_j = \Sigma T_j \cdot d_j = \Sigma 2t \cdot ov \cdot z_j \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \mu \cdot (n \cdot h - z_j) \cdot \theta \quad [4-56]$$

Sumowanie odbywa się na członie: $(n \cdot h - z_j)z_j$, który ze względu na postać z_j rozkłada się na składniki nieparzyste i parzyste:

$$\sum_{\substack{j=1; \\ \frac{j}{2} \notin \mathcal{N}}}^{j=s-1} (nh - z_j) z_j$$

$$= \frac{h^2}{4} \sum_{\substack{j=1; \\ \frac{j}{2} \notin \mathcal{N}}}^{j=s-1} [(2n - 1 + r) - j(r + 1)] \cdot [j(r + 1) + (1 - r)] \quad [4-57]$$

$$\sum_{\substack{j=2; \\ \frac{j}{2} \in \mathcal{N}}}^{j=s} (n \cdot h - z_j) z_j = \frac{h^2}{4} \sum_{\substack{j=2; \\ \frac{j}{2} \in \mathcal{N}}}^{j=s} j[2n - j(r + 1)](r + 1) \quad [4-58]$$

Po wykonaniu powyższych działań sumowania, podstawieniu $r = (n - q)/(q - 1)$; $s = 2(q - 1)$ oraz $ov = h \cdot \text{ctg} \Psi$ i $H = hn$, równanie [4-56] przyjmuje postać:

$$W_{intT} = tH^3 \cdot \frac{2q(n-1)[n(q-2) + 2q - 1]}{3(q-1)n^3} \cdot \gamma \cdot \mu \cdot \cos\alpha \cdot \operatorname{ctg}\Psi \cdot \theta \quad [4-59]$$

lub po skorzystaniu z relacji $\Delta = H\theta$:

$$W_{intT} = tH^2 \cdot \frac{2q(n-1)[n(q-2) + 2q - 1]}{3(q-1)n^3} \cdot \gamma \cdot \mu \cdot \cos\alpha \cdot \operatorname{ctg}\Psi \cdot \Delta \quad [4-60]$$

Z wcześniejszych rozważań, znane już są zależności na pracę wewnętrzną i zewnętrzną dla ściany o wymiarach $H \times L \times t$, obracającej się wokół jej dolnej krawędzi:

$$W_{intR} = \frac{HLt^2}{2} \gamma \cdot \cos\alpha \cdot \theta = \frac{Lt^2}{2} \gamma \cdot \cos\alpha \cdot \Delta \quad [4-61]$$

$$W_{extR} = \frac{H^2Lt}{2} \gamma \cdot \sin\alpha \cdot \theta = \frac{HLt}{2} \gamma \cdot \sin\alpha \cdot \Delta \quad [4-62]$$

Następnie, korzystając z warunku $W_{extR} > W_{intB} + W_{intT} + W_{intR}$, otrzymuje się zależność na minimalny kąt zniszczenia dla analizowanego schematu zniszczenia:

$$\operatorname{tg}\alpha \geq \frac{2t}{L} \frac{n(q-2) + q}{n^2} \operatorname{ctg}\Psi + \frac{4}{3} \frac{H}{L} \frac{q(n-1)[n(q-2) + 2q - 1]}{(q-1)n^3} \mu \cdot \operatorname{ctg}\Psi + \frac{t}{H} \quad [4-63]$$

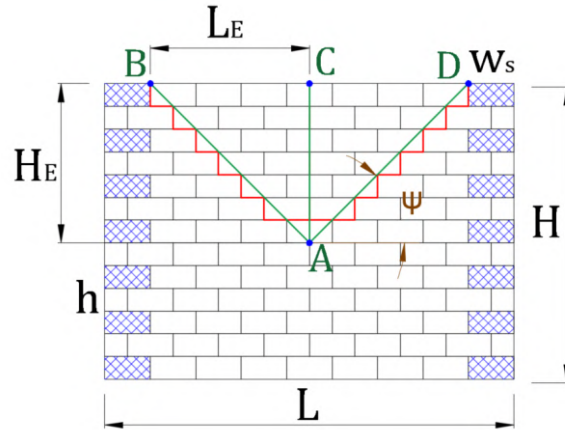
Równanie [4-63] składa się z trzech składników, które wskazują udział w stabilizacji ściany odpowiednio od: zginania na więzach ($\lambda_{B,B}$), tarcia na więzach ($\lambda_{T,B}$) oraz ciężaru własnego warstwy przedniej ($\lambda_{R,B}$). W skrócie:

$$\operatorname{tg}\alpha \geq \lambda_{B,B} + \lambda_{T,B} + \lambda_{R,B} \quad [4-64]$$

Należy zwrócić uwagę, iż zależności opisujące pracę wewnętrzną zginania i tarcia mają sens tylko dla obecności co najmniej dwóch więzów, co wynika z obecności członu $q - 1$ w tych równaniach. Jest to efektem założenia, że u szczytu muru zawsze umieszczone jest wiązanie, co następnie odbiło się w równaniach opisujących współrzędne więzów.

Schemat C

Warunkiem koniecznym wystąpienia tego mechanizmu zniszczenia jest odpowiednia relacja rozmiarów muru L i H , będąca konsekwencją wymogu: $H_E \leq H$ (rys. 4.58). Ta relacja to: $H \geq \left(\frac{L}{2} - w_s\right) \operatorname{tg} \Psi$



Rys. 4.58 Schemat C – geometria modelu

Elementy składowe pracy wewnętrznej wyznaczono już dla podobnych schematów w podpunkcie 4.2.1. Na pracę tą składa się obrót trójkątów ABC oraz ACD odpowiednio wobec osi AB oraz AD oraz praca tarcia wykonana w przegubie pionowym AC , która jest równa dwukrotności wartości pracy wykonanej w analogicznym przegubie dla schematu typu trapez (również na podstawie 4.2.1). Praca zewnętrzna wykonywana jest przez składową poziomą ciężaru w czasie obrotu każdego z trójkątów względem ich diagonalnych. Wówczas, warunek na tangens kąta zniszczenia dany jest zależnością:

$$\operatorname{tg} \alpha \geq \frac{3t^2}{h \cdot L_E} \mu \cdot k_{bp} \cdot \operatorname{tg} \Psi + \frac{3t}{2L_E} \operatorname{ctg} \Psi \quad [4-65]$$

Wyznaczając pracę w przegubie tarciovym przyjęto uproszczenie: $H_E \approx H_E + h$. Tak jak dla uprzedniego schematu, można powyższe równanie zapisać jako sumę odporności:

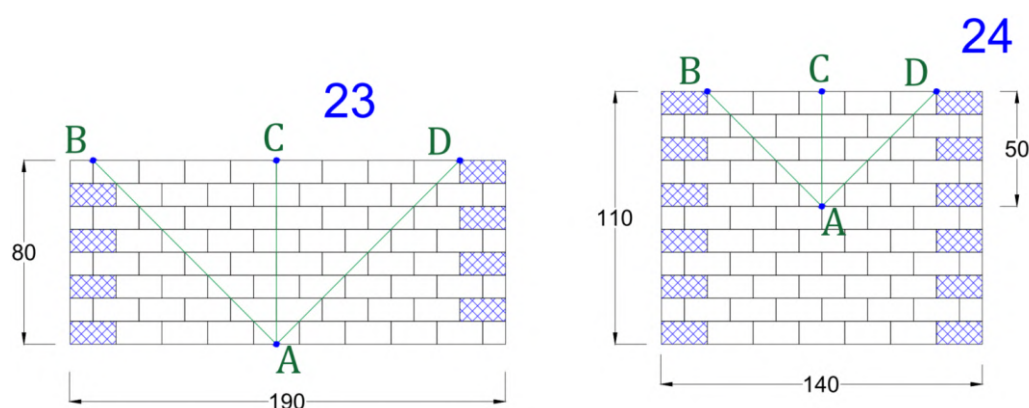
$$\operatorname{tg} \alpha \geq \lambda_{T,C} + \lambda_{R,C} \quad [4-66]$$

Gdzie: $\lambda_{T,C}$ to wkład tarcia, $\lambda_{R,C}$ to wkład ciężaru. Można również dokonać dalszego uproszczenia przyjmując: $L_E = \frac{L}{2} - w_s \approx \frac{L}{2}$. Wówczas, równanie [4-65] przyjmuje postać:

$$tg\alpha \geq \frac{6t^2}{h \cdot L} \mu \cdot k_{bp} \cdot tg\Psi + \frac{3t}{L} ctg\Psi \quad [4-67]$$

Należy jednak mieć na uwadze, że przy krótszych murach (mniejszy wymiar L), przybliżenie to może odgrywać istotną rolę – przykładowo model 24 na Rys. 4.59.

Na równi pochyłej poddano badaniu dwa modele (23, 24) o analizowanej strukturze, przedstawione na Rys. 4.59, na którym wrysowano także teoretyczny przebieg ewentualnego *schematu C*. Jak widać, założenie o symetrii więzów nie jest w pełni spełnione dla modelu 23 (z racji nieparzystej liczby modułów o długości 10mm: $190mm = 19 \cdot 10mm$). Nie powinno to mieć jednak dużego wpływu na zasadność stosowania wyprowadzonych uprzednio wzorów. Ponadto, widać, iż model 23 ma rozmiary graniczne występowania *schematu C*.



Rys. 4.59 Więzy dwustronne – ‘symetryczne’. Badane modele

Poniższe tabele (tab. 4.13 oraz tab. 4.14) przedstawiają wartości teoretyczne dla obu modeli, które zostały wyznaczone w oparciu o uprzednio wyprowadzone równania. Dla *schematu B* oraz *C* wykonano obliczenia dla trzech wartości współczynnika tarcia: minimalnej zmierzonej ($\mu_{min} = 0.47$), średniej zmierzonej ($\mu_{mean} = 0.56$) oraz maksymalnej zmierzonej ($\mu_{max} = 0.69$). Ponadto, *schemat C* rozpatrzono dokładnym [4-65] oraz uproszczonym [4-67] równaniem.

Tab. 4.13 Model 23 – teoretyczny tangens kąta zniszczenia w funkcji schematu

Schemat zniszczenia	A wzór [4-47]	B wzór [4-63]			C					
					wzór [4-65]			wzór [4-67]		
					μ_{min}	μ_{mean}	μ_{max}	μ_{min}	μ_{mean}	μ_{max}
Wartość teoretyczna	0.500	0.426	0.448	0.478	0.512	0.533	0.564	0.404	0.421	0.445

Tab. 4.14 Model 24 – teoretyczny tangens kąta zniszczenia w funkcji schematu

Schemat zniszczenia	A wzór [4-47]	B wzór [4-63]			C					
					wzór [4-65]			wzór [4-67]		
		μ_{min}	μ_{mean}	μ_{max}	μ_{min}	μ_{mean}	μ_{max}	μ_{min}	μ_{mean}	μ_{max}
Wartość teoretyczna	0.364	0.544	0.591	0.658	0.767	0.799	0.846	0.548	0.571	0.548

Zgodnie z tab. 4.13, najniższą wartość tangensa kąta zniszczenia dla modelu 23, wykazuje *schemat B* zakładający rozwarstwienie warstw i ich oddzielne obalenie. Następny w kolejności jest *schemat A*, w teorii, najbardziej stabilny jest *schemat C*. Przyjmując tangens kąta zniszczenia dla najmniej odpornego schematu jako 1, można zapisać: $A/B/C = 1.12/1/1.19$. Z kolei dla modelu 24 (tab. 4.14), teoretycznie jako pierwszy powinien wystąpić *schemat A*. Analogicznie: $A/B/C = 1/1.62/2.20$.

Widać również, iż przyjęcie zależności uproszczonej *schematu C* ma dla rozważanych modeli dosyć istotny wpływ. Dla modelu 23, wartość uproszczona stanowi 79.0% wartości ‘ściślej’. Dla modelu 24 jest to 71.5%.

Z punktu widzenia efektywności (teoretycznej) więzów, istotny jest wkład poszczególnych źródeł pracy wewnętrznej w *schemacie B*. Ilościowo obrazuje to równanie [4-64], gdzie składnik giętny ($\lambda_{B,B}$) oraz tarciowy ($\lambda_{T,B}$) są zależne od zagęszczenia więzów $\xi_{qn} = q/n$; trzeci składnik – $\lambda_{R,B}$ teoretycznie nie zależy od tego parametru. Dla *schematu C* również można dokonać rozbicia na składowe. Jednakże według [4-66], w tym przypadku, przynajmniej teoretycznie, ich wartości są niezależne od liczby więzów.

Według tab. 4.15 zginanie i tarcie wywołane więzami, łącznie stanowi prawie połowę odporności *schematu B* dla modelu 23. Przy czym tarcie daje dokładnie dwukrotnie większy wkład niż zginanie. Dla modelu 24 wkład zginania i tarcia rośnie do 70%, natomiast stosunek pracy ‘tarcie’/‘zginanie’ rośnie do około 2.5. Stosunek $\lambda_{T,B}/\lambda_{B,B}$ jest zależny od wysokości muru oraz zagęszczenia więzów $\xi_{qn} = q/n$:

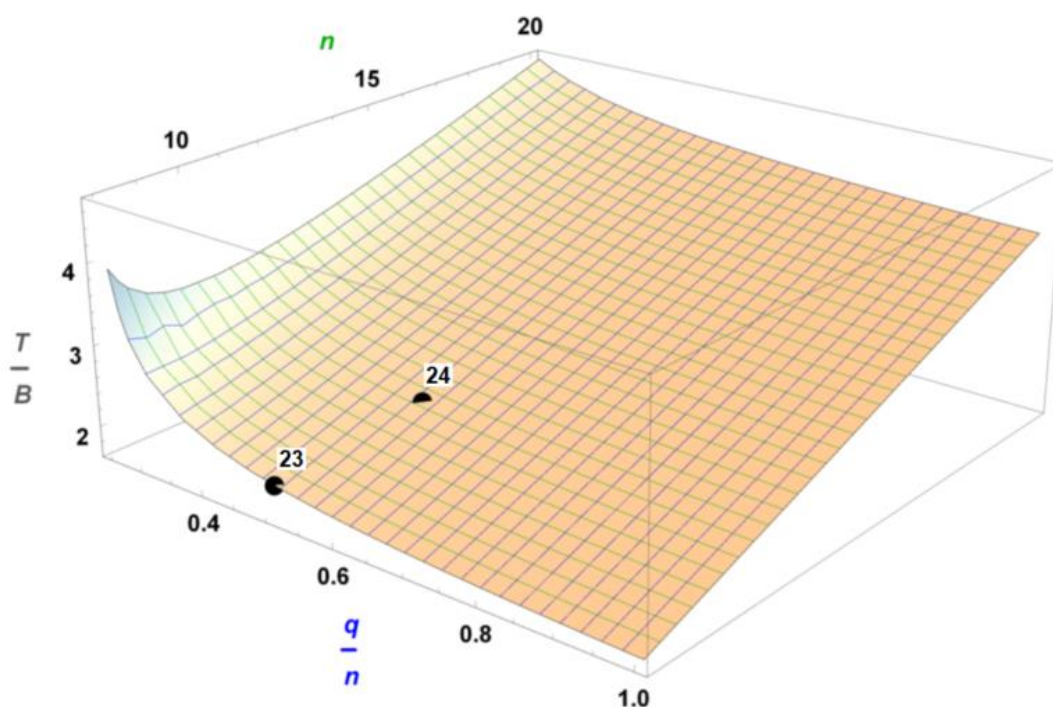
$$\frac{\lambda_{T,B}}{\lambda_{B,B}} = \frac{2}{3} \frac{h}{t} \mu \cdot \frac{\xi_{qn}^2 (n^2 + n - 2) + \xi_{qn} \left(-2n + 1 + \frac{1}{n}\right)}{\xi_{qn}^2 (n + 1) + \xi_{qn} \left(-3 - \frac{1}{n}\right) + \frac{2}{n}} \quad [4-68]$$

Przy znanych wymiarach bloczków i wartości współczynnika tarcia, otrzymuje się funkcję dwóch zmiennych, którą przedstawiono na rys. 4.60. Zakres zmiennych: $\xi_{qn} \in \langle 0.25, 1 \rangle$; $n \in \langle 8, 20 \rangle$. Generalnie można stwierdzić, iż wraz ze wzrostem wysokości muru (przy stałym ξ_{qn})

stosunek $\frac{\lambda_{T,B}}{\lambda_{B,B}}$ rośnie, a także, $\frac{\lambda_{T,B}}{\lambda_{B,B}}$ rośnie wraz z malejącym zagęszczeniem ξ_{qn} (przy stałym n). Dla niskich murów w pełni przewiązanych stosunek ten dąży do 1.7, dla muru o wysokości dwudziestu bloczków i $\xi_{qn} = 0.25$, czyli z pięcioma równomiernie rozłożonymi więzami na każdej z krawędzi, wynosi 4.7. Na wykresie zaznaczono również położenie modeli 23 i 24.

Tab. 4.15 Wpływ składowych pracy wewnętrznej. Opis w tekście

Model	Schemat B (wzór [4-63])				Schemat C (wzór [4-65])		
	$tg\alpha$	$\lambda_{B,B}$	$\lambda_{T,B}$	$\lambda_{R,B}$	$tg\alpha$	$\lambda_{T,C}$	$\lambda_{R,C}$
		$\lambda_{B,B}/tg\alpha$	$\lambda_{T,B}/tg\alpha$	$\lambda_{R,B}/tg\alpha$		$\lambda_{T,C}/tg\alpha$	$\lambda_{R,C}/tg\alpha$
23	0.448	0.066	0.132	0.25	0.533	0.133	0.400
		14.7%	29.5%	55.8%		24.9%	75.1%
24	0.591	0.118	0.291	0.182	0.799	0.199	0.600
		20.0%	49.2%	30.8%		24.9%	75.1%



Rys. 4.60 Schemat B – stosunek pracy tarcia do zginania w funkcji wysokości muru i zagęszczenia więzów. Opis w tekście

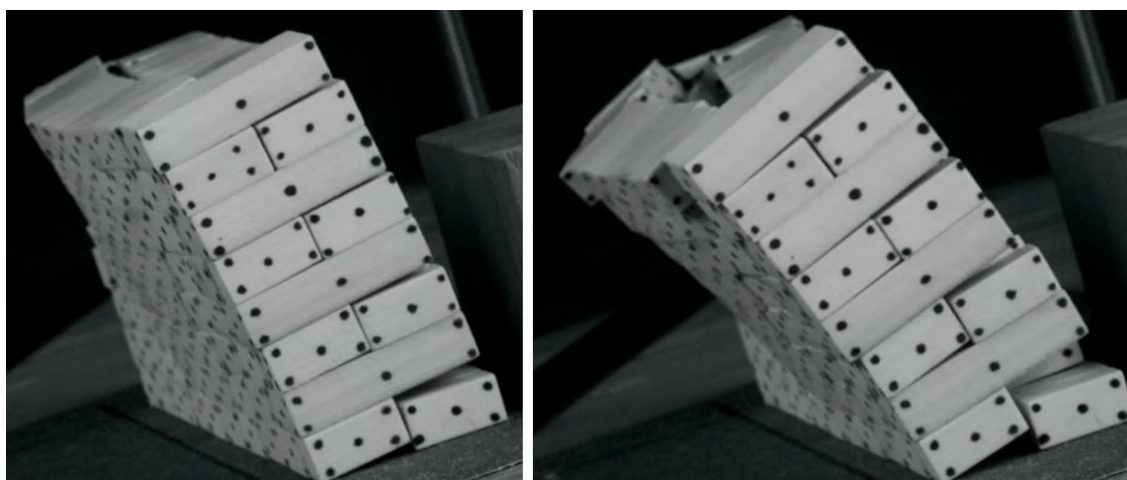
Analizy teoretyczne zestawione w tab. 4.13 oraz tab. 4.14 nie odnajdują potwierdzenia w wynikach doświadczalnych. Doświadczalne dane ilościowe zestawiono w tabeli tab. 4.16, która wskazują dla obu modeli ponad trzydziestoprocentowy błąd względny (w odniesieniu do

schematów, które wykazały najmniejszy teoretyczny kąt zniszczenia). Ponadto, różnica jest nie tylko ilościowa, ale i jakościowa. Rys. 4.61 przedstawia typową ewolucję schematu zniszczenia dla modelu 23, gdzie można zauważyć ewidentne zarysy *schematu C* z widocznym pionowym przegubem tarciovym i obecnością diagonalnych jako osi obrotu trójkątów. Widoczny jest także wpływ skończonej sztywności ‘giętej’ przewiązanych krawędzi. Natomiast według obliczeń teoretycznych, *schemat C* dawał najwyższą wartość kąta zniszczenia. Należy jednak wziąć pod uwagę fakt, iż dla modeli, gdzie występuje obrót względem diagonalnej często występował błąd względny na poziomie 33%. Zatem wkład pracy od tej składowej w rzeczywistości jest istotnie mniejszy niż w teorii. Ponadto, nie ma pewności co do pełnej mobilizacji tarcia w przegubie tarciovym z racji braku skrępowania bocznego (obecność więzów, zamiast pełnych ścian ortogonalnych). Biorąc pod uwagę te aspekty wystąpienie *schematu C* w miejsce *schematu B* wydaje się możliwe. Oczywiście oddzielnym aspektem jest kwestia poprawności wyznaczenia pracy na więzach w *schemacie B* – przede wszystkim nie ma pewności co do sposobu rozkładu obciążenia na więzy. Niestety, pula badań jest zbyt mała, aby określić to zagadnienie. Ponadto, symulacje numeryczne również byłyby bardzo przydatne w realizacji tego zadania.

Tab. 4.16 Przetworzone wyniki doświadczalne dla modeli 23 i 24

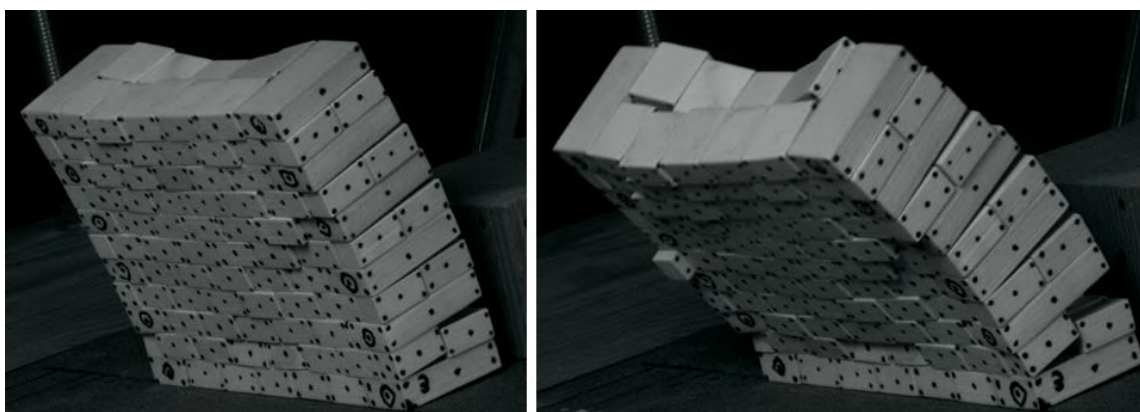
Model	Schemat	Liczba testów	W.Ś	SD	C.O.V. [%]	Min	Max	W.T	Śr. błąd wzgl. [%]
23	B	4	0.308	0.021	6.70	0.29	0.33	0.448	31.3
24	A	4	0.248	0.015	6.06	0.23	0.26	0.364	31.9

W.Ś=wartość średnia; W.T = wartość teoretyczna; Śr. Błąd wzgl. = średni błąd względny



Rys. 4.61 Model 23 – schemat zniszczenia

Rys. 4.62 przedstawia schemat zniszczenia modelu 24, który w dużej mierze jest zbliżony do przewidzianego, czyli *schematu A* – obalenie dwóch warstw jako jednego ciała (dzięki sporemu zagęszczeniu więzów i relatywnie krótkiej próbce). Pomimo zgodności jakościowej, wartości liczbowe sporo się różnią – wyznaczając wtórnie grubość muru na podstawie średniego kąta zniszczenia i wysokości muru, otrzymano 27.3mm. Zastępcza grubość muru jest zatem dalej bliższa grubości jednej warstwy (20mm) niż całkowitej grubości próbki (40mm). Z pewnością istotny wpływ miało, znane już z poprzednich modeli, przesunięcie krawędzi obrotu z podłoża na pierwszy rząd bloczków.



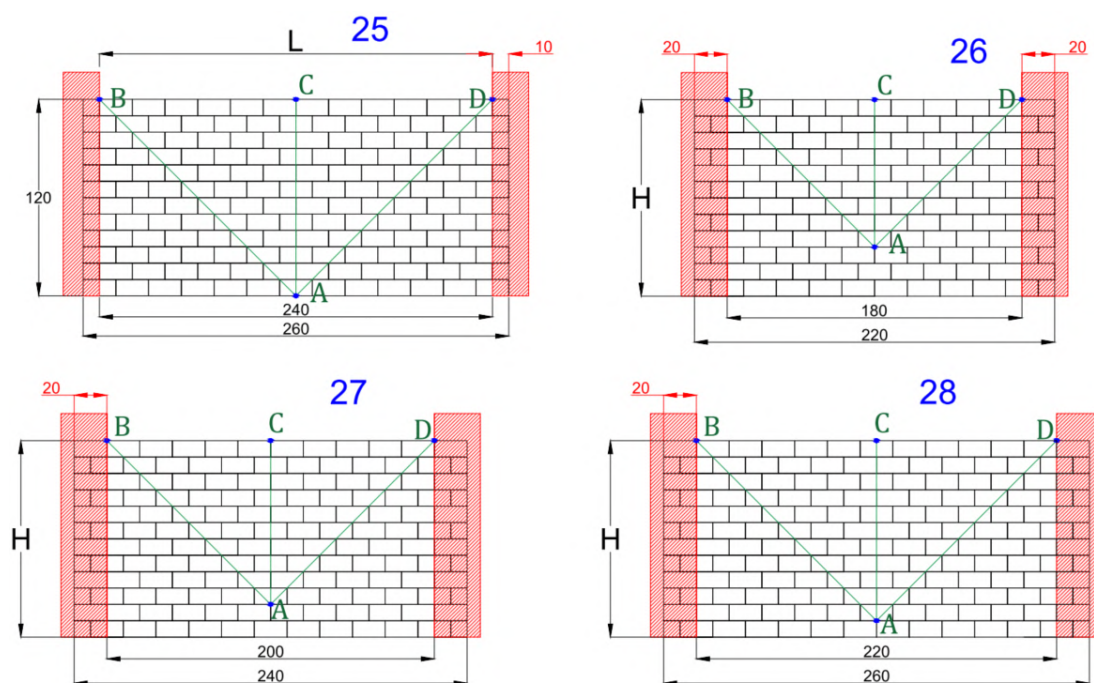
Rys. 4.62 Model 24 – schemat zniszczenia

Wykonanie badań jedynie dla dwóch modeli jest zdecydowanie niewystarczającą bazą danych do weryfikacji wyprowadzonych zależności. Poprawny zestaw badań mógłby się przykładowo składać z modeli o stałej wysokości (H) i zagęszczeniu więzów (q/n), a zmienną byłaby długość próbki (L). Wraz ze wzrostem L możliwa byłaby obserwacja zmiany schematów zniszczenia oraz wpływu więzów na zespolenie warstw. Następnie, te same kroki należałoby wykonać dla zmienionej wysokości (H). Dla przypadków, które wykazywałyby duży stopień zespolenia, można byłoby wyznaczyć zastępcze grubości muru.

4.2.5. Mur jednowarstwowy dwustronnie utwierdzony

Zbadano cztery modele jednowarstwowe utwierdzone dwustronnie z zastosowaniem podparcia zewnętrznego (czterech elementów metalowych – dwa na każdej krawędzi). Trzy z czterech modeli były utwierdzone w elementach metalowych na głębokość 20mm, jeden z nich – model 25, na głębokość 10mm (rys. 4.63). Model 25 wyróżnia od pozostałych również fakt, iż w jego przypadku elementy metalowe z przodu są przytrzymywane odważnikami,

podczas gdy dla pozostałych modeli, elementy te były przytwierdzone do stołu za pomocą śrub. Sprawilo to, że podparcie modelu 25 wykazywało zdecydowanie mniejszą sztywność translacyjną i obrotową oraz mniejszą nośność połączenia ‘błocki-elementy metalowe’, która opiera się głównie na docisku i tarcu. Ponadto, poszczególne próby wewnątrz danego modelu mogły się różnić względem siebie stopniem przylegania/dociśnięcia błoczków do metalowych elementów. Każda z próbek miała wysokość równą 120mm; zestawienie geometrii modelu wraz z wynikami prób na równi pochyłej i przewidzianą wartością teoretyczną przedstawia tab. 4.17. Zgodnie z przywołanym rysunkiem i tabelą, spodziewanym schematem był każdorazowo *schemat C*. Wartość kąta zniszczenia wyznaczono z zależności [4-67], która w tym przypadku jest dokładna – długość muru L jest podawana jawnie.



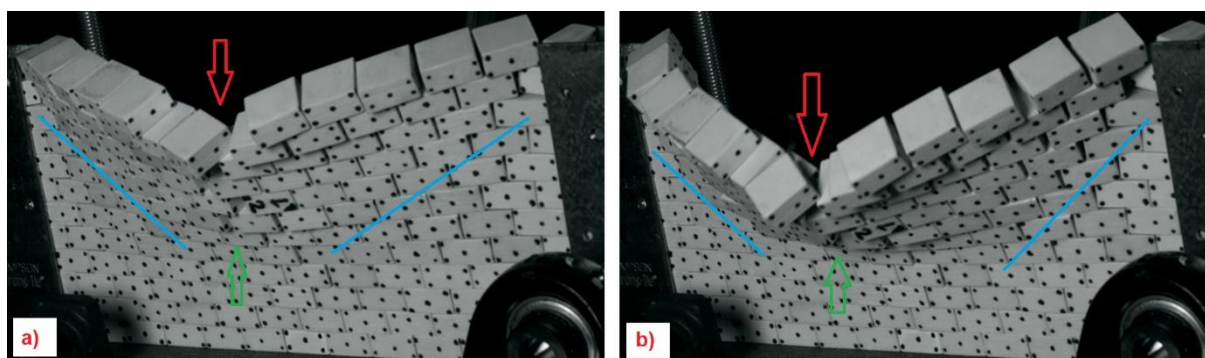
Rys. 4.63 Modele 25-28 – schemat. Opis w tekście.

Zgodnie z tab. 4.17, jedynie model 25 wykazał doświadczalnie wartości mniejsze (i dosyć zbliżone) do wartości teoretycznej. Natomiast pozostałe trzy modele uległy zniszczeniu przy znacznie większych kątach nachylenia niż wynikałoby to ze *schematu C*. Ponadto dla ‘27’ i ‘28’ zanotowano znaczne rozbieżności pomiędzy poszczególnymi próbami. Wyniki ilościowe skonfrontowano z wynikami jakościowymi (zapis wideo) i zauważono, że model 25 zachował się w sposób bardzo zbliżony do *schematu C* – właściwie jedyna rozbieżność to brak wykształcenia przegubu pionowego na pełnej wysokości próbki (rys. 4.64). Natomiast z łatwością można odnaleźć miejsca, gdzie zbiegają się przeguby diagonalne – zielone strzałki na omawianym rysunku. Widać też specyficzny obrót błoczków na przegubach diagonalnych

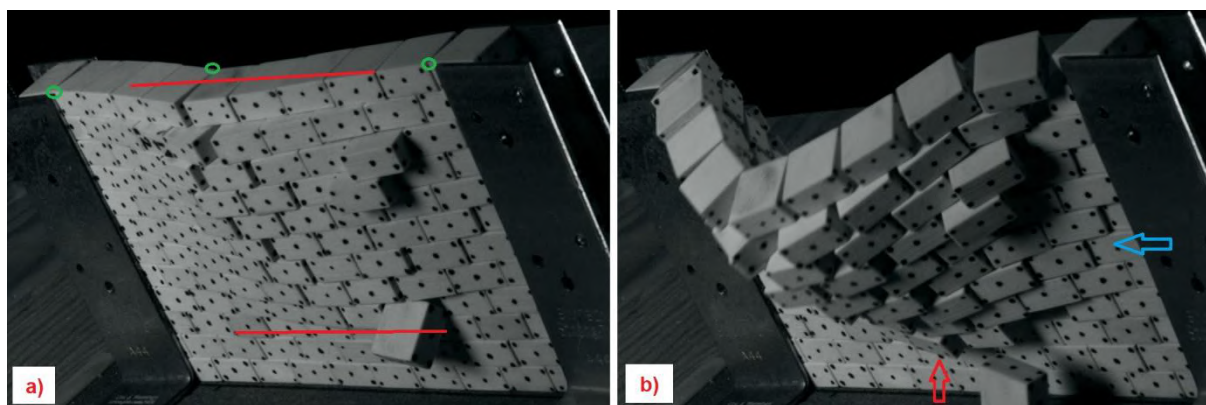
– obszary tuż nad niebieskimi liniami. Czerwonymi strzałkami zaznaczono największe przemieszczenia poziome w mechanizmie – u szczytu przegubu pionowego, czyli zgodnie z teorią. Takich uwag nie można jednak popełnić względem sytuacji na rys. 4.65. Czerwonymi liniami zaznaczono zakres inicjacji mechanizmu zniszczenia – jak widać dzieje się to równocześnie praktycznie na całej wysokości próbki. Ponadto, aktywowane przemieszczenia są praktycznie takie same na całej wysokości mechanizmu, a przeguby diagonalne nie są obecne. Widać również, iż bloczki zachowują się w sposób charakterystyczny dla przesklepienia łukowego – zaznaczono kolorem zielonym widoczne przeguby łuku trójprzegubowego. W dalszej fazie – b), widać, iż najniższy bloczek mechanizmu (czerwona strzałka), w przeciwieństwie do bloczka ze *schematu C*, ulega sporym przemieszczeniom, które dotyczą również sąsiadujących bloczków z tego samego rzędu. Można również zauważyć, że mechanizm rozwija się na całej szerokości muru co ponownie wskazywałoby na obecność przegubu tuż przy metalowych podporach. Na podstawie powyższych uwag stwierdzono obecność kolejnego schematu – jest to *schemat D*, obrazujący zginanie poziome. Poniżej podjęto próbę opisu ilościowego wielkości występujących w tym schemacie.

Tab. 4.17 Przetworzone wyniki doświadczalne dla modeli 25-28

Model	H x L [mm x mm]	Tangens kąta zniszczenia w próbach							Schemat C (wzór [4-67]) $\mu_{mean} = 0.56$
		1	2	3	4	5	6	7	
25	120 x 240	0.28	0.27	0.29	0.28	-	-	-	0.333
26	120 x 180	0.71	0.75	0.72	0.80	-	-	-	0.444
27	120 x 200	0.62	0.76	0.50	0.70	0.52	0.55	0.57	0.400
28	120 x 220	0.60	0.64	0.47	0.54	-	-	-	0.363

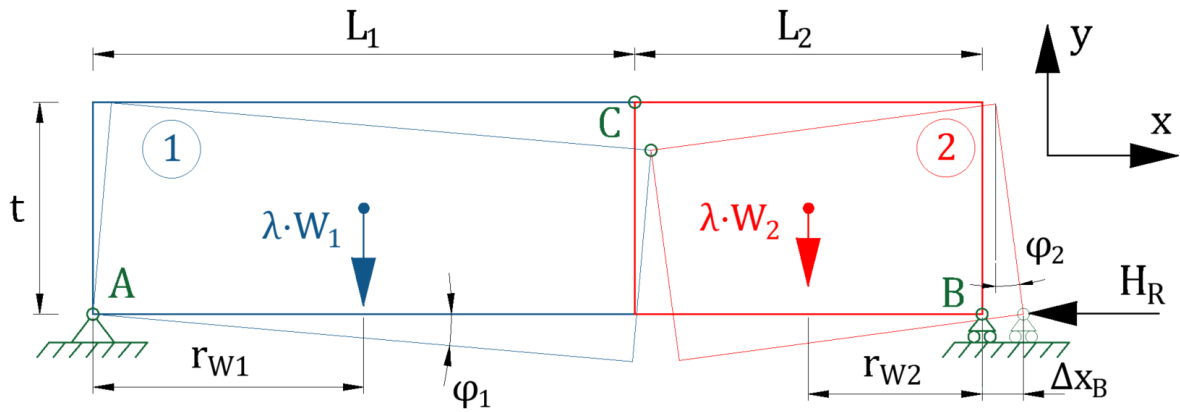


Rys. 4.64 Model 25 – rozwój mechanizmu zniszczenia (*schemat C*)



Rys. 4.65 Model 26 – rozwój mechanizmu zniszczenia (*schemat D*)

Próbki, które wykazały *schemat D*, z pewnością charakteryzowały się większą sztywnością i nośnością połączenia w odniesieniu do *schematu C*. Niemniej jednak, finalnie to właśnie skończona wartość nośności połączenia i/lub luzy pomiędzy bloczkami w poszczególnych warstwach umożliwiały wykształcenie się mechanizmu. Wiadomo to na podstawie faktu, iż mechanizm ten powstawał każdorazowo bez kruszenia czy też obłupywania bloczków. Nie można więc mówić o zupełnej efektywności skrępowania badanych próbek, a zatem nie można też korzystać z zależności opierających się o parametry wytrzymałościowe muru (jedną z tego typu metod podaje norma [157]). Zgodnie z powyższym, powinna zatem istnieć skończona siła na podporze, która do momentu osiągnięcia swojej wartości granicznej, jest w stanie wpływać pozytywnie na nośność muru obciążonego z płaszczyzny – siła H_R na rys. 4.66. Zgodnie z mechanizmem zaobserwowanym w czasie prób i przedstawionym na rys. 4.65, aktywowane bloczki nie podlegają obrotowi względem osi poziomej, ani osi diagonalnych. Widoczny jest jedynie obrót wobec trzech przegubów łuku trójprzegubowego. W związku z powyższym, wyróżniono tylko dwie formy wykonanych prac (rys. 4.66) – pracę wykonaną podczas obrotu dwóch części łuku względem podpór *A* i *B* (praca zewnętrzna (W_{ext})) oraz pracę wykonaną przez siłę H_R (praca wewnętrzna (W_{int})). Stosowany wcześniej warunek na tangens kąta zniszczenia, w literaturze często jest zastępowany mnożnikiem zniszczenia λ , którym przemnażane są siły masowe wykonujące pracę zewnętrzną. Ten sam zapis zastosowano poniżej.



Rys. 4.66 Widok z góry na mechanizm zginania poziomego (*schemat D*)

Zgodnie z geometrią rys. 4.66, zgodność przemieszczeń dla punktu C przyjmuje postać:

$$\begin{cases} \Delta x_{C1} = t \cdot \varphi_1 = \Delta x_{C2} = \Delta x_B - t \cdot \varphi_2 \\ \Delta y_{C1} = -L_1 \cdot \varphi_1 = \Delta y_{C2} = -L_2 \cdot \varphi_2 \end{cases} \quad [4-69]$$

Skąd otrzymuje się przemieszczenia i obroty bloku numer 2 w funkcji obrotu bloku numer 1:

$$\Delta x_B = t \cdot \varphi_1 \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right) \quad \wedge \quad \varphi_2 = \varphi_1 \frac{L_1}{L_2} \quad [4-70]$$

Korzystając z zasady prac wirtualnych, przy założeniu małych obrotów i przemieszczeń, można zapisać:

$$\lambda \cdot W_1 \cdot r_{W1} \cdot \varphi_1 + \lambda \cdot W_2 \cdot r_{W2} \cdot \varphi_1 \frac{L_1}{L_2} \geq H_R \cdot t \cdot \varphi_1 \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right) \quad [4-71]$$

Skąd:

$$\lambda \geq \frac{H_R \cdot t \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right)}{W_1 \cdot r_{W1} + W_2 \cdot r_{W2} \frac{L_1}{L_2}} \quad [4-72]$$

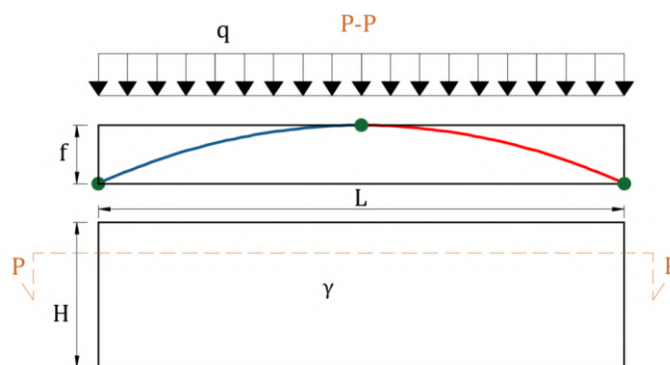
Dla modeli analizowanych doświadczalnie, ze względu na symetrię, powyższe równanie upraszcza się do:

$$\lambda \geq \frac{8H_R}{H \cdot L^2 \cdot \gamma} \quad [4-73]$$

Przekształcając powyższą zależność w celu wyznaczenia H_R otrzymuje się równanie opisujące reakcję poziomą łuku trójprzegubowego, symetrycznego, o strzałce $f = t$ i rozpiętości L , równomiernie obciążonego przez siłę liniową $q = \gamma t H$ (rys. 4.67):

$$H_R = \frac{qL^2}{8f} = \lambda \cdot \gamma \cdot H \frac{L^2}{8} \quad [4-74]$$

Należy zauważyć, że wartość ta jest niezależna od grubości ściany, co wynika z liniowej zależności $q(f = t)$. Otrzymana w ten sposób wartość rozporu, jest jego górną granicą zakładającą idealną geometrię oraz zdolność muru do skupienia i przeniesienia całego rozporu na skrajnym włóknie, co z definicji jest zjawiskiem nie fizycznym. Dlatego też przedstawioną powyżej metodę należy stosować w oparciu o znaną już wartość dostępnego rozporu – który może pochodzić od ciężaru ściany ortogonalnej oraz odpowiednich wzmocnień, np. w postaci prętów kotwiących. Następnie należy zweryfikować czy maksymalny dostępny rozpór nie przekracza nośności plastycznej muru.



Rys. 4.67 Maksymalna wartość siły poziomej (*schemat D*)

Wyznaczone powyżej równania opisują całą ścianę o wysokości H , którą w tym przypadku można wyrugować bez wpływu na mnożnik λ i jednocześnie otrzymać wartość rozporu granicznego (nośności połączenia) na jednostkę długości. Pozwala to porównywać ściany o różnych wysokościach:

$$\lambda \geq \frac{8H'_R}{L^2 \cdot \gamma} \quad [4-75]$$

$$H'_R = \frac{qL^2}{8f} = \lambda \cdot \gamma \cdot \frac{L^2}{8} \quad [4-76]$$

Z racji, iż wartość siły H'_R jest nieznana, wyznaczenie mnożnika λ w oparciu o [4-75] jest niemożliwe. W związku z tym, podjęto analizy porównawcze innego typu. Zakładając stałą wartość nośności połączenia dla każdego z badanych modeli, wyznaczono teoretyczny stosunek mnożników (z pominięciem modelu 25, który reprezentuje zarówno inny schemat statyczny – inne podparcie, jak i inny schemat zniszczenia): $\lambda_{28}^T/\lambda_{27}^T/\lambda_{26}^T = 0.67/0.81/1$. Na podstawie tab. 4.17 i uśrednionych wartości doświadczalnych tangensa kąta zniszczenia otrzymuje się z kolei: $\lambda_{28}^{exp}/\lambda_{27}^{exp}/\lambda_{26}^{exp} = 0.76/0.81/1$. Wyniki zestawiono i porównano w tab. 4.18. Teoria i doświadczenie są mocno zbieżne, co świadczyłoby o poprawności powyższego modelu teoretycznego. Należy mieć przy tym na uwadze, że rozbieżność wyników doświadczalnych była dosyć spora, co ukazują parametry zestawione w tab. 4.19.

Tab. 4.18 Porównanie wyników doświadczalnych i teoretycznych

	Wartość teoretyczna	Średnia doświadczalna	$\frac{exp}{T}$
$\frac{\lambda_{27}}{\lambda_{26}}$	0.81	0.81	1.00
$\frac{\lambda_{28}}{\lambda_{26}}$	0.67	0.76	1.13

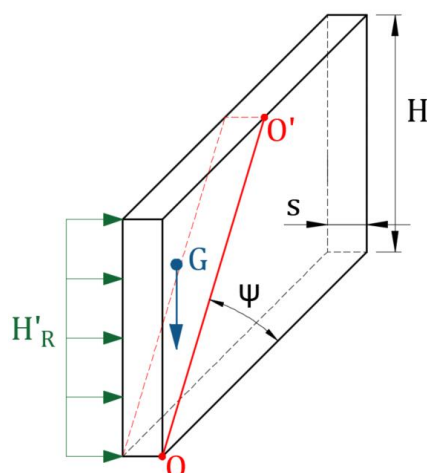
$$\frac{exp}{T} = \frac{\text{średnia doświadczalna}}{\text{wartość teoretyczna}}$$

Tab. 4.19 Porównanie wyników doświadczalnych i teoretycznych

Model	Liczba testów	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max
25	4	0.28	0.008	2.92	0.27	0.29
26	4	0.75	0.04	5.42	0.71	0.80
27	7	0.60	0.10	15.99	0.50	0.76
28	4	0.56	0.07	13.17	0.47	0.64

Istotnym elementem powyższych rozważań jest obecność siły na podporze H'_R [kN/m], która jest źródłem odporności *schematu D*. Z kolei gwarantem tej siły mogą być na przykład ściany ortogonalne. Wówczas, warunkami koniecznymi jej wykształcenia jest odpowiednio sztywne

i wytrzymałe połączenie dwóch ścian, oraz odpowiednia geometria ściany ortogonalnej (podporowej) – rys. 4.68.



Rys. 4.68 Ściana ortogonalna (podporowa) dla schematu D

Zakładając geometrię ściany jak na powyższym rysunku, można się spodziewać obalenia trójkątnego jej fragmentu pod wpływem siły rozporu H'_R . Wówczas z warunku równowagi momentów wywołanych przez H'_R oraz ciężar G odłamu, otrzymuje się warunek na minimalną szerokość ściany podporowej s :

$$s = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{ctg\Psi}} \quad [4-77]$$

Jak widać, szerokość ta nie zależy od ciężaru muru jaki i jego wysokości, co stanowi wygodę podczas szacowania tego typu konstrukcji. Należy jednak mieć na uwadze, że taki układ jest raczej rzadkością – typowo na ścianach oparte są elementy stropu lub dachu, które przekazują dodatkowe siły uniemożliwiające tego typu uproszczenia. Niemniej jednak, w przypadku ruin tego typu sytuacje (jak w [4-77]) są spotykane. Tab. 4.20 przedstawia minimalne grubości ścian podporowych wyznaczonych dla modeli 26, 27, 28. Jak widać, jest to grubość w okolicach czterokrotności bloczka, który miał szerokość 20mm.

Tab. 4.20 Minimalna grubość s ściany ortogonalnej

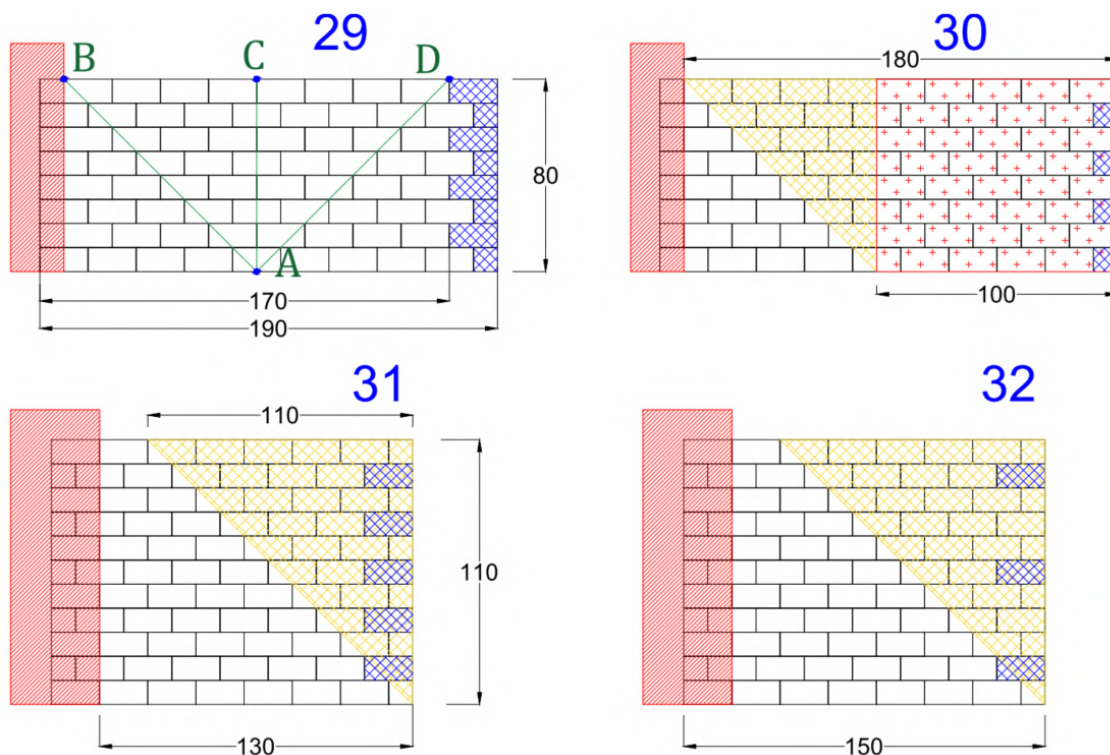
Model	26	27	28
s [mm] ([4-77])	77.9	77.5	82.3

Wyniki te też wskazują, dlaczego konstrukcje historyczne są tak wrażliwe na obciążenia prostopadłe do płaszczyzny. Otóż, aby uzyskać mnożnik zniszczenia λ na poziomie uzyskanym w doświadczeniu, ściana o rozpiętości 3m i grubości 30cm (czyli 15-krotność modelu) musi być utwierdzona obustronnie w ścianach ortogonalnych o grubości około 1.20m, co nie zawsze jest zapewnione w rzeczywistości. W takiej sytuacji, poprzez odpowiednie wzmocnienia – wspomniane już pręty kotwiące czy też obejmę z materiałów kompozytowych – możliwe jest znaczne zwiększenie możliwości ścian ortogonalnych do zapewnienia rozporu. Jak widać w tab. 4.19, obecność odpowiedniego rozporu może zwiększyć nośność ściany nawet dwu i półkrotnie, jest to więc zabieg opłacalny statycznie, a w przypadku prętów również ekonomiczny i zgodny z myślą konserwatorską (o małej inwazyjności, niewielkim stosunku masy wzmocnienia do konstrukcji wzmacnianej, niewielkim wpływie na estetykę, odwracalny).

Rozważyć można jeszcze kwestię wartości siły rozporu w kontekście nośności przekroju rzeczywistej konstrukcji. Przyjmując konstrukcję 15 razy większą od badanych próbek, w oparciu o otrzymany mnożnik, rozmiary ściany i założony ciężar muru 22kN/m^3 otrzymano maksymalny rozpór 16.8kN/m . Z kolei wartości obliczeniowe wytrzymałości na ściskanie muru ze skał miękkich i muru ze skał standardowych (každorazowo bloki prostopadłościennie dobrze obrobione) wynoszą odpowiednio 2.0MPa i 5.8MPa – na podstawie normy włoskiej [183]. Założono następnie, że uplastycznieniu uległoby 10% przekroju i tylko ten fragment przenosiłby siłę – założenie według propozycji w normie [157]. Dla przyjętej skali, 10% grubości przekroju to 3cm. Wówczas (przy zalecanym współczynniku redukcyjnym 0.7) nośność przekroju wyniosłaby odpowiednio 42kN/m oraz 121.8kN/m . Widać więc, iż problemem w przypadku tego typu muru historycznego, nie są parametry wytrzymałościowe, lecz zastosowane rozwiązania konstrukcyjne i smukłość (pionowa oraz pozioma) ścian.

4.2.6. Mur dwuwarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem oraz więzami

Dokonano analizy ilościowej dla czterech modeli zestawionych na rys. 4.69. Wrysowane są również przewidywane schematy zniszczenia. Dla modeli 31 i 32 teoretycznie możliwe jest schemat typu *trójkąt*, natomiast dla '29' i '30' możliwe są dwa schematy zniszczenia. Pierwszy to *schemat C* wrysowany na '29', drugi to schemat typu *trapez* wrysowany na '30'. Więzy, tak jak na wszystkich poprzednich rysunkach, oznaczono niebieskim kreskowaniem.



Rys. 4.69 Modele 29-32 – geometria i możliwe schematy zniszczenia. Opis w tekście

Przetworzone wyniki doświadczalne zestawiono w tab. 4.21. Charakteryzują się one zadowalającymi miarami zmienności i zróżnicowania.

Tab. 4.21 Przetworzone wyniki doświadczalne dla modeli 29-32

Model	Liczba testów	Wartość średnia	SD	C.O.V. [%]	Min	Max
29	4	0.325	0.017	5.33	0.31	0.35
30	4	0.325	0.013	3.97	0.31	0.34
31	4	0.288	0.010	3.33	0.28	0.30
32	4	0.278	0.013	4.53	0.26	0.29

Dla każdego z powyższych schematów odpowiednie zależności zostały wyprowadzone już uprzednio. Dla przypomnienia, w *schemacie C* rozważana jest aktywacja jednej, przedniej warstwy – w założeniu, podpory dla tego mechanizmu, stanowią elementy metalowe oraz więzy dociążone tylną warstwą. Z kolei *trójkąt* i *trapez* wyznaczane są dla obu warstw jako jednościci oraz dla pojedynczej warstwy – co umożliwi ocenę stopnia zespolenia warstw. Tym sposobem, dla ‘29’ i ‘30’ wyznaczono po trzy wartości teoretyczne (tab. 4.22), a dla ‘31’ i ‘32’ po dwie (tab. 4.23). Z racji, iż równania analityczne wyprowadzone dla rozważanych schematów nie

rozdzielają liczby więzów na krawędzi, dla schematów o tej samej geometrii ($L \times H$), teoretycznie wystąpi ta sama wartość kąta zniszczenia: '29'='30' oraz '31'='32'. Wszystkie wartości zostały wyznaczone dla średniej wartości współczynnika tarcia $\mu_{mean} = 0.56$ (jeśli był obecny w równaniu). Dla celów porównawczych zamieszczono w tabelach wyniki doświadczalne dla murów dwuwarstwowych utwierdzonych jednostronnie (bez więzów) – model 11 oraz model 10 (opracowane w 4.2.2).

Tab. 4.22 Modele 29 i 30 – predykcje i doświadczenie

Model	Schematy zniszczenia			Dośw. wartość średnia	Śr. błąd względny [%]		
	Schemat C wzór [4-67]	Trap(2=1)	Trap(1)		Schemat C	Trap(2=1)	Trap(1)
29	0.470	0.671	0.306	0.325	30.9	51.6	6.2
30				0.325	30.9	51.6	6.2
11	-	-	0.306	0.271	-	-	11.4

gdzie: Trap(2=1) – schemat typu trapez z założeniem pełnego zespolenia warstw; Trap(1) – schemat typu trapez dla pojedynczej warstwy

Tab. 4.23 Modele 31 i 32 – predykcje i doświadczenie

Model	Schematy zniszczenia		Dośw. wartość średnia	Śr. błąd względny [%]	
	Trój(2=1)	Trój(1)		Trój(2=1)	Trój(1)
31	0.545	0.273	0.288	47.2	5.5
32			0.278	49.0	1.8
10	-	0.273	0.190	-	29.3

gdzie: Trój(2=1) – schemat typu trójkąt z założeniem pełnego zespolenia warstw; Trój(1) – schemat typu trójkąt dla pojedynczej warstwy

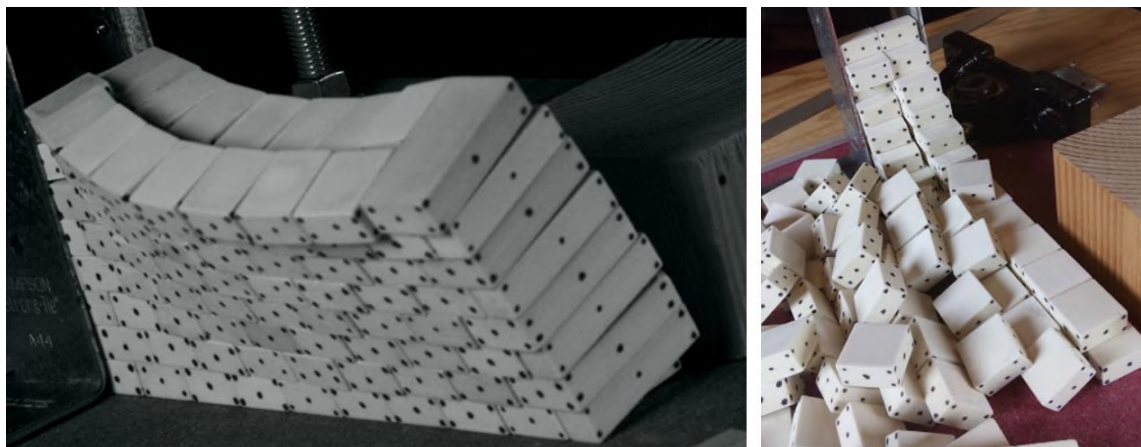
Seria rysunków rys. 4.70 – rys. 4.73 przedstawia dla każdego z modeli, otrzymane doświadczalnie schematy zniszczenia oraz stan próbek po zniszczeniu.

Konfrontując otrzymane wyniki ilościowe i jakościowe z poczynionymi predykcjami dla modeli 29 i 30 można stwierdzić, że efektywność więzów z punktu widzenia ilościowego jest ograniczona. Co prawda, jakościowo nastąpiło równoczesne obalenie obu warstw w schemacie typu *trapez* (rys. 4.70 i rys. 4.71), jednakże tangens kąta zniszczenia był niewiele wyższy niż jego teoretyczna wartość dla pojedynczej warstwy. Brak efektywnego zespolenia spowodowało

wykluczenie *schematu C*, który w pełni był w stanie się wykształcić tylko w przypadku obecności dwóch podpór zewnętrznych (model 25 – rys. 4.64). Widać również, iż połowa więzów w krawędzi pionowej była w stanie zapewnić ten sam stopień zespolenia co pełna liczba więzów w tejże krawędzi – tangens kąta zniszczenia dla ‘29’ i ‘30’ był taki sam i równy 0.325. Ponadto, jest to połowa więzów o mniejszej szerokości, i rozważając pole powierzchni krawędzi pionowej to nie jest to połowa, lecz 1/3. Jak już wspomniano, z punktu widzenia wyidealizowanych modeli teoretycznych, efekt zespolenia jest niewielki: $0.325/0.306 \cdot 100\% = 106.2\%$, a po przekształceniu równania [4-41] otrzymuje się zastępczą grubość muru równą 20.8mm. W wyniku pełnego zespolenia pionowej krawędzi udało się więc uzyskać doświadczalnie wynik zbliżony do idealnej próbki jednowarstwowej. Lepiej natomiast wypada efekt zespolenia w odniesieniu do jego zupełnego braku, to jest, kiedy wyniki doświadczalne porównane zostaną z wynikami dla modelu 11 (zerowe zespolenie). Wówczas otrzymuje się poprawę na poziomie $0.325/0.271 \cdot 100\% = 119.9\%$. Nadal jednak jest to ledwo dwudziestoprocentowy zysk. Należy przy tym mieć na uwadze, że jednocześnie ten sam zysk dają zaledwie cztery wąskie więzy.

Dla modeli 31 i 32 schemat zniszczenia był zgodny z przewidzianym, a obalenie obu warstw nastąpiło równocześnie – rys. 4.72 i rys. 4.73. Tym razem widoczna jest minimalna różnica w funkcji liczby więzów, stosunek tangensów kąta zniszczenia dla ‘31’ i ‘32’ wynosi $0.288/0.278 = 1.04$, przy stosunku liczby więzów $5/3 = 1.67$. Zysk więc jest o wiele mniejszy niż procentowe zwiększenie liczby/pola powierzchni więzów. Stosując ponownie jako miarę efektywności więzów, zastępczą grubość muru, otrzymuje się dla ‘31’ i ‘32’ odpowiednio 21.1mm oraz 20.4mm. Ponownie, bardziej korzystne jest porównanie z wynikami doświadczalnymi dla modeli bez więzów. Wówczas stosunek tangensów kątów zniszczenia względem modelu 11, wynosi dla ‘31’ i ‘32’ odpowiednio: 1.52 i 1.46, jest to więc wzrost o połowę. Jest to również 2.5-krotnie więcej, pomimo mniejszej liczby więzów, niż osiągnięto dla ‘29’ i ‘30’. W praktyce, oznacza to, że stosowanie więzów na krawędzi końcowej (przy utwierdzeniu drugiej z nich) jest zdecydowanie bardziej efektywne dla schematów zniszczenia typu *trójkąt*, niż dla schematów typu *trapez*. Taka sytuacja może być efektem dwóch czynników. Po pierwsze, więzy mogą mieć inny wpływ na schemat zniszczenia typu *trójkąt*, a inny na schemat typu *trapez* – chociażby ze względu na zróżnicowanie w źródłach pracy wewnętrznej. Bardziej miarodajna wydaje się jednak przypuszczenie, że im mniejsza rozpiętość ściany *L* tym mniejsza odległość pomiędzy podporami – zewnętrznymi (elementy

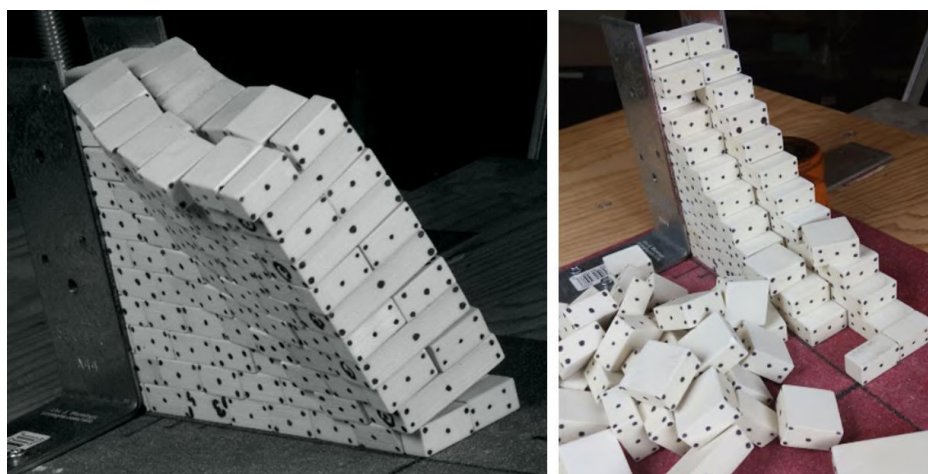
metalowe) i wewnętrznymi (wieży), dzięki czemu mogą one efektywniej wchodzić w interakcje (strefy ich oddziaływań się zbliżają lub nachodzą na siebie).



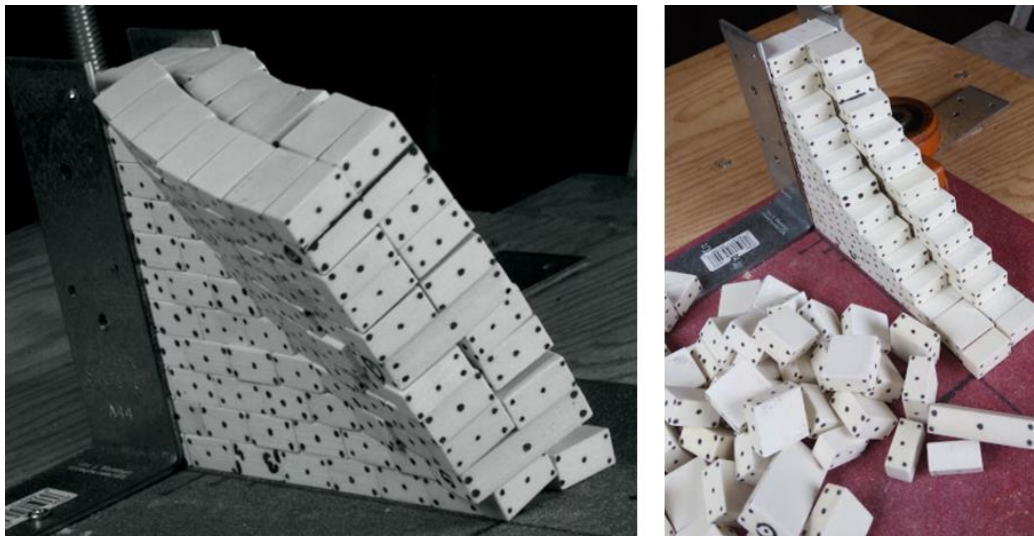
Rys. 4.70 Model 29 – mechanizm zniszczenia oraz stan końcowy



Rys. 4.71 Model 30 – mechanizm zniszczenia oraz stan końcowy

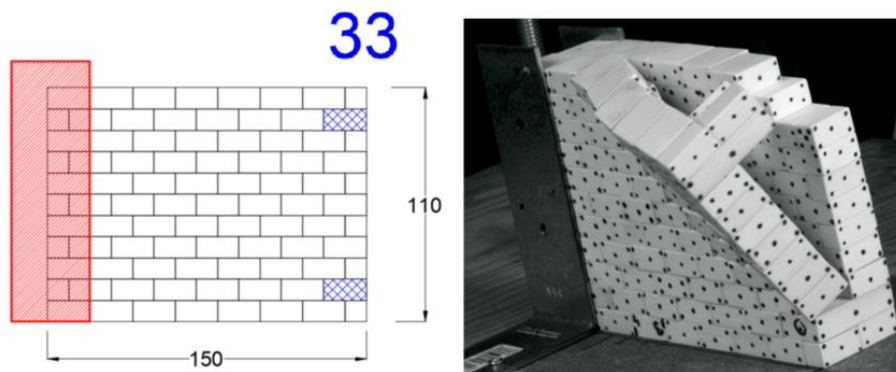


Rys. 4.72 Model 31 – mechanizm zniszczenia oraz stan końcowy



Rys. 4.73 Model 32 – mechanizm zniszczenia oraz stan końcowy

Analizując modele o charakterystyce jak powyżej, należy mieć na uwadze, iż stały rozstaw bloczków nie jest gwarantem zachowania się próbek w taki sposób jak miało to miejsce. Jeśli odległość między więzami jest zbyt duża, mogą pojawiać się schematy, które mobilizują tylko niewielkie fragment warstwy tylnej. Tego typu sytuacja nastąpiła dla modelu 33 – rys. 4.74, gdzie w wyniku rozsunęcia więzów nie ma sprzężenia warstw muru, a także następuje przesunięcie osi obrotu dla warstwy zmobilizowanej.



Rys. 4.74 Model 33 – układ więzów oraz mechanizm zniszczenia

Biorąc pod uwagę powyższe spostrzeżenia, po raz kolejny można wskazać jedną ze ścieżek dalszego badania tego typu modeli: 1) przyjąć stałą wysokość H ; 2) przyjąć stały rozkład więzów q/n (zacząć od najmniejszej gęstości, ale takiej, która nie wywoła schematów pośrednich – rys. 4.74); 3) przyjąć długość początkową L i stopniowo zwiększać. Podczas zwiększania L obserwować, jak zwiększa się grubość zastępcza muru oraz wyniki w stosunku

do próbek bez zespolenia. Obserwować również jak zmieniają się wyniki ilościowe w zależności od schematu zniszczenia (*trójkąt, trapez, E*, itd.). Następnie można zwiększać zagęszczenie więzów i powtórzyć całą procedurę. Analogicznie dla zmiennego H . Wyniki analizować nie tylko pod kątem samego L i H , ale również L/H .

4.3. PODSUMOWANIE

MUR NIEOBCIĄŻONY WOLNOSTOJĄCY – PROBLEMY DWUWYMIAROWE (podpunkt 4.1)

- Małoskalowy test równi pochyłej w połączeniu z drukowanymi bloczkami gipsowymi okazał się użytecznym narzędziem doświadczalnym. Otrzymane rezultaty były zgodne z podobnymi testami wykonywanymi w skali rzeczywistej [13], analizami numerycznymi oraz rozwiązaniami analitycznymi. Jest to ważna informacja ze względu na fakt, iż była to pierwsza próba testowania ścian murowanych opisaną metodologią. Dotychczas, jedyne rodzaje konstrukcji murowych badanych tą metodologią były kopuły [202] oraz iglice [131].

- Zastosowanie bloczków drukowanych może być tańszą, a także mniej pracochłonną alternatywą dla testów w skali wykonywanych za pomocą elementów z materiałów skalnych, które stosowano na przykład w pracach: [213], [189].

- Kamery wysokich prędkości oraz dedykowane oprogramowanie do analizy zapisu wideo są skutecznym i efektywnym zestawem służącym analizie jakościowej ścian murowanych, co w dalszej kolejności umożliwia wyjaśnienie i zrozumienie danych ilościowych. Wspomniane narzędzia badawcze umożliwiły obserwację mechanizmu zniszczenia klatka po klatce, a ponadto umożliwiły pomiar przemieszczeń i przyspieszeń. Pozwoliło to na weryfikację predykcji teoretycznych. W ogólności, narzędzia te, dają możliwość walidacji rozwiązań analitycznych oraz numerycznych ze szczególnym naciskiem na drugie z wymienionych – analizy numeryczne dają zdecydowanie szerszą paletę wyników, którą można odnosić do danych z testów.

- Wyniki doświadczalne (kąty zniszczenia) są zawsze poniżej wartości teoretycznej, w zależności od schematu zniszczenia mogą one być niższe w odniesieniu do teorii w przedziale od 12% do 35%.

- Należy zwrócić uwagę na fakt, że mechanizmy zniszczenia, które posiadają punkt obrotu na wysokości muru (obróć błąd: obrót błąd: błąd) wykazują dwukrotnie większą różnicę

w stosunku do rozwiązań analitycznych (20%-25%) w porównaniu z mechanizmami, które doznają obrotu względem podłoża (10%-13%). Tego typu informacje mogą być bardzo przyteczne w metodach opartych o szacowania obserwacyjne, np. w Masonry Quality Index (MQI) gdzie przy wyznaczaniu nośności muru brane są pod uwagę parametry dostępne bez przeprowadzania badań diagnostycznych [10].

- Schemat zniszczenia typu ‘rama asymetryczna’, który zaobserwowano w wynikach numerycznych przedstawionych przez [14], został potwierdzony doświadczalnie. Dodatkowo, określono parametry przekroju dla których ten mechanizm zachodzi oraz wyznaczono równanie opisujące nośność wraz z doświadczalnym współczynnikiem redukcyjnym.

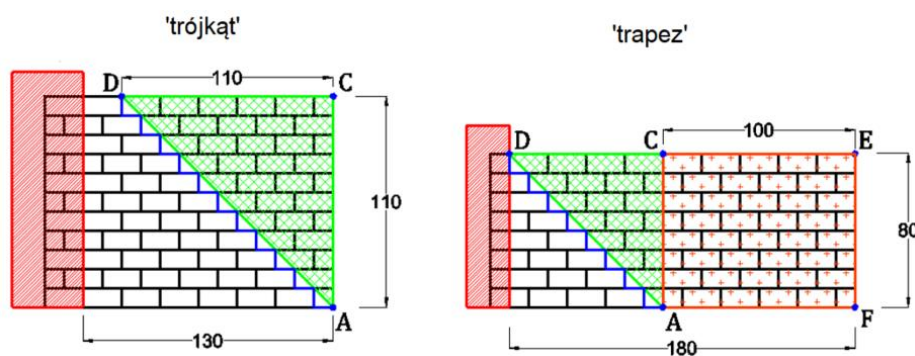
- Analizy zapisów z kamer wysokich prędkości wykazały, iż ruch mechanizm typu ‘rama asymetryczna’ może być częściowo przybliżony równaniami ruchu dla tzw. czworoboku przegubowego. W tym przypadku zgodność z eksperymentem zachodzi średnio na 30% zakresu ruchu – w jego początkowej lub końcowej fazie.

- Na granicach pomiędzy poszczególnymi schematami zniszczenia, mogą występować tzw. mechanizmy mieszane łączące co najmniej dwa mechanizmy.

MUR NIEOBCIĄŻONY – PROBLEMY TRÓJWYMIAROWE

Mur jednowarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem pionowym (podpunkt 4.2.1)

- Mur jednowarstwowy utwierdzony jednostronnie może teoretycznie wykształcić dwa schematy zniszczenia: zginanie diagonalne trójkąta prostokątnego lub trapez prostokątny, który jest układem złożonym ze zginanego diagonalnie trójkąta i zginanego pionowo prostokąta, połączonych ze sobą pionowym przegubem tarciovym – Rys. 4.75.



Rys. 4.75 Definicja schematów zniszczenia – trójkąt (po lewej), trapez (po prawej)

- Zginanie diagonalne trójkąta może zostać opisane dwoma różnymi równaniami w zależności od stosunku długości muru do jego wysokości L/H .

- Wpływ typu układu bloczków (dla schematu typu trójkąt) został wychwycony doświadczalnie, co świadczy o zadowalającej czułości badanych modeli doświadczalnych. Jako ‘typ układu bloczków’ rozumie się obecność w rzędach parzystych, bądź w nieparzystych, bloczków o długości skróconej o połowę.

- Spełnienie $L/H > 1$ (warunek geometryczny) nie jest automatycznym gwarantem zmiany schematu zniszczenia z ‘trójkąta’ na ‘trapez’. Warunkiem wystarczającym jest warunek energetyczny wynikający z minimalnego kąta zniszczenia i jest on zależny od stopnia przewiązania, współczynnika tarcia i proporcji bloczków.

- Praca wewnętrzna wykonywana przez przegub tarciowy w schemacie typu trapez, może teoretycznie sięgać do 17% całkowitej pracy wewnętrznej w mechanizmie, co świadczy o tym, że komponent ten nie powinien być pomijalny w analizie.

- Obecność schematu zniszczenia typu trapez została potwierdzona doświadczalnie.

- Wyniki doświadczalne dla trójkąta zginanego diagonalnie są od 25% do 40% niższe w stosunku do predykcji teoretycznych. Jak wykazano w punkcie poprzednim, dla zginania pionowego muru wolnostojącego, różnica ta wynosi 12%. Stąd wnioskuje się, że wzrost rozbieżności wynika z faktu, iż równanie teoretyczne jest wyprowadzone dla idealnego przegubu diagonalnego liniowego. Z kolei w doświadczeniu przegub jest utworzony z punktów, którymi są narożniki obracających się bloczków. Taka sytuacja daje większe prawdopodobieństwo zaburzeń oraz amplitudy tych zaburzeń w doświadczeniu (względem wyidealizowanego schematu).

- W przypadku zniszczenia typu trapez różnica między przewidywaniami teoretycznymi, a doświadczeniem jest zmienna i maleje ona wraz z rosnącą długością podstawy trapezu. Prawdopodobnie wynika to z faktu, iż przy rosnącej długości trapezu wzrasta waga składowych od obrotu względem podłoża, dla którego przewidywania teoretyczne były mniej rozbieżne względem doświadczenia niż dla zginania ukośnego.

- Liczba modeli dla zniszczenia typu trapez nie jest wystarczająca, aby przedstawić jednoznaczną zależność pomiędzy proporcjami trapezu, a różnicą badań doświadczalnych i predykcji teoretycznych.

Mur dwuwarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem (podpunkt 4.2.2)

- Zbadane zostały modele praktycznie identyczne jak w podpunkcie 4.2.1, z tą różnicą, że w miejsce jednej warstwy wstawiono dwie warstwy, które nie są przewiązane względem siebie, a jedynie skrępowane elementami stalowymi na skrajnej krawędzi pionowej. Miało to na celu określenie wpływu obecności drugiej warstwy na wyniki jakościowe i ilościowe.
- Dla każdego z modeli, tylna warstwa (dalsza względem kierunku obrotu) mobilizowała mniejszy fragment – zazwyczaj o jeden rząd mniej bloczków względem warstwy przedniej. Jest to zgodne z zasadą zgodności kinematycznej mechanizmu.
- Dla schematów zniszczenia typu trójkąt obecność drugiej warstwy nie ma wpływu zarówno na odpowiedź jakościową, jak i ilościową.
- Dla modeli, które według predykcji teoretycznych powinny ulec zniszczeniu typu ‘trapez’ odpowiedź była zmienna w zależności od długości części prostokątnej trapezu.
- Obecność drugiej warstwy może w pewnych sytuacjach prowadzić do większej nieprzewidywalności w liczbie mobilizowanych bloczków. Prawdopodobnie wynika to z interakcji imperfekcji bloczków oraz techniki wznoszenia.

Mur dwuwarstwowy z jednostronnymi więzami (podpunkt 4.2.3)

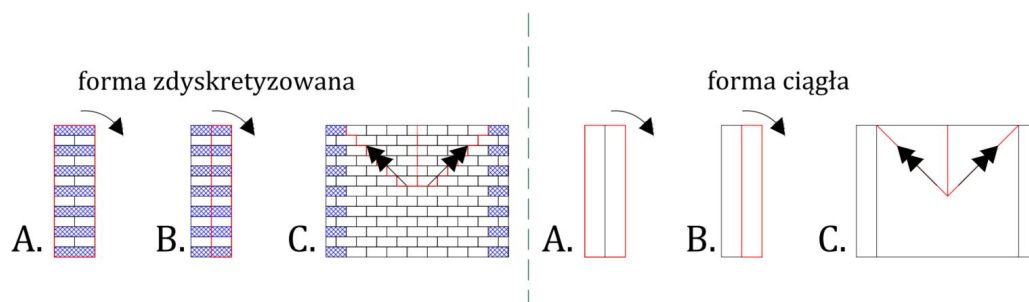
- W podpunkcie tym analizowano modele, w których metalowa podpora zewnętrzna została zastąpiona więzami wewnętrznymi o zmiennym zagęszczeniu i rozkładzie.
- Dla schematów zniszczenia typu ‘trójkąt’ oraz ‘trapez’ zaobserwowano co następuję:
 - Zagęszczenie więzów wewnętrznych wpływa na nośność muru. Porównanie wyników ilościowych z modelami o podparciu zewnętrznym wskazuje, iż przy maksymalnym zagęszczeniu więzów (obecność w każdym rzędzie) możliwe jest uzyskanie tego samego kąta zniszczenia. Wraz z redukcją liczby więzów nośność całego muru maleje i dla najmniejszej gęstości (aczkolwiek podtrzymującej omawiane schematy zniszczenia), różnica średnich błędów względnych wynosi do 10-11%. Z racji, iż opisana tendencja ilościowa została zidentyfikowana dla trzech różnych prób (mury o różnej wysokości H , proporcji L/H oraz o różnych kształtach mechanizmu, tj. ‘trójkąt’, ‘trapez’), można przyjąć ją jako regułę.
 - Sztywności obrotowa przewiązanej krawędzi w warunkach idealnych powinna być nieskończona. Jako idealne warunki rozumie się mur ze spoinami suchymi, bloczki o nieskończonej sztywności i idealnej geometrii oraz proces wznoszenia muru niewprowadzający niedoskonałości. Dla takich założeń wyprowadzono wartości teoretyczne kąty zniszczenia i stąd też dodatkowa redukcja współczynnika

bezpieczeństwa wynikająca z testów. W realnych konstrukcjach i w teście powyższe wyidealizowane założenia nie zachodzą, przy czym najbliższy spełnienia jest warunek nieskończonej sztywności bloczka (ze względu na niewielkie obciążenia pionowe). Testy wykazały, iż sztywność krawędzi pionowej rośnie wraz z zagęszczeniem więzów – na zapisach wideo łatwo zidentyfikować to jakościowo obserwując przewiazaną krawędź i porównując jej zachowanie dla różnych zagęszczeń więzów. Ponadto, im jest ich więcej, tym mniejszy wkład pochodzący od błędu ludzkiego w czasie wznoszenia muru. Fakt, iż omawiana sztywność nie jest nieskończona jest istotny z punktu widzenia muru zarówno spękanego oraz niespękanego i powinien być uwzględniany w czasie wyznaczania nośności historycznego obiektu murowanego.

- Kształt zmobilizowanej części ściany, po zastąpieniu wiązania zewnętrznego więzami wewnętrznymi nie uległ zmianie. Jest to istotna uwaga z punktu widzenia analizy nośności muru.

Mur dwuwarstwowy z dwustronnymi więzami (podpunkt 4.2.4)

- Przyjmuje się równomierne rozłożenie więzów na obu krawędziach pionowych muru (rys. 4.76). W zależności od zagęszczenia więzów oraz długości i wysokości muru wyróżniono trzy możliwe schematy zniszczenia: A, B, C.



Rys. 4.76 Analizowane teoretyczne schematy zniszczenia – odpowiednio A, B, C

- Dla każdego schematu zniszczenia wyprowadzono odpowiednie równania teoretyczne oraz przeprowadzono analizę parametryczną w funkcji zagęszczenia więzów oraz rozmiarów muru. Przeanalizowano również relacje poszczególnych składników prac wewnętrznych mechanizmów.

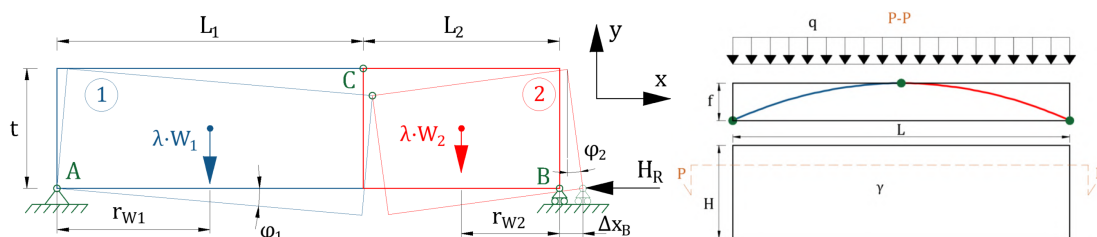
- Z racji, iż przeprowadzono badania doświadczalne jedynie dla dwóch modeli, nie było możliwe wyciągnięcie twardych wniosków czy też wprowadzenie doświadczalnych mnożników bezpieczeństwa do równań teoretycznych.

Mur jednowarstwowy dwustronnie utwierdzony (podpunkt 4.2.5)

- Utwierdzenie zewnętrzne, jak uprzednio, realizowane było z wykorzystaniem elementów stalowych – po dwa na stronę. Tym razem, nośność i sztywność utwierdzenia były zmienne. W przypadku trzech modeli, elementy stalowe były sztywno mocowane do podłoża, zapewniając większy docisk i tarcie na połączeniu bloczek-metal, a także niezmienną sztywność tego połączenia. Natomiast w przypadku jednego modelu, elementy stalowe były podpierane odważnikami, co automatycznie przełożyło się na nośność i sztywność połączenia oraz zmienność tych parametrów w czasie testu.

- W efekcie otrzymano doświadczalnie dwa schematy. *Schemat D* w postaci łuku trójprzegubowego, który wykorzystuje efekt przesklepienia wspieranego przez dobrej jakości podparcie – siła H_R na rys. 4.77 (dla trzech modeli ze sztywnym podparciem). Drugi schemat to znany już *schemat C* (rys. 4.76).

- Wartości doświadczalne dla *schematu C* wykazały średnio 85% wartości przewidywań teoretycznych. Dla *schematu D* wyznaczenie teoretycznego mnożnika zniszczenia nie było możliwe z racji nieznaney *a priori* wartości siły H_R na podporach.



Rys. 4.77 Plan sił i przemieszczeń mechanizmu (po lewej) oraz łuk trójprzegubowy jako efekt przesklepienia (po prawej)

- Ponieważ nie było możliwe wyznaczenie mnożnika zniszczenia dla trzech modeli o *schemacie D*, wyznaczono stosunki tych mnożników, które po normalizacji wyniosły: 0.67/0.81/1, z kolei normalizacja współczynników doświadczalnych pokazała: 0.76/0.81/1. Wyniki charakteryzowały się zatem wysoką zbieżnością. Należy mieć jednak na uwadze dosyć istotne rozbieżności wewnątrz poszczególnych modeli.

- W oparciu o mnożniki doświadczalne dla każdego z trzech modeli, wyznaczono wartość reakcji podpory na metr bieżący, a następnie wyznaczono grubość muru ortogonalnego pełniącego rolę podpory. Grubość ta wyniosła czterokrotność grubości muru obalanego. Oznacza to, iż aby zapewnić takie skrępowanie murowi o grubości 30cm, konieczne są ściany ortogonalne o grubości około 1.20m. Wyniki te tłumaczą wysoką wrażliwość na

obciążenia z płaszczyzny, w przypadku murów historycznych niewzmocnionych. Jednocześnie, wskazuje na istotną rolę sił krępujących i kierunek doboru wzmocnień, w szczególności stosowanie prętów kotwiących, czy też obejm z materiałów kompozytowych.

- Na zasadzie podobieństwa, wyznaczono, w oparciu o zalecenia w [157], wartość maksymalnych naprężeń ściskających w skrajnych włóknach muru traktowanego jako łuk i przyrównano do wytrzymałości muru historycznego – naprężenia były mniejsze niż wytrzymałość. Potwierdzono w ten sposób, iż w murach historycznych obciążonych z płaszczyzny, głównym problemem nie są parametry wytrzymałościowe, lecz nieadekwatna geometria i rozwiązania konstrukcyjne.

Mur dwuwarstwowy z jednostronnym utwierdzeniem oraz więzami (podpunkt 4.2.6)

- Analizowano mury, których jedna krawędź pionowa była utwierdzona w zewnętrznych elementach stalowych, natomiast druga z nich zawierała więzy (różne zagęszczenie), celem było doświadczalne określenie schematów zniszczenia oraz efektywności więzów. Przebadano cztery modele, dwa z teoretycznym schematem typu ‘trapez’ oraz dwa z teoretycznym schematem typu ‘trójkąt’ – rys. 4.78

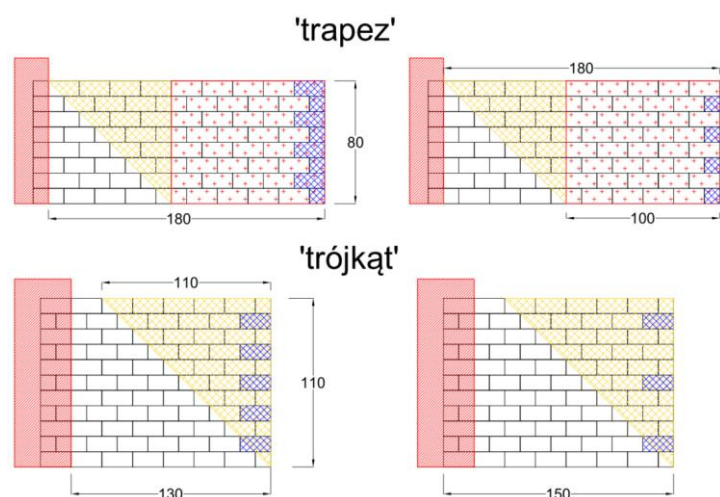
- Zgodnie z rys. 4.79 oraz rys. 4.80 – obrazującymi moment zniszczenia oraz stan końcowy, można uznać, iż odpowiednio schemat typu ‘trapez’ oraz ‘trójkąt’ zostały wykształcone. Przy czym, ponownie, w schemacie typu ‘trapez’ pionowy przegub nie jest widoczny. Ponadto, dla wszystkich prób, pomimo wspólnej aktywacji obu warstw, ewidentnie widoczne jest rozwarstwienie pomiędzy warstwami, które jakościowo obrazuje ich słabe zespolenie.

- Ilościowo, słabe zespolenie bardzo dobrze obrazowane jest zastępczą grubością próbek, przy założeniu, że mur jest jednowarstwowy. Obliczając wtórnie, na podstawie kąta zniszczenia, grubość zastępczą dla obu modeli typu ‘trapez’ otrzymano 20.8mm. Dla przypomnienia, grubość jednej warstwy, to 20mm. Dokonując analogicznych obliczeń dla modeli typu ‘trójkąt’ otrzymano odpowiednio 21.1mm oraz 20.4mm.

- Należy zauważyć, iż dla schematu typu trapez, w rezultatach ilościowych nie było różnicy pomiędzy krawędzią pionową składającą się wyłącznie z więzów, a krawędzią pionową zawierającą jedynie wąskie więzy. Stąd wniosek, iż dla większych rozpiętości zespolenie drugiej krawędzi traci swoje znaczenie.

- Z kolei dla mechanizmu typu ‘trójkąt’, zwiększenie liczby więzów z trzech do pięciu, miało wpływ na zmierzony kąt zniszczenia. Aczkolwiek zysk z większej liczby więzów jest niewielki – wzrost powierzchni więzów o 67% daje przyrost kąta zniszczenia o 4%.

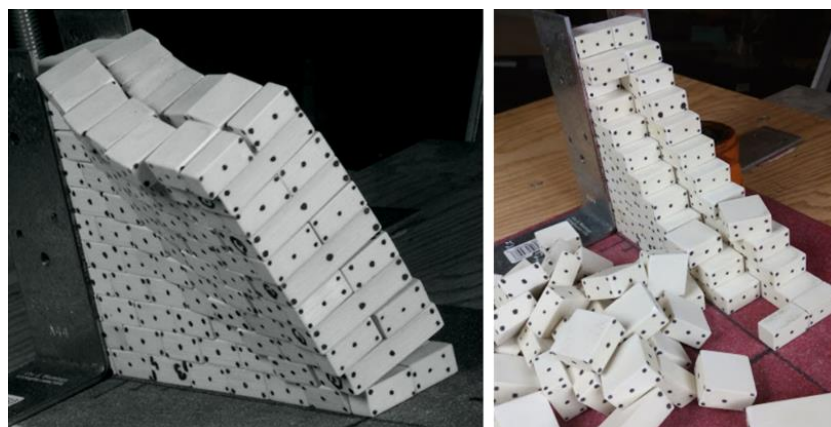
• Jeśli porówna się rezultaty ilościowe otrzymane w tym podpunkcie, z rezultatami dla analogicznych murów bez więzów, wówczas zysk jest większy. Dla schematów typu trapez wynosi 20%, a dla ‘trójkątów’ 52% i 46%.



Rys. 4.78 Badane próbki – geometria i więzy, oraz teoretyczne schematy zniszczenia



Rys. 4.79 Mechanizm zniszczenia typu 'trapez' oraz stan końcowy



Rys. 4.80 Mechanizm zniszczenia typu 'trójkąt' oraz stan końcowy

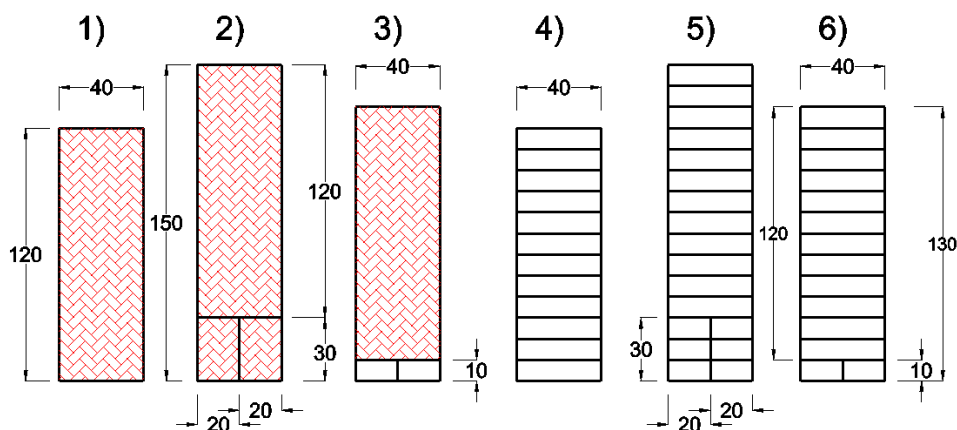
5. MUR NA STOLE WSTRZĄSOWYM – OBCIĄŻENIA DYNAMICZNE

W tym rozdziale, pod wpływem obciążeń dynamicznych, analizowane są ciała oraz układy o charakterze muru historycznego. Jako obciążenie rozpatrywane są impulsy obciążeniowe o charakterze funkcji sinus. Mowa tu o charakterze, a nie funkcji stricte, gdyż generowane impulsy mają tylko pewne cechy wspólne z funkcją sinus (np. mają zbliżony kształt do pojedynczego okresu, ale nie są symetryczne).

5.1. MUR NIEOBCIĄŻONY – PROBLEMY ‘DWUWYMIAROWE’

‘Problemy dwuwymiarowe’, tak jak w poprzednich rozdziałach są to struktury dla których zakłada się, iż przekrój w kierunku prostopadłym do płaszczyzny przekroju poprzecznego jest stały i nie powinien (przynajmniej w wyidealizowanym ujęciu teoretycznym) mieć wpływu na odpowiedź mechaniczną konstrukcji. Stąd też, testowane próbki składały się jedynie z jednej warstwy bloczków w przytoczonym powyżej kierunku. Taka postać próbek miała jednak istotne znaczenie dla przedstawionych obciążeń dynamicznych. W przeciwieństwie do prób quasi-statycznych (co pokazano w rozdziale 4.1), obciążenie dynamiczne i układ sił jaki ono wywoływało w poszczególnych (niedoskonałych próbkach), sprawiały, iż odpowiedź nie zawsze miała charakter dwumiarowy. Oznacza to, iż przyjęte założenia nie były zawsze spełnione. Dlatego też w tytule tego rozdziału (5.1) słowo dwuwymiarowe zostało ujęte w cudzysłów. Można stwierdzić, iż analizowane próbki są bardziej reprezentatywne dla murowanych kolumn i filarów niż ściany murowanej.

Eksperymentalnie zbadano modele bloczków przedstawione na rys. 5.1. Jak widać rozważano wersję ‘monolityczną’ muru (modele 1-3), gdzie odpowiednie bloczki były ze sobą łączone taśmą klejącą oraz wersję rozczłonkowaną, czyli mur suchy (modele 4-6). Miało to na celu określenie wpływu jakości zaprawy na zachowanie muru – gdzie próbki sklejone można utożsamiać z murami współczesnymi w których stosowane są zaprawy cementowo-wapienne o znacznych wytrzymałościach, natomiast próbki rozczłonkowane jako mur historyczny suchy, lub z zaprawą wapienną, czy też zdegradowaną/zwietrzałą. Dodatkowo, w celu zbadania wpływu obecności warstw w murze wielowarstwowym, zastosowano bloczki o pełnej szerokości muru (brak podziału na warstwy) oraz o $\frac{1}{2}$ szerokości (dwie warstwy). Zgodnie z rys. 5.1, analizowano mur o jednolitym przekroju (modele 1 oraz 4), mur z dwoma warstwami o wysokości stanowiącej $\frac{1}{5}$ całej wysokości muru (modele 2 oraz 5), a także mur z dwoma warstwami o wysokości stanowiącej $\frac{1}{13}$ całej wysokości muru (modele 3 oraz 6).



Rys. 5.1 Problemy 'dwuwymiarowe' – badane modele (opis w tekście)

W tym rozdziale dokonano analizy ilościowej oraz jakościowej powyższych modeli, które zostały poddane obciążeniom dynamicznym na stole wstrząsowym. Wykonano również dla nich badania quasi-statyczne na równi pochyłej, których wyniki zestawiono w tab. 5.1; wartość teoretyczna odnosi się do funkcji tangens kąta dla której zachodzi obalenie, średni pomiar to średnia wartość funkcji tangens dla kąta zmierzonego. Każdorazowo wykonano 5 prób.

Tab. 5.1 Obalenie na równi pochyłej – modele 1-6

Model	Średni pomiar	SD	COV [%]	Min	Max	Wartość teoretyczna	λ
1	0.302	0.01	3.63	0.29	0.31	0.33(3)	0.906
2	0.210	0.01	3.37	0.20	0.22	0.23	0.913
3	0.270	0.01	3.70	0.26	0.28	0.29	0.931
4	0.286	0.01	3.99	0.27	0.30	0.33(3)	0.858
5	0.204	0.01	6.58	0.19	0.22	0.23	0.887
6	0.260	0.01	3.85	0.25	0.27	0.29	0.897

SD: odchylenie standardowe; *COV*: współczynnik zmienności; *Min* oraz *Max*: odpowiednio minimalna oraz maksymalna wartość zmierzona; $\lambda = (\text{Średni pomiar}) / (\text{Wartość teoretyczna})$

Tak jak w rozdziałach 3.4.2 oraz 4, powyższa tabela wskazuje, iż wartość doświadczalna kąta, dla którego następuje obalenie jest niższa od tej teoretycznej – współczynnik λ w ostatniej kolumnie. Przy czym modele bez zespolenia taśm dawały wartości nieco niższe w porównaniu z tymi zespolonymi. Porównując odpowiadające sobie modele otrzymuje się: $'4'/1' = 0.858/0.906 = 0.947$; $'5'/2' = 0.887/0.913 = 0.972$; $'6'/3' = 0.897/0.931 = 0.964$.

Takie wyniki można wytłumaczyć między innymi większą rolą imperfekcji w przypadku

bloczków odseparowanych oraz dokładnością ułożenia bloczków. Powyższe wyniki będą wykorzystane w analizie dynamicznej.

5.1.1. Kołysanie próbek – analiza parametrów w równaniach ruchu

Modele 1 oraz 4 zostały obciążone 6 różnymi impulsami. Znakowanie impulsów dla modelu 1 to A1 do F1, natomiast dla modelu 4 to A4 do F4. Obecność indeksu 1 lub 4 nie zmienia parametrów ustawień stołu wstrząsowego (te same ustawienia nie generują identycznych impulsów). To jest, impulsy A1 i A4 są sobie równoważne, a wprowadzenie indeksów ułatwia jedynie prowadzenie dyskusji. Modele 1 oraz 4 są rozpatrywane łącznie, gdyż różnią się jedynie obecnością zespalającej taśmy klejącej. Ponadto, z racji, iż model 1 można traktować jako klasyczny przypadek sztywnego bloczka podlegającego kołysaniu, analizowane są również kwestie charakterystyczne dla tego zagadnienia, takie jak współczynnik restytucji czy spektrum odpowiedzi na impuls typu sinus.

Tak jak opisano to w rozdziale 3.2, impuls typu sinus był realizowany poprzez ruch stołu zgodnie z krzywą sigmoidalną, a parametry ilościowe impulsu były zmieniane poprzez zmianę charakterystyki pracy silnika napędzającego stół wstrząsowy. Przetwarzając zapis wideo otrzymywano przyspieszenie stołu oraz ruch próbek. Na podstawie otrzymanych danych dokonano analizy ilościowej. Doświadczalny ruch bloczka konfrontowany jest z równaniami ruchu podanymi w rozdziale 2.1.3, które przywołane są ponownie poniżej (wraz z nową numeracją dla rozdziału 5):

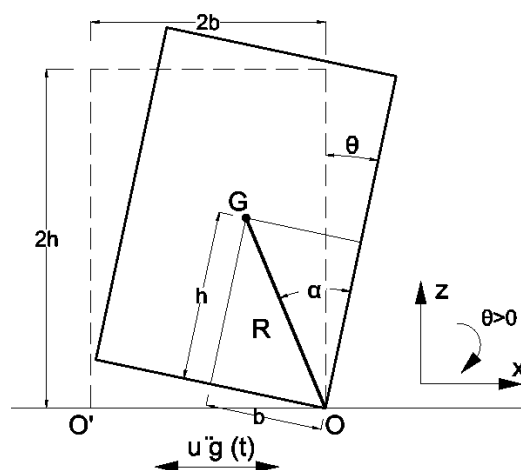
$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left(\sin[\alpha \cdot \text{sgn}\theta(t) - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g(t)}{g} \cos[\alpha \cdot \text{sgn}\theta(t) - \theta(t)] \right) \quad [5-1]$$

$$p = \sqrt{\frac{mgR}{I_0}} = \sqrt{\frac{3g}{4R}} \quad [5-2]$$

$$\eta = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = 1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \quad [5-3]$$

Gdzie postać parametru p w równaniu [5-2] otrzymuje się po podstawieniu odpowiednich wielkości dla bloczka o geometrii zadanej na rys. 5.2; równanie [5-3] ukazane jest w formie wyjściowej (klasyczne/pierwotnej zaproponowanej przez Housner'a w pracy [78]).

Z równania różniczkowego [5-1] widać, iż jest to równanie różniczkowe nieliniowe drugiego rzędu – obecność funkcji sinus oraz cosinus. Ponadto, przyspieszenie podłoża $\ddot{u}_g(t)$ jest to funkcja, której nie można opisać dokładnie równaniem analitycznym, gdyż jest to ruch stołu zarejestrowany kamerą wysokiej prędkości. Wymusza to poszukiwanie rozwiązania metodami numerycznymi. Ze względu na obecność nieciągłej funkcji $\text{sgn}\theta(t)$, analizowane równanie musi być rozwiązywane przedziałami – za każdym razem, kiedy niewiadoma θ zmienia znak, całkowanie w czasie jest zatrzymywane, zapisywana jest wartość prędkości kątowej $\dot{\theta}$ oraz czasu t i po nałożeniu współczynnika restytucji η następuje dalsze rozwiązywanie równania z nowymi warunkami początkowymi oraz ze zmianą znaku kąta α na przeciwny. Ponadto, na początku każdego rozwiązania kontrolowane jest czy przyspieszenie $\ddot{u}_g(t)$ osiągnęło już wartość minimalną konieczną do wywołania obrotu układu. Dopóki ta wartość nie jest osiągnięta, wartość kąta obrotu θ pozostaje zerowa. Wartość funkcji tangens z kąta α (oznaczonego na rys. 5.2) wyznaczono doświadczalnie i dla modelu 1 jest równa 0.302 (tab. 5.1). Wartość teoretyczna funkcji tangens tego kąta, otrzymywana jest wprost z wymiarów prostopadłościanu i przy założeniu idealnej geometrii oraz dostatecznego współczynnika tarcia powinna ona wynosić zgodnie z rys. 5.2 oraz tab. 5.1: $\text{tg}\alpha = 20\text{mm}/60\text{mm} = 0.33(3)$. Poprawny opis ruchu kołyszącego się ciała wymaga, aby do równania [5-1] wstawić kąt α otrzymany doświadczalnie, czyli uwzględniający rzeczywistą geometrię bloczka. Podobnie jest z parametrem częstości p ([5-2]), który jest funkcją ramienia R . Wyznaczając ramię, ważne jest, aby uwzględnić redukcję szerokości podstawy $2b$, która jest równoważna z redukcją kąta α . Stąd należy przyjąć: $b_{red} = h \cdot \text{tg}\alpha$, gdzie α wyznaczone doświadczalnie i następnie wyznaczyć: $R = \sqrt{b_{red}^2 + h^2}$. Również współczynnik restytucji jest funkcją kąta α . Efekty stosowania wartości teoretycznych oraz doświadczalnych będą ukazywane na konkretnych przykładach.



Rys. 5.2 Oznaczenie wielkości charakterystycznych dla analizowanych modeli;
G – teoretyczny środek ciężkości

Na wstępie zostanie przeanalizowana różnica w stosowaniu wartości kąta α – teoretycznej (α_{teo}) oraz doświadczalnej (α_{exp}). Obserwując układ równań widać, iż ma ona wpływ na szereg kluczowych wielkości: moment, w którym osiągnęte jest minimalne przyspieszenie zdolne do obrotu układu $t(a_\alpha)$, wartość minimalnego przyspieszenia koniecznego do wzbudzenia obrotu a_α , parametr częstości p (równanie [5-2]), współczynnik restytucji η (równanie [5-3]). Ponadto, sam kąt jest obecny jawnie w równaniu ruchu [5-1]. Rozważony został model 1 dla impulsów A1(1) oraz B1(1), czyli po jednym przykładzie dla każdego z dwóch impulsów, dla których bloczek nie zostanie obalony. Kształt tych dwóch historii obciążeń przedstawia rys. 5.3. W tab. 5.2 przedstawiono wartości omówionych powyżej wielkości w funkcji kąta α , dla jego wartości teoretycznej oraz doświadczalnej. Można z niej odczytać, iż stosowanie kąta doświadczalnego zwiększa wartość parametru częstości p , co generalnie zwiększa podatność boczka na kołysanie – zgodnie z rozdziałem 2.1.3. Współczynnik restytucji η także wzrasta, co również zmniejsza stabilność boczka. Ponadto, wartość doświadczalna kąta α redukuje próg przyspieszenia aktywującego a_α oraz przyspiesza jego aktywację (mniejszy czas $t(a_\alpha)$). Patrząc na stosunek wartości poszczególnych parametrów wydaje się, że to właśnie wartość przyspieszenia i czas aktywacji będą miały największy wpływ na otrzymane rezultaty i dodatkowo będą miały one destabilizujący wpływ na zachowanie próbki. Znajduje to potwierdzenie w przypadku impulsów o małej amplitudzie, gdzie przyspieszenie maksymalne jest niewiele większe od aktywującego (impuls A1(1) - rys. 5.3a). Dla tego przypadku, maksymalne wychylenie przy opcji doświadczalnej jest zdecydowanie większe: 6 stopni, podczas gdy przy opcji teoretycznej zaledwie 0.5 stopnia - rys. 5.4a. Analizując jednak rezultaty uzyskane dla impulsu B1(1), który posiada amplitudę

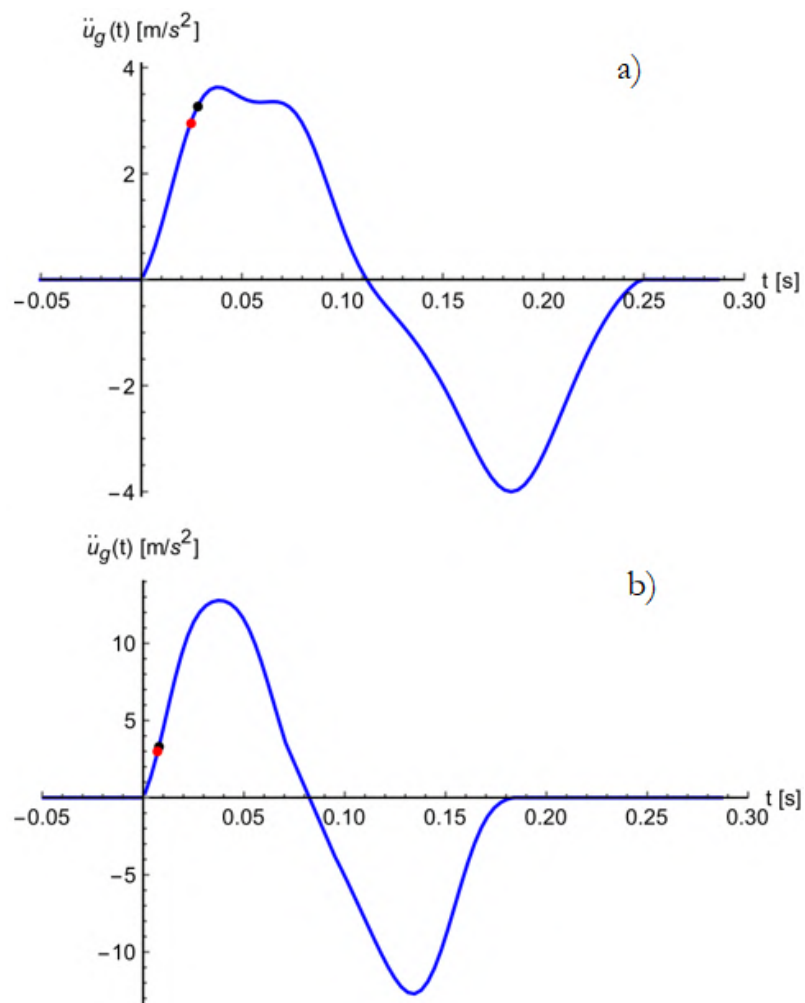
ponad trzykrotnie większą w porównaniu z poprzednim (rys. 5.3b), rezultaty są zgoła odmienne. Otóż rozwiązanie z kątem doświadczalnym pokazuje, iż bloczek przetrwa obciążenie, z kolei dla rozwiązania z kątem teoretycznym bloczek przewraca się po pierwszym zderzeniu (rys. 5.4b). Należy tutaj zaznaczyć, iż w obu przypadkach to rozwiązanie z kątem wyznaczonym doświadczalnie jest bardzo bliskie rzeczywistemu pomiarowi – niebieskie kropki na rys. 5.4.

Otrzymane rezultaty są istotne w kontekście analizy istniejących konstrukcji murowych, gdyż ukazują ważkość określenia geometrii badanej konstrukcji, a także jej jakości. Przykładowo: czy rzeczywiście cała szerokość muru jest wykorzystywana podczas obrotu? Kładzie to z kolei nacisk na rzetelną i wprawną inspekcję danego obiektu – określenie stopnia jego integracji, ubytków, uszkodzeń, etc. Ponownie zostaje potwierdzona kompleksowość i wielopłaszczyznowość zagadnienia stabilności i nośności historycznych konstrukcji murowych, które wymagają nie tylko wiedzy, ale także doświadczenia i inżynierskiego wyczucia poczynając od procesu diagnostyki, a na obliczeniach kończąc.

Natomiast w kontekście badań eksperymentalnych dotyczących kołysania ciał, powyższe wyniki mocno podkreślają zasadność stosowania wstępnych prób na równi pochyłej w celu określenia rzeczywistego przyspieszenia mobilizującego (wynikającego bezpośrednio z kąta α). Dotyczy to w szczególności przypadków takich jak w tej pracy – gdzie obiekty nie są doskonałe (w szczególności porównując je do niemal idealnych próbek stosowanych zazwyczaj w klasycznych badaniach kołysania) i ciężko jest określić wpływ owych niedoskonałości *a priori*.

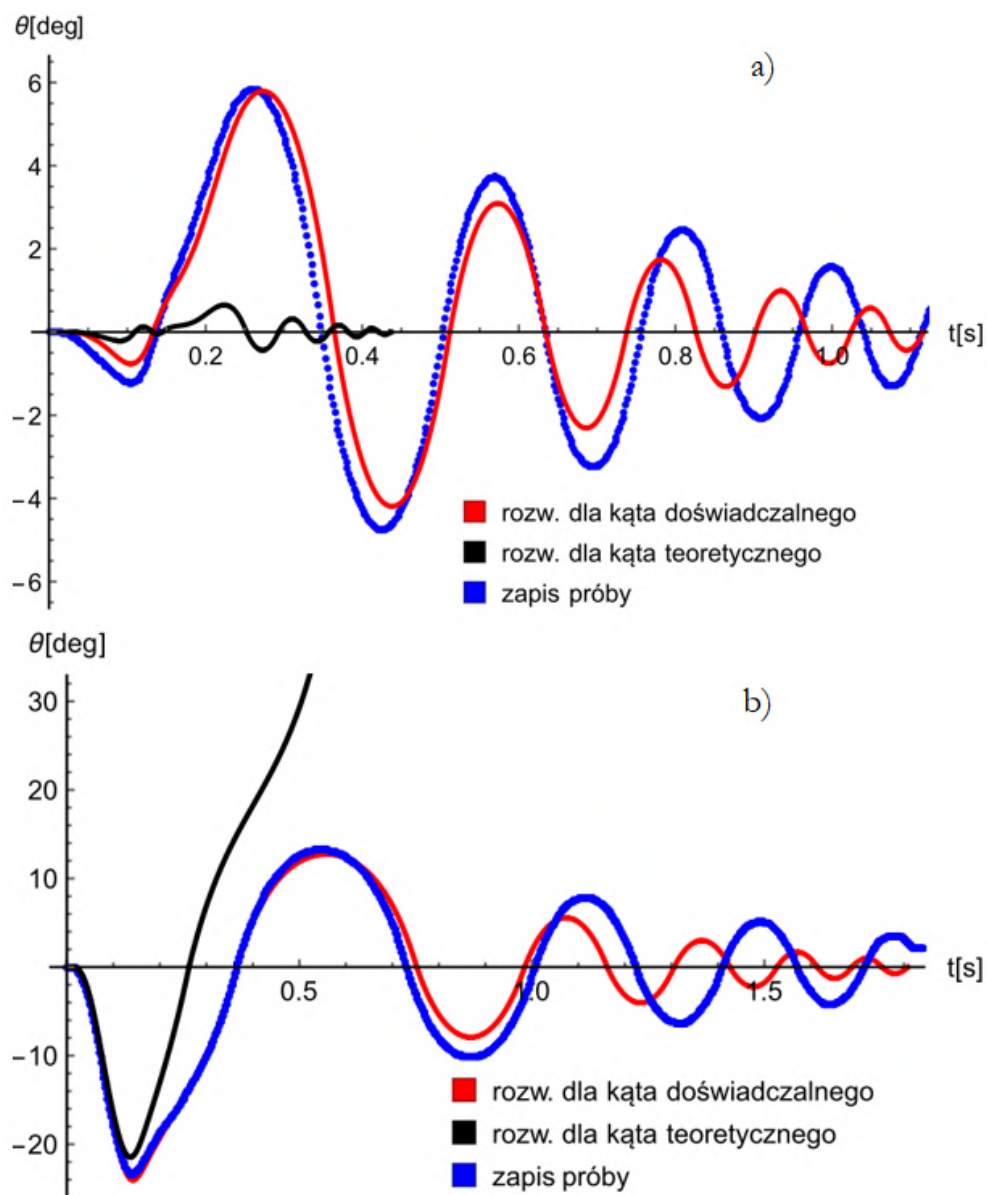
Tab. 5.2 Parametry ruchu w funkcji kąta α

	$tg\alpha$	$p \left[\frac{rad}{s} \right]$	$a_\alpha \left[\frac{m}{s^2} \right]$	η	$t(a_\alpha) [s]$ A1(1)	$t(a_\alpha) [s]$ B1(1)
α_{teo}	0.33(3)	10.7857	3.27	0.85	0.0280	0.00780
α_{exp}	0.302	10.8346	2.96	0.8746	0.0246	0.00721



Rys. 5.3 Impuls obciążeniowy (niebieska linia), aktywacja obrotu na podstawie wartości doświadczalnej α – czerwony punkt oraz wartości teoretycznej – czarny punkt.

Góra: impuls A1(1), dół: impuls B1(1)



Rys. 5.4 Zachowanie modelu 1 pod wpływem impulsu A1(1) – a) oraz impulsu B1(1) – b).
Porównanie z rozwiązaniami numerycznymi osiągniętymi dla kąta teoretycznego
oraz doświadczalnego

W oparciu o rys. 5.4 można się również odnieść do kolejnego aspektu związanego z kołysaniem ciał sztywnych, a mianowicie do współczynnika restytucji. Rozwiązania numeryczne na rzeczonym rysunku otrzymano wykorzystując współczynnik restytucji zaproponowany przez Housner'a – równanie [5-3]. Z postaci tego równania widać, iż nie bierze ono pod uwagę żadnej dyssypacji materiałowej. Oczywiście przyjęto założenie, że analizowane są ciała sztywne, aczkolwiek jest to idealizacja i pewna dyssypacja materiałowa występuje. W związku z czym, intuicja podpowiadałaby, iż amplitudy otrzymane numerycznie będą większe od tych obserwowanych doświadczalnie. Podobnie sytuacja powinna wyglądać

z okresami pomiędzy poszczególnymi zderzeniami – te obliczeniowe winne być dłuższe. Jednak analizując wykresy na rys. 5.4 widać, iż sytuacja jest odwrotna. Przeprowadzone próby potwierdziły zatem, iż współczynnik wg Housner’a, dla ciał krępych ($h/b \leq 4$), zaniża rozpraszanie energii w czasie zderzeń, a zatem nie jest konserwatywny i jego stosowanie w analizach inżynierskich jest niezgodne ze sztuką. Podobne spostrzeżenia poczyniono między innymi w pracach: [221], [82], [222].

Z relacji pomiędzy energią potencjalną, a kinetyczną, można zapisać (zakładając pomijalnie małe straty związane z oporem powietrza):

$$\frac{\sqrt{\theta_{max,i+1}}}{\sqrt{\theta_{max,i}}} = \frac{\dot{\theta}_{max,i+1}}{\dot{\theta}_{max,i}} = \eta_{exp,i} \quad [5-4]$$

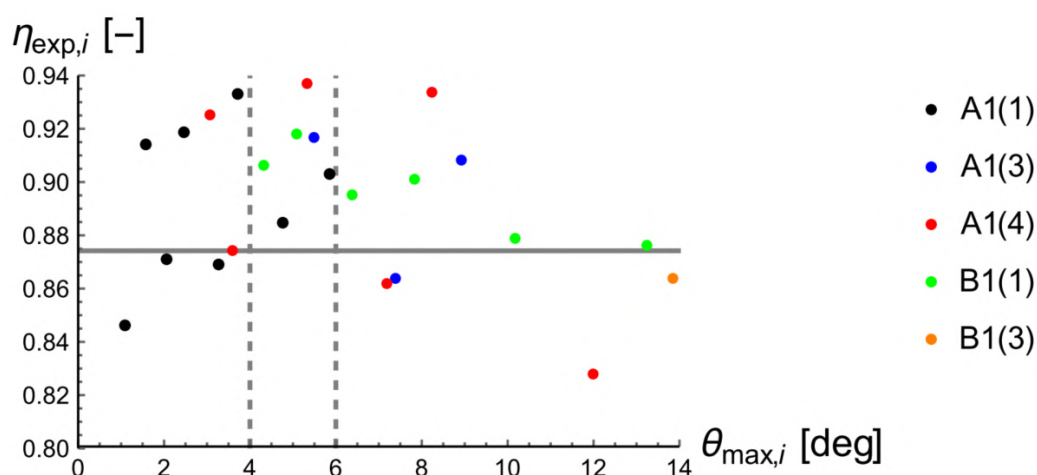
Gdzie: $\theta_{max,i+1}$, $\dot{\theta}_{max,i+1}$ – odpowiednio maksymalny obrót i prędkość po danym zderzeniu, $\theta_{max,i}$, $\dot{\theta}_{max,i}$ – odpowiednio maksymalny obrót i prędkość przed zderzeniem, $\eta_{exp,i}$ – doświadczalny współczynnik restytucji. W tab. 5.3 przedstawiono wyniki pomiarowe oraz wielkości otrzymane na ich podstawie. Tabela zawiera wielkości otrzymane dla przytaczanych uprzednio impulsów typu A oraz B, czyli tych impulsów, dla których bloczek zanotował najwięcej zderzeń z podłożem. Pierwsza z trzech wartości w danym wierszu to doświadczalny współczynnik restytucji, opisany równaniem [5-4]. Jest on pierwiastkiem ze stosunku maksymalnych wychyleń po i przed danym zderzeniem. Z kolei owe maksymalne wychylenia znajdują się na trzeciej pozycji w każdym z wierszy. Przykładowo: $\eta_{exp,2} = \sqrt{\theta_{max,3}/\theta_{max,2}} = \sqrt{4.76/5.84} = 0.903$. Druga pozycja w każdym wierszu jest po prostu stosunkiem maksymalnych wychyleń po i przed zderzeniem, czyli innymi słowy, jest to stosunek energii całkowitych jakie ciało posiada w tychże chwilach. Indeksowanie współczynnika restytucji oraz maksymalnych kątów rozpoczęto od cyfry 2, gdyż pierwszy maksymalny kąt (który miałby indeks 1), każdorazowo był osiąganym przez bloczek jeszcze w trakcie trwania impulsu i jego wartość nie jest miarodajną ze względu na dostarczanie do układu energii związanej z ruchem stołu. Jak widać poniżej, część impulsów nie posiada przypisanych wyników – dotyczy to przypadków, kiedy zostały zarejestrowane tylko dwa pierwsze maksymalne wychylenia i w bieżącym kontekście są one bezużyteczne; ponadto dla impulsu B1(2) odnotowano obalenie ciała po pierwszym zderzeniu.

Tab. 5.3 Zestawienie współczynników restytucji, stosunków energii oraz maksymalnych kątów uzyskanych dla poszczególnych impulsów

Impuls	$\eta_{exp,2}$ ($\eta_{exp,2}^2$) $\theta_{max,2}$	$\eta_{exp,3}$ ($\eta_{exp,3}^2$) $\theta_{max,3}$	$\eta_{exp,4}$ ($\eta_{exp,4}^2$) $\theta_{max,4}$	$\eta_{exp,5}$ ($\eta_{exp,5}^2$) $\theta_{max,5}$	$\eta_{exp,6}$ ($\eta_{exp,6}^2$) $\theta_{max,6}$	$\eta_{exp,7}$ ($\eta_{exp,7}^2$) $\theta_{max,7}$	$\eta_{exp,8}$ ($\eta_{exp,8}^2$) $\theta_{max,8}$	$\eta_{exp,9}$ ($\eta_{exp,9}^2$) $\theta_{max,9}$
A1(1)	0.903 (0.815) 5.84	0.885 (0.783) 4.76	0.933 (0.870) 3.73	0.869 (0.755) 3.25	0.919 (0.844) 2.45	0.871 (0.758) 2.07	0.914 (0.835) 1.57	0.846 (0.715) 1.08
A1(2)	-	-	-	-	-	-	-	-
A1(3)	0.908 (0.824) 8.94	0.864 (0.746) 7.37	0.917 (0.840) 5.50	-	-	-	-	-
A1(4)	0.828 (0.685) 12.00	0.934 (0.873) 8.22	0.862 (0.743) 7.18	0.937 (0.879) 5.33	0.874 (0.764) 3.58	0.925 (0.856) 3.07	-	-
B1(1)	0.876 (0.767) 13.25	0.879 (0.772) 10.16	0.901 (0.812) 7.84	0.895 (0.800) 6.37	0.918 (0.842) 5.10	0.906 (0.821) 4.30	-	-
B1(2)	-	-	-	-	-	-	-	-
B1(3)	0.864 (0.747) 13.86	-	-	-	-	-	-	-
B1(4)	-	-	-	-	-	-	-	-

Dane z powyższej tabeli można zinterpretować pod kątem stałości współczynnika restytucji, to jest czy jego wartość ulega zmianie wraz ze spadkiem amplitudy wychylenia czy też nie. W tym celu na rys. 5.5 przedstawiono zbiorczo powyższe wyniki – każdy impuls innym kolorem (wartość współczynnika restytucji 0.8746, otrzymanego z klasycznego równania [5-3] zaznaczono grubą, szarą, poziomą linią). Analizując przedstawione w ten sposób dane ciężko doszukać się jednoznacznej tendencji. Pewien trend można zauważyć dla kątów powyżej 10 stopni, gdzie współczynnik restytucji spada poniżej poziomu 0.88, ale z drugiej strony wartości poniżej 0.88 występuje praktycznie w całym zakresie pomierzonych kątów. Niemniej jednak fakt, iż dzieje się to dla wszystkich pomiarów powyżej 10 stopni będzie w dalszej części

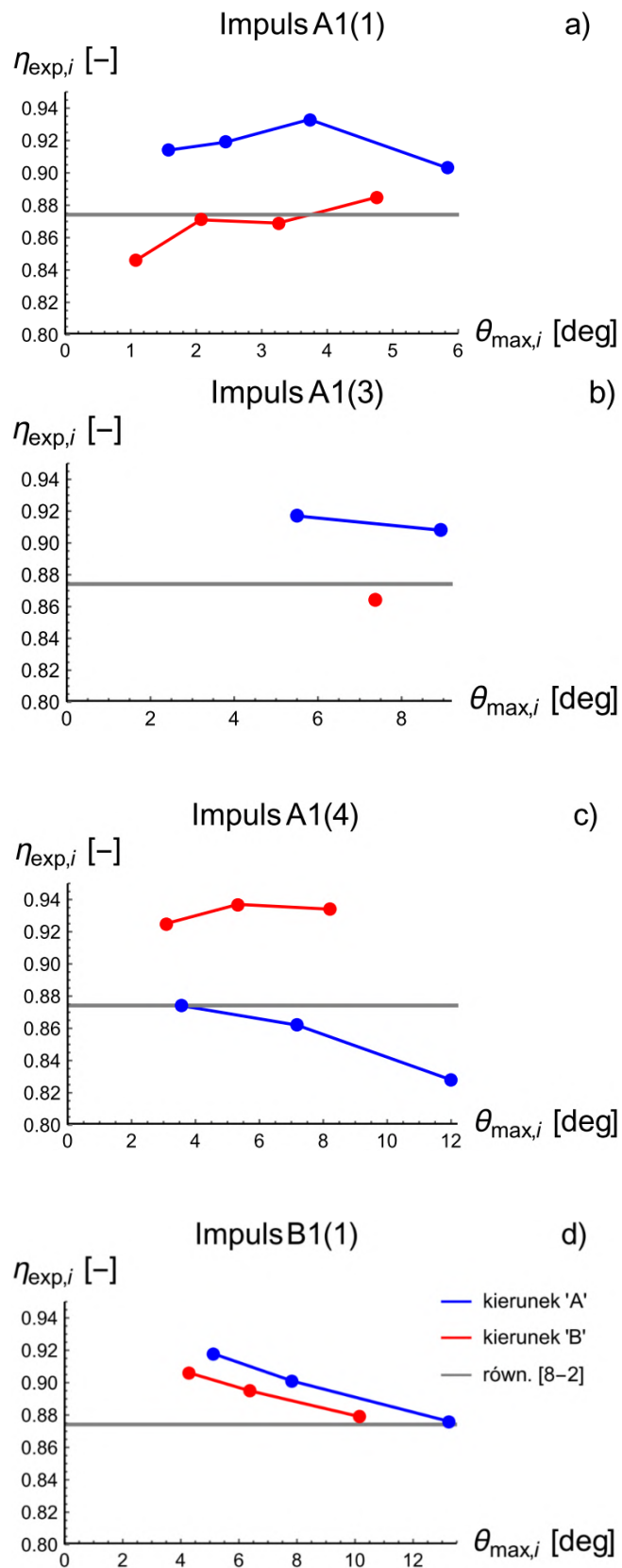
analizowany. Najbardziej reprezentatywnym zakresem kątów wydaje się $4^\circ - 6^\circ$ (oznaczony na rys. 5.5 pionową, szarą, przerywaną linią), gdzie znajdują się punkty pomiarowe dla czterech z pięciu rozważanych prób. Współczynnik restytucji na tym przedziale przyjmuje wartości od 0.885 do 0.937, co stanowi 48% całkowitego spektrum pomierzonych współczynników – minimum: 0.828, maksimum: 0.937. Stąd, rozpatrując wartości współczynnika restytucji całościowo można stwierdzić, iż nie zależą one od chwilowej amplitudy, a także ich rozrzut jest dosyć znaczny od 0.828 do 0.937 – w szczególności, biorąc pod uwagę fakt, że kołysanie ciała sztywnego jest dosyć wrażliwe na ten parametr. Fakt, iż otrzymane wartości dosyć znacznie różnią się względem siebie jest ważny w kontekście analizowania pełnowymiarowych historycznych konstrukcji murowych. Tworzące je elementy (cegły, bloki kamienne) również posiadały swoje niedoskonałości związane z wytwarzaniem, które mogły przyrastać wraz procesami degradacyjnymi na przestrzeni wieków. Oczywiście ten rozrzut wartości utrudnia proces szacowania nośności konstrukcji na obciążenie przyspieszeniem poziomym.



Rys. 5.5 Eksperymentalne wartości współczynnika restytucji. Wszystkie impulsy

Następnie, dane zestawione w tab. 5.3 przedstawiono oddzielnie dla każdego z impulsów, dodatkowo dokonując rozróżnienia na współczynniki restytucji podczas obrotu w kierunku A (czyli kierunku dodatnim na rys. 5.2) oraz w kierunku B, czyli przeciwnym (ujemnym). Dane przedstawione w tabeli, obrazuje rys. 5.6. Każdorazowo, pierwszemu analizowanemu zderzeniu – czyli współczynnikowi restytucji z indeksem 2 odpowiada niebieski punkt przypisany największemu kątowi (czyli punkt najbardziej oddalony od osi pionowej). Kolejne zderzenie to punkt czerwony (numer nieparzysty), po nim następuje punkt niebieski (numer parzysty), kolejno czerwony, itd. Grubą szarą linią ponownie oznaczono współczynnik restytucji na podstawie równania [5-3], czyli 0.8746. Analizując rys. 5.6 widać, iż w zależności

od kierunku obrotu współczynniki przyjmują mniejsze lub większe wartości. Dla każdego z impulsów, poza impulsem B1(1), najmniejsza wartość współczynnika dla pierwszego kierunku jest wciąż większa od największego współczynnika dla kierunku przeciwnego. I tak, dla A1(1) najmniejszy współczynnik w kierunku A jest równy 0.903 i jest większy od największej wartości na kierunku B: 0.885; dla impulsu A1(3) te wartości to odpowiednio 0.908 oraz 0.864. Z kolei dla A1(4), to na kierunku B zarejestrowano większe współczynniki restytucji – najmniejszy na tym kierunku to 0.925, podczas gdy największy na kierunku A to 0.874. Należy zaznaczyć, iż dla wszystkich impulsów, poza A1(4), próbka była ustawiona do kamery tą samą stroną. Natomiast dla A1(4) była ona obrocona o 180° , co jest równoważne z tym, że dla każdego z poniższych czterech impulsów odnotowano dwa różne zestawy współczynników restytucji, w zależności od tego którą krawędzią próbka uderzała w podłoże. Jest to konsekwencją nierówności w podstawie najniższego bloczka, które najprawdopodobniej zostały wprowadzone w czasie traktowania bloczków papierem ściernym w celu redukcji oraz ujednolicenia współczynnika tarcia. W kontekście szacowania murów historycznych metodą kołyszącego się ciała, jest to kolejna ważna informacja – istnieje bowiem wysokie prawdopodobieństwo, iż taka asymetria wystąpi również w murach. Biorąc pod uwagę specyfikę tych konstrukcji jest ona wręcz oczekiwana i dodatkowo w większej skali niż w analizowanych badaniach. W przypadku impulsu A1(3) długość pomiaru jest zbyt krótka by wyciągać wnioski o zmianie współczynnika restytucji w funkcji amplitudy.



Rys. 5.6 Wartości eksperymentalne współczynnika restytucji w funkcji amplitudy oraz kierunku obrotu

Rozpatrując z kolei wyniki dla grupy impulsów A1(4), B1(1) oraz B1(3) można zauważyć dwie cechy wspólne (poza wspomnianym rozróżnieniem wartości współczynników w funkcji krawędzi próbki): 1. współczynnik restytucji rośnie, gdy amplituda maleje, 2. wszystkie trzy próby pomierzone są w zakresie kątów 14° - 4° . Można stąd wnioskować, że dla dużych prędkości zderzenia pojawia się dodatkowy czynnik, który zwiększa dyssypację energii. Analizując zapis wideo dla powyższych impulsów można zauważyć, iż dla pierwszych zderzeń, bloczek po zderzeniu odbija się od podłoża i podskakuje, prawdopodobnie dwu- lub trzykrotnie przy danym zderzeniu. Takie zachowanie wskazywałoby, iż dla większych prędkości zderzenia (większych amplitud), założenie doskonałej niesprężystości staje się w sposób jawny niespełnione. W ten sposób, podczas zderzenia następuje dodatkowa dyssypacja energii, która jest odzwierciedlana w mniejszym współczynniku restytucji. Ponadto, źródłem dodatkowej dyssypacji mogła być niewielka grubość bloczka, to jest wymiar w kierunku prostopadłym do analizowanej płaszczyzny ruchu, który wynosił 20mm, podczas gdy szerokość bloczków była równa 40mm. Przy obecności imperfekcji oraz nierówności, taka sytuacja mogła prowadzić do skręcania próbki lub kołysania w dodatkowej płaszczyźnie – zjawisko to będzie szczególnie widocznie w przypadku próbek z bloczkami odseparowanymi (bez wiążącej ich taśmy). Opisanemu problemowi kołysania ‘trójwymiarowego’ i wpływu nawet niewielkich imperfekcji na takie zachowanie poświęcona jest praca [223] – zawiera ona zarówno badania doświadczalne i rozwiązania analityczne.

Analizy numeryczne w pracy będą przeprowadzone dla wartości uśrednionej doświadczalnego współczynnika restytucji, czyli: 0.8928 (odchylenie standardowe 0.0296, współczynnik zmienności 3.32%). Należy zaznaczyć, iż w przypadku, kiedy rozpatrywana byłaby analiza numeryczna w oparciu o dwa różne współczynniki restytucji, w zależności od strony próbki, dodatkowo należałoby przeprowadzić kolejne próby obalenia próbki na równi pochyłej dla obu krawędzi. Wówczas otrzymany byłby kąt α dla każdej ze stron, który następnie posłużyłby dla wyznaczenia oddzielnego b_{red} , R oraz p .

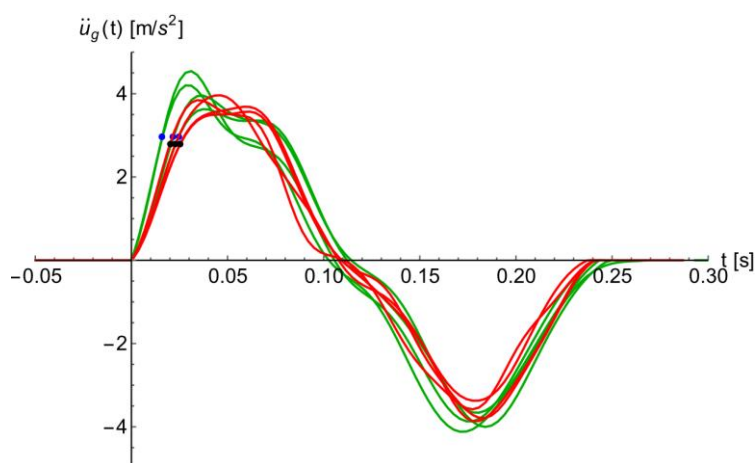
Po omówieniu powyższych zagadnień związanych z doborem wartości współczynników w równaniach opisujących ruch kołyszącego się ciała, możliwa jest bardziej świadoma analiza zachowania się próbek pod wpływem impulsów obciążeniowych. Dotyczy to w szczególności analizy tego zachowania w kontekście historycznych konstrukcji murowych.

5.1.2. Model 1 oraz 4

Modele 1 oraz 4, które traktowane są jako mur jednowarstwowy, przedstawiono już na rys. 5.1. W przypadku modelu 1, bloczki są zespolone taśmą uniemożliwiającą ich ruch/obrot względem siebie, w modelu 4 taśma jest usunięta. Bloczki ułożone są w jedną warstwę, czyli mur jest jednowarstwowy i suchy.

Obciążenie impulsami typu A oraz B

Jako pierwsze poddane analizie są impulsy, dla których model 1 nie ulega obaleniu, innymi słowy, jest w stanie przetrwać przemieszczenie podłoża (impulsy te zostały już wykorzystane powyżej do rozważań dotyczących parametrów równania ruchu oraz współczynnika restytucji). Pierwszy z nich – A, przedstawiony jest na rys. 5.7. Łącznie 8 impulsów – 4 dla modelu 1 (A1) oraz 4 dla modelu 4 (A4). Wszystkie 8 prób generowanych jest dla identycznych ustawień napędu stołu, a podział na grupę A1 i A4 ma jedynie na celu ułatwienie dyskusji. Ze względu na precyzję stosowanego zestawu do obsługi stołu wstrząsowego oraz mechanizm działania samego stołu wstrząsowego impulsy te nigdy nie są identyczne (pomimo identycznych ustawień oprogramowania). Zestawienie wielkości charakterystycznych dla każdego z impulsów typu A przedstawia tab. 5.4. Są to odpowiednio: a_{max} – maksymalna wartość przyspieszenia; a_{min} – minimalna wartość przyspieszenia; $a_{abs} = \max\{a_{max}, |a_{min}|\}$ – maksymalne zarejestrowane przyspieszenie; $t(a_{\alpha})$ – moment, w którym osiągnęte jest minimalne przyspieszenie zdolne do obrotu układu; t_0 – moment, w którym impuls zmienia znak; t_{tot} – całkowity czas trwania impulsu.



Rys. 5.7 Krzywe przebiegu dla impulsu typu A1/A4

Na rys. 5.7 czerwone krzywe przedstawiają próby A4, z kolei zielone A1. Czarne punkty na krzywych czerwonych oznaczają momenty, kiedy osiągnęte jest przyspieszenie aktywujące a_{α} ,

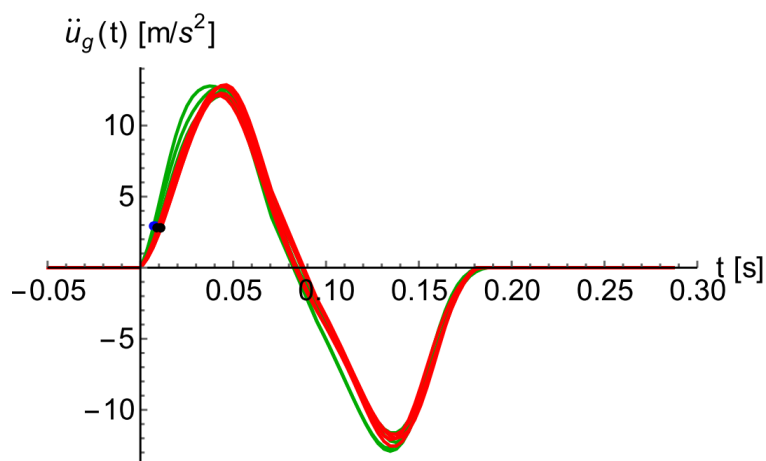
tak samo jak niebieskie punkty na krzywych zielonych. Punkty czarne są nieco niżej z racji, iż dla modelu 4 (błoczki rozdzielone), podczas próby równi pochyłej otrzymano mniejszy kąt aktywujący niż dla modelu 1 (błoczki połączone).

Tab. 5.4 Grupa impulsów A1 oraz A4 – zestawienie parametrów charakterystycznych

	A1(1)	A1(2)	A1(3)	A1(4)	A4(1)	A4(2)	A4(3)	A4(4)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	3.632	4.545	3.959	4.211	3.570	3.966	3.848	3.689
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-4.002	-3.874	-3.664	-4.122	-3.870	-3.377	-3.580	-3.794
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	4.002	4.545	3.959	4.211	3.870	3.966	3.848	3.794
$t(a_\alpha) [s]$	0.0246	0.0160	0.0218	0.0162	0.0256	0.0230	0.0201	0.0254
$t_0 [s]$	0.1122	0.1056	0.1143	0.1026	0.1094	0.1078	0.1107	0.1091
$t_{tot} [s]$	0.2490	0.2430	0.2430	0.2798	0.2410	0.2373	0.2406	0.2410

Oznaczenia w tekście.

Drugi impuls B1/B4 przedstawiono na rys. 5.8, a parametry poszczególnych prób zestawiono w tab. 5.5. Należy zaznaczyć, iż tutaj, dla jednej z prób - B1(2), model 1 uległ obaleniu po pierwszym zderzeniu z podłożem.



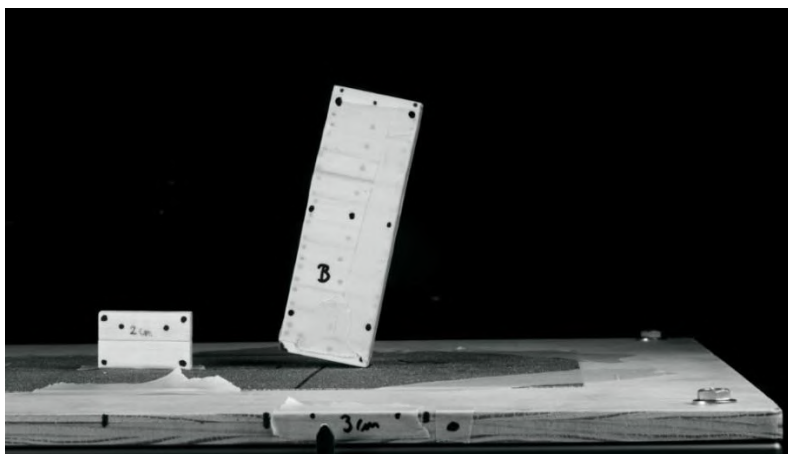
Rys. 5.8 Krzywe przebiegu dla impulsu typu B1/B4

Tab. 5.5 Grupa impulsów B1 oraz B4 – zestawienie parametrów charakterystycznych

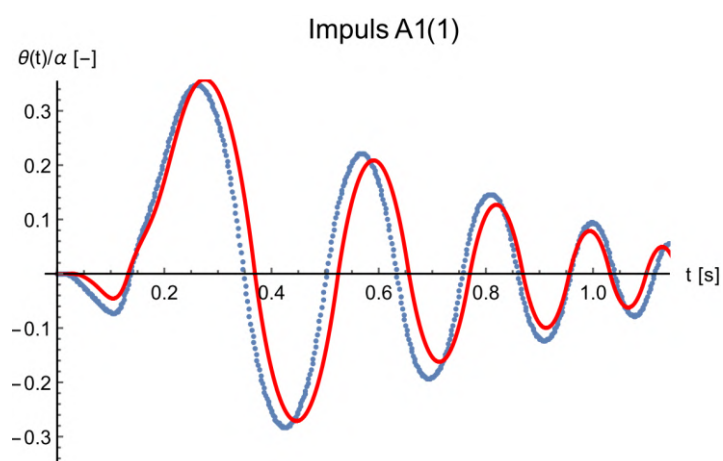
	B1(1)	B1(2)	B1(3)	B1(4)	B4(1)	B4(2)	B4(3)	B4(4)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	12.780	12.551	12.154	13.269	12.775	12.276	12.120	12.875
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-12.718	-12.291	-11.649	-13.491	-12.586	-11.739	-12.104	-12.000
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	12.780	12.551	12.154	13.491	12.775	12.276	12.120	12.875
$t(a_\alpha) [s]$	0.00721	0.00955	0.00939	0.00758	0.00996	0.0111	0.00939	0.0112
$t_0 [s]$	0.0806	0.0852	0.0845	0.0813	0.0842	0.0857	0.0833	0.0865
$t_{tot} [s]$	0.183	0.185	0.181	0.187	0.183	0.181	0.183	0.181

Oznaczenia w tekście.

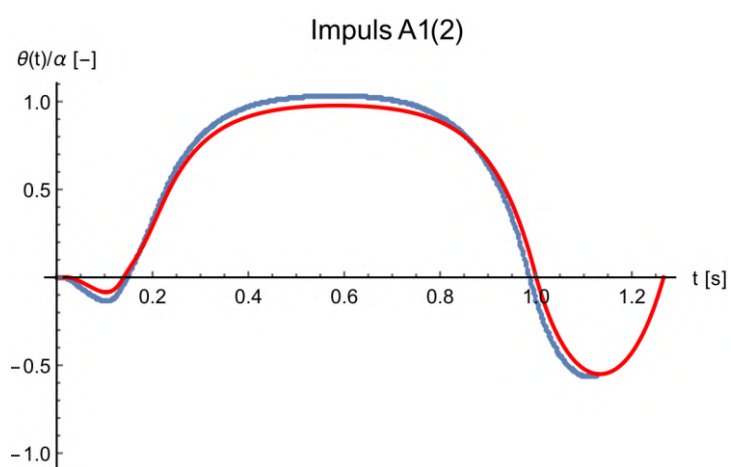
Seria rysunków rys. 5.10 - rys. 5.13 przedstawia odpowiedź modelu 1 na cztery próby dla impulsu typu A1 wraz z rozwiązaniami numerycznymi. Krzywa utworzona przez jasnoniebieskie punkty to pomiar doświadczalny, czerwona linia ciągła to rozwiązanie numeryczne. Podane rozwiązania, zgodnie z przeprowadzoną wcześniej dyskusją, oparte są o wartość doświadczalną kąta α (gdzie: $t g \alpha = 0.302$) otrzymaną z próby równi pochyłej. Wszystkie parametry zależne od tego kąta zostały również wyznaczone w oparciu o jego wartość doświadczalną. Z kolei współczynnik restytucji to wartość uśredniona i równa: 0.8928. Należy zwrócić uwagę, iż na osi rzędnych nie jest podana wartość bezwzględna wychylenia próbki, czyli $\theta(t)[deg]$, lecz wartość względna, znormalizowana kątem α : $\theta(t)/\alpha [-]$. Jest to zatem wartość bezwymiarowa, którą jest wygodniej operować podczas analizy ilościowej ruchu próbek. Przykładowy zrzut z zapisu wideo dla impulsu A1(4) przedstawiono na rys. 5.9. Jest to moment maksymalnego wychylenia próbki (po pierwszym uderzeniu o podłoże).



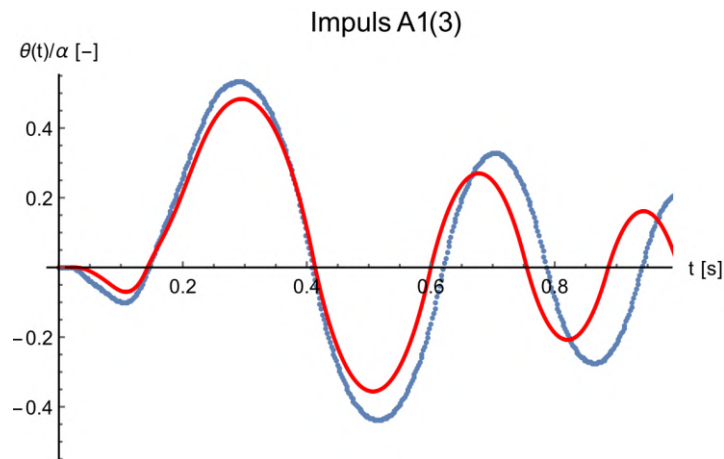
Rys. 5.9 Model 1 – obciążenie impulsem A1(4); moment maksymalnego wychylenia (po pierwszym uderzeniu o podłoże)



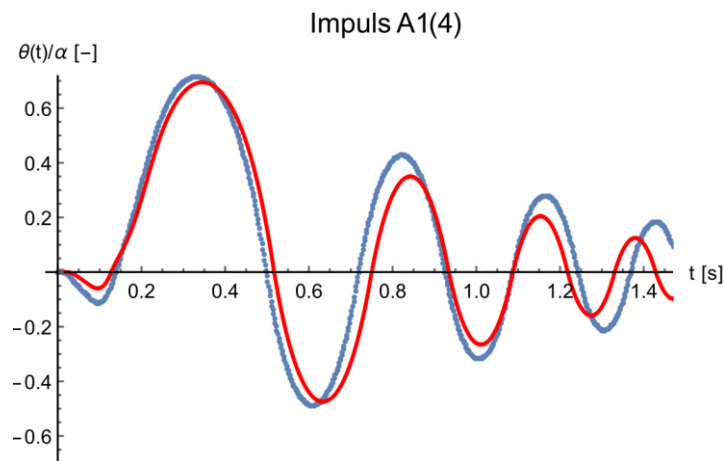
Rys. 5.10 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A1(1)



Rys. 5.11 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A1(2)



Rys. 5.12 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A1(3)

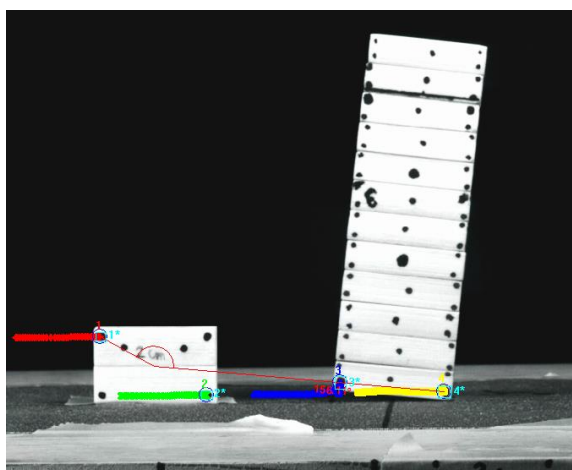


Rys. 5.13 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A1(4)

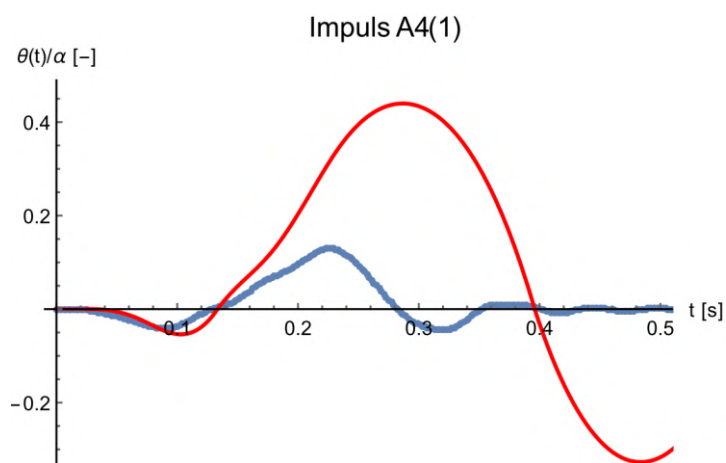
Porównując powyższe dane można zauważyć, iż każdorazowo, pierwsze uderzenie próbki o podłoże występuje jeszcze w trakcie trwania impulsu, chwilę po zmianie znaku tegoż impulsu. Ponadto, największy kąt wychylenia jest osiągany przy drugim wychyleniu, czyli po pierwszym uderzeniu. Analizując z kolei krzywe otrzymane numerycznie, widoczny jest efekt przyjęcia uśrednionego współczynnika restytucji z badań doświadczalnych, czyli zbliżone wartości amplitud wychylenia oraz okresów pomiędzy zderzeniami; aczkolwiek dalej widoczne są nieścisłości, które prawdopodobnie spowodowane są w głównej mierze faktem, iż w rzeczywistości próbka ma asymetryczną podstawę (a stąd asymetryczne współczynniki restytucji). Pewien wpływ mogła mieć również obecność taśmy zespalającej bloczki, która ingerowała zarówno w masę próbki, jak i jej moment bezwładności. Od obu tych parametrów

zależy parametr częstości: $p = \sqrt{mgR/I_0} = \sqrt{3g/4R}$, stąd opisywanie tego parametru poprzez skrócenie wielkości m oraz I_0 jest uproszczeniem (aczkolwiek minimalnym).

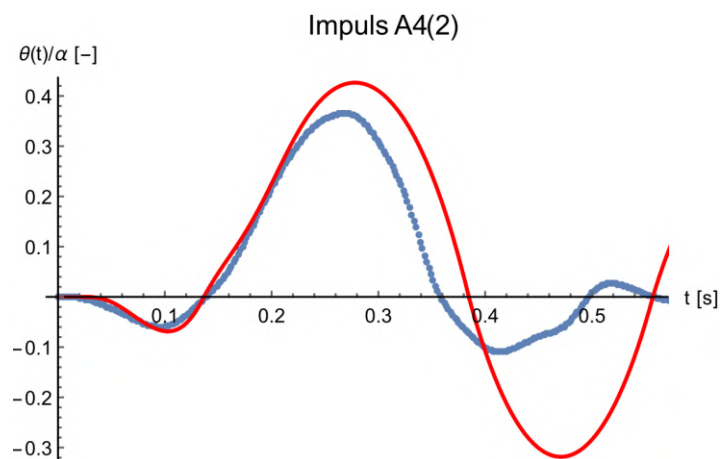
Odpowiedź modelu 4 na obciążenie impulsem A przedstawiają rysunki rys. 5.15 - rys. 5.18. Rozwiązanie numeryczne zostało wyznaczone dla wartości doświadczalnej kąta otrzymanej w próbie równi pochyłej: $\tan \alpha = 0.286$ (zgodnie z tab. 5.1). Współczynnik restytucji przyjęto jako uśrednioną wartość doświadczalną otrzymaną dla modelu 1, czyli: 0.8928. Istotna jest przy tym przyjęta metoda pomiaru kąta obrotu próbek rozczłonkowanych, czyli pomiar obrotu bloczka spoczywającego u podstawy – rys. 5.14. Nie pokazuje on zatem ilościowo obrotu bloczków względem siebie czy też obrotu środka ciężkości próbki. Natomiast, przyjęta metoda pomiaru, z pewnością zawiera w sobie wpływ takich czynników jak rotacja czy też poślizg rozczłonkowanych bloczków względem siebie.



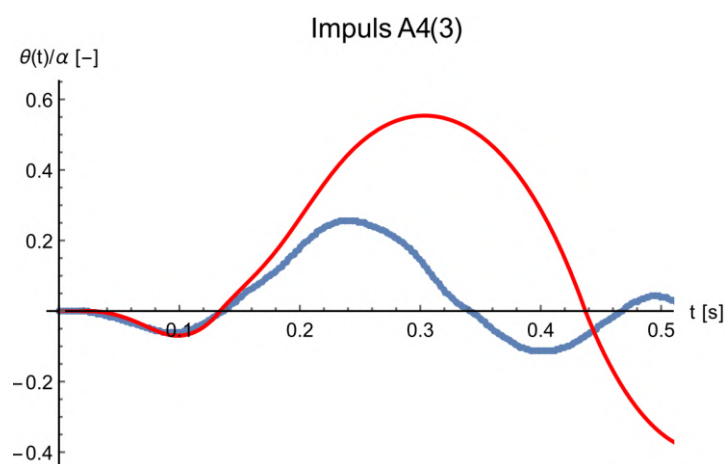
Rys. 5.14 Metoda pomiaru zachowania ilościowego (kąta obrotu) dla modelu 4



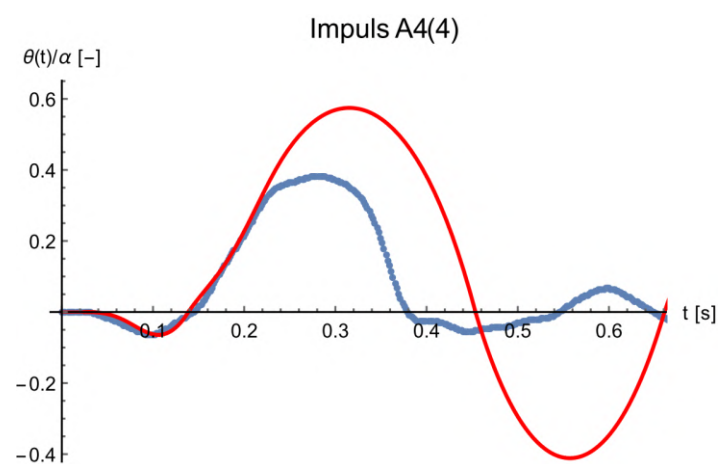
Rys. 5.15 Model 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A4(1)



Rys. 5.16 Model 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A4(2)

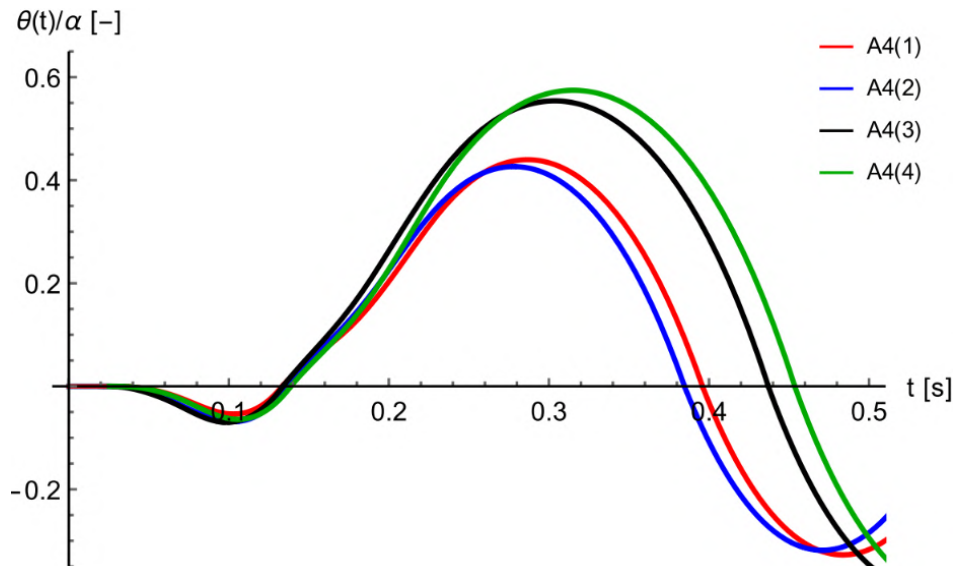


Rys. 5.17 Model 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A4(3)

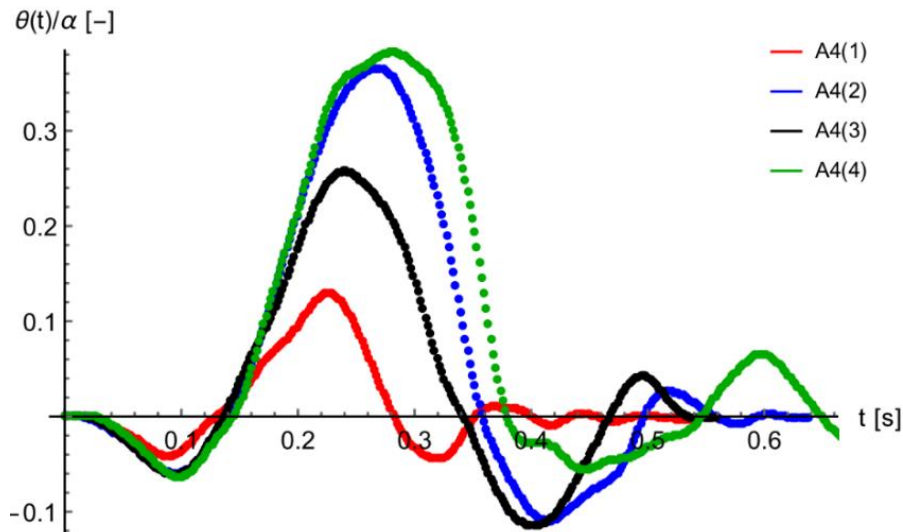


Rys. 5.18 Model 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A4(4)

Z powyższych wykresów widać, iż dla impulsu typu A, model 4 – gdzie bloczki nie są zespolone w żaden sposób (tak jak mur suchy), rozwiązanie numeryczne (zakładające zespoloną próbkę) znacznie odbiega od doświadczenia. Dzieje się to zarówno w sensie jakościowym, jak i ilościowym. Jedynie amplituda pierwszego wychylenia jest zgodna, natomiast po pierwszym zderzeniu, amplituda oraz okres rozmiągają się, chociaż krzywa eksperymentalna nadal wykazuje znamiona charakterystyczne dla kołysania. Taki stan rzeczy jest prawdziwy dla drugiego wychylenia oraz (w mniejszym stopniu) dla trzeciego wychylenia. Po trzecim zderzeniu, dla każdej z próbek, efekt kołysania mocno zanika. Przy czym amplitudy osiągnięte w drugim, trzecim i każdym kolejnym wychyleniu są zdecydowanie niższe niż miałyby to miejsce dla bloczków zespolonych. Przy drugim wychyleniu zakres amplitud doświadczalnych (wyrażonych jako wartość względna θ_{max}/α [–]) to: 0.14-0.38, podczas gdy rozwiązania numeryczne dały zakres: 0.42-0.59. Dla trzeciego wychylenia natomiast zachodzi odpowiednio: 0.05-0.11 oraz 0.32-0.41. Ponadto, pośród czterech prób, stosunek najmniejszej do największej amplitudy otrzymanej doświadczalnie wynoszą odpowiednio dla wychylenia drugiego oraz trzeciego: 0.368 oraz 0.455. Dla rozwiązań numerycznych otrzymano powyższe wartości równe: 0.712 oraz 0.780. Widać więc, że dla bloczków rozdzielonych wyniki doświadczalne charakteryzują się większą nieprzewidywalnością niż ma to miejsce w przypadku jednego ciała. Podkreślają to również dane przedstawione na rys. 5.19 oraz rys. 5.20. Pierwszy z rysunków przedstawia zbiorczo rozwiązania numeryczne, natomiast kolejny zapis doświadczalny. Jak widać, impuls A4(2) w rozwiązaniu numerycznym podczas drugiego wychylenia, daje najmniejszą amplitudę, podczas gdy wynik doświadczalny pokazuje prawie największą amplitudę w grupie. Ponadto, impuls A4(1) daje odpowiedź numeryczną bardzo zbliżoną do impulsu A4(2) podczas gdy doświadczanie wykazało bardzo dużą rozbieżność w zachowaniu próbek, zarówno, jeśli chodzi o amplitudę (dla drugiego wychylenia ich stosunek wyniósł 0.233), jak i ‘okres’. Podobną uwagę można poczynić dla pary impulsów A4(3) - A4(4), których rozwiązanie numeryczne jest zbliżone (stosunek: 0.976), podczas gdy stosunek amplitud doświadczalnych przy drugim wychyleniu wynosi: 0.684. Należy tutaj jednak zaznaczyć, iż próbki modelu 4 wykazują względem siebie zdecydowanie większą liczbę zmiennych niż próbki modelu 1. Otóż, w przypadku modelu 1, jedyną zmienną mogło być ustawienie próbki, natomiast dla modelu 4, pomimo iż bloczek u podstawy pozostawał ten sam, to bloczki powyżej były układane w różnej kolejności. Oczywiście sam fakt, iż każdorazowo próbka była układana na nowo, wprowadzał dodatkową zmienność – np. różne współczynniki tarcia pomiędzy poszczególnymi bloczkami, niedoskonałości w czasie budowy próbek, etc.



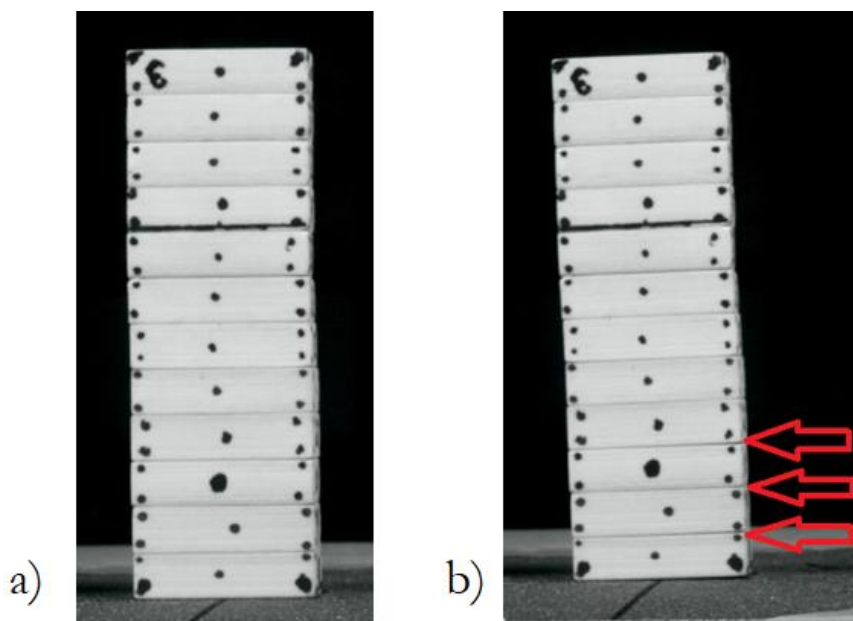
Rys. 5.19 Model 4 – zestawienie rozwiązań numerycznych dla impulsów typu A



Rys. 5.20 Model 4: obrót bloczka u podstawy – zestawienie wyników doświadczalnych dla impulsów typu A

Powyższe wykresy oraz ich analiza wskazują, iż zachowanie próbki zespolonej oraz próbki utworzonej z bloczków niepołączonych zdecydowanie się różnią. Analizując przedstawione dane wraz z zapisami wideo można podjąć próbę wyjaśnienia i zrozumienia pracy przekroju złożonego z wielu niezespolonych bloczków, tak jak w modelu 4. Jak już zauważono, w czasie pierwszego wychylenia, nie ma istotnych rozbieżności pomiędzy rozwiązaniem numerycznym, a doświadczeniem i dzieje się tak pomimo pojawiania się niewielkich wychyleń pomiędzy poszczególnymi bloczkami, które wynikają z nierównych ścianek bloczków - rys. 5.21.

Rozbieżności pojawiają się w czasie drugiego wychylenia. Stąd, naturalnym punktem zainteresowania staje się moment uderzenia próbki o podłoże.

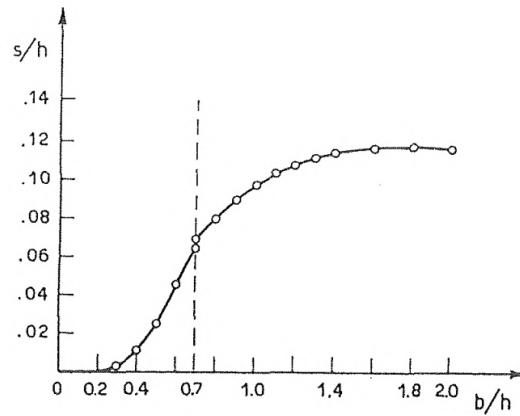


Rys. 5.21 Model 4 – impuls A4(4). a) Stan spoczynku, b) Rozwarcie pomiędzy poszczególnymi blokami w czasie pierwszego wychylenia

Źródłem dodatkowej dyssypacji energii w czasie uderzenia próbki o podłoże są zderzenia bloczków pomiędzy sobą, które jak już pokazano powyżej, obracają się względem siebie. Ponadto, w czasie zderzenia, może dochodzić do poślizgów pomiędzy blokami – takiemu zjawisku sprzyjałyby wysoki stosunek szerokości bloczka do jego wysokości: $b/h = 40\text{mm}/10\text{mm} = 4$. Koncepcja poślizgu na podłożu teoretycznym wspierana jest przez zastosowanie zasady zgodności kinematycznej. W pracy [224] zastosowano ją wraz z twierdzeniem Robina (które jest szczególnym przypadkiem zasady najmniejszego przymusu Gaussa dla zderzeń). Wprowadzono ograniczenie, iż blok nie może spenetrować podłoża oraz wyznaczono minimum funkcji zależnej od prędkości liniowej oraz obrotowej (w odniesieniu do środka ciężkości bloku) tuż przed i tuż po zderzeniu:

$$E_G = \frac{m}{2} \{(\dot{x}_G^+ - \dot{x}_G^-)^2 + (\dot{y}_G^+ - \dot{y}_G^-)^2\} + \frac{I_G}{2} (\dot{\theta}^+ - \dot{\theta}^-)^2 \quad [5-5]$$

Gdzie: m, I_G – to odpowiednio masa i moment bezwładności bloku. Na podstawie powyższych założeń wyznaczono prędkości $\dot{x}_G^+, \dot{y}_G^+, \dot{\theta}^+$ w zależności od wartości granicznej proporcji bloku: $b/h = \sqrt{2}/2$. W przytaczanej pracy wyznaczono również przesunięcie bloku (s) podczas zderzenia w funkcji jego smukłości.



Rys. 5.22 Przesunięcie bloku jako funkcja jego proporcji (b/h)
przy założeniu współczynnika tarcia 0.80; [224]

Powyższe rozważania rozszerzono następnie na bloczki zestawione w formie kolumny - rys. 5.23 i opisano równaniem:

$$E_G = \frac{1}{2} \sum_i \left[\frac{m_i}{2} \{ (\dot{x}_{Gi}^+ - \dot{x}_{Gi}^-)^2 + (\dot{y}_{Gi}^+ - \dot{y}_{Gi}^-)^2 \} + I_{Gi} (\dot{\theta}_i^+ - \dot{\theta}_i^-)^2 \right] \quad [5-6]$$

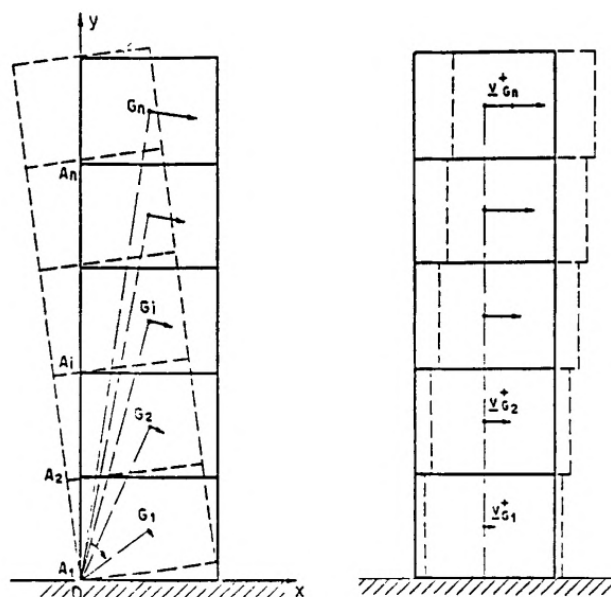
Gdzie: i – numer bloczka licząc od podstawy kolumny. Wyznaczając minimum powyższej funkcji otrzymuje się:

dla $\frac{b_i}{h_i} < \frac{\sqrt{2}}{2}$:

$$\dot{x}_{Gi}^+ = \dot{x}_{Gi}^- \quad \wedge \quad \dot{y}_{Gi}^+ = -\frac{b_i}{2} \dot{\theta}_i^+ \quad \wedge \quad \dot{\theta}_i^+ = \left\{ \frac{\left(\frac{h_i^2}{b_i^2} - 2 \right)}{\left(\frac{h_i^2}{b_i^2} \right)} \right\} \dot{\theta}_i^- \quad [5-7a]$$

dla $\frac{b_i}{h_i} \geq \frac{\sqrt{2}}{2}$:

$$\dot{x}_{Gi}^+ = \dot{x}_{Gi}^- \quad \wedge \quad \dot{y}_{Gi}^+ = 0 \quad \wedge \quad \dot{\theta}_i^+ = 0 \quad [5-8b]$$



Rys. 5.23 Kolumna zbudowana z wielu krępych bloków – przed (po lewej)
oraz po zderzeniu (po prawej); [224]

Z powyższych równań wynika, iż przy każdym zderzeniu bloczki ulegają przesunięciu. Zgodnie z rys. 5.22, dla stosunku $b/h > 2$ (nawet przy założeniu zawyżonego współczynnika tarcia 0.80) przemieszczenia bloczków z powodu poślizgu, tuż po zderzeniu, powinny być rzędu 1mm ($s = 0.12h = 0.12 \cdot 10\text{mm} = 1.2\text{mm}$). Oprogramowanie ProAnalyst stosowane w analizach zapisu wideo pozwalało na uchwycenie nawet mniejszych przemieszczeń dzięki możliwości obserwacji klatka po klatce, przy istotnym powiększeniu obrazu. Jednakże, analizując zapisy wideo nie stwierdzono obecności przemieszczeń i zachowania bloczków zgodnych z rys. 5.23. Przeprowadzone badania nie potwierdzają zatem przywołanych rozważań teoretycznych. Niemniej jednak, w czasie wychylenia, poślizg bloczków następuje.

Prawdopodobnie, mechanizmem powodującym poślizg pomiędzy bloczkami jest po prostu chwilowy układ sił działających na dany bloczek/grupę bloczków. Siły te przedstawiono na rys. 5.24 dla dowolnej liczby bloczków, licząc od góry struktury. Rozważono cztery przypadki, kolejno: a) obrót lewoskrętny tuż po uderzeniu o podłoże (lub przy inicjacji); b) obrót prawoskrętny – powrót z maksymalnego wychylenia; c) obrót prawoskrętny tuż po uderzeniu o podłoże (lub przy inicjacji); d) obrót lewoskrętny – powrót z maksymalnego wychylenia. Na wyróżnioną grupę bloczków (czerwona, gruba linia) działa sześć sił (rozpatrywany jest układ nieinercjalny). Tak jak zaznaczono na rysunku odległość środka ciężkości wyróżnionych bloczków od środka obrotu wynosi R_i , łączna masa bloczków to m_i . Siły oznaczone na rysunku są następujące:

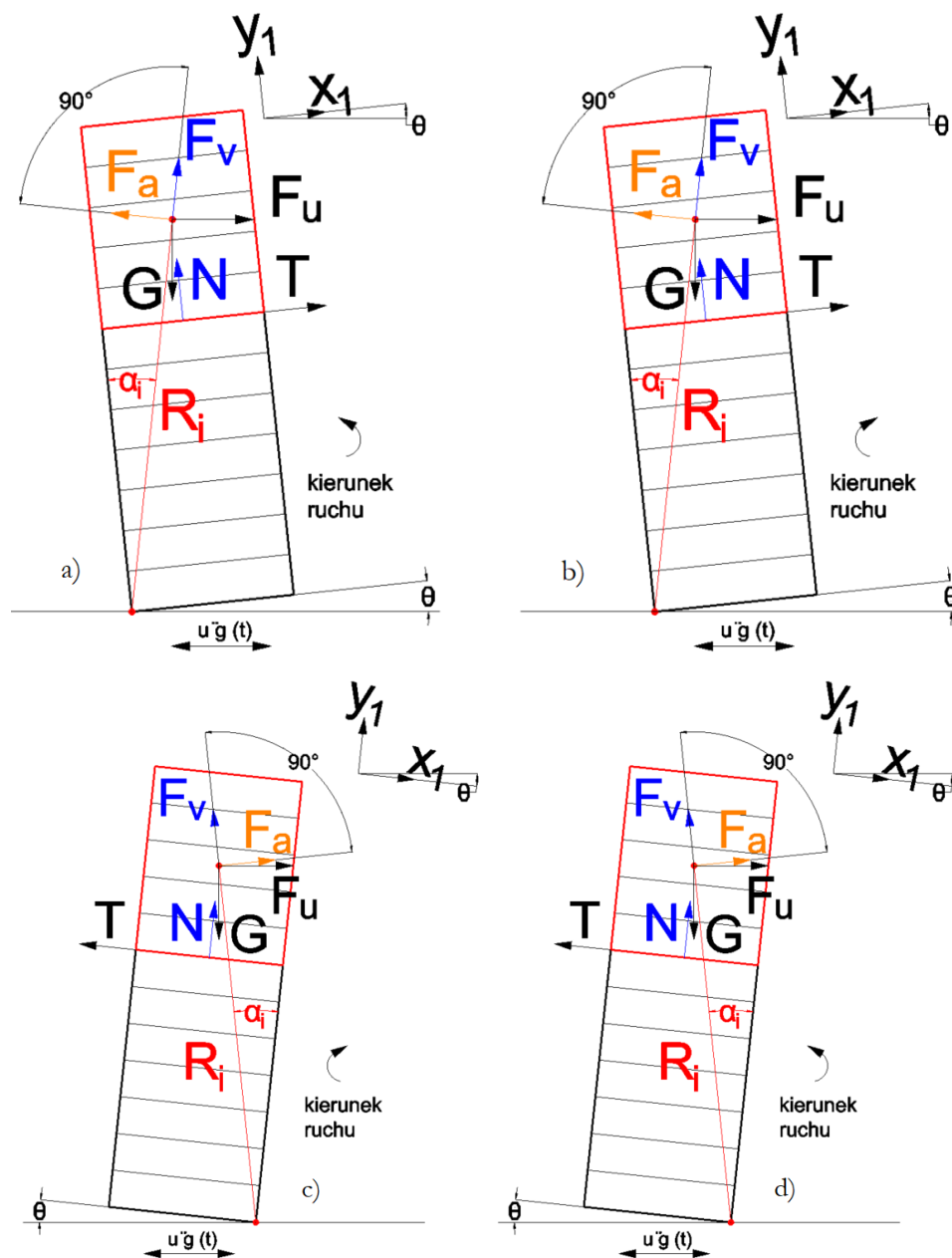
- siła ciężkości: $G = m_i g$;
- siła tarcia $T(t)$, której chwilowa wartość wynika z równań równowagi bloczka;
- reakcja normalna pozostałej części bloczków $N(t)$;
- siła bezwładności związana z przyspieszeniem stołu wstrząsowego: $F_u(t) = m_i \ddot{u}_g(t)$;
- siła bezwładności związana z przyspieszeniem kątowym ruchu obrotowego próbki:

$$F_a(t) = m_i \ddot{\theta}(t) R_i;$$

- siła bezwładności związana z obecnością przyspieszenia odśrodkowego w ruchu po krzywej:

$$F_v(t) = m_i \dot{\theta}^2(t) R_i.$$

Jak widać, każda z tych sił, poza siłą ciężkości, jest funkcją czasu. Przy czym siła $F_u(t)$ spowodowana przyspieszeniem stołu obecna jest tylko w pierwszej fazie, podczas generowania impulsu. Należy pamiętać, iż zwrot wektora reprezentującego siłę $F_u(t)$ został przyjęty umownie, a znak wartości tej siły kontrolowany jest w oparciu o historię obciążenia. Z kolei siły $F_a(t)$ oraz $F_v(t)$ są zależne od ruchu całej próbki. Zwrot siły $F_v(t)$ będzie niezmienny względem promienia R_i i taki jak zaznaczono na rysunku poniżej. Natomiast zwrot wektora $F_a(t)$ może być skierowany w lewo lub w prawo. Na rys. 5.24 każdorazowo zwrot tej siły przyjmowano w odniesieniu do zmiany prędkości obrotowej przy założeniu nieobecności impulsu pochodzącego od stołu wstrząsowego - to jest, kiedy środek ciężkości bloczka wznosi się tuż po uderzeniu o podłoże, prędkość kątowa jest wytracana, co oznacza, że próbka porusza się ruchem opóźnionym. Wówczas, siła bezwładności działająca na wydzieloną część próbki będzie zgodna z kierunkiem ruchu. Zwrot siły tarcia $T(t)$ przyjęto intuicyjnie – skierowano ją przeciwnie do poślizgu bloczka, który miałby nastąpić przy nieobecności impulsu obciążającego. Tak rozrysowany układ sił będzie miał rację bytu, dopóki względny obrót oraz przemieszczenie bloczków nie będzie zaburzał w sposób istotny zachowania próbki. W praktyce oznacza to, iż równania wyprowadzone w oparciu o rys. 5.24 będą miały swoje uzasadnienie co najwyżej do pierwszego istotnego zaburzenia spójności próbki. Celowo użyto sformułowania ‘co najwyżej’ gdyż nie ma pewności czy dla próbek niedoskonałych tego typu analiza będzie słuszna w jakiegokolwiek fazie ruchu. Tym bardziej, że w zależnościach opisujących siły w układzie, stosowany jest kąt (i jego pochodne) mierzony dla bloczka u podstawy, a nie dla bloczków, których potencjalny poślizg jest analizowany. Niestety, na etapie przetwarzania danych parametry dla innych bloczków (poza tym u podstawy) nie zostały wyodrębnione.



Rys. 5.24 Rozkład sił działających na grupę bloczków w górnej części przekroju.

Opis w tekście

Niech próbka znajduje się w fazach ruchu przedstawionych na rys. 5.24a oraz b. Odcięte bloczki wpadną w poślizg, kiedy chwilowa siła tarcia $T(t)$ przekroczy swoją maksymalną dostępną w danej chwili wartość: $\mu N(t)$ – gdzie μ jest statycznym współczynnikiem tarcia wyznaczonym doświadczalnie w podrozdziale 3.4.2 (i charakterystyce opisanej w tab. 3.5). Wartości sił $T(t)$ oraz $N(t)$ wyznaczono z warunków równowagi sił dla osi x_1 oraz y_1 , które jak widać ulegają obrotowi wraz z próbką. Warunek równowagi dla osi x_1 (oznaczenie zależności od czasu pominięto na rzecz klarowności zapisu):

$$\sum F_{x_1}: T + F_u \cos \theta - F_a \cos \alpha_i + F_v \sin \alpha_i - G \sin \theta = 0 \quad [5-9]$$

oraz dla osi y_1 :

$$\sum F_{y_1}: N - F_u \sin \theta + F_a \sin \alpha_i + F_v \cos \alpha_i - G \cos \theta = 0 \quad [5-10]$$

Stąd chwilowe wartości sił tarcia oraz nacisku dane są zależnościami:

$$T = -F_u \cos \theta + F_a \cos \alpha_i - F_v \sin \alpha_i + G \sin \theta \quad [5-11]$$

$$N = F_u \sin \theta - F_a \sin \alpha_i - F_v \cos \alpha_i + G \cos \theta \quad [5-12]$$

Równania reprezentujące szukane siły ([5-11], [5-12]) są silnie uzależnione od czasu i zapisu eksperymentalnego/rozwiązania reprezentującego kołysanie się próbki. Stąd, najtrafniejszą formą ich wykorzystania wydaje się forma graficzna. Ponieważ rozważana jest kwestia inicjacji poślizgu bloczków, krytyczny jest moment, gdy następuje: $T \geq \mu N$, co jest równoważne: $T/N \geq \mu$. Wówczas, na wykresie kreślona jest krzywa T/N będąca funkcją czasu oraz prosta reprezentująca stałą wartość współczynnika kąta tarcia (wraz z dwiema dodatkowymi prostymi reprezentującymi ekstremalne pomiary tegoż parametru). Warto zauważyć, iż ponownie rozważania są niezależne od masy – każdy ze składników w [5-11] i [5-12] posiada mnożnik m_i , który ulega skróceniu. Równanie $T/N \geq \mu$ ma postać:

$$\frac{-\ddot{u}_g(t) \cos \theta(t) + \ddot{\theta}(t) R_i \cos \alpha_i - \dot{\theta}^2(t) R_i \sin \alpha_i + g \sin \theta(t)}{\ddot{u}_g(t) \sin \theta(t) - \ddot{\theta}(t) R_i \sin \alpha_i - \dot{\theta}^2(t) R_i \cos \alpha_i + g \cos \theta(t)} \geq \mu \quad [5-13]$$

Po lewej stronie powyższego równania, oprócz parametrów zależnych od czasu, znajduje się również grawitacja oraz odległość środka ciężkości rozważanej grupy bloczków od środka obrotu próbki (R_i) oraz powiązany ze wspomnianą odległością kąt α_i zawarty pomiędzy

promieniem R_i , a krawędzią pionową próbki. Przeprowadzając identyczne rozważania dla układów sił przedstawionych na rys. 5.24c oraz d, otrzymuje się:

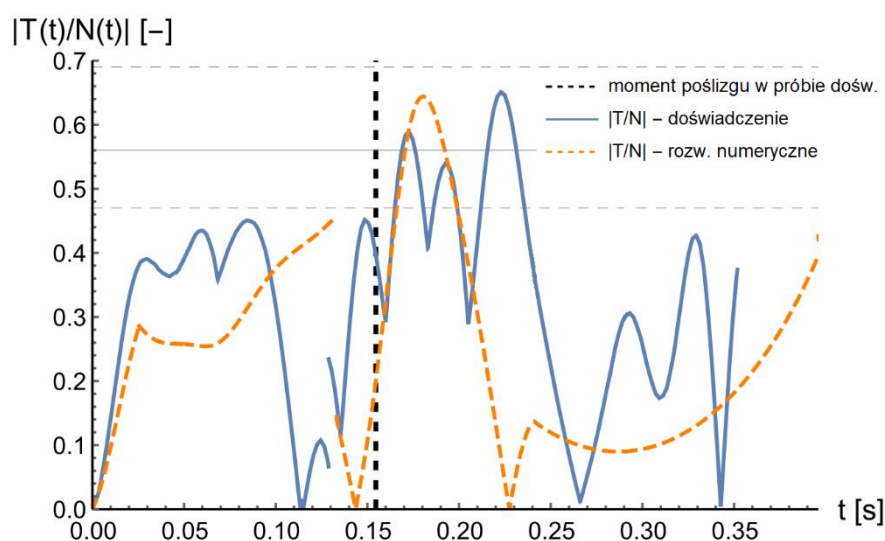
$$\frac{\ddot{u}_g(t)\cos\theta(t) + \ddot{\theta}(t)R_i\cos\alpha_i - \dot{\theta}^2(t)R_i\sin\alpha_i + g\sin\theta(t)}{-\ddot{u}_g(t)\sin\theta(t) - \ddot{\theta}(t)R_i\sin\alpha_i - \dot{\theta}^2(t)R_i\cos\alpha_i + g\cos\theta(t)} \geq \mu \quad [5-14]$$

Łącząc powyższe równania można zapisać:

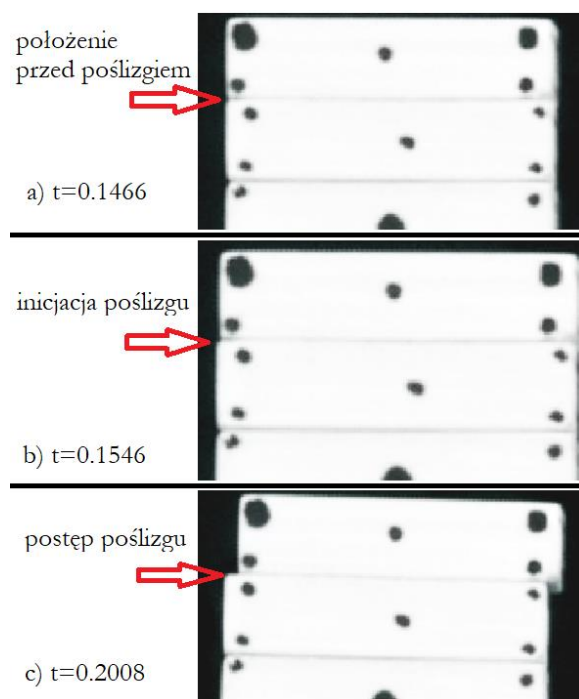
$$\frac{\mp\ddot{u}_g(t)\cos\theta(t) + \ddot{\theta}(t)R_i\cos\alpha_i - \dot{\theta}^2(t)R_i\sin\alpha_i + g\sin\theta(t)}{\pm\ddot{u}_g(t)\sin\theta(t) - \ddot{\theta}(t)R_i\sin\alpha_i - \dot{\theta}^2(t)R_i\cos\alpha_i + g\cos\theta(t)} \geq \mu \quad [5-15]$$

Gdzie znak $\ddot{u}_g(t)$ jest zależny od historii obciążenia. W oparciu o powyższe równania wykonano poniższe wykresy, które przedstawiają stosunek sił $|T/N|$ w funkcji czasu. Stosunek wyznaczono w oparciu o teoretyczne rozwiązanie dla bloczka zespolonego oraz na podstawie zapisu wideo. Otrzymane wykresy skonfrontowano z nagraniami wideo (odtwarzanymi w programie ProAnalyst klatka po klatce i przy odpowiednim powiększeniu). Pozwoliło to na określenie czy istnieje korelacja pomiędzy rzeczywistymi poślizgami bloczków zarejestrowanymi kamerą, a otrzymanym powyżej stosunkiem sił. Wyniki dla impulsu A4(1) przedstawiono na rys. 5.25; poza oznaczeniami według legendy, poprowadzone są również poziomo trzy szare linie – jedna ciągła oraz dwie przerywane. Linia ciągła oznacza średnią wartość współczynnika tarcia pomiędzy bloczkami (0.56). Minimalna i maksymalna wartość pomierzona to odpowiednio 0.47 oraz 0.69 – linia przerywana. Teoretycznie, po przekroczeniu poziomu szarych linii, powinien nastąpić poślizg bloczka. Natomiast poprowadzona pionowo czarna linia przerywana oznacza moment, w którym na zapisie wideo zaobserwowano poślizg bloczków/bloczka. Z rys. 5.25 można wnioskować, iż rozczłonkowanie bloczków ma istotny wpływ na wartość chwilowych przyspieszeń i prędkości jakich one doznają – liczne fluktuacje (górkę i dołki) widoczne na wykresie $|T/N|$. Widać to w szczególności w kontraście do rozwiązania numerycznego opartego o założenie zespolenia bloczków. Te wahnięcia wartości $|T/N|$ są najprawdopodobniej efektem wspomnianych wcześniej wzajemnych obrotów poszczególnych bloczków względem siebie, które to generują dodatkową pulę zderzeń w trakcie ruchu próbki. Ponadto, możliwość obrotu bloczków względem siebie sprawia, że całkowite wychylenie próbki jest większe niż zmierzony obrót bloczka u podstawy (rys. 5.14). Wspomniana sytuacja ma również wpływ na wartości $|T/N|$ w innym kontekście –

otóż stosunek sił wyznaczany dla bloczka położonego w górnej części próbki (w przypadku próby A4(1) jest to najwyżej położony bloczek) otrzymuje się dla kąta zmierzonego dla najniższego bloczka. W oparciu o ten kąt wyznaczana jest również chwilowa prędkość oraz przyspieszenie, i wszystkie te wielkości istotnie rzutują na wartość $|T/N|$. Mimo powyższych uwag, można stwierdzić, iż dla impulsu A4(1) wykres przedstawiony na rys. 5.25 po pierwsze przewiduje, iż poślizg najwyższego bloczka nastąpi, po drugie wyznaczony moment aktywacji poślizgu jest w okolicy tego rzeczywistego. Czas rozpoczęcia poślizgu na wideo: 0.1546s, czas wyznaczony z pomiaru: około 0.17s-0.18s. Warto również zauważyć, że maksymalna wartość $|T/N|$ wyznaczona z rozwiązania numerycznego jest praktycznie identyczna z wartością wyznaczoną z doświadczenia. Ponadto, widać, iż rozbieżność pomiędzy dwoma wykresami przyrasta w czasie, co jest sytuacją oczekiwaną. Na rys. 5.26 przedstawiono klatki z zapisu wideo obrazujące inicjację poślizgu, która następuje na najwyższym bloczku. Po jego przemieszczeniu rozkład sił w próbce ulega dalszym zmianom – wywołany jest również poślizg u trzeciego bloczka od góry, a także rotacje pomiędzy poszczególnymi bloczkami zwiększają się. To wszystko sprawia, że kołysanie próbki (w rozumieniu sztywnego ciała podlegającego kołysaniu) tak szybko się wycisza.

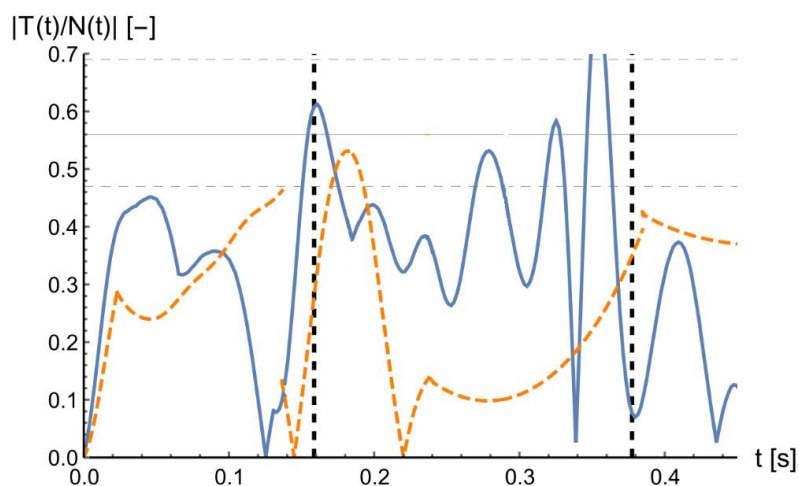


Rys. 5.25 Stosunek siły tarcia do nacisku dla 12-go (najwyższego) bloczka – impuls A4(1)

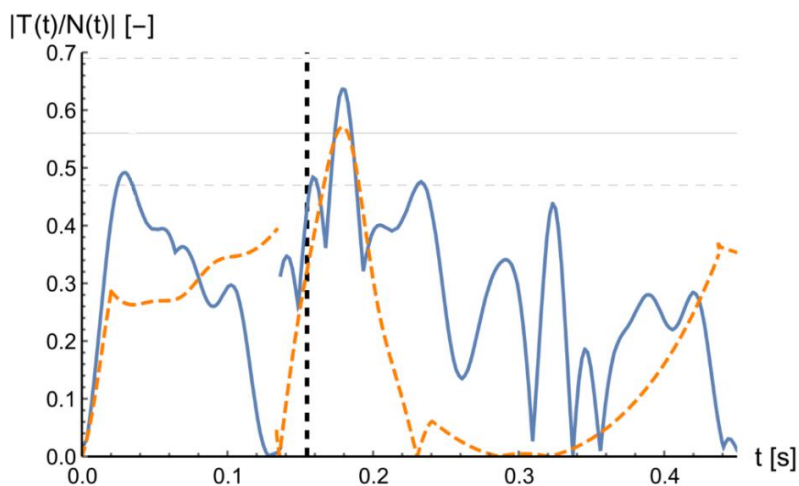


Rys. 5.26 Rozwój poślizgu bloczka – impuls A4(1)

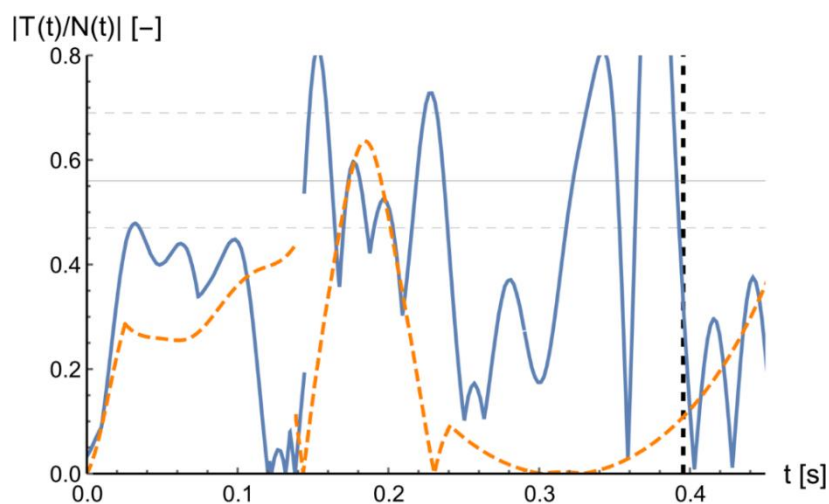
Na rys. 5.27 - rys. 5.29 przedstawiono wyniki dla pozostałych trzech impulsów z grupy A4. Dla impulsu A4(2) poślizg inicjowany jest na najwyższym bloczku, natomiast dla A4(3) oraz A4(4) inicjacja następuje odpowiednio na czwartym oraz drugim bloczku od góry. Powyższe wykresy sporządzane są każdorazowo dla poziomu próbki w którym następuje poślizg – czyli dla odpowiedniej wartości promienia R_i . Oczywiście wraz z wzrostem wartości promienia R_i (czyli im wyżej następuje poślizg) wzrasta również stosunek $|T/N|$. Oznacza to, iż w warunkach idealnych poślizg zawsze powinien być inicjowany dla najwyższego bloczka. Natomiast w doświadczeniu, ze względu na niedoskonałości, nierównomierne ułożenie bloczków oraz rotację bloczków względem siebie, prawidłowość ta zostaje zaburzona. Ponadto, dla próby A4(2), zapis wideo zawiera dwa poślizgi – mniejszy (który nastąpił tylko na niewielkim odcinku) w okolicach 0.16s (po pierwszym zderzeniu) oraz większy w okolicach 0.38s – jak widać z wykresu sporządzonego na podstawie pomiarów (rys. 5.27) oba te momenty wskazuje również stosunek $|T/N|$. Jediną próbą, gdzie nie ma żadnej zgodności pomiędzy zapisem wideo, a stosunkiem $|T/N|$ jest impuls A4(4) – według wykresu, poślizg powinien nastąpić już po pierwszym zderzeniu, a także po drugim. Podczas gdy stało się to w rzeczywistości po zderzeniu numer 2. Próby numer 2 oraz 4 dla których istotny poślizg nastąpił dopiero po drugim zderzeniu, charakteryzowały się zdecydowanie większą amplitudą obrotu bloczka u podstawy.



Rys. 5.27 Stosunek siły tarcia do nacisku dla 12-go (najwyższego) bloczka – impuls A4(2)



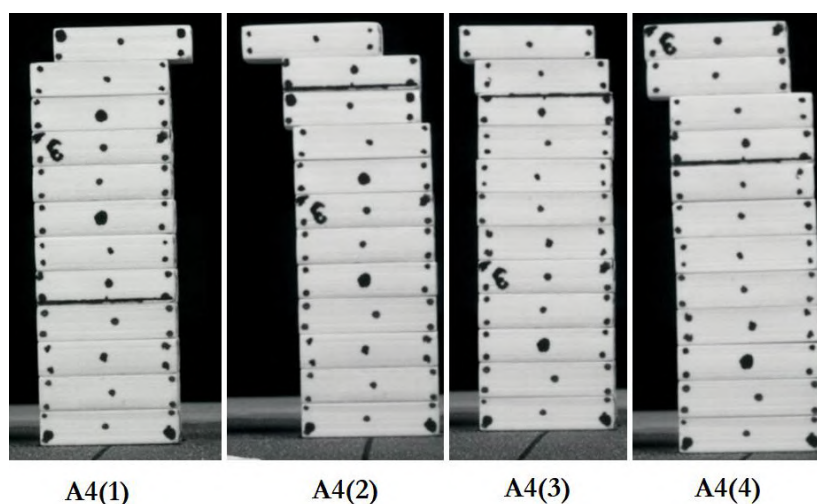
Rys. 5.28 Stosunek siły tarcia do nacisku dla 12-go (najwyższego) bloczka – impuls A4(3)



Rys. 5.29 Stosunek siły tarcia do nacisku dla 12-go (najwyższego) bloczka – impuls A4(4)

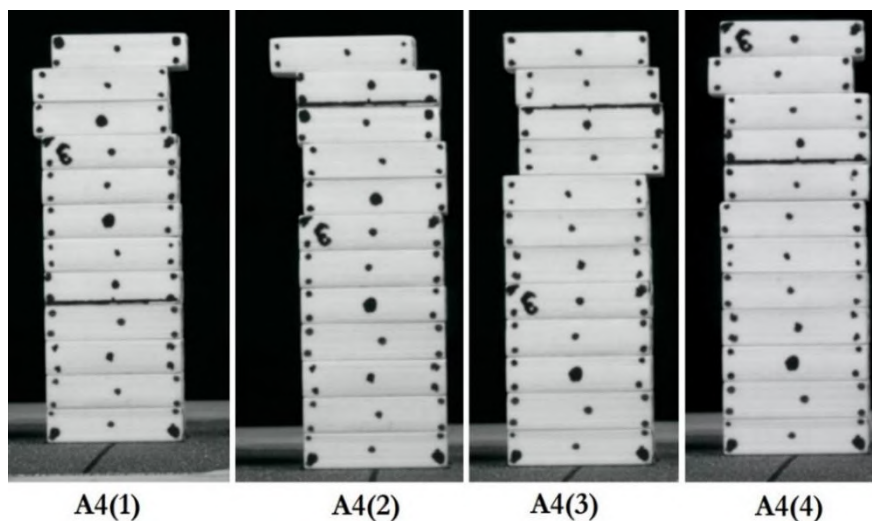
Istotną kwestią związaną z poślizgiem jest również relacja maksymalnego przemieszczenia chwilowego do przemieszczenia końcowego. Porównując rys. 5.30 oraz rys. 5.31 widać, iż wychylenie końcowe poszczególnych bloczków jest mniejsze w porównaniu z maksymalnymi przemieszczeniami względnymi doznawanymi w czasie obciążenia. Jest to bardzo istotna informacja z punktu widzenia istniejących obiektów murowanych. Otóż, dokonując oględzin konstrukcji po trzęsieniu ziemi można wyciągnąć błędne wnioski w zakresie bezpieczeństwa konstrukcji – poszczególne kamienne ciosy/cegły mogą być niewiele wychylone ze stanu początkowego po zakończeniu wstrząsów, podczas gdy w czasie ruchu konstrukcji mogły być one bardzo bliskie utraty równowagi. W takiej sytuacji można mylnie przypisać danej konstrukcji zawyżony współczynnik bezpieczeństwa lub zebrać błędne dane do tworzenia narzędzi statystycznych takich jak krzywe wrażliwości (opisywane w podrozdziale 6.2.3).

Ponadto, rys. 5.31 wskazuje, iż pomimo obciążeniem impulsami, które nie były identyczne, i znacznymi różnicami pomiędzy maksymalnymi wychyleniami próbek, a także znacznymi różnicami w zachowaniu bloczków podczas obrotu, można stwierdzić, iż po ustaniu ruchu próbek, maksymalne wychylenia bloczków z położenia równowagi są do siebie bardzo zbliżone. Z kolei, jeśli chodzi o liczbę przesuniętych bloczków to było to odpowiednio 3, 5, 4, 5 (dla przypomnienia inicjacja poślizgu następowała odpowiednio na poziomach: 1, 1, 4, 2). Można więc zauważyć pewną powtarzalność stanu końcowego.



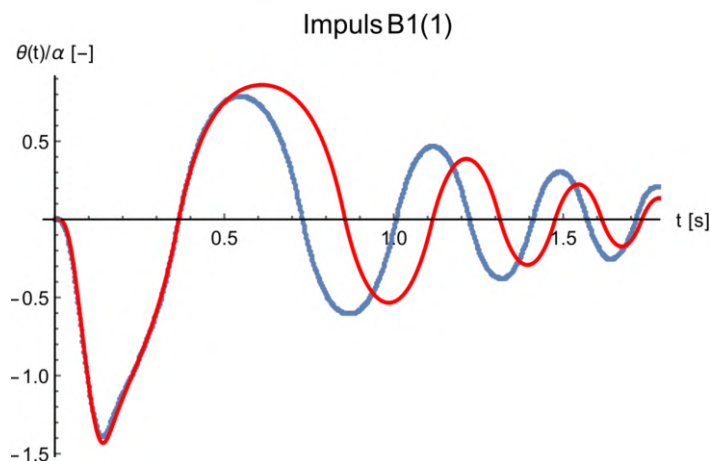
Rys. 5.30 Model 4 – maksymalne chwilowe przemieszczenie wywołane poślizgiem.

Impuls A4

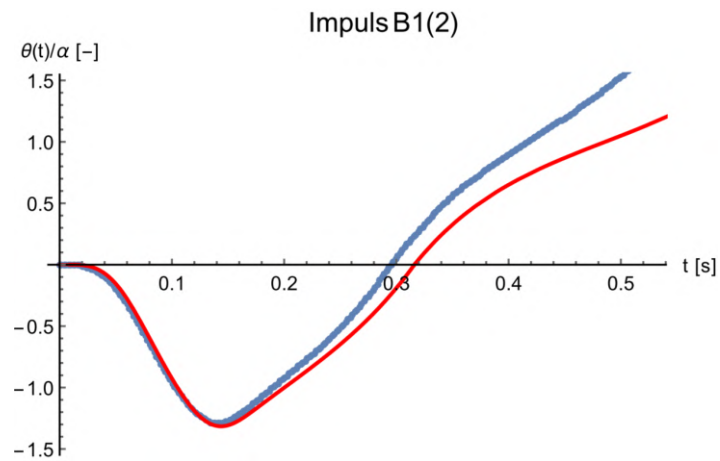


Rys. 5.31 Model 4 – stan końcowy po obciążeniu impulsem typu A4

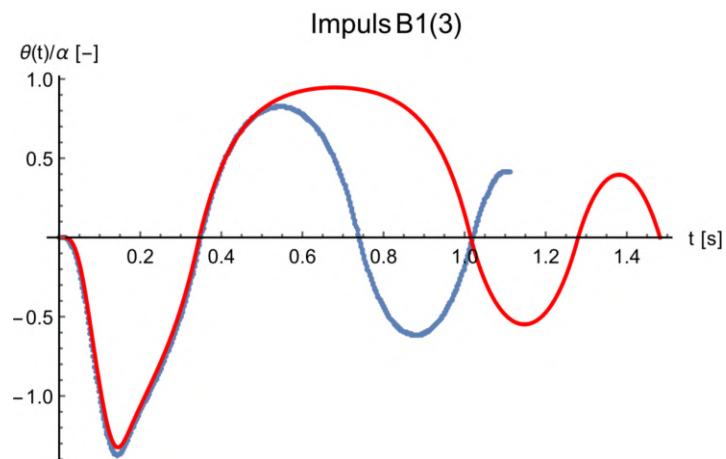
Drugim z analizowanych impulsów jest impuls typu B, który tak jak impuls A wprowadza model 1 w stan kołysania, ale go nie obala (stało się tak w trzech na cztery próby). Krzywe obrazujące impuls przedstawiono już na rys. 5.8, a ich charakterystyczne parametry w tab. 5.5. Na rys. 5.32-rys. 5.35 przedstawiono dane pochodzące z zapisu wideo – jasnoniebieskie punkty oraz rozwiązanie numeryczne – czerwone krzywe (współczynnik restytucji jak uprzednio przyjęto jako średnią doświadczalną: 0.8928, tak jak kąt α : $\tan \alpha = 0.302$).



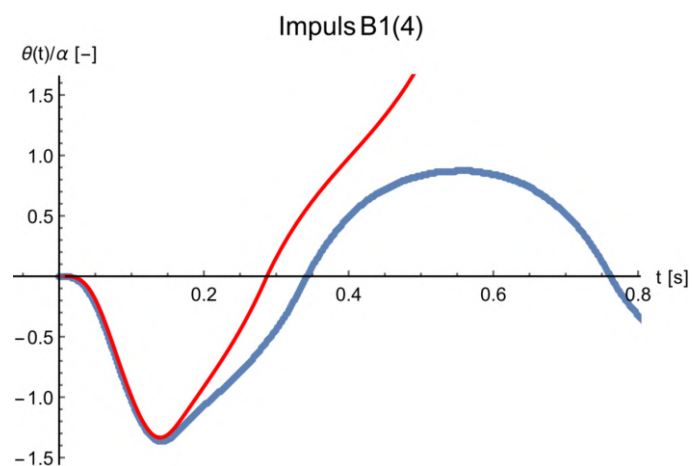
Rys. 5.32 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B1(1)



Rys. 5.33 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B1(2)



Rys. 5.34 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B1(3)



Rys. 5.35 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B1(4)

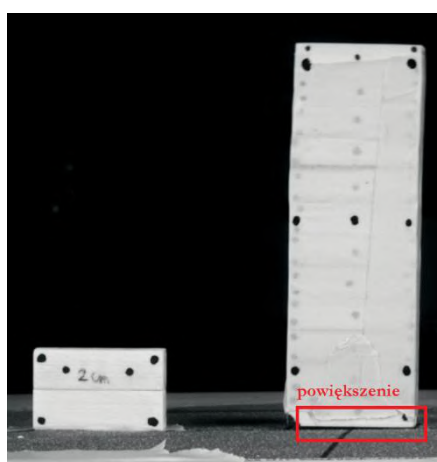
Odnosząc się zbiorczo do wykresów oraz danych przedstawionych powyżej widać, iż każdorazowo rozwiązanie numeryczne charakteryzuje się większymi amplitudami oraz dłuższymi ‘okresami’ w porównaniu z doświadczeniem. Dla trzech z czterech prób rozwiązanie numeryczne poprawnie przewiduje efekt końcowy, czyli obalenie lub jego brak. Z kolei dla ostatniego impulsu pojawia się rozbieżność – w doświadczeniu bloczek przetrwał impuls, w rozwiązaniu numerycznym został obalony. Rozbieżności są najprawdopodobniej, w głównej mierze, efektem zastosowania uśrednionego współczynnika restytucji. Przy czym dla impulsów z grupy B rozbieżności są większe (i zawsze po konserwatywnej stronie) niż miało to miejsce w przypadku impulsów z grupy A. Wynika to z faktu, iż uśrednienie było oparte o wszystkie odnotowane zderzenia pośród których przeważały te dla mniejszych wychyleń, dla których współczynnik restytucji był wyższy niż przypadku wyższych kątów. Kiedy spojrzeć się na stosunek maksymalnego wychylenia θ_1 przed pierwszym zderzeniem do kąta α widać, iż każdorazowo jego wartość oscyluje około 1.4. Zatem bloczek uderza o podłoże ze zdecydowanie większą prędkością niż miało to miejsce przy impulsach A. Stąd też, dla impulsów B zjawisko odbicia wraz z podskakiwaniem bloczka jest widoczne i zwiększa dyssypację energii podczas zderzenia, przez co współczynnik restytucji maleje. Na rys. 5.37 przedstawiono moment zderzenia i współtowarzyszące mu odbicie (podskakiwanie bloczka) – lokalizację powiększonego fragmentu obrazuje rys. 5.36.

Jak już wspomniano, maksymalny kąt wychylenia, który następuje przed pierwszym zderzeniem jest o około 40% większy od kąta α (rys. 5.38). Oznacza to, iż środek ciężkości próbki znalazł się po zewnętrznej stronie krawędzi obrotu, a zatem próbka powinna ulec obaleniu zarówno z punktu widzenia analizy sił jak i przemieszczeń. Jednakże próbka przetrwała, co wynika z natury impulsu obciążeniowego – jego amplituda jest na tyle znaczna, że podczas przyspieszenia stołu bloczek wychyla się bardzo mocno, a przed upadkiem chroni go pojawiające się w odpowiednim momencie przyspieszenie stołu (już ze zmienionym znakiem względem pierwszej fazy ruchu stołu). Jest to zatem inny mechanizm przetrwania niż w przypadku impulsów A gdzie próbki przetrwały dzięki niewielkiej amplitudzie przyspieszenia, a nie odpowiedniemu kształtowi impulsu w połączeniu z maksymalnym wychyleniem bloczka.

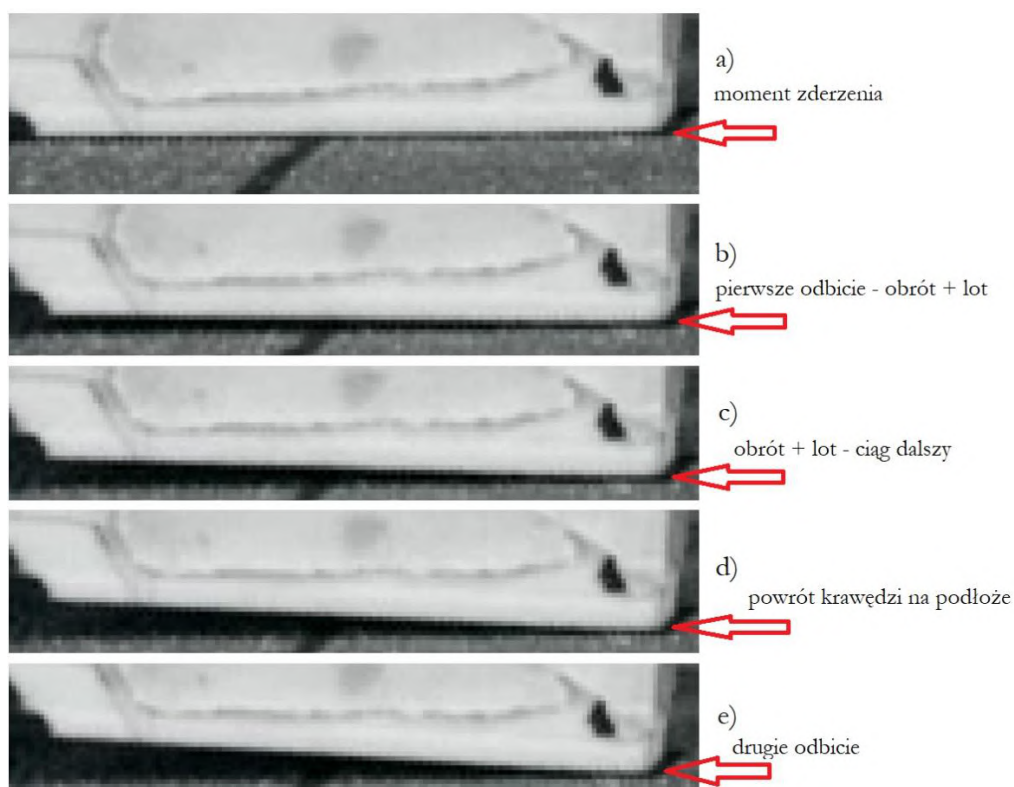
Podsumowując zachowanie modelu 1 (bloczki zespolone taśmą) pod wpływem impulsów A i B (znacznie różniące się impulsy), można potwierdzić rozwiązania teoretyczne wskazujące, iż bloczek może przetrwać takie obciążenie według dwóch schematów:

1. Pierwsze wychylenie jest niewielkie, a próbka nie ulega obaleniu dzięki temu, że amplituda impulsu jest stosunkowo nieduża (niewiele większa od przyspieszenia aktywującego obrót próbki).

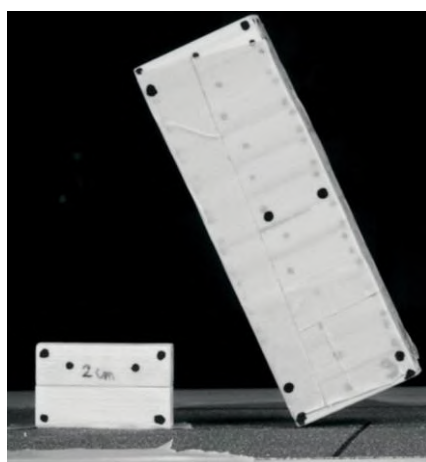
2. Drugie wychylenie jest bardzo duże, na granicy obalenia (środek ciężkości może się znaleźć poza krawędzią obrotu) i paradoksalnie, to właśnie dzięki niemu próbka nie ulega obaleniu przy drugim wychyleniu (dzięki faktowi, że w momencie zmiany znaku przyspieszenia obciążającego bloczek posiada maksymalne wychylenie w kierunku przeciwnym). Takie zachowanie jest charakterystyczne dla impulsów o dużych amplitudach przyspieszenia.



Rys. 5.36 Lokalizacja fragmentu ukazanego na rys. 5.37

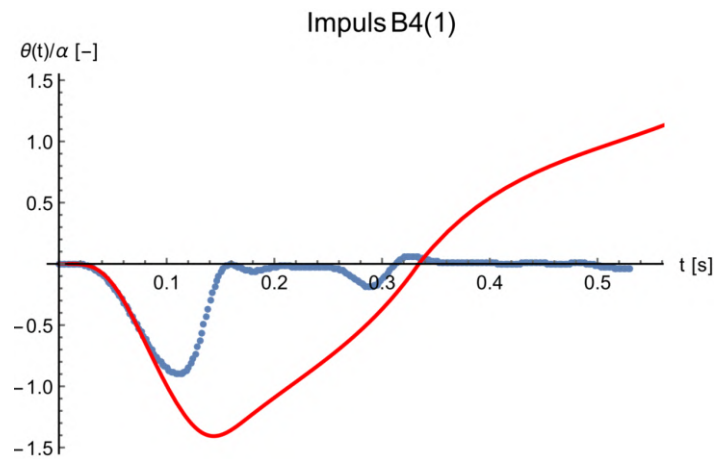


Rys. 5.37 Odbijanie bloczka od podłoża na jego krawędzi w wyniku zderzenia – impuls B1(3)

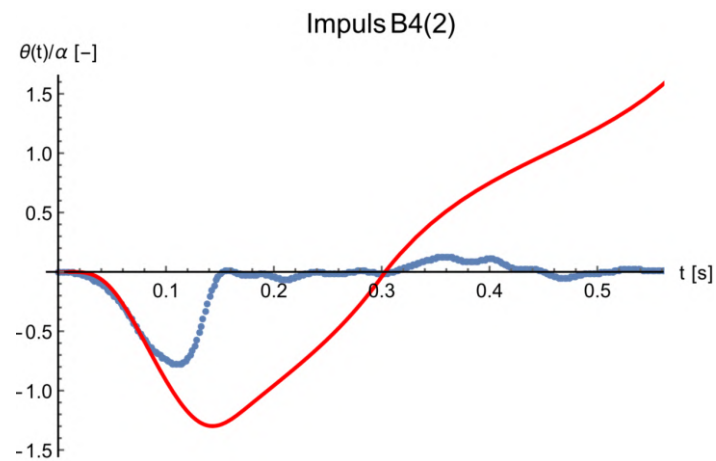


Rys. 5.38 Maksymalne wychylenie próbki – impuls B1(1)

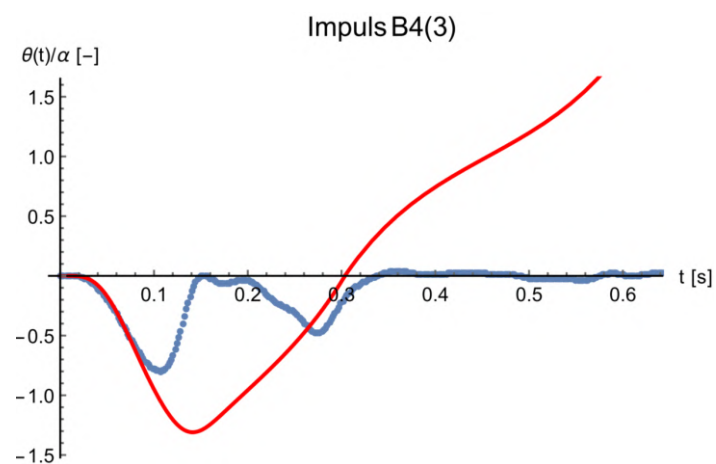
Odpowiedź modelu 4 na impulsy typu B przedstawiają rys. 5.39 – rys. 5.42. Wyciąg z zapisu wideo kąta obrotu bloczka u podstawy to jasnoniebieskie punkty, a rozwiązanie numeryczne to czerwona krzywa. Współczynnik restytucji, jak uprzednio, przyjęto jako średnią doświadczalną: 0.8928, $t g \alpha = 0.286$ również jest średnią doświadczalną.



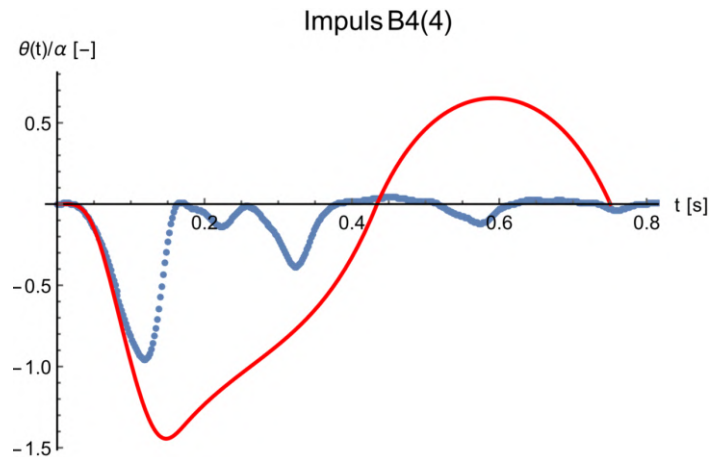
Rys. 5.39 Obrót bloczka u podstawy w modelu 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B4(1)



Rys. 5.40 Obrót bloczka u podstawy w modelu 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B4(2)



Rys. 5.41 Obrót bloczka u podstawy w modelu 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B4(3)

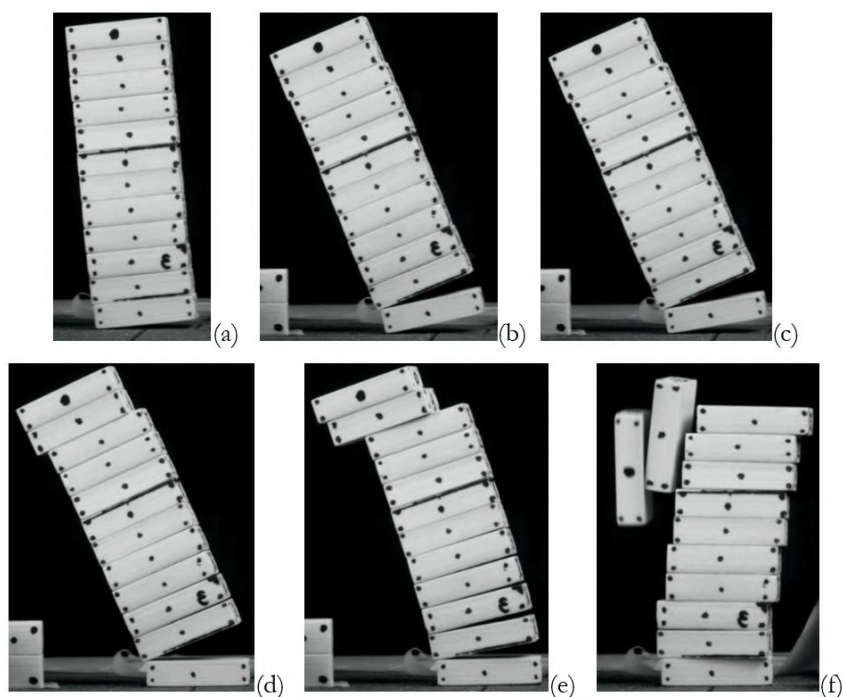


Rys. 5.42 Obrót bloczka u podstawy w modelu 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B4(4)

Konfrontując wyniki doświadczalne z rozwiązaniem numerycznym ewidentny jest wzrost rozbieżności pomiędzy nimi. Dotyczy to już momentu pomiędzy rozpoczęciem ruchu, a pierwszym uderzeniem w podłoże. Ponadto, po pierwszym uderzeniu jakiejkolwiek oznaki zjawiska kołysania zanikają. Należy zauważyć, że żadna z prób po pierwszym uderzeniu nie wykazała wychyleń bloczka podstawy w drugą stronę, lecz każdorazowo po uderzeniu bloczek podstawy wychylał się po raz drugi w kierunku pierwotnym. Postać wykresu tłumaczy zapis wideo – istotne klatki przedstawiono dla próby B4(1) na rys. 5.43(a)-(f). Widać, iż podczas pierwszego wychyleń (a) wszystkie bloczki ponad tym u podstawy rozpoczynają obrót jako całość, następnie (b) rozpoczynają pomniejsze obroty względem siebie, a także poślizgi (c). W międzyczasie bloczek podstawy opada na podłoże (d). Kiedy to następuje, również pozostałe bloczki zmieniają kierunek obrotu z dalszymi poślizgami oraz obrotami względem siebie (e). Po tym jak wszystkie bloczki osiągną zerowy kąt obrotu (w międzyczasie w wyniku zderzeń pomiędzy bloczkami rozpraszana jest energia) pojawia się wiele płaszczyzn poślizgu (f). Ponadto, przywołując definicję współczynnika restytucji według Housner’a (który zależy od proporcji bloczka i maleje wraz z jego malejącą smukłością) i aplikując ją do pojedynczych bloczków lub grupy kilku bloczków widać, iż współczynnik restytucji zbliża się do zera (dla trzech bloczków jego wartość wynosi zaledwie 0.04). Zatem obrót mniejszych grup bloczków i ich zderzenia powinny być bardzo efektywnym źródłem tłumienia. W tym kontekście, obrót względny bloczków w czasie kołysania powinien być sprzyjający. Analizując poszczególne próby należy nadmienić, że dla próby B4(1) tuż po pierwszym zderzeniu, dwa najwyżej położone bloczki spadły z próbki w wyniku poślizgu; przy czym, poślizg ten nie został wywołany zderzeniem, lecz rozpoczął się już w czasie pierwszego wychyleń i został

wywołany opisanym powyżej dodatkowym obrotem. Analogiczna sytuacja miała miejsce dla próby B4(2) gdzie ześlizgnął się jeden bloczek. Takie zachowanie sprawia, że oznaki kołysania zostają wyciszone po pierwszym wychyleniu i zderzeniu bloczka podstawy z podłożem.

Charakterystyczne ‘załamanie’ reszty bloczków nad bloczkiem u podstawy (rys. 5.43 b-e) jest najprawdopodobniej efektem chwilowej sumy momentów względem krawędzi ‘załamania’ – na tej samej zasadzie jak rozpatrywana uprzednio suma sił wywołujących poślizg. To ‘załamanie’ pozostałych bloczków próbki względem bloczka u podstawy jest bardzo istotne w kontekście analizy historycznych konstrukcji murowych. Tak jak w przypadku testów na równi pochyłej, widać, iż decydujący mechanizm nie musi zostać wykształcony względem fundamentu. Wiele zależy od tego jak dobrze wykonany i zachowany jest fundament konstrukcji, w jaki sposób mur jest na nim oparty i jak wygląda globalnie interakcja konstrukcji z podłożem w porównaniu z niedoskonałościami muru, szczególnie pomiędzy warstwą bloczków spoczywających na fundamencie, a warstwą kolejną. Są to problemy bardzo trudne do określenia dla istniejącej konstrukcji bez dokumentacji. Dlatego też dobrą praktyką powinno być rozpatrywanie różnych schematów obliczeniowych uwzględniających rzeczywisty stan konstrukcji, fundamentów oraz parametrów podłoża.



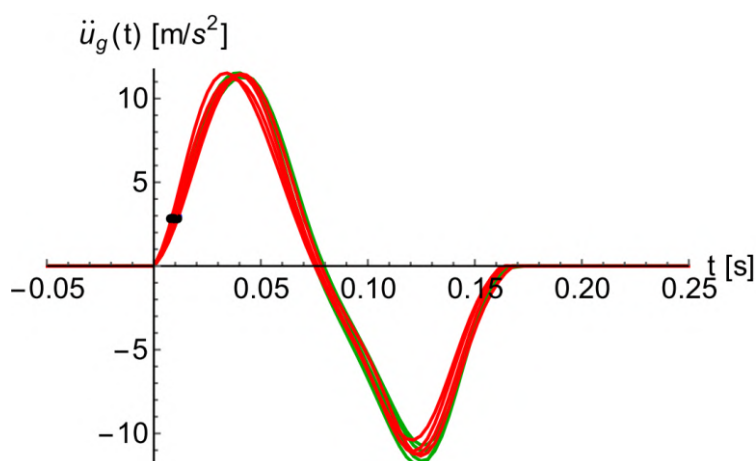
Rys. 5.43 Zachowanie modelu 4 podczas próby B4(1)

Przedstawione powyżej rezultaty jasno wskazują, iż próbki dosyć szybko przestają zachowywać się jak układ z jednym stopniem swobody – pojawiają się liczne dodatkowe

rotacje oraz translacje, które nie mogą w żaden sposób zostać ze sobą powiązane w sensie kinematycznym. Stąd rozważania analityczne są mocno ograniczone.

Obciążenie impulsami typu C, D, E

Kolejną grupę impulsów stanowią te przyspieszenia stołu, dla których próbka zespolonych bloczków ulega obaleniu w czasie drugiego wychylenia, czyli po pierwszym zderzeniu z podłożem. Parametry oraz kształt impulsów przedstawiono na rysunkach oraz w tabelach poniżej. Ponownie: a_{max} – maksymalna wartość przyspieszenia; a_{min} – minimalna wartość przyspieszenia; $a_{abs} = \max\{a_{max}, |a_{min}|\}$ – maksymalne zarejestrowane przyspieszenie; $t(a_\alpha)$ – moment, w którym osiągnięte jest minimalne przyspieszenie zdolne do obrotu układu; t_0 – moment, w którym impuls zmienia znak; t_{tot} – całkowity czas trwania impulsu. Każdorazowo impulsy dla modelu 4 oznaczono czerwoną krzywą, natomiast dla modelu 1 zieloną krzywą. Jak już wcześniej zaznaczano impulsy ‘zielone’ i ‘czerwone’ niczym się nie różnią, jeśli chodzi o parametry ustawień stołu wstrząsowego.



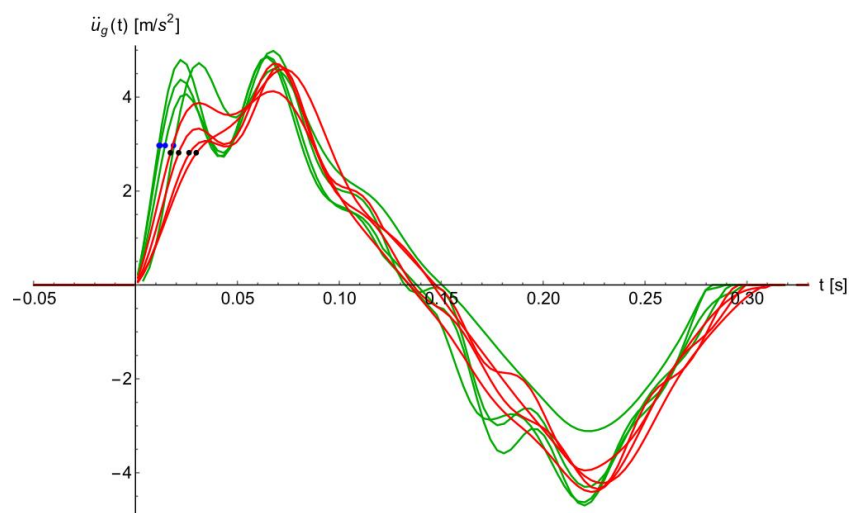
Rys. 5.44 Krzywe przebiegu dla impulsu typu C1/C4

Tab. 5.6 Grupa impulsów C1 oraz C4 – zestawienie parametrów charakterystycznych

	C1(1)	C1(2)	C1(3)	C1(4)	C4(1)	C4(2)	C4(3)	C4(4)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	11.447	11.268	11.542	11.386	11.477	11.526	11.177	11.430
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	- 11.063	- 10.713	-11.887	-11.652	- 11.346	-10.405	-11.061	-11.244
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	11.447	11.268	11.887	11.652	11.477	11.526	11.177	11.430

$t(a_\alpha)$ [s]	0.0103	0.0111	0.00913	0.00998	0.0111	0.00823	0.00899	0.00983
t_0 [s]	0.0786	0.0794	0.0755	0.0779	0.0783	0.0752	0.0756	0.0765
t_{tot} [s]	0.170	0.170	0.175	0.170	0.171	0.170	0.170	0.170

Oznaczenia w tekście.

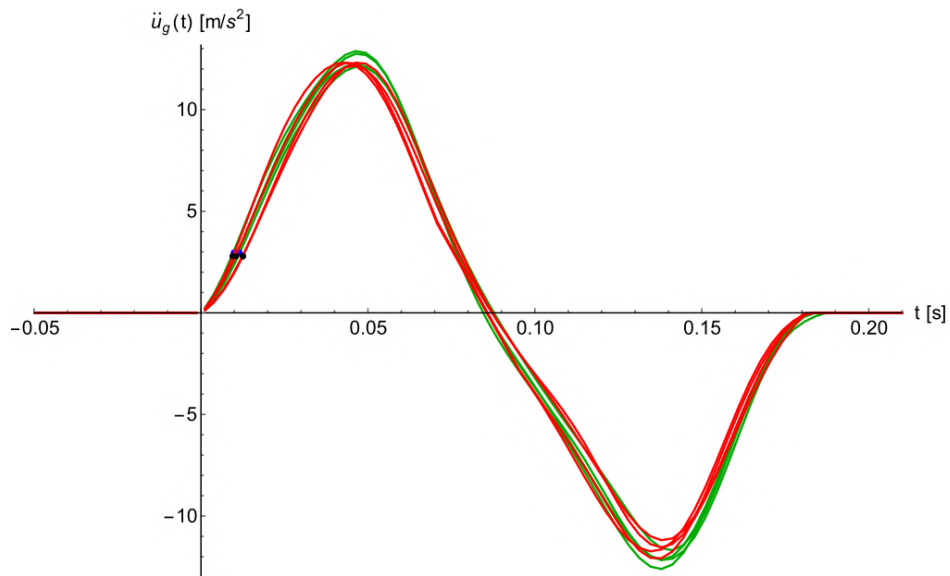


Rys. 5.45 Krzywe przebiegu dla impulsu typu D1/D4

Tab. 5.7 Grupa impulsów D1 oraz D4 – zestawienie parametrów charakterystycznych

	D1(1)	D1(2)	D1(3)	D1(4)	D4(1)	D4(2)	D4(3)	D4(4)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	4.854	4.068	4.374	4.604	4.724	4.670	4.127	4.599
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-4.635	-4.306	-4.697	-3.116	-4.347	-3.953	-4.409	-4.221
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	4.854	4.306	4.697	4.604	4.724	4.670	4.409	4.599
$t(a_\alpha)$ [s]	0.0113	0.0144	0.0122	0.0189	0.0211	0.0264	0.0171	0.0298
t_0 [s]	0.133	0.132	0.129	0.150	0.136	0.146	0.134	0.146
t_{tot} [s]	0.281	0.297	0.302	0.289	0.295	0.299	0.311	0.311

Oznaczenia w tekście.



Rys. 5.46 Krzywe przebiegu dla impulsu typu E1/E4

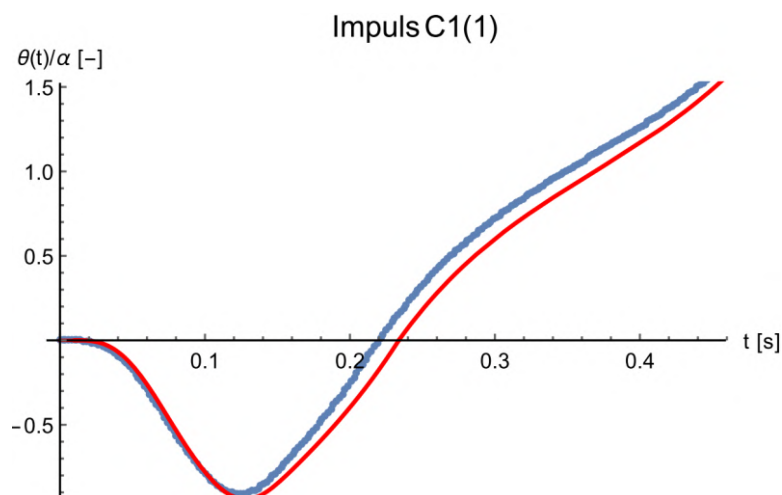
Tab. 5.8 Grupa impulsów E1 oraz E4 – zestawienie parametrów charakterystycznych

	E1(1)	E1(2)	E1(3)	E1(4)	E4(1)	E4(2)	E4(3)	E4(4)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	12.125	12.884	12.760	12.228	12.156	12.320	12.323	12.318
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-11.688	-12.610	-12.177	-12.156	-11.195	-12.111	-11.542	-11.742
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	12.125	12.844	12.760	12.228	12.156	12.320	12.323	12.318
$t(a_\alpha) [s]$	0.012	0.00966	0.0108	0.0109	0.0126	0.0104	0.0125	0.00959
$t_0 [s]$	0.0877	0.0845	0.0857	0.0857	0.0871	0.0842	0.0873	0.0836
$t_{tot} [s]$	0.183	0.187	0.183	0.183	0.181	0.183	0.183	0.183

Oznaczenia w tekście.

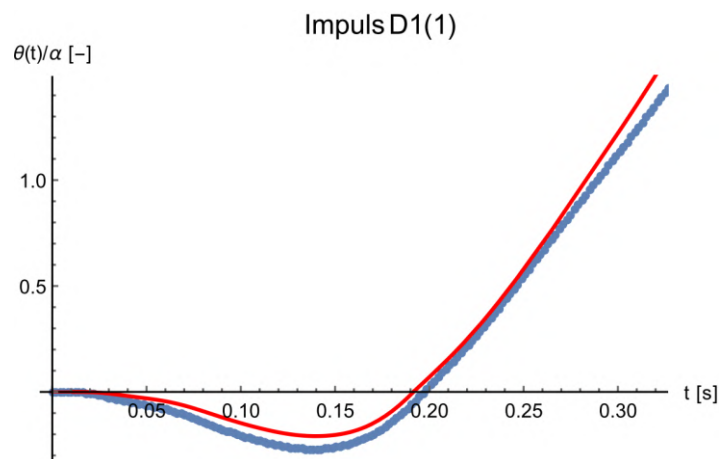
W pierwszej kolejności rozpatrzono w jaki sposób impulsy C, D, E wpłynęły na zachowanie bloczków zespolonych, czyli modelu 1. Jak już wiadomo, każdy z nich wywołał obalenie tego modelu. Impuls C, którego amplituda wynosiła około $11.5 m/s^2$, sprawiał, iż próbka wychylała się maksymalnie o kąt na poziomie 0.8α , a pierwsze zderzenie z podłożem następowało w przedziale 0.20s-0.22s. Należy zauważyć, iż impuls B, dla którego nie następowało obalenie, posiadał amplitudę o około $1 m/s^2$ większą. Zatem impuls C nie był wystarczająco intensywny, aby uchronić bloczek przed obaleniem. Na rys. 5.47 przedstawiono odpowiedź bloczka zarejestrowaną na wideo oraz rozwiązanie numeryczne w oparciu o kształt impulsu C1(1).

Wyniki doświadczalne oraz rozwiązania numeryczne dla pozostałych trzech impulsów były bardzo zbliżone do tych na rys. 5.47.



Rys. 5.47 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls C1(1)

Z kolei impuls D jest dosyć podobny do impulsu A, dla którego obalenie nie nastąpiło. Impuls D wykazuje amplitudę na poziomie ok. 4.4 m/s^2 , a czas trwania to ok. 0.3s, impuls A posiada te parametry na poziomie 4.0 m/s^2 oraz 0.25s. Co ciekawe, dla impulsu A, posiadającego mniejszą amplitudę pierwsze wychylenie jest większe i to dosyć znacznie – około 0.5α , podczas gdy dla D jest to około 0.3α . Zatem stosunek amplitud wychyleń A/D to 1.67, podczas gdy stosunek amplitud impulsów A/D to 0.91. Widać więc, że mniejszy impuls spowodował większe pierwsze wychylenia, a następnie bloczek przetrwał kołysanie. Z większym impulsem sytuacja była odwrotna. Stąd, należy wnioskować, że istotna była nie tylko amplituda impulsu, ale także jego kształt. Rys. 5.45 przedstawiający grupę impulsów D wskazuje, iż krzywe te charakteryzują się podwójnymi lokalnymi ekstremami, zarówno dla dodatniego jak i ujemnego znaku. Dla dodatniego fragmentu impulsu zdarzyło się w dwóch próbach, iż minimum pomiędzy maksymami spadało poniżej przyspieszenia aktywującego. Taka sytuacja doprowadziła prawdopodobnie do redukcji pierwszego wychylenia, a następnie amplifikacji wartości wychylenia dla drugiego obrotu.

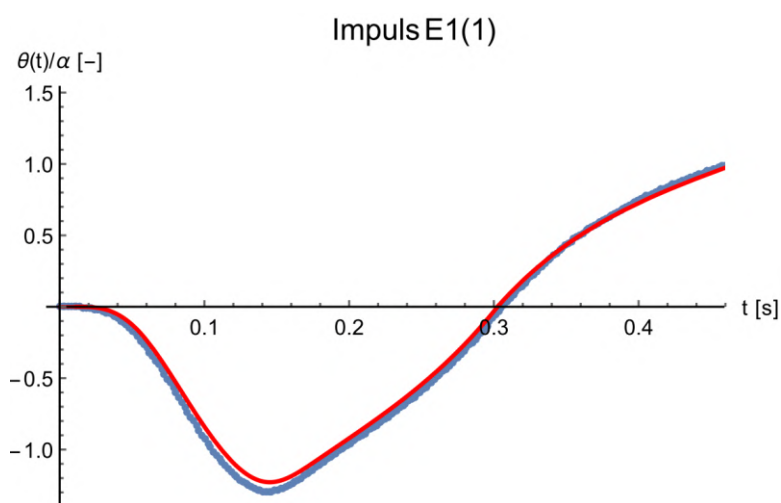


Rys. 5.48 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls D1(1)

Szczególny jest przypadek impulsu E. Analizując odpowiedź modelu 4 na impuls typu E zauważa się, iż pierwsze wychylenie każdorazowo wykazuje amplitudę na poziomie 1.25α , a pierwsze zderzenie z podłożem następuje w przedziale 0.27s-0.31s. Po pierwszym zderzeniu próbka każdorazowo ulega obaleniu. Dla przypomnienia, w przypadku impulsów A oraz B, dla których obalenie nie następowało (poza próbą B1(2)), pierwsze wychylenie było odpowiednio rzędu 0.1α oraz 1.4α . W przypadku zjawiska kołysania nie ma więc zależności pomiędzy amplitudą pierwszego wychylenia, a wynikiem końcowym. Następnie, porównując impulsy obciążeniowe B oraz E stwierdza się, iż posiadają one amplitudy przyspieszenia na tym samym poziomie (około 12.5m/s^2). Różnią się one jednak momentami, w których impulsy te osiągają wartość minimalną pozwalającą na aktywację obrotu bloczka – dla impulsu B następuje to szybciej niż dla impulsu E. Pozwala to bloczkowi, w przypadku impulsu B, wychylić się o większy kąt: $0.15\alpha = 1.4\alpha - 1.25\alpha$. Dzięki temu dodatkowemu wychyleniu, kiedy impuls zmienia znak nie jest w stanie zagrozić stabilności bloczka, gdyż posiada on bufor bezpieczeństwa w postaci tegoż wychylenia. Z kolei w przypadku impulsu E wychylenie nie było wystarczające by uchronić bloczek przed obaleniem. Jak pokazały wyniki, także dla jednego z impulsów B, a mianowicie B1(2), obalenie jednak nastąpiło. Należy zauważyć, iż był to impuls, dla którego wartość przyspieszenia aktywujące nastąpiło najpóźniej ze wszystkich impulsów B1 i czas ten wyniósł 0.00955s. Dla kolejnego impulsu – B1(3) parametr ten wyniósł 0.00939s, a bloczek przetrwał. Jednocześnie, wśród impulsów E najwcześniejszy czas aktywacji to 0.00966s (bloczek został obalony każdorazowo). Próby doświadczalne wykazały więc tutaj jasny trend, co należy podkreślić w szczególności w świetle istniejącej zmienności amplitud wychyleń dla poszczególnych impulsów. Stąd wniosek, iż poza

parametrami impulsów takimi jak: wartość maksymalna i minimalna, moment zmiany znaku, oraz czas trwania, bardzo istotny również jest kształt pierwszej krzywej wznoszącej, a właściwie jej stromość, czyli jak szybko zostanie osiągnięte przyspieszenie aktywujące. Potwierdzenie tej zależności doświadczalnie dodaje kolejny element złożoności do analizy kołysania ciał sztywnych. Jedną z kwestii dotkniętych powyższym spostrzeżeniem może być przybliżanie impulsami typu sinus zapisów rzeczywistych obciążeń sejsmicznych. Między innymi w pracach [225] oraz [226] w celu analizy kołysania różnych układów, wybierano z zapisów sejsmicznych poszczególne impulsy, a następnie przybliżano je funkcją typu sinus. Takie postępowanie jest przyjęte w myśl koncepcji, iż impulsy typu sinus są najgroźniejsze oraz uzyskanie ‘rezonansu’ w kołysaniu wymagałoby wytworzenia serii sztucznych impulsów. W świetle powyższych wyników, w procedurze otrzymywania takiego impulsu należałoby uwzględnić również jego stromość.

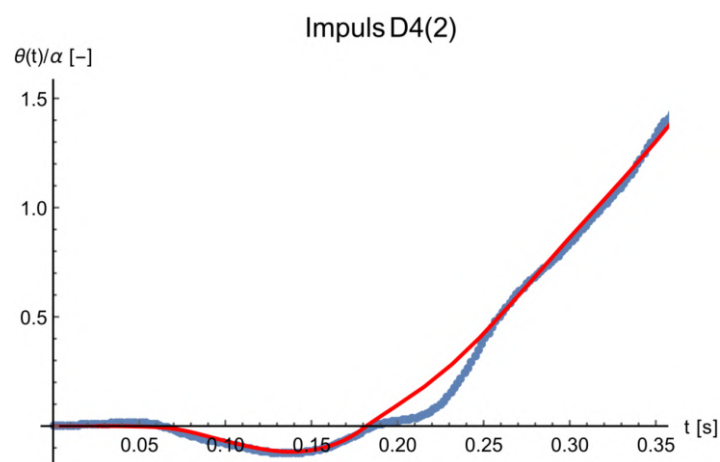
Ponadto, należy odnotować, iż ponownie dla impulsów wywołujących znaczne pierwsze wychylenie, czyli – C oraz E, mocno widoczne jest podskakiwanie bloczka na krawędzi podczas zderzenia z podłożem.



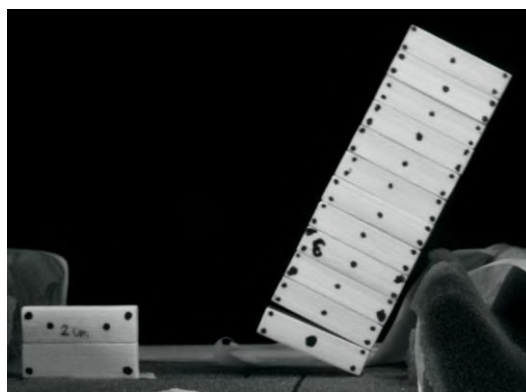
Rys. 5.49 Model 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls E1(1)

Również w przypadku modelu 4 można zauważyć, iż odpowiedzi dla impulsów C, D, E wykazują istotne cechy wspólne z rezultatami dla impulsów A i B. W przypadku impulsu D, krzywa doświadczalna obrotu bloczka u podstawy pokrywa się w znacznym stopniu dla każdej z czterech prób – na rys. 5.50 przedstawiono porównanie dla próby D4(2). Dwie z czterech próbek uległy obaleniu zachowując się praktycznie tak jak bloczki związane (poza niewielkimi obrotami pomiędzy bloczkami, które w przypadku ciał niedoskonałych są nieuniknione).

Rys. 5.51 przedstawia klatkę z zapisu dla próby D4(2) na której próbka zmierza ku obaleniu. Dwie kolejne próbki wykazały poślizg górnych bloczków, tak jak w przypadku impulsu A, ale z racji, iż tym razem impuls był bardziej intensywny, próbka uległa obaleniu i wpływ tych poślizgów był znikomy.



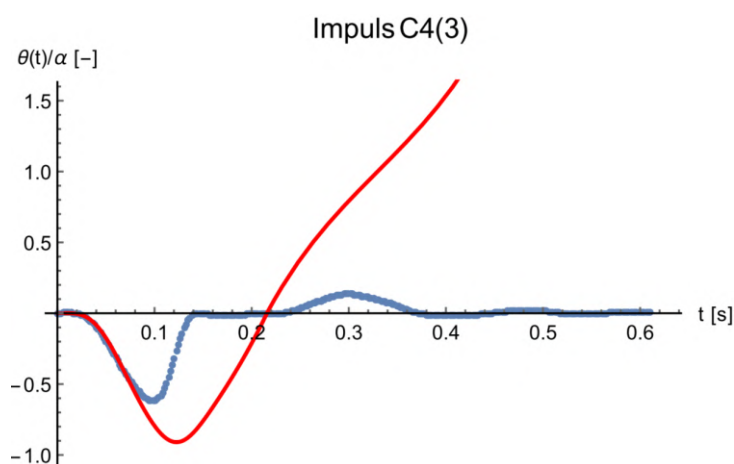
Rys. 5.50 Obrót bloczka u podstawy modelu 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls D4(2)



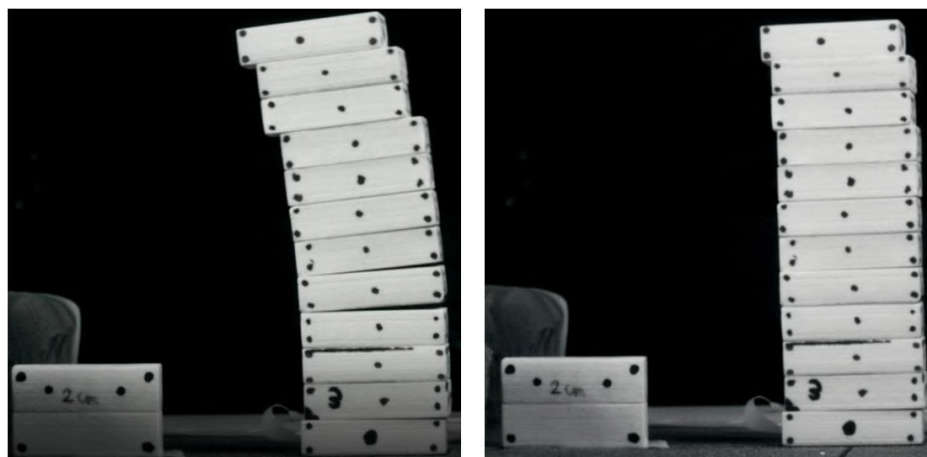
Rys. 5.51 Model 4 zmierzające ku obaleniu. Impuls D4(2)

Pod wpływem impulsów C i E model 4 odpowiedziała w sposób bardzo zbliżony do odpowiedzi dla impulsu B. To jest, następuje złamanie próbki nad bloczkiem u podstawy podczas pierwszego wychylenia, a następnie, po pierwszym wychyleniu następuje wyciszenie kołysania próbki. Z racji, iż impuls C posiada mniejszą amplitudę niż impuls B, wspomniane złamanie próbki jest mniej zaakcentowane, i dla żadnej z prób górne bloczki nie ześlizgnęły się z modelu. Przykładowy zapis obrotu bloczka u podstawy przedstawiono dla impulsu C4(3) na rys. 5.52. Rys. 5.53 przedstawia dla tej samej próby porównanie stanu końcowego układu bloczków, a także ich maksymalne przemieszczenie (wywołane poślizgiem i obrotem)

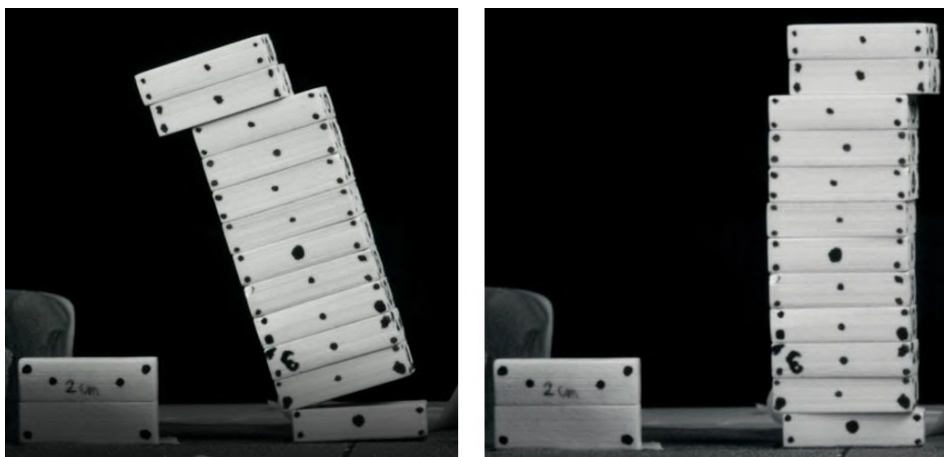
w czasie, kiedy próbka jest wzbudzona. Rys. 5.54 obrazuje analogiczne porównanie dla impulsu E4(3). Przykłady te wskazują ponownie, iż maksymalne przemieszczenia jakich doznaje mur historyczny podczas zjawisk sejsmicznych są zdecydowanie wyższe niż wskazywałyby na to stan końcowy. Konsekwentnie, również próby szacowania bezpieczeństwa konstrukcji muru na podstawie stanu końcowego może być błędne. Jest to nawiązanie do rys. 5.30 oraz rys. 5.31, które przedstawiały ten sam problem dla impulsu A.



Rys. 5.52 Obrót bloczka u podstawy modelu 4 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls C4(3)



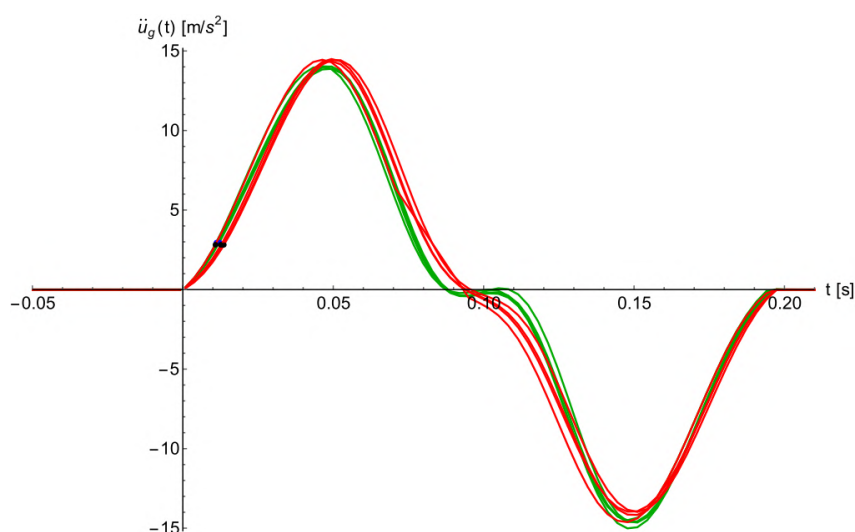
Rys. 5.53 Moment maksymalnego przemieszczenia górnych bloczków (po lewej) oraz stan końcowy (po prawej). Impuls C4(3)



Rys. 5.54 Moment maksymalnego przemieszczenia górnych bloczków (po lewej) oraz stan końcowy (po prawej). Impuls E4(3)

Obciążenie impulsem typu F

Ostatnia charakterystyka impulsów miała na celu wywołanie obalenia próbki zespolonej przy pierwszym wychyleniu (bez uderzenia w podłoże). Parametry oraz kształt impulsu F przedstawiono na rysunku oraz w tabeli poniżej. Ponownie: a_{max} – maksymalna wartość przyspieszenia; a_{min} – minimalna wartość przyspieszenia; $a_{abs} = \max\{a_{max}, |a_{min}|\}$ – maksymalne zarejestrowane przyspieszenie; $t(a_\alpha)$ – moment, w którym osiągnięte jest minimalne przyspieszenie zdolne do obrotu układu; t_0 – moment, w którym impuls zmienia znak; t_{tot} – całkowity czas trwania impulsu. Każdorazowo impulsy dla modelu 4 oznaczono czerwoną krzywą, natomiast dla modelu 1 zieloną krzywą. Jak już wcześniej zaznaczano impulsy ‘zielone’ i ‘czerwone’ niczym się nie różnią, jeśli chodzi o parametry ustawień stołu wstrząsowego.



Rys. 5.55 Krzywe przebiegu dla impulsu typu F1/F4

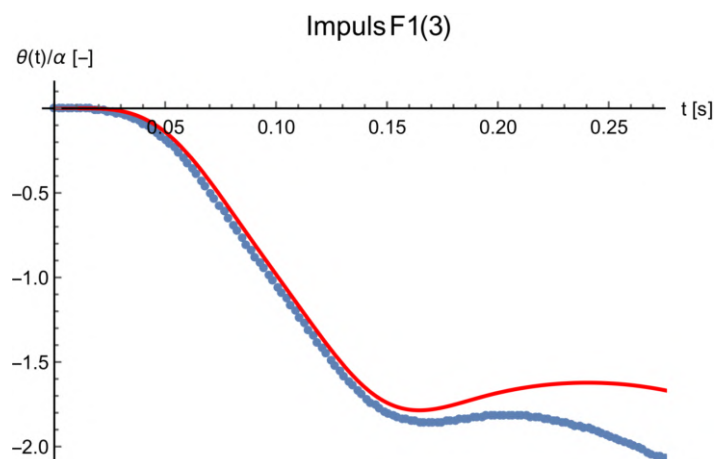
Z powyższych wykresów widać, iż dla zadanych parametrów silnik napędzający stół miał pewne problemy z realizacją zadanego obciążenia, które objawiły się przy zmianie znaku impulsu, gdzie pojawiało się charakterystyczny płaski odcinek ze stałym przyspieszeniem tuż poniżej zera.

Tab. 5.9 Grupa impulsów F1 oraz F4 – zestawienie parametrów charakterystycznych

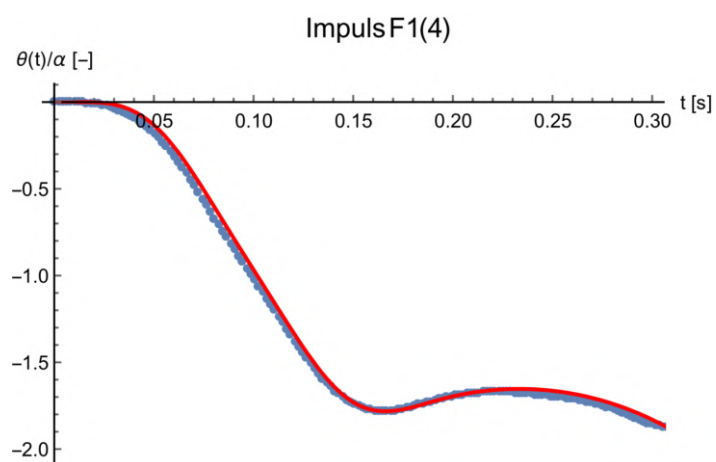
	F1(1)	F1(2)	F1(3)	F1(4)	F4(1)	F4(2)	F4(3)	F4(4)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	13.895	14.050	14.061	14.035	14.460	14.493	14.363	14.448
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-14.669	-14.498	-15.033	-14.640	-13.980	-14.196	-13.988	-14.629
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	14.669	14.498	15.033	14.640	14.460	14.493	14.363	14.629
$t(a_\alpha) [s]$	0.0120	0.0111	0.0116	0.0128	0.0137	0.0133	0.0127	0.0108
$t_0 [s]$	0.0880	0.0876	0.0872	0.0879	0.0956	0.0941	0.0938	0.0903
$t_{tot} [s]$	0.195	0.195	0.197	0.197	0.199	0.199	0.198	0.197

Oznaczenia w tekście.

Pod wpływem impulsu F, cały ruch dla modelu 1 składa się z jednego wychylenia prowadzącego do obalenia. Charakterystyczny jest ciągły przyrost wychylenia do wartości na poziomie $(1.8 - 1.9)\alpha$ po którym następuje wyhamowanie oraz chwilowa zmiana kierunku kąta obrotu próbki. Błoczek cofa się wówczas o wartość kąta $(0.1 - 0.2)\alpha$. Ostatecznie jednak środek ciężkości próbki nie przesuwają się na przeciwną stronę osi obrotu i następuje obalenie. Porównując rozwiązanie numeryczne z zapisem wideo, każdorazowo krzywe te pokrywają się co najmniej do pierwszego maksimum wychylenia. Po czym, w dwóch próbach, następuje nieznaczna rozbieżność krzywych (próby F1(2) oraz F1(3)) - rys. 5.56, natomiast w dwóch pozostałych przypadkach krzywe pozostają zbieżne do końca rejestrowanego obrotu - rys. 5.57. Źródłem rozbieżności może być krawędź bloczka u podstawy, która nie jest idealna (nie jest idealną linią).



Rys. 5.56 Obrót modelu 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls F1(3)



Rys. 5.57 Obrót modelu 1 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls F1(4)

Model 4 pod wpływem impulsu F również ulega obaleniu przy pierwszym wychyleniu i tak jak w przypadku kilku poprzednich typów impulsów powstaje charakterystyczne ‘złamanie’ próbki nad bloczkiem podstawy. Tak jak stwierdzono uprzednio, jest to najprawdopodobniej efekt sumy momentów względem krawędzi bloczka, powodowanych przez siły działające na odciętą część próbki. Przy czym momenty te są amplifikowane poprzez niedoskonałości na styku dwóch bloczków wywołanych jakością wykonania oraz ułożenia bloczków w próbce.



Rys. 5.58. Impuls F4(4). Charakterystyczne ‘złamanie’ próbki nad bloczkiem podstawy

Widmo dla modelu 1

W pracy [87] wykazano, iż dla obciążenia opisanego funkcją sinus lub cosinus można stworzyć widmo zachowania bloczka w funkcji kilku parametrów, którymi są: przyspieszenie aktywujące $g \cdot tg\alpha$; amplituda funkcji sinus/cosinus A ; parametr częstości p ; współczynnik restytucji η . Rys. 5.59 przedstawia widmo utworzone dla wartości liczbowych charakterystycznych dla modelu 1. Oś pozioma przedstawia stosunek częstości kątowej do parametru częstości ω/p . Oś pionowa przedstawia znormalizowaną amplitudę impulsu A względem przyspieszenia aktywującego $g \cdot tg\alpha$, stąd obrót bloczka następuje, kiedy wartości na osi pionowej przekraczają wartość 1.0. Ponieważ częstość kątowa ω jest odwrotnie proporcjonalna do okresu, długość impulsu sinus maleje wraz ze wzrostem wartości na osi poziomej. Dla stosunku ω/p zmierzającego do zera, okres impulsu zmierza do nieskończoności, a wartość znormalizowanego przyspieszenia wymaganego do obalenia zmierza do 1. Jak widać na diagramie, jest to obalenie przy pierwszym wychyleniu. Można więc stwierdzić, iż efektywnie, w tym punkcie diagramu ma się do czynienia z metodą siłową (będącą metodą statyczną) stosowaną w analizach prób na równi pochyłej w rozdziale 4 pracy. Idąc dalej, można stwierdzić, iż analiza sił jest postacią szczególną analizy dynamicznej kołysania – kiedy znormalizowane przyspieszenie $A/g \cdot tg\alpha$ zmierza do 1, a znormalizowana częstość impulsu ω/p zmierza do 0.

Żadnego z zastosowanych impulsów doświadczalnych nie można zastosować wprost do widma przedstawionego poniżej, które zostało stworzone dla impulsu opisanego dokładnie funkcją sinus. Niemniej jednak, dokonano próby wykorzystania tego widma – zastosowano trzy różne strategie przekształcania impulsów doświadczalnych na funkcje sinus na przedziale $\langle 0, 2\pi \rangle$:

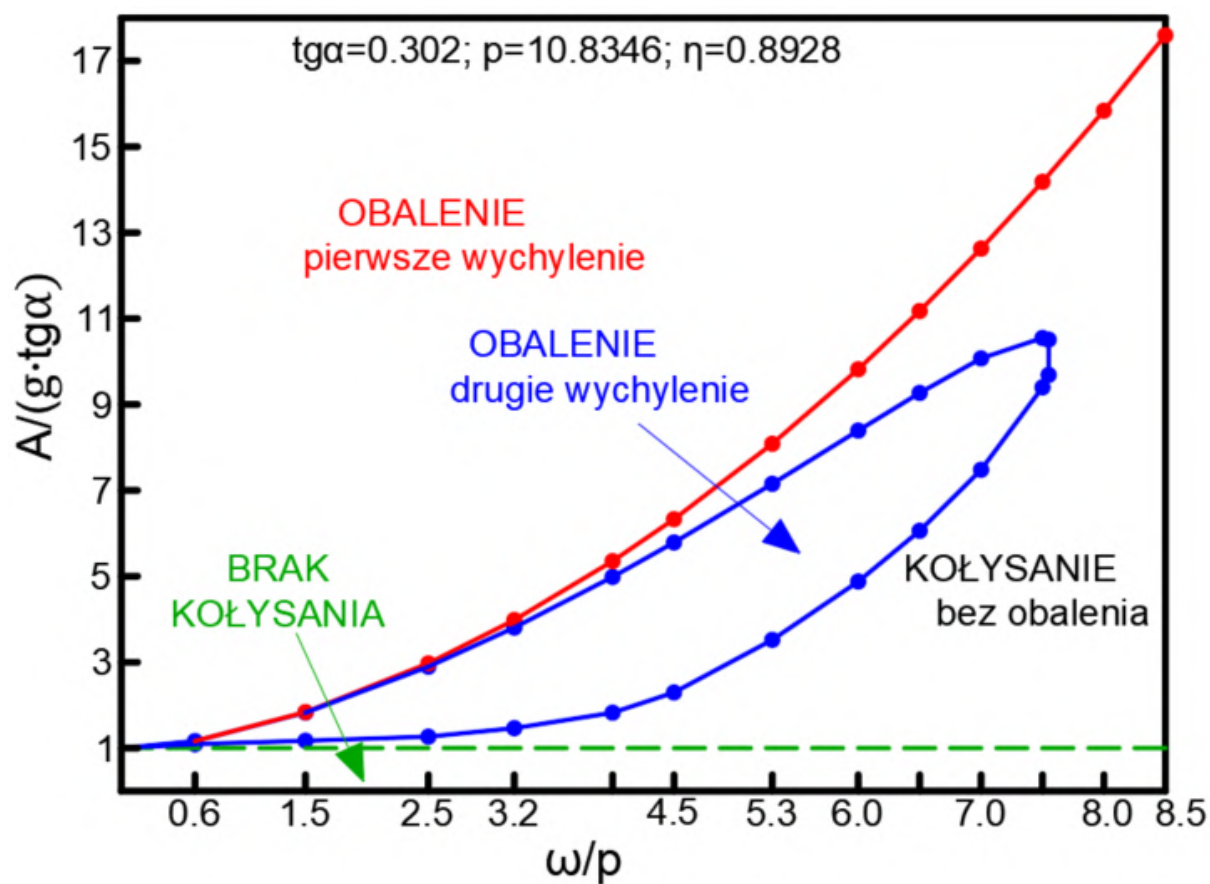
1. Amplitudę A przyjęto jako średnią z wartości minimalnej i maksymalnej impulsu doświadczalnego: $A = 0.5(a_{max} + a_{min})$; natomiast częstość kątową wyznaczono na podstawie okresu funkcji sinus oraz czasu trwania impulsów: $\omega = 2\pi/t_{tot}$.
2. Częstość kątową wyznaczono na podstawie okresu funkcji sinus oraz czasu trwania impulsów: $\omega = 2\pi/t_{tot}$; amplitudę A wyznaczono z warunku równości pola powierzchni pomiędzy funkcją sinus, a osią czasu oraz pomiędzy impulsem obciążeniowym, a osią czasu. Pole pod impulsem obciążeniowym wyznaczono poprzez całkowanie numeryczne.
3. Amplituda $A = 0.5(a_{max} + a_{min})$; częstość kątową ω wyznaczono z warunku równości pola powierzchni pomiędzy funkcją sinus, a osią czasu oraz pomiędzy impulsem obciążeniowym, a osią czasu. Pole pod impulsem obciążeniowym wyznaczono poprzez całkowanie numeryczne.

Biorąc pod uwagę przedyskutowane aspekty kołysania ciał i ich wrażliwości na obciążenie, niemożliwym było, aby wyznaczone w powyższy sposób impulsy miały dać odpowiedź zbliżoną do zarejestrowanych historii obrotu model 1. Celem było sprawdzenie, czy otrzymane funkcje sinus będą w stanie poprawnie sklasyfikować zachowanie próbki i umieścić je w jednym z trzech zakresów: kołysanie bez obalenia, obalenie przy drugim wychyleniu, obalenie przy pierwszym wychyleniu. Okazało się, iż żadna z powyższych strategii nie sprawdzała się dla wszystkich, a nawet większości impulsów. Przykładowo, strategia 2 poprawnie umieściła na diagramie wyniki dla impulsu A; z kolei impuls B nie został przypisany prawidłowo przez żadną z trzech formuł. Uzyskane wyniki pokazują, iż przybliżanie wybranych impulsów obecnych w zapisie historii obciążenia sejsmicznego, a następnie rozwiązanie dla tychże impulsów problemu kołysania ciała sztywnego (przykładowo muru) nie gwarantuje uzyskania poprawności rozwiązania. Wręcz przeciwnie, istnieje spora szansa, że efekt końcowy nie zostanie określony prawidłowo, a wartości kątów obrotu z pewnością będą miały jedynie wartość poglądową. Natomiast takie impulsy można wykorzystywać do orientacyjnego umieszczania wyników na diagram takich jak na rys. 5.59. Oczywiście nie można takiego punktu na diagramie traktować jednoznacznie, aczkolwiek jest to bardzo pożyteczne w kontekście wyczucia zachowania ciała o danych parametrach pod wpływem różnych impulsów.

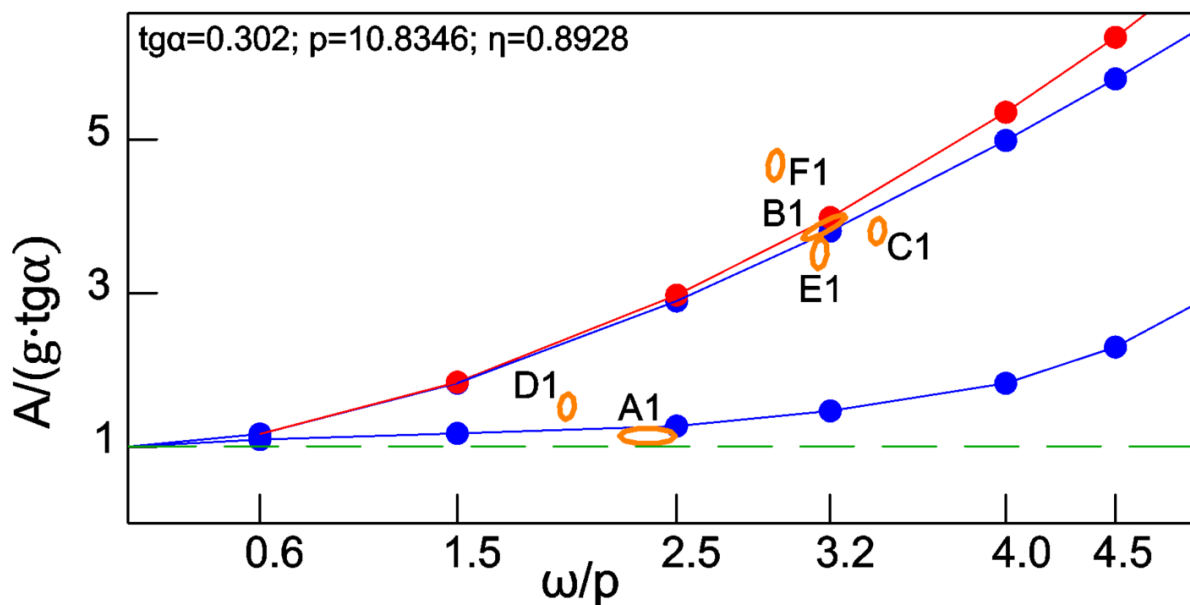
Rys. 5.60 przedstawia natomiast wyidealizowane przybliżenie impulsów A-F (pomarańczowe elipsy), w taki sposób, aby znalazły się one dokładnie w tych sektorach, które pokazało doświadczenie, czyli impuls A tuż pod obszarem obalenia po drugim wychyleniu,

impuls B pomiędzy polami obalenia przy pierwszym i przy drugim wychyleniu, F – obalenie przy pierwszym wychyleniu, C, D, E – obalenie przy drugim wychyleniu. Położenie na osi poziomej określono z czasu trwania impulsów, a położenie na osi pionowej dopasowano do odpowiedzi doświadczalnej. Oczywiście stworzony obraz nie jest dokładny w sensie matematycznym, daje on jednak pewien obraz w zakresie relacji poszczególnych impulsów względem siebie i wpływu zmian poszczególnych parametrów impulsu na rezultat końcowy obrotu ciała.

Można stwierdzić, iż omawiane powyżej aspekty dodają tylko kolejne elementy niepewności i niejednoznaczności do dziedziny analizy zjawiska kołysania i stosowania go do rzetelnego określania bezpieczeństwa konstrukcji, w tym murowych. Zgadza się, są to niepewności, aczkolwiek z punktu widzenia matematycznego, natomiast w sensie fizycznym są to rezultaty doświadczalne i spostrzeżenia, które pozwalają lepiej poznać analizowane zjawisko, a także dostarczają danych i wskazówek, które są wykorzystywane do budowy odpowiedniego modelu matematycznego. W sytuacji, kiedy istnieje tak wiele parametrów, a każdy z nich jest wielkością o istotnym wpływie i zmienności, właściwym narzędziem jest probabilistyczna analiza konstrukcji. Szczególnie biorąc pod uwagę fakt, iż obciążenie sejsmiczne jest z natury stochastyczne – czyli jego historia (czas trwania, kształt, amplituda) nie jest znana *a priori*, stąd też, obecność innych niepewności w postaci parametrów modelu nie powinno zniechęcać naukowców/inżynierów od stosowania koncepcji kołysania ciała sztywnego. Istnieje wiele prac, gdzie kołysanie zostawało poddawane analizie statystycznej z zastosowaniem różnych metod i koncepcji. Wśród nich można wymienić: [227], [228], [229], [230]. Elementy analizy statystycznej, w oparciu o powyższe wyniki oraz wyniki przedstawione w kolejnych podrozdziałach, przedstawiono w podrozdziale 6.2.



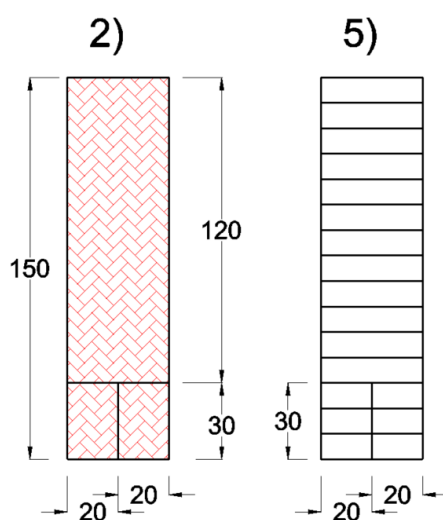
Rys. 5.59 Widmo przyspieszenia obalającego model 1 przy obciążeniu funkcją sinus o częstotliwości kątowej ω oraz amplitudzie A



Rys. 5.60 Impulsy A-F względem widma przyspieszenia obalającego model 1

5.1.3. Model 2 oraz 5

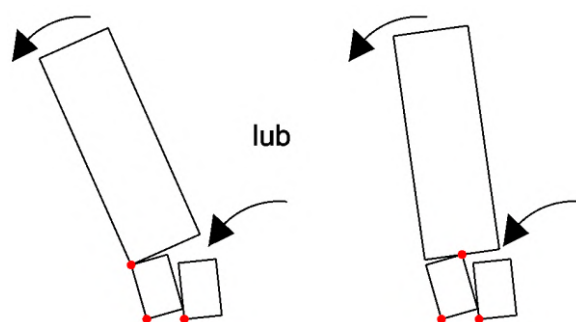
Modele analizowane w tym punkcie przedstawione są na rys. 5.61. W przypadku modelu 2 rozpatrywane są trzy ciała (elementy), które mogą podlegać rotacji i poślizgowi względem podłoża lub siebie nawzajem. Geometria modelu 5 jest identyczna, jednak bez zespolenia. Jak już pokazało porównanie modelu 1 oraz 4, zachowanie tych bloczków może być bardzo różnorodne i trudne do przewidzenia, a przede wszystkim niemożliwe do opisanego za pomocą równań z jednym stopniem swobody. W odniesieniu do konstrukcji murowych, model 2 może reprezentować spękany mur/filar dwuwarstwowy, natomiast model 5 może być identyfikowany z murem/filarem suchym o nieregularnym przekroju.



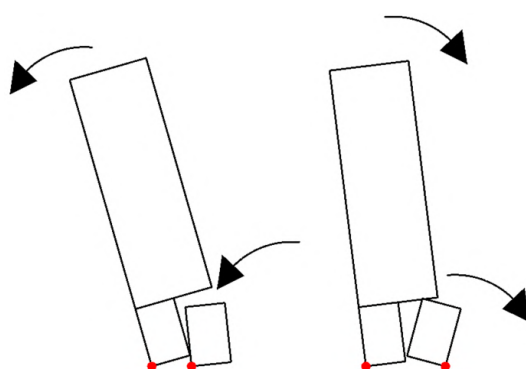
Rys. 5.61 Model 2 oraz 5 - geometria

W ogólności, model 2 może odpowiedzieć na wiele różnych sposobów, przy czym jednoczesny obrót (w czasie inicjacji) dolnej warstwy względem podłoża oraz górnej części względem tejże warstwy jest raczej niemożliwy (rys. 5.62). Wynika to z proporcji poszczególnych elementów oraz specyfiki stosowanych impulsów. Oczywiście mowa tu o wyidealizowanych elementach układu, czyli takich które idealnie do siebie przylegają i mają wszystkie powierzchnie prostopadłe/równoległe do siebie. Spodziewanym zachowaniem modelu 2 jest takie jak przedstawione na rys. 5.63. Jak widać tworzone są dwa osobne układy podlegające kołysaniu, o różnych amplitudach i 'okresach'. Mogą one podlegać zderzeniom i wzajemnej interakcji. W takiej sytuacji opis ich ruchu metodami analitycznymi jest niemożliwy. Powinien jednak istnieć zbiór impulsów (przy zadanej geometrii) dla których można podjąć próbę analizy układu o jednym stopniu swobody i zachowaniu przedstawionym jak na rys. 5.64. W takiej sytuacji jedna z dolnych warstw (na rysunku oznaczona numerem 3) pozostaje w spoczynku, podczas

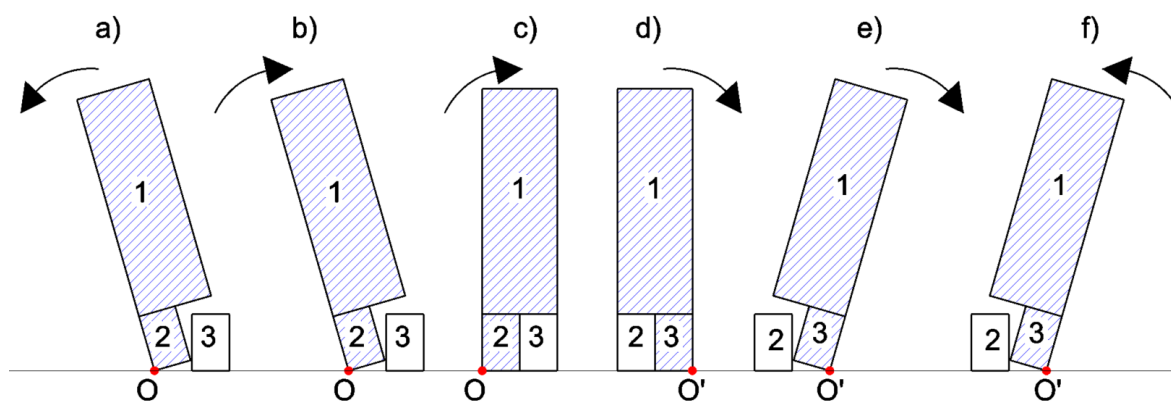
gdy układ 1+2 podlega kołysaniu – wychyla się (a) i osiąga maksymalny kąt, a następnie powraca (b) i osiąga zerowy kąt obrotu (c). Następnie, punkt obrotu zmienia się z O (u podstawy ciała 2) na punkt O' (u podstawy ciała 3), a ciało 2 w kołyszącym się układzie jest zamienione na ciało 3 – (d), (e), (f). W przypadku układu idealnego, osobliwe kołysanie tych trzech ciał (efektywnie dwóch w każdym momencie) jest możliwe bez żadnych zaburzeń i może zostać opisane tymi samymi równaniami ruchu co model 1. Parametry ruchu wyznaczono poniżej.



Rys. 5.62 Model 2 – mechanizm o małym prawdopodobieństwie inicjacji

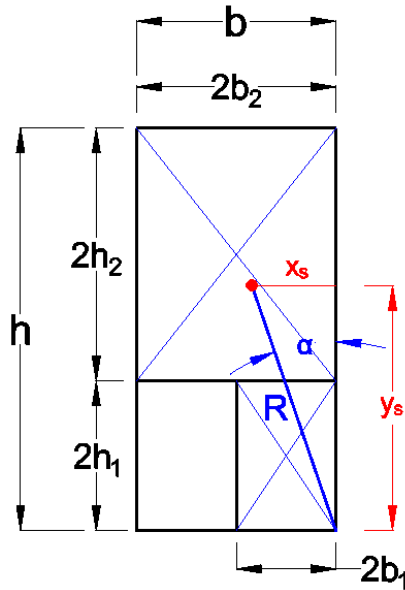


Rys. 5.63 Model 2 – spodziewany mechanizm



Rys. 5.64 Obrót elementów tworzących model 2

Teoretyczne położenie środka ciężkości układu dwóch bloczków dla dowolnych wymiarów przedstawiono na rys. 5.65, równania [5-16], [5-17].



Rys. 5.65 Model 2 oraz 5 oznaczenia wymiarów

$$x_s = \frac{h_1 b_1^2 + h_2 b_2^2}{h_1 b_1 + h_2 b_2} \quad [5-16]$$

$$y_s = \frac{h_1^2 b_1 + h_2 b_2 (2h_1 + h_2)}{h_1 b_1 + h_2 b_2} \quad [5-17]$$

Tangens kąta aktywacji mechanizmu dany jest zależnością [5-18], która jest oczywiście zgodna z tą przedstawioną w podrozdziale 4.1 czyli równaniem [4-3].

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{x_s}{y_s} = \frac{h_1 b_1^2 + h_2 b_2^2}{h_1^2 b_1 + h_2 b_2 (2h_1 + h_2)} \quad [5-18]$$

Ponownie, napotykana jest kwestia wartości teoretycznej kąta α oraz jego wartości doświadczalnej, co było już poruszane w przypadku modelu 1 w podrozdziale 5.1.1. Stosując kąt doświadczalny, wartość współrzędnej y_s w dalszym ciągu opisana jest równaniem [5-17], natomiast współrzędna x_s jest zależna od kąta doświadczalnego oraz współrzędnej y_s :

$$x_s = y_s \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad [5-19]$$

Z racji, iż analizowana geometria posiada wiele zmiennych, opisanie parametru częstości oraz współczynnika restytucji w sposób zwięzły jest niemożliwe. Współczynnik restytucji można sprowadzić co najwyżej do zależności:

$$\eta = 1 - \frac{2p^2}{g} x_s \cdot \sin \alpha \quad [5-20]$$

Parametr częstości p :

$$p^2 = \frac{MgR}{I_0} = \frac{(m_t + m_l)g}{I_0} \frac{x_s}{\sin \alpha} = \frac{(m_t + m_l)g}{I_0} \frac{y_s}{\cos \alpha} \quad [5-21]$$

Gdzie moment bezwładności układu w ruchu (zgodnie z twierdzeniem Steiner'a):

$$I_0 = \frac{4}{3} m_l (b_1^2 + h_1^2) + \frac{4}{3} m_t (b_2^2 + h_2^2 + 3h_1 h_2 + 3h_1^2) \quad [5-22]$$

gdzie:

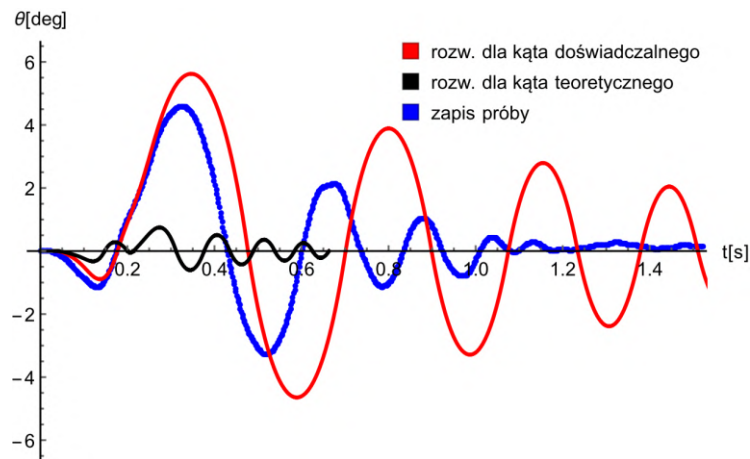
m_t – masa górnej części układu (1): 12 bloczków o szerokości 40mm;

m_l – masa dolnej części układu (2) lub (3): 3 bloczki o szerokości 20mm;

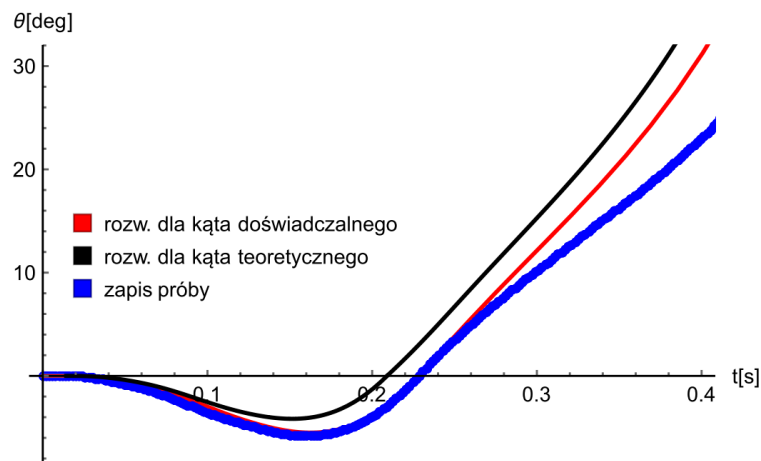
Tab. 5.10 przedstawia wartości parametrów ruchu oraz wielkości z nimi związanych. Rys. 5.66 i rys. 5.67 przedstawiają zapis doświadczalny kąta obrotu dla próby A2(2) oraz B2(2) wraz z odpowiadającymi im rozwiązaniami numerycznymi. Obliczenia wykonano w oparciu o wartość teoretyczną kąta α (kątem przedstawionym na rys. 5.65) – czarne krzywe oraz wartość doświadczalną – czerwone krzywe. Tak samo jak w przypadku modelu 1 można zauważyć, iż przyjęcie wartości teoretycznej kąta może skutkować w istotnych rozbieżnościach z zapisem doświadczalnym.

Tab. 5.10 Parametry ruchu w funkcji kąta α

	$\operatorname{tg} \alpha$	$p \left[\frac{\operatorname{rad}}{s} \right]$	$a_\alpha \left[\frac{m}{s^2} \right]$	η	$t(a_\alpha) [s]$ A2(2)	$t(a_\alpha) [s]$ B2(2)
α_{teo}	0.23	9.6784	2.27	0.9187	0.03316	0.01422
α_{exp}	0.21	9.6567	2.06	0.9330	0.03034	0.01302



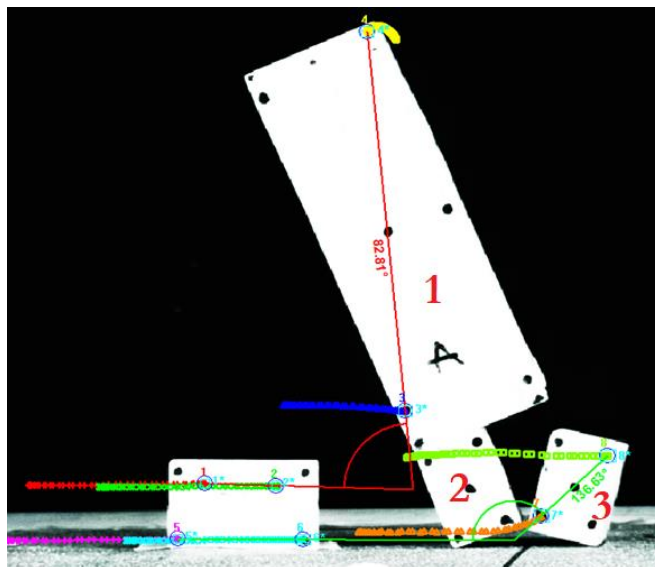
Rys. 5.66 Model 2. Impuls A2(2). Porównanie rozwiązań dla wartości doświadczalnej oraz teoretycznej kąta α



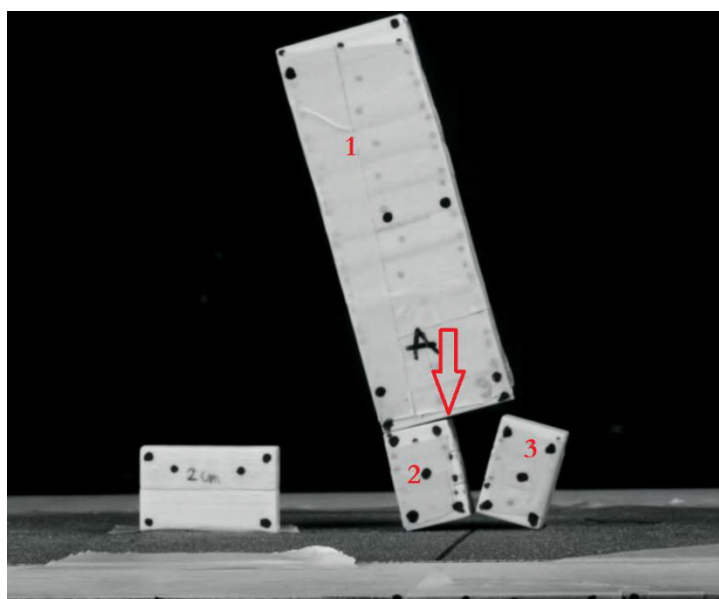
Rys. 5.67 Model 2. Impuls B2(2). Porównanie rozwiązań dla wartości doświadczalnej oraz teoretycznej kąta α

Tak jak w przypadku poprzednich modeli, istotny jest sposób pomiaru kątów obrotu poszczególnych komponentów mechanizmu podczas kołysania. Jak widać na rys. 5.68, dla modelu 2, pomiar obrotu układów (1+2) oraz (1+3) jest każdorazowo mierzony względem punktów należących do ciała 1. Dzięki temu możliwy jest pomiar obu wspomnianych układów w sposób ciągły, ale jednocześnie, mierzone kąty są nieco zniekształcone – wynika to z faktu, iż na styku ciał 1 i 2 lub 1 i 3 w czasie doświadczeń następują dodatkowe obroty (ze względu na niedoskonałe powierzchnie każdego z ciał). Ukazano to na rys. 5.69. Uprzednio, te wzajemne obroty wykluczono przy założeniu doskonałej geometrii oraz ze względu na znajomość historii obciążenia i proporcji próbek. Jak już jednak zaznaczono, natura obrotów względnych zarejestrowanych na wideo jest zupełnie inna i wynika z nierówności próbek wywołanych błędem druku oraz zastosowania papieru ściernego. Obecność wzajemnych

obrotów będzie dodatkowym źródłem rozbieżności pomiędzy pomiarem doświadczalnym, a rozwiązaniem numerycznym. Ponadto, niedoskonałości na styku ciał układu, będą źródłem niestabilności, w tym, tych w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny obrotu.



Rys. 5.68 Schemat pomiaru kątów obrotu dla modelu 2



Rys. 5.69 Obrót ciał 1 i 2 względem siebie (zaznaczony czerwoną strzałką)

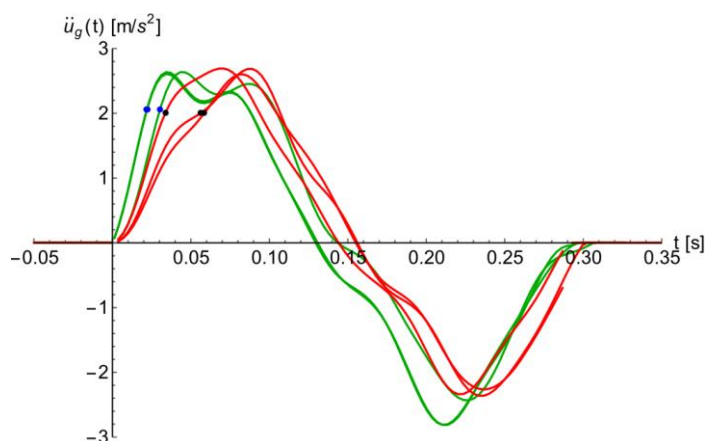
W przypadku modelu 5, w której bloczki nie były ze sobą zespolone, obrót układu (1+2) oraz (1+3) był mierzony dla bloczka spoczywającego u podstawy ciała 1 (rys. 5.70). Pomiar ten jest zatem wykonany na podobnej zasadzie, jak dla modelu 4. W związku z tym, ponownie, wartości mierzonych kątów będą zdeterminowane sposobem pomiaru, a ich interpretacja powinna być przeprowadzana wraz zapisem wideo i obserwacją zachowania wszystkich

Modele 2 i 5 obciążono sześcioma różnymi impulsami. W pracy omówiono trzy z nich, które podzielono na dwie grupy:

- ### Obciążenie impulsami typu A oraz B

244

z impulsów typu A przedstawia tab. 5.11. Są to odpowiednio: a_{max} – maksymalna wartość przyspieszenia; a_{min} – minimalna wartość przyspieszenia; $a_{abs} = \max\{a_{max}, |a_{min}|\}$ – maksymalne zarejestrowane przyspieszenie; $t(a_\alpha)$ – moment, w którym osiągnięte jest minimalne przyspieszenie zdolne do obrotu układu; t_0 – moment, w którym impuls zmienia znak; t_{tot} – całkowity czas trwania impulsu.



Rys. 5.71 Krzywe przebiegu dla impulsu typu A2/A5

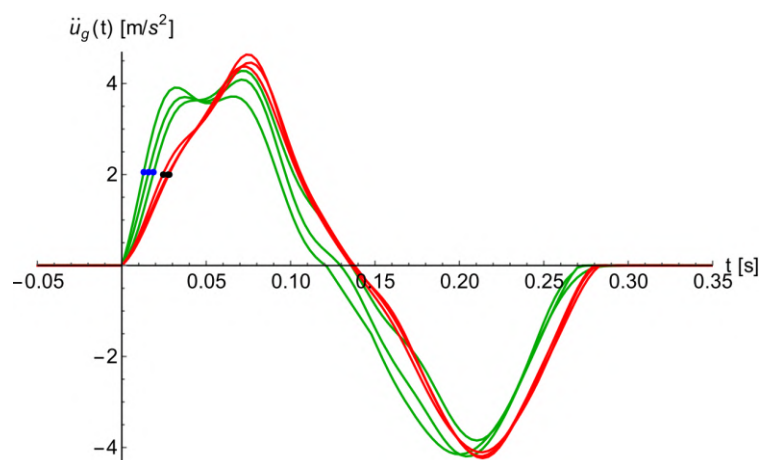
Na rys. 5.71 czerwone krzywe przedstawiają próby A5, z kolei zielone A2. Czarne punkty na krzywych czerwonych oznaczają momenty, kiedy osiągnięte jest przyspieszenie aktywujące a_α , tak samo jak niebieskie punkty na krzywych zielonych. Punkty czarne są nieco niżej z racji, iż dla modelu 5 (błeczki rozdzielone), podczas próby równi pochyłej otrzymano mniejszy kąt aktywujący niż dla modelu 2 (błeczki połączone).

Tab. 5.11 Grupa impulsów A2 oraz A5 – zestawienie parametrów charakterystycznych

	A2(1)	A2(2)	A2(3)	A5(1)	A5(2)	A5(3)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	2.640	2.608	2.638	2.688	2.604	2.693
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-2.434	-2.812	-2.817	-2.365	-2.264	-2.341
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	2.640	2.812	2.817	2.688	2.604	2.693
$t(a_\alpha) [s]$	0.0303	0.0220	0.0219	0.0562	0.0586	0.0336
$t_0 [s]$	0.1435	0.1295	0.1307	0.1561	0.1551	0.1441
$t_{tot} [s]$	0.3122	0.3151	0.3187	0.3006	0.3024	0.3208

Oznaczenia w tekście.

Drugi impuls B2/B5 przedstawiono na rys. 5.72, a parametry poszczególnych prób zestawiono w tab. 5.5.



Rys. 5.72 Krzywe przebiegu dla impulsu typu B2/B5

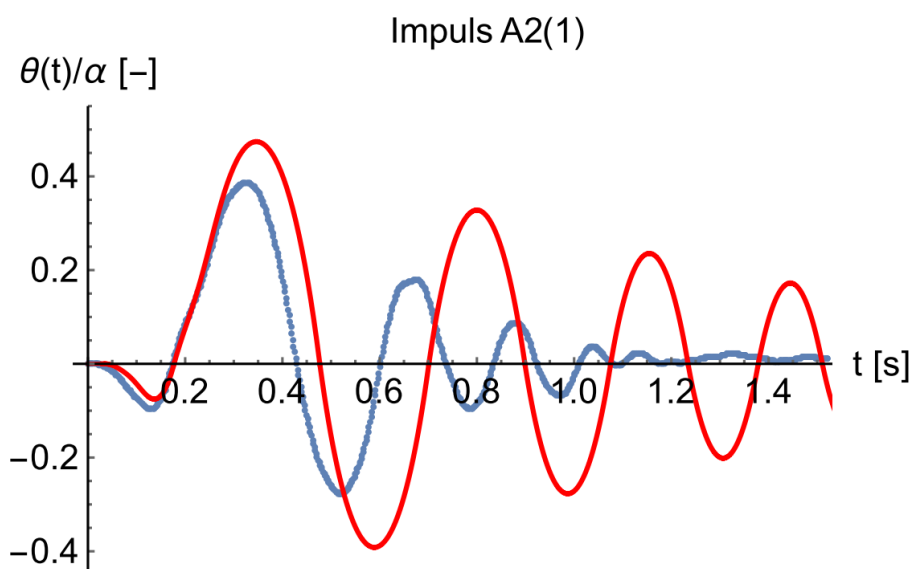
Tab. 5.12 Grupa impulsów B2 oraz B5 – zestawienie parametrów charakterystycznych

	B2(1)	B2(2)	B2(3)	B2(4)	B5(1)	B5(2)	B5(3)	B5(4)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	4.283	3.916	4.087	4.547	4.462	4.380	4.642	4.447
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-3.848	-4.152	-4.197	-4.131	-4.234	-4.107	-4.195	-4.026
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	4.283	4.152	4.197	4.547	4.462	4.380	4.642	4.447
$t(a_\alpha) [s]$	0.0190	0.0130	0.0159	0.0117	0.0279	0.0273	0.0243	0.0284
$t_0 [s]$	0.1369	0.1207	0.1295	0.1231	0.1373	0.1360	0.1376	0.1431
$t_{tot} [s]$	0.2751	0.2731	0.3072	0.2751	0.2835	0.2726	0.2883	0.2831

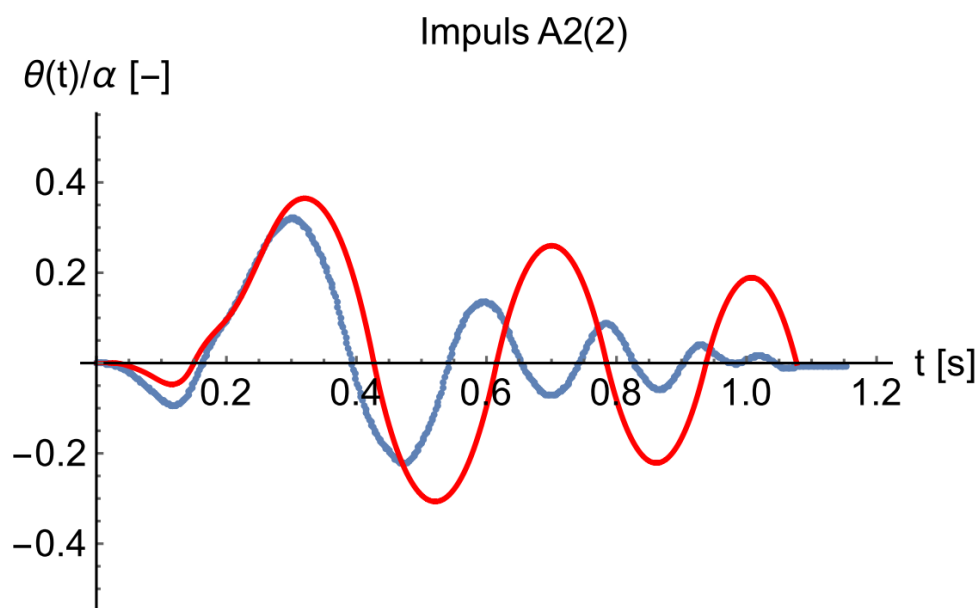
Oznaczenia w tekście.

Seria rysunków rys. 5.73 - rys. 5.75 przedstawia odpowiedź modelu 2 na trzy próby dla impulsu typu A2 wraz z rozwiązaniami numerycznymi. Krzywa utworzona przez jasnoniebieskie punkty to pomiar doświadczalny, czerwona linia ciągła to rozwiązanie numeryczne. Podane rozwiązania, zgodnie z przeprowadzoną wcześniej dyskusją oparte są o wartość doświadczalną kąta α (gdzie: $\tan \alpha = 0.210$) otrzymaną z próby równi pochyłej. Wszystkie parametry zależne od tego kąta zostały również wyznaczone w oparciu o jego wartość doświadczalną – łącznie ze współczynnikiem restytucji (jest to różnica względem

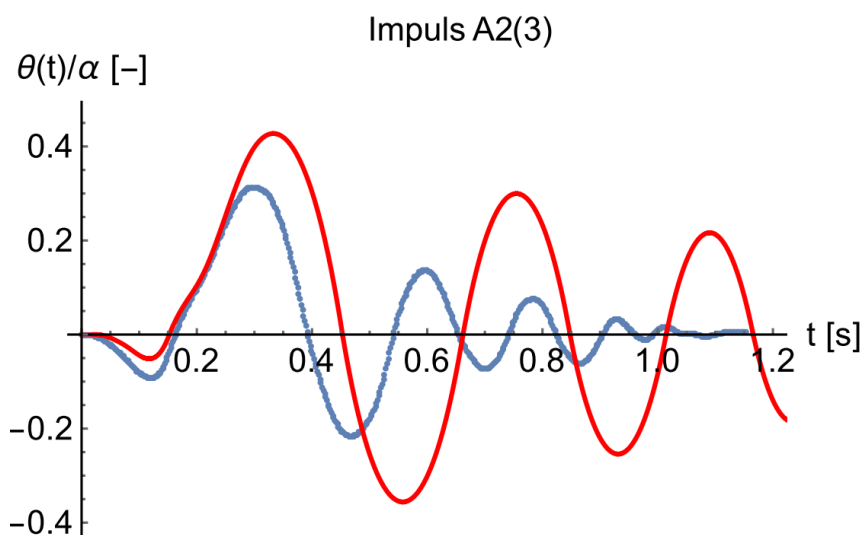
modelu 1 oraz 4, gdzie w rozwiązaniach numerycznych stosowano współczynnik restytucji wyznaczony wprost z próby kołysania). Ponownie, na osi rzędnych nie jest podana wartość bezwzględna wychylenia próbki, czyli $\theta(t)[deg]$ lecz bezwymiarowa wartość względna znormalizowana kątem α : $\theta(t)/\alpha [-]$. Przykładowy zrzut z zapisu wideo dla impulsu A2(1) przedstawiono na rys. 5.76; jest to moment z drugiego wychylenia próbki (po pierwszym uderzeniu o podłoże).



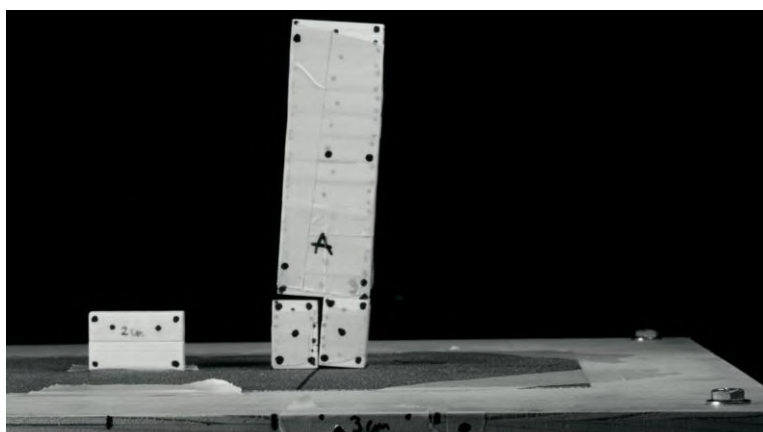
Rys. 5.73 Model 2 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A2(1)



Rys. 5.74 Model 2 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A2(2)



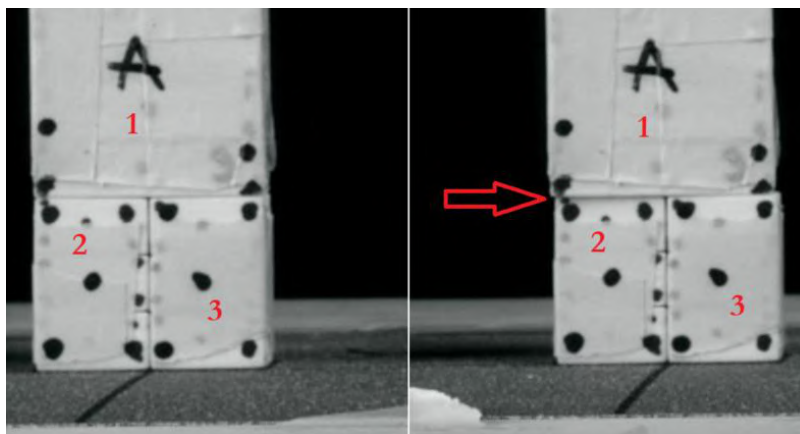
Rys. 5.75 Model 2 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls A2(3)



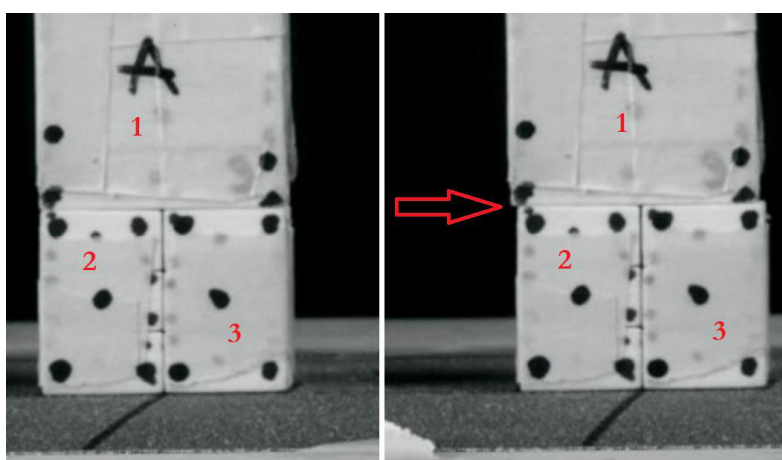
Rys. 5.76 Model 2 – obciążenie impulsem A2(1); drugie wychylenie

Dla każdej z trzech prób powyżej można poczynić wspólne uwagi. Każda z nich wykazuje maksymalny obrót podczas drugiego wychylenia, co jest zgodne z rozwiązaniem numerycznym. Ponadto, każda z próbek podlega jednoznacznemu kołysaniu, co bardzo dobrze widać na wykresach doświadczalnych. Jednocześnie widać, iż dla każdej z prób, wartość pierwszego wychylenia numerycznego jest mniejsza w porównaniu z doświadczalnym, podczas gdy przy drugim wychyleniu sytuacja się odwraca – amplituda doświadczalna jest mniejsza od numerycznej. Tak już pozostaje do końca rejestrowanego zapisu. Kołysanie doświadczalne jest tłumione zdecydowanie szybciej i dla każdej z trzech prób staje się ledwo zauważalne w okolicach pierwszej sekundy. W tym samym momencie (czyli około 1s), każde z rozwiązań numerycznych wykazuje bezwymiarowe wychylenie na poziomie 0.2 – 0.25. Jest to znaczna różnica w odniesieniu do rezultatów dla modelu 1, gdzie zbieżność doświadczeń

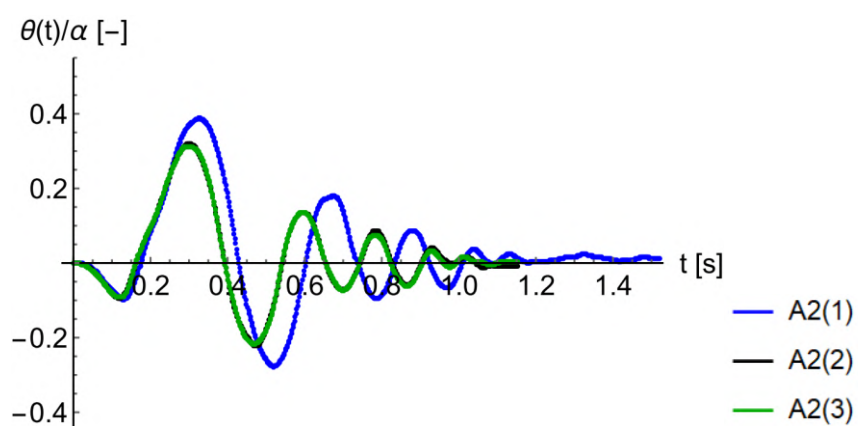
i rozwiązań numerycznych trwała wraz z kolejnymi wychyleniami. Stąd, można stwierdzić, iż wzrastająca komplikacja układu, pomimo klarownego modelu matematycznego, powoduje wzrost rozbieżności pomiędzy rozwiązaniem numerycznym, a doświadczeniem. Ponadto, można zauważyć, iż po każdym zderzeniu z podłożem układ (1+2) bądź (1+3) są coraz mniej stabilne – ciało 1 nie tylko obraca się względem 2 i 3, ale również ulega translacji. Translacja następuje zarówno w płaszczyźnie kołysania, jak i w płaszczyźnie prostopadłej do niej. Zjawisko to ukazują rys. 5.77 oraz rys. 5.78. Jak wskazują czerwone strzałki, ciało 1 uległo translacji względem ciał 2 oraz 3. Kierunek translacji był w obu przypadkach ten sam (dla impulsu A2(2) również). Powodem tego był prawdopodobnie identyczny układ ciał 1, 2, 3 względem siebie i względem kierunku impulsu. Można więc stąd wnioskować o jakościowej i ilościowej powtarzalności opisywanych translacji. Przy czym należy zauważyć, że dla próby A2(1) mocno uwypuklona jest translacja w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny obrotu. Impuls A2(1) był również w stanie wzbudzić największe kołysanie, co pokazuje zbiorcze zestawienie pomiarów doświadczalnych i rozwiązań numerycznych (odpowiednio rys. 5.79 oraz rys. 5.80). Na tej podstawie możliwe jest stwierdzenie, że wraz ze wzrostem amplitudy kołysania, a co za tym idzie ilości wychyleń przed ustaniem kołysania, rośnie wpływ niedoskonałości. Może wręcz nastąpić sytuacja, kiedy nastąpi obalenie ciała 1 w kierunku prostopadłym do płaszczyzny obrotu. Jest to zjawisko, które może być szczególnie groźne dla kolumn, gdyż są one smukłe w każdym z kierunków. Dodatkowym problemem jest fakt, iż skala i wpływ tego dodatkowego ruchu próbki jest bardzo trudna do oszacowania metodami analitycznymi. Ponadto, każda z kolumn musiałaby być rozpatrywana indywidualnie po uprzedniej dokładnej inwentaryzacji geometrii (w szczególności krawędzi bloków). Następnie konieczna byłaby seria analiz numerycznych (z dokładnie odtworzoną geometrią) w których obiekt poddawany jest obciążeniom dynamicznym o zróżnicowanej charakterystyce. Opisane powyżej dodatkowe translacje i rotacje można zauważyć na licznych antycznych kolumnach, które przetrwały wstrząsy sejsmiczne. Dwa przykłady ukazano na rys. 5.81.



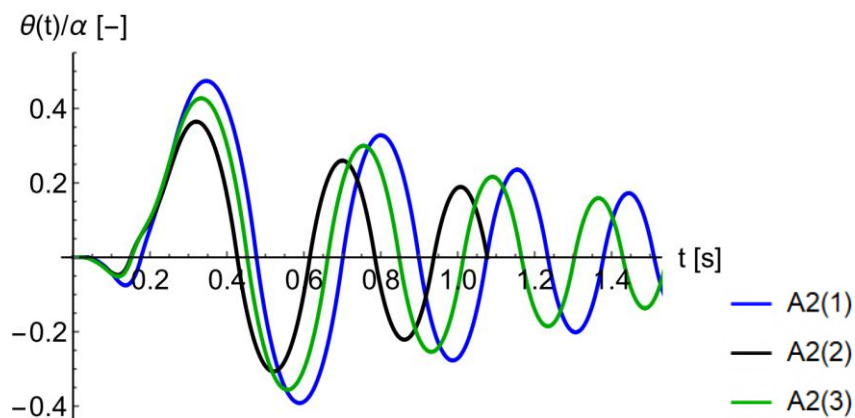
Rys. 5.77 Próba A2(1). Stan początkowy i końcowy. Translacja ciała 1.



Rys. 5.78 Próba A2(3). Stan początkowy i końcowy. Translacja ciała 1.



Rys. 5.79 Model 2: zestawienie wyników doświadczalnych dla impulsów typu A2



Rys. 5.80 Model 2: zestawienie rozwiązań numerycznych dla impulsów typu A2

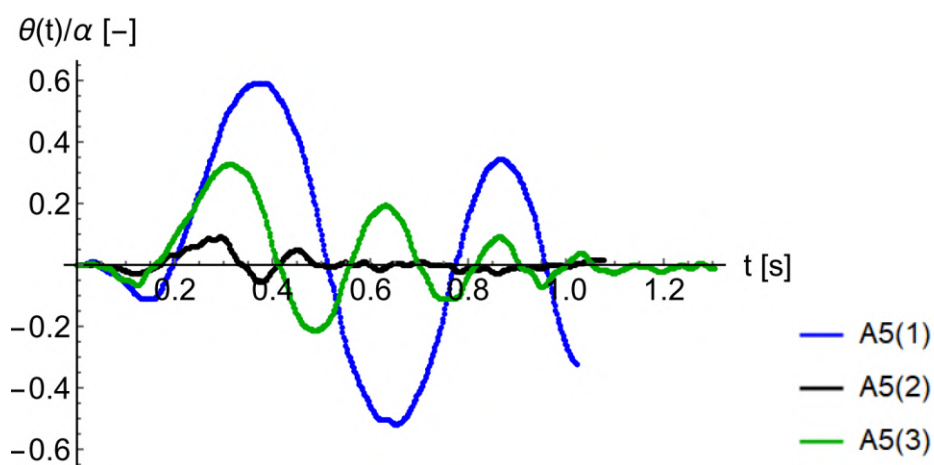


Rys. 5.81 Deformacje resztkowe kolumn powstałe w wyniku wstrząsów sejsmicznych.

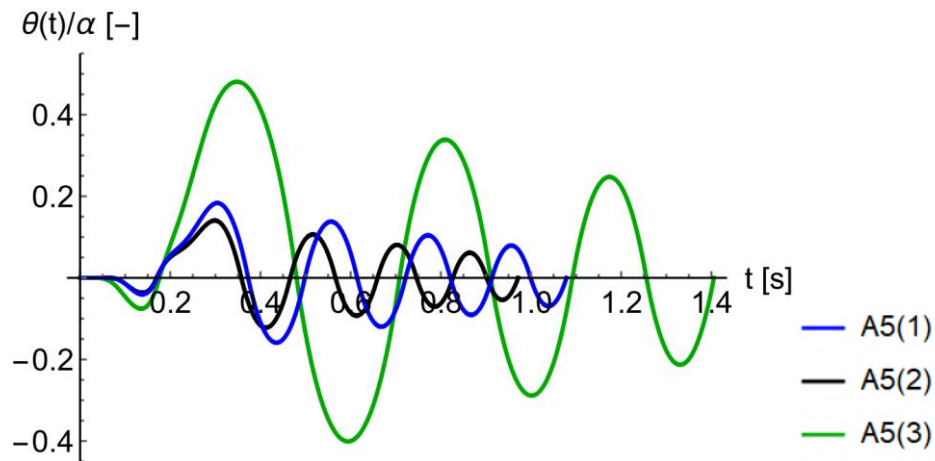
Po lewej – Ateny, Grecja. Po prawej – Džarasz, Jordania, [129]

Rys. 5.82 oraz rys. 5.83 przedstawiają odpowiednio zbiorcze zestawienie zapisów doświadczalnych i rozwiązań numerycznych dla modelu 5. Podane rozwiązania, zgodnie z przeprowadzoną wcześniej dyskusją, oparte są o wartość doświadczalną kąta α (gdzie: $\tan \alpha = 0.204$). Wszystkie impulsy różnią się względem siebie (w mniejszym lub większym stopniu) i wyłącznie na podstawie ich charakterystyk ciężko określić ich zdolność do wywołania kołysania. Stąd, dobrą miarą wydaje się porównywanie rozwiązań numerycznych otrzymanych na podstawie tychże impulsów. Stosując to podejście i opierając się na rys. 5.83, można stwierdzić, iż impulsy A5(1) i A5(2) są do siebie bardzo zbliżone w kontekście wywołania

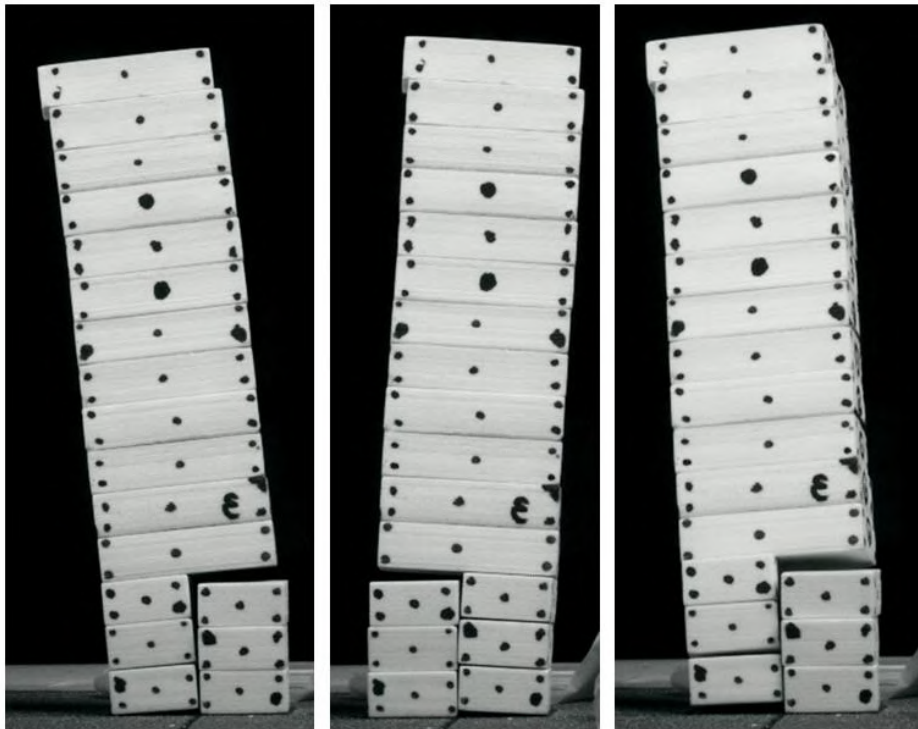
kołysania idealnej próbki. Natomiast odpowiedź doświadczalna próbek dla tych dwóch impulsów była bardzo rozbieżna pod względem maksymalnego wychylenia – próbka A5(1) wykazała maksymalne względne wychylenie na poziomie 0.61, podczas gdy próbka A5(2) zaledwie 0.09. W przypadku próbki A5(1) nasila się zaobserwowane już wcześniej zjawisko dla modelu 2, czyli translacja ciała 1 w płaszczyźnie obrotu oraz prostopadłej do niej. Dzieje się to do tego stopnia, że próbka zostaje obalona w kierunku prostopadłym do kierunku obrotu – stąd też nagłe ucięcie zapisu pomiarowego tuż po 1s. Opisane obalenie przedstawia rys. 5.84, widać na nim jak pod wpływem zderzeń przyrastają translacje bloczków oraz ich skręcanie. Ponadto, zgodnie z rozwiązaniem numerycznym to próba A5(3) powinna dać największe kąty obrotu – kąt względny otrzymany numerycznie wyniósł dla tej próby około 0.6, podczas gdy dla dwóch pozostałych prób kąt ten wynosił około 0.15. Maksymalne wychylenie otrzymane doświadczalnie w próbie A5(3) wyniosło około 0.3, czyli dwukrotnie mniej niż wskazywało na to wyidealizowane rozwiązanie numeryczne i dwukrotnie mniej niż w próbie A5(1), która teoretycznie wykazywała zdecydowanie mniejszą amplitudę. Rozbieżności między predykcjami, a doświadczeniem, a przede wszystkim, istotne rozbieżności pomiędzy próbami o bardzo zbliżonych impulsach i odpowiadającym im rozwiązaniach mogą mieć różne źródła. Tak jak uprzednio jest to jakość wzniesienia próbek (ułożenie bloczków) i niedoskonałości z tym związane, imperfekcje związane z wydrukiem i działaniem papieru ściernego, a także zużywaniem się bloczków w czasie badań. Ponadto, istotny jest fakt, iż bloczki dolnych warstw każdorazowo są układane w innej kolejności, więc kombinacja niedoskonałości pomiędzy tymi bloczkami się zmienia. Na rys. 5.84 widać jak w różnych fazach ruchu, bloczki w dolnych warstwach ulegają wzajemnym rotacjom i translacjom, a zatem zmienność w stosowaniu bloczków musiała być istotnym czynnikiem.



Rys. 5.82 Model 5: zestawienie wyników doświadczalnych dla impulsów typu A5



Rys. 5.83 Model 5: zestawienie rozwiązań numerycznych dla impulsów typu A5

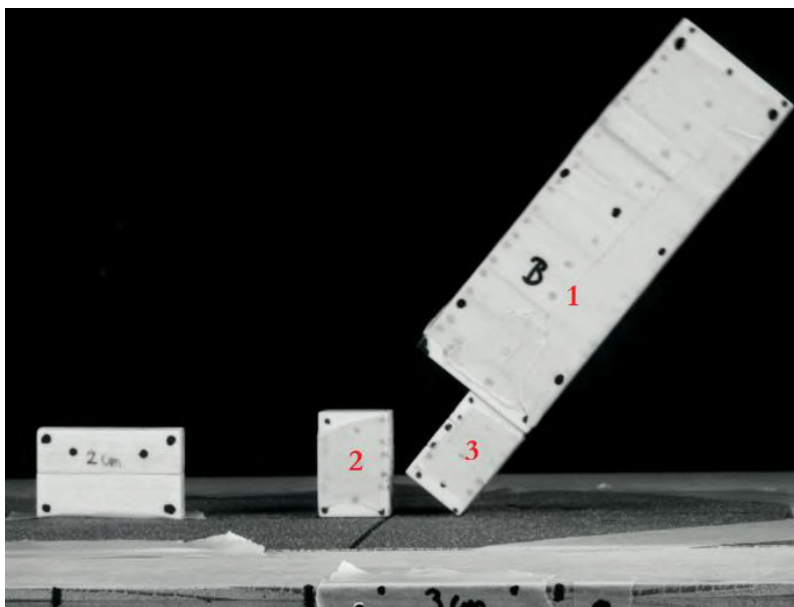


Rys. 5.84 Próba A5(1) – obalenie w kierunku prostopadłym do płaszczyzny obrotu

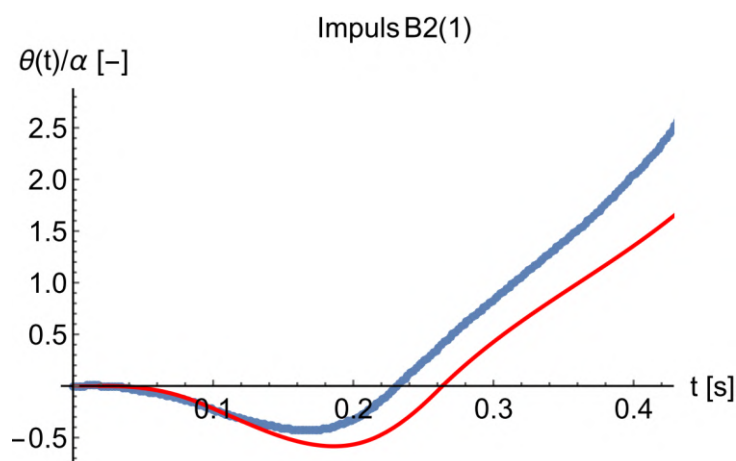
Impulsy typu B (tak jak typu A) nie wywołują obrotu zespolonych warstw dolnych, czyli ciał (2) oraz (3), ale w przeciwieństwie do impulsu A sprawiają, iż przy drugim wychyleniu, czyli kiedy zmobilizowany jest układ ciał (1+3), następuje jego obalenie (rys. 5.85).

Rys. 5.86 przedstawia typową odpowiedź modelu 2 na impuls typu B2 wraz z rozwiązaniem numerycznym. Krzywa utworzona przez jasnoniebieskie punkty to pomiar doświadczalny, czerwona linia ciągła to rozwiązanie numeryczne. Parametry rozwiązania numerycznego jak dla impulsu A2. Porównując rozwiązania numeryczne z doświadczeniem widać, iż przy pierwszym wychyleniu, kąt maksymalny otrzymany numerycznie jest każdorazowo równy

bądź większy od tego otrzymanego doświadczalnie. Podobnie jest z „okresem” pierwszego wychylenia – czyli czasem od rozpoczęcia pierwszego wychylenia do pierwszego zderzenia z podłożem. Jest to zatem sytuacja odwrotna w odniesieniu do relacji doświadczenie – rozwiązanie numeryczne, które było otrzymane dla impulsu typu A – tam to doświadczenie wykazało większą amplitudę i okres. Ponownie wskazuje to na złożoność zjawiska kołysania i brak możliwości szacowania konserwatywności (bądź nie) predykcji numerycznych na podstawie tylko jednego typu impulsu.

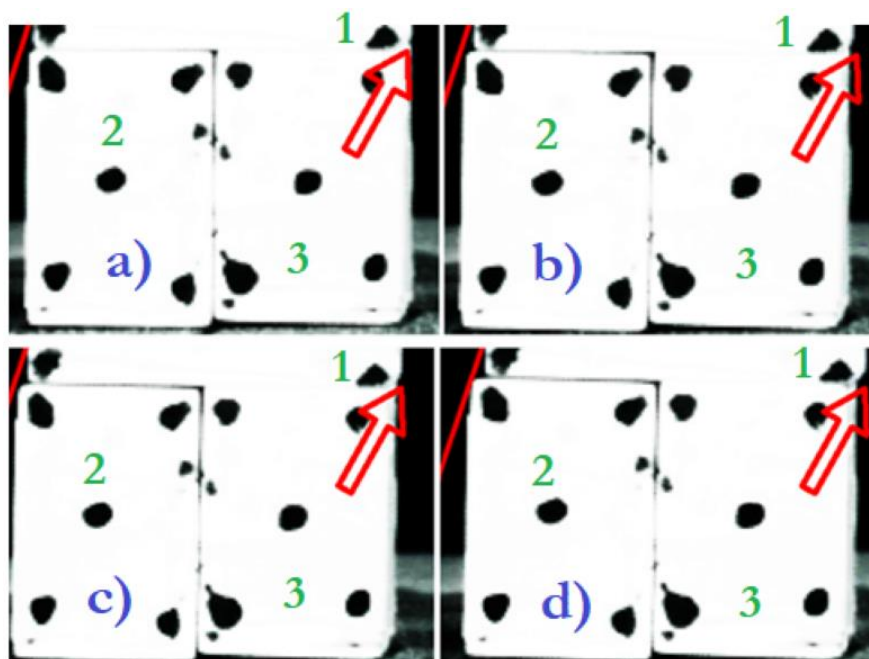


Rys. 5.85 Model 2. Obalenie układu (1+3) pod wpływem impulsu B2(1)

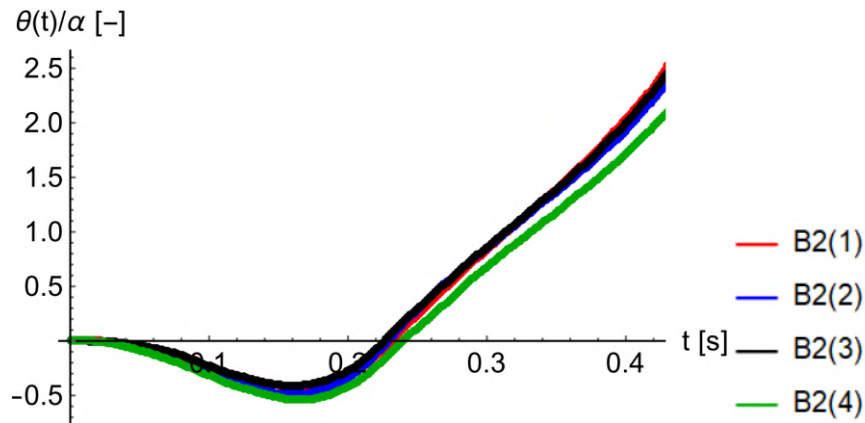


Rys. 5.86 Model 2 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B2(1)

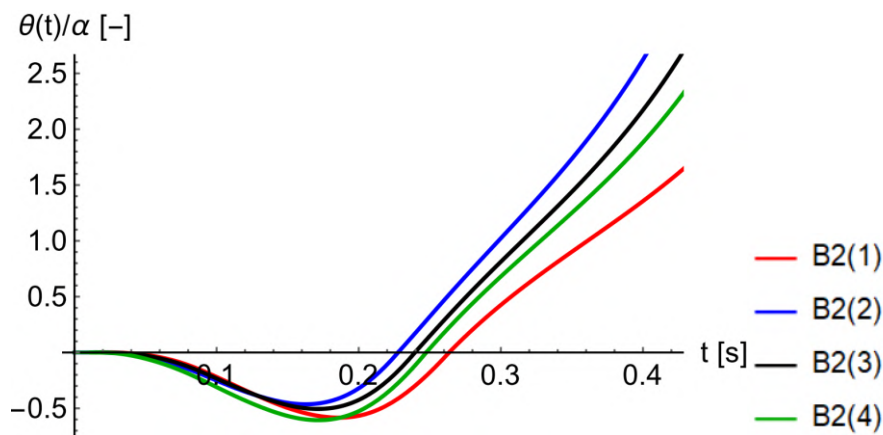
Cechą wspólną dla każdej z prób jest zachowanie ciała 1 (czyli górnej części) podczas pierwszego zderzenia, kiedy to następuje zmiana kołyszącego się układu z (1+2) na (1+3). Otóż, ciało 1 uderzając w ciało 3, z racji nierówności bloczków, ulega chwilowemu kołysaniu w dwóch płaszczyznach, jednocześnie przemieszczając się po ciele 1. Przemieszczenie następuje zarówno w płaszczyźnie obrotu, jak i w płaszczyźnie prostopadłej do niej. Rozwój przemieszczenia ciała 1 względem 3 ukazano na rys. 5.87 - czerwoną strzałką zaznaczono jego przyrost w czasie. Istotne jest, iż wartość tego przemieszczenia każdorazowo była podobna. Co ciekawe, opisane zjawisko nie ma istotnego wpływu na zarejestrowany obrót układu – na wykresach nie ma żadnej nieciągłości ani drastycznej zmiany w spodziewanym kształcie krzywej, co widać na tle wyidealizowanych rozwiązań numerycznych. Ponadto, porównując zestawienie wykresów doświadczalnych (rys. 5.88) z zestawieniem obliczeń numerycznych (rys. 5.89) można stwierdzić, iż pod wpływem zastosowanych impulsów krzywe doświadczalne są do siebie bardziej zbliżone niż numeryczne. Ta zbieżność jest tym bardziej istotna biorąc pod uwagę fakt, iż ciała 1, 2, 3 były układane względem siebie w różnych konfiguracjach, to jest ciało 1 było obracane o 180° , a ciała 2 i 3 były obracane np. o 90° .



Rys. 5.87 Próba B2(4). Przyrost przemieszczenia ciała 1 względem 3 po zderzeniu



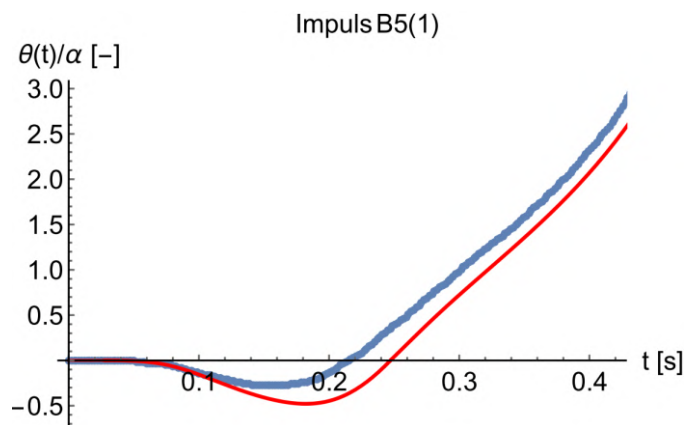
Rys. 5.88 Model 2: zestawienie wyników doświadczalnych dla impulsów typu B2



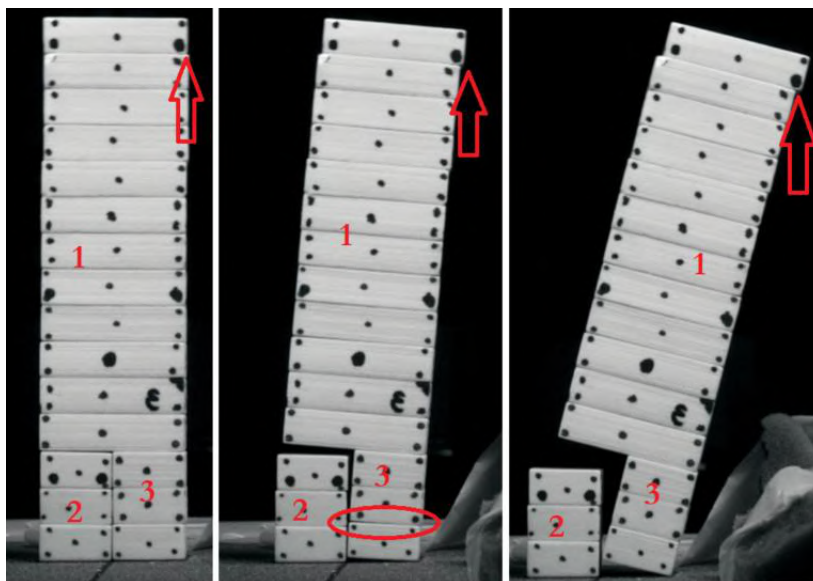
Rys. 5.89 Model 2: zestawienie rozwiązań numerycznych dla impulsów typu B2

Rys. 5.90 przedstawia typową odpowiedź modelu 5 na impuls typu B5 wraz z rozwiązaniem numerycznym. Krzywa utworzona przez jasnoniebieskie punkty to pomiar doświadczalny, czerwona linia ciągła to rozwiązanie numeryczne. Parametry rozwiązania numerycznego jak dla impulsu A5. Tak jak w przypadku modelu 2, rozwiązanie numeryczne wykazuje większy kąt oraz dłuższy ‘okres’ podczas pierwszego wychylenia w porównaniu z zapisem doświadczalnym. Również jakościowe zachowanie jest zbieżne. Tuż po pierwszym zderzeniu następuje poślizg, aczkolwiek tym razem, nie ciała 1 względem ciała 3. Otóż, płaszczyzna poślizgu została wykształcona wewnątrz ciała 1, w jego górnej części. Dla impulsu B5(3) poślizg nastąpił między trzecim, a czwartym bloczkiem licząc od góry; dla trzech pozostałych impulsów nastąpiło to pomiędzy pierwszym, a drugim bloczkiem licząc od góry – czerwona strzałka na rys. 5.91. Ponadto, dla każdej próby zauważalne było chwilowe, dodatkowe wychylenie dolnej warstwy (ciało 3) pomiędzy pierwszym, a drugim bloczkiem licząc od podstawy, które następnie zanikało – czerwona elipsa na rys. 5.91. Ponownie uwagę zwraca dyslokacja bloczków należących do drugiej z dolnych warstw (ciało 2), po tym jak została ona

pozostawiona poza kołyszącym się układem. Jest to różnica względem modelu 2, gdzie taka translacja, ze względu na zespolenie bloczków, jest niemożliwa i rozproszenie energii objawia się kołysaniem zespolonej dolnej warstwy (ciało 2).



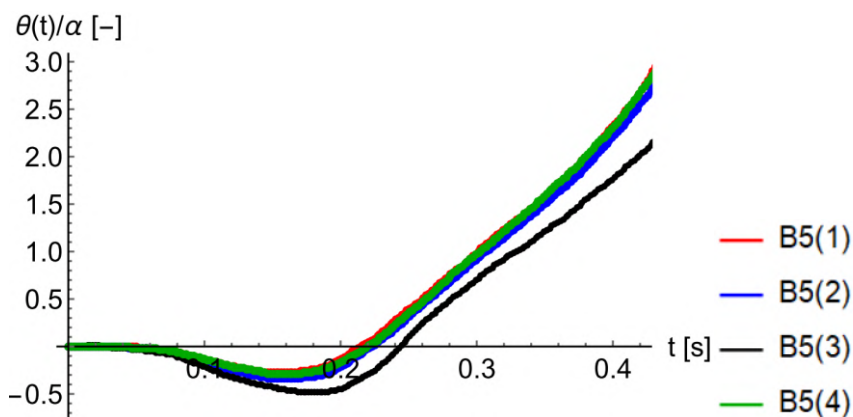
Rys. 5.90 Model 5 – zapis doświadczalny (jasnoniebieskie punkty) oraz rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa). Impuls B5(1)



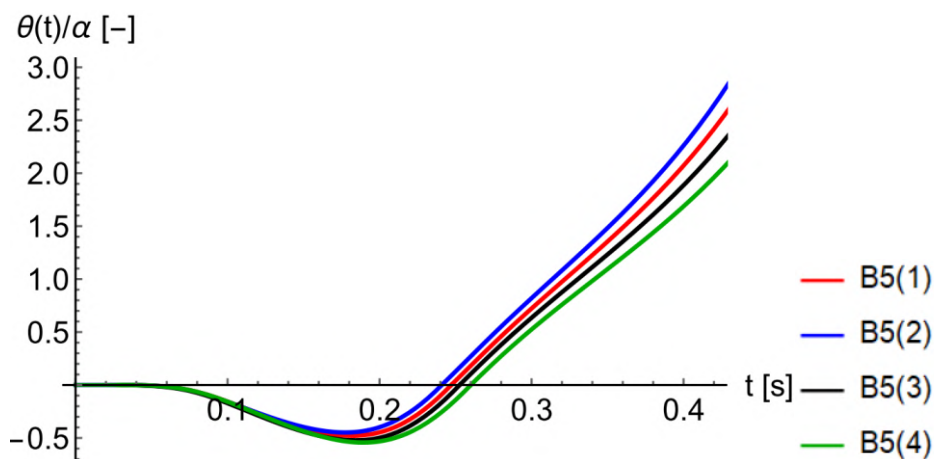
Rys. 5.91 Próba B5(2) – zachowanie w okolicach pierwszego zderzenia. Opis w tekście

Zestawienie wykresów doświadczalnych oraz rozwiązań numerycznych dla grupy B5 przedstawiono odpowiednio na rys. 5.92 oraz na rys. 5.93. Widać, iż trzy spośród czterech prób wykazują bardzo zbliżoną historię obrotu – znacznie bardziej zbliżoną niż wynika to z całkowania równania różniczkowego. Natomiast próba B5(3) zauważalnie odstaje, wykazując amplitudę średnio 40% wyższą oraz ‘okres’ o około 10% dłuższy podczas pierwszego wychylenia, w porównaniu z pozostałymi trzema próbami. Istotnym jest tutaj fakt, iż trzy zbieżne próby miały identyczny układ bloczków w dolnych warstwach (czyli ciałach 2 i 3),

natomiast w próbie B5(3) dolne warstwy zostały zamienione miejscami (rys. 5.94), co spowodowało zmianę kolejności ich kołysania. Można więc stwierdzić, iż przy dokładności układania bloczków stosowanej w tym doświadczeniu, bardziej istotne (przynajmniej w próbach dynamicznych) okazują się niedoskonałości bloczków oraz ich interferencja. Jeśli chodzi o górne bloczki należące do ciała 1, to ich kolejność i położenie było stale zmieniane w każdej z prób, stąd, biorąc po uwagę zbieżność trzech prób, ten czynnik można uznać za drugorzędny.



Rys. 5.92 Model 5 – zestawienie wyników doświadczalnych dla impulsów typu B5

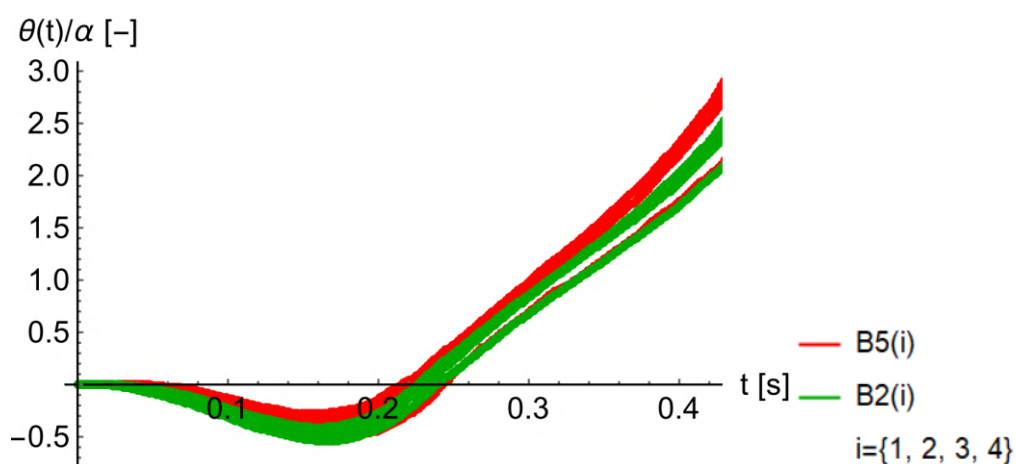


Rys. 5.93 Model 5 – zestawienie rozwiązań numerycznych dla impulsów typu B5

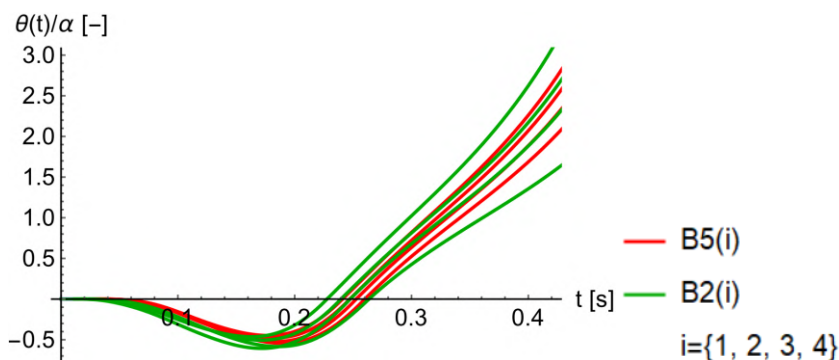


Rys. 5.94 Widok na dolną część próbek dla impulsów typu B5

Zestawiono również wszystkie próby eksperymentalne dla grupy impulsów B2/B5 oraz odpowiadające im rozwiązania wynikające z całkowania numerycznego – odpowiednio rys. 5.95 oraz rys. 5.96. Według rozwiązań numerycznych, rozbieżność odpowiedzi dla modelu 2 powinna być zdecydowanie większa niż dla modelu 5. Doświadczenia wskazały jednak, iż obie grupy bloków wykazały podobny zakres odpowiedzi. Oznacza to, iż pomimo pewnych różnic jakościowych w zachowaniu obu modeli (inne płaszczyzny poślizgu, różne zachowanie warstw dolnych – co wynikało z obecności/braku taśmy zespalającej) odpowiedź ilościowa jest praktycznie stała. Konfrontując to spostrzeżenie z wynikami dla impulsów typu A2/A5, które istotnie różniły się wraz z kolejnymi wychyleniami, stwierdza się, iż istotną rolę odgrywają przyrastające przemieszczenia wywoływane zderzeniami. Oczywiście z racji braku zespolenia, to model 5 jest bardziej podatny na zderzenia i związane z nimi perturbacje geometrii niż model 2. Widoczne to było na wykresach odpowiadających impulsom A, gdzie model 5 zdecydowanie szybciej wytracał znamiona kołysania, a jego geometria ulegała degradacji znacznie szybciej.



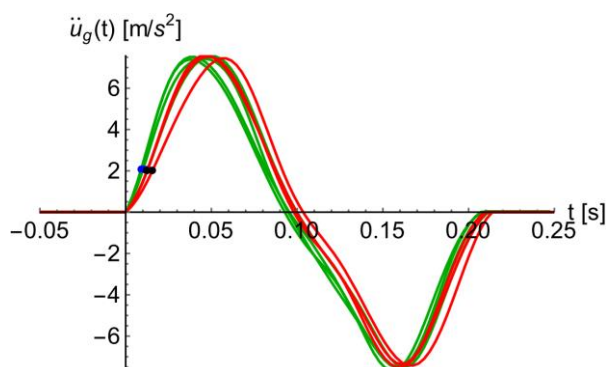
Rys. 5.95 Model 2 oraz 5: zestawienie wyników doświadczalnych dla impulsów typu B2/B5



Rys. 5.96 Model 2 oraz 5: zestawienie rozwiązań numerycznych dla impulsów typu B2/B5

Obciążenie impulsem typu C

Poniższy rysunek oraz tabela obrazują cechy tego impulsu. Zielone krzywe to impulsy C2, czerwone to C5. Niebieskie oraz czarne punkty odpowiadają teoretycznym przyspieszeniom i momentom aktywacji.



Rys. 5.97 Krzywe przebiegu dla impulsu typu C2/C5

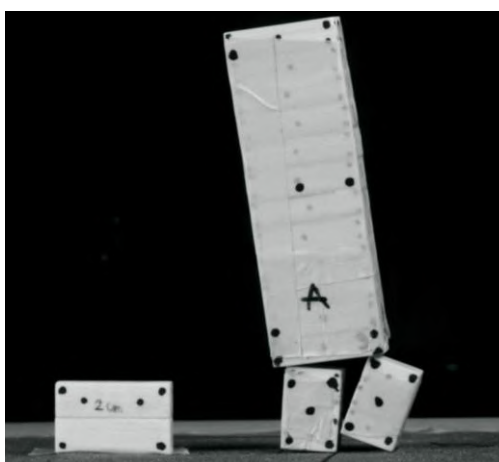
Tab. 5.13 Grupa impulsów C2 oraz C5 – zestawienie parametrów charakterystycznych

	C2(1)	C2(2)	C2(3)	C2(4)	C5(1)	C5(2)	C5(3)
$a_{max} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	7.523	7.392	7.429	7.562	7.597	7.525	7.456
$a_{min} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	-7.537	-7.688	-7.522	-7.514	-7.369	-7.519	-7.435
$a_{abs} \left[\frac{m}{s^2} \right]$	7.537	7.688	7.522	7.562	7.597	7.525	7.456
$t(a_\alpha) [s]$	0.0091	0.0090	0.0101	0.0129	0.0125	0.0125	0.0156
$t_0 [s]$	0.0948	0.0927	0.0954	0.0999	0.0997	0.0980	0.1035
$t_{tot} [s]$	0.2070	0.2088	0.2108	0.2149	0.2096	0.2108	0.2148

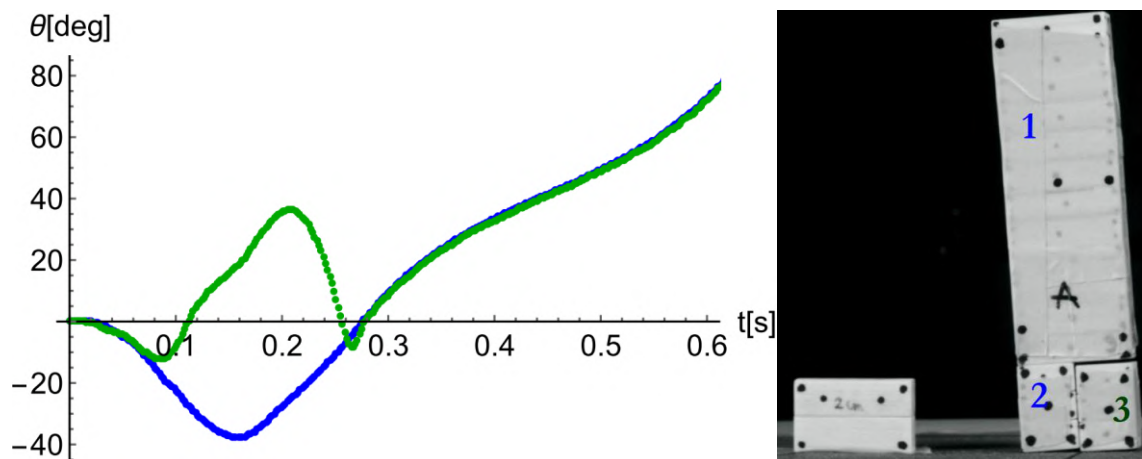
Oznaczenia jak w przypadku wcześniejszych impulsów.

W przypadku impulsu C model 2 dzieli się na dwa kołyszące układy (1+2) oraz (3), które wykazują różne momenty inicjacji obrotu, różne amplitudy oraz okresy. Stąd po pierwszym wychyleniu, w przypadku trzech z czterech prób, układy zderzają się i następuje ich obalenie. Natomiast pod wpływem impulsu C2(3) następuje drugie wychylenie wraz ze zmianą układu z (1+2) na (1+3), który wychylając się ulega obaleniu (podczas gdy pozostawione ciało (2) podlega szybkiemu wyciszeniu). Takie wyniki są istotne z punktu widzenia analizy zachowania rzeczywistych konstrukcji murowych, które mogą się zachować jak w przypadku analizowanej

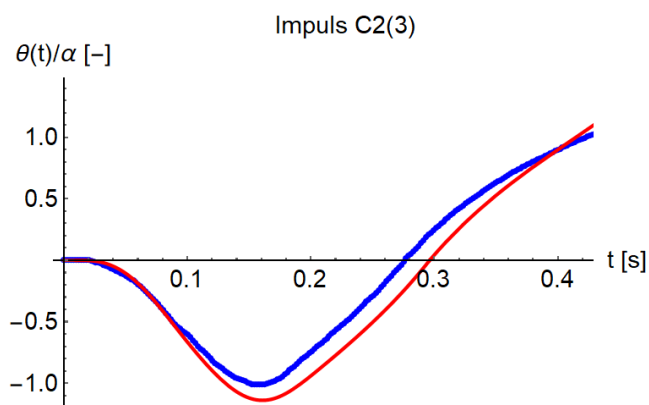
próby, co z pewnością nie jest przewidywalne za pomocą metod analitycznych. Ponadto, takie zachowanie próbek świadczy o tym, iż w przypadku konstrukcji murowych, które zostały poddane obciążeniom (nieznany) dynamicznym/sejsmicznym niemożliwym staje się jednoznaczne odtworzenie ich zachowania w czasie w oparciu o zinwentaryzowane deformacje. Przykładową postać obalenia próbki pod wpływem impulsu C2, przedstawia rys. 5.98. Rys. 5.99 przedstawia obrót próbki, w której nie nastąpiło zniszczenie podczas zderzenia układu (1+2) z ciałem (3), lecz w wyniku interakcji bloczków, pomimo niezgodności kinematycznej, następuje przejście z układu (1+2) na układ (1+3), co na wykresie widać w postaci zbieżności dwóch krzywych – zielonej i niebieskiej. Na rys. 5.100 ukazano rozwiązanie numeryczne (czerwona krzywa) oraz zapis doświadczalny – zakres ujemny znormalizowanego kąta obrotu to obrót układu (1+2), zakres dodatni to (1+3). Na rys. 5.101 przedstawiono rozwiązanie numeryczne dla warstwy (3), czyli dla klasycznego bloczka (czerwona krzywa). Parametry ruchu wyznaczono jak uprzednio dla modelu 1, czyli opierając je na wartości ‘doświadczalnej’ kąta α . Cudysłów wynika z faktu, iż dla tej próbki nie przeprowadzono próby równi pochyłej, lecz zastosowano redukcję na podstawie modelu 1: $tg\alpha = 0.302/0.333 \cdot 2/3 = 0.605$. Rozwiązanie numeryczne przeszacowuje maksymalne wychylenie warstwy (3), która wchodzi w kontakt z układem (1+2) dopiero około 0.27s, kiedy to zielony wykres dokonuje nagłego zwrotu. Chwilę po tym następuje przekazanie kołysania z układu (1+2) na (1+3).



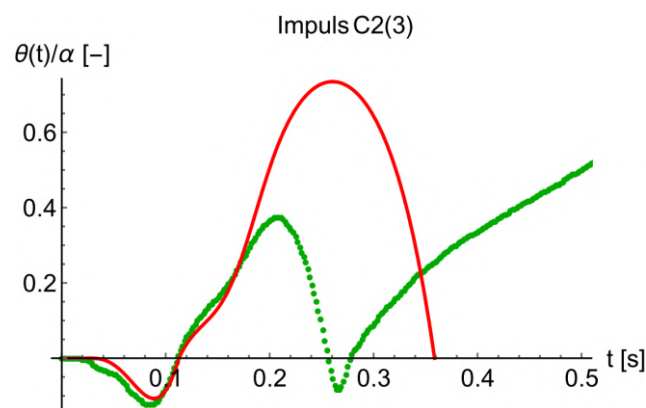
Rys. 5.98 Układ bloczków dla impulsu C2(2) dla jednego z momentów po utracie równowagi



Rys. 5.99 Impuls C2(3). Postać krzywych obrotu



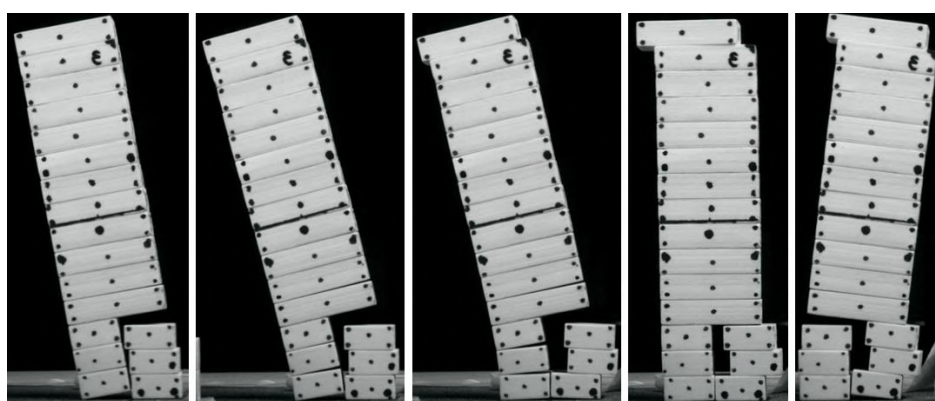
Rys. 5.100 Impuls C2(3). Niebieska krzywa: obrót układu (1+2) oraz (1+3)



Rys. 5.101 Impuls C2(3). Zielona krzywa: obrót ciała (3) oraz układu (1+3)

Dla modelu 5 (bez zespolenia), w przypadku układu (1+2) można zaobserwować podobne zjawiska jak dla pozostałych prób, czyli wzajemny obrót i poślizg bloczków na różnych etapach kołysania. Występuje jednak istotna różnica co do zachowania dolnych warstw (3), gdzie bloczki ulegają poślizgom względem siebie ze względu na fakt, iż współczynnik tarcia jest

mniejszy od tangensa kąta α : $\mu = 0.56 < \operatorname{tg} \alpha = 0.605$. Przykładowe zachowanie dolnej warstwy w modelu 5 przedstawiono na rys. 5.102, na którym widać jak pod wpływem impulsu bloczki tworzące ją wielokrotnie się ślizgają. Porównanie zachowania modeli 2 i 5 dla tego samego impulsu uwypukla trudność w szacowaniu zachowania murów historycznych, gdzie ciężko jest określić, czy zaprawa pomiędzy danymi bloczkami jest obecna lub czy też jej parametry wytrzymałościowe są wystarczające, co z kolei może mieć decydujący wpływ na przetrwanie lub nie danej konstrukcji murowanej. Każda z trzech prób skończyła się obaleniem próbek. Dwie z nich zostały obalone przy drugim wychyleniu (tak jak w przypadku modelu 2), trzecia natomiast została obalona w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny obrotu.

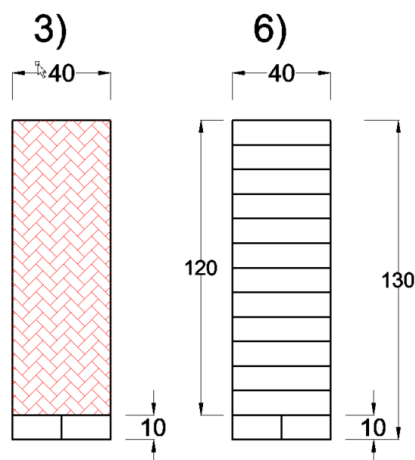


Rys. 5.102 Model 5, impuls C5(2). Opis w tekście

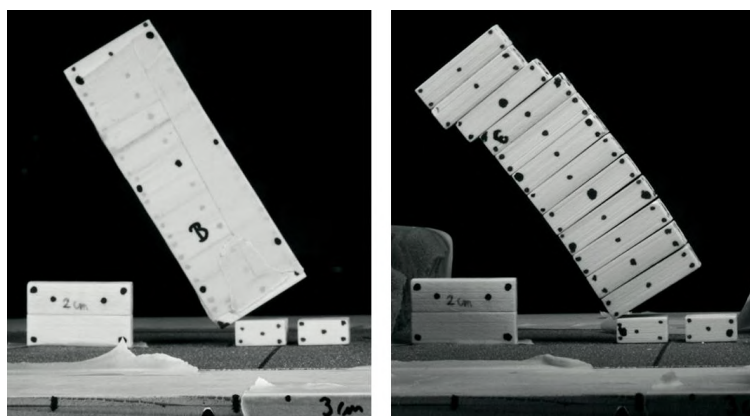
5.1.4. Model 3 oraz 6

W przypadku modeli 3 i 6 (rys. 5.103) przeprowadzono próby dla siedmiu impulsów o różnej charakterystyce. Poczynione obserwacje i charakterystyczne zjawiska są zbieżne z tymi, które opisano w przypadku modeli 1, 2, 4, 5. Należy jednak zaznaczyć, iż dla impulsu o największej amplitudzie (na poziomie około 13.4m/s^2), błocek, który nie uczestniczy w kołysaniu ulega poślizgowi względem podstawy pokrytej papierem ściernym. Przesunięcie błocek pod wpływem impulsu wynosiło od 6mm do 7.6mm. Poślizg ten nie miał jednak wpływu na zjawisko kołysania, gdyż kołyszący się układ ulega obaleniu przy pierwszym wychyleniu (zarówno dla modelu 3, jak i 6). Schemat zniszczenia oraz opisany poślizg błocek przedstawia rys. 5.104. Przesunięcie błocek następuje w kierunku zgodnym z ruchem stołu, gdyż podczas przyspieszenia stołu błocek ten jest blokowany przez obracający się układ i dopiero przy osiągnięciu odpowiedniego opóźnienia przez stół, siła tarcia zostaje

przekroczona. Opisany przykład jest więc dodatkowym schematem możliwym do realizacji przy odpowiedniej geometrii muru oraz postaci impulsu.



Rys. 5.103 Model 3 oraz 6 – geometria

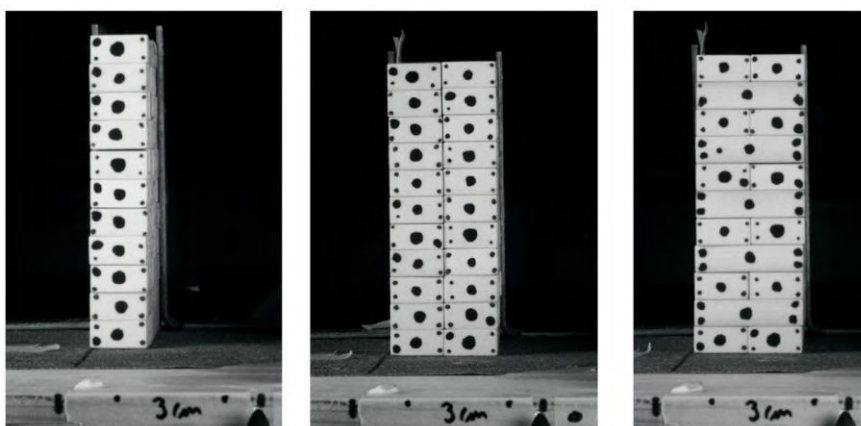


Rys. 5.104 Model 3 po lewej oraz 6 po prawej. Opis w tekście

5.2. MUR NIEOBCIĄŻONY – PROBLEMY TRÓJWYMIAROWE

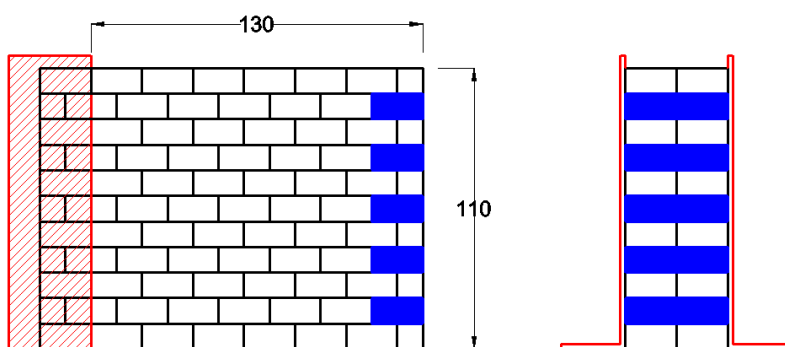
Analizowane są trzy różne modele muru z jednostronnymi więzami zewnętrznymi. Długość oraz wysokość każdego z modeli jest stała i wynosi $L \times H = 130\text{mm} \times 110\text{mm}$. Zmienna jest liczba warstw oraz obecność więzów wewnętrznych. Opis modeli jest następujący (rys. 5.105):

- model 7: jedna warstwa,
- model 8: dwie nieprzewiązane warstwy,
- model 9: dwie warstwy przewiązane ze sobą jedynie na wolnej krawędzi pionowej; przewiązanie jest wykonane w warstwach zawierających bloczki o pełnej szerokości (20mm), czyli przewiązana jest co druga warstwa (rys. 5.106).



Rys. 5.105 Analizowane modele murów 3D – widok na nieutwierdzone krawędzie pionowe.

Od lewej, modele: 7, 8, 9

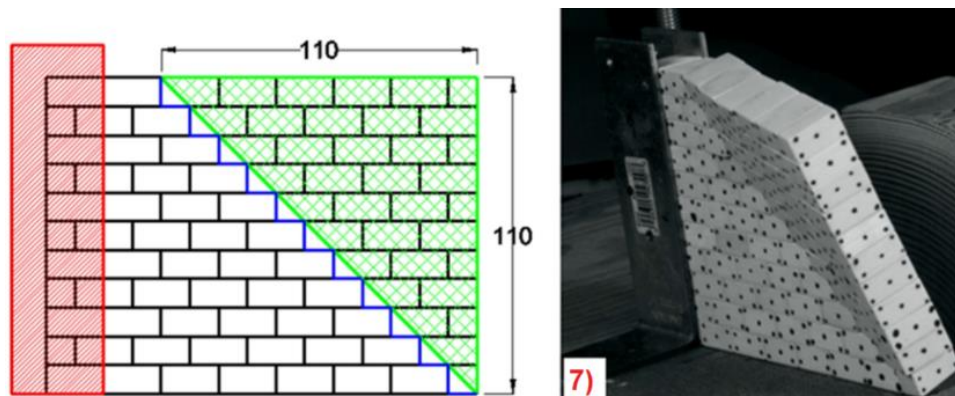


Rys. 5.106 Model 9. Niebieskie bloczki tworzą przewiązanie między warstwami

Każdy z tych modeli był uprzednio badany z wykorzystaniem równi pochyłej. Wyniki z równi pochyłej będą wykorzystane w analizie zachowania tychże modeli podczas obciążeń dynamicznych. Każdy z nich, na stole wstrząsowym, był poddany oddziaływaniu impulsów o różnych charakterystykach. Modele 7 i 8 poddano dokładnie temu samemu zestawowi impulsów typu sinus, natomiast model 9 był obciążony nieco zmienionymi impulsami (również typu sinus). Poniżej przeanalizowano zachowanie próbek w czasie obciążenia, porównano je z koncepcją ‘kołysania’ z jednym stopniem swobody, a także skonfrontowano z obserwacjami z równi pochyłej.

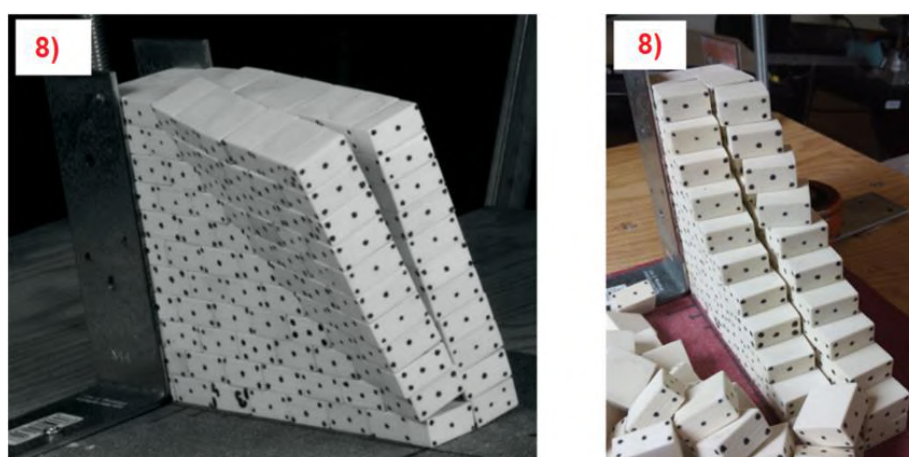
5.2.1. Model 7 oraz 8

Model 7 w tym podpunkcie odpowiada modelowi 6 z podpunktu 4.2.1, gdzie wykazano, iż podczas testu równi pochyłej aktywowana część muru była zgodna z predykcjami teoretycznymi (rys. 5.107); natomiast jeśli chodzi o wartość tangensa kąta zniszczenia to średnia wartość doświadczalna wyniosła 0.18 (przy wartości teoretycznej 0.27).



Rys. 5.107 Model 7 w próbie równi pochyłej. Mechanizm antycypowany (po lewej) oraz otrzymany doświadczalnie (po prawej). Potwierdzenie zgodności

Z kolei model 8 w tym podpunkcie odpowiada modelowi 10 z podpunktu 4.2.2. Wpływ obecności drugiej warstwy jest widoczny na rys. 5.108. Średnia wartość doświadczalna tangensa kąta zniszczenia wyniosła 0.19 (przy wartości teoretycznej 0.27).



Rys. 5.108 Model 8 w próbie równi pochyłej. Mechanizm zniszczenia (po lewej) oraz stan końcowy (po prawej)

Z punktu widzenia pracy quasi-statycznej, a ściślej rzecz biorąc zachowania w próbie równi pochyłej, powyższe modele, w uogólnieniu, zachowują się w sposób identyczny. Poniżej, oba modele porównane są ze sobą w kontekście próby stołu wstrząsowego. Tak jak uprzednio, istotnym aspektem jest poprawne wyznaczenie parametrów ruchu. Są to:

- promień:

$$R = \sqrt{\frac{H^2 \cos^2 \psi}{9} + \frac{t^2}{4}} \quad [5-23]$$

- moment bezwładności:

$$I_0 = \frac{m}{3} \left(t^2 + \frac{H^2 \cos^2 \Psi}{2} \right) \quad [5-24]$$

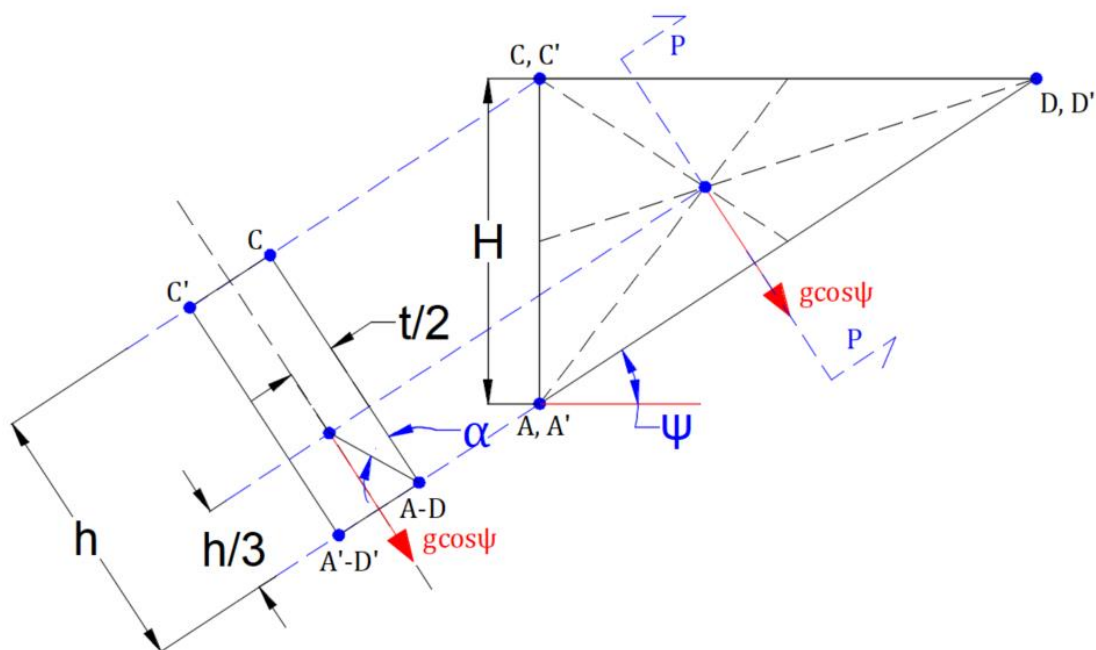
- parametr częstości:

$$p = \sqrt{3g \cos \Psi \frac{\left(\frac{H^2 \cos^2 \Psi}{9} + \frac{t^2}{4} \right)^{\frac{1}{2}}}{\frac{H^2 \cos^2 \Psi}{2} + t^2}} \quad [5-25]$$

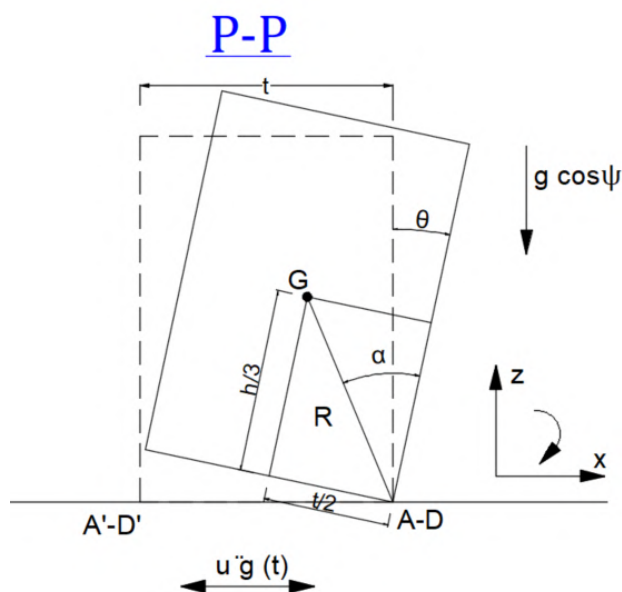
- współczynnik restytucji:

$$\eta = 1 - \frac{2R}{g \cos \Psi} p^2 \sin^2 \alpha \quad [5-26]$$

Parametry te wyznaczono dla geometrii jak poniżej (rys. 5.109), odpowiadającej aktywowanej części próbek w czasie testów równi pochyłej. Z racji, iż obrót następuje względem diagonalnej muru (A-D oraz A'-D'), konieczne było określenie składowej ciężaru uczestniczącej w równaniu ruchu: $g^* = g \cos \Psi$. Zarówno dla modelu 7 i 8 przyjęto identyczne parametry ruchu oraz średnią wartość tangensa kąta zniszczenia: $0.185 = (0.18 + 0.19)/2$. Oznacza to, iż założono tutaj niezależny ruch każdej z warstw w modelu 8. Ponownie pojawia się kwestia stosowania wartości teoretycznych oraz doświadczalnych kąta zniszczenia, która tutaj powinna być jeszcze bardziej podkreślona ze względu na istotną różnicę między wartością teoretyczną, a doświadczalną otrzymaną w teście równi pochyłej. Należy zaznaczyć, iż kąt α na rys. 5.109 dotyczący obrotu względem diagonalnych A-D oraz A'-D' nie jest równoważny kątowi α wyznaczonemu w czasie testów równi pochyłej (co wynika z różnych osi obrotu, dla których budowane były równania). Niemniej jednak, współczynnik redukcyjny wynikający z rozbieżności teoretycznych i doświadczalnych może być zastosowany wprost. Układ, w którym rozważane jest kołysanie przedstawiono na rys. 5.109 i rys. 5.110.



Rys. 5.109 Geometria fragmentu muru uczestniczącego w kołysaniu



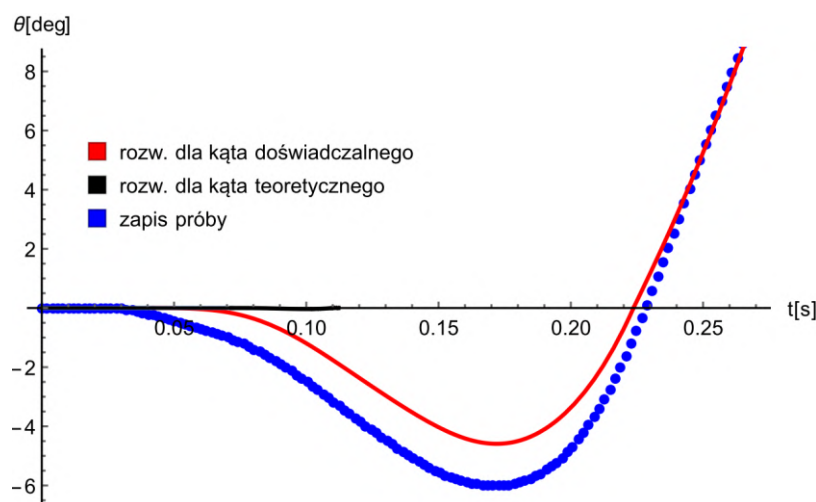
Rys. 5.110 Układ odniesienia, w którym rozpatrywane jest kołysanie

Tab. 5.14 oraz rys. 5.111 przedstawiają wartości parametrów ruchu dla wartości teoretycznej oraz doświadczalnej kąta α (w rozumieniu rys. 5.109 oraz rys. 5.110). Biorąc pod uwagę dużą rozbieżność pomiędzy wartością teoretyczną i doświadczalną kąta zniszczenia w próbie równi pochyłej, otrzymane wyniki – praktycznie zerowy obrót modelu w rozwiązaniu dla kąta teoretycznego nie są zaskoczeniem. Przede wszystkim, podkreślają one jeszcze bardziej

ważkość poprawnej inspekcji geometrii oraz jakości istniejących konstrukcji murowych w kontekście poprawnego szacowania ich nośności.

Tab. 5.14 Parametry ruchu w funkcji kąta α

	$tg\alpha$	$p \left[\frac{rad}{s} \right]$	$a_\alpha \left[\frac{m}{s^2} \right]$	η	$t(a_\alpha) [s]$
α_{teo}	0.386	12.994	2.675	0.8248	0.0717
α_{exp}	0.264	13.1797	1.833	0.9123	0.0420



Rys. 5.111 Model 7. Porównanie rozwiązań dla wartości doświadczalnej oraz teoretycznej kąta α dla jednego z impulsów

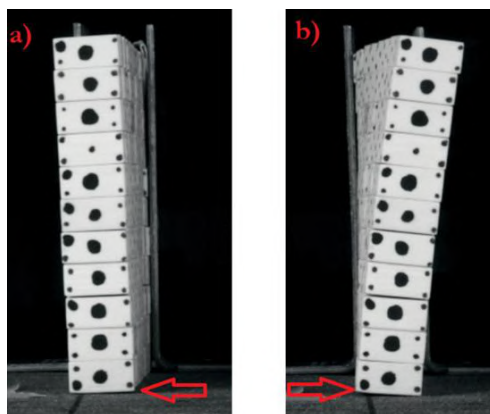
Dla potrzeb analizy, impulsy podzielono na te, które w teorii (czyli w rozwiązaniu numerycznym wyidealizowanego układu sztywnego o jednym stopniu swobody) wywołują:

- I. kołysanie próbki bez jej obalenia (impuls A oraz B);
- II. obalenie przy drugim wychyleniu (impuls C);
- III. obalenie przy pierwszym wychyleniu (impulsy D, E, F).

Grupa I

Do tej grupy należą dwa impulsy (A oraz B). Oba te impulsy posiadały zbliżone amplitudy przyspieszenia – w okolicy $2.4m/s^2$, różniły się natomiast kształtem oraz długością trwania. Przede wszystkim należy stwierdzić, iż zjawisko kołysania jest klarownie widoczne. Można to opisać zarówno jakościowo, jak i ilościowo. Rys. 5.112 przedstawia zachowanie próbki jednowarstwowej w czasie pierwszych dwóch maksymalnych wychyleń. Czerwonymi

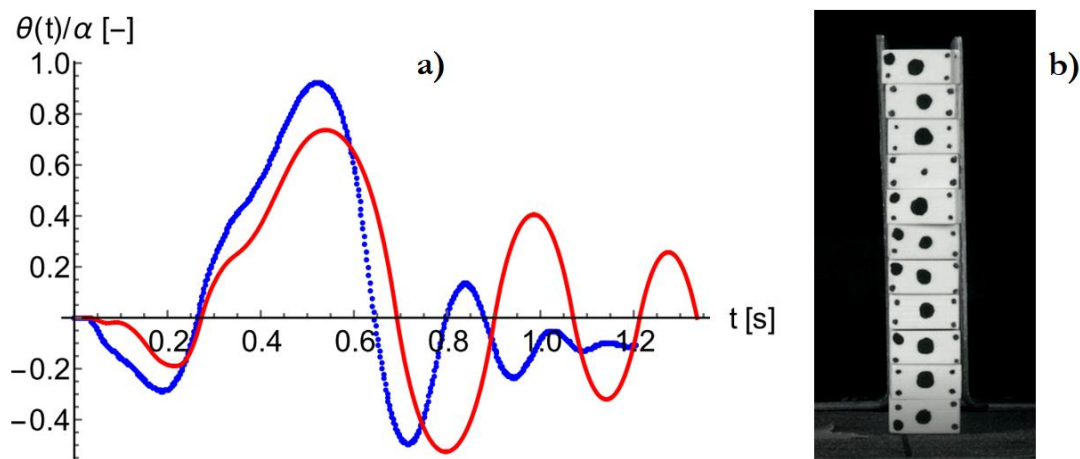
strzałkami zaznaczono odrywanie bloczka u podstawy, co wskazuje na to, że została zmobilizowana pełna diagonalna (zgodnie z modelem teoretycznym). Widać również, iż przy pierwszym wychyleniu (tak jak w przypadku niezwiązanych próbek 2D) aktywowany mechanizm zachowuje się w przybliżeniu jak monolit, natomiast przy drugim wychyleniu (czyli po pierwszym zderzeniu) bloczki zaczynają się względem siebie przemieszczać oraz rotować w sposób bardziej zauważalny.



Rys. 5.112 Kołysanie ściany jednowarstwowej (model 7);
a) pierwsze wychylenie, b) drugie wychylenie

Rys. 5.113 przedstawia zapis doświadczalny oraz stan końcowy dla tej samej próby, którą przedstawia rys. 5.112 (punkty pomiarowe dla modeli 7 oraz 8 przedstawiono na rys. 5.115). Można na nim zidentyfikować kołysanie aktywowanej części muru względem osi obrotu – czyli jego diagonalnej. Przy czym amplituda oraz ‘okres’ wychyleń zdecydowanie spada od czwartego wychylenia włącznie – w stosunku do wyidealizowanego rozwiązania numerycznego. Natomiast amplituda dwóch pierwszych wychyleń w czasie doświadczenia jest wyższa od predykcji teoretycznych. Sytuację taką można wytłumaczyć w sposób następujący: rozwiązanie teoretyczne zakłada ciało sztywne, a w rzeczywistości trójkąt obracający się względem diagonalnej składa się z licznych bloczków, które mają możliwość przemieszczania oraz obracania się względem siebie. Na rys. 5.112b) dosyć dobrze widać jak podczas drugiego wychylenia bloczki obracają się dodatkowo względem siebie zwiększając przez to mierzoną wartość kąta obrotu. Wraz z kolejnymi wychyleniami wkład pochodzący z wzajemnych obrotów jest niwelowany poprzez dyssypację energii wynikającej z interakcji bloczków między sobą (energia wytracana poprzez tarcie oraz dodatkowe zderzenia wewnątrz hipotetycznego ciała sztywnego). Powtarza się zatem zjawisko, które obserwowano w mniej skomplikowanych próbkach 2D. Kolejno, z wykresu widać, iż podczas szóstego wychylenia kąt nie zmienia znaku. Jest to ilościowy obraz faktu, iż z każdym wychyleniem coraz mniejsza część układu

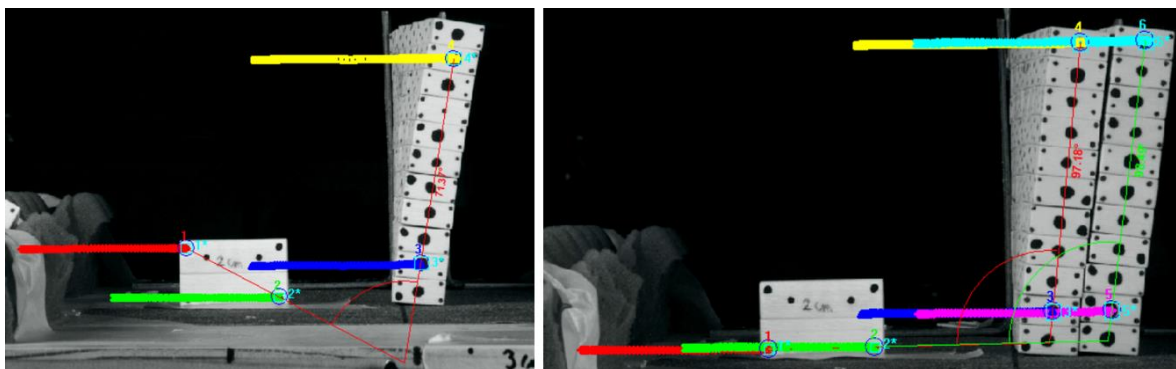
podlega wychyleniu, a im bloczki znajdują się bliżej diagonalnej (osi obrotu), tym ich kołysanie jest szybciej wyciszane. Ponadto, bloczki znajdujące się w górnej części próbki podlegają wzajemnym przemieszczeniom względem siebie i głównie właśnie te trwałe przemieszczenia sprawiają, iż na wykresie znak kąta obrotu w pewnym momencie nie ulega zmianie. Stąd też, po ustaniu kołysania próbka posiada rezydualny obrót. Oczywiście nie jest to obrót rzeczywisty, lecz kąt wywołany trwałym przemieszczeniem bloczków pomiarowych względem siebie. Ilustruje to rys. 5.113b), na którym widać przemieszczenia bloczków na wolnej krawędzi pionowej oraz rys. 5.114 – bloczki przemieściły się nie tylko w płaszczyźnie obrotu, lecz także w płaszczyźnie prostopadłej do niej. Należy również zauważyć, iż zarówno w próbie doświadczalnej, jak i w rozwiązaniu numerycznym widoczne jest charakterystyczne przegięcie obu krzywych reprezentujących obrót w okolicy 0.35s. Oznacza to, iż modele teoretyczne i doświadczalne wykazały zbliżoną czułość na kształt impulsu obciążającego.



Rys. 5.113 a) Model 7 – próba B7.2 (patrz Tab. 5.15). Czerwona krzywa – rozwiązanie numeryczne, niebieskie punkty – zapis doświadczalny. b) Stan końcowy



Rys. 5.114 Stan końcowy próbki (B7.2) o historii obrotu z Rys. 5.113



Rys. 5.115 Punkty pomiarowe na badanych próbkach – moment drugiego wychylenia.

Model 7 po lewej, model 8 po prawej

Zachowanie jakościowe oraz ilościowe opisane dla powyższej próby było bardzo zbliżone w pozostałych pięciu próbach tej grupy. Porównanie ilościowe zawarto w tab. 5.15 oraz tab. 5.16, gdzie zestawiono wyniki dla muru jednowarstwowego (model 7) oraz dwuwarstwowego (model 8). Kolumna ‘Impuls’ wprowadza podział na dwa różne impulsy zawarte w tej grupie. ‘Symbol’ służy do rozpoznawania poszczególnych prób. Dla muru dwuwarstwowego dodawana jest litera L lub P; L – oznacza warstwę po lewej stronie, czyli ta która znajduje się ‘bliżej’ kierunku pierwszego wychylenia, natomiast P oznacza warstwę po prawej stronie. ‘Stosunek amplitud w danym wychyleniu’ oznacza każdorazowo iloraz: wartość numeryczna/wartość doświadczalna (wartości w nawiasach są to amplitudy względne otrzymane doświadczalnie, czyli $\theta_{max,i}/\alpha$). Przez ‘Okres’ rozumie się czas pomiędzy sąsiednimi zerowymi kątami obrotu. Wartości pogrubione dotyczą omawianych prób, czyli B7.2 dla muru jednowarstwowego oraz B8.1 dla muru dwuwarstwowego.

Analizując mur jednowarstwowy, widać w poniższej tabeli, iż w każdej próbie pierwsza dwa wychylenia wyznaczone numerycznie są mniejsze od doświadczalnych, następnie sytuacja się odwraca i w ogólności następuje stopniowy wzrost rozpatrywanego stosunku. Jeśli chodzi o stosunek okresów to wartość numeryczna jest zazwyczaj mniejsza od doświadczalnej przy pierwszym wychyleniu, a od drugiego wychylenia następuje odwrócenie i stały przyrost analizowanej wielkości. Zachowanie muru jednowarstwowego jest więc dla tych dwóch impulsów bardzo spójne, pomimo wzrostu ilości bloczków w porównaniu z problemem 2D oraz osi obrotu, która jest diagonalną analizowanej próbki – czyli podłożem o wiele bardziej niedoskonałym niż blat stołu wstrząsowego.

Tab. 5.15 Stosunek amplitud wyznaczonych numerycznie do otrzymanych doświadczalnie

Model	Impuls	Symbol	Stosunek amplitud w danym wychyleniu					
			1	2	3	4	5	6
7	A	A7.1	0.58 (-0.20)	0.86 (0.55)	1.21 (-0.31)	1.22 (0.24)	3.01 (-0.08)	2.34 (0.08)
		A7.2	0.73 (-0.11)	0.85 (0.24)	1.21 (-0.14)	2.24 (0.06)	2.89 (-0.04)	X
		A7.3	0.59 (-0.13)	0.91 (0.33)	1.16 (-0.21)	1.57 (0.12)	2.82 (-0.06)	6.63 (0.02)
	B	B7.1	0.71 (-0.22)	0.85 (0.34)	1.68 (-0.14)	1.78 (0.11)	9.63 (-0.02)	2.70 (0.05)
		B7.2	0.69 (-0.28)	0.82 (0.91)	1.06 (-0.50)	2.80 (0.14)	1.35 (-0.24)	X
		B7.3	0.70 (-0.31)	0.94 (0.33)	2.87 (-0.08)	2.43 (0.08)	X	X
8	A	A8.1L	0.47 (-0.24)	1.03 (0.46)	1.30 (-0.28)	2.21 (0.13)	2.66 (-0.09)	X
		A8.1P	0.57 (-0.20)	0.93 (0.51)	1.29 (-0.29)	2.10 (0.14)	2.75 (-0.09)	X
		A8.2L	0.53 (-0.18)	1.06 (0.16)	2.07 (-0.09)	4.26 (0.03)	XX	X
		A8.2P	0.70 (-0.14)	1.01 (0.17)	2.18 (-0.08)	5.97 (0.02)	XX	X
		A8.3L	0.48 (-0.25)	1.33 (0.41)	1.79 (-0.24)	5.14 (0.06)	3.18 (-0.08)	X
		A8.3P	0.58 (-0.20)	1.15 (0.47)	1.76 (-0.24)	2.77 (0.12)	3.34 (-0.08)	X
	B	B8.1L	0.47 (-0.32)	0.98 (0.66)	1.39 (-0.35)	10.10 (0.04)	1.94 (-0.15)	X
		B8.1P	0.54 (-0.28)	0.80 (0.81)	1.37 (-0.35)	2.46 (0.15)	2.11 (-0.14)	X
		B8.2L	0.46 (-0.32)	0.98 (0.81)	1.58 (-0.35)	6.62 (0.06)	1.88 (-0.18)	X
		B8.2P	0.52 (-0.28)	0.83 (0.96)	1.54 (-0.36)	2.38 (0.18)	2.06 (-0.16)	X

X – zmierzony kąt nie zmienia znaku w stosunku do poprzedniego wychylenia;

XX – amplituda bliska zeru

Tab. 5.16 Stosunek ‘okresów’ wyznaczonych numerycznie do otrzymanych doświadczalnie

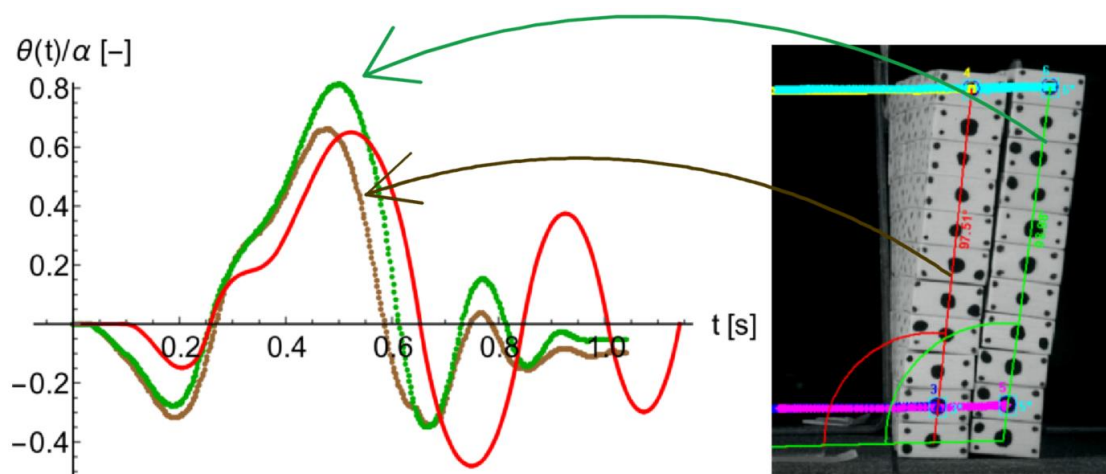
Model	Impuls	Symbol	Stosunek ‘Okresów’ w danym wychyleniu				
			1	2	3	4	5
7	A	A7.1	0.92	1.15	1.29	1.16	1.69
		A7.2	0.74	1.04	1.10	1.25	X
		A7.3	0.70	1.13	1.15	1.21	1.45
	B	B7.1	0.66	1.07	1.31	1.14	2.57
		B7.2	1.06	1.11	1.35	2.1	X
		B7.3	1.13	0.807	1.66	XX	X
8	A	A8.1L	0.88	1.25	1.27	1.64	X
		A8.1P	0.92	1.16	1.43	1.55	X
		A8.2L	0.94	1.06	1.26	0.94	XXX
		A8.2P	0.97	1.01	1.34	1.35	XXX
		A8.3L	0.89	1.38	1.38	2.49	X
		A8.3P	0.93	1.27	1.68	1.75	X
	B	B8.1L	0.70	1.25	1.20	3.99	X
		B8.1P	0.73	1.11	1.65	1.92	X
		B8.2L	0.71	1.44	1.28	3.20	X
		B8.2P	0.74	1.26	1.89	1.92	X

X – zmierzony kąt nie zmienia znaku w stosunku do poprzedniego wychylenia;

XXX – okres bliski zeru

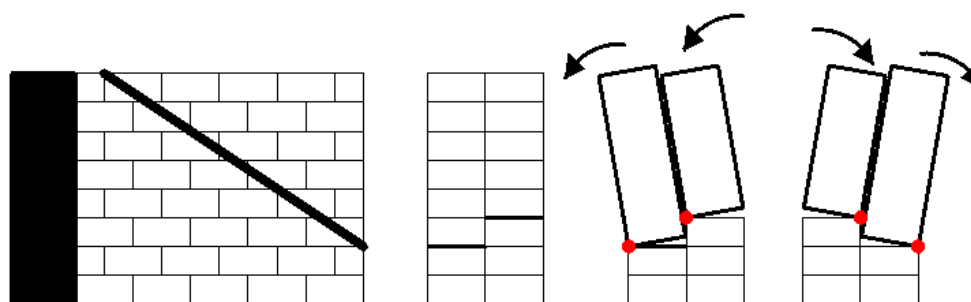
Jeśli chodzi o mur dwuwarstwowy (model 8) to można porównać jego zachowanie z murem jednowarstwowym, a także porównać zachowanie warstw względem siebie. Rys. 5.116 przedstawia próbę B8.1 w czasie drugiego wychylenia (po prawej) oraz zarejestrowane wykresy dla obu warstw i rozwiązanie numeryczne. Analizując poniższy wykres można stwierdzić, iż specyfika impulsu jest widoczna zarówno na zarejestrowanych obrotach oraz w rozwiązaniu numerycznym – charakterystyczne przegięcie w okolicach 0.35s. Z wykresu oraz tab. 5.15 widać, iż każdorazowo, przy pierwszym wychyleniu, warstwa znajdująca się po stronie kierunku obrotu, wykazuje wyższą amplitudę w stosunku do drugiej warstwy. Świadczyłoby to o pewnej interakcji pomiędzy warstwami, która była już z resztą zauważona w próbie równi pochyłej. Interakcja ta objawia się między innymi mobilizacją mniejszego

fragmentu warstwy dalszej względem kierunku obrotu, sytuację tą poglądowo przedstawia rys. 5.117. Należy zaznaczyć jednocześnie, iż rozbieżności amplitud pomiędzy warstwami w czasie dwóch pierwszych (najistotniejszych) wychyleń nie są znaczne. W pierwszym średnio 4.0% (max. 4.4%), w drugim średnio 7.8% (max. 11.2%).



Rys. 5.116 Kołysanie ściany dwuwarstwowej – próba B2.1 (patrz Tab. 5.15). Czerwona krzywa – rozwiązanie numeryczne, brązowe oraz zielone punkty – ruch warstw jak powyżej.

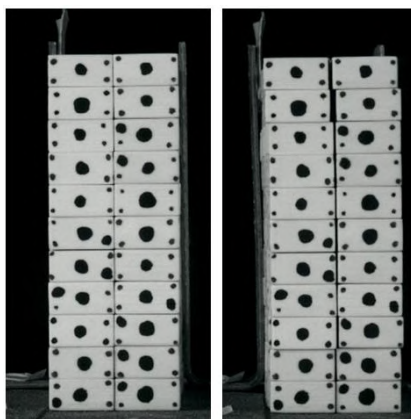
Po prawej próba w czasie drugie wychylenia



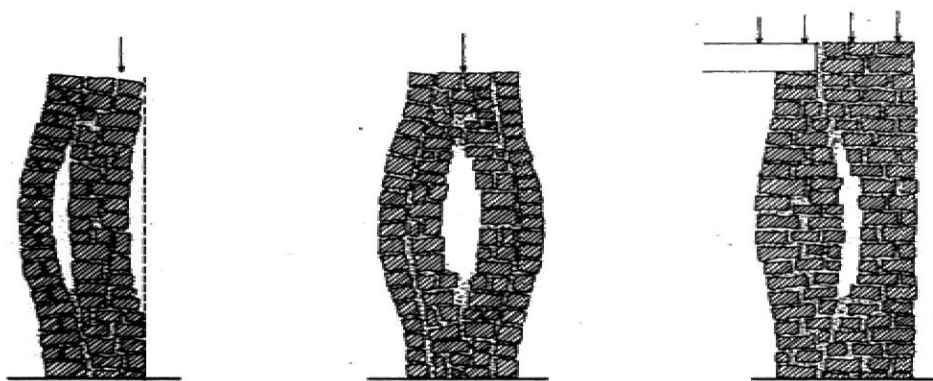
Rys. 5.117 Wzajemny wpływ warstw – ograniczona mobilizacja warstwy dalszej względem kierunku obrotu

Tak jak w przypadku muru jednowarstwowego, po drugim obrocie, następuje szybkie tłumienie kołysania. Również stan końcowy próbek jest zaburzony – rys. 5.118. Powstaje szczelina oraz mimośród, które naruszają stabilność muru w kontekście obciążeń pionowych – w tym ciężaru własnego. Zatem mur przetrwał impuls, lecz jego zdolność do przenoszenia obciążeń pionowych, w wyniku lokalnych przemieszczeń, spadła. Takie aspekty również należy mieć na uwadze podczas inspekcji muru poddanego obciążeniom prostopadłym do jego płaszczyzny.

Mechanizmy zniszczenia wywołane zmianami geometrii przekroju nieprzewiązanych murów dwuwarstwowych przedstawia rys. 5.119. Podkreślają one istotę zespolenia warstw w historycznych murach wielowarstwowych i generalnie jakości muru w jego przekroju. Uwypuklają również istotę tych cech podczas szacowania nośności obiektów historycznych, mianowicie nie należy opierać się jedynie na grubości danej ściany murowanej, ale również na postaci przekroju.



Rys. 5.118 Próba 4.2 – po lewej, stan początkowy muru; po prawej, stan końcowy – lokalne przemieszczenia i oddalenie się warstw



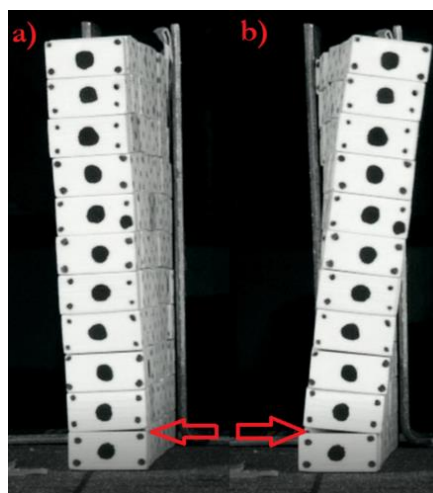
Rys. 5.119 Mury dwuwarstwowe nieprzewiązane - mechanizm zniszczenia pod wpływem sił pionowych, [186]

Tak jak w przypadku próbki jednowarstwowej, pierwszy ‘okres’ doświadczalny (dla obu warstw) jest dłuższy względem rozwiązania wyidealizowanego. Drugi i każdy kolejny okres wykazują odwrotną charakterystykę, co jest ponownie związane z rozpraszaniem energii w doświadczeniu w wyniku interakcji poszczególnych bloczków prowadzącym do wyciszenia zjawiska kołysania. Ponownie, po ustaniu ruchu próbek widoczny jest kąt rezydualny (dla obu warstw), którego geneza jest taka sama jak w przypadku próbek jednowarstwowych.

Grupa II

Impulsy typu C charakteryzują się większą amplitudą (około 2.7m/s^2) oraz krótszym czasem trwania w porównaniu z impulsami typu A oraz B. Ponadto, impulsy typu C są zdecydowanie bardziej gładkie i zbliżone swoją formą do funkcji sinus. Zmiana formy impulsu, poza oczywistą konsekwencją w postaci obalenia w drugim wychyleniu, wywołała również:

- brak mobilizacji bloczka diagonalnej, który znajduje się u jej podstawy – bloczek spoczywający na stole wstrząsowym i należący do wolnej, pionowej krawędzi muru (rys. 5.120). Ta sama sytuacja powtarza się dla każdej z trzech prób muru jednowarstwowego, natomiast w przypadku muru dwuwarstwowego ponownie mobilizowana jest pełna diagonalna. Widać to również na zdjęciach przedstawiających próbki po obaleniu - rys. 5.121 (niebieskie strzałki). Mianowicie, w murze jednowarstwowym, omawiany bloczek pozostaje na swoim miejscu początkowym, natomiast w murze dwuwarstwowym ulega obaleniu wraz ze zmobilizowaną diagonalną (oczywiście dotyczy to warstwy znajdującej się po stronie obalenia, podczas gdy warstwa dalsza, tak jak w przypadku testu równi pochyłej mobilizuje o jeden rząd bloczków mniej – zielona strzałka).



Rys. 5.120 Kołysanie ściany jednowarstwowej (model 7) – impuls C.

a) Pierwsze wychylenie, b) drugie wychylenie



Rys. 5.121 Impuls C, próbki po obaleniu. Po lewej – model 7, po prawej model 8.

- zmiana relacji: amplituda wyznaczona numerycznie/amplituda otrzymana doświadczalnie oraz zmiana analogicznej relacji dla „okresów”. Z racji obalenia w drugim wychyleniu, wartości te można porównać, tylko raz -

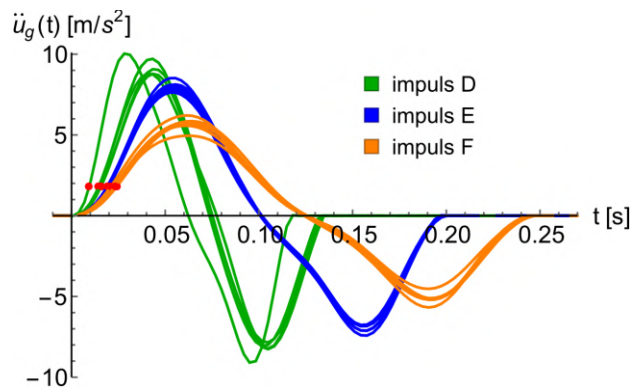
tab. 5.17. W nawiasie ponownie podano amplitudy względne otrzymane doświadczalnie, czyli $\theta_{max,i}/\alpha$. Jak widać w tabeli, zarówno amplituda, jak i okres, które zostały otrzymane numerycznie, są bliższe wartością doświadczalnym.

Tab. 5.17 Stosunek amplitud i ‘okresów’ wyznaczonych numerycznie do otrzymanych doświadczalnie

Model	Impuls	Symbol	Stosunek amplitud	Stosunek okresów
7	C	C7.1	0.87 (-0.41)	0.93
		C7.2	0.76 (-0.39)	0.87
		C7.3	1.03 (-0.52)	1.09
8	C	C8.1L	0.89 (-0.42)	1.00
		C8.1P	1.22 (-0.31)	1.07
		C8.2L	0.99 (-0.37)	1.05
		C8.2P	1.03 (-0.36)	1.04
		C8.3L	0.90 (-0.37)	1.02
		C8.3P	1.07 (-0.31)	1.11

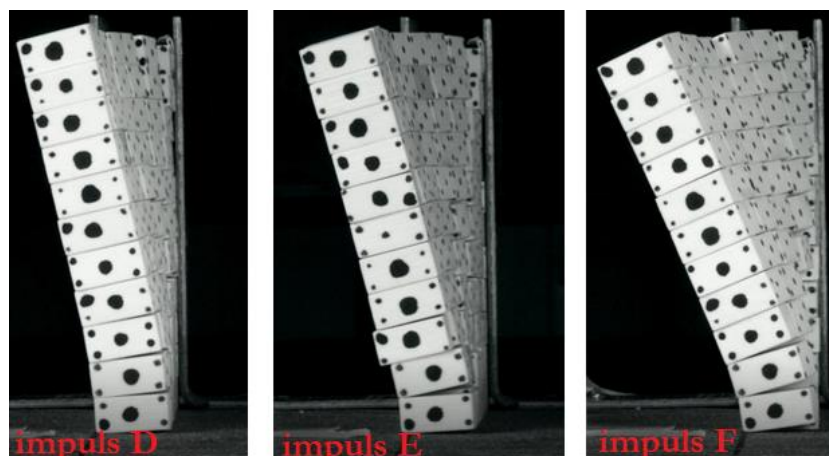
Grupa III

Do tej grupy należą trzy różne impulsy przedstawione na rys. 5.122 (sześć prób dla każdego impulsu – trzy dla muru jednowarstwowego i trzy dla muru dwuwarstwowego).

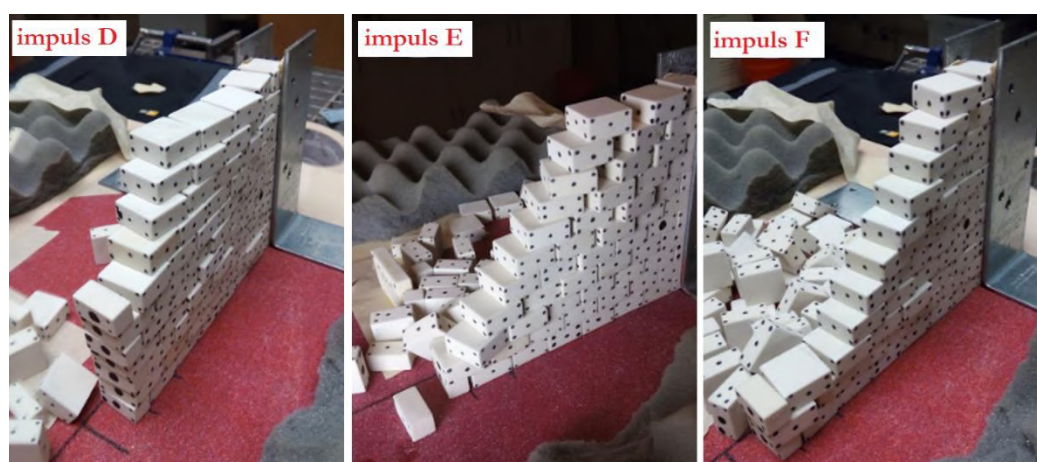


Rys. 5.122 Grupa III – impulsy D, E oraz F.

W teorii, przy założeniu spójności aktywowanego fragmentu muru, każdy z tych impulsów powinien wywołać obalenie wszystkich bloczków powyżej diagonalnej próbki (będącej jednocześnie osią obrotu). Jednakże w praktyce, ze względu na siły inercji, które można rozpatrywać dla dowolnych pojedynczych bloczków, czy też dowolnych grup bloczków, pierwotny aktywowany fragment muru ulega dezintegracji. W efekcie, mur ulega ‘załamaniu’ ponad diagonalną i po zatrzymaniu stołu, mniej bloczków zostaje strąconych. Zjawisko to nasila się wraz ze wzrostem amplitudy i skróceniem czasu trwania impulsu. Widać to na rys. 5.123 oraz rys. 5.124. Pierwszy z nich przedstawia ostatni moment, kiedy mobilizowana jest pełna diagonalna – jak widać, im ostrzejszy impuls, tym szybciej następuje dezintegracja mechanizmu. Widać, iż najkrótszy i najsilniejszy impuls D pozwala na relatywnie niewielki obrót mechanizmu jako całości, podczas gdy bardziej wygładzone impulsy D oraz F pozwalają odpowiednio na coraz większe wychylenia trójkąta nad diagonalną jako jednego ciała (oczywiście w przybliżeniu). Rys. 5.124 przedstawia stan końcowy próbek. Jak widać, im wcześniej mechanizm ulega dezintegracji, tym mniejszy fragment muru był obalony. Wynika to z faktu, iż dla impulsu D, zmiana kierunku przyspieszenia stołu przychodzi najszybciej i jest ono w stanie odwrócić kierunek ruchu większej liczby bloczków niż ma to miejsce w przypadku dłuższych impulsów.

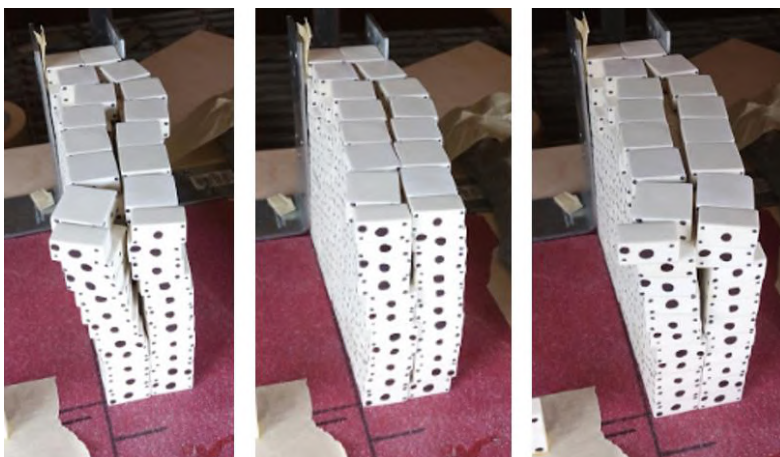


Rys. 5.123 Model 7 – maksymalny kąt wychylenia poprzedzający dezintegrację mechanizmu w zależności od postaci impulsu



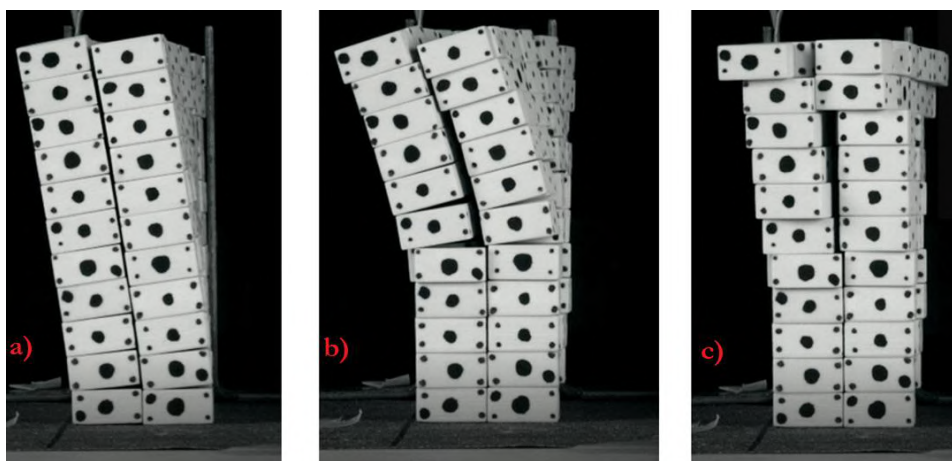
Rys. 5.124 Model 7 – stan próbek po obciążeniu w zależności od postaci impulsu

Jeśli chodzi o zachowanie próbek dwuwarstwowych (model 8), to ponownie warstwa znajdująca się bliżej kierunku obalenia traci więcej bloczków niż dalsza warstwa – w przypadku impulsu E oraz F. Natomiast odmienny jest przypadek impulsu D, gdzie żadna z trzech prób nie zakończyła się upadkiem lub ześlizgnięciem się chociażby jednego bloczka (rys. 5.125). Jest to tym bardziej warte podkreślenia, iż impulsy o najwyższych amplitudach były realizowane przez serwonapęd w sposób powtarzalny i płynny (to jest bez fluktuacji charakterystycznych dla impulsów o niższych amplitudach).



Rys. 5.125 Model 8 – stan próbek po obciążeniu impulsem D

Rys. 5.126 przedstawia charakterystyczne etapy ruchu dla modelu 8 pod wpływem impulsu D. W pierwszej (a) fazie pojawia się kołysanie, które można uznać za kołysanie ciała sztywnego (trójkąt nad diagonalną muru), następnie (b) pod wpływem nagłej zmiany kierunku przyspieszenia następuje niezależna praca bloczków i ich interakcja względem siebie, po czym, (c) – najprawdopodobniej – w wyniku dodatkowego wytracania energii w układzie, a także wzajemnego oddziaływania na siebie warstw, osiągnięta jest równowaga końcowa bez utraty żadnego z bloczków.

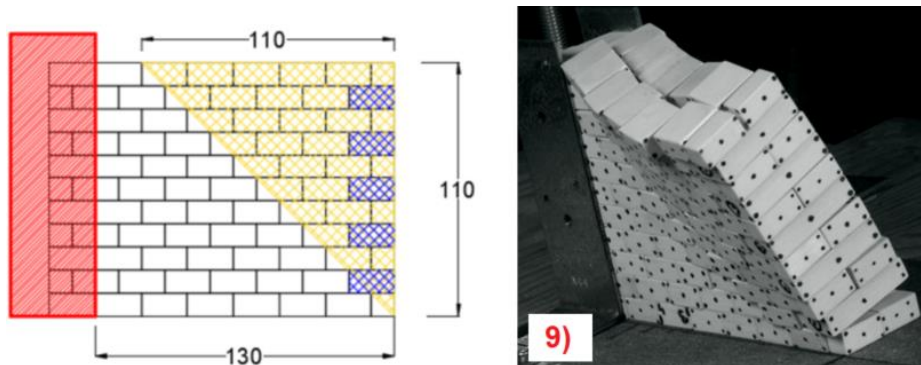


Rys. 5.126 Model 8 – stan próbek po obciążeniu impulsem D

Należy również zauważyć, że forma zniszczenia próbki otrzymana na stole wstrząsowym może się wyraźnie różnić od tej otrzymywanej w teście równi pochyłej. To jest, pomimo, iż impulsy posiadają amplitudę nawet 10-krotnie większą niż przyspieszenie aktywujące (czyli to obalające próbkę na równi pochyłej) w efekcie końcowym mogą obalić zdecydowanie mniejszy fragment muru.

5.2.2. Model 9

Model 9 w tym podrozdziale odpowiada modelowi 31 z podrozdziału 4.2.6, gdzie wykazano, iż podczas testu równi pochyłej aktywowana część muru była praktycznie zgodna z predykcjami teoretycznymi (rys. 5.127). Natomiast jeśli chodzi o wartość tangensa kąta zniszczenia to średnia wartość doświadczalna wyniosła 0.288 (przy wartości teoretycznej dla muru o grubości 40mm – 0.545), co daje zastępczą grubość muru jednowarstwowego o grubości $t_9 = 21.1mm$. Dla wyznaczonej grubości zastępczej muru obowiązują te same równania opisujące promień, moment bezwładności, parametr częstości oraz współczynnik restytucji, które wyprowadzono w podrozdziale 5.2.1. Te równania to odpowiednio: [5-23], [5-24], [5-25], [5-26]. Wartości numeryczne wykorzystywanych parametrów zestawiono w tab. 5.18. Tabela ta zawiera również wartości tych parametrów dla muru jednowarstwowego o grubości 20mm (czyli modelu 7) oraz muru jednowarstwowego o grubości 40mm. Do murów jednowarstwowch zastosowano identyczną redukcję grubości z tą otrzymano na równi pochyłej dla muru o grubości 20mm, czyli $0.185/0.27=0.685$. Daje to efektywne grubości o wartościach odpowiednio: $t_{20red} = 13.7mm$ oraz $t_{40red} = 27.4mm$.



Rys. 5.127 Model 9 w próbie równi pochyłej. Mechanizm antycypowany (po lewej) oraz otrzymany doświadczalnie (po prawej).

Tab. 5.18 Parametry ruchu w funkcji grubości zastępczej muru

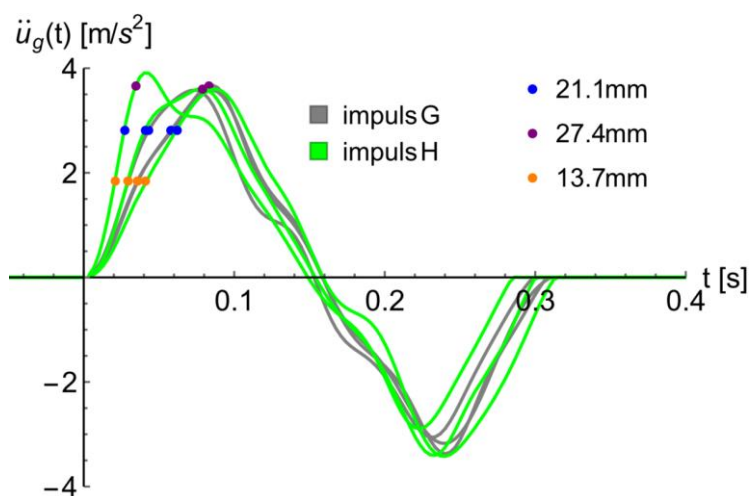
	tga	$R[mm]$	$p \left[\frac{rad}{s} \right]$	η
$t_9 = 21.1mm$	0.407	28.0	12.956	0.808
$t_{40red} = 27.4mm$	0.528	29.3	12.713	0.702
$t_{20red} = 13.7mm$	0.264	26.8	13.180	0.912

Parametry zestawione w powyższej tabeli wykorzystano do analizy porównawczej z zapisami wideo dla modelu 9. Tym razem, impulsy podzielono na podstawie wyników doświadczalnych, na te które wywołują:

- I. kołysanie próbki bez jej obalenia (impuls G oraz H);
- II. mechanizm mieszany (impuls I oraz J);
- III. obalenie przy drugim wychyleniu (impuls K oraz L);
- IV. obalenie przy pierwszym wychyleniu (impuls M).

Grupa I

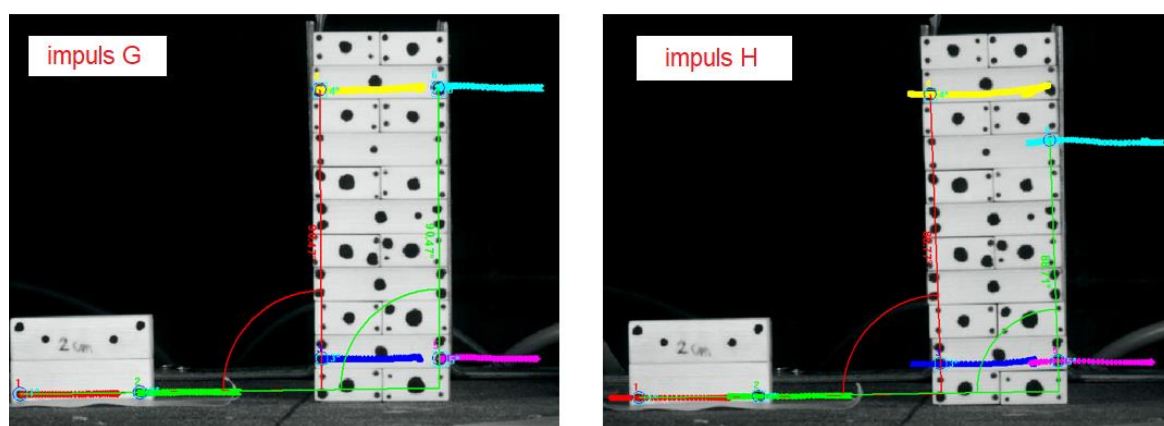
Impulsy G i H w tej grupie otrzymano dla zbliżonych ustawień stołu wstrząsowego, które efektywnie wywołały impulsy o zbliżonej charakterystyce – rys. 5.128 (pomarańczowe, niebieskie i fioletowe punkty oznaczają przyspieszenia aktywujące dla odpowiednich grubości zastępczych. Zachowanie próbek w czasie obciążenia, ich stan końcowy oraz rozwiązania numeryczne ponownie wskazują na bardzo wysoką czułość układów z dominującym kołysaniem.



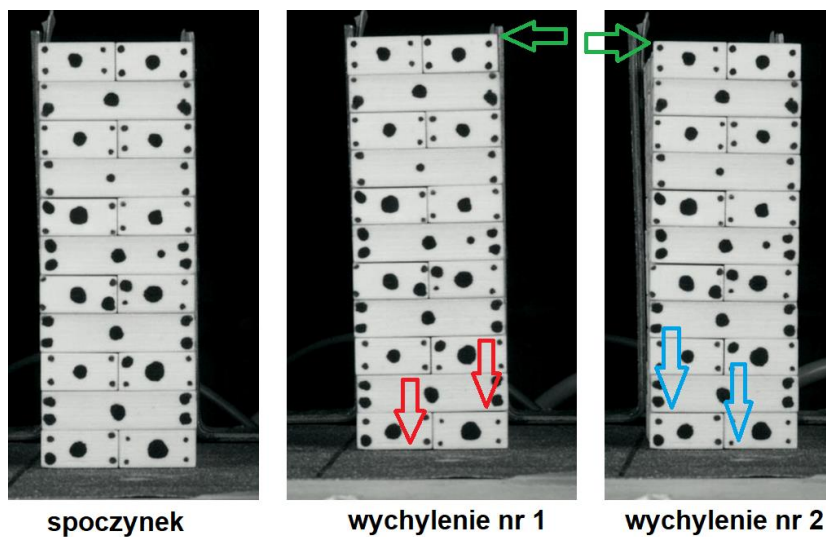
Rys. 5.128 Grupa I – impulsy G oraz H

Impuls G wywołuje kołysanie o zdecydowanie mniejszych amplitudach w porównaniu z impulsem H. Różni się również generalna charakterystyka ruchu bloczków pod ich wpływem. Co istotne, w obu przypadkach widoczne jest kołysanie wykształcone w całym założonym zakresie. Z racji, iż pierwsze wiązanie znajduje się w drugim wierszu, w zależności od kierunku wychylenia, rotacji podlega tylko jeden z bloczków u podstawy krawędzi pionowej. Ponadto, ponieważ ostatni wiersz bloczków również nie zawiera wiązania, pomiar kąta obrotu odbywa się na niższych wierszach zawierających wiązanie – rys. 5.129. Rys. 5.130 oraz rys. 5.131

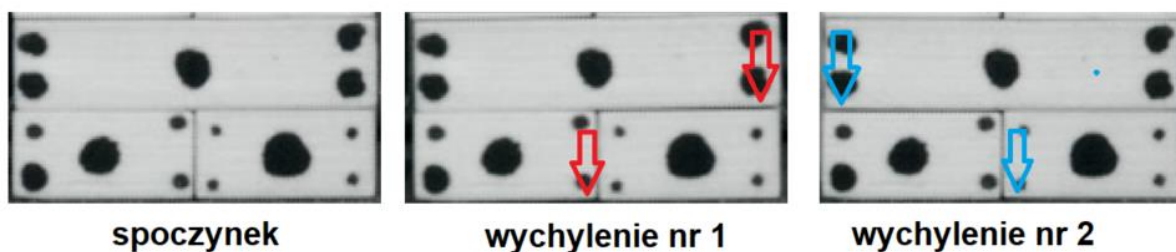
wskazują momenty maksymalnego wychylenia dla impulsu G – gdzie: czerwone strzałki to obrót wiązania i bloczka u podstawy dla wychylenia 1, niebieskie strzałki dla wychylenia 2; zielone strzałki wskazują wychylenie korony. Z rysunków widać również, iż bloczki położone wyżej nie podlegają wzajemnej rotacji jak i wzajemnym poślizgom. Widać to również ilościowo po praktycznie zerowej wartości mierzonego kąta po zakończeniu ruchu bloczków: rys. 5.132 oraz rys. 5.133. Ostatnie dwa przywołane rysunki zawierają każdorazowo te same krzywe doświadczalne oraz wyznaczone rozwiązania numeryczne (dla bloczków o trzech różnych szerokościach), aczkolwiek przedstawione w innych zakresach układu współrzędnych. Jak wskazują krzywe, rozwiązania numeryczne dla zastępczej grubości muru z więzami, czyli 21.1mm są dosyć dobrym odwzorowaniem doświadczenia. Szczególnie, zbieżność jest widoczna, jeśli chodzi o dwa pierwsze wychylenia. Po drugim wychyleniu kołysanie próbek doświadczalnych praktycznie ustaje co wynika ze zdolności tłumiących układu niedoskonałych bloczków. Tab. 5.19 zawiera dokładne stosunki odpowiednich amplitud i okresów. Dla amplitud, podane są dodatkowo w nawiasach wyniki doświadczalne. Otrzymana zbieżność jest szczególnie istotna biorąc pod uwagę fakt, że dla impulsów o niewielkich amplitudach – niewiele większych od przyspieszenia aktywującego, zarówno rozwiązanie numeryczne jak i rzeczywisty układ są bardzo czułe na wszelkie cechy impulsu. Krzywe przerywane – fioletowa oraz pomarańczowa – reprezentujące odpowiednio mury zastępcze o grubości $t_{40red} = 27.4mm$ oraz $t_{20red} = 13.7mm$, dają pogląd na stopień zespolenia muru.



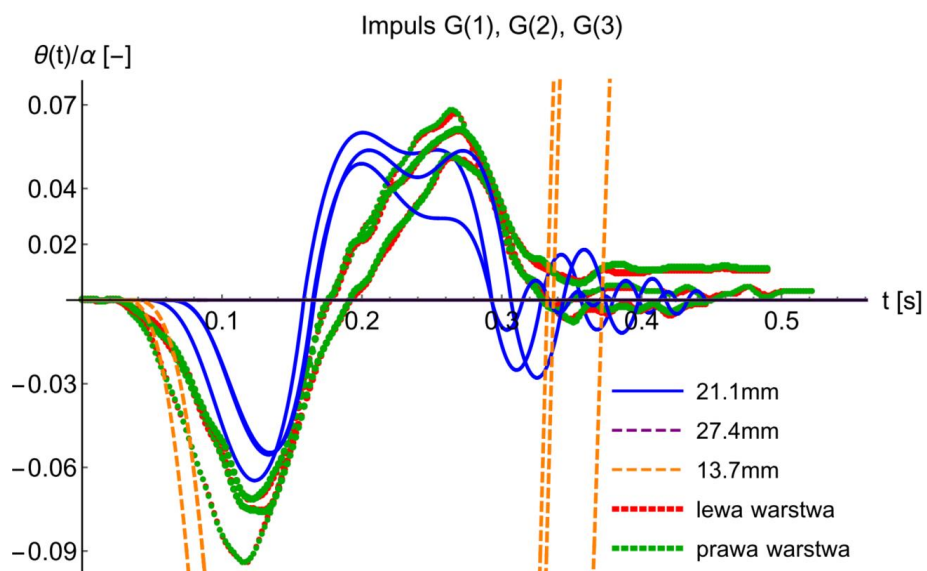
Rys. 5.129 Punkty pomiarowe dla impulsów G oraz H



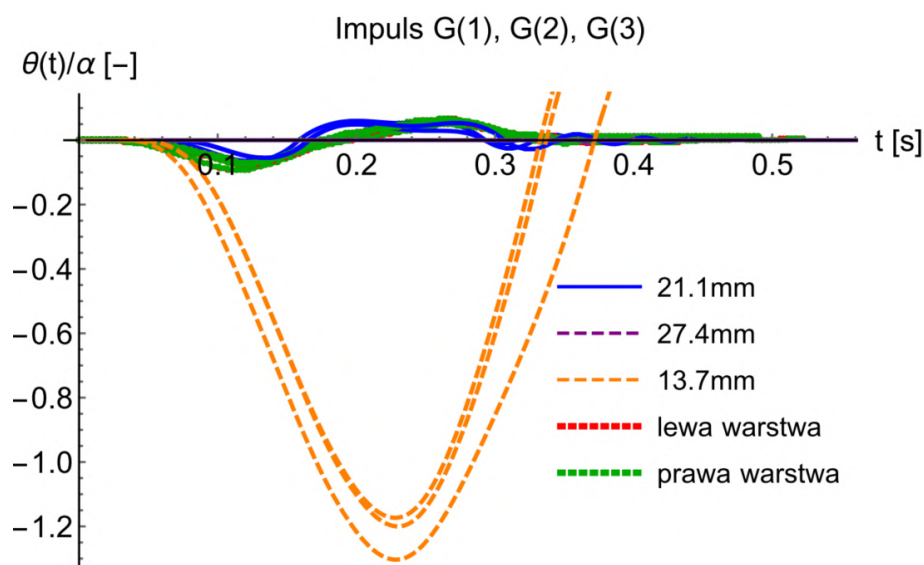
Rys. 5.130 Próba G(3) – kołysanie. Opis w tekście



Rys. 5.131 Próba G(3) – kołysanie, powiększenie obrazu. Opis w tekście



Rys. 5.132 Impuls G – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne. Opis w tekście.



Rys. 5.133 Impuls G – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne.

Ekspozycja krzywej '13.7mm'. Opis w tekście.

Tab. 5.19 Stosunek amplitud wyznaczonych numerycznie do otrzymanych doświadczalnie

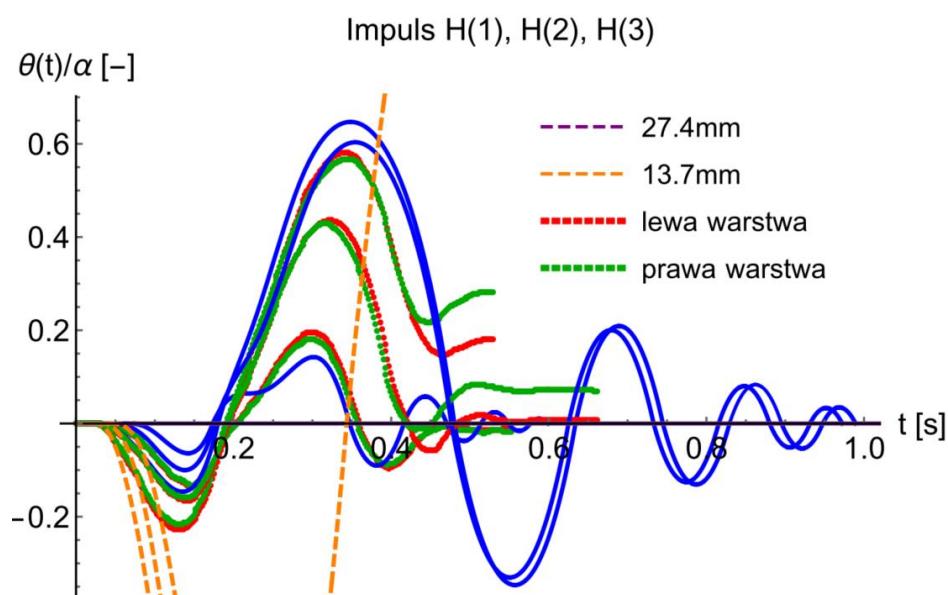
Model	Impuls	Symbol	Amplituda			'Okres'		
			1	2	3	1	2	3
9	G	G9.1L	0.688 (-0.0941)	0.897 (0.0669)	11.923 (-0.00211)	0.770	0.877	1.889
		G9.1P	0.688 (-0.0940)	0.879 (0.0683)	7.812 (-0.00321)	0.764	0.864	2.038
		G9.2L	0.734 (-0.0756)	0.957 (0.0511)	x	0.640	0.906	x
		G9.2P	0.731 (-0.0759)	0.946 (0.0517)	x	0.640	0.921	x
		G9.3L	0.766 (-0.0714)	0.887 (0.0606)	x	0.710	x	x
		G9.3P	0.768 (-0.0712)	0.879 (0.0611)	x	0.727	x	x
	H	H9.1L	0.476 (-0.134)	0.727 (0.196)	0.476 (-0.134)	0.577	1.110	x
		H9.1P	0.482 (-0.132)	0.783 (0.182)	0.482 (-0.132)	0.605	1.143	x
		H9.2L	0.640	1.114	x	0.927	x	x

			(-0.229)	(0.581)				
		H9.2P	0.677 (-0.216)	1.139 (0.568)	x	0.941	x	x
		H9.3L	0.604 (-0.165)	1.384 (0.436)	5.618 (-0.0588)	0.804	1.325	2.341
		H9.3P	0.634 (-0.158)	1.405 (0.429)	26.948 (-0.0122)	0.809	1.325	4.647

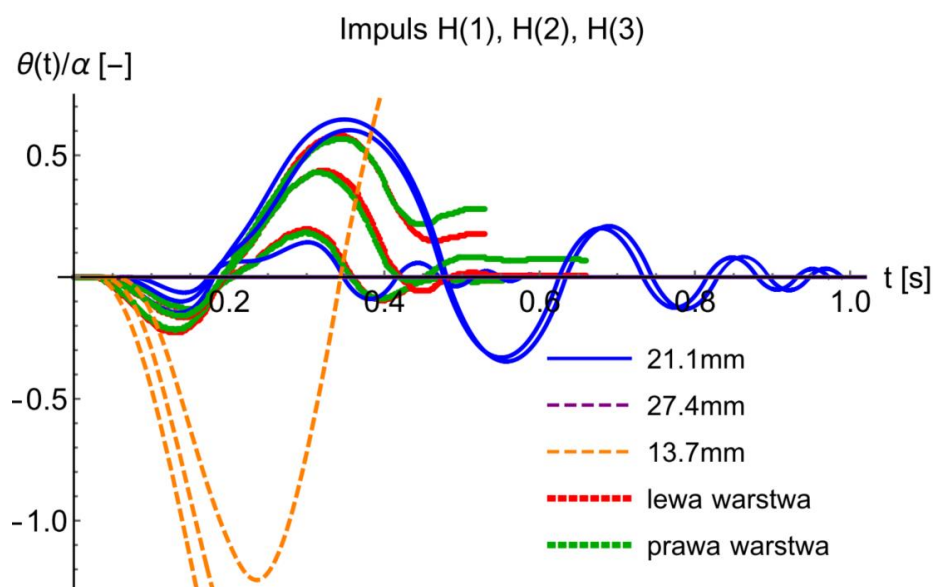
Amplituda – stosunek amplitud w danym wychyleniu; **Okres** – stosunek okresów w danym wychyleniu; x – brak zmiany znaku wychylenia lub brak wyraźnego ekstremum. L i P oznaczają odpowiednio czerwoną oraz zieloną bazę pomiarową zgodnie z Rys. 5.129.

Dla impulsów typu H zanotowano jedną odpowiedź mocno zbliżoną do impulsu G oraz dwie odpowiedzi o znacznie większych amplitudach – w pierwszym wychyleniu obrót względny $\theta_{max,i}/\alpha$ na poziomie 0.2, w drugim wychyleniu 0.6. Widać również, iż kołysanie jest praktycznie wyciszane po drugim obrocie. Takie zachowanie wynika z tłumienia wewnątrz próbek wywołanego wzajemnym obrotem i poślizgiem bloczków. Tym razem, tłumienie to wygląda na bardziej efektywne, prawdopodobnie ze względu na obecność więzów, które wprowadzają podział na makroelementy. Ponadto, więzy umieszczone są tam, gdzie przyspieszenia chwilowe osiągają najwyższą wartość, czyli na krawędzi pionowej i głównie dzięki temu, w dwóch próbach, spada z korony muru tylko jeden bloczek – rys. 5.136 oraz rys. 5.137. Opisane zachowanie próbek, generalnie wskazuje na silną obecność kołysania oraz ponowną mobilizację całej diagonalnej (całego trójkąta). Pojawiają się jednak dosyć istotne indywidualne przemieszczenia bloczków/fragmentu muru. Wzajemne poślizgi i obroty bloczków widać również na podstawie krzywych ‘lewa warstwa’ oraz ‘prawa warstwa’ na rys. 5.134 oraz rys. 5.135. Krzywe te zaczynają się rozbiegać w okolicach drugiej amplitudy wychylenia – w dużej mierze wynika to z umieszczeniu punktów pomiarowych na różnych więzach (rys. 5.129). Wówczas, wpływ poślizgów na obroty jest amplifikowany. Jeśli chodzi o rozwiązania numeryczne to pierwsze wychylenie jest niedoszacowane względem doświadczenia (stosunek 0.6-0.64), drugie natomiast przeszacowane (1.11-1.41) – więcej szczegółów w tab. 5.19. Jednakże rozwiązania, które zakładają układ o jednym stopniu swobody, ponownie dosyć dobrze poradziły sobie z odwzorowaniem globalnego zachowania pracy próbek. Należy jednak pamiętać tutaj o bardzo istotnej roli zastępczej grubości muru jednowarstwowego otrzymanego z równi pochyłej. Bez tego testu ciężko byłoby uzyskać tak dobrą zbieżność w próbie dynamicznej dla dwóch pierwszych wychyleń próbek. Natomiast

przy założonym jednym stopniu swobody, nie ma możliwości określenia przemieszczeń rezydualnych blozków, co może być istotne w przypadku obecności belek stropowych i innych obciążeń pionowych mających wpływ na bezpieczeństwo konstrukcji po ustąpieniu jej ruchu.

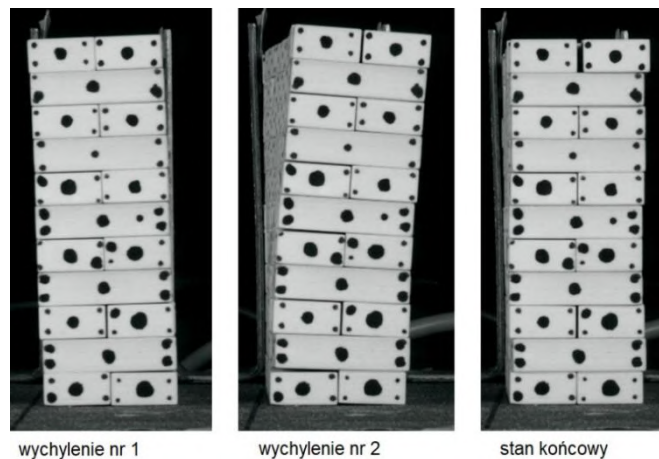


Rys. 5.134 Impuls H – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne. Opis w tekście.

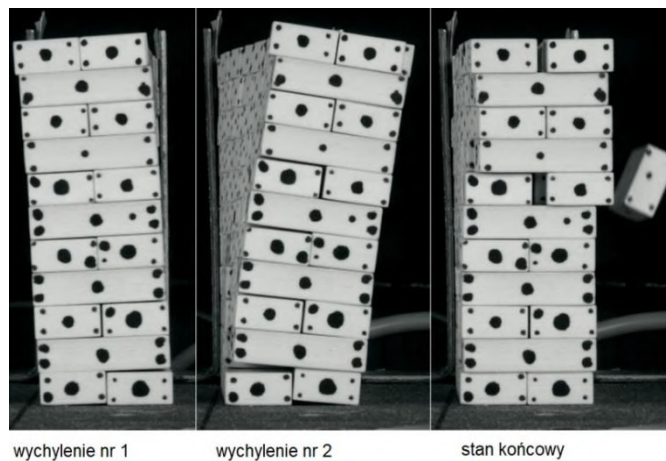


Rys. 5.135 Impuls H – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne.

Ekspozycja krzywej '13.7mm'. Opis w tekście.



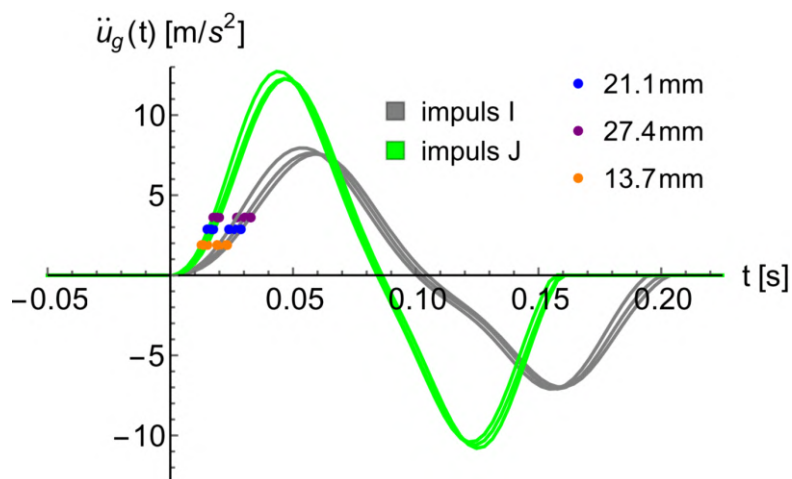
Rys. 5.136 Próba H(2) – kołysanie. Opis w tekście



Rys. 5.137 Próba H(3) – kołysanie. Opis w tekście

Grupa II

Impulsy I oraz J przedstawiono na rys. 5.138. Są to impulsy odpowiednio o amplitudzie dochodzącej do 8m/s^2 oraz 13m/s^2 . Tak jak w przypadku innych modeli, tego typu impulsy – czyli impulsy o wysokiej amplitudzie i niewielkim okresie, były realizowane przez stół wstrząsowy w sposób najbardziej gładki i powtarzalny.

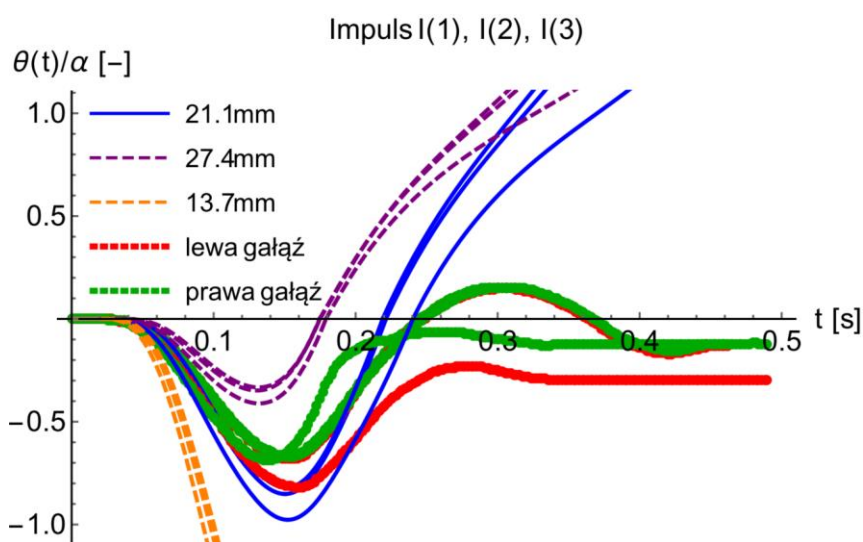


Rys. 5.138 Grupa II – impulsy I oraz J

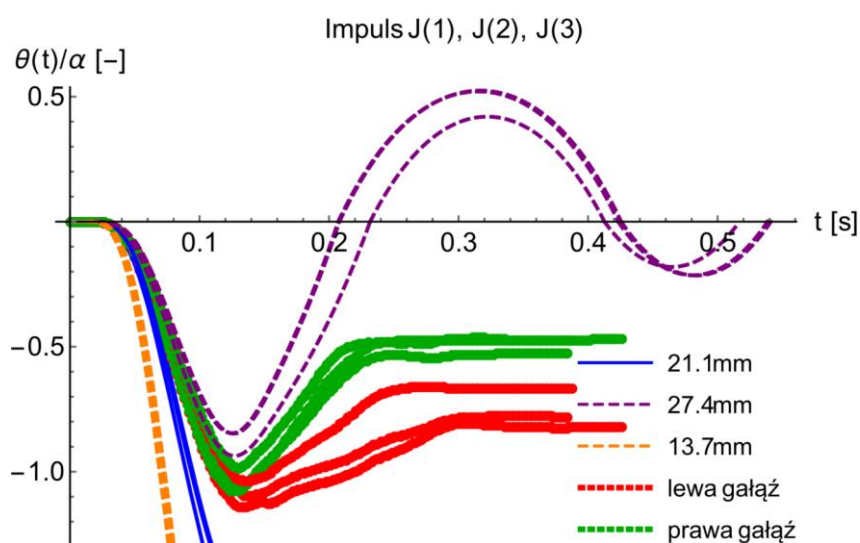
Wspólną cechą dla impulsów I oraz J jest charakterystyczna odpowiedź analizowanych próbek, której nie jest w stanie uchwycić układ z jednym stopniem swobody. Mianowicie, poza kołysaniem względem diagonalnej próbki, w czasie ruchu próbki pojawia się również dodatkowy mechanizm, który można nazwać (po części) kołysaniem ‘wewnętrznym’ bloczków pomiędzy wiązaniem zewnętrznym – elementy stalowe oraz wiązaniem wewnętrznym – więzy. Zgodnie z rys. 5.139 oraz rys. 5.140 rozwiązania numeryczne wskazują, iż próbki powinny być obalone odpowiednio w drugim wychyleniu (impuls I) oraz w pierwszym wychyleniu (impuls J). Jednakże, w doświadczeniu, górna część krawędzi pionowej, która teoretycznie podlega największym przyspieszeniom chwilowym nie ulega obaleniu. Na sześć prób w tej grupie, tylko w jednej z nich obaleniu uległ bloczek należący do swobodnej krawędzi pionowej (krawędzi z więzami) – próba I(1). W pozostałych próbach wszystkie bloczki tej krawędzi utrzymały się na próbce. Widoczna jest więc zespalająca rola więzów oraz ich zdolność do wykształcenia utwardzenia wewnętrznego. Zachowanie krawędzi z więzami dla impulsu typu I oraz typu J ukazują rys. 5.141 oraz rys. 5.142. Dla impulsu I widoczna jest obecność pierwszego i drugiego wychylenia związanego z kołysaniem. W międzyczasie, w wyniku działania sił inercji na poszczególne bloczki, krawędź pionowa ulega rozczłonkowaniu. Podobne spostrzeżenia można poczynić dla impulsu J. Aczkolwiek, w tym przypadku, krawędź pionowa nie podlega drugiemu wychyleniu, lecz po powrocie z pierwszego wychylenia, bloczki na tej krawędzi podlegają poślizgowi. Opisane powyżej zachowanie potwierdzają schematy zniszczeń próbek (rys. 5.143 oraz rys. 5.144) – obaleniu ulegają bloczki pomiędzy więzami zewnętrzną i wewnętrzną. Przy czym, dla impulsu I, obalony fragment położony jest w środku rozpiętości muru, z kolei dla impulsu J, fragment ten jest przesunięty w stronę stalowej podpory zewnętrznej. Należy również zauważyć, iż w jednej z prób – J(2), żaden z bloczków nie uległ

obaleniu, co z punktu widzenia rozwiązań numerycznych jest zdecydowanie bliższe rozwiązaniu dla muru o grubości zastępczej $t_{40red} = 27.4mm$, niż dla muru o grubości $t_9 = 21.1mm$, który w rozwiązaniu numerycznym ulega obaleniu przy pierwszym wychyleniu.

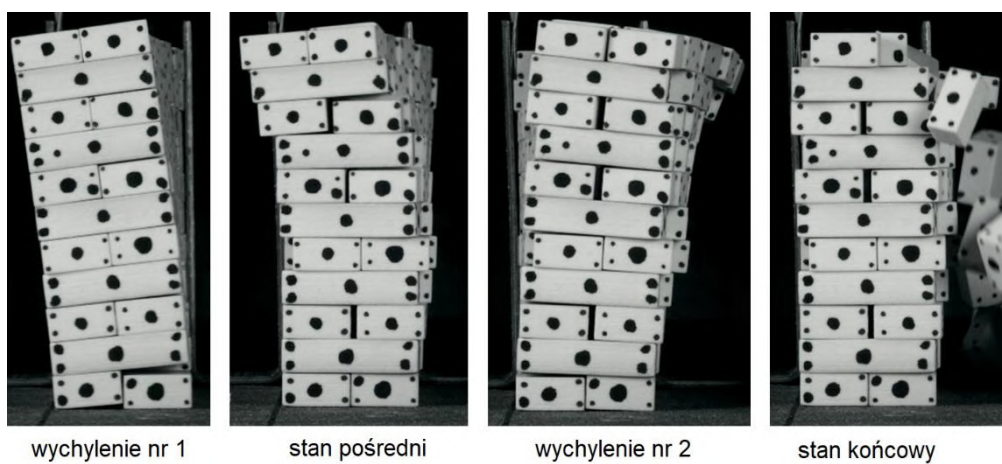
Efektywność więzów w dużej mierze zależy od charakterystyki impulsu i nie pokrywa się z rozwiązaniem numerycznym. Ten brak zbieżności wynika z faktu, iż dla pewnych impulsów, więzy nie są w stanie wywołać zachowania próbki w postaci kołyszącego się układu o jednym stopniu swobody. Jednakże, jak widać na powyższych przykładach, taka sytuacja może się okazać korzystniejsza z punktu widzenia wielkości fragmentu obalonego muru. Oczywiście stosowanie nieliniowej analizy w postaci kołyszącego się układu o jednym stopniu swobody, jest wówczas niewystarczające.



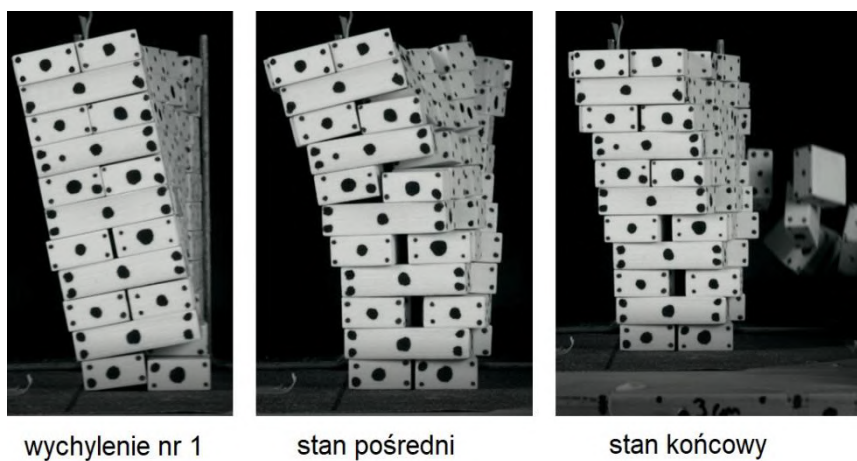
Rys. 5.139 Impuls I – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne. Opis w tekście.



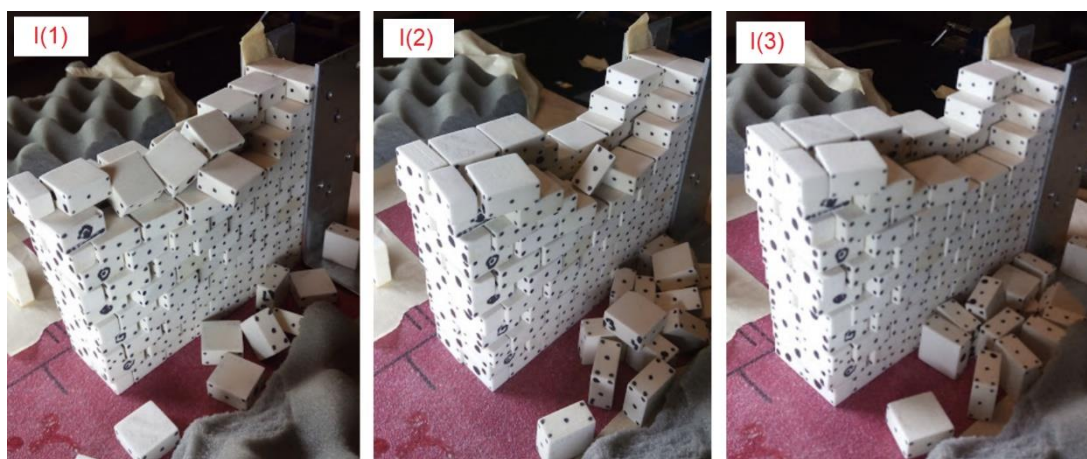
Rys. 5.140 Impuls J – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne. Opis w tekście.



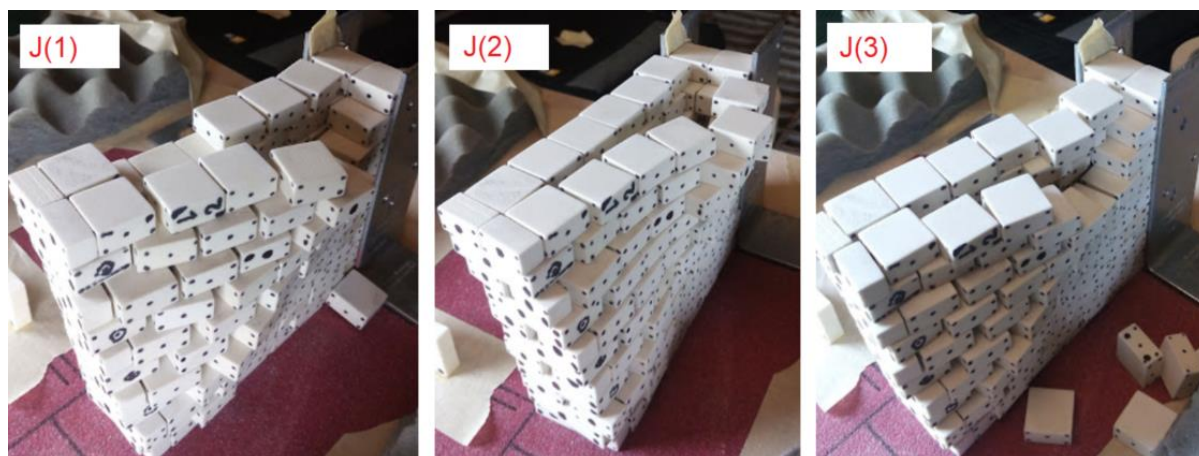
Rys. 5.141 Próba I(1) – zachowanie próbki. Opis w tekście



Rys. 5.142 Próba J(3) – zachowanie próbki. Opis w tekście



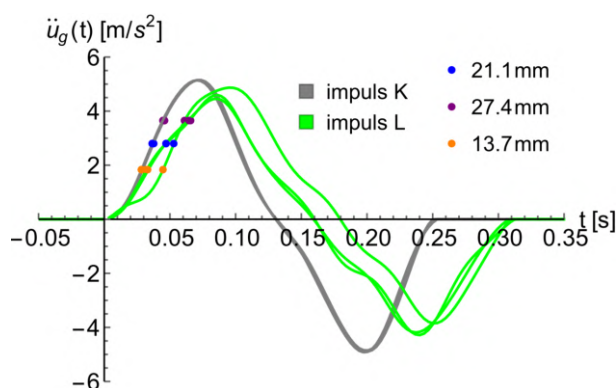
Rys. 5.143 Impuls I – stan końcowy dla każdej z prób. Opis w tekście



Rys. 5.144 Impuls J – stan końcowy dla każdej z prób. Opis w tekście

Grupa III

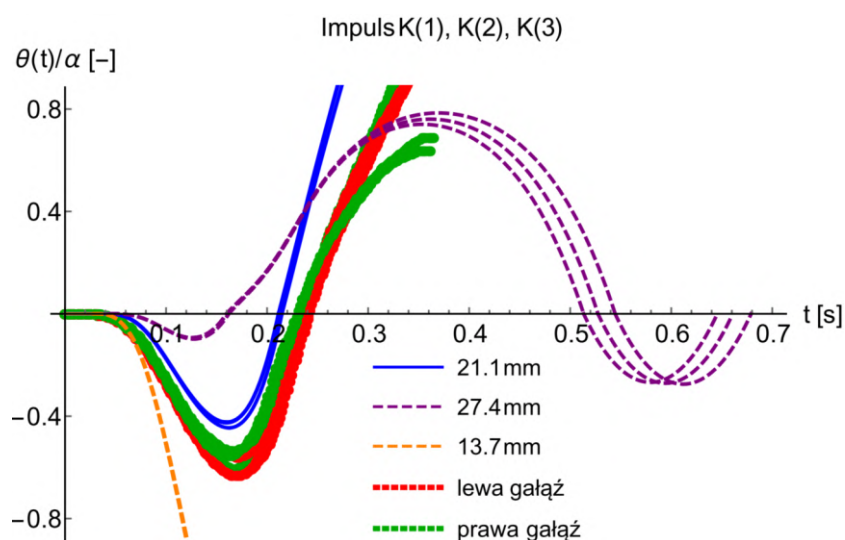
Impulsy K oraz L przedstawiono na rys. 5.145.



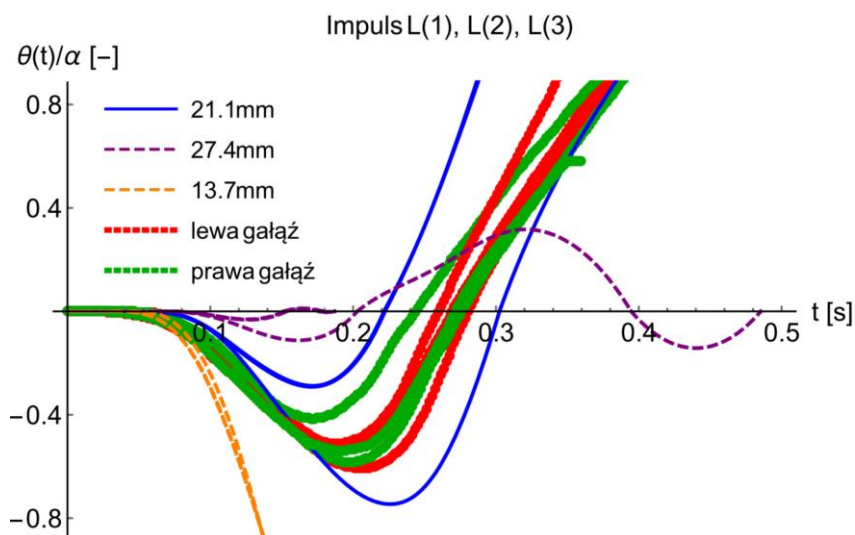
Rys. 5.145 Grupa III – impulsy K oraz L

Impuls K charakteryzuje się bardzo wysoką powtarzalnością, impuls L w jednym przypadku odstaje od dwóch pozostałych. Widać to zarówno na zarejestrowanych krzywych oraz na rozwiązaniach numerycznych – dla impulsu K krzywe numeryczne i doświadczalne są bardzo spójne – rys. 5.146. Przy pierwszym wychyleniu dla tego impulsu, względne amplitudy doświadczalne $\theta_{max,1}/\alpha$ wynoszą około 0.65, natomiast odpowiedniki numeryczne wynoszą około 0.45. Mowa tu o rozwiązaniu dla muru o grubości zastępczej $t_9 = 21.1mm$, czyli dla badanego modelu 9 (z więzami). Zatem, dla tego impulsu rozwiązanie numeryczne i doświadczenie są zbieżne, zarówno co do postaci zniszczenia (obaleniu w drugim wychyleniu) oraz co do amplitudy. Z kolei rozwiązanie numeryczne dla muru o grubości zastępczej $t_{40red} = 27.4mm$ nie ulega obaleniu, a dla grubości $t_{20red} = 13.7mm$ ulega obaleniu przy pierwszym wychyleniu. Te same uwagi można poczynić dla impulsu L. Jediną znaczącą różnicą są większe rozbieżności wartości amplitud – rys. 5.147. Po obaleniu próbek, stan

końcowy dla obu impulsów jest zbliżony – rys. 5.148. Widoczny jest efekt więzów, które nie pozwalają na obalenie pełnego trójkąta nad diagonalną próbki. Z kolei rys. 5.149 oraz rys. 5.150 przedstawiają poszczególne momenty ruchu obciążanych próbek. Można zauważyć mocno podkreślone kołysanie dla całego trójkąta nad przekątną oraz zespajającą rolę więzów. Oczywiście widoczne jest również rozczłonkowanie krawędzi pionowej pod wpływem sił bezwładności i wzajemnej interakcji bloczków.



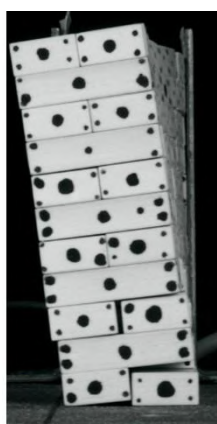
Rys. 5.146 Impuls K – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne. Opis w tekście.



Rys. 5.147 Impuls L – wyniki doświadczalne, rozwiązania numeryczne. Opis w tekście.



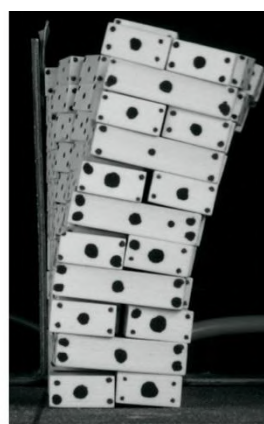
Rys. 5.148 Impuls K oraz L – stan końcowy dla wybranych prób. Opis w tekście



wychylenie nr 1



stan pośredni



wychylenie nr 2



stan końcowy

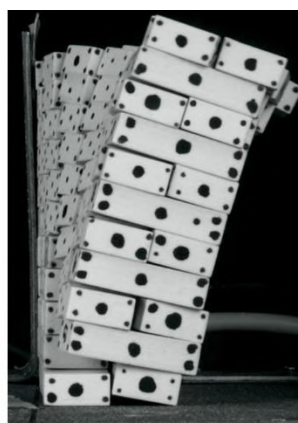
Rys. 5.149 Próba K(1) – zachowanie próbki. Opis w tekście



wychylenie nr 1



stan pośredni



wychylenie nr 2

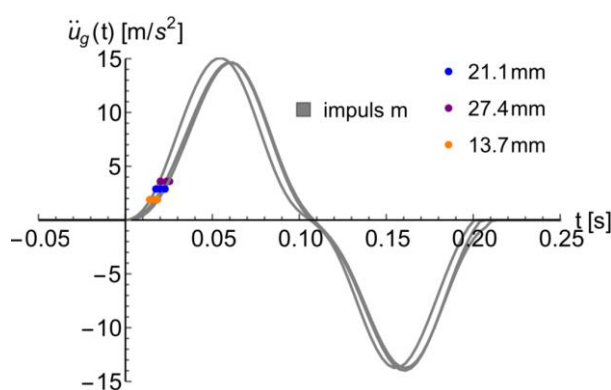


stan końcowy

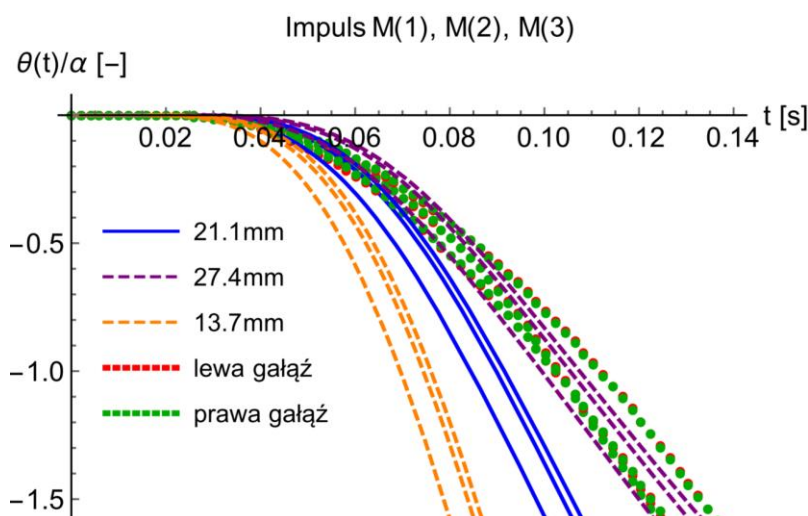
Rys. 5.150 Próba L(2) – zachowanie próbki. Opis w tekście

Grupa IV

Impuls M charakteryzuje się amplitudą w okolicach 15m/s^2 . Zarówno w doświadczeniu jak i w rozwiązaniu numerycznym (dla każdej z rozpatrywanych grubości zastępczych) obalenie następuje przy pierwszym wychyleniu – rys. 5.152. Należy odnotować, iż rozwiązaniem numerycznym najbardziej zbliżonym do doświadczenia było rozwiązanie dla grubości zastępczej $t_{40red} = 27.4\text{mm}$.



Rys. 5.151 Grupa IV – impuls M



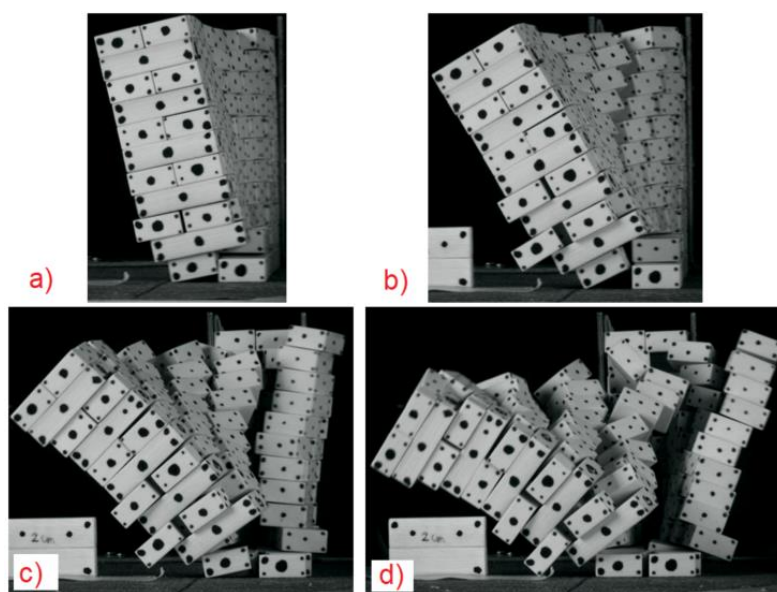
Rys. 5.152 Impuls M – wyniki doświadczenia, rozwiązania numeryczne. Opis w tekście.

Pomimo, iż krzywe doświadczenia kreślone dla krawędzi pionowej z więzami jasno wskazują na obalenie przy pierwszym wychyleniu, przy konfrontacji tych krzywych ze stanem końcowym próbek, pojawiają się rozbieżności – rys. 5.153. Mianowicie, bloczki rozrzucone są po obu stronach próbki, co jest sprzeczne z obaleniem przy pierwszym wychyleniu. Wyjaśnienie tego zjawiska daje zapis wideo oraz fakt, iż nie jest analizowany układ o jednym stopniu swobody. Zgodnie z rys. 5.154 widać, iż: (a) pojawia się kołysanie fragmentu próbki zbliżonego z założeniem teoretycznym; (b) w pobliżu zewnętrznej podpory stalowej na jednej

z warstw zaczyna się wydzielać trójkątny makroelement; (c) widać wyraźny podział na wspomniany trójkąt, który zmienia kierunek ruchu i wychyla się w drugą stronę oraz na pozostałą część próbki, która kontynuuje ruch w pierwotnym kierunku; (d) dalszy podział próbki na dwie części poruszające się w różnych kierunkach oraz dezintegracja fragmentu poruszającego się w pierwotnym kierunku. Taka sytuacja jest najprawdopodobniej rezultatem zbyt dużego oddalenia więzów zewnętrznych i wewnętrznych, co daje możliwość na wydzielanie dodatkowych fragmentów muru w czasie kołysania. Zostało tu uchwycone dosyć istotne zjawisko, podkreślające nieprzewidywalność murów wielowarstwowych oraz rolę więzów. Warto również zauważyć, iż na podstawie samych zdjęć końcowych na rys. 5.153, ciężko określić i zrozumieć proces zniszczenia próbki, czyli tak jak ma to czasami miejsce po katastrofach budowlanych wywołanych trzęsieniem ziemi.



Rys. 5.153 Impuls M – stan końcowy dla wszystkich prób. Opis w tekście



Rys. 5.154 Próba M(2) – zachowanie próbki. Opis w tekście

5.3. PODSUMOWANIE

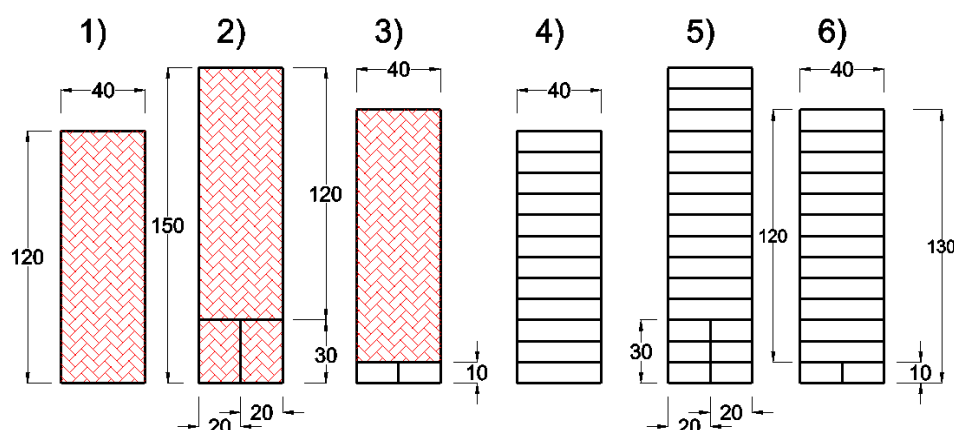
Przede wszystkim, należy mieć na uwadze, iż odpowiedź układów podlegających kołysaniu w znacznej mierze zależy od ich rozmiarów (efekt skali). Stąd, nie ma możliwości, aby wyniki ilościowe przedstawione w tym rozdziale można było wprost ekstrapolować na większe konstrukcje na zasadach liniowego podobieństwa. Niemniej jednak, zaobserwowane zjawiska i zależności są prawdziwe w sensie jakościowym dla konstrukcji pełnowymiarowych.

Generalne aspekty dotyczące kołysania bloczka

- Kluczową rolę odgrywa poprawne określenie prawidłowych wymiarów bloczka (w szczególności efektywnej szerokości), które istotnie wpływają na rozwiązanie numeryczne i jego prawidłowość względem doświadczenia.
- Precyzja wykonania próbek oraz wpływ traktowania powierzchni papierem ściernym mają bardzo duże znaczenie. Ewidentna jest obecność dwóch różnych współczynników restytucji w zależności od tego względem, której krawędzi bloczka następuje obrót. Jest to istotna obserwacja z punktu widzenia kołysania murów historycznych, które wykonane są z nie większą precyzją niż bloczki doświadczalne.
- Dla dużych kątów obrotu zaobserwowano podskakiwanie bloczka przy zderzeniu z podłożem, co było źródłem dodatkowego wytracania energii i pozornie zmniejszonego współczynnika restytucji.

Problemy ‘dwuwymiarowe’

Zbadano sześć różnych modeli, jak poniżej:



Rys. 5.155 Problemy ‘dwuwymiarowe’ – badane modele

Model 1:

- Dla tego oraz wszystkich pozostałych modeli (zarówno tych z grupy 2D jak i 3D), w rozwiązaniu numerycznym, kluczowe było zastosowanie zastępczej grubości próbek wyznaczonej na podstawie próby równi pochyłej. Stosując wartości teoretyczne, otrzymywano z kolei znaczne rozbieżności rozwiązania numerycznego względem rzeczywistego zapisu kąta obrotu mechanizmów.
- Wykazano, że impulsy o zbliżonych charakterystykach, mogą wywołać znacznie odmienne zachowanie próbek. Analizy porównawcze wykazały, iż istotne są nie tylko takie parametry jak amplituda, czas trwania czy też ogólny kształt impulsu, lecz także pozornie nieistotne elementy jak stromość impulsu na jego starcie (co wpływa na moment aktywacji kołysania), lokalne przegięcia, zaburzenia czy też podwójne ekstrema. Takie wyniki są w linii z koncepcją, iż kołysanie staje się rzetelnym narzędziem inżynierskim dopiero w połączeniu z analizami probabilistycznymi/statystycznymi. W świetle powyższego, samo podejście polegające na wybieraniu największego impulsu z historii obciążeń sejsmicznych i przybliżanie go impulsem typu sinus, jest podejściem niewystarczającym w świetle analizy ilościowej (dla analizy jakościowej jest to podejście z kolei podejście bardzo przydatne). Powinno być ono łączone ze wspomnianą analizą probabilistyczną.
- Wykreślono teoretyczne widmo przyspieszenia obalającego model 1 przy obciążeniu idealną funkcją sinus o częstotliwości kątowej ω oraz amplitudzie A . Następnie, za pomocą trzech różnych algorytmów sprowadzono impulsy A-F do ekwiwalentnych funkcji sinus i umieszczono je na wyznaczonym diagramie. Żaden z trzech algorytmów nie był nawet w 50% przypadków zgodny co do efektu końcowego (to jest: obalenie przy pierwszym lub drugim wychyleniu, czy też przetrwanie) otrzymanego doświadczalnie. Jest to kolejny dowód na konieczną rozagę przy stosowaniu koncepcji stosowania pojedynczego impulsu typu sinus podczas określania odporności rzeczywistych konstrukcji na obciążenia sejsmiczne.

Model 4:

- Analiza efektów obciążeń wykazały, iż tego typu próbek nie można bezkrytycznie rozpatrywać jako układy o jednym stopniu swobody. Istnieje pewna grupa impulsów, dla których model 4 zachowuje się w sposób zbliżony do modelu 1, czyli jak pojedynczy sztywny blok. Takie zachowanie należy jednak traktować jako przypadek szczególny, a nie regułę. Potwierdza to zalecenia normowe ograniczające stosowalność metod przemieszczeniowych dla muru suchego.

- W kontekście teorii kołysania ciał sztywnych z niedoskonałościami, wykazano, iż w czasie zderzenia nie następuje poślizg pomiędzy poszczególnymi bloczkami – pomimo, iż poślizg ten ma teoretyczne podstawy z punktu widzenia zgodności kinematycznej oraz zasady najmniejszego przymusu. Wskazano natomiast, że wszelkie poślizgi oraz obroty poszczególnych bloczków (lub ich grup) względem siebie są źródłem chwilowego układu sił i momentów powstających w czasie ruchu.
- Zauważono, iż dla impulsów, które nie wywołują obalenia żadnego z blozków modelu, lecz wywołują poślizg blozków w jego górnej części, istnieje groźne zjawisko z punktu widzenia określania odporności konstrukcji murowych na obciążenia sejsmiczne. Mianowicie, zapis wideo wykazuje, iż bloczki, które w stanie końcowym (po ustaniu ruchu) są niewiele przesunięte względem podstawy, w czasie ruchu są o wiele bardziej przesunięte, często bliskie ześlizgnięcia. Stąd, niewielkie przemieszczenie w stanie końcowym, może być mylące w czasie sporządzania ekspertyz i tworzenia baz danych.
- Wartość współczynnika restytucji przy opisie takich układów (składających się z wielu blozków) jest w rzeczywistości mocnym przybliżeniem, wynikającym z dodatkowych źródeł dyssypacji tkwiących w interakcji blozków. Z tych samych powodów, współczynnik ten, wykazuje ciągłą zmienność w czasie ruchu próbek.

Model 2:

- Wykazano doświadczalnie, iż dla tego modelu istnieją impulsy, pod wpływem których ulega ona kołysaniu jako układ o jednym stopniu swobody – w każdej chwili zespół blozków u góry wraz z jedną z warstwą dolną jest w ruchu, a po zderzeniu ze spoczywającą (drugą) warstwą dolną, następuje wymiana warstwy uczestniczącej w kołysaniu. Zaobserwowane zjawisko powinno zachodzić także w rzeczywistych konstrukcjach murowych i jest ono zjawiskiem pozytywnym. Dalsze badania eksperymentalne oraz numeryczne powinny umożliwić jego głębsze zrozumienie, a także jego zastosowanie w rzeczywistych murach.
- Wykazano również, że istnieją impulsy, przy których opisywany powyżej układ ulega obaleniu przy drugim wychyleniu. Dzięki zapisom wideo, możliwa była dokładna obserwacja momentu pierwszego zderzenia i interakcji zespołu blozków górnych z warstwami dolnymi, a mianowicie niewielkie rotacje i translacje. Co istotne, interakcje te nie wpływały na ciągłość zapisu kąta obrotu.
- Zauważono istotny wpływ dużej smukłości próbek w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ruchu. Pod wpływem niedoskonałości, próbka ulegała przemieszczeniom

w tymże kierunku, co z kolei przyspieszało tłumienie kołysania w porównaniu z modelem 1. Poczyniona obserwacja jest w zgodzie z zachowanymi antycznymi kolumnami, które podlegały obciążeniom sejsmicznym – ich elementy składowe są często przesunięte względem siebie w różnych kierunkach.

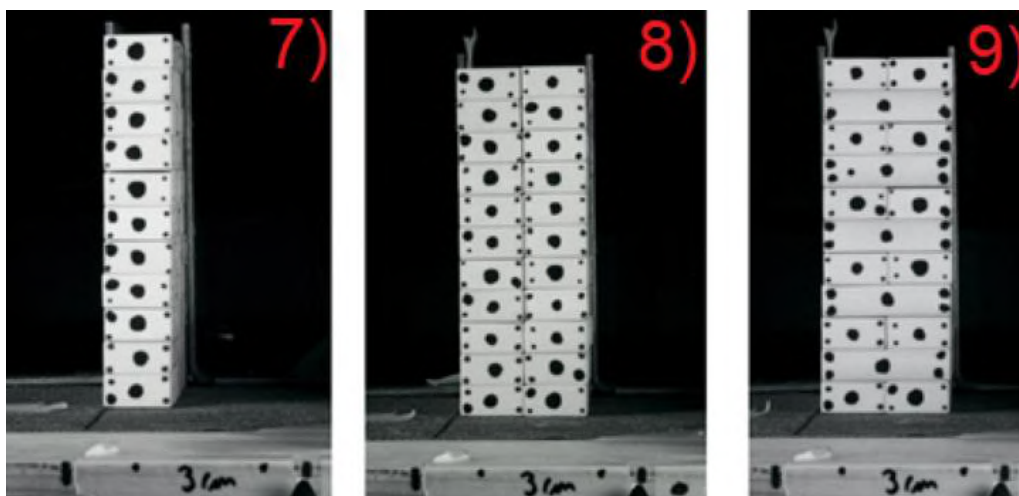
- Dla impulsów, w których mobilizowany jest każdy z trzech elementów tego modelu, opis numeryczny za pomocą układu o jednym stopniu swobody jest mocno ograniczony i efektywnie kończy się przy pierwszym zderzeniu ciał.

Model 5:

- Wpływ rozczłonkowania niedoskonałych bloczków jest mocno zauważalny. Przykładowo, impulsy bardzo zbliżone jakościowo i ilościowo wywołują kołysanie z amplitudami różniącymi się siedmiokrotnie co do wartości.
- Niestabilność tego modelu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny ruchu jest amplifikowana w porównaniu z modelem 2 – próbki ulegały obaleniu również w tejże płaszczyźnie.
- Dla impulsu wywołującego obalenie przy drugim wychyleniu, zauważalny na zapisie wideo był wpływ rozczłonkowania w skali mikro – bloczki po pierwszym zderzeniu przemieszczały się względem siebie. Co jednak istotne, krzywe obrotu były bardzo zbliżone z tymi dla modelu 2. Można więc twierdzić, iż dla każdej geometrii można dobrać postać impulsu, dla której globalna odpowiedź modelu jest niezależna od rozczłonkowania lub zespolenia.

Modele 3 oraz 6:

- Generalne obserwacje dla tych dwóch modeli są zbieżne z tymi poczynionymi dla poprzednich modeli.
- Z racji, iż kolumny u podstawy składały się tylko z jednego bloczka, pojawiły się dodatkowe zachowania charakterystyczne jedynie dla tych dwóch modeli. Podkreśla to specyfikę analizowanego zjawiska.



Rys. 5.156 Analizowane modele murów 3D – widok na nieutwierdzone krawędzie pionowe

Modele 7 i 8:

- Dla części obciążeń typu sinus, próbki wykazywały jawne kołysanie w postaci trójkąta obracającego się względem diagonalnej muru, czyli w schemacie zgodnym z otrzymanym w próbie równi pochyłej.
- Ewidentnie widoczny był wpływ braku zespolenia pomiędzy bloczkami, który ujawnia się pod wpływem sił inercji oraz po każdym zderzeniu mechanizmu z diagonalną.
- Interakcja pomiędzy bloczkami, dla impulsów o określonych charakterystykach, sprawia, iż efektywny współczynnik restytucji maleje (tłumienie rośnie). W efekcie, kołysanie jest wyciszane o wiele szybciej niż wynikałoby to z wyidealizowanego układu o jednym stopniu swobody.
- Efektywniejsze wycieszenie osiągnięte jest kosztem przemieszczeń rezydualnych bloczków, w szczególności w koronie muru. Jest to zjawisko niebezpieczne w kontekście ruchów podłoża o dłuższej historii oraz wstrząsów wtórnych. Innymi słowy, z każdym kolejnym wychyleniem bloczki ‘rozchodzą się’ względem siebie, co sprawia, że zdolność muru do kołysania jest wytracana.
- Dla modelu 8 widoczna jest interakcja warstw, między innymi w postaci zmobilizowanego zakresu bloczków oraz w liczbie obalonych bloczków.
- W zależności od intensywności i czasu trwania impulsu, a w szczególności od momentu zmiany znaku przyspieszenia, fragment mobilizowanego muru jest zmienny w czasie ruchu, co ma swoje odzwierciedlenie w liczbie obalonych bloczków. Dzięki rozczłonkowaniu

mur, zakres obalanej próbki może być mniejszy niż miałyby to miejsce dla muru zespolonego.

Model 9:

- Uwagi dla modeli 7 i 8 dotyczące wpływu interakcji bloczków na tłumienie kołysania są prawdziwe również dla modelu 9.
- Obecność więzów wewnętrznych jest w stanie nieco zredukować amplitudę przemieszczeń rezydualnych.
- Zastosowanie grubości zastępczej muru (dwuwarstwowego z więzami) na podstawie testów równi pochyłej, w ogólności, pozwoliło na poprawne odzwierciedlenie prób doświadczalnych za pomocą rozwiązania numerycznego dla układu o jednym stopniu swobody.
- W zależności od charakterystyki impulsu, analizowany model wykazywał zmienną efektywność więzów oraz różne formy zniszczenia próbki lub interakcji bloczków. Dla pewnej grupy impulsów, więzy wewnętrzne zachowywały się jak dodatkowa więź zewnętrzna, wywołując maksymalne przemieszczenia rezydualne nie na krawędzi pionowej próbki, lecz w środku rozpiętości próbki.
- Efektywność więzów wewnętrznych w dużej mierze zależy od charakterystyki impulsu.
- Obecność więzów wewnętrznych sprawiała, iż dla impulsów, gdzie próbka ulegała obaleniu przy drugim wychyleniu zakres obalonych bloczków był mniejszy niż wynikało to z próby równi pochyłej.
- Dla impulsów o największej intensywności, które teoretycznie wywoływały obalenie modeli przy pierwszym wychyleniu następowała całkowita dezintegracja warstw i ich obalenie w przeciwnych kierunkach. Takie zachowanie jest prawdopodobnie efektem zbyt dużej odległości między wiązaniem wewnętrznym (więzy), a wiązaniem zewnętrznym (elementy stalowe).
- W przypadku murów suchych należy mieć na uwadze nie tylko pierwsze dwa wychylenia, które są krytyczne dla obalenia, ale również kondycję muru po ustaniu ruchu, z racji jego tendencji do dezintegracji podczas procesu kołysania.

6. NOŚNOŚĆ ŚCIAN PODLEGAJĄCYCH KOŁYSANIU

Łączna liczba zarejestrowanych i opracowanych pomiarów, które charakteryzowały się dostatecznie ‘klarownym’ (bez nadmiernych poślizgów i dezintegracji w pierwszej fazie ruchu) kołysaniem to 119. Dysponując tą bazą danych, w podpunkcie 6.1, podjęto próbę oceny powtarzalności i konserwatyzmu poszczególnych metod szacowania nośności oraz określenia ich cech charakterystycznych. Konserwatyzm oceniany jest poprzez porównanie wyężenia otrzymanego obliczeniowo dla danej metody do wyężenia otrzymanego doświadczalnie. W podpunkcie 6.2 sprawdzana jest natomiast przydatność poszczególnych miar intensywności obciążenia dynamicznego do określania zachowania obiektu podlegającego kołysaniu w ujęciu probabilistycznym (bez przeprowadzania analizy strukturalnej).

Jak zaznaczono powyżej, analizy te można wykonać dla próbek z muru suchego, dzięki temu, że w momencie, kiedy osiągały one obrót krytyczny (kąt niestabilności), w dużej mierze zachowywały się jako monolityczne ciało – próby, który uległy dezintegracji wcześniej zostały odrzucone, stąd liczba 119.

6.1. METODY SZACOWANIA NOŚNOŚCI W ŚWIETLE WYNIKÓW DOŚWIADCZALNYCH

Na podstawie zapisów wideo oraz zmierzonych wartości, możliwe jest porównanie wyników doświadczalnych z metodami oceny nośności konstrukcji murowych. Porównanie dokonane jest

z normą włoską (analiza sił oraz przemieszczeń) oraz nowozelandzką (analiza przemieszczeń). Sprawdzona jest również metoda energetyczna, która nie figuruje w żadnej normie. Odpowiednio przetworzone dane przedstawiono na poniższych wykresach (rys. 6.1 - rys. 6.14). Istotnym elementem jest porównywanie wyników normowych wprost z zachowaniem ilościowym próbki. Z racji, iż większość prób zakończyła się obaleniem próbki, zastosowano wielkość porównawczą E_D/E_C , czyli stosunek zapotrzebowania energetycznego do nośności energetycznej sztywnego bloku w obaleniu. Nośność energetyczna E_C jest różnicą energii potencjalnej pomiędzy momentem niestabilności pod wpływem grawitacji, a stanem spoczynku. Zapotrzebowanie E_D jest maksymalnym przyrostem energii potencjalnej w sytuacji, kiedy próbka nie ulega obaleniu bądź sumą przyrostu energii potencjalnej i energii kinetycznej określonych w punkcie niestabilności (jeśli próbka ulega obaleniu). Na wykresach, stosunek E_D/E_C umieszczany jest na osi rzędnych. Na osi odciętych umieszczane są

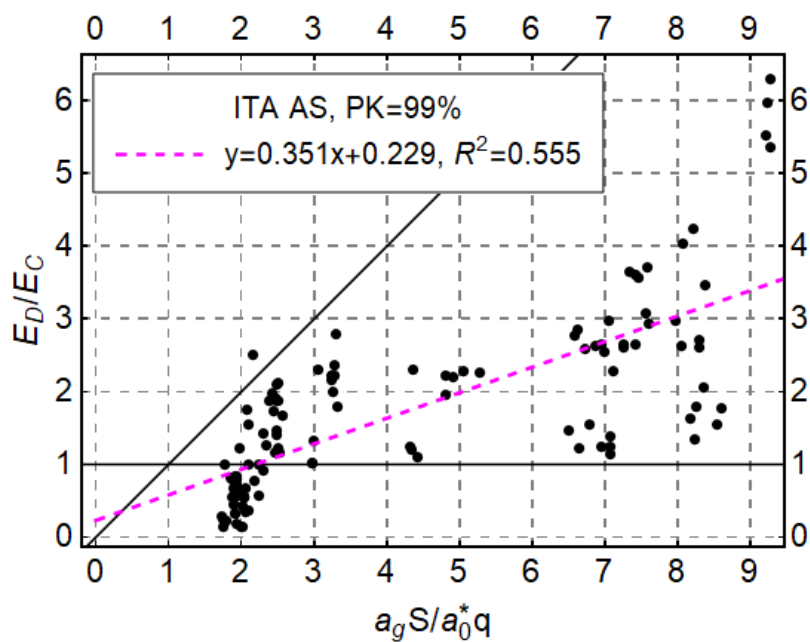
współczynniki bezpieczeństwa lub inne miary bezpieczeństwa elementu. Po raz pierwszy miarę E_D/E_C wprowadzono w pracy [135]. UWAGA: Wszystkie poniższe przetworzone dane oparte są na efektywnych (eksperymentalnych) grubościach próbek otrzymanych z testu równi pochyłej. W załącznikach A.1 oraz A.4 dostępne są wyniki również dla wartości teoretycznych, zestawione odpowiednio dla modeli 1 oraz 4. Stabelaryzowane wartości dla poszczególnych metod, z podziałem na modele, dostępne są w załączniku A.

Na poniższych wykresach ITA AS oraz ITA AP to oznaczenia odnoszące się do normy włoskiej; AS – to analiza sił, AP – analiza przemieszczeń. Algorytm dla obu metod został już opisany

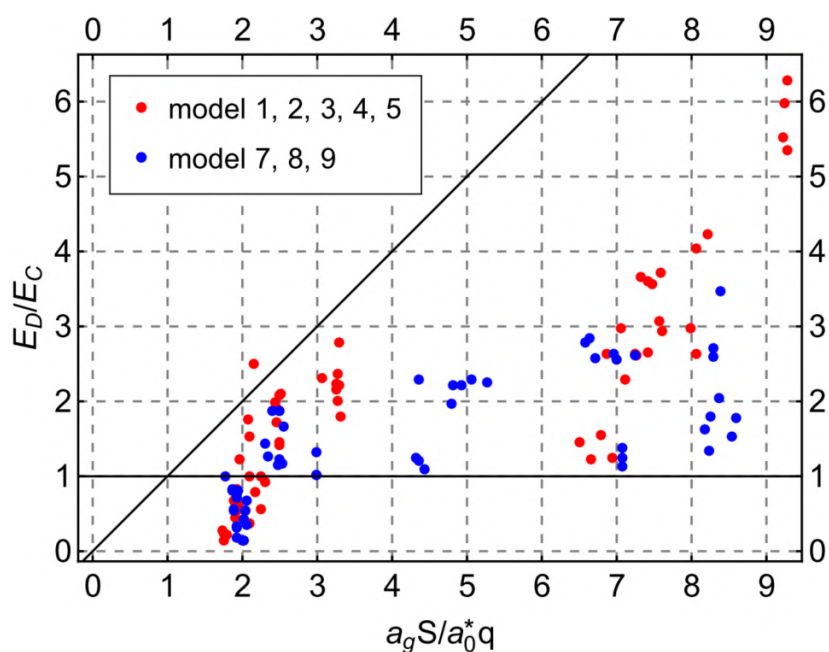
w podpunkcie 2.2.6, a wielkości pomocnicze wraz ze stabelaryzowanymi wartościami zawarto w załączniku A (w tym samym załączniku zawarto analogiczne wielkości dla pozostałych metod). Teoretycznie, na nośność elementów według normy włoskiej może mieć wpływ amplifikacja związana z drganiami własnymi tychże elementów. Załącznik B obrazuje ilościowo zaniechwalność drgań własnych dla analizowanych modeli. Należy mieć na uwadze, iż zarówno analizy sił jak i przemieszczeń odnoszą się do tego samego stanu granicznego, czyli SLV – stan graniczny ochrony życia ludzkiego. Analiza sił jest metodą uproszczoną i przybliżoną. To jest, poprzez wprowadzenie w mianownik współczynnika korekcyjnego $q = 2$ (redukcję obciążenia), zakłada się przejście ze stanu granicznego o nazwie ograniczenie uszkodzenia (SLD) na stan graniczny SLV. Gdzie osiągnięcie SLD jest równoważne z aktywowaniem mechanizmu kołysania rozważanego łańcucha kinematycznego lub elementu, natomiast współczynnik $q = 2$ wyraża rezerwę przemieszczeniową muru już po jego pęknięciu (aktywacji mechanizmu). W załączniku A, za pomocą analizy przemieszczeń określono również stan graniczny ochrony przed zawaleniem SLC, który w głównym tekście nie jest omawiany. Rys. 6.1 odnosi się do ITA AS i przedstawia współczynnik E_D/E_C na tle stosunku przyspieszenia obciążającego mechanizm do przyspieszenia aktywującego mechanizm (ze współczynnikiem $q = 2$). Na wykresie umieszczono dodatkowo dwie czarne linie – poziomą $E_D/E_C = 1$ oraz ukośną o nachyleniu 1:1. Teoretycznie, wszystkie punkty położone nad pierwszą z nich powinny ulec obaleniu, co wynika z zasady zachowania energii. Natomiast wszystkie punkty powyżej drugiej linii należy uznawać za brak konserwatyizmu danej metody – to jest stosunek zapotrzebowania do nośności wyznaczony według danej metody jest mniejszy niż ten sam współczynnik zmierzony doświadczalnie i wyrażony energetycznie. Jest to istotna informacja z punktu widzenia inżynierskiego, gdyż daje informacje o stopniu bezpieczeństwa metody. Dla metody ITA AS otrzymano 99% procent

przypadków konserwatywnych (PK=99%). Jest to bardzo dobry wynik, tym bardziej, iż jedyny przypadek nie konserwatywny leży powyżej linii $E_D/E_C = 1$, czyli dotyczy próby, gdzie bloczek i tak uległ obaleniu. Drugim aspektem określającym spójność metody może być rozrzut analizowanych danych. Po pierwsze, w teorii, linia regresji powinna przebiegać przez początek układu współrzędnych – dla zerowego zapotrzebowania, oba stosunki – doświadczalny i teoretyczny – są zerowe. Tutaj, linia regresji przecina oś rzędnych na wysokości 0.229. Z kolei współczynnik determinacji R^2 przyjmuje wartość 0.555. Dane można również analizować z uwzględnieniem podziału na modele. Na rys. 6.2 zgrupowano modele 1-5 oraz 7-9, czyli dokonano podziału na próbki, które obracają się odpowiednio względem podłoża (2D) oraz względem diagonalnej muru (3D). W przypadku metody ITA AS nie ma widocznej zależności wyników od przyjętego podziału. Z kolei rys. 6.3 zawiera te same dane z podziałem na końcową odpowiedź próbki, czyli brak obalenia, obalenie w 2. wychyleniu, obalenie w 1. wychyleniu. Na rysunku tym widać, iż najmniej konserwatywną grupą prób są te próby w których elementy ulegają obaleniu w drugim wychyleniu. Należy zauważyć, iż metoda ITA AS przewiduje przekroczenie stanu SLV w każdym ze zbadanych przypadków, to jest zawsze zachodzi: $a_g S / a_0^* q > 1$. Są to wyniki bardzo konserwatywne, szczególnie biorąc pod uwagę fakt, iż analizowane są próby, gdzie stosunek maksymalnego wychylenia do wychylenia niestabilności wynosił zaledwie 0.07-0.09. O ile konserwatyzm na poziomie 99% jest aspektem pozytywnym tej metody, o tyle tak duży konserwatyzm dla próbek, które nie uległy obaleniu jest zjawiskiem niepożądanym. Konsekwencją takich wyników mogą być błędne decyzje o podejmowaniu zbędnych interwencji wzmacniających konstrukcje, co jest szczególnym problemem w przypadku gęstej zabudowy historycznej na obszarach sejsmicznych – ekonomia, czas, logistyka. Ponadto, takie interwencje niepotrzebnie zaniżają walory historyczne i estetyczne obiektów zabytkowych. Stosując ITA AS należy pamiętać o opisanej już specyfice tej metody – to jest, bazuje ona na rzeczywistym określeniu momentu aktywacji muru, z kolei uwzględnienie zachowania po pęknięciu wprowadzone jest w pewnym sensie arbitralnie współczynnikiem q , zazwyczaj równym 2. Ma to krytyczne znaczenia biorąc pod uwagę fakt, iż metoda ITA AS nie jest w stanie uchwycić efektu skali. Mianowicie, metoda ‘nie widzi’, że dwa mury o identycznych smukłościach, lecz różnych grubościach - rys. 6.5b), posiadają różne nośności przemieszczeniowe, to jest mur większy (grubszy) może przemieścić się więcej w stanie SLV. Dlatego też, stosowanie tej metody (wraz ze współczynnikiem q) będzie wykazywało się zmiennym konserwatyzmem w zależności od rozmiarów muru. Z drugiej strony, metoda ta jest czuła na przypadki, gdzie grubość jest stała, a zmienna jest smukłość –

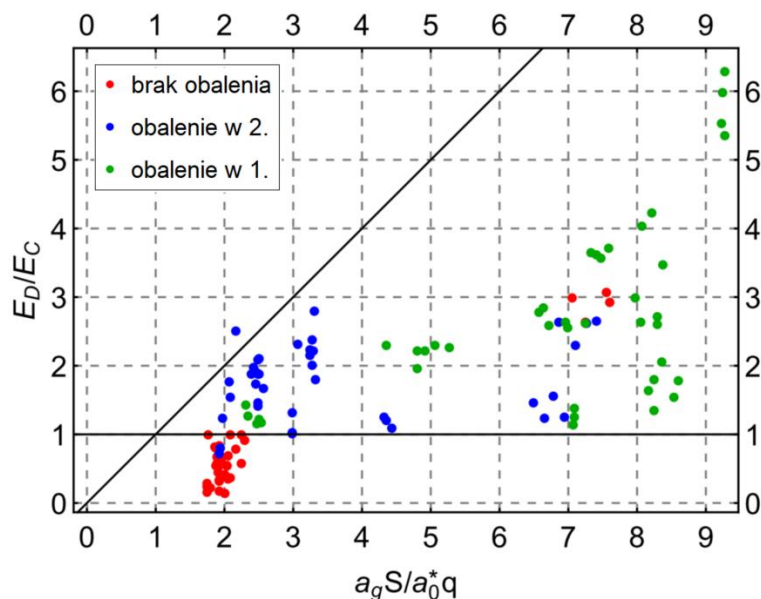
rys. 6.5a). Krzywe ADRS na omawianym rysunku to przyspieszeniowo-przemieszczeniowe spektra odpowiedzi.



Rys. 6.1 ITA AS – analiza sił wg [5], spójność rezultatów



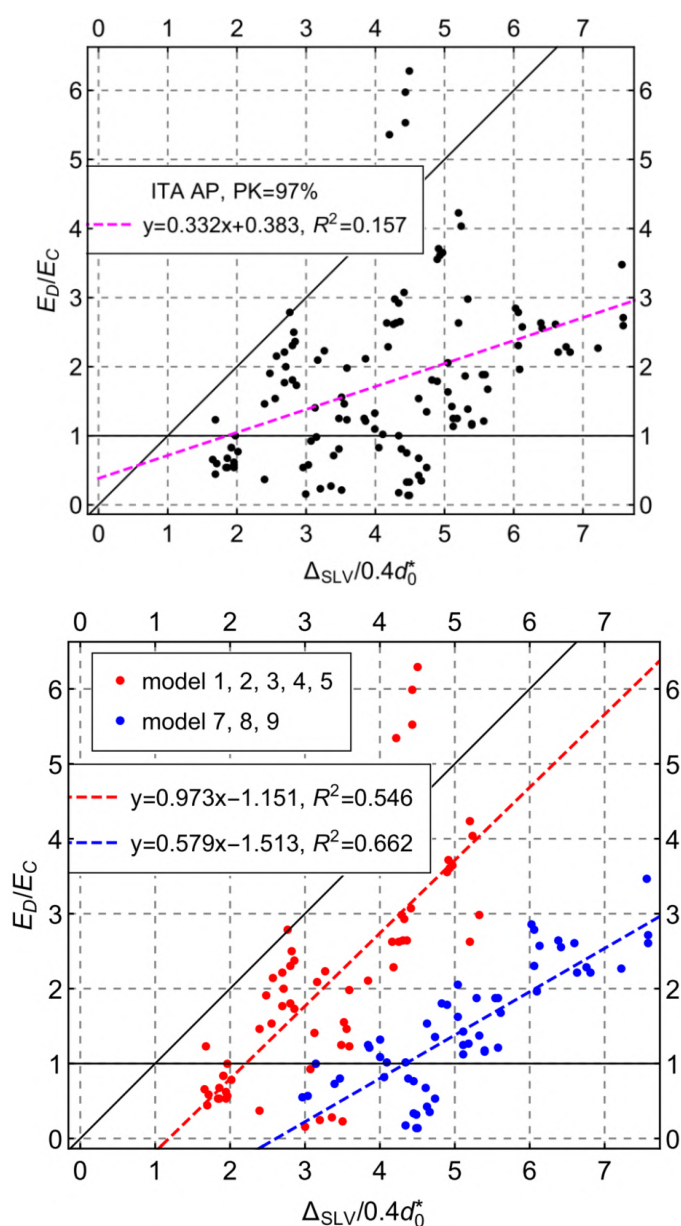
Rys. 6.2 ITA AS – analiza sił wg [5], podział na przypadki '2D' oraz '3D'



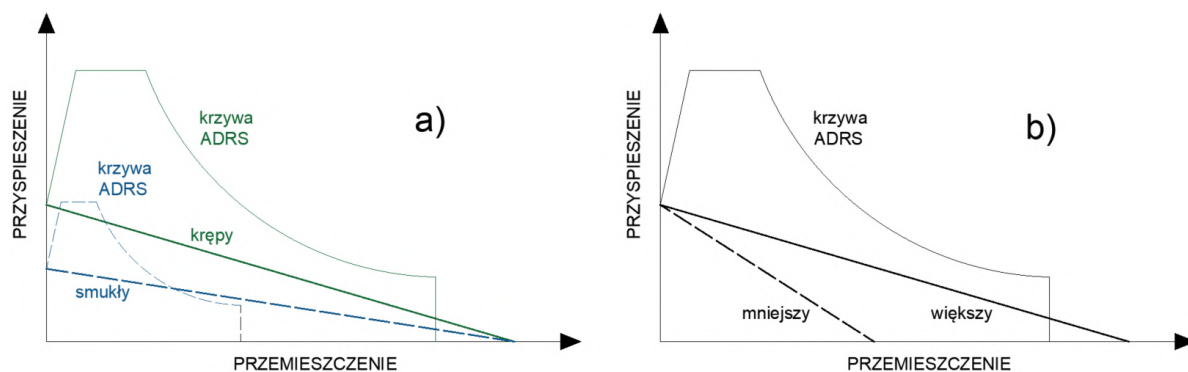
Rys. 6.3 ITA AS – analiza sił wg [5], podział jakościowy

Rys. 6.4 przedstawia wyniki obliczeń dla analizy przemieszczeń (AP) według normy włoskiej (ITA) – ITA AP. Po lewej stronie rysunku analizowane są dane w ujęciu całościowym. Można zauważyć, iż rozrzut wyników jest większy w porównaniu z metodą siłową – współczynnik determinacji wynosi zaledwie $R^2 = 0.157$. Biorąc jednak po uwagę wspomniane powyżej różnice pomiędzy pozornie podobnymi próbkami, to jest ‘krępy-smukły’ oraz ‘mniejszy-wiekszy’ (rys. 6.5), warto dokonać analizy z podziałem na modele 1-5 (2D) oraz 7-9 (3D). Pierwsza grupa to mury wspornikowe ulegające obaleniu względem podłoża, dla których w przybliżeniu można założyć grubość efektywną około 36mm oraz smukłość efektywną na poziomie 3-4. Druga grupa to mury utwierdzone jednostronnie gdzie występuje kołysanie względem diagonalnej, o grubości efektywnej 13.7mm i 21.1mm oraz smukłości efektywnej na poziomie 2.5 oraz 3.8 (z racji, iż modele 7-9 to elementy trójkątne, smukłość wyznaczono jako stosunek współrzędnych środka ciężkości – jest to smukłość w rozumieniu zjawiska kołysania). Porównując ze sobą te dwie grupy można stwierdzić, iż charakteryzują się one zbliżonymi smukłościami, lecz różnią się grubością. Stąd, według nomenklatury z rys. 6.5b), modele 1-5 to obiekt ‘większy’, a modele 7-9 to obiekt ‘mniejszy’. Taki podział mógłby tłumaczyć, dlaczego wyniki dla modeli 7-9 są bardziej konserwatywne. To jest, stosunek zapotrzebowania na przemieszczenie Δ_{SLV} do nośności przemieszczeniowej $0.4d_0^*$ jest wyższy niż dla modeli 1-5 przy tej samej wartości E_D/E_c zmierzonej doświadczalnie (wszystkie oznaczenia objaśniono w załączniku A). Przykładowo dla wartości E_D/E_c na poziomie 2, czerwone punkty modeli 1-5 znajdują się w zakresie od 2.5 do 4.2, natomiast dla modeli 7-9 w zakresie 4.7 do 7.2. Ponadto, rozpatrując ten podział, widać, iż współczynnik

determinacji R^2 znajduje się dla obu rozdzielonych grup na poziomie podobnym do analizy sił. Należy również zauważyć, iż dla tej metody poziom konserwatyzmu jest niższy i wynosi $PK=97\%$. Ponownie jednak wszystkie przypadki nie konserwatywne położone są znacznie powyżej linii $E_D/E_c = 1$. Ponadto, konserwatyzm dla próbek, które nie uległy obaleniu jest jeszcze większy niż miało to miejsce dla analizy sił. Stosunek zapotrzebowania przemieszczeniowego do nośności przemieszczeniowej dla próbek, które nie uległy obaleniu wynosi od 1.6 do 4.8, podczas gdy w analizie sił stosunek zapotrzebowanie/nośność znajdował się dla tych samych prób w zakresie 1.9-2.1. Wynika to prawdopodobnie z wrażliwości analizy przemieszczeń na efekt skali.



Rys. 6.4 ITA AP – analiza przemieszczeń wg [5], spójność rezultatów (góra) oraz podział na przypadki '2D' oraz '3D' (dół)



Rys. 6.5 Krzywe przyspieszenie-przemieszczenie dla mechanizmów kołysania – obciążeniowe oraz nośności. (a) Ściany wspornikowe o identycznej grubości i różnych smukłościach; (b) Ściany wspornikowe o identycznej smukłości i różnych grubościach

Rys. 6.6 oraz rys. 6.7 przedstawiają wyniki dla metody energetycznej. Podwaliny pod tę metodę położono w pracy [78], natomiast stosowane tu podejście jest analogiczne do tego zaproponowanego w pracy [39], gdzie analizowano przypadki numeryczne, w oparciu o odpowiednio przeskalowane, zarejestrowane uprzednio historie obciążeń sejsmicznych. W tej pracy analizowane są z kolei wyniki doświadczalne, a obciążeniem są impulsy typu sinus. Idea ta polega na powiązaniu odpowiedniej miary obciążenia (PGV – maksymalna prędkość podłoża) z energią kinetyczną układu i przyrównaniu tego zapotrzebowania energetycznego do nośności energetycznej. Zapotrzebowanie energetyczne układu wyrażone jest zależnością:

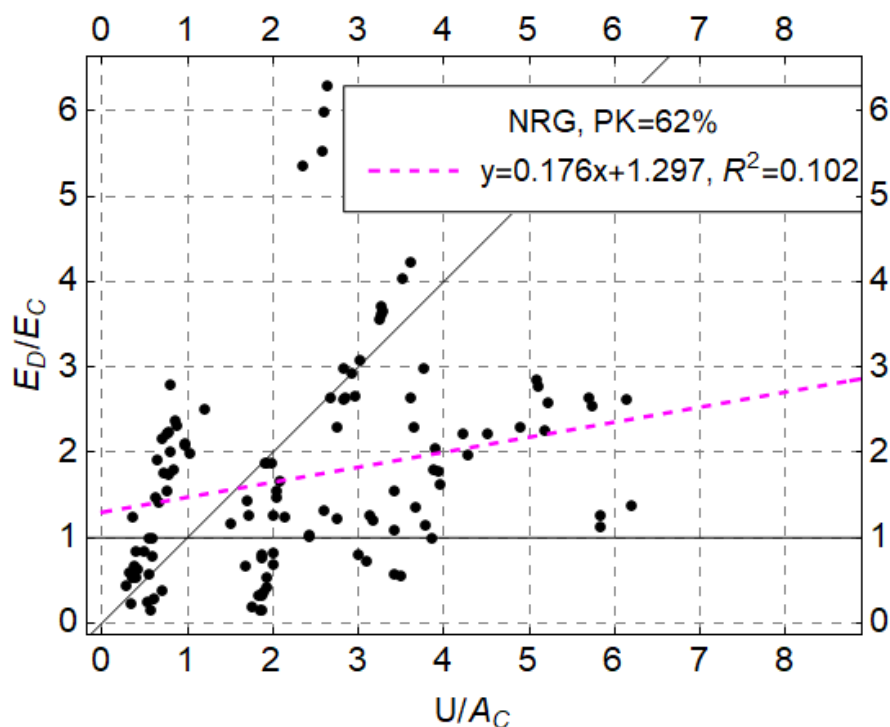
$$U = \frac{1}{2} I_0 \left(\frac{PGV}{R} \right)^2 \quad [6-1]$$

gdzie: I_0 – masowy moment bezwładności względem osi obrotu, R – promień (odległość osi obrotu od środka ciężkości elementu). Natomiast nośność energetyczna A_c to pole powierzchni pod krzywą siła-przemieszczenie dla rozważanego elementu. Obalenie powinno nastąpić w sytuacji, kiedy $U > A_c$. W załączniku A wyprowadzono zależności U/A_c dla poszczególnych modeli. Zgodnie ze zbiorczą analizą danych dla metody energetycznej, rozrzut danych jest zdecydowanie większy niż dla dwóch poprzednich metod ($R^2 = 0.102$). W tym przypadku zbiorcza analiza nie ma jednak sensu, gdyż stosunek U/A_c , silnie zależy od geometrii i wymiarów próbek. Dla każdego z modeli, stosunek ten można przedstawić jako mnożnik k wynikający z geometrii próbki oraz kwadratu maksymalnej prędkości podłoża PGV^2 : $(U/A_c)_i = k_i PGV^2$. Wartość mnożników – eksperymentalnych i teoretycznych – zestawiono dla modeli 1, 7(8) oraz 9 w tab. 6.1. Wartości eksperymentalna i teoretyczna

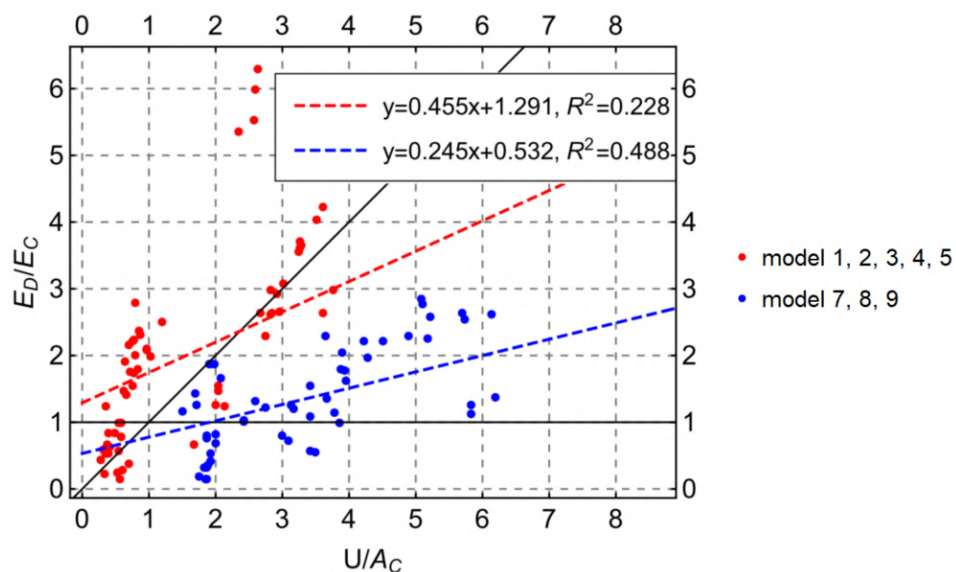
odnoszą się odpowiednio do zastępczej grubości próbek oraz grubości teoretycznej. Siłą rzeczy, zredukowana grubość eksperymentalna musi prowadzić to większej wartości mnożnika. Ponieważ modele 7, 8, 9 wykazywały w próbie równi pochyłej zdecydowanie większą redukcję, różnica pomiędzy mnożnikami teoretycznymi i eksperymentalnymi jest dla nich o wiele większa. Po podziale danych na przypadki 2D (modele 1-5) oraz 3D (modele 7-9), widać, iż grupa 2D jest o wiele mniej konserwatywna niż grupa 3D. W tej drugiej konserwatyzm PK wynosi 100%. Ponownie jednak, konserwatyzm ten, szczególnie dla próbek, które przetrwały jest zbyt duży i ponownie może prowadzić do zbędnego wzmacniania elementów. Natomiast przypadki 2D wykazują dosyć dobrą zbieżność metody i pomiarów dla $E_D/E_c < 1$. Z drugiej strony metoda przewidywała, że przetrwają próby, gdzie E_D/E_c przekracza 1, sięgając nawet 2.9. Łącznie odnotowano 16 takich przypadków, gdzie próbka uległa obaleniu, a metoda przewidywała jej przetrwanie, co jest wynikiem niebezpiecznym. Innymi słowy, wyniki metody dla grupy 3D okazały się zbyt konserwatywne, a dla grupy 2D zbyt liberalne. Wskazywałoby to na konieczność stosowania różnych współczynników korekcyjnych w zależności od geometrii próbki i jej charakterystyk, np. stosunku moment bezwładności do masy. Pozostaje kwestia doboru sposobu szacowania tych współczynników – na podstawie wyników w tej pracy, widać, iż redukcja w oparciu o test równi pochyłej prowadzi do dwóch różnych wyników, jeśli chodzi o konserwatyzm metody. Poza tym, wydaje się, że przydatne byłyby tu badania dla modeli 7, 8, 9, lecz z blozami nad i pod diagonalną zespolonymi taśmą. Pozwoliłoby to określić wpływ tej cechy na wartość E_D/E_c . Niemniej jednak, wprowadzanie dodatkowych współczynników znacznie obniża atrakcyjność tej metody, która w swojej obecnej postaci zawiera wielkości bardzo łatwe do wyznaczenia i nie wymaga analizy strukturalnej. Z kolei wartość PGV można stosunkowo dokładnie wyznaczyć w oparciu o pozostałe miary intensywności spektrum obciążeniowego – [231].

Tab. 6.1 Mnożniki geometryczne dla stosunku U/A_c

model	mnożnik eksperymentalny	mnożnik teoretyczny
1	$7.50 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}^2$	$6.80 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}^2$
7(8)	$31.33 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}^2$	$21.31 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}^2$
9	$20.17 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}^2$	$10.36 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}^2$



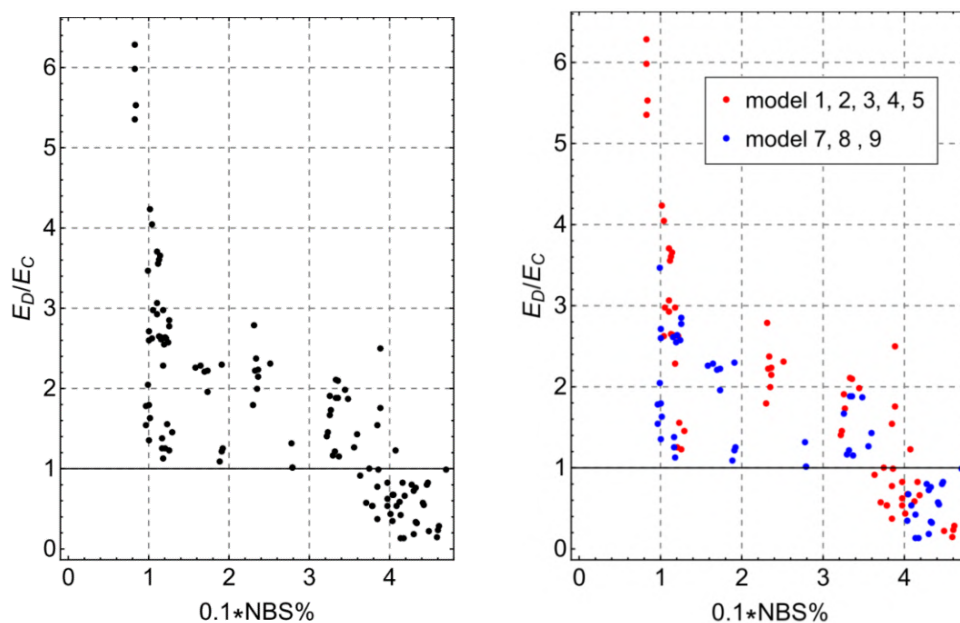
Rys. 6.6 NRG – metoda energetyczna, spójność rezultatów



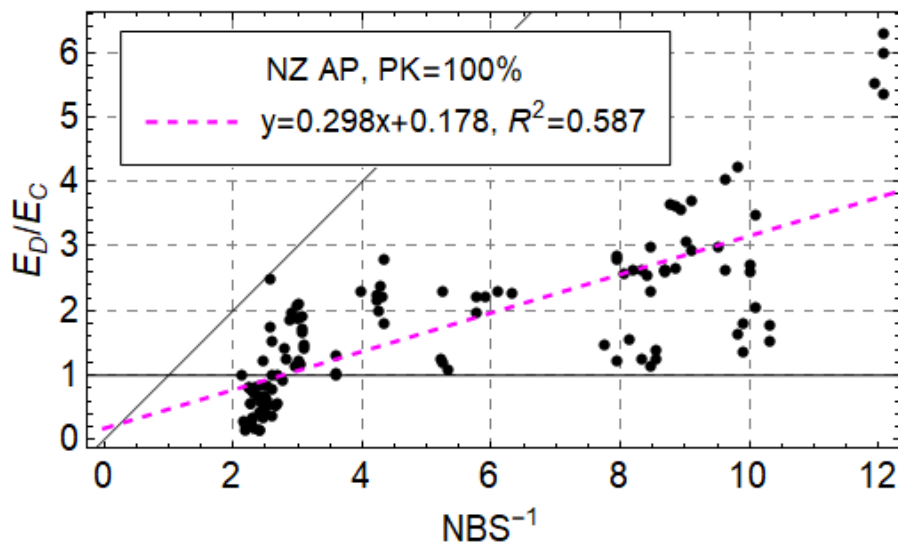
Rys. 6.7 NRG – metoda energetyczna, spójność rezultatów z podziałem na przypadki '2D' oraz '3D'

Rys. 6.8 - rys. 6.11 odnoszą się do nowozelandzkiej metody szacowania nośności murów podlegających kołysaniu. Wynik szacowania wyrażony jest jako wartość procentowa nośności nowego muru w danej lokalizacji, czyli w %NBS (więcej w rozdziale 2.2.4 poświęconemu tej normie oraz w załączniku A). Zależność %NBS – E_D/E_C przedstawiono na rys. 6.8, w ujęciu całościowym i z podziałem na modele 1-5 (2D) oraz 7-9 (3D). W tej formie prezentacji danych,

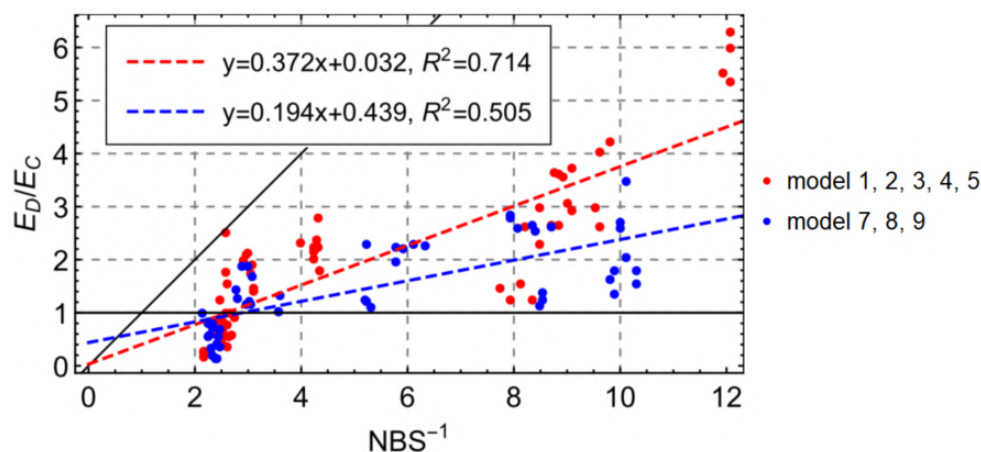
ciężko jest porównać tę metodę z poprzednimi, niemniej jednak na tych wykresach widać pewną zbieżność analizowanych wielkości. Staje się ona jaśniejsza, kiedy $\%NBS$, czyli wielkość wyrażoną w procentach zastąpi się odwrotnością ułamka, czyli NBS^{-1} . Zależność $NBS^{-1} - E_D/E_C$ przedstawiają rys. 6.9 oraz rys. 6.10. Można zauważyć, iż w tym układzie praktycznie zanika podział na modele 1-5 (2D) oraz 7-9 (3D) – poza czterema próbami (cztery odizolowane czerwone punkty), które model 1 przetrwał pomimo, iż wychylenie przekroczyło wartość graniczną. Rozrzut danych jest najmniejszy spośród wszystkich analizowanych metod ($R^2 = 0.587$), a linie regresji dla grup 1-5 (2D) oraz 7-9 (3D) są sobie względnie bliskie. Ponadto, konserwatyzm (w tym samym rozumieniu, co dla poprzednich metod) wynosi 100%. Z punktu widzenia inżynierskiego, metoda ta wydaje się więc najużyteczniejszą (pomimo istotnej rozbieżności dla prób, które nie uległy obaleniu – analogicznie jak dla ITA AS oraz ITA AP).



Rys. 6.8 NZ AP – analiza przemieszczeń wg [6], spójność rezultatów (po lewej) oraz podział na przypadki ‘2D’ oraz ‘3D’ (po prawej)



Rys. 6.9 NZ AP – analiza przemieszczeń wg [6], spójność rezultatów dla odwrotności ułamka



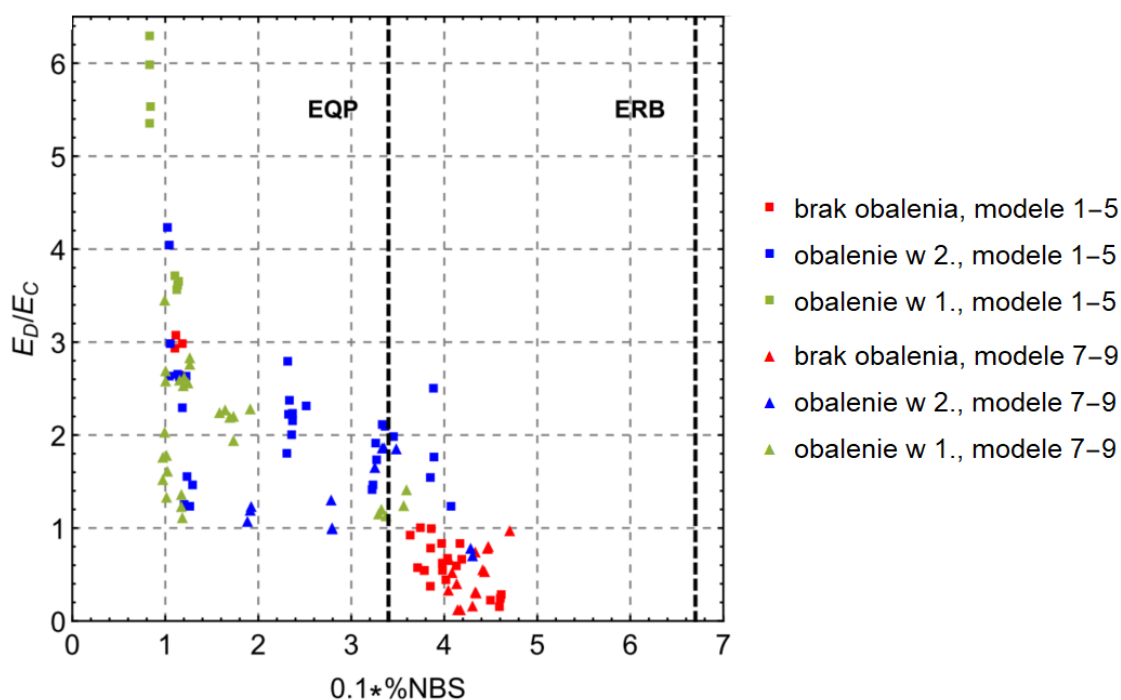
Rys. 6.10 NZ AP – analiza przemieszczeń wg [6], spójność rezultatów dla odwrotności ułamka z podziałem na przypadki ‘2D’ oraz ‘3D’

Wracając do konwencji $\%NBS - E_D/E_C$, zobrazowanej powtórnie na rys. 6.11, można poczynić dalsze uwagi dotyczące otrzymanych wyników. Rys. 6.11 przedstawia zależność E_D/E_C od $\%NBS$ z podziałem na modele 1-5 (2D) i 7-9 (3D) oraz z podziałem jakościowym (brak obalenia, obalenie w 1., obalenie w 2.). Ponadto, zawiera dwa istotne poziomy bezpieczeństwa zawarte w normie nowozelandzkiej. Mianowicie:

- **EQP** (Earthquake-Prone) – budynek/element, który z dużym prawdopodobieństwem przekroczy stan graniczny nośności pod wpływem umiarkowanego trzęsienia ziemi.

Budynek/element posiadający nośność sejsmiczną mniejszą niż 34% nośności nowego budynku/elementu w danej lokalizacji.

- **ERB** (Earthquake Risk) – budynek/element, który znajduje się poniżej akceptowalnego poziomu ryzyka sejsmicznego wg [174]. Budynek/element posiadający nośność sejsmiczną mniejszą niż 67% nośności nowego budynku/elementu w danej lokalizacji.

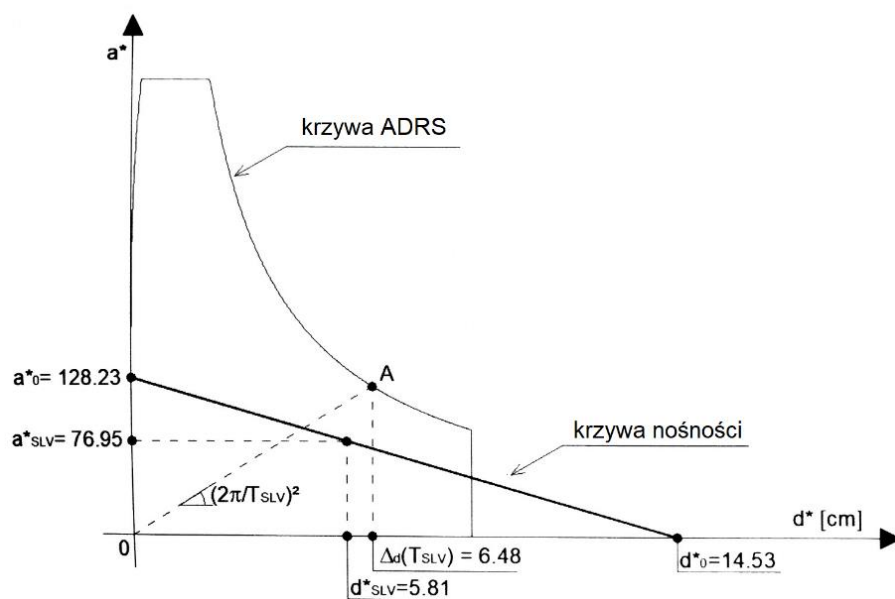


Rys. 6.11 NZ AP – analiza przemieszczeń wg [6], podział jakościowy z uwzględnieniem grup ‘2D’ i ‘3D’

Z analizy tak przedstawionych danych widać, iż praktycznie wszystkie próbki, które nie uległy obaleniu, a precyzyjniej, nie przekroczyły wychylenia krytycznego, znajdują się powyżej 34%. Innymi słowy opuściły kategorię EQP. Dotyczy to zarówno modeli 1-5 oraz 7-9. Należy jednak zauważyć, że dla modeli 1-5, pięć prób, które uległy obaleniu w drugim wychyleniu, również jest poza kategorią EQP. Z kolei dla modeli 7-9 odnotowano trzy próby, w których obalenie nastąpiło w drugim wychyleniu i dwie próby, w których obalenie nastąpiło w pierwszym wychyleniu, dla których otrzymano wartość powyżej 34% (równoważne z wyjściem z zakresu EQP). Można więc stwierdzić dosyć dobrą spójność wyników i zdolność metody do swojej powtarzalności dla elementów o różnych parametrach geometrycznych. Oczywiście, wyciągnięcie twardszych wniosków wymagałoby większej puli badań, dla bardziej zróżnicowanych modeli.

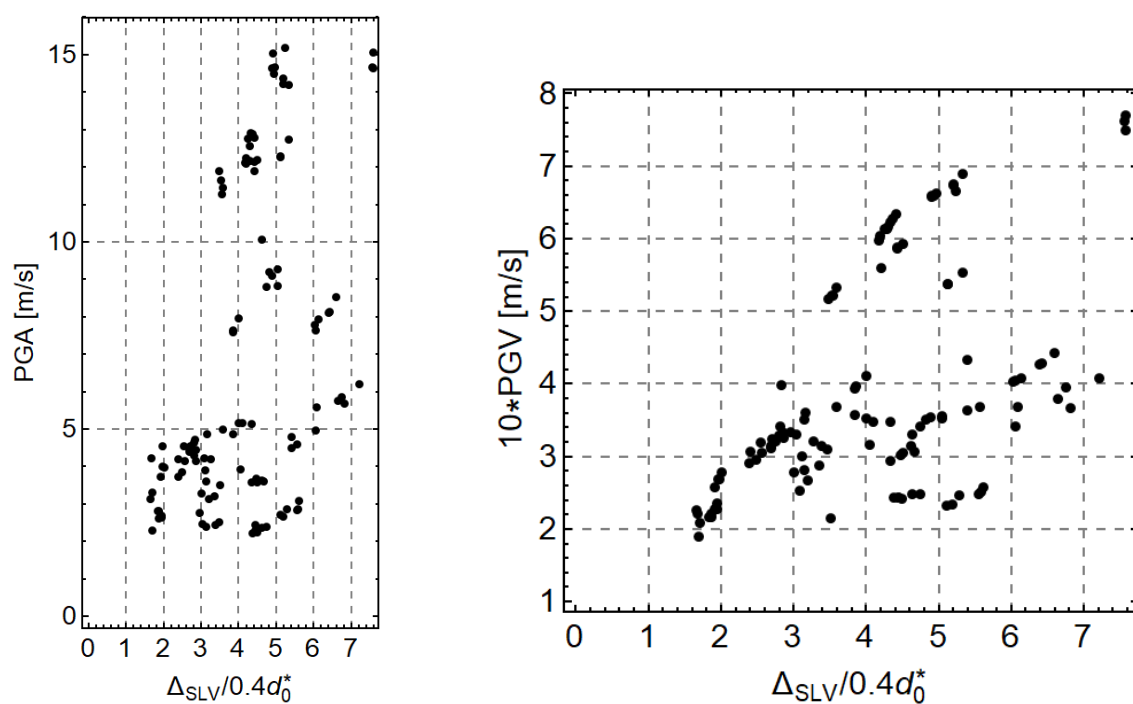
Porównano również ze sobą dwie metody oparte o analizy przemieszczeń – włoską i nowozelandzką. Metody te, pomimo, iż obie stosują koncepcje okresu siecznego dla określonego wychylenia muru (czyli jawnego odniesienia do koncepcji kołysania), ostatecznie dają różne wyniki. Jest to efektem dwóch różnych strategii wyznaczania zapotrzebowania na przemieszczenie. Zapotrzebowanie według normy nowozelandzkiej (podrozdział 2.2.4), dla muru o określonych parametrach (masa, geometria, moment bezwładności) sprowadza się do przemnożenia maksymalnej wartości przyspieszenia spektralnego poprzez dwie stałe – ułamek partycypacji w mechanizmie oraz okres sieczny. Stąd też, przy analizie różnych historii obciążenia zmienia się jedynie wartość przyspieszenia spektralnego, a zatem pomijane są takie parametry obciążenia jak wpływ poszczególnych częstości czy długość impulsu/historii obciążenia. Z kolei norma włoska bazuje na przyspieszeniowo-przemieszczeniowym spektrum odpowiedzi (ADRS), które odzwierciedla czas trwania obciążenia oraz obecne częstości. Parametry te są następnie uwypuklane w rozwiązaniu graficznym, gdzie poszukiwane jest przecięcie ADRS z linią o nachyleniu zależnym od okresu siecznego T_{SLV} (rys. 6.12). Gdzie: a_0^* - przyspieszenie spektralne aktywujące mechanizm; d_0^* - przemieszczenie spektralne w punkcie niestabilności; $d_{SLV}^* = 0.4d_0^*$ - dopuszczalne przemieszczenie (nośność przemieszczeniowa) w stanie SLV; a_{SLV}^* - przyspieszenie odpowiadające przemieszczeniu w stanie SLV; $T_{SLV} = 1.68\sqrt{a_0^*/d_0^*}$ - okres sieczny muru dla wychylenia w stanie SLV; $\Delta_d(T_{SLV})$ – zapotrzebowanie na nośność w stanie SLV. Stąd też, pomimo stałego nachylenia takiej linii $(2\pi/T_{SLV})^2$, punkt jej przecięcia (punkt A) z dwoma ADRS o identycznym maksimum przyspieszenia nie musi być na stałej wysokości względem tegoż maksimum, tak jak to ma miejsce w przypadku normy nowozelandzkiej – ADRS mogą mieć identyczne maksima, lecz różne kształty.

Konsekwencje opisanych algorytmów widać bardzo dobrze obrazując przetworzone dane względem maksymalnego przyspieszenia podłoża (PGA) oraz maksymalnej prędkości podłoża (PGV). Dla normy włoskiej – rys. 6.13, nie widać zależności pomiędzy współczynnikiem wykorzystania nośności, a tymi dwoma parametrami opisującymi intensywność impulsu. Z kolei w normie nowozelandzkiej widać praktycznie liniową zależność wykorzystania nośności od PGA (gdyby rozbić dane na modele 1-5 oraz 7-9 otrzymano by dwie wyraźne wiązki) oraz relatywnie ustrukturyzowaną zależność od PGV – rys. 6.14.

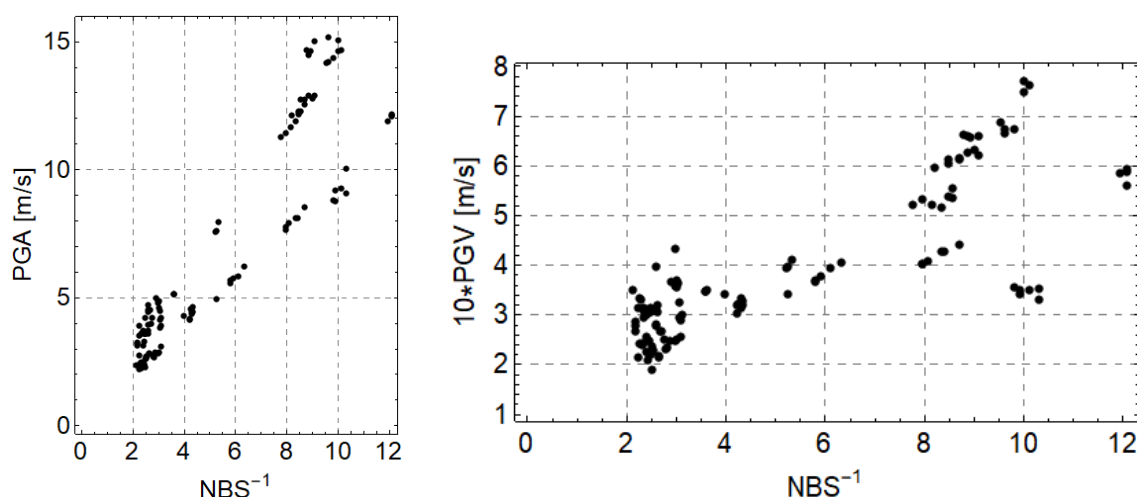


Rys. 6.12 Nośność i zapotrzebowanie przemieszczeniowe wg normy włoskiej [5].

Opracowano na podstawie: [190]



Rys. 6.13 Stosunek zapotrzebowanie/nośność, a intensywność obciążenia. Norma włoska



Rys. 6.14 Stosunek zapotrzebowanie/nośność, a intensywność obciążenia.

Norma nowozelandzka

6.2. ANALIZA PROBABILISTYCZNA

W rozdziale 5 skupiono się analizie jakościowej i ilościowej próbek w ujęciu deterministycznym pod wpływem impulsów o różnej charakterystyce. Tego typu analizy są nieocenione, jeśli chodzi o poznawanie natury kołysania, w szczególności układów mniej klarownych, przykładowo składających się z licznych, odseparowanych bloczków. Wykazano w ten sposób szczególną czułość próbek na parametry i intensywność impulsu, a nawet niewielkie zmiany w jego kształcie. Jest to konsekwencją negatywnej sztywności tego typu układów, obecności nieciągłości w postaci zderzeń z podłożem, a w przypadku przedstawionych badań, także rozczłonkowania. Stąd, szacowanie nośności obiektów wykazujących kołysanie, które opiera się na analizach deterministycznych pod wpływem realnych obciążeń sejsmicznych wydaje się nieadekwatne. Chodzi tu przykładowo o wykonywanie trzech lub siedmiu nieliniowych analiz dynamicznych w dziedzinie czasu dla rzeczywistych, odpowiednio zeskalowanych historii obciążeń sejsmicznych, czyli tak jak proponuje norma [159]. Pozostałe normy zawierają zbliżone zapisy dla tego typu strategii. Dlatego też, dla elementów wykazujących kołysanie, analiza probabilistyczna zyskuje coraz większą uwagę w kontekście zastosowań inżynierskich, w szczególności w przypadku analiz terytorialnych (to jest licznych obiektów o zbliżonej budowie, położonych na danym obszarze o określonej charakterystyce sejsmicznej). Poniżej, na podstawie wyników doświadczalnych, sprawdzona jest przydatność poszczególnych miar intensywności, a następnie wyprowadzone są krzywe wrażliwości.

6.2.1. Miary intensywności, a zachowanie próbek

Miary intensywności (MI) są bezwymiarowymi parametrami charakteryzującymi ruch podłoża w czasie trzęsienia ziemi. W analizie odporności sejsmicznej konstrukcji, miary intensywności wykorzystywane są do przewidywania odpowiedzi konstrukcji (w postaci inżynierskiego parametru zapotrzebowania EDP). Zależność ta nosi nazwę probabilistycznego modelu zapotrzebowania sejsmicznego (PSDM). Identyfikacja oraz eliminacja niepewności związanych z PSDM jest zadaniem kluczowym, które realizowane jest między innymi poprzez dobór optymalnej miary intensywności MI.

W przypadku konstrukcji podlegających kołysaniu, analizowanym inżynierskim parametrem zapotrzebowania EDP jest zazwyczaj stosunek maksymalnego wychylenia konstrukcji do jej smukłości wyrażonej kątem: Φ_{max}/α . Stosowanie tego parametru umożliwia rozróżnienie stanów, kiedy zachodzi kołysanie ($\Phi_{max}/\alpha > 0$) lub nie zachodzi ($\Phi_{max}/\alpha = 0$). Dla przypadków, w których następuje obalenie, parametr przyjmuje arbitralnie dużą wartość ($\Phi_{max}/\alpha \rightarrow \infty$). Możliwe jest również rozpoznanie stanów pośrednich z bezpiecznym kołysaniem (odpowiednio zdefiniowanym). Prace, w których przeprowadzano analizy z tym parametrem to między innymi: [232], [233], [234].

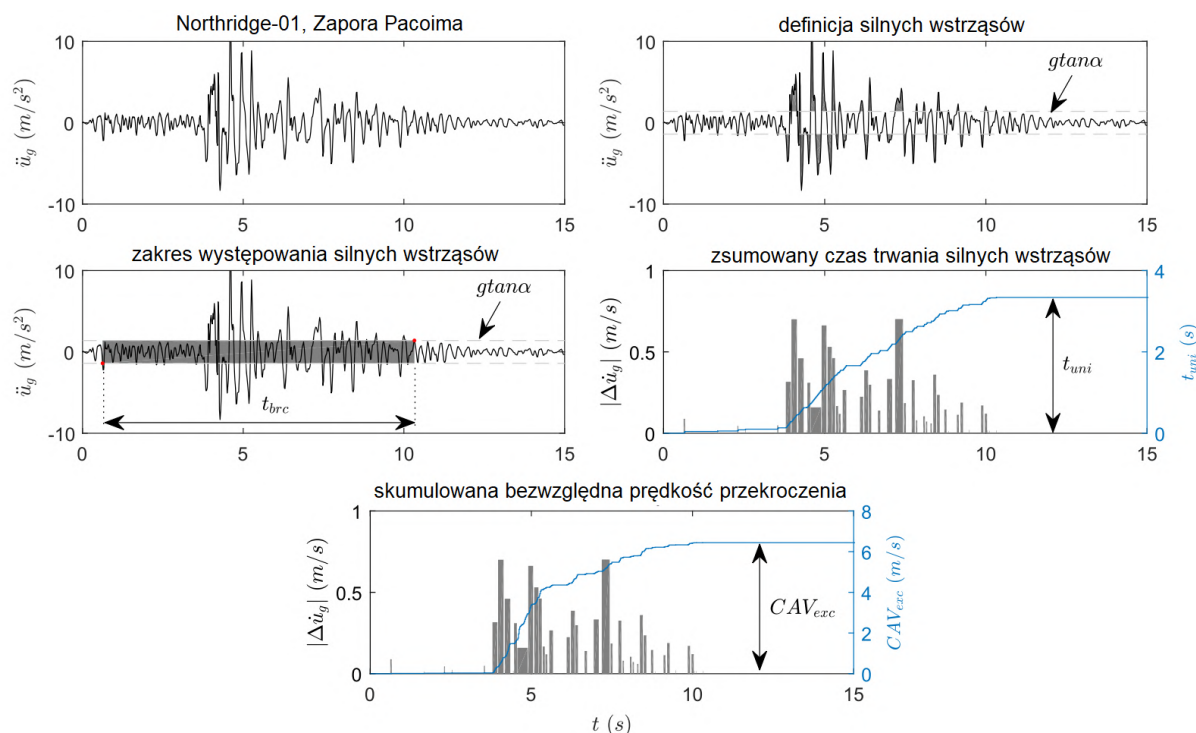
W niniejszej pracy, przy zastosowaniu parametru $EDP = \Phi_{max}/\alpha$, z racji dużej liczby prób zakończonych obaleniem, wiele przypadków o silnie zróżnicowanej charakterystyce zakwalifikowanych zostałoby do grupy: $\Phi_{max}/\alpha \rightarrow \infty$. Spłaszczyłoby to zakres analizy danych oraz ograniczyłoby bazę dostępną do poszukiwania korelacji pomiędzy odpowiedzią strukturalną, a miarą intensywności (czyli PSDM). Stąd jako EDP przyjęto zdefiniowany w podpunkcie 6.1 stosunek E_D/E_C . Dla przypomnienia, jest to: „...stosunek zapotrzebowania energetycznego do nośności energetycznej obiektu. Nośność energetyczna E_C jest różnicą energii potencjalnej pomiędzy momentem niestabilności pod wpływem grawitacji, a stanem spoczynku. E_D jest maksymalnym przyrostem energii potencjalnej w sytuacji, kiedy próbka nie ulega obaleniu bądź sumą przyrostu energii potencjalnej i energii kinetycznej określonych w punkcie niestabilności (jeśli próbka ulega obaleniu).”.

W ogólności, przedstawione w pracy miary intensywności można podzielić na cztery kategorie (tab. 6.2). Wielkości stosowane w tabeli to: PGA, PGV, PGD – odpowiednio maksymalne przyspieszenie, prędkość oraz przemieszczenie drgań; $\ddot{u}_g(t), \dot{u}_g(t), u_g(t)$ – historia przyspieszenia, prędkości i przemieszczenia drgań podłoża; p – parametr częstości kołysającego się ciała; $g \cdot t_{ga}$ – minimalne przyspieszenie poziome aktywujące kołysanie; t_{uni}

– zsumowany czas trwania silnych wstrząsów: $|\ddot{u}_g(t)| > g \cdot tg\alpha$ [235]; t_{brc} – zakres występowania silnych wstrząsów: $|\ddot{u}_g(t)| > g \cdot tg\alpha$ [236]. Z kolei CAV_{exc} to skumulowana bezwzględna prędkość przekroczenia, gdzie przekroczenie odnosi się ponownie do przyspieszeń dla których zachodzi: $|\ddot{u}_g(t)| > g \cdot tg\alpha$. Wielkość ta jest zdefiniowana jako całka po czasie dla przyspieszeń dla których jest spełniony powyższy warunek. Należy zauważyć, że dla takiej definicji, sumaryczny czas całkowania jest równy t_{uni} . Miara CAV_{exc} została wprowadzona w pracy [237]. Miary intensywności związane z czasem przedstawiono graficznie na Rys. 6.15. A_{RMS} jest pierwiastkiem ze średniego kwadratu przyspieszenia, który uwzględnia wpływ przyspieszenia oraz zawartości częstości w drganiach – [238], [239]. Intensywność Arias’a I_A została wprowadzona w pracy [240].

Tab. 6.2 Analizowane bezwymiarowe miary intensywności

KATEGORIA	MIARA INTENSYWNOŚCI	DEFINICJA
Intensywność	$MI_1 = PGA/(g \cdot tg\alpha)$	$PGA = \max(\ddot{u}_g(t))$
	$MI_2 = pPGV/(g \cdot tg\alpha)$	$PGV = \max(\dot{u}_g(t))$
	$MI_3 = p^2PGD/(g \cdot tg\alpha)$	$PGD = \max(u_g(t))$
Częstość	$MI_4 = PGA/(pPGV)$	-
	$MI_5 = PGV/(pPGD)$	-
Czas	$MI_6 = pt_{uni}$	t_{uni} – wg Rys. 6.15
	$MI_7 = pt_{brc}$	t_{brc} – wg Rys. 6.15
	$MI_8 = pCAV_{exc}/(g \cdot tg\alpha)$	$CAV_{exc} = \int_0^{t_{tot}} \langle x \rangle [\ddot{u}_g(t) - g \cdot tg\alpha] dt,$ gdzie: $\langle x \rangle = \begin{cases} 0 & \text{dla } \ddot{u}_g(t) < g \cdot tg\alpha \\ 1 & \text{dla } \ddot{u}_g(t) \geq g \cdot tg\alpha \end{cases} \quad (\text{Rys. 6.15})$
Energia	$MI_9 = A_{RMS}/(g \cdot tg\alpha)$	$A_{RMS} = \sqrt{t_{tot}^{-1} \int_0^{t_{tot}} [\ddot{u}_g(t)]^2 dt}$
	$MI_{10} = pI_A/(g \cdot tg\alpha)$	$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{tot}} [\ddot{u}_g(t)]^2 dt$



Rys. 6.15 Miary intensywności bazujące na czasie. Zapis trzęsienia ziemi Northridge, [233]

6.2.2. Optymalne miary intensywności (MI)

W pracy [241] wykazano, iż mediana zapotrzebowania D_m wraz miarami intensywności MI spełniają prawo skalowania:

$$D_m = a(MI)^b \quad [6-2]$$

Oznacza to, iż na płaszczyźnie $\ln D_m - \ln MI$, prawo skalowania staje się linią prostą:

$$\ln(D_m) = \ln(a) + b \cdot \ln(MI) \quad [6-3]$$

Umożliwia to określenie parametrów a oraz b za pomocą regresji liniowej. Wyniki regresji liniowej dla MI zestawionych w tab. 6.2, przedstawiono na rys. 6.16 - rys. 6.19 oraz w tab. 6.4. Ze względu na zbliżone wymiary próbek oraz ich stosunkowo zbliżone smukłości, wszystkie dane (modele) analizowane są całościowo. To jest, zmienność parametru częstości p oraz tangensa kąta zniszczenia tga (tab. 6.3) będą miały dodatkowy (ujemny) wpływ na rozrzut wyników regresji liniowej.

Tab. 6.3 Modele zapotrzebowania PSDM oraz bezwymiarowe miary intensywności

model	1	2	3	4	5	7(8)	9
p	10.83	9.66	10.36	10.86	9.65	13.18	12.96
tga	0.302	0.210	0.270	0.286	0.204	0.264	0.407

Optymalność MI może być określana na podstawie różnych cech. Jedną z nich jest wydajność, która rośnie wraz z redukcją dyspersji wyników – [242], [243], [244]. Może ona być mierzona za pomocą współczynnika determinacji R^2 , współczynnika korelacji Pearson’a $p_{Pearson}$, współczynnika korelacji rang Spearman’a $p_{Spearman}$ oraz logarytmicznego odchylenia standardowego $\beta_{D|IM}$. W przypadku pierwszych trzech parametrów wydajność rośnie wraz z wartością tychże parametrów, z kolei w przypadku $\beta_{D|IM}$ pożądana jest jego jak najniższa wartość. W tab. 6.4 pogrubioną czarną czcionką zaznaczono dla każdego z parametrów trzy najlepsze wyniki w kontekście wydajności. Jak widać, wszystkie pogrubienia tych czterech parametrów zostały zlokalizowane w trzech modelach opartych o miary intensywności: $pCAV_{exc}/g \cdot tga$, $A_{RMS}/g \cdot tga$, $PGA/g \cdot tga$ (wymienione w kolejności najwyższej wydajności).

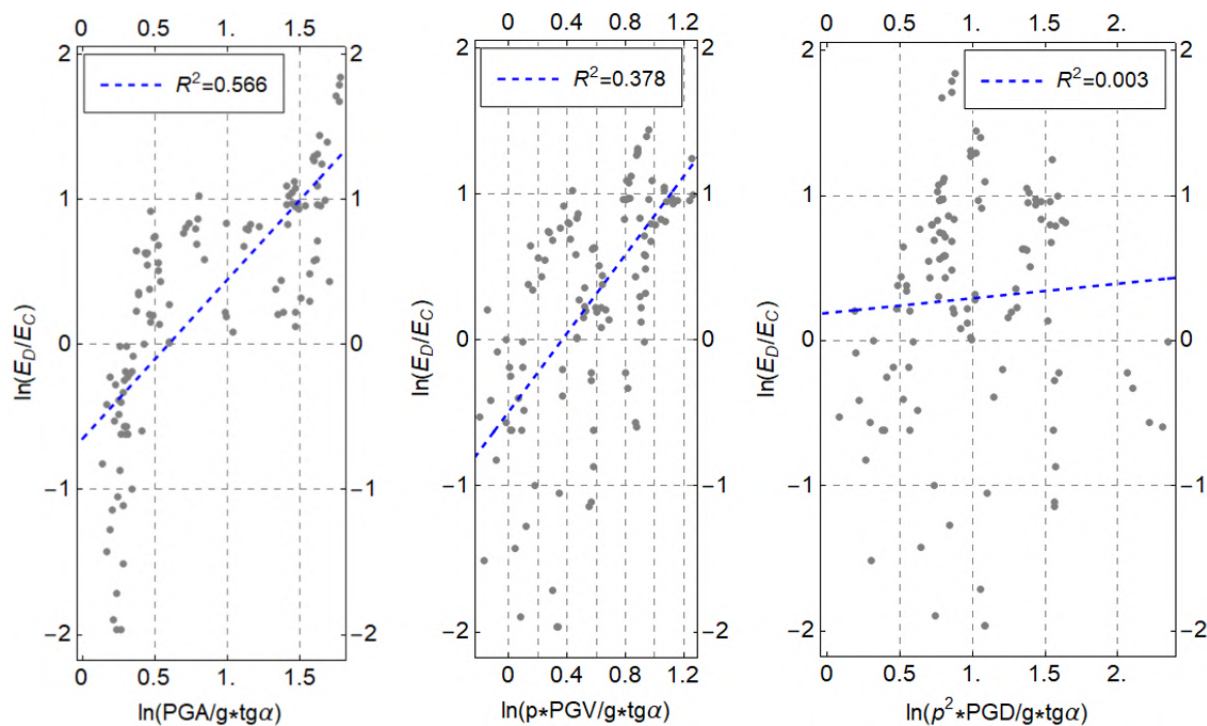
Kolejną cechą służącą do określania optymalności MI jest praktyczność. Jeśli MI nie jest praktyczne, zależność odpowiedzi strukturalnej od MI nie istnieje lub jest bardzo mała. Praktyczność jest mierzona za pomocą parametru b regresji. Kiedy ten parametr zmierza do zera, MI ma bardzo mały wkład do szacunku zapotrzebowania. Trzy MI charakteryzujące się najwyższą praktycznością oznaczono pogrubioną niebieską czcionką w tab. 6.4. Są to odpowiednio: pt_{uni} , $pPGV/g \cdot tga$, $PGA/pPGV$.

Jak widać, dwie powyższe cechy wskazały dwa rozłączne zbiory optymalnych miar intensywności. W celu uniknięcia konieczności balansowania poszczególnych czynników bądź ich błędnej selekcji, w pracy [245] wprowadzono pojęcie cechy sprawności, która łączy dwie poprzednie:

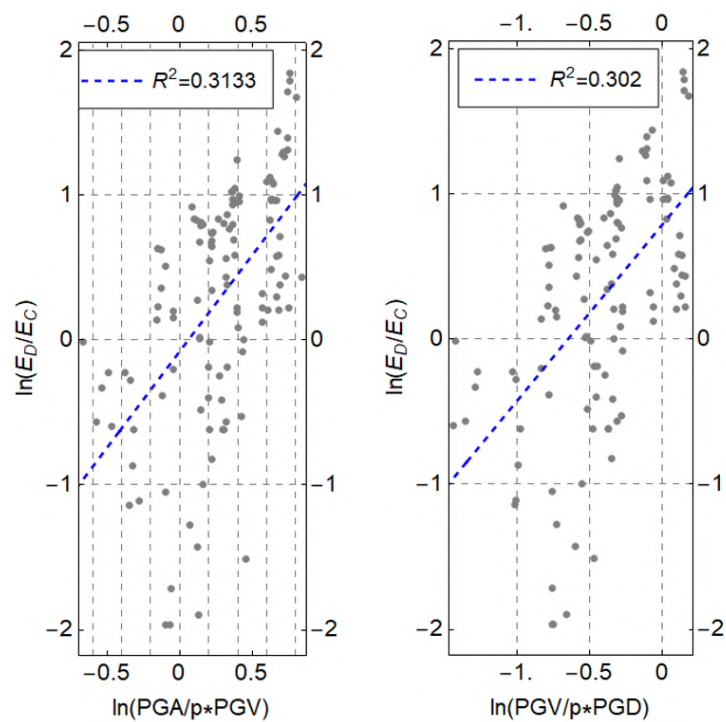
$$\zeta = \frac{\beta_{D|IM}}{b} \quad [6-4]$$

Im mniejsza wartość tego parametru, tym większa jest sprawność danej MI. Cechę tą zestawiono w ostatniej kolumnie tab. 6.4, a pogrubioną zieloną czcionką zaznaczono trzy MI o najwyższej sprawności. Pokrywają się one (dokładnie w tej samej kolejności) z MI

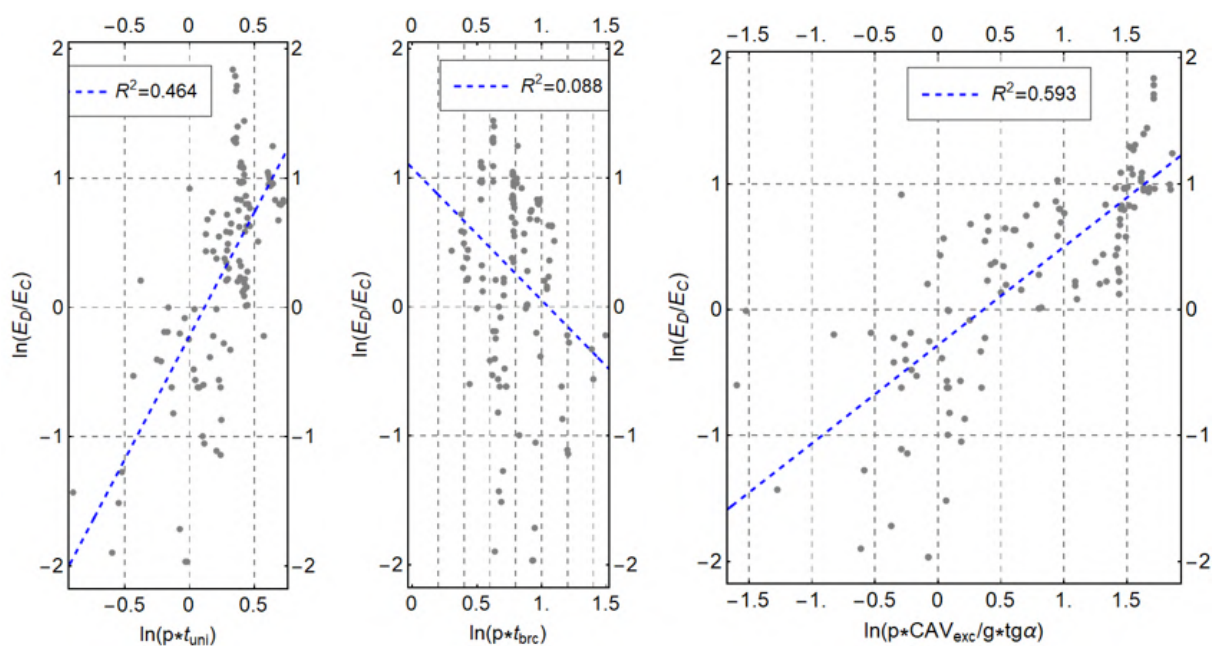
otrzymanymi na podstawie wydajności: $pCAV_{exc}/g \cdot tg\alpha$, $A_{RMS}/g \cdot tg\alpha$, $PGA/g \cdot tg\alpha$. Należy zwrócić uwagę, iż każda z tych MI należy do innej kategorii (czas, energia, intensywność), jednakże każda z miar zawiera w mianowniku przyspieszenie aktywujące $g \cdot tg\alpha$. Ponadto, warto zwrócić uwagę na pt_{uni} oraz $pI_A/g \cdot tg\alpha$, które wykazują relatywnie dobre cechy.



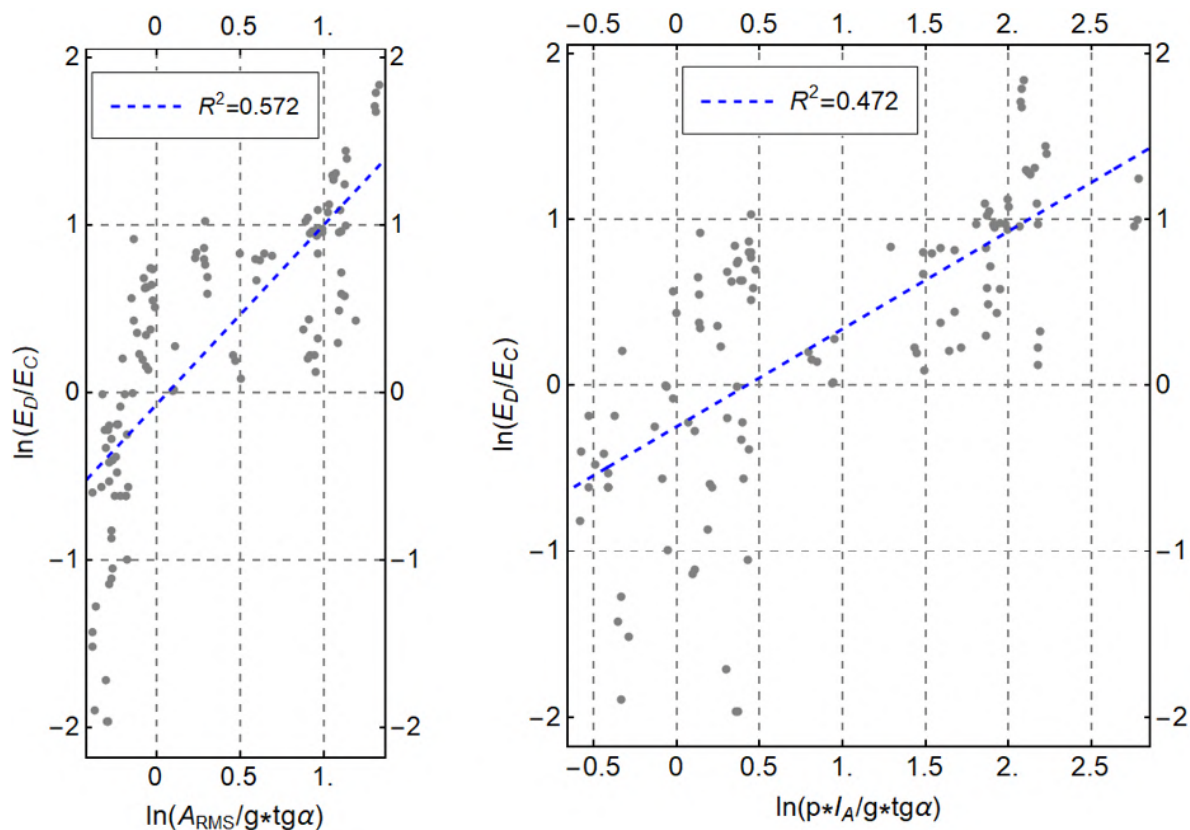
Rys. 6.16 Wyniki regresji liniowej dla miar opartych na intensywności



Rys. 6.17 Wyniki regresji liniowej dla miar opartych na częstotliwości



Rys. 6.18 Wyniki regresji liniowej dla miar opartych na czasie



Rys. 6.19 Wyniki regresji liniowej dla miar opartych na energii

Tab. 6.4 Modele zapotrzebowania PSDM oraz bezwymiarowe miary intensywności

PSDM	a	b	R^2	pPearson	pSpearman	$\beta_{D IM}$	ζ
$a \left(\frac{PGA}{g \cdot tg\alpha} \right)^b$	0.523	1.097	0.566	0.753	0.845	0.295	0.543
$a \left(\frac{pPGV}{g \cdot tg\alpha} \right)^b$	0.614	1.346	0.378	0.615	0.654	0.423	0.651
$a \left(\frac{p^2 PGD}{g \cdot tg\alpha} \right)^b$	1.211	0.101	0.003	0.057	0.137	0.678	0.824
$a \left(\frac{PGA}{pPGV} \right)^b$	0.926	1.329	0.313	0.560	0.594	0.467	0.684
$a \left(\frac{PGV}{pPGD} \right)^b$	2.203	1.215	0.302	0.550	0.569	0.475	0.689
$a(pt_{uni})^b$	0.803	1.907	0.464	0.681	0.638	0.365	0.604
$a(pt_{brc})^b$	2.925	-1.022	0.088	-0.297	-0.280	0.620	0.788
$a \left(\frac{pCAV_{exc}}{g \cdot tg\alpha} \right)^b$	0.756	0.781	0.593	0.770	0.844	0.277	0.526

$a \left(\frac{A_{RMS}}{g \cdot tg\alpha} \right)^b$	0.931	1.072	0.572	0.756	0.846	0.291	0.540
$a \left(\frac{pI_A}{g \cdot tg\alpha} \right)^b$	0.779	0.588	0.472	0.687	0.752	0.359	0.599

Cechy optymalności miar intensywności (MI): **wydajność**, **praktyczność**, **sprawność**. Opis w tekście.

6.2.3. Analiza wrażliwości

W ogólności, wrażliwość oznacza prawdopodobieństwo warunkowe, iż zapotrzebowanie sejsmiczne D , w odniesieniu do określonego inżynierskiego parametru zapotrzebowania EDP jest większe niż nośność C dla danej wartości miary intensywności ruchu podłoża MI :

$$\text{Wrażliwość} = P[D \geq C | MI] \quad [6-5]$$

Zakładając rozkład logarytmicznie normalny zarówno dla zapotrzebowania D jak i nośności C (tutaj obalenie) oraz rozpatrując jedynie niepewności związane z D (w postaci β , czyli logarytmicznego odchylenia standardowego), prawdopodobieństwo warunkowe P_o , że ruch podłoża o charakterystyce $MI = x$ spowoduje obalenie, może być zapisane następująco:

$$P_o = P_o[D \geq C | MI = x] = \Phi \left(\frac{\ln(x/\mu)}{\beta} \right) \quad [6-6]$$

gdzie: $\Phi()$ jest dystrybucją standardowego rozkładu normalnego, μ to mediana zapotrzebowania strukturalnego w funkcji MI (wartość MI z 50% prawdopodobieństwem obalenia). Kalibracja równania [6-6] wymaga odpowiedniego oszacowania wartości parametrów wrażliwości μ oraz β na podstawie posiadanych wyników analizy strukturalnej, a w przypadku niniejszej pracy, badań doświadczalnych. Szukane wartości tych parametrów oznaczono jako $\hat{\mu}$ oraz $\hat{\beta}$.

W celu określenia prawdopodobieństwa obalenia, zagadnienie musi być rozważane jako ‘kategoryczne’ [246] poprzez pogrupowanie danych na przypadki bez obalenia (wartość 0) i z obaleniem (wartość 1). W takim układzie, właściwym algorytmem estymacji jest metoda

największej wiarygodności MNW (ang. maximum likelihood estimation), co zaobserwowano w pracach [247], [248], [249]. Współczesną wersję MNW opracował R. A. Fisher

Skrótowy opis metody. Dla każdego poziomu miary intensywności $MI = x_j$ doświadczenie numeryczne/eksperymentalne skutkuje w obaleniu pewnej liczby próbek spośród wszystkich doświadczeń (tzw. metoda wielu pasm [250]). Prawdopodobieństwo zaobserwowania z_j obaleń spośród n_j ruchów podłoża o intensywności $MI = x_j$ jest wówczas dane rozkładem dwumianowym:

$$P(z_j \text{ obaleń na } n_j \text{ ruchów podłoża}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad [6-7]$$

gdzie p_j jest prawdopodobieństwem, że ruch podłoża o intensywności $MI = x_j$ spowoduje obalenie próbki. Celem jest identyfikacja funkcji wrażliwości, która przewidzi prawdopodobieństwo p_j . Metoda największej wiarygodności MNW identyfikuje tę funkcję, zapewniając największe prawdopodobieństwo otrzymania wyniku zgodnego z uprzednio zaobserwowanym doświadczeniem. W sytuacji, kiedy dane otrzymywane są dla różnych poziomów MI , aby otrzymać największą wiarygodność dla całego zestawu danych należy wyznaczyć iloczyn prawdopodobieństw dwumianowych z równania [6-7] dla każdego poziomu MI :

$$\text{Wiarygodność} = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad [6-8]$$

gdzie m jest liczbą poziomów MI , a \prod jest iloczynem wszystkich poziomów. Następnie, wstawiając w miejsce p_j równanie [6-6], parametry wrażliwości (μ, β) stają się jawnymi parametrami funkcji wiarygodności:

$$\text{Wiarygodność} = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\mu)}{\beta} \right)^{z_j} \left[1 - \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\mu)}{\beta} \right) \right]^{n_j - z_j} \quad [6-9]$$

Maksymalizacja *Wiarygodności* zwraca wartości parametrów $\hat{\mu}$ oraz $\hat{\beta}$ [250]. Logarytm naturalny z powyższej funkcji jest zarówno równoważny numerycznie, jak i prostszy do maksymalizacji, więc:

$$\{\hat{\mu}, \hat{\beta}\} = \underset{\mu, \beta}{argmax} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\mu)}{\beta} \right) + (n_j - z_j) \ln \left[1 - \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\mu)}{\beta} \right) \right] \right\} \quad [6-10]$$

Powyższe zależności nie wymagają wielu obserwacji dla danego poziomu MI , to jest, może zachodzić $n_j = 1$ – tak jak ma to miejsce dla wyników doświadczalnych w tej pracy. Wówczas rozkład dwumianowy staje się rozkładem zero-jedynkowym. Powyższą procedurę zaimplementowano m. in. w narzędziu obliczeniowym [251], które wykorzystano w tej pracy.

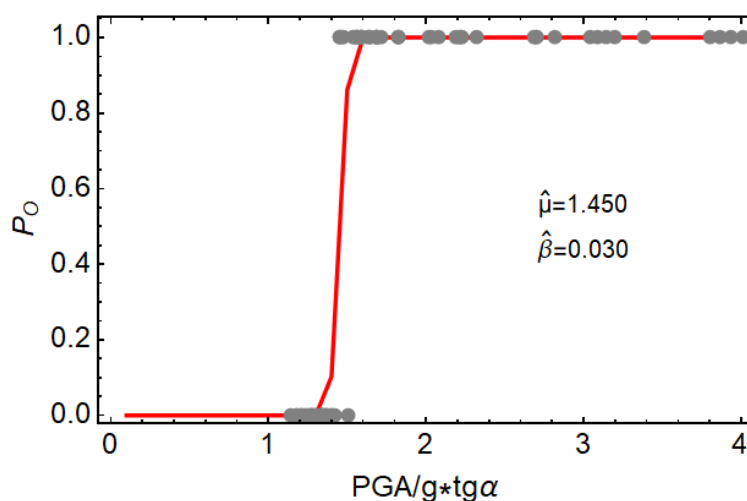
Wyniki obliczeń dla każdej z dziesięciu miar intensywności przedstawiono na rys. 6.20 - rys. 6.29. Czerwone krzywe, to krzywe wrażliwości, natomiast szare punkty oznaczają wynik każdej z prób – wartość 1 to obalenie, wartość 0 to przetrwanie. Z racji, iż każdy impuls był inny, nie występują wartości pośrednie pomiędzy 0 i 1. Jeśli rzędna (P_0) przyjmuje wartość 0.6, oznacza to, iż dla odczytanej wartości MI (wraz z mniejszymi wartościami) 60% próbek uległo obaleniu.

Przede wszystkim, biorąc pod uwagę wyniki przedstawione na poniższych rysunkach oraz w tab. 6.4, należy stwierdzić, iż dla przeprowadzonych badań wielkości: $p^2PGD/g \cdot tg\alpha$ i pt_{brc} okazały się bardzo słabymi miarami intensywności, zarówno jeśli chodzi o zdolność do tworzenia probabilistycznego modelu zapotrzebowania sejsmicznego (PSDM), jak i budowę funkcji wrażliwości. W obu przypadkach, wielkości te dawały wyniki o rząd lub nawet dwa rzędy gorsze w stosunku do najlepszych miar. Przykładowo, dla pt_{brc} współczynnik determinacji w regresji liniowej wyniósł zaledwie 0.088, podczas gdy najkorzystniejsza wartość wyniosła 0.593. Natomiast, logarytmiczne odchylenie standardowe w funkcji wrażliwości wyniosła 10.188, a najkorzystniejsza wartość wyniosła zaledwie 0.026. Zatem maksymalne przemieszczenie podłoża PGD oraz zakres występowania silnych wstrząsów t_{brc} , są słabymi kandydatami do tego typu predykcji.

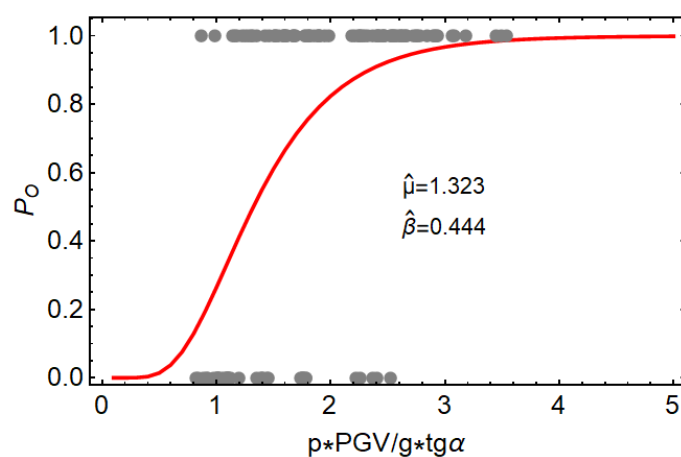
Zdecydowanie największą wydajnością (najniższą wartością logarytmicznego odchylenia standardowego $\hat{\beta}$) charakteryzują się dwie miary, które opierają się na przyspieszeniu podłoża oraz smukłości elementu. Są to miary $MI_1 = PGA/(g \cdot tg\alpha)$ oraz $MI_9 = A_{RMS}/(g \cdot tg\alpha)$, które znalazły się również w grupie najbardziej wydajnych miar przy budowie PSDM. Wyniki te są zgodne z analizami deterministycznymi dla elementów o niewielkich wymiarach. Mianowicie, ze względu na niewielki zapas nośności przemieszczeniowej takich elementów, po przekroczeniu wartości przyspieszenia aktywującego obalenie jest łatwe do uzyskania.

Miara $MI_8 = pCAV_{exc}/(g \cdot tg\alpha)$, która uprzednio charakteryzowała się największą wydajnością, wykazuje się teraz logarytmicznym odchyleniem standardowym o jeden rząd wielkości większym niż miary MI_1 oraz MI_9 . Jest to potwierdzeniem uwag odnośnie małych elementów oraz wyników rozwiązań teoretycznych, gdzie wpływ prędkości ruchów podłoża rośnie wraz z wielkością tychże elementów [252]. Ponieważ badane próbki miały niewielkie rozmiary, prędkość jest mniej miarodajną wielkością.

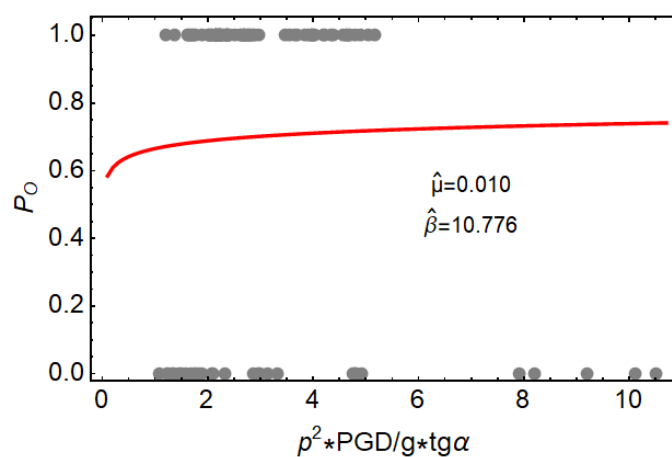
Poniższe wyniki potwierdzają więc dostępne w literaturze tematu wnioski dotyczące zachowania się elementów kołyszących. Z tą różnicą, iż przedstawione wyniki opierają się na stosunkowo szerokiej bazie eksperymentalnej i w tym sensie walidują dotychczasowe rozwiązania teoretyczne. Szczególnie istotny jest fakt, iż rozważania teoretyczne opierają się na próbkach wyidealizowanych, podczas gdy próbki doświadczalne tego warunku nie spełniają. Jak widać, w ujęciu probabilistycznym, zaburzenia wynikające z niedoskonałości elementów rzeczywistych zanikają. Oczywiście pod warunkiem, iż wcześniej odpowiednio zostanie określona smukłość elementu, co wydaje się na chwilę obecną najtrudniejszym krokiem. Niewątpliwym minusem poniższych krzywych wrażliwości jest niemożność ich zastosowania do istniejących elementów konstrukcji, które są znacznie większe i obowiązuje je zupełnie inne krzywe (najprawdopodobniej oparte na $MI_8 = pCAV_{exc}/(g \cdot tg\alpha)$ lub $MI_2 = pPGV/(g \cdot tg\alpha)$, bądź też na kombinacji tych miar z miarami opartymi na przyspieszeniu). Natomiast, poniższe wyniki stanowią dosyć pokaźną bazę do walidacji modeli numerycznych (opartych na jawnej metodzie elementów skończonych lub metodzie elementów dyskretnych). Po walidacji, możliwa jest budowa bazy danych dla elementów pełnowymiarowych i tworzenie dla nich analogicznych krzywych wrażliwości.



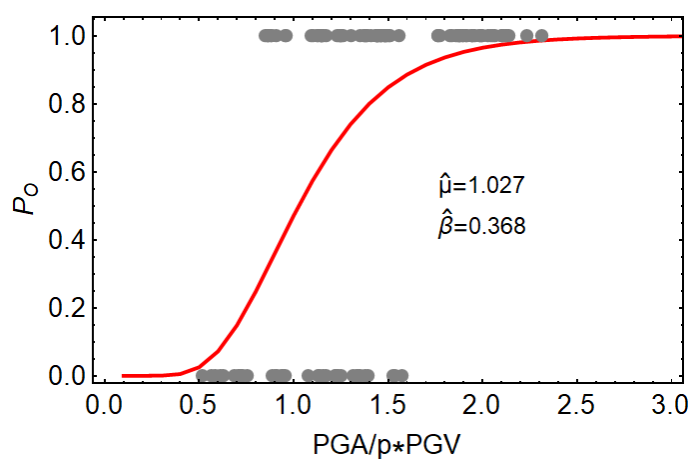
Rys. 6.20 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_1 = PGA/(g \cdot tg\alpha)$



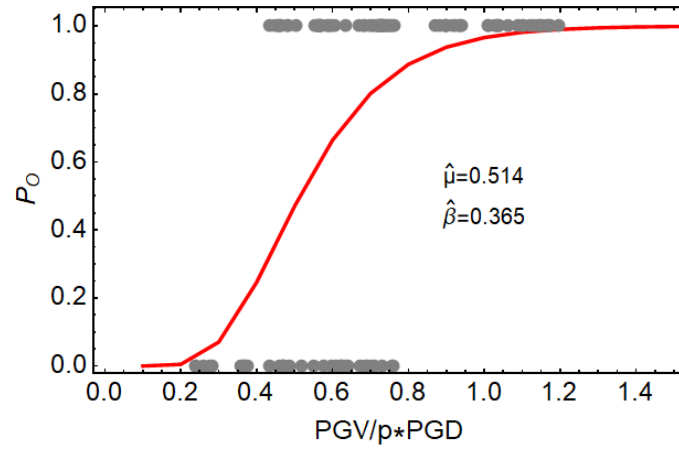
Rys. 6.21 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_2 = pPGV/(g \cdot tg\alpha)$



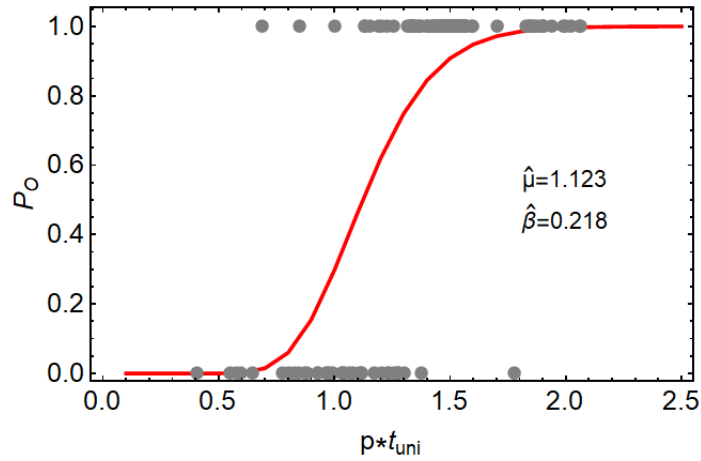
Rys. 6.22 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_3 = p^2PGD/(g \cdot tg\alpha)$



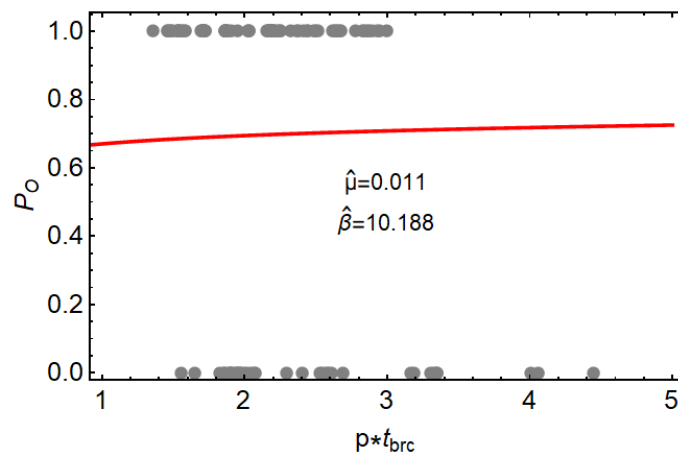
Rys. 6.23 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_4 = PGA/(pPGV)$



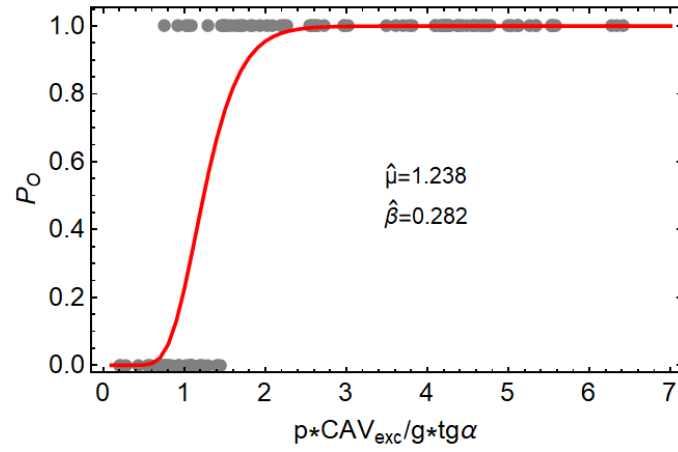
Rys. 6.24 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_5 = PGV/(pPGD)$



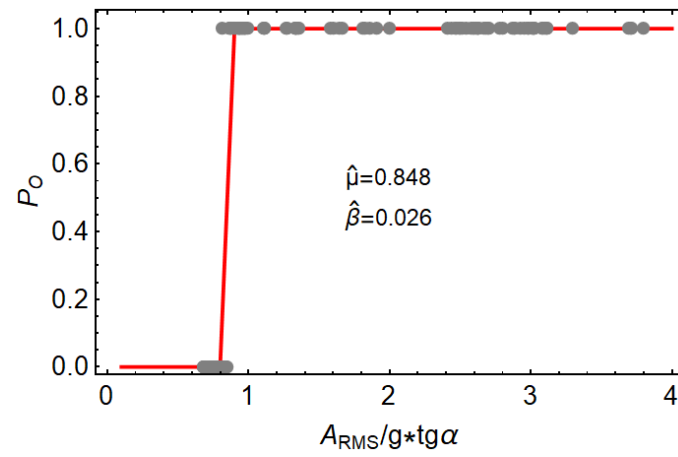
Rys. 6.25 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_6 = pt_{uni}$



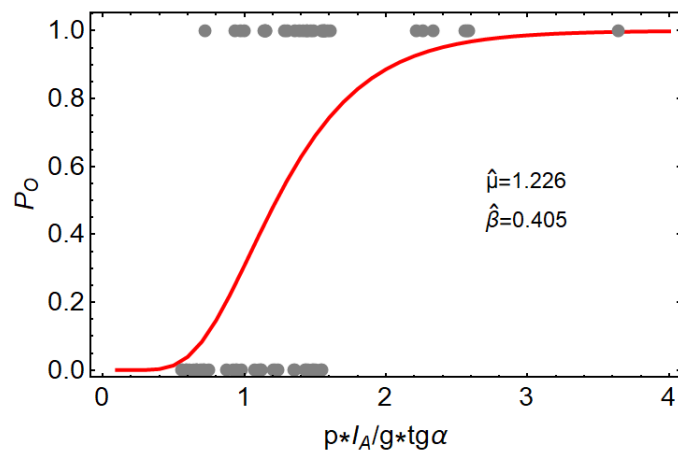
Rys. 6.26 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_7 = pt_{brc}$



Rys. 6.27 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_8 = pCAV_{exc} / (g \cdot tg \alpha)$



Rys. 6.28 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_9 = A_{RMS} / (g \cdot tg \alpha)$



Rys. 6.29 Krzywa wrażliwości obalenia wyznaczona za pomocą $MI_{10} = pI_A / (g \cdot tg \alpha)$

7. PODSUMOWANIE

Rozprawa ma charakter badawczy z elementami teoretycznymi, opartymi o rozwiązania analityczne oraz numeryczne całkowanie równań ruchu. Na podstawie wyników doświadczalnych dokonano sprawdzenia i kalibracji rozważań teoretycznych. Głównym zagadnieniem podjętym w pracy jest analiza mechaniki muru historycznego obciążonego w płaszczyźnie do niego prostopadłej. Dodatkowo analizowane jest zjawisko kołysania układów niedoskonałych ciał sztywnych. Wyniki doświadczalne analizowano w kontekście istniejących metod szacowania nośności murów oraz analizy probabilistycznej.

Badania przeprowadzone zostały na modelach w skali 1:10. Mury historyczne odwzorowane były za pomocą drukowanych bloczków gipsowych. Proporcje bloczków były zbliżone do proporcji cegieł i kamieni stosowanych w starożytnym Rzymie. Badania wstępne bloczków za pomocą równi pochyłej wykazały zasadność stosowania przyjętej skali oraz pozwoliły na korektę powierzchni bloczków w celu uzyskania odpowiedniego współczynnika tarcia. Eksponowane w pracy cechy murów historycznych to: brak zaprawy, wielowarstwowość (precyzyjnie – mur dwuwarstwowy), obecność więzów. Zmienną było również podparcie zewnętrzne. Zastosowanie drukowanych bloczków do tego typu konstrukcji stanowi o oryginalności badań.

Obciążenia próbek doświadczalnych realizowano za pomocą równi pochyłej – obciążenie quasi-statyczne oraz stołu wstrząsowego – obciążenie dynamiczne. Modele teoretyczne dla prób równi pochyłej oparte były na analizie sił, z kolei modele teoretyczne dla prób dynamicznych (w postaci impulsu typu sinus) bazowały na zjawisku kołysania ciał sztywnych i całkowaniu różniczkowego równania ruchu. Zastosowane metody pomiarowe dobrano do specyfiki obciążeń oraz zachowania próbek pod ich wpływem, a mianowicie znacznych prędkości bloczków (w czasie ruchu i momentu zniszczenia) oraz ich dużych względnych przemieszczeń. Próby rejestrowano kamerami wysokich prędkości, a zapis wideo przetwarzano za pomocą dedykowanego oprogramowania umożliwiającego automatyczny pomiar przemieszczeń, prędkości i przyspieszeń wybranych punktów/obiektów.

Na równi pochyłej badano próbki o stałym i zmiennym przekroju poprzecznym na długości tychże próbek. W pierwszej grupie próbek przetestowano 24 modele o stałym przekroju poprzecznym na długości muru. W oparciu o badanie doświadczalne wprowadzono mnożniki bezpieczeństwa dla równań teoretycznych oraz sporządzono diagram pozwalający (na podstawie bezwymiarowych parametrów) na identyfikację mechanizmu zniszczenia i dobór równania opisującego nośność. Następnie, przetestowano próbki o zmiennym przekroju

poprzecznym na długości muru – kolejne 33 modele, gdzie zmiennymi były: podparcie zewnętrzne, liczba warstw, obecność i rozmieszczenie więzów oraz proporcje muru. Na podstawie wyników badań wprowadzono (tam, gdzie było to możliwe) mnożniki bezpieczeństwa, zidentyfikowano mechanizmy zniszczenia w funkcji zmiennych oraz wkład poszczególnych elementów pracy wewnętrznej. Szczególną uwagę poświęcono wpływowi więzów w murach dwuwarstwowych na odpowiedź jakościową i ilościową muru. Wykazano krytyczną rolę tych elementów dla mechaniki murów historycznych obciążonych z płaszczyzny. Zwrócono również uwagę na wpływ ‘sztywności’ i nośności podpór zewnętrznych na odporność muru (efekt przesklepienia łukowego). Ponadto, wyniki doświadczalne wraz z kalkulacjami teoretycznymi potwierdziły, iż w przypadku historycznych ścian murowanych, decydującymi parametrami jest ich smukłość (pozioma i pionowa) oraz brak monolitycznej pracy przekroju, a nie parametry wytrzymałościowe materiałów. Podobne schematy zniszczenia zaobserwowano w badaniach murów wielowarstwowych przeprowadzonych w Instytucie Budownictwa Politechniki Wrocławskiej [253].



Rys. 7.1 Utrata równowagi i destrukcja warstwy zewnętrznej muru wielowarstwowego w próbie ściskania, [253]

Na stole wstrząsowym ponownie badano próbki o stałym i zmiennym przekroju poprzecznym na ich długości. Obciążano je impulsami typu sinus. Przede wszystkim, należy podkreślić, iż ze względu na specyfikę zjawiska kołysania nie ma możliwości ekstrapolacji wszystkich obserwacji i rezultatów na elementy w skali rzeczywistej. W pierwszej kolejności zbadano zachowanie monolitycznej próbki w celu zrozumienia wpływu niedoskonałości bloczków na wyidealizowane założenia związane z kołysaniem pojedynczego ciała sztywnego.

Tym sposobem wykazano istotny wpływ niedoskonałości na wartość współczynnika restytucji oraz jego zmienność w zależności od rozpatrywanej krawędzi próbki. Ponadto, wykazano kluczowy wpływ prawidłowego określenia rzeczywistej szerokości bloczka na wyniki analiz teoretycznych. Poczynione uwagi są krytyczne z punktu widzenia analizy kołysania murów historycznych – opisane parametry są bardzo trudne do określenia *a priori*. Zbadano 6 modeli o stałym przekroju poprzecznym na długości muru, które różniły się względem siebie układem więzów oraz zespoleniem poszczególnych bloczków. Z racji, iż wymiar bloczków w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny obciążenia był niewielki, należy uznać, iż modele te pod wieloma względami zachowywały się jak kolumny – przykładowo, w czasie obciążeń, występowały przemieszczenia bloczków wzdłuż obu osi głównych przekroju modeli. Niemniej jednak, wykazano, iż w zależności od rodzaju impulsu obciążeniowego, mur suchy zachowuje się w sposób monolityczny lub ulega szybkiej dezintegracji. Potwierdza to słuszność stosowania metod siłowych do wyznaczania nośności muru suchego, które to nie uwzględniają rezerwy nośności ze względu na przemieszczenia. Wiele uwagi poświęcono również czułości badanych próbek na postać impulsu. Czułość ta okazała się bardzo wysoka i była widoczna również w analizach teoretycznych, co potwierdzało słuszność przyjętego modelu matematycznego. Następnie zbadano 3 modele o zmiennym przekroju poprzecznym. Na podstawie prób doświadczalnych zidentyfikowano i omówiono kołysanie muru względem jego przekątnej, co stanowi o oryginalności pracy – w literaturze światowej brak opisu tego typu badań. Ponownie, dla poprawności rozwiązywania równań ruchu kluczowe okazało się wyznaczenie zastępczej grubości muru w oparciu o próby na równi pochyłej. Koncept ten sprawdził się zarówno w przypadku muru jednowarstwowego jak i dwuwarstwowego z więzami. Co istotne, w zależności od postaci impulsów, fragmenty obalonych murów różniły się od mechanizmów uzyskiwanych uprzednio na równi pochyłej.

Na podstawie wyników badań z użyciem stołu wstrząsowego – do analiz przydatnych było ich 119 – dokonano sprawdzenia metod szacowania nośności murów obciążonych z płaszczyzny opisanych w normie włoskiej oraz nowozelandzkiej, a także metody energetycznej. Ostatnia z nich okazała się metodą najmniej konserwatywną oraz najmniej zbieżną z wynikami doświadczalnymi – była to jednocześnie metoda najbardziej ‘atrakcyjna’ z punktu widzenia pracochłonności i złożoności. Norma włoska podaje metody oparte o analizę sił i przemieszczeń, nowozelandzka tylko przemieszczeń. Dla metod tych otrzymano odpowiednio wyniki na poziomie 99%, 97% oraz 100% konserwatyzmu (gdzie konserwatyzm rozumiany jest jako wyłączenie obliczeniowe wyższe niż wyłączenie otrzymane

w doświadczeniu). Dla wszystkich metod stwierdzono, iż wykazują one zdecydowane przekroczenie nośności, nawet przy niewielkich wychyleniach muru – jest to efekt niepożądany, mogący prowadzić do zbędnych interwencji. Ponadto, obie metody ‘włoskie’ są zależne od rozmiarów muru – każda z nich w innym aspekcie. Wyniki dla normy nowozelandzkiej okazały się najmniej czułe na geometrię próbek oraz charakteryzowały się największą spójnością. Dokonano również analizy przyczyn rozbieżności wyników metod przemieszczeniowych: metody włoskiej i nowozelandzkiej.

W oparciu o doświadczalną bazę danych przeprowadzono również elementy analizy probabilistycznej. W pierwszej kolejności określono optymalne miary intensywności pozwalające na przewidzenie zachowania próbki w funkcji tychże miar. O optymalności decydowała tzw. sprawność. Dla badanych próbek, najlepszymi miarami okazały się te bazujące na różnych parametrach przyspieszenia ruchu podłoża oraz smukłości próbek. Następnie dokonano analizy wrażliwości określonej w kontekście prawdopodobieństwa obalenia próbki. Otrzymane wyniki wskazały, iż największą wydajnością wykazały się krzywe wrażliwości ponownie oparte na miarach związanych z przyspieszeniem ruchu podłoża i smukłością próbek. Tym sposobem, doświadczalnie potwierdzono dostępne w literaturze rozważania teoretyczne w kontekście elementów kołyszących się o niewielkich rozmiarach, a konkretnie, ich wrażliwości na maksymalne przyspieszenie podłoża. Należy zaznaczyć, iż w literaturze nie przedstawiono do tej pory analiz miar intensywności oraz wrażliwości, które byłyby podparte tak szeroką bazą danych doświadczalnych.

8. WNIOSKI

8.1. WNIOSKI SZCZEGÓŁOWE

Na podstawie przeprowadzonego przeglądu literatury, analiz teoretycznych oraz badań doświadczalnych i analiz własnych, sformułowano następujące wnioski szczegółowe:

1. Redukcja nośności teoretycznej mechanizmów zginania pionowego zależy od położenia osi obrotu – to jest w przypadku położenia osi obrotu pomiędzy bloczkami (na spoinach wspornych), redukcja ta jest większa niż w przypadku położenia tej osi na fundamencie. Wynika to z superpozycji niedoskonałości bloczków w przypadku obrotu bloczków względem siebie.
2. Na granicach pomiędzy poszczególnymi, jednoznacznymi schematami zniszczenia, mogą występować tzw. mechanizmy mieszane łączące co najmniej dwa różne mechanizmy.
3. Obecność drugiej warstwy w przekroju poprzecznym muru może w pewnych sytuacjach prowadzić do większej nieprzewidywalności w liczbie bloczków biorących udział w mechanizmach oraz postaci samych mechanizmów zniszczenia. Prawdopodobnie wynika to z superpozycji imperfekcji bloczków oraz techniki wznoszenia.
4. Obecność więzów międzywarstwowych w krawędziach pionowych zwiększa zarówno nośność muru, jak i sztywność krawędzi. Rośnie zarówno wartość przyspieszenia aktywującego mechanizm oraz maksymalne stabilne wychylenie muru.
5. Odpowiednie zagęszczenie więzów w krawędzi pionowej pozwala osiągnąć nośność identyczną lub zbliżoną do nośności z więzią zewnętrzną – w próbie quasi-statycznej.
6. W zależności od jakości utwierdzenia zewnętrznego zmieniają się mechanizmy zniszczenia oraz nośność muru.
7. W próbach dynamicznych istotną rolę odgrywa dokładność wykonania bloczków oraz ich obróbka. Można wnioskować, iż te same cechy wpływają na zachowanie murów rzeczywistych.
8. Modele składające się z wielu elementów skutecznie tłumią kołysanie (poprzez wewnętrzne obroty i poślizgi), aczkolwiek jednocześnie są bardzo podatne na dezintegrację.
9. Rozwiązanie numeryczne równania ruchu w analizie kołysania jest silnie uzależnione od poprawnego wyznaczenia grubości zastępczej muru w oparciu o test równi pochyłej.
10. Schematy zniszczenia murów otrzymywane na równi pochyłej i stole wstrząsowym mogą znacznie różnić się od siebie.

11. Obecność więzów w krawędzi pionowej znacznie zmienia odpowiedź jakościową modeli na stole wstrząsowym w porównaniu z równią pochyłą.

8.2. WNIOSKI OGÓLNE

Na podstawie przeprowadzonego przeglądu literatury, analiz teoretycznych oraz badań doświadczalnych i analiz własnych, sformułowano następujące wnioski ogólne:

1. Zastosowanie bloczków drukowanych może być tańszą, a także mniej pracochłonną alternatywą dla testów w skali wykonywanych za pomocą elementów z materiałów skalnych.
2. Kamery wysokich prędkości oraz dedykowane oprogramowanie do analizy zapisu wideo są skutecznym i efektywnym zestawem służącym analizie jakościowej ścian murowanych, co w dalszej kolejności umożliwia wyjaśnienie i zrozumienie danych ilościowych.
3. Analiza wielowarstwowych murów historycznych wymaga oceny stanu oraz uwzględnienia wszystkich cech przekroju, a także rozważenia dwóch lub więcej mechanizmów zniszczenia dla danego elementu (niezależnie od stosowanej metody analizy nośności). Coraz istotniejszą rolę w kontekście oceny stanu i pozyskiwaniu szczegółowej geometrii obiektów historycznych odgrywa rekonstrukcja cyfrowa [254].
4. Badania wykazały, iż na równi z jakością muru ważne są jego proporcje oraz efektywność jego połączeń z innymi elementami (ścianami, stropami). Elementy te muszą być dokładnie rozpoznane podczas oceny stanu i odpowiednio odzwierciedlone w obliczeniach.
5. W przypadku murów historycznych nadrzędną rolę, w kontekście ich pracy mechanicznej z płaszczyzny, pełni ich integralność oraz smukłość pionowa i pozioma, parametry wytrzymałościowe są drugorzędne.
6. W związku z powyższym, optymalne metody wzmocniania to zastosowanie wszelkiego rodzaju prętów kotwiących oraz łączników międzywarstwowych („sztuczne” więzy). Są to również metody zgodne z doktryną konserwatorską. Takie łączniki (kotwy) wraz z ciągnami były jedną z form wzmocnienia murów obwodowych zamku „Lenno” we Wleniu [255]. Kotwy pełniły jednocześnie rolę utwierdzeń dla ciągn stalowych umieszczonych w spoinach muru trójwarstwowego. Kotwy zespalające warstwy muru w przekroju poprzecznym (wraz z iniekcjami) zastosowano również w Krzywej Wieży w Pizie [256]. Z kolei jedną z metod poprawy współpracy ścian ortogonalnych – poprzez wywołanie pracy skrzynkowej obiektu, jest opasanie obwodowe ścian taśmami

kompozytowymi. Jednym z pionierów w stosowaniu materiałów kompozytowych przy wzmacnianiu konstrukcji murowych jest Angelo di Tommaso [257]. Stosowanie stalowych ściągow i prętów, również w celu poprawy współpracy ścian ortogonalnych, opisano w pracy [258].



Rys. 8.1 Fragment murów obwodowych zamku „Lenno” (po lewej), ciągna stalowe i kotwy (po prawej), [255]

7. Badania potwierdziły, iż stosowanie analizy sił do określania nośności murów historycznych o niskiej jakości jest podejściem zasadnym; brak integralności tych murów utrudnia wykorzystanie rezerwy przemieszczeniowej muru po aktywacji mechanizmu zniszczenia.
8. Poprawne wykonanie analizy dynamicznej (w ujęciu deterministycznym) murów z wykorzystaniem zjawiska kołysania wymaga dokładnego określenia geometrii murów – identyfikacji ubytków oraz asymetrii na potencjalnych osiach obrotu. W praktyce, oznacza to silne ograniczenie takiego podejścia w zastosowaniach inżynierskich;
9. Wyznaczając nośność filarów i kolumn na obciążenia dynamiczne, należy uwzględnić niekorzystny wpływ smukłości w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny analizowanej.
10. Ocena odporności muru na obciążenia sejsmiczne tylko na podstawie oględzin może prowadzić do błędnych wniosków – przemieszczenia końcowe mogą być zdecydowanie niższe od maksymalnych.
11. Stosując metody oparte o analizy sił i przemieszczeń należy mieć na uwadze, iż przyjęte mechanizmy zniszczenia mogą być dalekie od rzeczywistych – wskazują na to otrzymane schematy zniszczenia dla identycznych modeli na równi pochyłej oraz stole wstrząsowym.
12. Analiza sił i przemieszczeń w normie włoskiej NTC 2018 [5], w konfrontacji z wynikami doświadczalnymi wykazały podatność na efekt skali oraz nadmierny

konserwatyzm dla prób, w których modele nie uległy zniszczeniu – to jest, według obliczeń model ulegał zniszczeniu ze znacznym przekroczeniem nośności, podczas gdy model doświadczalny ulegał minimalnemu wychyleniu i wracał do stanu równowagi.

13. Metoda energetyczna w konfrontacji z wynikami doświadczalnymi okazała się najmniej bezpieczna oraz najbardziej uzależniona od efektu skali i mechanizmu zniszczenia.
14. Analiza przemieszczeń wg normy nowozelandzkiej MBIE [166], dla otrzymanych wyników, okazała się najbardziej spójna i niepodatna na typ i rozmiar próbek. Jednakże, tak jak metody włoskie, wykazała nadmierny konserwatyzm dla prób, w których modele nie uległy zniszczeniu.
15. Probabilistyczna analiza wrażliwości wykazała, iż najefektywniejsze są krzywe, które opierają się o miary intensywności powiązane z przyspieszeniem podłoża. Pozostaje to w zgodzie z obserwacjami, iż dla mniejszych elementów (po aktywacji mechanizmu) dodatkowa nośność wynikająca z rezerwy przemieszczeniowej jest niewielka.
16. Analiza otrzymanych danych w badaniach z użyciem stołu wstrząsowego potwierdziły, iż zjawisko kołysania zachodzące w murach, ma potencjał w zastosowaniach inżynierskich, przy wykorzystaniu narzędzi probabilistycznych.

Bibliografia

- [1] G. De Felice and R. Giannini, "Out-of-plane seismic resistance of masonry walls," *Journal of Earthquake Engineering* 5(2), p. 253–271, 2001.
- [2] D. D'Ayala and E. Speranza, "Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings," *Earthquake Spectra* 19(3), p. 479–509, 2003.
- [3] S. Lagomarsino, "Seismic assessment of rocking masonry structures," *Bull Earthquake Eng* 13, p. 97–128, 2015.
- [4] A. Di Tommaso, "Injured architectural heritage in L'Aquila after the earthquake 2009: some general remarks," *Conservation News* 26, pp. 177-185, 2009.
- [5] NTC 2018, "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»,»," Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Roma, 2018.
- [6] MBIE EPB, "Unreinforced Masonry Buildings," Ministry of Business, Innovation and Employment, 2017c8.
- [7] S4h, "stand4heritage," 2020. [Online]. Available: <https://stand4heritage.org/>.
- [8] ICOMOS NZ, "Charter for the Conservation of Places of Cultural Heritage Value," The New Zealand National Committee of the International Council on Monuments and Sites, Auckland, 2010.
- [9] D. Penazzi, M. R. Valluzzi, A. Saisi, L. Binda and C. Modena, "Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic areas," in *Int. Congr. More than Two Thousand Years in the History of Architecture Safeguarding the Structure of our Architectural Heritage*, Bethlehem, 2001.

- [10] A. Borri, M. Corradi, G. Castori and A. De Maria, "A method for the analysis and classification of historic masonry," *Bull Earthquake Eng* 13, pp. 2647–2665, DOI 10.1007/s10518-015-9731-4, 2015.
- [11] M. Kaszyńska, Awarie budowlane : zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje : XXVII konferencja naukowo-techniczna, Szczecin-Międzyzdroje, 20-23 maja 2015, Szczecin: Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie, 2015.
- [12] B. Nowogońska, "Diagnoza stanu zachowania budynków w procesie rewitalizacji centrum Kożuchowa," *Czasopismo Techniczne. Budownictwo* 108 (3-B), pp. 229-240, 2011.
- [13] V. Ceradini, Modelazione e sperimentazione per lo studio della struttura muraria storica, Roma: Università degli studi di Roma "La Sapienza", 1992.
- [14] G. de Felice, "Out-of-Plane Seismic Capacity of Masonry Depending on Wall Section Morphology," *International Journal of Architectural Heritage*, pp. 466-482, DOI: 10.1080/15583058.2010.530339, 2011.
- [15] A. A. Costa, A. Arêde, A. C. Costa, A. Penna and A. Costa, "Out-of-plane behaviour of a full scale stone masonry façade. Part 2: shaking table tests," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, p. 2097 – 2111, 2013b.
- [16] ABK Joint Venture, "Methodology for mitigation of seismic hazards in existing unreinforced masonry buildings: wall testing, out-of-plane," El Segundo, 1981.
- [17] C. C. Simsir, M. A. Ashheim and D. P. Abrams, " Out-of-plane dynamic response of unreinforced masonry bearing walls attached to flexible diaphragms," in *Proceedings of the 13 th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, 2004.
- [18] J. Heyman, "The stone skeleton," *International Journal of Solids and* 2(2), pp. 249-256, 1966.

- [19] J. Heyman, *The masonry arch*, West Sussex: Halsted Press, 1982.
- [20] R. K. Livesley, "Limit analysis of structures formed with rigid blocks," *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 12(12), pp. 1853-1871, 1978.
- [21] B. P. Sinha, "A simplified ultimate load analysis of laterally loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength," *Structural Engineering B* 56(4), pp. 81-84, 1978.
- [22] G. Del Piero, "Constitutive equation and compatibility of the external loads for linear elastic masonry-like materials," *Meccanica* 24(3), p. 150–162, 1989.
- [23] M. Giaquinta and E. Giusti, "Researches on the equilibrium of masonry structures," *Archive for Rational Mechanics and Analysis* 88(4), p. 359–392, 1985.
- [24] H. Wu, A. Liew, T. Van Mele and P. Block, "Analysis and optimisation of a rib-stiffened vaulted floor for dynamic performance," *Engineering Structures* 213, p. 110577, 15 June 2020.
- [25] A. Iannuzzo, T. Van Mele and P. Block, "Piecewise Rigid Displacement (PRD) method: A limit analysis-based approach to detect mechanisms and internal forces through two dual energy criteria," *Mechanics Research Communications* 107, p. 103557, 2020.
- [26] A. Liew, D. Pagonakis, T. Van Mele and P. Block, "Load-path optimisation of funicular networks," *Meccanica* 1, pp. 279-294, 2018.
- [27] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma: Kappa, 1991.
- [28] A. Giuffrè, C. Carocci and C. Baggio, *Sicurezza e conservazione dei centri storici: Il caso Ortigia: Codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico*, Roma: Editori Laterza, 1993.

- [29] L. F. Restrepo-Vélez, "Seismic risk of unreinforced masonry buildings. Individual Study.," ROSE School, University of Pavia, Pavia, 2004.
- [30] L. F. Restrepo-Vélez and G. Magenes, "Static tests on dry stone masonry and evaluation of static collapse multipliers. Research Report ROSE 2009/02," IUSS Press, Pavia, Italy, 2009.
- [31] J. Vaculik, M. C. Griffith and G. Magenes, "Dry Stone Masonry Walls in Bending—Part II: Analysis," *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration* 8, pp. 29-48, 2014.
- [32] B. Hobbs, M. Ting and M. Gilbert, "An analytical approach for walls subjected to static and dynamic out-of-plane point loads," in *Proceedings of the 10th International Brick and Block Masonry Conference*, Calgary, 1994.
- [33] C. Casapulla, "Resistenze attritive in una parete muraria soggetta ad azioni normali al suo piano medio," in *Proc. L'Ingegneria Sismica in Italia, Atti IX Convegno Nazionale ANIDIS*, Torino, 1999.
- [34] L. Picchi, "Risposta sismica per azioni fuori dal piano di parete murarie," Università Degli Studi di Pavia, Pavia, 2002.
- [35] C. Casapulla and L. U. Argiento, "In-plane frictional resistances in dry block masonry walls and rocking-sliding failure modes revisited and experimentally validated," *Composites Part B: Engineering* 132, pp. 197-213, 2018.
- [36] C. Casapulla and F. Portioli, "Experimental tests on the limit states of dry-jointed tuff blocks," *Materials and Structures* 49, p. 751–767, 2016.
- [37] C. Casapulla and A. Maione, "Experimental and Analytical Investigation on the Corner Failure in Masonry Buildings: Interaction between Rocking-Sliding and Horizontal Flexure," *International Journal of Architectural Heritage* 14(2), pp. 208-220, 2020.

- [38] C. Baggio and P. Trovalusci, "Collapse behaviour of three-dimensional brick-block systems using non-linear programming," *Structural Engineering* 10(2), p. 181, 2000.
- [39] L. Sorrentino, D. D'Ayala, G. de Felice, M. C. Griffith, S. Lagomarsino and G. Magenes, "Review of Out-of-Plane Seismic Assessment Techniques Applied To Existing Masonry Buildings," *International Journal of Architectural Heritage* 11(1), pp. 2-21, 2017.
- [40] C. Casapulla and D. D'Ayala, "In-plane collapse behaviour of masonry walls with frictional resistances and opening," in *In Proceedings of 5th International Conference on Structural Analysis of Historical*, Delhi, 2006.
- [41] V. I. Novelli and D. D'Ayala, "Seismic vulnerability assessment of the Casbah of Algiers," in *In Proceedings of 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction*, Wroclaw, 2012.
- [42] S. Lagomarsino and S. Resemini, "The Assessment of Damage Limitation State in the Seismic Analysis of Monumental Buildings," *Earthquake Spectra* 25(2), p. 323–346, 2009.
- [43] J. Heyman, "Leaning towers," *Meccanica*, pp. 153-159, 1992.
- [44] M. Bruneau, "Seismic evaluation of unreinforced masonry buildings — A state-of-the-art report," *Canadian Journal of Civil Engineering* 21, p. 512–539, 1994.
- [45] K. T. Doherty, M. C. Griffith, N. T. K. Lam and J. L. Wilson, "Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(4), pp. 833-850, 2002.
- [46] T. J. Sullivan, M. G. Calvi, M. J. N. Priestley and M. J. Kowalsky, "The limitations and performances of different displacement based design methods," *Journal of Earthquake Engineering* 7, pp. 201-41, 2003.

- [47] S. A. Freeman, "Development and use of capacity spectrum method," in *In Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Oakland, 1998.
- [48] P. Fajfar, "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 28(9), p. 979–93, 1999.
- [49] P. Fajfar, "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design," *Earthquake Spectra* 16, pp. 573-591, 2000.
- [50] M. J. N. Priestley and M. J. Kowalsky, "Direct displacement-based seismic design of concrete buildings," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 33(4), p. 421–41, 2000.
- [51] M. J. N. Priestley, "Myths and fallacies in earthquake engineering - Conflicts between design and reality," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 26(3), p. 329–41, 1993.
- [52] J. P. Moehle, "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes," *Earthquake Spectra* 8(3), p. 403–28, 1992.
- [53] J. J. Bommer and A. B. Acevedo, "The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analyses," *Journal of Earthquake Engineering* 8, p. 43–91, 2004.
- [54] N. D. Lagaros, C. C. Mitropoulou and M. Papadrakakis, "Time History Seismic Analysis," in *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Berlin, Springer Berlin Heidelberg, 2015, pp. 3751-3767.
- [55] M. J. N. Priestley, "Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings," *Journal of Earthquake Engineering* 1(1), pp. 157-92, 1997.
- [56] M. Betti, L. Galano and A. Vignoli, "Time-History Seismic Analysis of Masonry Buildings: A Comparison between Two Non-Linear Modelling Approaches," *Buildings* 5, pp. 597-621, 2015.

- [57] M. J. N. Priestley, "Seismic behaviour of unreinforced masonry walls," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 18(2), p. 191–205, 1985.
- [58] K. Doherty, "An investigation if the weak links in the seismic load path of unreinforced masonry buildings," University of Adelaide, Adelaide, 2000.
- [59] M. Tomažević, "Seismic resistance verification of masonry buildings: Following the new trends," in *In Seismic design methodologies for the next generation of codes*, Rotterdam, 1997.
- [60] A. Menon and G. Magenes, "Out-of-plane seismic response of unreinforced masonry: Definition of seismic input," IUSS Press / European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic, Pavia, 2008.
- [61] A. Brignola, S. Pampanin and S. Podestà, "Evaluation and control of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings," *BULLETIN OF THE NEW ZEALAND SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING* 42(3), pp. 204-221, 2009.
- [62] M. Mirra, G. Ravenshorst and J.-W. van de Kuilen, "Experimental and analytical evaluation of the in-plane behaviour of as-built and strengthened traditional wooden floors," *Engineering Structures* 211, p. 110432, 2020.
- [63] I. Giongo, D. Dizhur, R. Tomasi and J. M. Ingham, "Field Testing of Flexible Timber Diaphragms in an Existing Vintage URM Building," *Journal of Structural Engineering*, 2015.
- [64] A. Wilson, P. J. Quenneville and J. M. Ingham, "In-plane orthotropic behavior of timber floor diaphragms in unreinforced masonry buildings," *Journal of Structural Engineering* 140(1), 2014.
- [65] M. C. Griffith, G. Magenes, G. Melis and L. Picchi, "Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation," *Journal of Earthquake Engineering* 7, pp. 141-169, 2003.

- [66] H. Derakhshan, M. C. Griffith and J. M. Ingham, "Out-of-Plane Behavior of One-Way Spanning Unreinforced Masonry Walls," *Journal of Engineering Mechanics* 139(4), pp. 409-417, 2013a.
- [67] H. Derakhshan, M. C. Griffith and J. M. Ingham, "Airbag testing of multi-leaf unreinforced masonry walls subjected to one-way," *Engineering Structures* 57, p. 512–522, 2013b.
- [68] ASTM E72-15, "Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction," ASTM International, West Conshohocken, 2015.
- [69] A. Ghobarah and G. K. El Mandooh, " Out-of-plane strengthening of unreinforced masonry walls with openings," *J Compos Constr* 8(4), p. 298–305, 2004.
- [70] S. A. Hamoush, M. W. McGinley, P. Mlakar, D. Scott and K. Murray, "Out-of-plane strengthening of masonry walls with reinforced composites," *J Compos Constr* 5(3), p. 139–45, 2001.
- [71] R. C. Henderson, K. E. Fricke, W. D. Jones, J. E. Beavers and R. M. Bennett, "Summary of a large- and small-scale unreinforced masonry infill test program," *J Struct Eng* 129(12), pp. 1667-75, 2001.
- [72] Y. Korany and R. Drysdale, "Rehabilitation of masonry walls using unobtrusive FRP techniques for enhanced out-of-plane seismic resistance," *J Compos Constr* 10(3), pp. 213-22, 2006.
- [73] H. Derakhshan, D. Y. Dizhur, M. C. Griffith and J. M. Ingham, "Seismic assessment of out-of-plane loaded unreinforced masonry walls in multi-storey buildings," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 47(2), pp. 119-138, 2014.
- [74] H. Derakhshan, M. C. Griffith and M. J. Ingham, "Out-of-plane seismic response of vertically spanning URM walls connected to flexible diaphragms," *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 45, p. 563–580, 2016.

- [75] T. M. Ferreira, A. A. Costa, R. Vicente and H. Varum, "A simplified four-branch model for the analytical study of the out-of-plane performance of regular stone URM walls," *Engineering Structures* 83, p. 140–153, 2015.
- [76] T. Ferreira, A. Costa, A. Arêde, A. Gomes and A. Costa, "Experimental characterization of the out-of-plane performance of regular stone masonry walls, including test setups and axial load influence," *Bull Earthquake Eng* 13, pp. 2667–2692, DOI 10.1007/s10518-015-9742-1, 2015.
- [77] S. Lagomarsino and S. Cattari, "PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures," *Bulletin of Earthquake Engineering* 13, pp. 13-47, 2015.
- [78] G. W. Housner, "The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes," *Bulletin of the Seismological Society of America* 53(2), pp. 403-417, 1963.
- [79] C. S. Yim, A. K. Chopra and J. Penzien, "Rocking response of rigid blocks to earthquakes," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 8(6), pp. 565-587, 1980.
- [80] D. Kalliontzis, S. Sritharan and A. Schultz, "Improved coefficient of restitution estimation for free rocking members," *Journal of Structural Engineering* 142, pp. 1-7, 2016.
- [81] M. A. ElGawady, M. Quincy, J. W. Butterworth and J. Ingham, "Effects of interface material on the performance of free rocking blocks," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40, pp. 375-392, 2011.
- [82] F. Peña, F. Prieto, P. B. Lourenço, A. Campos Costa and J. V. Lemos, "On the dynamics of rocking motion of single rigid-block structures," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 36 (15), pp. 2383-2399, 2007.
- [83] M. F. Vassiliou, R. E. Truniger and B. Stojadinović, "An analytical model of a deformable cantilever structure rocking on a rigid surface: development and

- verification," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 44(13), pp. 2775-2794, 2015.
- [84] T. Ther and L. P. Kollár, "Refinement of Housner's model on rocking blocks," *Bulletin of Earthquake Engineering* 15(5), pp. 2305-2319, 2017.
- [85] C. E. Wittich and T. C. Hutchinson, "Shake table tests of stiff, unattached, asymmetric structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 44, pp. 2425-2443, 2015.
- [86] M. Aslam, D. T. Scalise and W. G. Godden, "Earthquake rocking response of rigid bodies," *Journal of the Structural Division* 106(2), pp. 377-392, 1980.
- [87] B. J. Zhang and N. Makris, "Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses," *Journal of Engineering Mechanics* 127(5), pp. 473-483, 2001.
- [88] P. D. Spanos and A. S. Koh, "Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking," *Journal of Engineering Mechanics* 110(11), pp. 1627-1642, 1984.
- [89] S. J. Hogan, "On the dynamics of rigid-block motion under harmonic forcing," *Proceedings of The Royal Society A* 425, pp. 441-476, 1989.
- [90] S. J. Hogan, "The many steady state responses of a rigid block under harmonic forcing," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 19, pp. 1057-1071, 1990.
- [91] W. K. Tso and C. M. Wong, "Steady state rocking response of rigid blocks. Part 1: Analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 18(1), p. 89-106, 1989a.
- [92] W. K. Tso and C. M. Wong, "Steady state rocking response of rigid blocks. Part 2: Experiment," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 18(1), p. 107-120, 1989b.

- [93] C. S. Yim and H. Lin, "Nonlinear impact and chaotic response of slender rocking objects," *Journal of Engineering Mechanics* 117(9), pp. 2079-2100, 1991.
- [94] H. W. Shenton and N. P. Jones, "Base excitation of rigid bodies, II: Periodic slide-rock response," *Journal of Engineering Mechanics* 117(10), pp. 2307-2328, 1991b.
- [95] S. Lenci and G. Rega, "A dynamical systems approach to the overturning of rocking blocks," *Chaos, Solitons and Fractals* 28, pp. 527-542, 2006.
- [96] M. J. DeJong, "Amplification of rocking due to horizontal ground motion," *Earthquake Spectra* 28(4), pp. 1405-1421, 2012.
- [97] H. W. Shenton, "Criteria for initiation of slide, rock, and slide rock rigid-body modes," *Journal of Engineering Mechanics* 122(7), pp. 690-693, 1996.
- [98] P. R. Lipscombe and S. Pellegrino, "Free rocking of prismatic blocks," *Journal of Engineering Mechanics* 119(7), pp. 1387-1410, 1993.
- [99] H. W. Shenton and N. P. Jones, "Base excitation of rigid bodies, I: Formulation," *Journal of Engineering Mechanics* 117(10), pp. 2286-2306, 1991a.
- [100] A. Pompei, A. Scalia and M. A. Sumbatyan, "Dynamics of rigid blocks due to horizontal ground motion," *Journal of Engineering Mechanics* 124(7), pp. 713-717, 1998.
- [101] G. Augusti and A. Sinopoli, "Modelling the dynamics of large block structures," *Meccanica* 27, pp. 195-211, 1992.
- [102] A. Scalia and M. A. Sumbayatan, "Slide rotation of rigid bodies subjected to a horizontal," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25, pp. 1139-1149, 1996.
- [103] D. Zulli, A. Contento and A. Di Egidio, "3D model of rigid block with a rectangular base subject to pulse-type excitation," *International Journal of Non-Linear Mechanics* 47, pp. 679-687, 2012.

- [104] M. D. Purvance, A. Anooshehpour and J. N. Brune, "Freestanding block overturning fragilities: Numerical simulation and experimental validation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 37(5), pp. 791-808, 2008.
- [105] B. Shi, A. Anooshehpour, Y. Zeng and J. N. Brune, "Rocking and overturning of precariously balanced rocks by earthquakes," *Bulletin of the Seismological Society of America* 86(5), pp. 1364-1371, 1996.
- [106] S. Acikgoz and M. J. DeJong, "The interaction of elasticity and rocking in flexible structures allowed to uplift," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 41(15), pp. 2177-2194, 2012.
- [107] M. F. Vassiliou, R. Truniger and B. Stojadinovic, "An analytical model of a deformable cantilever structure rocking on a rigid surface: development and verification," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 44(15), p. 2775 - 2794, 2015.
- [108] S. Acikgoz, Q. Ma, A. Palermo and M. J. DeJong, "Experimental identification of the dynamic characteristics of a flexible rocking structure," *Journal of Earthquake Engineering* 00, pp. 1-23, 2016.
- [109] M. N. Chatzis and A. W. Smyth, "Robust modeling of the rocking problem," *Journal of Engineering Mechanics* 138(3), p. 247 - 262, 2011.
- [110] C. E. Wittich and T. C. Hutchinson, "Rocking bodies with arbitrary interface defects: Analytical development and experimental verification," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 47(1), pp. 69-85, 2018.
- [111] E. G. Dimitrakopoulos and M. J. DeJong, "Seismic overturning of rocking structures with external viscous dampers," in *Computational Methods in Earthquake Engineering*, vol. 2, Springer, 2013, pp. 243-258.
- [112] N. Makris and M. F. Vassiliou, "Dynamics of the rocking frame with vertical restrainers," *Journal of Structural Engineering* 141(10), p. 04014245, 2014.

- [113] N. Makris and D. Konstantinidis, "The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32, pp. 265-289, 2003.
- [114] G. Gazetas, "4th Ishihara lecture: Soil–foundation–structure systems beyond conventional seismic failure thresholds," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 68, pp. 23-39, 2015.
- [115] P. E. Mergos and K. Kawashima, "Rocking isolation of a typical bridge pier on spread foundation," *Journal of Earthquake Engineering* 9(2), pp. 395-414, 2005.
- [116] I. Anastasopoulos, R. Kourkoulis, F. Gelagoti and E. Papadopoulos, "Rocking response of SDOF systems on shallow improved sand: An experimental study," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 40, pp. 15-33, 2012.
- [117] F. Gelagoti, R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos and G. Gazetas, "Rocking isolation of low-rise frame structures founded on isolated footings," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41, pp. 1177-1197, 2012.
- [118] R. Kourkoulis, F. Gelagoti and F. Anastasopoulos, "Rocking Isolation of Frames on Isolated Footings: Design Insights and Limitations," *Journal of Earthquake Engineering* 16(3), pp. 374-400, 2012.
- [119] D. Marriott, S. Pampanin and A. Palermo, "Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 38, pp. 331-354, 2009.
- [120] P. Sideris, M. Anagnostopoulou, A. Aref and A. Filiatrault, "Seismic performance of precast segmental bridges," in *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders*, Toronto, 2010.
- [121] J. B. Mander and C. T. Cheng, "Seismic Resistance of Bridge Piers Based on Damage Avoidance Design," National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, 1997.

- . Agalianos, . Psychari, M. F. Vassiliou, . Stojadinovic and . Anastasopoulos,
 [122] "Comparative Assessment of Two Rocking Isolation Techniques for a Motorway Overpass Bridge," *Frontiers in Built Environment*, pp. 3-47, 2017.
- Q. Jiang, H. Wang, Y. Feng, X. Chong, X. Wang and Y. Zhu, "Experimental and
 [123] numerical studies of a controlled rocking steel frame with buckling-restrained columns," *Structures* 24, pp. 690-704, 2020.
- F. C. Blebo and D. A. Roke, "Seismic-resistant self-centering rocking core
 [124] system," *Engineering Structures* 101, pp. 193-204, 2015.
- Z. Qu, A. Wada, S. Motoyui, H. Sakata and S. Kishiki, "Pin-supported walls for
 [125] enhancing the seismic performance of building structures," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41, pp. 2075-2091, 2012.
- B. Qu, F. Sanchez-Zamora and M. Pollino, "Mitigation of inter-story drift
 [126] concentration in multi-story steel Concentrically Braced Frames through implementation of Rocking Cores," *Engineering Structures* 70, pp. 208-217, 2014.
- R. H. Allen, I. J. Oppenheim, A. R. Parker and J. Bielak, "On the dynamic
 [127] response of rigid body assemblies," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 14, pp. 861-876, 1986.
- A. N. Kounadis and G. J. Papadopoulos, "On the rocking instability of a three-
 [128] rigid block system under ground excitation," *Archive of Applied Mechanics* 86, pp. 957-977, 2016.
- A. N. Kounadis, "On the rocking complex response of ancient multispondyle
 [129] columns: a genius and challenging structural system requiring reliable solution," *Meccanica* 50, p. 261–292, 2015.
- M. J. DeJong, "Seismic response of stone masonry spires: Analytical modeling,"
 [130] *Engineering Structures* 40, p. 556–565, 2012.

- [131] M. J. DeJong and C. Vibert, "Seismic response of stone masonry spires: Computational and experimental modeling," *Engineering Structures*, 40, pp. 566-574, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.001>, 2012.
- [132] S. Degli Abbati and S. Lagomarsino, "Out-of-plane static and dynamic response of masonry panels," *Engineering Structures* 150, pp. 803-820, 2017.
- [133] A. A. Costa, A. Arede, A. Penna and A. Costa, "Free rocking response of a regular stone masonry wall with equivalent block approach: experimental and analytical evaluation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, p. 2297 – 2319, 2013.
- [134] L. Sorrentino, O. AlShawa and L. D. Decanini, "The relevance of energy damping in unreinforced masonry rocking mechanisms. Experimental and analytic investigations," *Bulletin of Earthquake Engineering* 9, p. 1617–1642, 2011.
- [135] O. Al Shawa, G. de Felice, A. Mauro and L. Sorrentino, "Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 949-968, 2012.
- [136] A. A. Costa, A. Arêde, A. C. Costa, A. Penna and A. Costa, "Out-of-plane behaviour of a full scale stone masonry façade. Part 1: specimen and ground motion selection," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, p. 2081 – 2095, 2013a.
- [137] P. X. Candeias, A. C. Costa, N. Mendes, A. A. Costa and P. B. Lourenço, "Experimental assessment of the out-of-plane performance of masonry buildings through shaking table tests," *International Journal of Architectural Heritage* 11, pp. 31-58, 2017.
- [138] L. Sorrentino, R. Masiani and M. C. Griffith, "The vertical spanning strip wall as a coupled rocking rigid body assembly," *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 29, No. 4, pp. 433-453, 2008.

- [139] C. Baggio and R. Masiani, "Dynamic behaviour of historical masonry," in *Proc. of the 9th International Brick/Block Masonry Conference*, Berlin, 1991.
- [140] M. Wilhelm, N. Mojsilović and A. Dazio, "Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry walls," in *Proceedings of the 10th North American Masonry Conference*, Boulder, 2007.
- [141] M. C. Griffith, N. T. K. Lam, J. L. Wilson and K. T. Doherty, "Experimental investigation of URM walls in flexure," *Journal of Structural Engineering* 130(3), pp. 423-432, 2004.
- [142] C. S. Meisl, K. J. Elwood, D. W. Mattman and C. E. Ventura, "Out-of-plane seismic performance of unreinforced clay brick masonry walls," in *Proc. of 8th U.S. National Conf. on Earthquake Engineering*, San Francisco, 2006.
- [143] C. S. Meisl, K. J. Elwood and C. E. Ventura, "Shake table tests on the out-of-plane response of unreinforced masonry walls," *Canadian Journal of Civil Engineering* 34(11), pp. 1381-1392, 2007.
- [144] NBCC, National Building Code of Canada, Ottawa: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, 2005.
- [145] Ž. Nikolić, L. Krstevska, P. Marović and H. Smoljanović, "Experimental investigation of seismic behaviour of the ancient Protiron monument model," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 48(6), pp. 573-593, 2019.
- [146] G. De Matteis and F. M. Mazzolani, "The Fossanova Church: Seismic Vulnerability Assessment by Numeric and Physical Testing," *International Journal of Architectural Heritage* 4:3, pp. 222-245, 2010.
- [147] A. Mauro, G. de Felice and M. J. DeJong, "The relative dynamic resilience of masonry collapse mechanisms," *Engineering Structures* 85, pp. 182-194, 2015.
- [148] C. Papantonopoulos, I. N. Psycharis, D. Y. Papastamatiou, J. V. Lemos and H. P. Mouzakis, "Numerical prediction of the earthquake response of classical columns

- using the distinct element method," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, pp. 1699-1717, 2002.
- [149] I. N. Psycharis, J. V. Lemos, D. Y. Papastamatiou, C. Zambas and C. Papantonopoulos, "Numerical study of the seismic behaviour of a part of the Parthenon Pronaos," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32, pp. 2063-2084, 2003.
- [150] O. AlShawa, L. Sorrentino and D. Liberatore, "Simulation Of Shake Table Tests on Out-of-Plane Masonry Buildings. Part (II): Combined Finite-Discrete Elements," *International Journal of Architectural Heritage* 11, pp. 79-93, 2017.
- [151] M. Gams, A. Anžlin and M. Kramar, "Simulation of Shake Table Tests on Out-of-Plane Masonry Buildings. Part (III): Two-Step FEM Approach," *International Journal of Architectural Heritage* 11, pp. 94-102, 2017.
- [152] C. Chácará, N. Mendes and P. B. Lourenço, "Simulation of Shake Table Tests on Out-of-Plane Masonry Buildings. Part (IV): Macro and Micro FEM Based Approaches," *International Journal of Architectural Heritage* 11, pp. 103-116, 2017.
- [153] J. V. Lemos and A. C. Costa, "Simulation of Shake Table Tests on Out-of-Plane Masonry Buildings. Part (V): Discrete Element Approach," *International Journal of Architectural Heritage* 11, pp. 117-124, 2017.
- [154] F. Cannizzaro and P. B. Lourenço, "Simulation of Shake Table Tests on Out-of-Plane Masonry Buildings. Part (VI): Discrete Element Approach," *International Journal of Architectural Heritage* 11, pp. 125-142, 2017.
- [155] B. Ghiassi and G. Milani, Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures, Duxford: Woodhead Publishing. Elsevier, 2019.
- [156] Ł. Drobiec and R. Jasiński, "Procedia Engineering 193," *Adoption of the Willam-Warnke failure criterion for describing behavior of Ca-Si hollow blocks*, pp. 470-477, 2017.

- [157] EN 1996-1-1, "Eurocode 6: Design of Masonry Structures, Part 1-1: A General Rules and for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures," European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 2005.
- [158] Ł. Drobiec, R. Jasiński and A. Piekarczyk, Konstrukcje murowe według EC6 i norm związanych. Tom 2, Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2014.
- [159] EN 1998-1, "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General," European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 2004.
- [160] EN 1998-3, "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3: Assessment," European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 2005.
- [161] S. Lu, K. Beyer, V. Bosiljkov, C. Butenweg, D. D'Ayala, H. Degee, M. Gams, J. Klouda, S. Lagomarsino, A. Penna, N. Mojsilovic, F. da Porto, L. Sorrentino and E. Vintzileou, "Next generation of Eurocode 8, masonry chapter," in *Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges – Modena, da Porto & Valluzzi (Eds)*, London, 2016.
- [162] CSA-S304.1-14, "Design of masonry structures," Canadian Standard Association, Mississauga, 2019.
- [163] AS 3700, "Masonry structures," Standards Association of Australia, Homebush, 2011.
- [164] S. J. Lawrence and R. J. Marshall, "Virtual work design method for masonry panels under lateral load," in *In Proceedings of 12th International Brick/Block Masonry Conference*, Madrid, 2000.
- [165] NZ Building Act, "Building Act 2004," Ministry of Business, Innovation, and Employment, 2004.
- [166] MBIE, "The Seismic Assessment of Existing Buildings: Assessment Objectives and Principles," Ministry of Business, Innovation and Employment, 2017a.

[167] MBIE non-EPB, "Unreinforced Masonry Buildings," Ministry of Business, Innovation and Employment, 2017c8.

[168] MBIE, "The Seismic Assessment of Existing Buildings: Initial Seismic Assessment," Ministry of Business, Innovation and Employment, 2017b.

[169] MBIE EPB, "General Issues," Ministry of Business, Innovation and Employment, 2017c1.

[170] MBIE EPB, "Assessment Procedures and Analysis Techniques," Ministry of Business, Innovation and Employment, 2017c2.

[171] C. R. Willis, M. C. Griffith and S. J. Lawrence, " Horizontal bending of unreinforced clay brick masonry walls," *Masonry International* 17(3), pp. 109-121, 2004.

[172] M. C. Griffith, J. Vaculik, N. T. K. Lam, J. Wilson and E. Lumantarna, "Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36(6), pp. 801-821, 2007.

[173] J. Vaculik, "Unreinforced masonry walls subjected to out-of-plane seismic actions," University of Adelaide, School of Civil, Environmental & Mining Engineering , Adelaide, 2012.

[174] NZS 1170:5, "Structural design actions, Part 5: Earthquake actions - New Zealand," Standards New Zealand, Wellington, 2004.

[175] ASCE/SEI 41-13, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2013.

[176] Secretary of Interior, "Standards for the treatment of historic properties with guidelines for preserving, rehabilitating, restoring, and reconstructing historic buildings,," National Park Service, Washington, DC, 1995.

- [177] CBSC, "California historic building code," California Building Standards Commission, Sacramento, CA, 2010.
- [178] ABK Joint Venture, "Topical report 08, methodology for mitigation of seismic hazards in existing unreinforced masonry buildings: The methodology," National Science Foundation, Washington, DC, 1984.
- [179] I. Sharif, C. Meisl and K. J. Elwood, " Assessment of ASCE 41 height to thickness ratio limits for URM walls," *Earthquake Spectra* 23(4), p. 893 – 908, 2007.
- [180] H. Derakhshan, " Seismic assessment of out-of-plane loaded unreinforced masonry walls," University of Auckland, Auckland, 2011.
- [181] L. Sorrentino, S. Kunnath, G. Monti and G. Scalora, "Seismically induced one-sided rocking response of unreinforced masonry façades," *Engineering Structures* 30 (8), p. 2140 – 2153, 2008.
- [182] O. Penner and K. J. Elwood, "Effect of diaphragm flexibility on seismic vulnerability of out-of-plane unreinforced masonry walls subjected to ground motions from the 2010 Darfield Earthquake," in *9th Australasian Masonry Conference*, Queenstown, 2011.
- [183] Circolare n. 7, "Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018," Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Roma, 2019.
- [184] DPCM 2011, "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni, G.U. n. 47," Presidente del Consiglio dei Ministri, Roma, 2011.
- [185] NTC 2008, "Decreto Ministero Infrastrutture 14 Gennaio 2008. Nuove Norme tecniche per le costruzioni G.U. n. 29 del 04/02/2008, suppl. ord. n. 30," Ministero Infrastrutture, 2008.

- [186] M. Vona, *Comportamento delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche. Pareti e orizzontamenti*, Potenza: Scuola di Ingegneria - Università di Basilicata, 2014.
- [187] G. Castori, M. Corradi, A. Borri and R. Sisti, "The Reticulatus method for shear strengthening of fair-faced masonry," *Bull Earthquake Eng* 14, p. 3547–3571, 2016.
- [188] J. Heyman, *The Stone Skeleton. Structural Engineering of Masonry Architecture*, Cambridge: Cambridge University Press, 1995.
- [189] C. Casapulla and L. U. Argiento, "The comparative role of friction in local out-of-plane mechanisms of masonry buildings. Pushover analysis and experimental investigation," *Engineering Structures*, no. 126, pp. 158-173, 2016.
- [190] M. Vinci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura* - III edizione, Dario Flaccovio Editore s.r.l., 2019.
- [191] Draft NPR 9998, "Practical Guideline, Assessment of structural safety of buildings in case of erection, reconstruction and disapproval - Basic rules for seismic actions: induced earthquakes," Royal Netherlands Standardization Institute, 2015.
- [192] Draft NPR 9998, "Assessment of structural safety of buildings in case of erection, reconstruction and disapproval - Induced earthquakes - Basis of design, actions and resistances," Royal Netherlands Standardization Institute, 2020.
- [193] Cultural Heritage Agency, "Heritage Act," Dutch Ministry of Education, Culture and Science, 2016.
- [194] J. Vaculik and M. C. Griffith, "Out-of-plane load-displacement model for two-way spanning masonry walls," *Engineering Structures* 141(6), pp. 328-343, 2007.
- [195] F. Messali, G. J. P. Ravenshorst, R. Esposito and J. G. Rots, "Large-scale testing program for the seismic characterization of Dutch masonry walls," in *Proceedings of 16th European Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, 2017.

- [196] M. Damiola, R. Esposito, F. Messali and J. G. Rots, "Quasi-static cyclic two-way out-of-plane bending tests and analytical models comparison for URM walls," in *Proceeding of the 10th International Masonry Conference*, Milan, 2018.
- [197] H. Derakhshan, W. Lucas, P. Visintin and M. C. Griffith, "Out-of-plane strength of existing two-way spanning solid and cavity unreinforced masonry walls," *Structures* 13(2), pp. 88-101, 2018.
- [198] F. Graziotti, U. Tomassetti, S. Sharma, L. Grottoli and G. Magenes, "Experimental response of URM single leaf and cavity walls in out-of-plane two-way bending generated by seismic excitation," *Construction and Building Materials* 195, pp. 650-670, 2019.
- [199] S. Sharma, U. Tomassetti and F. Graziotti, "Commentary Eucentre on Annex H of NPR 9998 (2018), v1," Eucentre, 2019.
- [200] R. Van der Pluijm, "Laterally Loaded Masonry Panels made with Thin Layer Mortar," Eindhoven University of Technology, Eindhoven, 2001.
- [201] M. C. Griffith and J. Vaculik, "Out-of-plane flexural strength of unreinforced clay brick masonry walls," *TMS Journal* 25(1), pp. 53-68, 2007.
- [202] J. Zessin, W. Lau and J. Ochsendorf, "Equilibrium of cracked masonry domes," *Engineering and Computational Mechanics* 163, pp. 135-145, doi: 10.1680/eacm.2010.163.3.135, 2010.
- [203] E. Vintzileou, "Three-Leaf Masonry in Compression, Before and After Grouting: A Review of Literature," *International Journal of Architectural Heritage* 5, p. 513–538, 2011.
- [204] B. Silva, M. Dalla Benetta, F. da Porto and M. R. Valluzzi, "Compression and Sonic Tests to Assess Effectiveness of Grout Injection on Three-Leaf Stone Masonry Walls," *International Journal of Architectural Heritage* 8:3, pp. 408-435, 2013.

- [205] A. Bras and F. M. A. Henriques, "Natural hydraulic lime based grouts – The selection of grout injection parameters for masonry consolidation," *Construction and Building Materials* 26, pp. 135-144, 2012.
- [206] J. Jasieńko, Ł. Bednarz, W. Misztal and K. Raszczuk, "Distribution of compression stress in historical three-leaf stone masonry walls after internal injection," in *Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges*, Padova, 2016.
- [207] E. E. Toumbakari, D. Van Gemert, T. P. Tassios and E. Vintzileou, "Experimental investigation and analytical modeling of the effect of injection grouts on the structural behaviour of three-leaf masonry walls," in *Structural Analysis of Historical Constructions*, Padua, 2004.
- [208] A. Kwiecień, T. Tatara, B. Zając and P. Pietrusiński, "Protection of architectural heritage in conservation practice by the use of flexible joints," in *10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, Leuven, 2016.
- [209] A. Kwiecień and B. Zając, "Naprawa pękniętych budynków murowanych metodą złącza podatnego," in *Awarie Budowlane. XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna*, Szczecin-Międzyzdroje, 2007.
- [210] A. Borri, M. Corradi and E. Speranzini, "Consolidation and reinforcement of stone walls using a reinforced repointing grid," in *Proceeding of the 6th international conference on structural analysis of historical constructions*, Bath, 2008.
- [211] A. Borri, M. Corradi, E. Speranzini and A. Giannantoni, "Rubble stone masonry strengthened using "reticolatus" system," *Conservation News* 26, pp. 147-158, 2009.
- [212] J. Jasieńko, D. Logoń and W. Misztal, "Trass-lime reinforced mortars in strengthening and reconstruction of historical masonry walls," *Construction and Building Materials* 102, p. 884–892, 2016.

- [213] L. F. Restrepo Velez, G. Magenes and M. C. Griffith, "Dry Stone Masonry Walls in Bending—Part I: Static Tests," *International Journal of Architectural Heritage* 8(1), pp. 1-28, 06 March 2012.
- [214] S. Fereshtenejad and J. J. Song, "Fundamental study on applicability of powder-based 3D printer for physical modeling in rock mechanics," *Rock Mechanics and Rock Engineering* 49(6), pp. 2065-2074, 2016.
- [215] M. Indirli, L. A. Kouris, S. Formisano, R. P. Borg and F. M. Mazzolani, "Seismic Damage Assessment of Unreinforced Masonry Structures After The Abruzzo 2009 Earthquake: The Case Study of the Historical Centers of L'Aquila and Castelvechio Subequo," *Journal of Architectural Heritage*, 7:5, pp. 536-578, 2013.
- [216] C. Modena, "Historic Building Performance in Earthquake: Damage on Buildings and Impact of Previous Interventions," NIKER, Padova, 2011.
- [217] M. Szyszka and J. Jasieńko, "Analiza zjawisk zachodzących w wielowarstwowych murach kamiennych - badania eksperymentalne i numeryczne," Politechnika Wrocławska, Wrocław, 2016.
- [218] D. Siwik and C. Miedziałowski, "Wpływ głębokiego posadowienia budynku na zabudowę sąsiednią," *Budownictwo i Inżynieria Środowiska* 4(1), pp. 61-68, 2013.
- [219] J. P. Rondelet, "Traité théorique et pratique de l'art de bâtir," Chez l'auteur, Paris, 1802.
- [220] A. Orduña and P. B. Lourenço, "Three-dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages. Part I: torsion failure on frictional interfaces and limit formulation.," *International Journal of Solids and Structures* 42, pp. 5140-5160, 2005.
- [221] N. Čeh, G. Jelenić and N. Bićanić, "Analysis of restitution in rocking of single rigid blocks," *Acta Mechanica* 229/11, pp. 4623-4642, 2018.

- [222] M. J. N. Priestley, R. J. Evison and A. J. and Carr, "Seismic response of structures free to rock on their foundations," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 11(3), pp. 141-150, 1978.
- [223] P. L. Várkonyi, M. Kocsis and T. Ther, "Rigid impacts of three-dimensional rocking structures," *Nonlinear Dynamics* 107, p. 1839–1858, 2022.
- [224] A. Sinopoli, "Kinematic approach in the impact problem of rigid bodies," *Applied Mechanics Reviews* 42(11), pp. 233-244, 1989.
- [225] M. J. DeJong, L. De Lorenzis, S. Adams and J. A. Ochsendorf, "Rocking stability of masonry arches in seismic regions," *Earthquake Spectra* 24(4), pp. 847-865, 2008.
- [226] N. Makris and Y. S. Roussos, "Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions," *Géotechnique* 50(3), pp. 243-262, 2000.
- [227] J. A. Bachmann, M. Strand, M. F. Vassiliou, M. Broccardo and B. Stojadinović, "Is rocking motion predictable?," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 47, pp. 535-552, 2018.
- [228] B. Kafle, N. T. K. Lam, E. F. Gad and J. Wilson, "Displacement controlled rocking behaviour of rigid objects," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 40(15), pp. 1653-1669, 2011.
- [229] E. Bakhtari and P. Gardoni, "Probabilistic seismic demand model and fragility estimates for rocking symmetric blocks," *Engineering Structures* 114, pp. 25-34, 2016.
- [230] L. Deng, B. L. Kutter and S. K. Kunnath, "Probabilistic seismic performance of rocking-foundation and hinging-column bridges," *Earthquake Spectra* 28(4), pp. 1423-1446, 2012.
- [231] B. A. Bradley, "Empirical correlations between peak ground velocity and spectrum-based intensity measures," *Earthquake Spectra* 28 (1), pp. 17-35, 2012.

- [232] E. G. Dimitrakopoulos and T. S. Paraskeva, "Dimensionless fragility curves for rocking response to near-fault excitations," *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS* 44(12), pp. 2015-2033, 2015.
- [233] A. I. Giouvanidis and E. G. Dimitrakopoulos, "Rocking amplification and strong-motion duration," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 47(10), p. 1–23, 2018.
- [234] I. E. Kavvadias, L. K. Vasiliadis and A. Elenas, "Seismic Response Parametric Study of Ancient Rocking Columns," *International Journal of Architectural Heritage* 8(18), pp. 791-804, 2017.
- [235] S. K. Sarma and B. J. Casey, "Duration of strong motion in earthquakes," in *Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake*, Moscow, 1990.
- [236] B. A. Bolt, "Duration of strong ground motion," in *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, 1973.
- [237] S. L. Kramer and R. A. Mitchell, "Ground motion intensity measures for liquefaction hazard evaluation," *Earthquake Spectra* 22(2), pp. 413-438, 2006.
- [238] S. L. Kramer, *Geotechnical earthquake engineering*, Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall, 1996.
- [239] A. Elenas, "Correlation between seismic acceleration parameters and overall structural damage indices of buildings," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20(1), pp. 93-100, 2000.
- [240] A. Arias, *A Measure of Earthquake Intensity*, Cambridge, MA: MIT Press, 1970.
- [241] C. A. Cornell, F. Jalayer, R. O. Hamburger and D. A. Foutch, "Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines," *Journal of Structural Engineering ASCE* 128(4), p. 526–33, 2002.

- [242] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, "Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information," *Earthquake Eng Struct Dyn.* 34(13), pp. 1573-1600, 2005.
- [243] N. Luco and C. A. Cornell, "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions," *Earthquake Spectra* 23(2), pp. 357-392, 2007.
- [244] A. K. Kazantzi and D. Vamvatsikos, "Intensity measure selection for vulnerability studies of building classes," *Earthquake Eng Struct Dyn.* 44(15), pp. 2677-2694, 2015.
- [245] J. E. Padgett, B. G. Nielson and R. DesRoches, "Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios," *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS* 37, p. 711–725, 2008.
- [246] D. M. Diez, C. D. Barr and M. Cetinkaya-Runde, OpenIntro Statistics, CreateSpace independent publishing platform, 2012.
- [247] M. Shinozuka, M. Q. Feng, L. J. and T. Naganuma, "Statistical analysis of fragility curves," *Journal of Engineering Mechanics* 126, p. 1224 – 1231, 2000.
- [248] D. Straub and A. Der Kiureghian, "Improved seismic fragility modeling from empirical data," *Structural Safety* 30, p. 320 – 336, 2008.
- [249] J. W. Baker and C. A. Cornell, "Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis, Report No. 150," John A. Blume Earthquake Engineering, Stanford, CA, 2005.
- [250] J. W. Baker, "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis," *Earthquake Spectra* 31(1), p. :579–99, 2015.

- [251] Baker Research Group, "Code supplement to "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis.", 2015. [Online]. Available: <http://purl.stanford.edu/sw589ts9300>.
- [252] C. Petrone, L. Di Sarno, G. Magliulo and E. Cosenza, "Numerical modelling and fragility assessment of typical freestanding building contents," *Bull Earthquake Eng.* 15(4), pp. 1609-1633, 2017.
- [253] J. Jasieńko, Ł. Bednarz, K. Raszczuk, W. Misztal and D. Wójcik, *Lecture: Strengthening of historical constructions*, Mostar: Seminary: Conference of Balkan Universities - Protection of Cultural Heritage, 2021.
- [254] M. Szpyt and A. Kadłuczka, "The use of 3D computer graphics to preserve, reproduce and obtain information relating to a historically valuable object," *Technical Transactions* 116/8, pp. 65-69, 2019.
- [255] J. Jasieńko, L. Engel and A. Kondolewicz, "Problemy konstrukcyjno-konserwatorskie w stabilizacji i ekspozycji ruin obiektów kamiennych na przykładzie Zamku „Lenno” we Wleniu," *Wiadomości Konserwatorskie* 26, pp. 166-76, 2009.
- [256] G. Croci, "General methodology for the structural restoration of historic buildings: the cases of the Tower of Pisa and the Basilica of Assisi," *Journal of Cultural Heritage* 1, pp. 7-18, 2000.
- [257] A. Di Tommaso, F. Focacci and F. Micelli, "Strengthening Historical Masonry with FRP or FRCM: Trends in Design Approach," *Key Engineering Materials* 747, pp. 166-173, 2017.
- [258] J. Jasieńko, T. Łodygowski and P. Rapp, *Naprawa, konserwacja i wzmacnianie wybranych, zabytkowych konstrukcji ceglanych*, Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006.

III ZAŁĄCZNIKI

A. METODY SZACOWANIA NOŚNOŚCI - ALGORYTMY

A.1. MODEL 1

Dla modelu 1 rozważana jest zarówno teoretyczna oraz eksperymentalna (efektywna) grubość muru.

Tab. A.1 MODEL 1 – parametry stałe

	ITA AS		ITA AP				NZ AP			NRG
	e^* [–]	a_0^* [$\frac{m}{s^2}$]	$0.4d_0^*$ [mm]	T_{SLV} [s]	$0.6d_0^*$ [mm]	T_{SLC} [s]	γ [–]	Δ_m [mm]	T_p [s]	-
t_{teo} = 40mm	1.00	2.42	8.0	0.39	12.0	0.55	1.35	12.0	0.29	-
t_{exp} = 36.24mm		2.19	7.2		10.9		1.37	10.9	0.29	-

Oznaczenie w powyższej tabeli:

ITA AS – parametry przy sprawdzaniu nośności według normy włoskiej, z zastosowaniem liniowej analizy kinematycznej, czyli analizy sił (AS);

ITA AP – parametry przy sprawdzaniu nośności według normy włoskiej, z zastosowaniem nieliniowej analizy kinematycznej, czyli analizy przemieszczeń (AP);

NZ AP – parametry przy sprawdzaniu nośności według normy nowozelandzkiej, z zastosowaniem nieliniowej analizy przemieszczeń (AP);

NRG – metoda energetyczna;

e^* – ułamek masy partycypującej w mechanizmie;

a_0^* – przyspieszenia spektralne aktywujące mechanizm (z uwzględnieniem współczynnika $FC=1.35$ – korekta braku uwzględnienia wytrzymałości muru);

$0.4d_0^*$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie spektralne punktu kontrolnego (tutaj środka ciężkości muru) w stanie zniszczenia ochrona ludzkiego życia (SLV); $d_0^* = t/2$;

$0.6d_0^*$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie spektralne punktu kontrolnego (tutaj środka ciężkości muru) w stanie zniszczenia ochrona przed zawaleniem budynku (SLC); $d_0^* = t/2$;

T_{SLV}, T_{SLC} – okres sieczny drgań muru przy wychyleniu o wartości odpowiednio $0.4d_0^*$ oraz $0.6d_0^*$;

$\gamma = \min [1.5/(1 + (\frac{t}{h})^2), 1.5]$ – ułamek partycypacji symetrycznego muru wspornikowego w kołysaniu;

$\Delta_m = 0.3t$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie muru mierzone w jego koronie;

$T_p = \sqrt{0.65h(1 + (\frac{t}{h})^2)}$ – okres sieczny muru dla wychylenia $0.8\Delta_m$; wielkości podstawiać w metrach.

W oparciu o powyższe parametry oraz wyznaczone wartości obciążeniowe, sprawdzana jest nośność muru. Wyniki są zebrane w poniższej tabeli. Oznaczenia, jak poniżej:

$a_d^* = a_g S/q$ – spektralne przyspieszenie obciążeniowe; gdzie a_g maksymalna wartość z przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi S_a ; S_a wyznaczone indywidualnie dla każdej z prób na stole wstrząsowym na podstawie impulsu obciążeniowego; $q = 2$ – współczynnik korekcyjny; S – współczynnik podłoża, tutaj 1 z racji pomiaru przyspieszenia wprost pod konstrukcją;

Δ_{SLV} – zapotrzebowanie na spektralne przemieszczenie muru pod wpływem obciążenia, wyznaczone dla okresu siecznego T_{SLV} . Wyznaczane z przecięcia krzywej ADRS (przyspieszeniowo-przemieszczeniowe spektrum odpowiedzi) i funkcji liniowej o nachyleniu $(\frac{2\pi}{T_{SLV}})^2$;

Δ_{SLC} – zapotrzebowanie na spektralne przemieszczenie muru pod wpływem obciążenia, wyznaczone dla okresu siecznego T_{SLC} . Wyznaczane z przecięcia krzywej ADRS (przyspieszeniowo-przemieszczeniowe spektrum odpowiedzi) i funkcji liniowej o nachyleniu $(\frac{2\pi}{T_{SLC}})^2$;

$D_{ph} = \gamma(\frac{T_p}{2\pi})^2 a_g$ – zapotrzebowanie na przemieszczenie muru pod wpływem obciążenia, wyznaczone dla okresu T_p . Oznaczenia jak uprzednio. Wartość eksperymentalna i są sobie równe z racji skrócenia członów z grubością t ;

PGV – maksymalna prędkość podłoża (otrzymywana z całkowania impulsów obciążających);

$$U/A_c = \frac{8}{3} \frac{PGV^2}{gt} = \frac{4}{3} \frac{PGV^2}{gR \sin \alpha} - \text{stosunek energii kinetycznej układu (U) do energii}$$

reprezentującej nośność układu (A_c); gdzie: $U = \frac{J}{2} \dot{\theta}^2 = \frac{\frac{4}{3} m R^2}{2} \left(\frac{PGV}{R} \right)^2 = \frac{2}{3} m PGV^2$;

$A_c = mgt/4$ – pole powierzchni pod krzywą siła-przemieszczenie.

Tab. A.2 MODEL 1 – sprawdzenie nośności

Impuls	Mur	ITA AS		ITA AP				NZ AP		NRG	
		a_d^* $\frac{m}{s^2}$	$\frac{a_d^*}{a_0^*}$	Δ_{SLV} [mm]	$\frac{\Delta_{SLV}}{0.4d_0^*}$	Δ_{SLC} [mm]	$\frac{\Delta_{SLC}}{0.6d_0^*}$	D_{ph} [mm]	%NB S	$\frac{PGV}{s}$ [mm/s]	$\frac{U}{A_c}$
A1(1)	t_{teo}	4.94	2.04	14.2	1.78	19.0	1.58	29.3	40.9	268	0.49
	t_{exp}		2.25								
A1(2)	t_{teo}	4.91	2.03	14.3	1.79	19.1	1.59	29.1	41.3	269	0.49
	t_{exp}		2.24								
A1(3)	t_{teo}	4.76	1.97	14.6	1.83	20.1	1.68	28.2	42.5	278	0.52
	t_{exp}		2.17								
A1(4)	t_{teo}	5.06	2.09	22.3	2.79	17.9	1.49	30.0	40.0	253	0.43
	t_{exp}		2.30								
B1(1)	t_{teo}	16.6	6.85	32.1	4.01	39.4	3.28	98.4	12.2	634	2.73
	t_{exp}	0	7.56								
B1(2)	t_{teo}	15.9	6.57	31.2	3.90	38.6	3.22	94.3	12.7	617	2.59
	t_{exp}	1	7.25								
B1(3)	t_{teo}	15.5	6.40	31.1	3.89	38.3	3.19	91.9	13.1	614	2.56
	t_{exp}	0	7.06								
B1(4)	t_{teo}	16.7	6.90	31.4	3.93	38.4	3.20	99.0	12.1	623	2.64
	t_{exp}	1	7.61								
C1(1)	t_{teo}	14.6	6.03	26.0	3.25	31.7	2.64	86.5	13.9	533	1.93
	t_{exp}	0	6.65								
C1(2)	t_{teo}	14.2	5.89	25.7	3.21	30.9	2.58	84.6	14.2	521	1.84
	t_{exp}	7	6.50								
C1(3)	t_{teo}	15.2	6.29	25.2	3.15	30.1	2.51	90.3	13.3	517	1.81
	t_{exp}	4	6.94								

C1(4)	t_{teo}	14.9	6.16	25.5	3.19	30.5	2.54	88.4	13.6	521	1.84
	t_{exp}	1	6.79		3.52		2.81		12.3		2.03
D1(1)	t_{teo}	5.47	2.26	23.0	2.88	26.5	2.21	32.4	37.0	360	0.88
	t_{exp}		2.49		3.17		2.44		33.6		0.97
D1(2)	t_{teo}	5.32	2.20	26.0	3.25	27.1	2.26	31.6	38.0	368	0.93
	t_{exp}		2.43		3.59		2.49		34.5		1.02
D1(3)	t_{teo}	5.50	2.27	27.9	3.49	26.1	2.18	32.6	36.8	357	0.87
	t_{exp}		2.51		3.85		2.40		33.3		0.96
D1(4)	t_{teo}	4.73	1.95	20.5	2.56	29.7	2.48	28.0	42.8	399	1.08
	t_{exp}		2.16		2.83		2.73		38.8		1.2
E1(1)	t_{teo}	15.0	6.22	30.2	3.78	37.3	3.11	89.3	13.4	597	2.42
	t_{exp}	7	6.87		4.17		3.43		12.2		2.67
E1(2)	t_{teo}	16.2	6.72	31.6	3.95	38.9	3.24	96.4	12.4	628	2.68
	t_{exp}	7	7.41		4.36		3.58		11.3		2.96
E1(3)	t_{teo}	15.9	6.58	30.9	3.86	38.0	3.17	94.5	12.7	614	2.56
	t_{exp}	4	7.26		4.26		3.50		11.5		2.82
E1(4)	t_{teo}	15.6	6.44	30.4	3.80	37.5	3.13	92.4	13.0	604	2.48
	t_{exp}	0	7.11		4.19		3.45		11.76		2.74
F1(1)	t_{teo}	16.0	6.64	36.0	4.50	46.0	3.83	95.3	12.59	662	2.98
	t_{exp}	8	7.33		4.97		4.23		11.40		3.29
F1(2)	t_{teo}	16.2	6.72	35.8	4.48	45.6	3.80	96.4	12.4	659	2.95
	t_{exp}	7	7.41		4.94		4.19		11.3		3.26
F1(3)	t_{teo}	16.6	6.86	35.6	4.45	45.1	3.76	98.5	12.2	659	2.95
	t_{exp}	3	7.58		4.91		4.15		11.0		3.26
F1(4)	t_{teo}	16.4	6.77	35.5	4.44	45.2	3.77	97.2	12.3	658	2.94
	t_{exp}	0	7.47		4.90		4.16		11.2		3.25

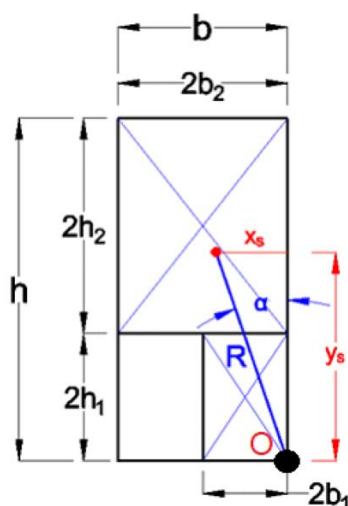
A.2. MODEL 2

Dla modelu 2 rozważana jest jedynie eksperymentalna (efektywna) grubość muru.

Tab. A.3 MODEL 2 – parametry stałe

	ITA AS		ITA AP				NZ AP			NRG
	e^* [–]	a_0^* [$\frac{m}{s^2}$]	$0.4d_0^*$ [mm]	T_{SLV} [s]	$0.6d_0^*$ [mm]	T_{SLC} [s]	γ [–]	Δ_m [mm]	T_p [s]	-
$tg\alpha_{exp} = 0.209$	0.92	1.65	7.4	0.46	11.1	0.64	1.40	9.5	0.32	-

Gdzie dla geometrii przedstawionej na rysunku poszczególne parametry ulegają zmianie w stosunku do Tab. A.1:



Rys. A.1 Model 2 oraz 5 - geometria

$0.4d_0^*$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie spektralne punktu kontrolnego (tutaj środka ciężkości muru) w stanie zniszczenia ochrona ludzkiego życia (SLV); $d_0^* = 1.083 \cdot x_s$ i $x_s = y_s \cdot tg\alpha_{exp}$;

$0.6d_0^*$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie spektralne punktu kontrolnego (tutaj środka ciężkości muru) w stanie zniszczenia ochrona przed zawaleniem budynku (SLC);

$\gamma = \min \left[\frac{(m_1 + m_2) y_s}{J} h_{control}, 1.5 \right]$ – ułamek partycypacji asymetrycznego muru wspornikowego w kołysaniu; m_1, m_2 – odpowiednio masa dolnego oraz górnego prostokąta na Rys. A.1, $h_{control} = 2h_1 + 2h_2$ – całkowita wysokość muru nieregularnego; J – masowy moment bezwładności muru nieregularnego względem punktu obrotu O (Rys. A.1).

$\Delta_m = 0.3h \cdot \frac{x_s}{y_s}$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie muru mierzone w jego koronie;

$$T_p = 3.1 \sqrt{\frac{J}{g(m_1+m_2)y_s}} - \text{okres sieczny muru dla wychylenia } 0.8\Delta_m.$$

Wyniki dla modelu 2 są zebrane w Tab. A.4. Przy czym stosunek U/A_c , przyjmuje postać:

$$U/A_c = \frac{J}{(m_1+m_2)} \frac{PGV^2}{gR^3 \sin \alpha_{exp}} - \text{stosunek energii kinetycznej układu (U) do energii}$$

reprezentującej nośność układu (A_c); gdzie: $U = \frac{1}{2} \dot{\theta}^2$; $A_c = mgx_s/2$ – pole powierzchni pod krzywą siła-przemieszczenie. R – wyznaczone z doświadczalnej wartości x_s : $x_s = y_s \cdot tg \alpha_{exp}$

Tab. A.4 MODEL 2 – sprawdzenie nośności

Impuls	ITA AS		ITA AP				NZ AP		NRG	
	a_d^* $\frac{m}{s^2}$	$\frac{a_d^*}{a_0^*}$	Δ_{SLV} [mm]	$\frac{\Delta_{SLV}}{0.4d_0^*}$	Δ_{SLC} [mm]	$\frac{\Delta_{SLC}}{0.6d_0^*}$	D_{ph} [mm]	%NB S	$\frac{PGV}{\frac{mm}{s}}$	$\frac{U}{A_c}$
A2(1)	3.20	1.93	14.5	1.95	20.1	1.80	23.8	39.7	236	0.42
A2(2)	3.36	2.03	13.7	1.84	17.9	1.61	25.0	37.8	216	0.35
A2(3)	3.36	2.03	13.8	1.86	18.0	1.62	25.0	37.8	217	0.35
B2(1)	5.06	3.06	20.9	2.81	28.3	2.54	37.6	25.1	341	0.87
B2(2)	5.37	3.25	19.1	2.57	25.0	2.24	39.9	23.6	304	0.69
B2(3)	5.38	3.25	24.3	3.27	26.3	2.36	40.0	23.6	321	0.77
B2(4)	5.41	3.27	20.1	2.71	26.7	2.40	40.2	23.6	324	0.79
E2(1)	15.3 5	9.28	33.4	4.50	39.6	3.55	114. 1	8.3	593	2.63
E2(2)	15.2 6	9.22	32.9	4.43	39.0	3.50	113. 4	8.4	586	2.57
E2(3)	15.3 4	9.27	31.3	4.21	37.0	3.32	114. 0	8.3	560	2.35
E2(4)	15.2 9	9.24	32.9	4.43	39.1	3.51	104. 5	8.2	588	2.59

A.3. MODEL 3

Dla modelu 3 rozważana jest jedynie eksperymentalna (efektywna) grubość muru. Stosowane są te same zależności, które przedstawiono dla modelu 2. Zmienia ulegają kąt zniszczenia oraz geometria, które w dalszej kolejności wpływają na wartości poszczególnych parametrów.

Tab. A.5 MODEL 3 – parametry stałe

	ITA AS		ITA AP				NZ AP			NRG
	e^* [—]	a_0^* [$\frac{m}{s^2}$]	$0.4d_0^*$ [mm]	T_{SLV} [s]	$0.6d_0^*$ [mm]	T_{SLC} [s]	γ [—]	Δ_m [mm]	T_p [s]	-
$\alpha_{exp} = 0.270$	0.97	2.03	7.5	0.42	11.3	0.58	1.37	10.5	0.30	-

Tab. A.6 MODEL 3 – sprawdzenie nośności

Impul s	ITA AS		ITA AP				NZ AP		NRG	
	a_d^* [$\frac{m}{s^2}$]	$\frac{a_d^*}{a_0^*}$	Δ_{SLV} [mm]	$\frac{\Delta_{SLV}}{0.4d_0^*}$	Δ_{SLC} [mm]	$\frac{\Delta_{SLC}}{0.6d_0^*}$	D_{ph} [mm]	%NB S	$\frac{PGV}{\frac{mm}{s}}$	$\frac{U}{A_c}$
A3(1)	4.01	1.97	12.7	1.68	16.9	1.49	25.9	40.7	221	0.36
A3(2)	3.91	1.93	14.4	1.91	19.9	1.76	25.2	41.7	258	0.49
A3(3)	3.90	1.92	12.5	1.66	17.0	1.50	25.1	41.8	226	0.37
A3(4)	3.95	1.95	12.9	1.71	15.6	1.38	25.5	41.3	209	0.32
B3(1)	4.99	2.45	21.6	2.86	25.0	2.21	32.2	32.7	326	0.78
B3(2)	5.06	2.49	23.5	3.12	23.0	2.03	32.7	32.2	302	0.67
B3(3)	5.00	2.46	18.7	2.48	22.6	2.00	32.3	32.6	296	0.64
B3(4)	5.05	2.49	18.0	2.39	22.0	1.95	32.6	32.3	291	0.62
C3(1)	4.24	2.09	19.2	2.55	24.8	2.19	27.4	38.5	319	0.75
C3(2)	4.23	2.09	18.1	2.40	23.7	2.10	27.4	38.5	307	0.69
C3(3)	4.24	2.09	23.7	3.14	21.7	1.92	27.4	38.6	282	0.58
C3(4)	4.20	2.07	20.3	2.69	24.2	2.14	27.2	38.9	312	0.71
D3(1)	3.55	1.75	22.6	3.00	21.9	1.94	22.9	45.9	278	0.57
D3(2)	3.55	1.75	24.1	3.20	20.7	1.83	22.9	46.0	267	0.52
D3(3)	3.54	1.74	25.3	3.56	23.1	2.04	22.8	46.1	288	0.61
D3(4)	3.63	1.79	26.5	3.51	27.0	2.39	23.4	44.9	215	0.34

A.4. MODEL 4

Dla modelu 4 rozważana jest zarówno teoretyczna oraz eksperymentalna (efektywna) grubość muru. Wszystkie parametry wyznaczone jak dla modelu 1. Zmianie ulega grubość zastępcza muru t_{exp} ze względu na mniejszy kąt zniszczenia otrzymany w badaniach doświadczalnych.

Tab. A.7 MODEL 4 – parametry stałe

	ITA AS		ITA AP				NZ AP			NRG
	e^* [—]	a_0^* $[\frac{m}{s^2}]$	$0.4d_0^*$ [mm]	T_{SLV} [s]	$0.6d_0^*$ [mm]	T_{SLC} [s]	γ [—]	Δ_m [mm]	T_p [s]	-
t_{teo} = 40mm	1.00	2.42	8.0	0.39	12.0	0.55	1.35	12.0	0.29	-
t_{exp} = 34.32mm		2.08	6.9		10.3		1.39	10.3	0.29	-

Tab. A.8 MODEL 4 – sprawdzenie nośności

Impul s	Mur	ITA AS		ITA AP				NZ AP		NRG	
		a_d^* $[\frac{m}{s^2}]$	$\frac{a_d^*}{a_0^*}$	Δ_{SLV} [mm]	$\frac{\Delta_{SLV}}{0.4d_0^*}$	Δ_{SLC} [mm]	$\frac{\Delta_{SLC}}{0.6d_0^*}$	D_{ph} [mm]	%NB S	PGV $[\frac{mm}{s}]$	$\frac{U}{A_c}$
F4(1)	t_{teo}	16.5	6.85	36.6	4.58	46.3	3.86	98.3	12.2	689	3.22
	t_{exp}	9	7.98		5.33		4.50		10.5		3.76
F4(2)	t_{teo}	16.7	6.92	35.7	4.46	45.2	3.77	99.3	12.1	674	3.09
	t_{exp}	5	8.06		5.20		4.39		10.4		3.60
F4(3)	t_{teo}	16.7	6.93	36.0	4.50	45.6	3.80	99.5	12.1	665	3.01
	t_{exp}	8	8.07		5.24		4.43		10.4		3.51
F4(4)	t_{teo}	17.0	7.06	35.7	4.46	44.9	3.74	101.	11.8	675	3.09
	t_{exp}	9	8.23		5.20		4.36	3	10.2		3.61

A.5. MODEL 5

Dla modelu 5 rozważana jest jedynie eksperymentalna (efektywna) grubość muru. Wartości w poniższych dwóch tabelach, dla modelu 5, wyznaczono z zależności przedstawionych uprzednio dla modelu 2. W odpowiednich miejscach zmieniano wartość α_{exp} .

Tab. A.9 MODEL 5 – parametry stałe

	ITA AS		ITA AP				NZ AP			NRG
	e^* [–]	a_0^* [$\frac{m}{s^2}$]	$0.4d_0^*$ [mm]	T_{SLV} [s]	$0.6d_0^*$ [mm]	T_{SLC} [s]	γ [–]	Δ_m [mm]	T_p [s]	-
$tg\alpha_{exp} = 0.204$	0.92	1.61	7.2	0.46	10.8	0.64	1.40	9.2	0.32	-

Tab. A.10 MODEL 5 – sprawdzenie nośności

Impul s	ITA AS		ITA AP				NZ AP		NRG	
	a_d^* [$\frac{m}{s^2}$]	$\frac{a_d^*}{a_0^*}$	Δ_{SLV} [mm]	$\frac{\Delta_{SLV}}{0.4d_0^*}$	Δ_{SLC} [mm]	$\frac{\Delta_{SLC}}{0.6d_0^*}$	D_{ph} [mm]	%NB S	$\frac{PGV}{s}$ [mm]	$\frac{U}{A_c}$
A5(1)	3.09	1.92	13.8	1.91	19.0	1.75	23.1	39.7	228	0.40
A5(2)	3.04	1.89	13.4	1.86	18.2	1.68	22.8	40.3	221	0.38
A5(3)	3.09	1.92	14.1	1.95	19.1	1.76	23.1	39.8	226	0.40
A5(4)	3.06	1.90	12.2	1.69	15.7	1.45	22.9	40.1	190	0.28
B5(1)	5.31	3.30	19.9	2.76	26.4	2.44	39.7	23.1	320	0.79
B5(2)	5.29	3.29	19.4	2.69	25.7	2.37	39.6	23.2	314	0.76
B5(3)	5.33	3.32	20.2	2.80	27.2	2.51	39.8	23.0	329	0.84
B5(4)	5.27	3.28	20.6	2.85	27.6	2.55	39.4	23.3	333	0.86

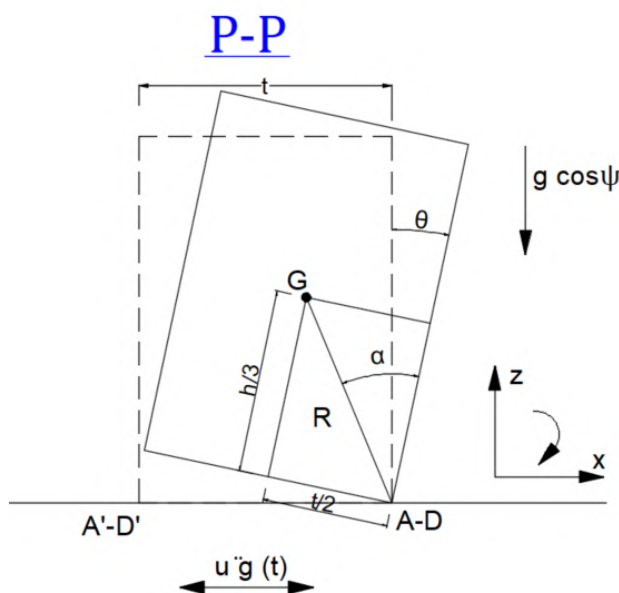
A.6. MODEL 7 ORAZ 8

Dla modeli 7 i 8 rozważana jest jedynie eksperymentalna (efektywna) grubość muru.

Tab. A.11 MODEL 7 oraz 8 – parametry stałe

	ITA AS		ITA AP				NZ AP			NRG
	e^* [–]	a_0^* [$\frac{m}{s^2}$]	$0.4d_0^*$ [mm]	T_{SLV} [s]	$0.6d_0^*$ [mm]	T_{SLC} [s]	γ [–]	Δ_m [mm]	T_p [s]	-
$t_{exp} = 13.7mm$	1	1.36	2.75	0.26	4.11	0.36	1.88	6.17	0.24	-

Gdzie poszczególne parametry ulegają zmianie ze względu na geometrię mechanizmu:



Rys. A.2 Układ odniesienia, w którym rozpatrywane jest kołysanie zmobilizowanego układu

$0.4d_0^*$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie spektralne punktu kontrolnego (tutaj środka ciężkości muru) w stanie zniszczenia ochrona ludzkiego życia (SLV); $d_0^* = 1.00 \cdot x_s$ i $x_s = 0.5(2/3)H \cdot \cos \Psi \cdot tg \alpha_{exp}$;

$0.6d_0^*$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie spektralne punktu kontrolnego (tutaj środka ciężkości muru) w stanie zniszczenia ochrona przed zawaleniem budynku (SLC);

$\gamma = \min \left[\frac{m y_s}{J} h_{control}, 1.5 \right]$ – ułamek partycypacji aktywowanego mechanizmu w kołysaniu; m – masa aktywowanego mechanizmu, $h_{control} = H \cdot \cos \Psi$ – całkowita wysokość mechanizmu; J – masowy moment bezwładności mechanizmu względem punktu obrotu O (równanie [5-24]), $y_s = H \cdot \cos \Psi / 3$ – wysokość środka ciężkości względem diagonalnej;

$\Delta_m = 0.3h \cdot \frac{x_s}{y_s}$ – maksymalne dopuszczalne przemieszczenie muru mierzone w jego koronie;

$$T_p = 3.1 \sqrt{\frac{J}{g \cdot m \cdot y_s \cdot \cos \psi}} - \text{okres sieczny muru dla wychylenia } 0.8\Delta_m.$$

Stosunek U/A_c , przyjmuje postać:

$$U/A_c = (t^2 + 0.5 \cdot H^2 \cos^2 \psi) \frac{PGV^2}{3 \cdot g \cos \psi \cdot R^3 \sin \alpha_{exp}} - \text{stosunek energii kinetycznej układu (U)}$$

do energii reprezentującej nośność układu (A_c); gdzie: $U = \frac{I}{2} \dot{\theta}^2$; $A_c = m \cdot g \cos \psi \cdot x_s / 2$ – pole powierzchni pod krzywą siła-przemieszczenie; R – wyznaczone z doświadczalnej wartości x_s ; $x_s = t/2$; $t = (2/3)H \cdot \cos \psi \cdot tg \alpha_{exp}$

Tab. A.12 MODEL 7 oraz 8 – sprawdzenie nośności

Impuls	ITA AS		ITA AP				NZ AP		NRG	
	a_d^* [$\frac{m}{s^2}$]	$\frac{a_d^*}{a_0^*}$	Δ_{SLV} [mm]	$\frac{\Delta_{SLV}}{0.4d_0^*}$	Δ_{SLC} [mm]	$\frac{\Delta_{SLC}}{0.6d_0^*}$	D_{ph} [mm]	%NB S	$\frac{PGV}{s}$ [$\frac{mm}{s}$]	$\frac{U}{A_c}$
A7(1)	2.54	1.87	12.0	4.38	19.9	4.84	13.8	44.6	244	1.87
A7(2)	2.73	2.01	12.7	4.63	20.0	4.86	14.9	41.3	248	1.93
A7(3)	2.77	2.04	13.0	4.74	20.8	5.06	15.1	40.8	248	1.93
A8(1)	2.61	1.92	12.2	4.45	19.9	4.84	14.2	43.3	244	1.86
A8(2)	2.61	1.92	12.2	4.45	19.6	4.77	14.2	43.3	244	1.86
A8(3)	2.61	1.92	12.3	4.49	18.5	4.50	14.2	43.4	241	1.83
B7(1)	2.56	1.89	8.3	3.03	23.1	5.62	14.0	44.1	330	3.41
B7(2)	2.40	1.77	8.6	3.14	21.9	5.33	13.1	47.0	351	3.85
B7(3)	2.55	1.88	8.1	2.96	19.2	4.67	13.9	44.3	334	3.50
B8(1)	2.63	1.93	9.3	3.39	24.0	5.84	14.3	43.0	315	3.10
B8(2)	2.64	1.94	9.5	3.47	24.2	5.89	14.4	42.8	309	3.00
C7(1)	3.39	2.50	15.3	5.58	13.9	3.38	18.5	33.3	251	1.98
C7(2)	3.38	2.49	15.2	5.55	13.8	3.36	18.4	33.5	248	1.93
C7(3)	3.24	2.39	14.5	5.29	14.0	3.41	17.7	34.8	247	1.90
C8(1)	3.47	2.56	15.4	5.62	14.6	3.55	19.0	32.5	258	2.08
C8(2)	3.17	2.34	14.2	5.18	13.2	3.21	17.3	35.6	234	1.72
C8(3)	3.14	2.31	14.0	5.11	13.1	3.19	17.2	35.9	233	1.70
D7(1)	11.10	8.17	13.8	5.04	16.9	4.11	60.6	10.2	356	3.96

D7(2)	11.60	8.54	12.7	4.63	15.2	3.70	63.3	9.7	330	3.41
D7(3)	11.20	8.25	13.2	4.82	16.3	3.96	61.2	10.1	351	3.87
D8(1)	11.35	8.36	13.8	5.04	16.9	4.11	62.0	9.9	352	3.89
D8(2)	11.19	8.24	13.0	4.74	15.7	3.82	61.1	10.1	342	3.66
D8(3)	11.68	8.60	13.4	4.89	16.3	3.96	63.7	9.7	354	3.94
E7(1)	9.45	6.96	17.5	6.39	23.7	5.76	51.6	12.0	427	5.70
E7(2)	9.50	6.99	17.6	6.42	23.9	5.81	51.9	11.9	428	5.74
E7(3)	9.13	6.72	16.8	6.13	22.7	5.52	49.8	12.4	408	5.22
E8(1)	8.93	6.58	16.6	6.06	22.5	5.47	48.8	12.6	404	5.11
E8(2)	9.84	7.25	18.1	6.60	24.5	5.96	53.7	11.5	442	6.13
E8(3)	9.00	6.63	16.5	6.02	22.4	5.45	49.1	12.6	403	5.09
F7(1)	5.92	4.36	16.6	6.06	19.7	4.79	32.3	19.1	341	3.65
F7(2)	6.87	5.06	18.5	6.75	23.0	5.59	37.5	16.4	395	4.90
F7(3)	6.68	4.92	18.2	6.64	22.0	5.35	36.5	16.9	379	4.50
F8(1)	6.54	4.81	18.7	6.82	21.2	5.16	35.7	17.3	367	4.22
F8(2)	7.15	5.27	19.8	7.22	23.6	5.74	39.0	15.8	407	5.18
F8(3)	6.51	4.80	16.7	6.09	21.4	5.21	35.6	17.3	369	4.28

A.7. MODEL 9

Dla modeli 9 rozważana jest jedynie eksperymentalna (efektywna) grubość muru.

Tab. A.13 MODEL 9 – parametry stałe

	ITA AS		ITA AP				NZ AP			NRG
	e^* [—]	a_0^* $\left[\frac{m}{s^2}\right]$	$0.4d_0^*$ [mm]	T_{SLV} [s]	$0.6d_0^*$ [mm]	T_{SLC} [s]	γ [—]	Δ_m [mm]	T_p [s]	-
$t_{exp} = 21.1mm$	1	2.09	4.22	0.31	6.33	0.43	1.74	9.50	0.25	-

Obowiązuje te same zależności na poszczególne parametry, które przedstawiono dla modeli 7 i 8.

Tab. A.14 MODEL 9 – sprawdzenie nośności

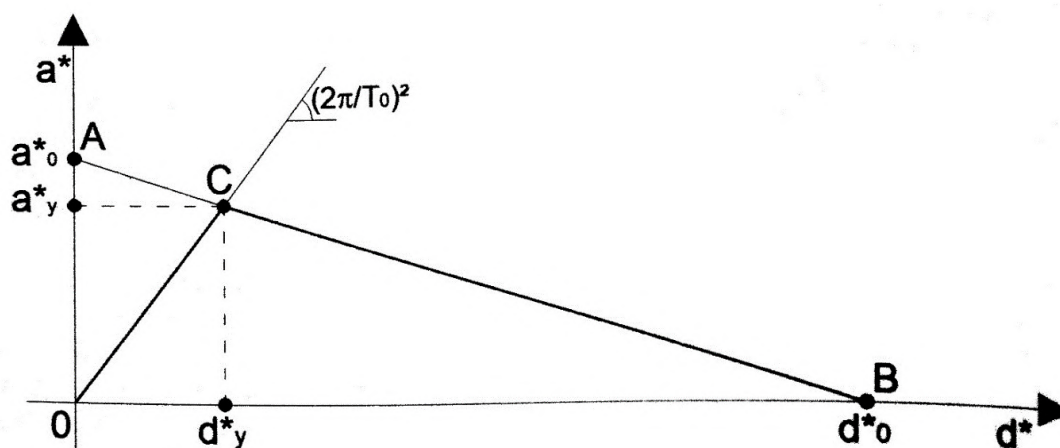
Impuls	ITA AS		ITA AP				NZ AP		NRG	
	a_d^* [$\frac{m}{s^2}$]	$\frac{a_d^*}{a_0^*}$	Δ_{SLV} [mm]	$\frac{\Delta_{SLV}}{0.4a_0^*}$	Δ_{SLC} [mm]	$\frac{\Delta_{SLC}}{0.6a_0^*}$	D_{ph} [mm]	%NB S	$\frac{PGV}{s}$ [$\frac{mm}{s}$]	$\frac{U}{A_c}$
G9(1)	4.04	1.93	18.3	4.34	16.7	2.64	22.1	43.0	294	1.75
G9 (2)	4.17	2.00	18.9	4.48	17.4	2.75	22.8	41.7	302	1.85
G9 (3)	4.21	2.01	19.0	4.50	17.5	2.76	23.0	41.4	305	1.87
H9(1)	4.30	2.06	19.7	4.67	18.2	2.88	23.5	40.4	306	1.89
H9 (2)	3.89	1.86	17.1	4.05	18.0	2.84	21.2	44.7	316	2.01
H9 (3)	4.30	2.05	19.5	4.62	18.4	2.91	23.5	40.5	315	2.00
I9(1)	9.09	4.35	16.3	3.86	21.9	3.46	49.6	19.1	397	3.17
I9 (2)	9.04	4.32	16.2	3.84	21.8	3.44	49.3	19.2	394	3.13
I9 (3)	9.27	4.43	16.9	4.00	22.9	3.62	50.6	18.8	411	3.41
J9(1)	14.81	7.08	21.6	5.12	27.6	4.36	80.9	11.7	537	5.82
J9(2)	14.81	7.08	22.5	5.33	28.7	4.53	80.8	11.7	554	6.20
J9(3)	14.78	7.07	21.6	5.12	27.5	4.34	80.7	11.8	538	5.83
K9(1)	6.25	2.99	16.9	4.00	20.3	3.21	34.1	27.8	352	2.59
K9(2)	6.24	2.98	17.3	4.10	20.0	3.16	34.1	27.9	347	2.42
K9(3)	6.24	2.98	18.3	4.34	20.0	3.16	34.0	27.9	347	2.42
L9(1)	5.23	2.50	23.5	5.57	21.5	3.40	28.6	33.2	369	2.75
L9(2)	5.16	2.47	22.8	5.40	24.1	3.81	28.2	33.7	433	3.78
L9(3)	5.28	2.53	22.8	5.40	24.1	3.81	28.8	32.9	364	2.67
M9(1)	17.53	8.38	31.9	7.56	43.9	6.94	95.7	9.9	762	11.70
M9(2)	17.35	8.30	32.0	7.58	42.8	6.76	94.7	10.0	770	11.97
M9(3)	17.34	8.29	32.0	7.58	42.1	6.65	94.6	10.0	750	11.35

B. DRGANIA WŁASNE

B.1. WSPORNIK – MODEL 1 ORAZ 4

Zgodnie zapisami normy [183] w analizie przemieszczeń należy uwzględnić wpływ drgań własnych muru wspornikowego na krzywą przemieszczenie spektralne – przyspieszenie spektralne. Zgodnie z równaniem [2-20], okres drgań zależy m. in. od gęstości materiału (1.31g/cm^3) oraz od modułu sprężystości. Według [214], moduł sprężystości pojedynczego bloczka wynosi 560MPa. W celu przejścia na moduł sprężystości całej próbki zastosowano

wyniki badań doświadczalnych dla muru suchego, gdzie relacja modułów sprężystości mur/budulec wynosi 0.037 (oczywiście dostępne są również badania, gdzie ta relacja jest o wiele wyższa – jednak powyższy stosunek jest w ujęciu poszukiwanej wielkości konserwatywny). Wówczas moduł sprężystości próbki wynosi 20.35MPa. Podstawiając powyższe dane materiałowe oraz dane geometryczne do równania [2-20], otrzymuje się pierwszy okres drgań własnych: $T_0=0.0198s$. Wpływ tego okresu na przyspieszenie i przemieszczenie spektralne można znaleźć graficznie, znajdując przecięcie krzywych, przedstawionych na Rys. B.1 – punkt C. Wartość zredukowanego przyspieszenia wynosi: $a_y^* = 0.993a_0^*$, zachodzi to dla przemieszczenia stanowiącego 2% wartości dopuszczalnej w stanie zniszczenia SLV: $d_y^*/0.4d_0^* = 0.0206$. Są to więc wartości pomijalne w kontekście procedur dla stanów zniszczenia SLV oraz SLC.

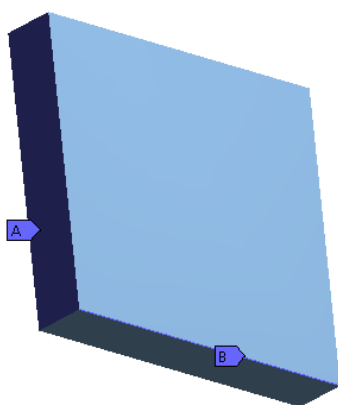


Rys. B.1 Wpływ drgań własnych – analiza przemieszczeń

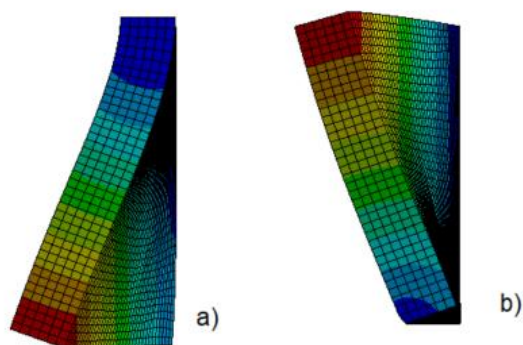
B.2. WSPORNIK TRÓJKĄTNY – MODEL 7

Model 7 podparty jest na jednej z krawędzi pionowych oraz w swojej podstawie. Przy czym podparcie pionowe jest zdecydowanie bardziej efektywne w porównaniu z podparciem poziomym. Podparcie pionowe zostało zrealizowane w postaci pionowego utwierdzenia całej powierzchni, z kolei podparcie na podłożu uwzględniono w postaci utwierdzenia jednej krawędzi (Rys. B.2) Ze względu na fakt, iż analiza modalna jest analizą liniową, nie ma możliwości zamodelowania podparcia w postaci elementów kontaktowych, podobnie jawne modelowanie bloczków wchodzących ze sobą w interakcję (poprzez kontakt) jest niemożliwe. Konieczne jest więc zastosowanie modelu liniowo-sprężystego o parametrach podanych już w B.1.

Postać pierwszej formy drgań własnych tak zbudowanego modelu przedstawia Rys. B.3 i jest ona zgodna z postacią obalenia modelu, co wpływa niekorzystnie na stabilność muru. Ponownie jednak, okres drgań jest bardzo niski: $T_0=0.0219s$ i wpływ drgań własnych jest pomijalny w procesie obliczeniowym



Rys. B.2 Podparcie modelu 7. A – powierzchnia pionowa, B – krawędź podstawy



Rys. B.3 Pierwsza forma drgań własnych: a) widok z góry, b) widok od strony swobodnej krawędzi pionowej

C. MIARY INTENSYWNOŚCI

C.1. ZESTAWIENIE PARAMETRÓW POŚREDNICH

Tab. C.1 MODEL 1 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $\left[\frac{mm}{s^2}\right]$	PGV $\left[\frac{mm}{s}\right]$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $\left[\frac{mm}{s}\right]$	A_{RMS} $\left[\frac{mm}{s^2}\right]$	I_A $\left[\frac{mm}{s}\right]$
A1(1)	4002	268	33.8	0.179	0.0964	0.294	2.509	0.251
A1(2)	4545	269	34.6	0.180	0.0785	0.296	2.565	0.256
A1(3)	3959	278	38.1	0.176	0.0915	0.256	2.479	0.239

A1(4)	4211	253	30.7	0.182	0.0888	0.352	2.393	0.268
B1(1)	12780	634	56.3	0.157	0.138	1.261	8.291	2.016
B1(2)	12551	617	55.4	0.158	0.137	1.194	7.895	1.844
B1(3)	12154	614	56.1	0.157	0.137	1.165	7.789	1.755
B1(4)	12909	623	54.2	0.159	0.140	1.280	8.235	2.028
C1(1)	11447	533	44.7	0.141	0.123	0.986	7.315	1.411
C1(2)	11268	521	43.6	0.141	0.121	0.957	7.137	1.343
C1(3)	11887	517	40.7	0.142	0.124	1.042	7.414	1.520
C1(4)	11652	521	41.9	0.142	0.123	1.010	7.393	1.459
D1(1)	4854	360	55.8	0.231	0.110	0.406	2.901	0.393
D1(2)	4987	368	59.6	0.229	0.106	0.353	2.749	0.370
D1(3)	4871	357	54.5	0.232	0.134	0.552	2.864	0.395
D1(4)	4725	399	72.9	0.214	0.0925	0.204	2.595	0.315
E1(1)	12125	597	54.6	0.156	0.135	1.121	7.535	1.661
E1(2)	12884	628	55.8	0.158	0.139	1.227	8.017	1.922
E1(3)	12760	614	54.7	0.158	0.137	1.199	7.949	1.849
E1(4)	12228	604	54.0	0.157	0.137	1.170	7.773	1.768
F1(1)	14669	662	70.1	0.172	0.129	1.251	8.494	2.250
F1(2)	14498	659	68.9	0.172	0.131	1.276	8.550	2.280
F1(3)	15033	659	67.6	0.173	0.132	1.304	8.661	2.363
F1(4)	14640	658	67.9	0.173	0.132	1.287	8.543	2.300

Tab. C.2 MODEL 2 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $\left[\frac{mm}{s^2}\right]$	PGV $\left[\frac{mm}{s}\right]$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $\left[\frac{mm}{s}\right]$	A_{RMS} $\left[\frac{mm}{s^2}\right]$	I_A $\left[\frac{mm}{s}\right]$
A2(1)	2640	236	41.0	0.212	0.107	0.172	1.631	0.131
A2(2)	2812	216	32.3	0.215	0.112	0.231	1.721	0.141
A2(3)	2817	217	32.7	0.214	0.111	0.228	1.721	0.141
B2(1)	4283	341	52.6	0.223	0.149	0.466	2.620	0.302
B2(2)	4152	304	41.8	0.228	0.166	0.581	2.758	0.335
B2(3)	4197	321	45.3	0.226	0.163	0.558	2.603	0.333

B2(4)	4547	324	46.1	0.224	0.162	0.566	2.787	0.342
E2(1)	12184	593	53.2	0.160	0.145	1.180	7.822	1.731
E2(2)	11893	586	52.1	0.164	0.150	1.181	7.605	1.695
E2(3)	12088	560	48.5	0.163	0.148	1.185	7.645	1.710
E2(4)	12143	588	52.2	0.162	0.148	1.179	7.639	1.707

Tab. C.3 MODEL 3 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $\left[\frac{mm}{s^2}\right]$	PGV $\left[\frac{mm}{s}\right]$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $\left[\frac{mm}{s}\right]$	A_{RMS} $\left[\frac{mm}{s^2}\right]$	I_A $\left[\frac{mm}{s}\right]$
A3(1)	4211	221	29.7	0.184	0.0661	0.235	2.157	0.184
A3(2)	3716	258	38.9	0.180	0.0813	0.150	2.103	0.176
A3(3)	3123	226	30.7	0.176	0.0772	0.180	1.996	0.165
A3(4)	3307	209	26.7	0.179	0.0634	0.216	1.997	0.169
B3(1)	4153	326	50.6	0.212	0.121	0.371	2.588	0.293
B3(2)	3892	302	42.5	0.211	0.128	0.430	2.494	0.294
B3(3)	3841	296	41.7	0.213	0.133	0.437	2.573	0.292
B3(4)	4198	291	39.9	0.208	0.119	0.403	2.551	0.293
C3(1)	4540	319	55.6	0.228	0.109	0.260	2.316	0.255
C3(2)	3729	307	51.3	0.221	0.107	0.277	2.225	0.242
C3(3)	3589	282	44.6	0.232	0.0999	0.277	2.202	0.240
C3(4)	4456	312	53.6	0.229	0.109	0.268	2.281	0.249
D3(1)	3271	278	51.7	0.183	0.0530	0.138	1.835	0.183
D3(2)	3126	267	46.9	0.189	0.0392	0.0713	1.807	0.180
D3(3)	3205	288	57.2	0.195	0.0574	0.142	1.849	0.183
D3(4)	3506	215	33.3	0.192	0.0558	0.272	1.803	0.192

Tab. C.4 MODEL 4 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $[\frac{mm}{s^2}]$	PGV $[\frac{mm}{s}]$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $[\frac{mm}{s}]$	A_{RMS} $[\frac{mm}{s^2}]$	I_A $[\frac{mm}{s}]$
F4(1)	14190	689	70.6	0.172	0.139	1.304	8.436	2.263
F4 (2)	14225	674	67.3	0.172	0.139	1.320	8.478	2.288
F4 (3)	15172	665	68.2	0.174	0.134	1.322	8.741	2.407
F4 (4)	14360	675	66.5	0.172	0.141	1.358	8.695	2.382

Tab. C.5 MODEL 5 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $[\frac{mm}{s^2}]$	PGV $[\frac{mm}{s}]$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $[\frac{mm}{s}]$	A_{RMS} $[\frac{mm}{s^2}]$	I_A $[\frac{mm}{s}]$
A5(1)	2688	228	37.7	0.197	0.0854	0.167	1.584	0.122
A5(2)	2604	221	36.2	0.196	0.0804	0.161	1.545	0.117
A5(3)	2693	227	39.0	0.204	0.0904	0.155	1.616	0.122
A5(4)	2292	190	28.0	0.201	0.0912	0.227	1.529	0.116
B5(1)	4462	320	45.7	0.225	0.158	0.534	2.672	0.324
B5(2)	4380	314	44.1	0.226	0.160	0.545	2.669	0.321
B5(3)	4642	329	48.0	0.227	0.159	0.534	2.710	0.329
B5(4)	4447	333	49.5	0.225	0.160	0.528	2.660	0.321

Tab. C.6 MODEL 7 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $[\frac{mm}{s^2}]$	PGV $[\frac{mm}{s}]$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $[\frac{mm}{s}]$	A_{RMS} $[\frac{mm}{s^2}]$	I_A $[\frac{mm}{s}]$
A7(1)	2209	244	52.9	0.252	0.0914	0.0982	1.348	0.149
A7(2)	2370	248	50.9	0.242	0.0968	0.172	1.405	0.168
A7(3)	2389	248	50.1	0.240	0.0965	0.196	1.430	0.172
B7(1)	2451	330	99.2	0.308	0.0952	0.166	1.323	0.209
B7(2)	2379	351	112.6	0.125	0.0936	0.0303	1.328	0.200
B7(3)	2765	334	108.1	0.118	0.0848	0.0281	1.249	0.170

C7(1)	2862	251	41.1	0.224	0.121	0.253	1.741	0.207
C7(2)	2829	248	40.6	0.218	0.118	0.256	1.719	0.204
C7(3)	2855	247	41.9	0.223	0.112	0.208	1.708	0.193
D7(1)	8815	356	24.8	0.113	0.102	0.578	5.464	0.910
D7(2)	10062	330	21.3	0.103	0.0914	0.570	6.036	0.961
D7(3)	9203	351	24.5	0.111	0.101	0.582	5.533	0.905
E7(1)	8110	427	44.3	0.166	0.143	0.743	4.766	1.012
E7(2)	8128	428	44.4	0.166	0.142	0.742	4.785	1.020
E7(3)	7939	408	42.2	0.166	0.140	0.713	4.603	0.944
F7(1)	4952	341	46.2	0.199	0.147	0.525	3.010	0.507
F7(2)	5855	395	53.3	0.203	0.157	0.633	3.497	0.681
F7(3)	5761	379	50.7	0.201	0.154	0.611	3.406	0.646

Tab. C.7 MODEL 8 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $\frac{mm}{s^2}$	PGV $\frac{mm}{s}$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $\frac{mm}{s}$	A_{RMS} $\frac{mm}{s^2}$	I_A $\frac{mm}{s}$
A8(1)	2298	244	51.7	0.254	0.0988	0.107	1.401	0.156
A8(2)	2427	244	51.7	0.251	0.0934	0.104	1.399	0.156
A8(3)	2248	241	50.9	0.254	0.0966	0.109	1.385	0.154
B8(1)	2429	315	86.6	0.304	0.104	0.195	1.359	0.206
B8(2)	2498	309	83.5	0.337	0.135	0.201	1.376	0.207
C8(1)	3089	258	42.6	0.227	0.129	0.290	1.824	0.218
C8(2)	2655	234	39.1	0.217	0.112	0.206	1.652	0.181
C8(3)	2704	233	38.5	0.219	0.112	0.211	1.640	0.178
D8(1)	9277	352	23.7	0.111	0.101	0.589	5.539	0.921
D8(2)	8785	342	22.7	0.112	0.103	0.587	5.420	0.895
D8(3)	9083	354	23.4	0.113	0.104	0.616	5.647	0.974
E8(1)	7635	404	42.2	0.165	0.140	0.695	4.471	0.905
E8(2)	8532	442	45.9	0.167	0.144	0.776	4.936	1.097
E8(3)	7771	403	41.8	0.165	0.139	0.697	4.535	0.916
F8(1)	5667	367	48.9	0.200	0.152	0.593	3.313	0.617

F8(2)	6209	407	54.6	0.202	0.156	0.658	3.659	0.743
F8(3)	5574	369	49.3	0.200	0.151	0.589	3.340	0.614

Tab. C.8 MODEL 9 – parametry pośrednie

Impuls	PGA $[\frac{mm}{s^2}]$	PGV $[\frac{mm}{s}]$	PGD $[mm]$	t_{brc} $[s]$	t_{uni} $[s]$	CAV_{exc} $[\frac{mm}{s}]$	A_{RMS} $[\frac{mm}{s^2}]$	I_A $[\frac{mm}{s}]$
G9(1)	3582	294	48.4	0.199	0.0716	0.150	2.083	0.294
G9(2)	3673	302	49.9	0.195	0.0747	0.202	2.100	0.311
G9(3)	3585	305	49.7	0.196	0.0757	0.202	2.121	0.315
H9(1)	3600	306	50.7	0.200	0.0863	0.261	2.169	0.335
H9(2)	3916	316	56.0	0.202	0.0715	0.095	2.137	0.295
H9(3)	3612	315	53.4	0.208	0.0906	0.224	2.221	0.337
I9(1)	7631	397	40.3	0.156	0.117	0.646	4.518	0.928
I9 (2)	7574	394	39.9	0.157	0.119	0.648	4.455	0.916
I9 (3)	7957	411	42.2	0.156	0.118	0.658	4.690	0.970
J9(1)	12269	537	44.2	0.133	0.115	0.916	7.280	1.928
J9 (2)	12736	554	46.6	0.132	0.115	0.913	7.414	1.949
J9 (3)	12276	538	44.1	0.133	0.116	0.917	7.305	1.917
K9(1)	5154	352	46.5	0.188	0.121	0.487	3.148	0.563
K9 (2)	5147	347	45.1	0.188	0.121	0.494	3.146	0.560
K9 (3)	5140	347	45.4	0.186	0.119	0.485	3.115	0.557
L9(1)	4595	369	59.6	0.215	0.112	0.375	2.608	0.483
L9 (2)	4781	433	77.1	0.218	0.117	0.358	2.693	0.508
L9 (3)	4501	364	58.2	0.219	0.120	0.422	2.651	0.492
M9(1)	14671	762	79.6	0.174	0.147	1.397	8.717	3.524
M9(2)	15066	770	82.3	0.173	0.143	1.368	8.780	3.505
M9(3)	14646	750	78.0	0.174	0.147	1.381	8.413	3.435

Mechanika muru historycznego obciążonego z płaszczyzny

Streszczenie:

Mur historyczny obciążony w płaszczyźnie do niego prostopadłej (czyli z płaszczyzny) charakteryzuje się znacznie ograniczoną nośnością i często ulega zniszczeniu w czasie trzęsień ziemi – w postaci tak zwanych mechanizmów lokalnych. Zniszczenia te występują zazwyczaj przy znacznie mniejszym obciążeniu niż mechanizmy globalne (oparte na nośności muru w płaszczyźnie). W związku z tym, zrozumienie pracy jakościowej oraz ilościowej murów obciążonych z płaszczyzny jest kluczowym aspektem określania odporności obiektów historycznych na obciążenia sejsmiczne. W dalszej kolejności pozwoli to na poprawny dobór metod wzmacniania i szacowania ich wpływu na nośność muru i obiektu. Ważkość tych zagadnień podkreśla fakt, iż wiele centrów europejskich miast o charakterze historycznym zlokalizowanych jest w strefach sejsmicznych – przykładowo Bolonia, Asyż, Lizbona, Ateny, Lublana, Split. Biorąc pod uwagę fakt, iż mury historyczne cechują się znaczną różnorodnością technik wznoszenia oraz stosowanych materiałów, ich analiza wymaga usystematyzowanego podejścia badawczego.

W pracy analizowano następujące cechy murów historycznych: brak zaprawy lub obecność zaprawy o słabej jakości/zaprawy zwietrzalej, wielowarstwowość (tutaj mur dwuwarstwowy) oraz obecność więzów (połączeń) międzywarstwowych. Ponadto analizowano wpływ obecności więzi zewnętrznych oraz jakości ich realizacji. Mury były reprezentowane przez modele wykonane w skali 1:10. Proporcje bloczków były zbliżone do proporcji cegieł i kamieni stosowanych w starożytnym Rzymie. Bloczki otrzymano z proszku gipsowego z wykorzystaniem druku 3D. Modele badano z wykorzystaniem równi pochyłej (próby quasi-statyczne) oraz stołu wstrząsowego (próby dynamiczne). W celu uchwycenia pracy jakościowej, a także przeprowadzenia analiz ilościowych, próby rejestrowano kamerą wysokich prędkości (500 klatek/sekunda). Zapisy wideo przetwarzano z wykorzystaniem oprogramowania umożliwiającego śledzenie obiektów.

Na równi pochyłej zbadano łącznie 57 modeli o zróżnicowanej charakterystyce. Na podstawie badań zidentyfikowano możliwe schematy zniszczenia oraz ich mnożniki zniszczenia – w postaci tangensa kąta otrzymanego na równi pochyłej. Otrzymane wyniki skonfrontowano z predykcjami teoretycznymi, opartymi na następujących założeniach: wytrzymałość muru na ściskanie oraz jego sztywność są nieskończone, wytrzymałość muru na rozciąganie jest zerowe. Na stole wstrząsowym zbadano 9 różnych modeli obciążając je pojedynczymi impulsami typu sinus. Teoretyczne

zachowanie modeli przybliżano z wykorzystaniem równania ruchu bloku sztywnego podlegającego kołysaniu. Otrzymane wyniki doświadczalne wykorzystano do analizy metod szacowania nośności murów przedstawionych w normie włoskiej i nowozelandzkiej. Posłużyły również do analizy probabilistycznych modeli zapotrzebowania sejsmicznego oraz przeprowadzenie tak zwanej analizy wrażliwości (opartej o prawdopodobieństwo warunkowe).

Najistotniejsze wnioski sformułowane na podstawie badań i analiz są następujące:

- zastosowanie bloczków drukowanych może być tańszą, a także mniej pracochłonną alternatywą dla testów w skali wykonywanych za pomocą elementów z materiałów skalnych;
- analiza wielowarstwowych murów historycznych wymaga rzetelnej oceny stanu oraz uwzględnienia wszystkich cech przekroju, a także rozważenia dwóch lub więcej mechanizmów zniszczenia dla danego elementu (niezależnie od stosowanej metody analizy nośności);
- nadrzędną rolę, w kontekście nośności murów z płaszczyzny, pełni ich integralność oraz smukłość (pionowa i pozioma), parametry wytrzymałościowe są drugorzędne;
- optymalne metody wzmocnienia murów tego typu to pręty kotwiące oraz łączniki międzywarstwowe („sztuczne” więzy). Są to również metody zgodne z doktryną konserwatorską;
- badania potwierdziły, iż stosowanie analizy sił do określania nośności murów historycznych o niskiej jakości jest podejściem zasadnym; brak integralności tych murów utrudnia wykorzystanie rezerwy przemieszczeniowej muru po aktywacji mechanizmu;
- wyznaczając nośność filarów i kolumn na obciążenia dynamiczne, należy uwzględniać niekorzystny wpływ smukłości w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny analizowanej;
- ocena odporności muru na obciążenia sejsmiczne tylko na podstawie oględzin może prowadzić do błędnych wniosków – przemieszczenia końcowe mogą być zdecydowanie niższe od szczytowych;
- stosując analizę sił i przemieszczeń należy mieć na uwadze, iż przyjęte mechanizmy zniszczenia mogą być dalekie od rzeczywistych – wskazują na to otrzymane schematy zniszczenia dla identycznych modeli na równi pochylej oraz stole wstrząsowym;
- probabilistyczna analiza wrażliwości wykazała, iż najefektywniejsze są krzywe, które opierają się o miary intensywności powiązane z przyspieszeniem podłoża; jest to w zgodzie z obserwacjami, iż dla mniejszych elementów (po aktywacji mechanizmu) dodatkowa nośność wynikająca z rezerwy przemieszczeniowej jest niewielka;
- analiza otrzymanych danych ze stołu wstrząsowego potwierdziły, iż zjawisko kołysania zachodzące w murach, ma potencjał w zastosowaniach inżynierskich, przy wykorzystaniu narzędzi probabilistycznych; z kolei analizy deterministyczne mogą prowadzić do błędnych wniosków.

Out-of-plane behaviour of historic masonry walls

Abstract:

Historic masonry walls loaded out-of-plane are characterized by significantly limited capacity and frequently undergo destruction during seismic events – taking a form of local mechanisms. These destructions occur under much lower actions than can be carried by the global capacity (which is based on in-plane strength of walls) of the objects. Hence, understanding of qualitative and quantitative behaviour of walls loaded out-of-plane, is a first and critical step during assessment of seismic capacity for historic masonry structures. In further considerations, it will allow to correctly choose strengthening methods and their effect on the capacity of the wall and the entire object as well. The importance of discussed issues is underlined by the fact that numerous European historic city centres are localized in seismic zones – for instance Bologna, Assisi, Lisbon, Athens, Ljubljana, Split. Given the fact that historic masonry walls are characterized by significant variety of construction techniques and applied materials, analysis of such elements requires a systematic scientific approach.

Following features of historical masonry walls were analysed in dissertation: lack of mortar in joints or presence of low-quality/deteriorated mortar, multi-layered wall (here: two-layered masonry) and presence of through-stones connecting the layers. Furthermore, the influence of external supports and their quality were analysed. Masonry was represented by means of scale models (1:10). Proportion of used blocks was similar to ones used in Ancient Rome. Blocks were obtained with utilisation of 3D printing and were based on gypsum powder. Models were tested on tilting table (quasi-static tests) and shake table (dynamic tests). In order to capture the quantitative behaviour, tests were registered by means of high-speed camera (500 frame/second). Obtained videos were processed with dedicated software which was able to follow movement of points and objects (displacements, velocity, acceleration).

On tilting table were tested 57 different models. Basing on tests were identified possible failure mechanisms and their load factors – tangent function of failure angle at tilting table. Obtained results were confronted with theoretical predictions, based on following assumptions: stiffness and compressive strength of masonry is infinite, tensile strength is null. On shake table 9 different models were tested under single sine-like impulses. Theoretically, the behaviour of models were approximated with equation of motion describing rocking behaviour of rigid block. Received

experimental results were used to verify methods given in Italian and New Zealand standards. They were also utilised to analyse probabilistic seismic demand models and to create so called fragility curves (based on conditional probability).

The most important conclusions based on experiments and analyses are as follows:

- in case of scale tests, application of 3D printing might be less expensive and less laborious alternative to elements obtained from rock materials;
- analysis of multi-layered walls requires reliable on-site investigation and consideration of at least two different failure mechanisms for given element (independently of applied calculation method);
- for out-of-plane capacity of masonry walls, crucial role is played by the integrity of wall and its slenderness (both in horizontal and vertical directions), mechanical parameters are secondary;
- optimal strengthening methods for discussed structures are anchor rods and interlayer connectors (artificial through-stones). These methods are also in agreement with conservation doctrine;
- experimental results confirmed that application of force-equilibrium methods in case of low quality masonry is a correct approach; lack of integrity of such walls, impedes utilisation of displacement reserve after the mechanism is activated;
- calculation of columns and pillars capacity, in case of dynamic loading, has to take into account unfavourable influence of high slenderness with regards to both main axes of cross-section;
- assessment of seismic capacity for walls which is based only on post-earthquake inspection might lead to improper conclusions – final displacements might be much lower than the peak ones during the seismic event;
- while applying force-equilibrium and displacement-based formulations, should be borne in mind that adopted failure mechanisms might be far from the real ones – it was observed by comparison of mechanisms obtained on tilting and shake table for identical models;
- obtained fragility curves pointed out that the most effective curves were based on intensity measures related to ground acceleration; it is in agreement with observations that for smaller elements (after mechanism activation) additional displacement reserve is negligible;
- database obtained from shake table confirmed that rocking behaviour of masonry walls can be potentially applied in engineering practice – by means of probabilistic tools; whereas deterministic approach might lead to erroneous results.