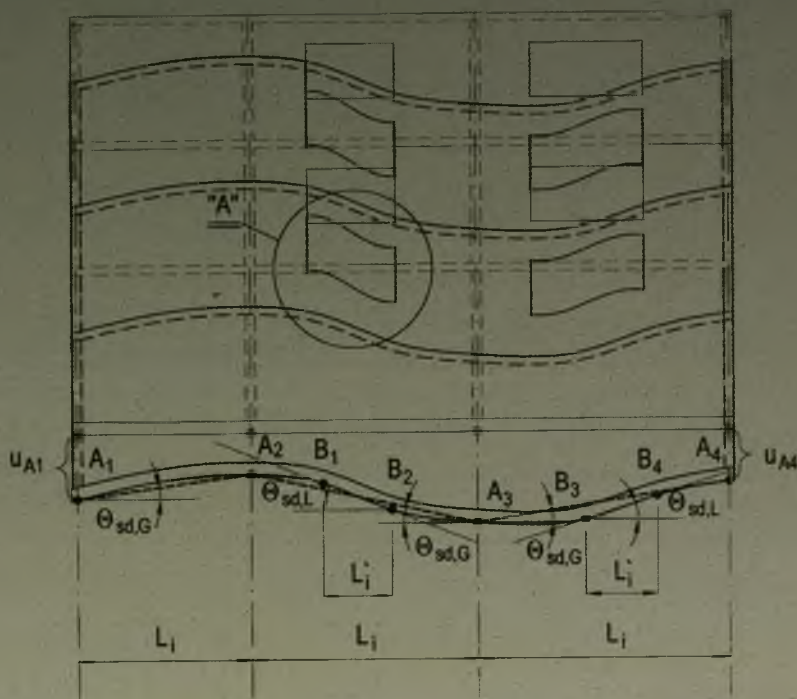


NIEZBROJONE ŚCIANY MUROWE PODDANE ODKSZTAŁCENIOM POSTACIOWYM WYWŁĘBNIYM NIERÓWNOMIERNYMI PIONOWYMI PRZEMIESZCZENIAMI PODŁOŻA



Jan KUBICA



P.3343/03

**NIEZBROJONE ŚCIANY MUROWE
PODDANE ODKSZTAŁCENIOM POSTACIOWYM
WYWOŁANYM NIERÓWNOMIERNYMI
PIONOWYMI PRZEMIESZCZENIAMI PODŁOŻA**

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ
GLIWICE 2003

OPINIODAWCY

Prof. dr hab. inż. Jerzy KWIATEK
Prof. dr hab. inż. Jeremi SIECZKOWSKI

KOLEGIUM REDAKCYJNE

REDAKTOR NACZELNY — Prof. dr hab. Zygmunt KLESZCZEWSKI
REDAKTOR DZIAŁU — Dr inż. Marianna GLENSZCZYK
SEKRETARZ REDAKCJI — Mgr Elżbieta LEŚKO

REDAKCJA

Mgr Anna BŁAŻKIEWICZ

REDAKCJA TECHNICZNA

Alicja NOWACKA

BUDOWNICTWO z. 96
Nr kol. 1572

PL ISSN 0434-0779

SPIS TREŚCI

PODSTAWOWE OZNACZENIA	7
WPROWADZENIE	15
1. NIERÓWNOMIERNE PIONOWE PRZEMIESZCZENIA PODŁOŻA POD BUDYNKIEM	17
1.1. PRZYCZYNY POWSTAWANIA NIERÓWNOMIERNYCH PIONOWYCH PRZEMIESZCZEŃ PODŁOŻA POD BUDYNKIEM	17
1.2. AKTUALNY STAN ROZWIĄZANIA ZAGADNIENIA	20
1.2.1. Analiza ścian konstrukcyjnych poddanych różnicom osiadań wywołanym czynnikami innymi niż górnicze	20
1.2.2. Sposoby oceny ścian konstrukcyjnych poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża pod budynkiem spowodowanym wpływami górniczymi	28
1.3. CEL ORAZ ZAKRES PRACY	39
2. MODELE OBLICZENIOWE STOSOWANE W ANALIZIE ŚCIAN KONSTRUKCYJNYCH BUDYNKÓW PODDANYCH PIONOWYM PRZEMIESZCZENIOM PODŁOŻA	40
2.1. MODEL PRĘTOWY	40
2.2. MODEL TARCZOWY	42
3. BADANIA NIEZBROJONYCH MURÓW PODDANYCH ŚCINANIU ORAZ JEDNOCZESNEMU ŚCINANIU ZE ŚCISKANIEM W KIERUNKU PROSTOPADŁYM DO SPOIN WSPORNYCH	46
3.1. PROGRAM I ZAKRES BADAŃ	46
3.2. STANOWISKO BADAWCZE I TECHNIKA BADAŃ	49
3.3. WYNIKI BADAŃ I ICH OMÓWIENIE	54
3.4. WYTRZYMAŁOŚĆ MURU NA ŚCINANIE W KIERUNKU PROSTOPADŁYM DO SPOIN WSPORNYCH	66
4. KRYTERIUM OCENY STANU BUDYNKU NA PODSTAWIE ANALIZY ODKSZTAŁCEŃ	73
4.1. PROPOZYCJA KRYTERIUM OCENY – PRZYJĘTA W PN-B-03002:1999	73
4.2. WYZNACZENIE MIARODAJNYCH WARTOŚCI KĄTA ODKSZTAŁCENIA POSTACIOWEGO	76
4.3. WYZNACZENIE WARTOŚCI MODUŁU ODKSZTAŁCENIA POSTACIOWEGO	84
4.3.1. Zależności ogólne	84
4.3.2. Funkcja opisująca kinetykę narastania odkształceń w miarę wzrostu poziomu naprężeń stycznych	88
4.3.3. Propozycja zmiany wartości modułu G – przyjęta w PN-B-03002:1999	92

OPINIODAWCY

Prof. dr hab. inż. Jerzy KWIAŁEK
Prof. dr hab. inż. Jeremi SIECZKOWSKI

KOLEGIUM REDAKCYJNE

REDAKTOR NACZELNY — Prof. dr hab. Zygmunt KLESZCZEWSKI
REDAKTOR DZIAŁU — Dr inż. Marianna GLENSZCZYK
SEKRETARZ REDAKCJI — Mgr Elżbieta LEŚKO

REDAKCJA

Mgr Anna BŁAŻKIEWICZ

REDAKCJA TECHNICZNA

Alicja NOWACKA

BUDOWNICTWO z. 96
Nr kol. 1572

PL ISSN 0434-0779

SPIS TREŚCI

PODSTAWOWE OZNACZENIA	7
WPROWADZENIE	15
1. NIERÓWNOMIERNE PIONOWE PRZEMIESZCZENIA PODŁOŻA POD BUDYNKIEM	17
1.1. PRZYCZYNY POWSTAWANIA NIERÓWNOMIERNYCH PIONOWYCH PRZEMIESZCZEŃ PODŁOŻA POD BUDYNKIEM	17
1.2. AKTUALNY STAN ROZWIĄZANIA ZAGADNIENIA	20
1.2.1. Analiza ścian konstrukcyjnych poddanych różnicom osiadań wywołanym czynnikiem innymi niż górnicze	20
1.2.2. Sposoby oceny ścian konstrukcyjnych poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża pod budynkiem spowodowanym wpływami górniczymi	28
1.3. CEL ORAZ ZAKRES PRACY	39
2. MODELE OBLICZENIOWE STOSOWANE W ANALIZIE ŚCIAN KONSTRUKCYJNYCH BUDYNKÓW PODDANYCH PIONOWYM PRZEMIESZCZENIOM PODŁOŻA	40
2.1. MODEL PRĘTOWY	40
2.2. MODEL TARCZOWY	42
3. BADANIA NIEZBROJONYCH MURÓW PODDANYCH ŚCINANIU ORAZ JEDNOCZESNEMU ŚCINANIU ZE ŚCISKANIEM W KIERUNKU PROSTOPADŁYM DO SPOIN WSPORNYCH	46
3.1. PROGRAM I ZAKRES BADAŃ	46
3.2. STANOWISKO BADAWCZE I TECHNIKA BADAŃ	49
3.3. WYNIKI BADAŃ I ICH OMÓWIENIE	54
3.4. WYTRZYMAŁOŚĆ MURU NA ŚCINANIE W KIERUNKU PROSTOPADŁYM DO SPOIN WSPORNYCH	66
4. KRYTERIUM OCENY STANU BUDYNKU NA PODSTAWIE ANALIZY ODKSZTAŁCENI	73
4.1. PROPOZYCJA KRYTERIUM OCENY – PRZYJĘTA W PN-B-03002:1999	73
4.2. WYZNACZENIE MIARODAJNYCH WARTOŚCI KĄTA ODKSZTAŁCENIA POSTACIOWEGO	76
4.3. WYZNACZENIE WARTOŚCI MODUŁU ODKSZTAŁCENIA POSTACIOWEGO	84
4.3.1. Zależności ogólne	84
4.3.2. Funkcja opisująca kinetykę narastania odkształceń w miarę wzrostu poziomu naprężeń stycznych	88
4.3.3. Propozycja zmiany wartości modułu G – przyjęta w PN-B-03002:1999	92

4.4. WERYFIKACJA PROPONOWANEGO KRYTERIUM Z INNYMI PRZEPISAMI NORMOWYMI ORAZ WYNIKAMI BADAŃ WŁASNYCH AUTORA	102
5. KRYTERIUM OCENY STANU BUDYNKU NA PODSTAWIE ANALIZY NAPRĘŻEŃ	116
5.1. WPROWADZENIE	116
5.2. MUR W ZŁOŻONYM STANIE NAPRĘŻENIA	121
5.2.1. Normowe opisy muru w złożonym stanie naprężenia	121
5.2.2. Najczęściej stosowane sposoby opisu niezbrojonych murów w złożonym stanie naprężenia	127
5.2.2.1. Stan naprężenia	127
5.2.2.2. Modele materiałowe traktujące mur jako materiał sprężysto-kruchy	129
5.2.2.3. Modele materiałowe traktujące mur jako materiał sprężysto-plastyczny	134
5.3. KRYTERIUM WYTRZYMAŁOŚCIOWE	140
5.3.1. Opis zależności τ_w (σ_c) dla murów ścinanych w kierunku prostopadłym do spoin wspornych	140
5.3.2. Porównanie proponowanego kryterium z wynikami badań	145
5.3.3. Propozycja kryterium granicznego w postaci umożliwiającej zastosowanie w obliczeniach inżynierskich	149
6. ANALIZA PRZYKŁADOWEGO BUDYNKU 5-KONDYGNACYJNEGO PODDANEGO WPŁYWOM EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ	151
6.1. WPROWADZENIE	151
6.2. CHARAKTERYSTYKA ANALIZOWANEGO BUDYNKU	152
6.3. MODELE OBLICZENIOWE	155
6.3.1. Model prętowy	155
6.3.2. Model tarczowy	157
6.3.2.1. Analiza odkształceń	157
6.3.2.2. Analiza naprężeń	164
6.4. ANALIZA WYNIKÓW OBLICZEŃ	168
6.5. PODSUMOWANIE WYNIKÓW OBLICZEŃ	171
7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI	174
7.1. PODSUMOWANIE	174
7.2. WNIOSKI	175
7.3. KIERUNKI DALSZYCH DZIAŁAŃ	178
LITERATURA	181
STRESZCZENIA	195

CONTENTS

NOTATION	7
INTRODUCTION	15
1. IRREGULAR VERTICAL GROUND DISPLACEMENTS	17
1.1. CAUSES OF IRREGULAR VERTICAL DISPLACEMENT OF GROUND SUBSIDENCE	17
1.2. UP-TO-DATE STATE OF SOLUTION OF THE PROBLEM	20
1.2.1. Analysis of load-bearing walls subjected to excessive settlement differences produced by different factors than connected with mining activities	20
1.2.2. Methods of assessment of load-bearing walls subjected to irregular vertical displacements produced by mining influences	28
1.3. TARGET AND SCOPE OF THE WORK	39
2. ANALYTICAL MODELS USING IN ANALYSIS OF LOAD-BEARING WALLS OF BUILDINGS SUBJECTED TO VERTICAL GROUND DISPLACEMENTS	40
2.1. ROD MODEL	40
2.2. SHIELD MODEL	42
3. INVESTIGATIONS OF UNREINFORCED MASONRY WALLS SUBJECTED TO SHEARING AND SHEARING WITH PRE-COMPRESSION IN DIRECTION PERPENDICULAR TO BED JOINTS	46
3.1. PROGRAM AND SCOPE OF THE INVESTIGATIONS	46
3.2. TEST STAND AND INVESTIGATION TECHNIQUE	49
3.3. RESULTS AND THEIR DISCUSSION	54
3.4. SHEAR STRENGTH IN DIRECTION PERPENDICULAR TO BED JOINTS	66
4. CRITERION OF ASSESSMENT OF THE BUILDING ON THE BASIS OF STRAIN ANALYSIS	73
4.1. ASSESSMENT CRITERION – ACCEPTED IN PN-B-03002:1999	73
4.2. DETERMINATION OF COMPETENT VALUES OF NON-DILATATIONAL STRAIN ANGLE	76
4.3. DETERMINATION OF VALUES OF SHEAR MODULUS	84
4.3.1. General	84
4.3.2. Function described the kinetics of deformation increasing according to growing up of shear stresses	88
4.3.2. Proposition of shear modulus changing – accepted in PN-B-03002:1999	92
4.4. VERIFICATION OF PROPOSED CRITERION WITH OTHER STANDARD'S REGULATIONS AND TESTS DATA	102

5. CRITERION OF ASSESSMENT OF THE BUILDING ON THE BASIS OF STRESS ANALYSIS	116
5.1. INTRODUCTION	116
5.2. MASONRY IN COMPLEX STATE OF STRESS	121
5.2.1. Standard's descriptions of masonry in complex state of stress	121
5.2.2. Most often used methods of masonry description in complex state of stress	127
5.2.2.1. State of stress	127
5.2.2.2. Material models treated masonry as linear-brittle body	129
5.2.2.3. Material models treated masonry as linear-plastic body	134
5.3. STRENGTH CRITERION	140
5.3.1. Description of τ_{xy} (σ_x) relationship for masonry sheared in direction perpendicular to bed joints	140
5.3.2. Verification of proposed criterion with test's results	145
5.3.3. Proposition of failure criterion in form enable to application in design practice	149
6. ANALYSIS OF EXAMPLE 5 STOREY BUILDINGS' SUBJECTED TO COAL MINING INFLUENCES	151
6.1. INTRODUCTION	151
6.2. CHARACTERISTIC OF BUILDING ANALYSED	152
6.3. ANALYTICAL MODELS	155
6.3.1. Rod model	155
6.3.2. Shield model	157
6.3.2.1. Strain analysis	157
6.3.2.2. Stress analysis	164
6.4. ANALYSIS OF THE RESULTS OF CALCULATIONS	168
6.5. SUMMARY OF THE RESULTS OF CALCULATIONS	171
7. SUMMARY AND CONCLUSIONS	174
7.1. SUMMARY	174
7.2. CONCLUSIONS	175
7.3. DIRECTIONS OF FURTHER ACTIVITY	178
LITERATURE	181
SUMMARIES	195

PODSTAWOWE OZNACZENIA

1. LITERY ALFABETU ŁACIŃSKIEGO

a	-	połowa długości budynku,
a_w	-	przejściowo dopuszczana wartość szerokości rozwarcia rys (w milimetrach),
b	-	szerokość ławy fundamentowej,
c_1, c_2	-	stałe materiałowe,
c_m	-	kohezja,
f_b	-	wytrzymałość na ściskanie elementów murowych,
f_{Btk}	-	charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie elementów murowych,
f_c	-	wytrzymałość na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia,
f_d	-	obliczeniowa wartość wytrzymałości muru na ściskanie,
f_{hor}	-	wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku równoległym do spoin wspornych,
f_m	-	wytrzymałość na ściskanie zaprawy,
f_{mBvk}	-	wartość charakterystyczna kohezji (spójności) dla zaprawy spoiny,
f_0	-	strzałka ugięcia budowli,
f_i	-	wytrzymałość na rozciąganie w jednoosiowym stanie naprężenia,
f_{id}	-	obliczeniowa wartość wytrzymałości muru na osiowe rozciąganie,
$f_{t,\alpha}$	-	wytrzymałość muru na rozciąganie dla kierunku głównych naprężeń rozciągających tworzącego z układem osi ortogonalnych kąt α ,
f_{ver}	-	wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych,
f_{vvd}	-	obliczeniowa wartość wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym,
f_{vvk}	-	charakterystyczna wartość wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym,
f_y, f_z	-	odpowiednio, wytrzymałości muru na ściskanie w kierunku prostopadłym oraz równoległym do płaszczyzny spoin wspornych,
g	-	wysokość pustki w górotworze,
h	-	głębokość powstałej w górotworze pustki,
k_k	-	współczynnik kierunkowy uwzględniający stopień znajomości głównego kierunku deformacji podłoża,
k_p	-	współczynnik zależny od typu parametru deformacji,
k_{wp}	-	współczynnik warunków pracy uwzględniający zmianę prognozowanych wskaźników deformacji,
l_1, l_2	-	osiowe rozstawy fundamentów,
r	-	promień zasięgu wpływów niecki górniczej,

s	- osiadanie średnie fundamentów,
s_1, s_2, s_3	- pionowe przemieszczenia trzech sąsiednich fundamentów,
t	- miąższość warstwy gruntu,
$u_{A,i}, u_{A,I+1}$	- wartości pionowych przemieszczeń wyznaczone na obydwu końcach analizowanego pasma ściany usztywniającej,
$u_{B,i}, u_{B,I+1}$	- wartości pionowych przemieszczeń wyznaczone na obydwu końcach obszaru o największej kumulacji odkształceń,
w_0	- maksymalna wartość obniżenia średniego profilu niecki górniczej,
A	- pole miarodajnego przekroju poziomego ściany,
A_f, B_f, C_f	- parametry materiałowe,
C_1, C_2, C_3 i C_4	- stałe parametry materiałowe,
C_p	- współczynnik podatności gruntu,
E	- moduł sprężystości,
E_0	- pierwotny moduł odkształcenia gruntu,
F_i, F_{ij}, F_{ijk}	- współczynniki (dla $i, j, k = 1, 2, \dots, 6$),
G	- moduł odkształcenia postaciowego (moduł Kirchhoffa),
J_1, J_2, J_3	- niezmienniki tensora naprężenia,
K_{ij}	- tensor przyrostów krzywizn,
L	- odległości ścian poprzecznych,
L_i	- długość analizowanego pasma ściany (odległość pomiędzy ścianami poprzecznymi lub długość otworu okiennego),
L_i^*	- długość obszaru o największej kumulacji odkształceń dla danego pasma ściany lub pasma międzyokiennego,
P	- prawdopodobieństwo wystąpienia zapadliska lub leja,
R	- promień krzywizny niecki górniczej,
R_0	- wartość obliczeniowa promienia krzywizny niecki górniczej,
S	- średnica mogącego wystąpić zapadliska lub leja,
T	- nachylenie niecki górniczej,
T_{ij}	- tensor wydłużeń,
W_m	- liczba możliwych zapadlisk na 1 km ² powierzchni,
Z	- wskaźnik prognozowania deformacji nieciągłych.

2. LITERY ALFABETU GRECKIEGO

α_S	- kąt, jaki tworzy kierunek głównych naprężeń rozciągających z płaszczyzną spoin wspornych,
$\alpha_{S,dop}$	- dopuszczalna wartość kąta, jaki tworzy kierunek głównych naprężeń rozciągających z płaszczyzną spoin wspornych,
ε	- odkształcenie poziome,
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	- odkształcenie jednostkowe w kierunkach osi x, y, z ,

ϕ	- kąt tarcia wewnętrznego,
γ_f	- współczynnik obciążenia,
γ_m	- współczynnik bezpieczeństwa (materiałowy),
$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	- składowe deformacji kątowych w kierunkach osi y, z, x ,
μ	- współczynnik ortotropii,
ν	- współczynnik Poissona,
ρ	- kąt tarcia wewnętrznego w zaprawie spoiny,
σ_α	- największe naprężenie rozciągające w kierunku zgodnym z kierunkiem głównych naprężeń rozciągających,
σ_c	- poziom naprężeń ściskających w rozpatrywanym przekroju poziomym, wyznaczony dla obliczeniowych wartości obciążeń,
σ_l	- składowe naprężeń ($l = 1, 2, \dots, 6$),
σ_k	- wartość charakterystyczna naprężeń ściskających w kierunku prostym do spoin wspornych,
$\sigma_{c,p}$	- wartość naprężeń ściskających w analizowanym przekroju w kierunku prostym do spoin wspornych,
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	- naprężenie normalne w kierunkach osi x, y, z ,
σ_1	- główne naprężenie rozciągające,
σ_2	- główne naprężenie ściskające,
τ_{Rd}	- wartość dopuszczalna maksymalnych naprężeń ścinających, wyznaczona dla obliczeniowych parametrów materiałowych,
τ_{Sd}	- wartość maksymalnych naprężeń ścinających, wyznaczona drogą analizy statycznej dla obliczeniowych wartości obciążeń,
τ_{vo}	- naprężenia ścinające w kierunku pionowym dla $\sigma_c = 0$ (odpowiadają tzw. początkowej wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym),
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$	- składowe naprężeń stycznych w kierunkach osi y, z, x ,
ω	- współczynnik zależny od stosunku wymiarów fundamentu, także parametr uszkodzenia,
Δa	- różnica przemieszczeń dwóch ścian poprzecznych, z którymi rozpatrywana ściana łączy się swymi pionowymi krawędziami,
Δs	- różnica osiadań fundamentów, których odległość wynosi L ,
Θ	- przechylenie budowli; także kąt Lodego,
Θ_{adm}	- dopuszczalna wartość kąta odkształcenia postaciowego,
Θ_{Sd}	- kąt odkształcenia postaciowego (wyznaczony dla charakterystycznych wartości obciążeń),
$\Theta_{xy}, \Theta_{yz}, \Theta_{zx}$	- składowe odkształceń postaciowych w kierunkach osi y, z, x .

NOTATION

1. LATIN CHARACTERS

a	- half part of the length of building,
a_w	- width of the crack temporary permitted (in millimetres),
b	- width of the continuous footing,
c_1, c_2	- material constants,
c_m	- cohesion,
f_b	- compressive strength of masonry units,
f_{Btk}	- characteristic value of tensile strength of masonry units,
f_c	- uniaxial compressive strength (generally),
f_d	- design value of compressive strength of masonry,
f_{hor}	- compressive strength of masonry in direction parallel to bed joints,
f_m	- compressive strength of mortar,
f_{mBvk}	- characteristic value of cohesion for mortar,
f_0	- deflection of the building,
f_t	- uniaxial tensile strength (generally),
f_{td}	- design value of tensile strength of masonry,
$f_{t,\alpha}$	- tensile strength of masonry for direction of main tensile stress created with orthogonal co-ordinates angle α ,
f_{ver}	- compressive strength of masonry in direction perpendicular to bed joints,
f_{vvd}	- design value of shear strength of masonry in vertical direction,
f_{vvk}	- characteristic value of shear strength of masonry in vertical direction,
f_y, f_x	- suitably, compressive strength in direction perpendicular and parallel to bed joints,
g	- high of void into orogenic belt,
h	- depth of void into orogenic belt,
k_k	- directional coefficient taking into consideration the level of knowledge of main direction of ground deformation,
k_p	- coefficient dependent on type of deformation parameter,
k_{wp}	- coefficient of conditions taking into consideration changes of forecasted deformation indicators,
l_1, l_2	- axial distance between foundations,
r	- radius of the range of mining basin influences,
s	- average value of settlement,

s_1, s_2, s_3	- vertical displacements of three adjacent foundations,
t	- seam thickness,
$u_{A,i}, u_{A,i+1}$	- values of vertical displacements determined on both ends of analysed part of the stiffening wall,
$u_{B,i}, u_{B,i+1}$	- values of vertical displacements determined on both ends of the area of maximal strains cumulating,
w_0	- maximal value of subsidence of mining basin,
A	- area of horizontal cross-section of the wall,
A_f, B_f, C_f	- material parameters,
C_1, C_2, C_3, C_4	- constant material parameters,
C_p	- coefficient of ground flexibility,
E	- modulus of elasticity,
E_0	- initial modulus of modulus of elasticity of soil,
F_b, F_{ij}, F_{ijk}	- coefficients (for $i, j, k = 1, 2, \dots, 6$),
G	- shear modulus (Kirchhoff's modulus),
J_1, J_2, J_3	- invariants of the stress tensor,
K_{ij}	- tensor of curvature increasing,
L	- distance between internal transverse walls,
L_i	- length of analysed part of the wall (distance between transversal walls or span of the window opening),
L_i'	- length of the area of maximal strain cumulating for analysed part of the wall or band between window opening,
P	- probability of sink hole or funnel appearance,
R	- radius of mining basin curvature,
R_0	- design value of radius of curvature of mining basin,
S	- diameter of sink hole or funnel,
T	- inclination of mining basin,
T_{ij}	- elongation tensor,
W_m	- number of possible sink holes on 1 km ² of surface,
Z	- index of non-continuous deformations forecast.

2. GREEK CHARACTERS

α_S	- angle between direction of main tensile stress and surface of the bed joints,
$\alpha_{S,dop}$	- admissible value of angle between direction of main tensile stress and bed joints surface,
ε	- horizontal strain,
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	- the strain in x, y, z directions,
ϕ	- friction angle,

γ_f	- loading partial safety factor,
γ_m	- safety partially factor (material);
$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	- components of angular deformations in directions of y, z, x axis,
μ	- coefficient of orthotropy,
ν	- Poisson's ratio,
ρ	- friction angle for mortar,
σ_α	- maximal tensile stress in direction compatible with direction of main tensile stress,
σ_c	- level of compressive stresses in analysed horizontal cross-section, determined for design loads,
σ_l	- stress components ($l = 1, 2, \dots, 6$),
σ_k	- design value of compressive stresses in direction perpendicular to bed joints,
$\sigma_{c,p}$	- value of compressive stresses in analysed cross-section in direction perpendicular to bed joints,
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	- normal stresses in x, y, z directions,
σ_1	- main tensile stress,
σ_2	- main compressive stress,
τ_{Rd}	- admissible value of maximal shear stresses, determined for design (with $\gamma_m \neq 1$) material properties,
τ_{Sd}	- value of maximal shear stresses, determined in statically analysis for design loads,
τ_{vo}	- shear stresses in vertical direction for $\sigma_c = 0$ (initial shear strength for vertical direction),
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$	- shear stress components in directions of y, z, x axis,
ω	- coefficient dependent on correlation of foundation dimensions, also damage parameter,
Δa	- difference of two transversal walls displacements, which analysed wall is connected by vertical edges,
Δs	- difference of foundation settlement, which distance is equal L ,
Θ	- tilt of the building, also Lode angle,
Θ_{adm}	- admissible value of non-dilatational strain angle,
Θ_{Sd}	- non-dilatational strain angle, determined for characteristics loads,
$\Theta_{xy}, \Theta_{yz}, \Theta_{zx}$	- components of non-dilatational strains in directions of y, z, x axis.

Eksperymentować!
Niech stanowi Twe motto w dzień i w nocy.
Eksperymentować,
I będzie prowadziło Cię do źródła poznania
Jabłko na wierzchołku drzewa,
Nie jest zbyt wysoko by go dosięgnąć,
Jak pokazuje to przypadek Ewy...
Eksperymentuj!
(...) Jeśli tylko tę radę wcielił w czyn,
Przyszłość może zaoferować Ci nieskończoną radość

I wesołość ...
Eksperymentuj
A wtedy zobaczysz!

Cole Porter

WPROWADZENIE

Konstrukcje murowe należą do jednego z najstarszych rodzajów budownictwa. Pierwsze wzmianki o wznoszeniu konstrukcji z suszonych na słońcu cegieł pochodzą ze starożytnej Babilonii oraz kraju Sumerów – a więc sprzed ponad 6000 laty. Jak pokazują zachowane świadectwa kultury pisanej, już starożytni budowniczowie zdawali sobie sprawę z szeregu problemów, z którymi można się spotkać wznosząc nową budowlę. W pierwszym, znanym szerzej "podręczniku budowania" spisanym pomiędzy 40 a 20 rokiem p.n.e., na podstawie dostępnych materiałów i przekazów z wcześniejszych wieków, przez obywatela rzymskiego *Witruwiusza (Marcus Pollio Vitruvius)* pt. *"O architekturze ksiąg dziesięć"* [224] w *Księdze pierwszej* czytamy między innymi, że: *"...Przy budowie należy uwzględniać: trwałość, celowość i piękno."* A więc wyraźnie widać, że jako pierwsza wymieniona jest **"TRWAŁOŚĆ"**. W dalszych księgach swego dzieła *Witruwiusz* opisuje, w jaki sposób należy wznosić różnego przeznaczenia obiekty i konstrukcje, aby powyższe cechy były zawsze zachowane. Jednym z problemów, na który zwraca uwagę, a mającym podstawowe znaczenie jeśli chodzi o zachowanie trwałości budowli, jest właściwe kształtowanie fundamentów i ścian nośnych, konstrukcyjnych obiektu, by zabezpieczyć go przed nierównomiernymi pionowymi przemieszczeniami podłoża, ponieważ *"(...) ściany osiadając nierówno – pękają"* (*Księga druga* oraz *Księga szósta* [224]). Tak więc problem nierównomiernych przemieszczeń podłoża pod budynkiem i wynikających z tego skutków znany jest już budowniczym od starożytności.

Mimo iż problem ten jest znany od tak dawna, nadal w odniesieniu do budynków i budowli murowanych, chociaż nie tylko, nie jest w pełni rozwiązany. Najogólniej rzecz biorąc, wiąże się to z trzema następującymi grupami zagadnień:

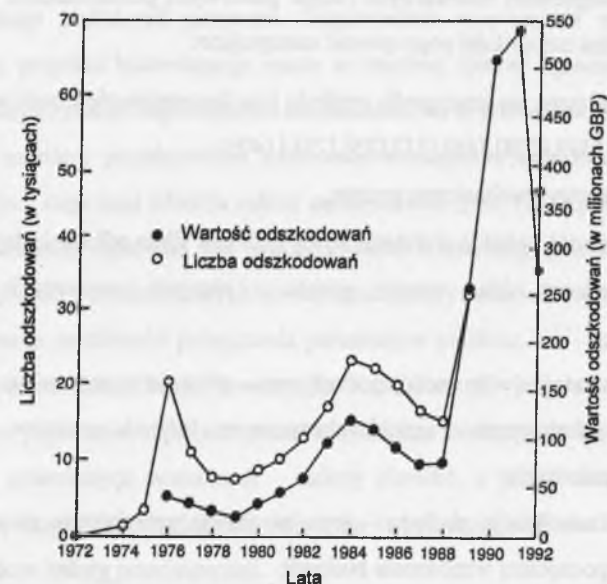
1. Właściwe rozpoznanie cech podłoża gruntowego, celem prognozy osiadań.
2. Przyjęcie odpowiedniego modelu współpracy budynek – podłoże.
3. Określenie kryteriów i sposobów oceny stanów granicznych budynków murowanych na nierówno przemieszczającym się podłożu.

Pierwsza, a w znacznej mierze także i druga grupa zagadnień stanowią domenę szeroko rozumianej geotechniki – i nie są przedmiotem niniejszej pracy. Pozostaje grupa trzecia – i to właśnie ona jest przedmiotem głównych zainteresowań autora. O takim kierunku zainteresowań zadecydowała analiza problemów związanych z budynkami murowanymi sytuowanymi na terenach górniczych, głównie poddanych wpływom zarówno deformacji ciągłych (krzywizny i pochylenia terenu), jak i deformacji nieciągłych. Opierając się na doświadczeniach dla tego rodzaju budownictwa stwierdzono, że można problematykę nierównomiernych przemieszczeń znacznie rozszerzyć, także na obiekty poddawane takim przemieszczeniom, a wnoszone na terenach bez wpływów górniczych. Opracowane kryteria i sposoby oceny stanu wyężenia i odkształcenia konstrukcji mogą mieć więc nieco ogólniejszy charakter oraz zastosowanie, w szczególności w praktycznych obliczeniach inżynierskich, co stanowiło podstawę do sformułowania celu i zakresu niniejszej pracy.

1. NIERÓWNIOMIERNE PIONOWE PRZEMIESZCZENIA PODŁOŻA POD BUDYNKIEM

1.1. PRZYCZYNY POWSTAWANIA NIERÓWNIOMIERNYCH PIONOWYCH PRZEMIESZCZEŃ PODŁOŻA POD BUDYNKIEM

Nadmierne różnice pionowych przemieszczeń wywołane osiadaniami części podziemnej budowli (głównie fundamentów) stanowią jedną z najczęstszych przyczyn występowania awarii oraz katastrof budowlanych. W konsekwencji generuje to ogromne koszty związane z koniecznością remontów i zabezpieczenia uszkodzonych budynków oraz konstrukcji. Z powodu braku wiarygodnych danych krajowych, w celu naświetlenia zakresu problemu, posłużono się danymi brytyjskimi z lat 1972-1992. Na rys.1.1 pokazano, zaczerpnięty z pracy [52], wykres zmian liczby przypadków uszkodzenia obiektów oraz sumy żądanych odszkodowań (na podstawie danych z 15 największych, operujących na rynku brytyjskim, firm ubezpieczeniowych).



Rys.1.1. Zmiany liczby i sumy wypłaconych odszkodowań za uszkodzenia budynków wywołane osiadaniami w Wielkiej Brytanii – wg [52]

Fig.1.1. Trend in number and value of claims connected with subsidence damages in Great Britain – according to [52]

Można zauważyć, że gwałtowny wzrost liczby przypadków uszkodzenia obiektów – a tym samym i sumy odszkodowań – nastąpił od roku 1989. Wiązało się to z wystąpieniem dwóch bardzo gorących i suchych lat 1989 i 1990, co spowodowało szybkie wysychanie gruntów spoistych, skutkujące gwałtownymi przyrostami nieregularnych osiadań. Sumaryczna kwota odszkodowań wypłacanych w tych latach sięgała ponad 500 mln funtów rocznie.

Można jedynie domniemywać, że skala problemu w sytuacji wystąpienia gwałtownych nawodnień gruntów, np. na terenach popowodziowych (por. np. [14],[60],[1]), może być znacznie większa. Powodzie roku 1997 oraz 2001 pokazały, że oprócz strat materialnych poniesionych w trakcie samych powodzi, duża część uszkodzeń obiektów pojawia się dopiero po pewnym czasie, a sumaryczny koszt materialny – i co ważniejsze, także społeczny – będzie ogromny.

Geneza awarii i uszkodzeń budynków na skutek nadmiernych różnic osiadań może być różnorodna. I mimo iż stan końcowy w postaci krzywej deformacji górnej powierzchni podłoża gruntowego na jej styku z dolną powierzchnią fundamentu jest często podobny, przyczyny, które doprowadziły do jej powstania, mogą być zupełnie różne. Czynniki powodujące zagrożenie bezpieczeństwa użytkowania budynku na skutek powstania stanu awaryjnego, wywołanego wystąpieniem nadmiernych różnic pionowych przemieszczeń (osiadań) podłoża gruntowego, można najogólniej pogrupować następująco:

1. Przyczyny związane ze stratyfacją podłoża i zachowaniem się gruntów pod obciążeniem ([61], [153],[110],[228],[46],[51],[35],[22],[140]):
 - słabe parametry mechaniczne gruntu;
 - duża miąższość i płytkie położenie strefy gruntów silnie odkształcalnych;
 - nierównomierny układ warstw gruntu o różnych parametrach – wyklinowania, soczewki;
 - duża porowatość (wilgotność) początkowa – głównie w przypadku gruntów spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym, luźnych gruntów niespoistych oraz antropogenicznych;
 - słaba prekonsolidacja podłoża – jego niewielkie przeciążenie ponad stan pierwotny przed rozpoczęciem wznoszenia budowli;
 - odkształcalność cząstek szkieletu mineralnego i otoczek wody błonkowej – ily, gliny związane.

2. Szczególne cechy niektórych gruntów:
 - ekspansywność ([230],[73],[78],[225]);
 - wysadzinowość ([85],[160]).
3. Zmiana poziomu wód gruntowych:
 - odwodnienie lub nawodnienie gruntu – np. przez meliorację, nieszczelną kanalizację itp. ([138],[42],[232],[90]);
 - osuszania gruntu przez drzewa ([155],[11],[77],[73],[20],[79]);
 - głębokie wykopy, wznoszenie nowych budynków w sąsiedztwie itp. ([109],[53],[199]).
4. Wpływy eksploatacji górniczej:
 - deformacje ciągłe – krzywizna, wychylenie ([49],[185],[2],[82],[64],[72],[196],[86],[87]);
 - deformacje nieciągłe – zapadliska i osuwiska ([185],[49],[31]).

Jak z powyższego zestawienia wynika, *spectrum* przyczyn powstawania nierównomiernych osiadań jest bardzo szerokie – i siłą rzeczy nie jest sprawą łatwą projektowanie budynku przewidując wszystkie możliwe sytuacje mogące niekorzystnie wpłynąć na bezpieczną pracę obiektu, dodatkowo mając na uwadze, że w konkretnych sytuacjach rzeczywistych mogą wystąpić kompilacje niektórych przyczyn. Odpowiednie rozpoznanie podłoża w trakcie przygotowywania projektu budowlanego może w znacznej mierze ograniczyć w przyszłości możliwość powstania sytuacji zagrażających bezpieczeństwu użytkowania budynku. W sytuacji stwierdzenia już na etapie projektowania możliwości wystąpienia nadmiernych różnic osiadań pod poszczególnymi częściami obiektu należy zdecydować (por. [156],[63]), czy technicznie możliwe i ekonomicznie opłacalne jest przystosowanie konstrukcji obiektu do przeniesienia dodatkowych naprężeń i towarzyszących im odkształceń wywołanych tego typu osiadaniem, czy też poszukiwanie możliwości polepszenia parametrów podłoża, lub – konieczność zmiany lokalizacji lub wręcz zaniechania inwestycji. Natomiast w przypadku budynków już istniejących, które poprawnie zaprojektowane i wykonane znalazły się lub mogą się znaleźć w przyszłości w zmienionych warunkach – należy określić, z jakimi możliwymi różnicami osiadań należy się liczyć i jaki będzie ich wpływ na konstrukcję budynku – w konsekwencji, jakie środki zaradcze należy przedsięwziąć.

Aby móc podjąć decyzję w powyższych sytuacjach, konieczna jest ocena zarówno stanu wytwężenia, jak i odkształcenia analizowanej konstrukcji. W szczególności dotyczy to oczywiście układu ścian konstrukcyjnych budynku. Należy wykazać, czy dla założonych

parametrów deformacji podłoża gruntowego pod fundamentem powstałe naprężenia i odkształcenia ścian usztywniających będą się mieścić w granicach dopuszczalnych, czy też będą na tyle duże, że spowodują uszkodzenia konstrukcji, mogące w konsekwencji zagrozić bezpieczeństwu jej użytkowania.

1.2. AKTUALNY STAN ROZWIĄZANIA ZAGADNIENIA

1.2.1. Analiza ścian konstrukcyjnych poddanych różnicom osiadań wywołanym czynnikami innymi niż górnicze

Analiza ścian konstrukcyjnych budynku poddanego nierównomiernym osiadaniami wywołanym głównie czynnikami gruntowo-wodnymi, a więc innymi niż górnicze, nie jest zagadnieniem prostym. I chociaż problematyka geotechniczna nie wchodzi w zakres merytoryczny niniejszego opracowania, postanowiono podać w formie skróconej nieco informacji dotyczących i tych spraw, bowiem może to, zdaniem autora, być przydatne do właściwego zrozumienia dalej omawianych zagadnień.

Zgodnie z dotychczas obowiązującymi przepisami i zaleceniami [33],[241] oraz postanowieniami Eurokodu 7 [243], dotyczącymi projektowania posadowienia budynków, fundamenty powinno się tak projektować, aby podłoże gruntowe poddane obciążeniu budynkiem nie wykazywało odkształceń mogących powodować nadmierne lub nierównomierne osiadanie całego budynku lub też jego części. Tak więc projektowanie posadowienia musi uwzględniać zarówno warunki panujące w podłożu gruntowym, jak i wymagania techniczne, które budynek powinien spełniać.

Eurokod 7 [243] w punkcie 2.2(1) wyszczególnia sytuacje obliczeniowe, które powinny być zawarte w projekcie geotechnicznym, obejmujące, między innymi, uwzględnianie obciążeń budowli w postaci:

- przestrzennego układu warstw gruntu;
- przewarstwień twardych i miękkich skał;
- skutków podmycia, erozji i wykopów prowadzące do zmian w geometrii powierzchni podłoża gruntowego;
- wahań poziomów wody gruntowej, z uwzględnieniem skutków odwodnienia, możliwej powodzi, uszkodzenia systemów drenażu, itp.;
- wyrobisk górniczych, pustek i budowli podziemnych;
- obniżania się terenu spowodowanego robotami górniczymi.

Aby móc prawidłowo określić realistyczne miary osiadań, konieczne jest właściwe rozpoznanie podłoża gruntowego. Jest to, jak podaje między innymi w swej pracy [61] M. Gryczmański, "(...) pierwszy etap procedury prognozowania osiadań i parametrów opisujących ich nierównomierności". Tok prognozowania osiadań, zaczerpnięty z pracy [61], pokazano w tablicy 1.1, której treść jest modyfikacją rozważań z wcześniejszej pracy [62].

Tablica 1.1

Tok prognozowania osiadań według [61]

Etap Nr	Nazwa i program etapu
I	Geotechniczne rozpoznanie i odtworzenie budowy podłoża (badania geotechniczne, wydzielenie warstw, identyfikacje gruntów i warunków wodnych)
II	Założenia analizy osiadań (kreślenie modeli podłoża i budowli, wybór metody obliczeń)
III	Badania mechanicznych charakterystyk warstw (oszacowanie parametrów modeli gruntów warstw)
IV	Szacowanie miar pola osiadań (osiadania średniego, przechyłki, względnych ugięć, odkształceń kątowych)

Oprócz powyższych zaleceń krajowych, zdaniem autora, na uwagę zasługują także dość szeroko prowadzone prace w tym kierunku w Wielkiej Brytanii. Zaowocowały one szeregiem syntetycznych opracowań (np. [166],[60],[16],[19],[21],[17],[18]), stanowiących wyraźną pomoc dla projektantów.

W sytuacji prognozowanych zmian warunków wodnych na skutek osuszania gruntów przez szatę roślinną (głównie drzewa liściaste rosnące w bezpośrednim sąsiedztwie projektowanego lub już istniejącego budynku) pomocne do analizy stanu osiadań mogą być kompleksowe prace J. Jeża [73],[73],[75]. Na uwagę zasługują głównie prace brytyjskie [15],[253],[212],[27] oraz BS 5930 [236].

Natomiast informacje, dotyczące problematyki budynków sytuowanych na podłożu zbudowanym lub zawierającym grunty ekspansywne, można znaleźć w pracy zbiorowej pod redakcją J. Przysańskiego [187], Instrukcji ITB Nr 296 [244], czy też w szeregu opracowań autorstwa A. Zawalskiego i Z. Woźniowskiego [230],[226],[232].

Nierównomierne osiadania podłoża pod budynkiem zaliczane są (wg [243]) do grupy obciążeń budowli. Oddziaływania, poza sejsmicznymi, dynamicznymi i związanymi

z działalnością górniczą, które należy rozpatrywać w analizach geotechnicznych, to, zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7 [243], między innymi:

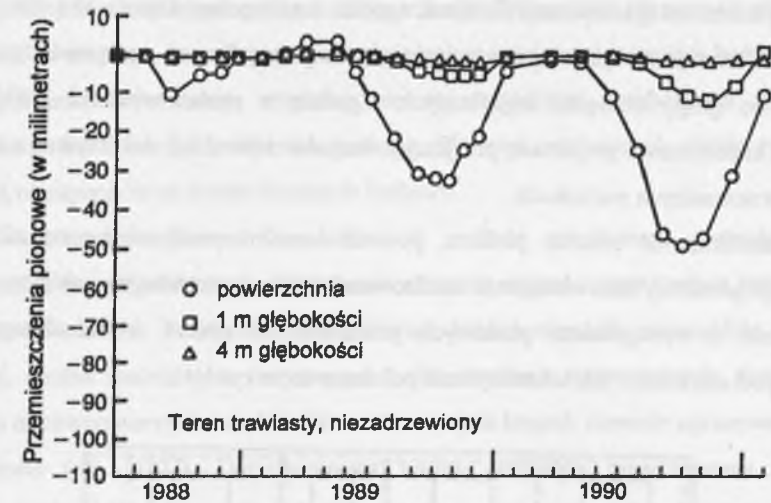
- pęcznienie i skurcz spowodowane przez rośliny, wpływy klimatyczne lub innego rodzaju zmiany wilgotności gruntu;
- przemieszczenia związane z pełzaniem lub osuwiskiem mas gruntu;
- przemieszczenia związane z degradacją, zmianami w składzie mineralnym, samozagęszczaniem i rozpuszczeniem gruntu;
- skutki działania temperatur – wysychanie lub pęcznienie mrozowe.

Dla poprawnego prowadzenia obliczeń, wartości oddziaływań, w tym i wyszczególnionych powyżej, muszą mieć ustalone wartości liczbowe. Jako oddziaływania należy traktować także zadawane przemieszczenia.

Do przedstawienia skali problemu jako przykład niech posłuży analiza zmian pionowych deformacji podłoża nieobciążonego gruntu, będąca jedynie wynikiem zmian warunków wodnych, związanych z wpływami klimatycznymi. Posłużono się wynikami pomiarów pionowych przemieszczeń gruntu, przeprowadzonych w latach 1988-1990 na terenie aglomeracji Londynu przez pracowników *Building Research Establishment*. Na rys.1.2 pokazano, zaczerpnięte z pracy [52], rezultaty pionowych przemieszczeń gruntu na różnych głębokościach na obszarach trawiastych bez sąsiedztwa drzew, zaś na rys.1.3 – takie same zależności, tylko na terenach zadrzewionych.

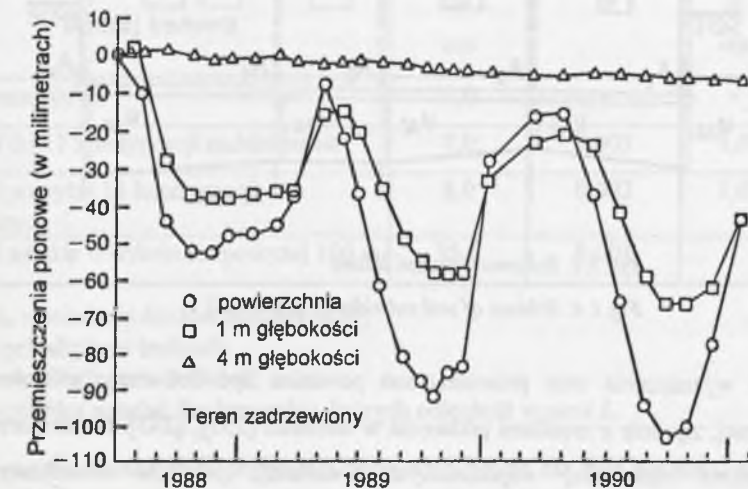
Analizując charakter zmian pionowych deformacji w okresie każdego roku, można zauważyć, że największe przyrosty osiadań występowały w okresach jesienno-zimowych, po wystąpieniu wysuszenia gruntu w czasie letnich, wysokich temperatur, szczególnie w "bardzo suchych" latach 1989-1990. W przypadku terenów niezadrzewionych wahania przemieszczeń na głębokości typowego poziomu posadowienia, rzędu $-1,0$ m poniżej powierzchni terenu, były w granicach 20 mm, natomiast na terenach zadrzewionych sięgały nawet ok. 70 mm. A jeśli do tego dodać równoczesne wystąpienie i innych czynników, jawi się cała złożoność problemu.

Nieregularnie deformujące się podłoże pociąga za sobą odkształcanie się konstrukcji budynku. Odkształcenia budynku nie są identyczne z odkształceniami podłoża z uwagi na sztywność obiektu. Na skutek interakcji budynek-podłoże dochodzi do redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcji budynku, a jego deformacje są inne, niż wynikałoby to z geometrii odkształconego podłoża gruntowego.



Rys. 1.2. Pomiar przemieszczeń gruntu na różnych głębokościach w Londynie – obszar trawiasty z dala od drzew – wg [52]

Fig. 1.2. Measurements of ground movement at various depths in London – grass covered areas away from trees – according to [52]

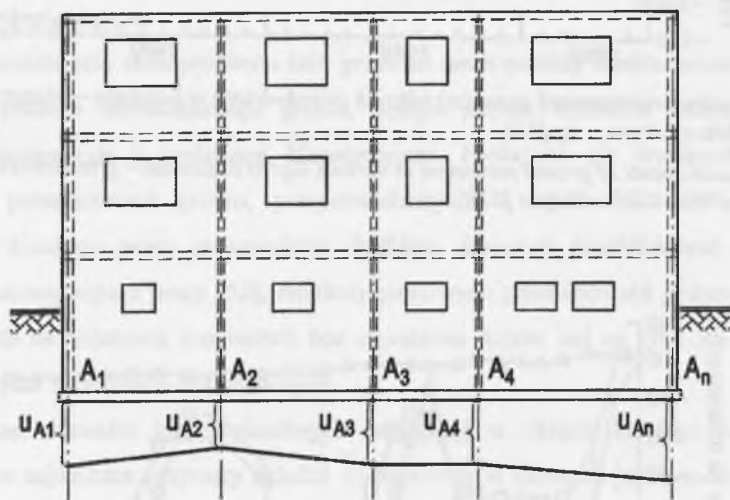


Rys. 1.3. Pomiar przemieszczeń gruntu na różnych głębokościach w Londynie – obszar zadrzewiony – według [52]

Fig. 1.3. Measurements of ground movement at various depth in London – area near trees – according to [52]

W analizie konstrukcji obciążenia w postaci nieregularnych osiadań traktować należy jako składowe podstawowej kombinacji obciążeń, zgodnie z zaleceniami Eurokodu 1 [241]. Jedynie pionowe deformacje związane z wystąpieniem sytuacji wyjątkowej, np. powódź, mogą być zaliczone do grupy obciążeń wyjątkowych. Zgodnie z postanowieniami [243] decyzję podejmuje każdorazowo projektant, przyjmując wartości najbardziej niekorzystne z mogących wystąpić w normalnych warunkach.

W odniesieniu do osiadań podłoża, powodowanych czynnikami innymi niż wpływy eksploatacji górniczej, stan obciążenia analizowanej ściany konstrukcyjnej obiektu wiąże się bezpośrednio z wystąpieniem pionowych przemieszczeń gruntu w charakterystycznych punktach pod obiektem – jak schematycznie pokazano to na rys.1.4.



Rys. 1.4. Schemat osiadań ściany

Fig. 1.4. Scheme of soil subsidence of the wall

Sposób wyznaczania tych przemieszczeń powinien być dokonany w trakcie analizy geotechnicznej, zgodnie z zasadami podanymi w normach [255], [243]. Komentarza wymaga jednak sprawa określenia, wspomnianych wcześniej, punktów charakterystycznych. W przypadku budynku o ścianowym układzie konstrukcyjnym takimi punktami charakterystycznymi dla analizowanej ściany konstrukcyjnej są, oprócz jej punktów granicznych (końcowych – oznaczonych na rys.1.4 jako "A₁" oraz "A_n"), także miejsca, w których jest ona połączona z poprzecznymi ścianami konstrukcyjnymi. W ścianie pokazanej

na rys.1.4 są to punkty oznaczone odpowiednio "A₁" ÷ "A_n". Na podstawie obliczeń geotechnicznych należy w powyższych miejscach określić wartości pionowych przemieszczeń (u) – jeśli to możliwe, to najlepiej z uwzględnieniem wzajemnej interakcji budynek-podłoże. Przemieszczenia te w takim wypadku nie są wartościami swobodnych osiadań, lecz przemieszczeniami na styku budynek-podłoże. Wartości wzajemnych różnic tych osiadań stanowią obciążenie ścian konstrukcyjnych budynku.

Po wyznaczeniu parametrów deformacji podłoża gruntowego pozostaje kwestia sprawdzenia, czy powstały stan odkształcenia może się wiązać z zagrożeniem bezpieczeństwa użytkowania obiektu. Praktycznie rzecz biorąc, bardzo niewiele, szczególnie w praktyce krajowej, można znaleźć prac dotyczących prób określenia maksymalnych, dopuszczalnych wartości nierównomiernych osiadań. Również w innych krajach niewiele opracowań tego typu się pojawia (np. [181]). Dotychczasowa norma dotycząca projektowania posadowień bezpośrednich [255], do analizy drugiego stanu granicznego jako dopuszczalne podaje wartości przemieszczeń przedstawione poniżej w tabelicy 1.2.

Tablica 1.2

Dopuszczalne wartości umownych przemieszczeń i odkształceń zachodzących w fazie eksploatacji budowli wg PN-81/B-03020 [255]

Rodzaj budowli	s_{sr} cm	Θ	f_0 cm	$\frac{\Delta s}{L}$
Hale przemysłowe	5,0	-	-	0,003
Budynki do 11 kondygnacji nadziemnych	7,0	0,003	1,0	-
Budynki powyżej 11 kondygnacji nadziemnych	8,0	0,002	1,0	-
Budynki smukłe o wysokości powyżej 100 m	15,0	0,001	-	-

gdzie: s_{sr} – osiadanie średnie fundamentów;

Θ – przechylenie budowli;

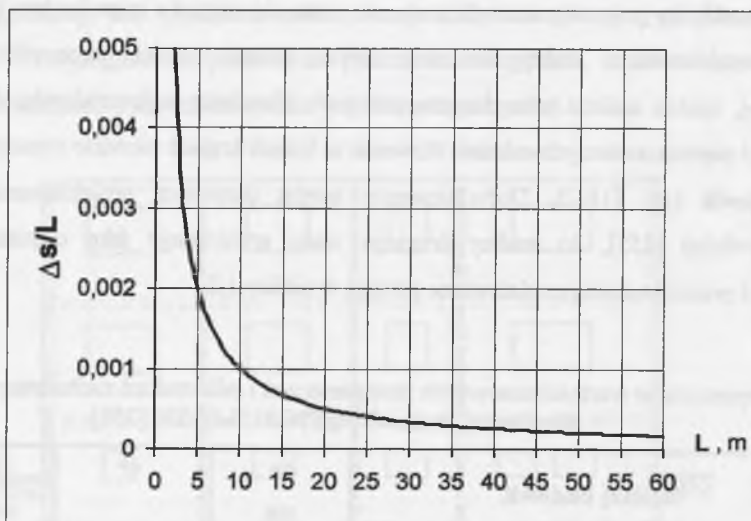
f_0 – strzałka ugięcia budowli;

Δs – różnica osiadań fundamentów, których odległość wynosi L .

Jak można zauważyć, w przypadku budynków innych niż hale przemysłowe, podane są jedynie wartości graniczne strzałki ugięcia budynku f_0 . Co więcej, nie są one uzależnione od konstrukcji budynku, ani też od jego wymiarów w planie. Jedynie dla hal przemysłowych podano dopuszczalną różnicę osiadań Δs fundamentów, których odległość wynosi L (zazwyczaj krótsza niż długość hali). Dla innych budynków, z punktu widzenia nieregularnych

pionowych przemieszczeń podłoża pod budynkiem – brak jest wartości granicznych, ponieważ dopuszczalne wychylenia obiektu Θ są miarodajne zakładając, że budynek wychyla się z pionu jako sztywny element tarczowy. Nie można więc tych wartości w sposób bezpośredni transponować na odkształcenia postaciowe poszczególnych części ścian konstrukcyjnych.

Na rys.1.5 pokazano, jak się kształtują zmiany stosunku f_0/L (dla dopuszczalnej maksymalnej wartości strzałki ugięcia f_0 jak w tabl.1.2) dla różnych wartości odległości pomiędzy ścianami L w budynku.



Rys.1.5. Zależność f_0/L dla różnych wartości L

Fig.1.5. f_0/L relationship for different L values

Dla budynków, w których odległość pomiędzy poszczególnymi fundamentami jest większa od 10,0 m, dopuszczalna wartość umownych odkształceń nie przekracza 1/1000. Natomiast w sytuacjach, w których odległość ta jest wyraźnie mniejsza, np. poniżej 5,0 m – co zazwyczaj ma miejsce w budynkach mieszkalnych o ścianowym układzie nośnym – dopuszczalna wartość umownych odkształceń wyrażana jako f_0/L zaczyna gwałtownie rosnąć powyżej 1/500.

W porównaniu z wartościami dopuszczalnymi, które można znaleźć w literaturze przedmiotu, jak np. według Skempton'a (jak podaje w swej pracy [223] Z. Witun), który ustalił względną dopuszczalną różnicę osiadań dla budynków jako nie przekraczającą wartości 1/300, wartości określone w tabl.1.2 oraz pokazane na rys.1.2 są bardziej rygorystyczne. Podobne ograniczenia podaje również Z. Witun we wspomnianej już pracy [223] dla warunków

krajowych. Jako parametr charakteryzujący odkształcalność postaciową budynku przyjętą on mianowicie odchylenie katowe linii podstawy fundamentu α_s , wyznaczane ze wzoru:

$$\alpha_s = \frac{s_1 - s_2}{l_1} - \frac{s_2 - s_3}{l_2} \quad (1.1)$$

w którym: s_1, s_2 i s_3 – odpowiednio: pionowe przemieszczenia trzech sąsiednich fundamentów;

l_1 oraz l_2 – osiowe rozstawy tych fundamentów.

Przyjęte przez Z. Witun'a dopuszczalne wartości odchylenia katowego $\alpha_{s,dop}$ podano poniżej w tabelicy 1.3.

Tablica 1.3

Wartości $\alpha_{s,dop}$ według [223]

Rodzaj konstrukcji	$\alpha_{s,dop}$
Budowle masywne o dużej sztywności własnej względem osi poziomych, posadowione na masywnych fundamentach, sztywnych skrzyniach żelbetowych lub płytach ciągłych	przechył powinien być mniejszy niż 1/100 do 1/200 stosunku mniejszego wymiaru fundamentu w planie do wysokości budowli
Konstrukcje statycznie wyznaczalne, mające istotne przeguby (łuki trójprzegubowe, kratownice stalowe jednoprzęsłowe itp.) oraz konstrukcje drewniane	$\frac{1}{100} + \frac{1}{200}$
Statycznie niewyznaczalne konstrukcje stalowe oraz konstrukcje murowane z wieńcami żelbetowymi w każdym stropie z poprzecznymi ścianami nośnymi o grubości 25 cm w rozstawie co 6 m, jak również monolityczne, żelbetowe konstrukcje szkieletowe na płycie ciągłej lub ruszcie żelbetowym	$\frac{1}{200} + \frac{1}{300}$
Konstrukcje murowane, lecz nie spełniające wszystkich ww. warunków, konstrukcje wieloblokowe z wieńcami żelbetowymi w każdym stropie, konstrukcje szkieletowe żelbetowe na oddzielnych stopach oraz konstrukcje wielopłytowe na monolitycznych żelbetowych ścianach piwnicznych na płycie ciągłej lub ruszcie żelbetowym	$\frac{1}{300} + \frac{1}{500}$
Konstrukcje wieloblokowe i wielopłytowe nie spełniające ww. warunków	$\frac{1}{500} + \frac{1}{700}$

Analiza wartości zawartych w tabl.1.3 w odniesieniu do konstrukcji murowych wskazuje na duży przedział wartości dopuszczalnych, od 1/500 dla budynków bez wieńców w poziomie wszystkich stropów – aż do 1/200 w przypadku budynków z takimi wieńcami. Należy pamiętać, że obecnie obowiązująca norma projektowania budynków murowanych [257] nakazuje wykonywanie wieńców na poziomie stropów nad wszystkimi ścianami

konstrukcyjnymi. Tak więc, w obecnej sytuacji miarodajne są wartości dopuszczalne z przedziału $1/200 \div 1/300$.

Nieco inne, w sumie bardziej przydatne z punktu widzenia analizowanych zagadnień, wartości dopuszczalne przemieszczeń, a w zasadzie odkształceń, można znaleźć w Eurokodzie 7 [243] dotyczącym zasad ogólnych projektowania geotechnicznego. W punkcie 2.4.6(7) znajdujemy następujący zapis: "Maksymalne względne obroty dla (...) nośnych lub ciągłych ścian z cegły są różne, ale ograniczenie ich w zakresie od około $1/2000$ do około $1/300$ zapobiega wystąpieniu stanu granicznego w konstrukcji. Maksymalny względny obrót $1/500$ jest dopuszczalny dla wielu konstrukcji." Łatwo zauważyć, że jest to zapis uogólniony, a rozpiętość pomiędzy granicznymi wartościami dopuszczalnymi jest bardzo duża. Należałoby się więc tu zastanowić nad przyczyną takiego stanu rzeczy. Otóż praktycznie nie jest możliwe, ze względu chociażby na zmienność konstrukcji poszczególnych budynków – nawet wykonanych z tego samego typu materiałów (np. cegły pełnej ceramicznej i takiej samej klasy zaprawy) – określenie jednoznacznych wartości dopuszczalnych różnic osiadań. Taka sama wartość pionowej różnicy przemieszczeń w jednym obiekcie może nie wywołać żadnych poważniejszych uszkodzeń, zaś w innym może doprowadzić do wystąpienia stanu awaryjnego. Trzeba więc poszukiwać innego rodzaju rozwiązań, nie granicznych wartości dopuszczalnych różnic osiadań, lecz dopuszczalnych wartości odkształceń postaciowych lub naprężeń dla muru wykonanego z danego rodzaju materiału. Potrzebne jest więc kryterium bardziej uniwersalne. Zagadnienie to omówione zostanie w rozdziale 4 niniejszej pracy.

1.2.2. Sposoby oceny ścian konstrukcyjnych poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża pod budynkiem spowodowanym wpływami górnictwami

Jednymi z głównych oddziaływań, które należy rozpatrywać w analizach geotechnicznych – zgodnie z postanowieniami Eurokodu 7 [243] – są przemieszczenia spowodowane eksploatacją górnictwami.

Podziemna eksploatacja kopalni wiąże się z przemieszczeniami górotworu, co z kolei jest czynnikiem sprawczym pojawiania się deformacji terenu. Można je podzielić na trzy zasadnicze grupy:

1. Deformacje ciągłe, czyli tzw. niecki obniżeniowe, opisane przez następujące wielkości:
 - pionowe przemieszczenie terenu;
 - poziome przemieszczenie terenu;

- krzywizna (wypukła lub wklęsła);
 - nachylenie;
 - poziome odkształcenia gruntu.
2. Deformacje nieciągłe (leje, zapadliska, uskoki, progi, szczeliny).
 3. Wstrząsy górnicze.

Problematyka budownictwa na terenach górniczych jest w Polsce znana i analizowana od dawna. Szczególnie silny rozwój tej dziedziny budownictwa nastąpił w okresie powojennym. Jako prekursorów działań w tym zakresie należy tu wymienić *F. Wasilkowskiego* z Politechniki Śląskiej, *W. Budryka*, *S. Knothego* i *T. Kochmańskiego* z Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie. W dalszych latach tematyka była dalej rozwijana na Politechnikach: Śląskiej, Krakowskiej i Wrocławskiej, w Głównym Instytucie Górnictwa w Katowicach, a także w Oddziale Gliwickim Instytutu Techniki Budowlanej. Przez ostatnich kilkadziesiąt lat praca wielu znakomych naukowców z wymienionych powyżej ośrodków zaowocowała dużym rozwojem tej gałęzi wiedzy. Aż po dzień dzisiejszy opublikowano dużą liczbę publikacji, w tym kilku syntetycznych monografii (np. [118],[113],[185],[184],[121],[115],[121],[82]).

W rozważaniach dotyczących deformacji powierzchni podłoża zakłada się najczęściej upraszczająco, że powierzchnia terenu na początku deformacji była płaszczyzną. Można wtedy, zgodnie z teorią i kinematyką powłok – jak podaje np. *J. Kubik* w swych pracach [106],[105] – deformacje powierzchni górotworu, a więc i podłoża, opisać parą tensorów: T (wydłużeń) oraz K (przyrostów krzywizn):

$$T = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} \\ T_{21} & T_{22} \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \quad (1.2)$$

W trakcie ruchów górotworu jego punkty znajdujące się na powierzchni doznają przemieszczeń, z którymi związane są stany odkształceń. Współrzędne T_{11} i T_{22} tensora wydłużeń oznaczają przemieszczenia, zaś T_{12} opisuje zmianę postaciową. Natomiast współrzędne K_{11} i K_{22} są zmianami krzywizn, a K_{12} opisuje skrócenie powierzchni górotworu. Dokładne wzory pozwalające na wyznaczenie wszystkich powyższych składowych obydwu tensorów można znaleźć np. w [106].

Przyjmowanie do obliczeń konstrukcji poddanych działaniu ruchów podłoża odpowiedniego modelu materiałowego, np. modelu ciała sztywno-plastycznego – jak proponuje *J. Kubik* w pracy [107] – pozwala na uwzględnianie wpływów narastającego

obciążenia, jak i ruchów podłoża z możliwością wystąpienia w konstrukcji stref uplastycznionych.

Jako nie mające bezpośredniego związku z zakresem niniejszej pracy, pominięto dokładniejsze rozwijanie problematyki związanej z szeroko rozumianą mechaniką górotworu. Można przyjąć, że obecny stan wiedzy oraz aktualne, często oparte na złożonych obliczeniach komputerowych, metody i sposoby określania parametrów deformacji zarówno górotworu, jak i powierzchni terenu gwarantują na etapie projektowania możliwość wyznaczania poprawnych danych.

Również poza zakresem niniejszej pracy pozostaje cały obszar zagadnień związanych z problematyką interakcji budynek-podłoże. Nie będzie tu szerzej przedstawiany rozwój na przestrzeni lat modeli gruntu i podłoża gruntowego pod budynkiem, jak również – z uwagi na gwałtowny rozwój technik komputerowych, szybko rozwijająca się w ostatnich latach – dziedzina nauki zajmująca się konstruowaniem modeli współpracującego układu budynek – podłoże. Z ciekawszych prac prowadzonych w kraju w tym kierunku w ostatnich latach na uwagę zasługują dokonania *M. Gryczmańskiego* i *S. Majewskiego* z Politechniki Śląskiej (np. [144],[143],[145],[141],[146]).

Także problematyka projektowania budynków, głównie budynków o ścianowym układzie nośnym, była przez lata nieustannie rozwijana. W efekcie zostało opracowanych, między innymi, szereg zaleceń w postaci instrukcji [247],[246],[248],[249],[262],[263], szeroko stosowanych w praktyce inżynierskiej. Podobnie zresztą sytuacja wygląda i w innych krajach, głównie tych, gdzie deformacje terenu na skutek prowadzenia działalności są dość znaczne. Na uwagę zasługują tu przede wszystkim niektóre normy dotyczące zasad projektowania budynków na terenach górniczych, między innymi, wydana w dawnym Związku Radzieckim [260] (obecnie obowiązująca w Rosji), czeska [237], czy też praktyka belgijska [157]. Opracowania te, podobnie jak i wyżej wspomniane instrukcje, dotyczą głównie zasad i reguł związanych z projektowaniem budynków na terenach górniczych, zawężonych, praktycznie rzecz biorąc, do poprawnego spełnienia stanów granicznych dla fundamentów i części podziemnych budowli. W odniesieniu do ścian konstrukcyjnych budynku można znaleźć zasady poprawnego ich konstruowania, a sposoby analizy wytyżeniowej, opierające się na wyznaczonych wartościach sił wewnętrznych, dotyczą jedynie budynków ze ścianami betonowymi (wielka płyta). Na podstawie powyższych instrukcji nie jest możliwe dokonanie

pełnej obliczeniowej analizy odkształceniowej i wytyżeniowej ściany usztywniającej budynku murowanego.

Z punktu widzenia zabezpieczenia budynków przed skutkami oddziaływań górniczych największy problem stanowią deformacje nieciągłe oraz wstrząsy, bowiem mają charakter zdarzeń losowych, trudnych do wcześniejszego przewidzenia, a skutki ich oddziaływania na konstrukcje często wiążą się z powstaniem znacznych uszkodzeń, co można np. obserwować na obszarze Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (rejon Polkowic). Nieco inaczej sprawa wygląda w odniesieniu do deformacji ciągłych, najpowszechniej występujących, których parametry można oszacować. W dalszej części niniejszej pracy analiza murowych ścian konstrukcyjnych budynku, w przypadku wystąpienia pionowych przemieszczeń będących skutkiem działalności górniczej, będzie dotyczyła jedynie deformacji typu ciągłego.

W odniesieniu do budynków sytuowanych na terenach górniczych podczas ich projektowania możliwe – i przewidziane w [243] – są dwa zasadnicze podejścia:

1. gdy brak jest dokładniejszych danych (np. z obserwacji i pomiarów wykonanych w terenie) rzeczywistych odkształceń – projektuje się obiekt dla założonej "kategorii górniczej terenu";
2. projektowanie z założeniem ekstremalnych wartości deformacji określonych na podstawie:
 - wyników pomiarów rzeczywistych lub wartości prognozowanych w oparciu o pomiary i obserwacje prowadzone w terenie;
 - prognozowanych wartości ekstremalnych deformacji dla danego obszaru, określonych rzeczywistych warunków geologicznych i założonego sposobu eksploatacji oraz kierowania stropem (eksploatacja "na zawał", podsadzki itp.).

Z uwagi na analizowane zagadnienie obliczania ścian budynków murowanych miarodajne – z punktu widzenia prowadzonej analizy – są przede wszystkim deformacje typu ciągłego. Taki typ deformacji charakteryzują następujące wskaźniki:

- odkształcenie poziome terenu ε ,
- krzywizna, określana przez promień krzywizny R (wypukła lub wklęsła);
- nachylenie terenu T .

W Instrukcji GIG nr 12 [245] – a następnie w Instrukcji ITB 286 [247] – wyróżniono w sumie 5 kategorii górniczych (od I do V), zaś w najnowszej Instrukcji ITB 364/2000 [250] dodano

jeszcze jedną dodatkową kategorię, oznaczoną jako "0" – o najniższych wartościach parametrów deformacji – por. tablica 1.4.

Tablica 1.4

Kategorie deformacji terenu górniczego – wg [250]

Kategoria	Graniczne wartości wskaźników deformacji		
	Nachylenie T mm/m	Promień krzywizny R km	Odształcenie poziome ε mm/m
0	$T \leq 0,5$	$ R \geq 40$	$ \varepsilon \leq 0,3$
I	$0,5 < T \leq 2,5$	$40 > R \geq 20$	$0,3 < \varepsilon \leq 1,5$
II	$2,5 < T \leq 5$	$20 > R \geq 12$	$1,5 < \varepsilon \leq 3$
III	$5 < T \leq 10$	$12 > R \geq 6$	$3 < \varepsilon \leq 6$
IV	$10 < T \leq 15$	$6 > R \geq 4$	$6 < \varepsilon \leq 9$
V	$T > 15$	$ R < 4$	$ \varepsilon > 9$

W analizie ścian konstrukcyjnych budynków murowanych poddanych nierównomiernym pionowym deformacjom podłoża jako miarodajny można przyjąć głównie jeden wskaźnik, a mianowicie: promień krzywizny R . Dla typowego, niewysokiego (zwykle do 4. kondygnacji nadziemnych) budownictwa murowanego pozostałe dwa parametry, czyli nachylenie terenu T oraz odształcenie poziome ε , mają mniejszy wpływ. Z uwagi na to, że siły wewnętrzne w budynku powstałe na skutek poziomych odształceń ε powinny być przejęte przez odpowiednie zabezpieczenie fundamentów (np. ławy lub ruszty fundamentowe ze ściągamami przekątniowymi czy też płyta fundamentowa), odształcenia te nie dają składowej pionowej deformacji, lecz tylko mają wpływ na stan poziomych odształceń ściany, a więc i na stan jej wyteżenia. Nadmierne pochylenie budynku może wywołać w ścianach konstrukcyjnych dodatkowe składowe pionowe obciążenia – a w konsekwencji i większe lokalne naciski na grunt, co może doprowadzić do powstania dodatkowych, pionowych składowych osiadań. Niemniej najczęściej są one znacznie mniejsze niż wartości pionowych przemieszczeń związanych z wystąpieniem krzywizny terenu. Podstawowym więc czynnikiem, stanowiącym obciążenie pośrednie budynku, jest krzywizna terenu.

Z punktu widzenia metody stanów granicznych analiza ścian konstrukcyjnych budynków poddanych wpływom tak opisanych wskaźników deformacji terenu jest poprawna. Docelowe wartości parametrów deformacji są wystarczająco miarodajne. Losowość parametrów

deformacji górotworu uwzględnia się poprzez wprowadzenie wartości obliczeniowych wskaźników deformacji. Zgodnie z zaleceniami instrukcji [247] oraz [250], wartości obliczeniowe należy wyznaczać poprzez przemnożenie wskaźników prognozowanych (podanych w tabl.1.4) przez kombinację współczynników:

$$(E_{S,i})_d = (E_{S,i})_k \cdot k_{wp} \cdot \gamma_f \quad (1.3)$$

gdzie: $(E_{S,i})_d$ – wartość obliczeniowa danego wskaźnika deformacji;

$(E_{S,i})_k$ – wartość charakterystyczna danego wskaźnika deformacji;

k_{wp} – współczynnik warunków pracy, zależny od stosunku długości obiektu L do promienia zasięgu wpływów głównych r ;

γ_f – współczynnik obciążenia.

Głównym wskaźnikiem, który ma podstawowe znaczenie w generowaniu nieregularnych pionowych przemieszczeń podłoża pod budynkiem, jest krzywizna terenu K , charakteryzowana przez promień krzywizny R . Rozróżnia się dwa rodzaje krzywizny:

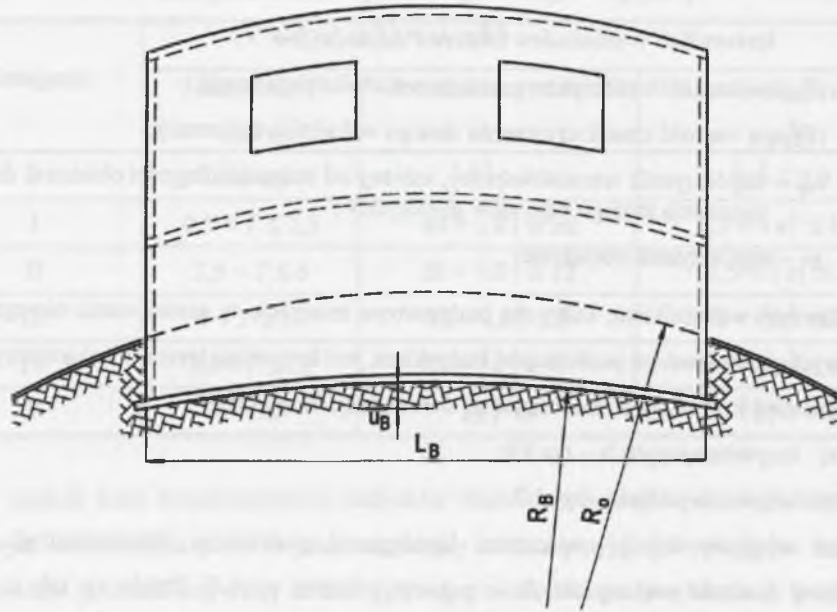
a) krzywizna wypukła – rys.1.6;

b) krzywizna wklęsła – rys.1.7.

Promień wygięcia dolnej powierzchni kondygnacji podziemnej (fundamentów) R_B jest zazwyczaj znacznie większy niż R_0 – por. rys.1.6 oraz rys.1.7. Dzieje się tak z powodu wzajemnej interakcji budynek-podłoże gruntowe. Obiekt charakteryzuje się sztywnością giętą oraz sztywnością odształcenia postaciowego znacznie większą niż grunt – a więc dolna powierzchnia fundamentów będzie się – jako sztywniejsza – mniej "wyginała" niż grunt, na którym spoczywa. W obliczeniach konstrukcji, zarówno stosując model prętowy, jak i model tarczowy, fakt ten powinien zostać uwzględniony. Przy posługiwaniu się modelem prętowym sposoby i procedury obliczeniowe, dostępne w literaturze przedmiotu [248] oraz podana w instrukcji [247], pozwalają na uwzględnienie współpracy budynku z odształcającym się podłożem.

W efekcie prowadzonych obliczeń uzyskuje się odształconą dolną powierzchnię fundamentów jak na rys.1.6 oraz rys.1.7. Stosowanie w obliczeniach obiektów poddanych wyginającemu się podłożu modeli tarczowych pozwala na uwzględnianie wzajemnej interakcji budynek-podłoże. W tym drugim przypadku jest to o tyle dokładniejsze, nawet przy stosowaniu prostych programów inżynierskich, że jako obciążenie zadaje się krzywiznę o promieniu wygięcia R_0 na pewnej głębokości pod budynkiem – najczęściej nie mniejszej niż

ok. 3 wysokości obiektu. Dodatkowo, bryłę gruntu pod budynkiem modeluje się o wymiarach ok. 10-krotnie większych niż długość samego budynku.



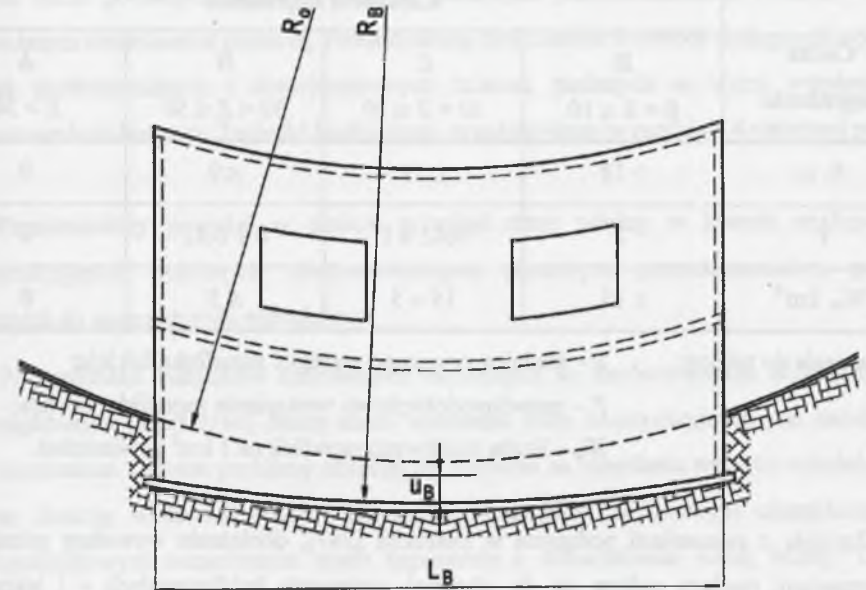
Rys.1.6. Deformacje w przypadku niecki wypukłej

Fig.1.6. Deformation in case of crown basins

Stosując w obliczeniach zaawansowane programy komputerowe pozwalające na posługiwanie się rozbudowanymi modelami materiałowymi, można także i krzywą deformacji górniczej uwzględnić w bardziej złożonej postaci. Istnieje bogata literatura dotycząca mechaniki górotworu i rozwiązania zagadnienia oddziaływania wyginającego się podłoża na sztywną bryłę budynku. Do podstawowych z tego zakresu można zaliczyć prace Z. Budzianowskiego [13],[14],[12], J. Kwiatka [118],[112],[111],[119],[117] oraz E. Popiołka [182].

Jako miarodajną przyjmuje się zazwyczaj w obliczeniach krzywiznę opisaną przez promień R_0 . Zakłada się, że odpowiada on średniemu kształtowi odkształconej powierzchni terenu. W rzeczywistości może się zdarzyć, że na długości rozpatrywanego budynku (lub danej ściany konstrukcyjnej) lokalne wartości krzywizny mogą być różne, tzn. że postać odkształconej powierzchni podłoża w pewnych obszarach może się nie pokrywać z krzywą opisaną

promieniem R_0 . W rozwiązaniu dokładnym otrzymuje się obwiednię ze zbioru krzywizn lokalnych. Zmienność ekstremalnych krzywizn lokalnych można wyznaczyć np. na podstawie funkcji podanych przez E. Popiołka w pracy [182].



Rys.1.7. Deformacje w przypadku niecki wklęsłej

Fig.1.7. Deformation in case of concavity basins

Oddzielnym zagadnieniem jest występowanie na terenach górniczych lub pogórnich deformacji typu nieciągłego. Ocena i prognozowanie deformacji nieciągłych są bardzo trudne. Jak podaje w swej monografii [115] J. Kwiatek, pewną metodę prognozowania przypadków powstawania deformacji nieciągłych – opartą na statystycznej analizie kilkuset przypadków – opracowali M. Chudek i W. Janusz [28],[29]. Jako wskaźnik prognozowania tego typu deformacji wprowadzili oni wielkość Z definiowaną jako:

$$Z = \frac{h}{g} \quad (1.4)$$

gdzie: h – głębokość powstałej w górotworze pustki;

g – wysokość pustki w górotworze.

Klasyfikację zagrożenia powierzchni zapadliskami, zaczerpniętą z pracy J. Kwiatka [115], podano poniżej w tablicy 1.5.

Tablica 1.5

Zagrożenie powierzchni zapadliskami – według [115]

Cecha zagrożenia	Kategoria zagrożenia			
	D $0 < Z \leq 10$	C $10 < Z \leq 30$	B $30 < Z \leq 50$	A $Z > 50$
S m	> 18	≤ 18	≤ 9	0
P	1	$0,42 \div 1$	$0 \div 0,42$	0
$W_m \text{ km}^2$	≥ 15	$15 \div 5$	≤ 5	0

Oznaczenia do tablicy: S – średnica mogącego wystąpić zapadliska lub leja;
P – prawdopodobieństwo wystąpienia zapadliska lub leja;
 W_m – liczba możliwych zapadlisk na 1 km^2 powierzchni.

Zgodnie z zaleceniami podanymi w instrukcji [247], obciążenia wywołane górnictwem deformacjami podłoża zalicza się do obciążeń zmiennych krótkotrwałych – i jako takie powinny wystąpić w odpowiednich kombinacjach obciążeń. *Kombinacja podstawowa* obciążeń, składająca się z oddziaływań stałych i zmiennych, obowiązuje w obliczeniach budynków poddanych wpływom ciągłych deformacji podłoża. Natomiast w obliczeniach budynków poddanych wpływom deformacji nieciągłych należy uwzględnić *kombinację wyjątkową*.

Podobnie jak miało to miejsce w odniesieniu do zagadnienia analizy ścian murowanych podlegających nadmiernym różnicom osiadań, będących skutkiem zadziaływania różnorodnych czynników związanych z szeroko rozumianymi zagadnieniami gruntowo-wodnymi, także w przypadku ścian budynków narażonych na pionowe deformacje podłoża wywołane oddziaływaniami typu górnictwa, obowiązujące dotychczas polskie normy projektowania konstrukcji murowych (do PN-87/B-3002 [256] włącznie) nie zawierały – podobnie jak i Eurokod 6 [257] – żadnych ustaleń w tym zakresie. Jednak sytuacja nie jest aż tak zła, jak ma to miejsce w odniesieniu do analizy budynków narażonych na nadmierne różnice osiadań wywołane czynnikami pozagórnictwem. Od dawna pojawiały się różnego rodzaju publikacje dotyczące zasad obliczania obiektów na terenach górniczych. Oprócz wymienionych już

wcześniej opracowań monograficznych [118],[113],[185],[184],[121],[115],[121],[82], wydano szereg wytycznych [262] i instrukcji ITB [247],[246],[250]. Jednak dopiero w nowej PN-B-03002:1999 [257] można znaleźć bardziej szczegółowe ustalenia dotyczące zasad analizy warunków stanu granicznego użyteczności murowanych ścian usztywniających, w tym także poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża – także wywołanym działalnością górnictwem. Pełną dyskusję tych ustaleń w świetle dostępnych wyników badań doświadczalnych i dotychczasowych zaleceń, podanych w wyżej wymienionych opracowaniach Instytutu Techniki Budowlanej, przedstawiono w rozdziale 4 niniejszej pracy.

Przedstawiony powyżej w skrócie przegląd stanu wiedzy w kwestii analizy ścian konstrukcyjnych poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża prowadzi do następujących wniosków:

1. W przypadku budynków murowanych narażonych na nierównomierne różnice osiadań zagadnienie prawidłowej oceny stanu wyężenia ścian konstrukcyjnych jest nadal słabo rozpoznane. Główne problemy skupiają się zarówno na określeniu wartości osiadań, które są funkcją wielu różnorodnych czynników, częściowo o losowym charakterze, jak i prawidłowym oszacowaniu stanu naprężenia i odkształcenia samej ściany. Oprócz przybliżonych oszacowań dopuszczalnych różnic osiadań dla konstrukcji ramowych i budynków murowanych z cegły – podanych w Eurokodzie 7 [243] – brak jest innych, szerszych danych. Nawet zakładając, że oszacowania te są poprawne, pozostaje nadal problem, co zrobić w wypadku budynków wykonanych z innych typów elementów murowych. Nie było więc do tej pory jednolitej metody i spójnych kryteriów oceny stanów granicznych tak obciążonych ścian.
2. Wstępnym rozwiązaniem tego problemu, wprowadzonym na podstawie doświadczeń oraz z inicjatywy autora do nowej, zgodnej z postanowieniami Eurokodu 6 [242], normy projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych PN-B-03002:1999 [257] – o czym szerzej w rozdziale 4 niniejszej pracy – jest podejście opierające się na analizie stanu naprężenia muru poprzez analizę jego stanu odkształcenia.
3. W odniesieniu do obiektów sytuowanych na terenach podlegających wpływom eksploatacji górnictwa zagadnienie analizy ścian usztywniających jest nieco lepiej poznane. Na podstawie bardzo szerokich badań, obserwacji w naturze oraz analiz opracowano przez lata szereg publikacji, w tym i o charakterze monograficznym, oraz instrukcji (głównie

przez GIG w Katowicach oraz ITB w Warszawie i jego Oddział w Gliwicach), w których projektant może znaleźć informacje dotyczące zasad i uwarunkowań związanych z tego typu budownictwem. Jednak mimo iż literatura dotycząca budownictwa na terenach górniczych jest stosunkowo bogata, dotycząca zarówno obiektów kubaturowych (typu halowego) oraz ramowych (szkieletowych), jak również o ścianowym układzie nośnym, to trudno w niej znaleźć spójne kryteria oceny wyężenia ścian w budynkach murowanych. Dopiero w zasadzie najnowsze opracowania z tej dziedziny – instrukcja ITB 364/2000 [250] oraz praca *M. Kawuloka* [82], precyzują metodologię oceny stanów granicznych murowanej ściany konstrukcyjnej na podstawie stanu jej odkształcenia. Rozwinięciem tego podejścia jest podany powyżej sposób przyjęty w nowej normie [257], a dokładnie przedstawiony i przedyskutowany, wraz z określeniem granicznych wartości dopuszczalnych odkształceń postaciowych, w rozdziale 4 niniejszej pracy.

Tak więc, na podstawie podanych powyżej wniosków, wynikających z przeglądu stanu wiedzy, uważa się jako w pełni uzasadnione i celowe skierowanie wysiłków w następujących dwóch głównych kierunkach:

1. Dokładnego sformułowania, wstępnie opracowanego i przyjętego w nowej normie [257], kryterium pozwalającego na analizę murowanych ścian konstrukcyjnych budynków poddanych nierównomiernym, pionowym przemieszczeniom podłoża, opierającego się na analizie stanu naprężenia muru poprzez analizę jego stanu odkształcenia. Dodatkowo, podjęto próbę uściślenia szczegółowych uwarunkowań dla budynków poddanych różnicom osiadań wynikających z innych czynników niż górnicze oraz oddzielnych dla obiektów sytuowanych na terenach górniczych.
2. Opracowanie, na wzór normowego kryterium pozwalającego na analizę stanu granicznego nośności murowanych ścian konstrukcyjnych poddanych poziomemu obciążeniu wiatrem, możliwego do stosowania w praktyce projektowej, kryterium naprężeniowego, pozwalającego analizować stan naprężenia w ścianie murowanej, bez względu na rodzaj oddziaływań, które doprowadziły do powstania pod obiektem nierównomiernych pionowych przemieszczeń. Kryterium to powinno być łatwe w zastosowaniu zarówno w obliczeniach metodami analitycznymi, jak i w analizie stanu naprężenia w ścianie murowanej obliczanej z użyciem prostych, typowych programów komputerowych, opartych na MES i sprężystych charakterystykach materiałowych.

1.3. CEL ORAZ ZAKRES PRACY

Zgodnie z wnioskami wynikającymi z przedstawionej powyżej analizy stanu wiedzy dotyczącej zagadnienia analizy budynków murowanych poddanych odkształceniom postaciowym wynikającym z nierównomiernych, pionowych przemieszczeń podłoża gruntowego sformułowano cel pracy, którym jest **opracowanie – w oparciu o rezultaty przeprowadzonych w ostatnich kilkunastu latach badań doświadczalnych fragmentów murów pionowo ścinanych – możliwych do stosowania w praktyce projektowej sposobów i kryteriów oceny stanu wyężenia konstrukcyjnych ścian murowych w tak obciążonych budynkach.**

W związku z powyższym szczegółowy zakres merytoryczny pracy obejmuje następujące dwa podstawowe zagadnienia:

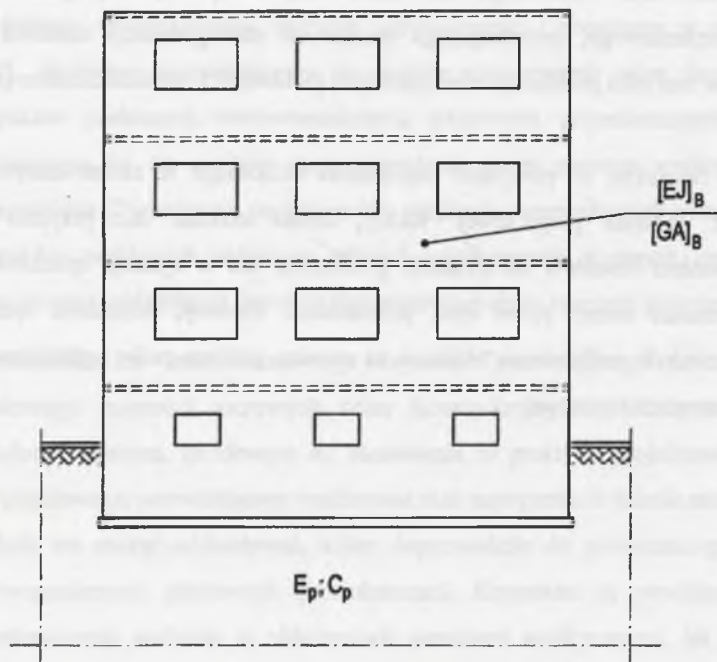
1. Rozwinięcie i uściślenie kryterium oceny stanu granicznego murowej ściany konstrukcyjnej budynku na podstawie jej stanu odkształcenia.
2. Opracowanie możliwego do stosowania w praktyce projektowej kryterium naprężeniowego, pozwalającego analizować stan graniczny nośności murowanych ścian budynku poddanego nieregularnym pionowym przemieszczeniom podłoża.

Można zauważyć, że powyższe zagadnienia wchodzące w zakres merytoryczny pracy wynikają z praktyki projektowej. Każdy, komu chociaż raz przyszło się zetknąć z projektowaniem obiektów na terenach górniczych lub w sytuacji spodziewanych różnic osiadania, musiał stanąć przed tymi problemami. Niestety, większość tych problemów dotychczas nie była analizowana. Mając to na uwadze, podjęto próbę ogólniejszego spojrzenia i uporządkowania tej tematyki.

2. MODELE OBLICZENIOWE STOSOWANE W ANALIZIE ŚCIAN KONSTRUKCYJNYCH BUDYNKÓW PODDANYCH PIONOWYM PRZEMIESZCZENIOM PODŁOŻA

2.1. MODEL PRĘTOWY

Jednym z najpowszechniejszych modeli obliczeniowych, stosowanych w praktyce projektowej, jest tzw. model prętowy – rys.2.1. Można go stosować w przypadku budynków o podłużnych, poprzecznych lub mieszanych układach nośnych. Warunkiem koniecznym jest zapewnienie, aby stropy były oparte co najmniej wzdłuż trzech krawędzi, a konstrukcja stropów powinna zapewniać ich tarczowy charakter pracy. W praktyce dotyczy to stropów żelbetowych (monolitycznych lub prefabrykowanych).



Rys.2.1. Model prętowy

Fig.2.1. Rod type mode

Stosując model prętowy, ugięcie (odkształcenie) budynku wyznacza się w sposób uproszczony, dla uśrednionej sztywności budynku i zakładając współpracę budynek-podłoże. Rozpatruje się dwa rodzaje sztywności budynku, a mianowicie:

- sztywność giętną $[EJ]_B$ wyznaczaną jako sumę sztywności poszczególnych ścian konstrukcyjnych:

$$[EJ]_B = \sum_{i=1}^n [EJ]_i \quad (2.1)$$

- sztywność odkształcenia postaciowego $[GA]_B$ wyznaczaną jako:

$$[GA]_B = \sum_{i=1}^n [GA]_{p,i} + \sum_{i=1}^m [GA]_{k,i} \quad (2.2)$$

gdzie: $\sum_{i=1}^n [GA]_{p,i}$ - suma sztywności odkształcenia postaciowego n ścian kondygnacji piwnicznej;

$\sum_{i=1}^m [GA]_{k,i}$ - suma sztywności odkształcenia postaciowego m ścian kondygnacji nadziemnej.

Wyznaczając powyższe sztywności, należy uwzględnić wpływ osłabiający związany z perforacją ścian otworami okiennymi i drzwiowymi, jak również parametry mechaniczne materiału (rodzaju muru), z jakiego poszczególne ściany, bądź ich fragmenty, są wykonane lub projektowane.

Do opisu podłoża gruntowego najczęściej przyjmuje się liniowo-sprężysty model podłoża. Opisuje się go za pomocą jednego parametru, tzn. współczynnika podatności podłoża C_p , określanego jako:

$$C_p = 2 \cdot \omega \frac{E_0}{b} \quad (2.3)$$

gdzie: ω – współczynnik zależny od stosunku wymiarów fundamentu (przyjmowany np. wg instrukcji [247]);

E_0 – pierwotny moduł odkształcenia gruntu;

b – szerokość ławy fundamentowej.

W sytuacji gdy miąższość warstwy gruntu ściśliwego t jest mała, tzn. zachodzi $t < b$, zależność (2.3) upraszcza się do postaci:

$$C_p = \frac{E_0}{t} \quad (2.4)$$

Można przyjąć także bardziej złożone opisy parametrów podłoża gruntowego, uwzględniające niesprężyste właściwości gruntu (np. według *J. Kwiatka* [119]) – szczególnie w analizie budynków na terenach górniczych. Mogą to być także np. modele sprężysto-plastyczne, stosowane przez *M. Gryczmańskiego* i *S. Majewskiego* [144],[143],[145], [141],[146]. Niemniej, tego typu modele przydatne są jedynie do obliczeń wykonywanych z wykorzystaniem programów komputerowych opartych na MES, a więc dla modeli bardziej złożonych niż omawiany prosty model prętowy.

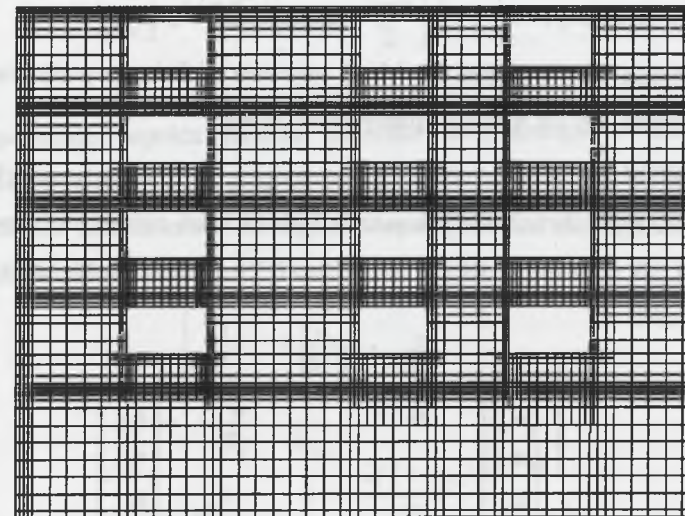
Na podstawie obliczeń wyznacza się uogólnione wartości sił wewnętrznych (momentu zginającego $[M]_B$ i siły poprzecznej $[Q]_B$) w przekrojach miarodajnych budynku, traktowanego jako całość i charakteryzującego się sztywnością giętną $[EJ]_B$ oraz sztywnością odkształcenia postaciowego $[GA]_B$. Następnie rozdziela się na poszczególne ściany konstrukcyjne całkowitą wartość momentu zginającego budynek, proporcjonalnie do ich sztywności giętych. Na koniec oblicza się na podstawie momentów zginających M_i poszczególne ściany konstrukcyjne, wartości maksymalnych ugięć u_i , które pozwalają na wyznaczenie postaci odkształconej ściany.

Szczegółowe zasady i procedury obliczania w sposób analityczny (bez konieczności sięgania do programów komputerowych opartych na MES) budynków z użyciem prostych modeli prętowych, stosowanych w powszechnej praktyce inżynierskiej, można znaleźć w opracowaniach monograficznych (np. [127], [121]), a w odniesieniu do analizy obiektów sytuowanych na terenach górniczych – w instrukcji [247].

2.2. MODEL TARCZOWY

Drugim podejściem stosowanym w problematyce analizy złożonych konstrukcji budowlanych, w tym budynków o ścianowych układach nośnych, jest posługiwanie się modelem tarczowym. Budynek traktuje się wtedy jako ustrój przestrzenny, złożony z układu tarcz w postaci wewnętrznych i zewnętrznych ścian konstrukcyjnych oraz stropów. Stosowanie takiego podejścia pozwala na uwzględnienie w obliczeniach wszystkich czynników, w szczególności wielostronnego opisu parametrów materiałowych, jak również

interakcji budynku z podłożem. Posługiwanie się modelem tarczowym możliwe jest jedynie w analizie z użyciem złożonych programów komputerowych opartych na MES. Na rys.2.2 pokazano przykładowy podział na elementy skończone typowej ściany usztywniającej budynku muranego.



Rys.2.2. Model tarczowy – podział na prostokątne elementy skończone

Fig.2.2. Shield model – dividing into rectangular finite elements

Ogólnie rzecz biorąc, obiekt (budynek) można analizować jako ustrój przestrzenny lub jako układ ustrojów płaskich. W przypadku budynków kilkukondygnacyjnych o regularnym rzucie poziomym poprawne jest analizowanie niezależnych tarcz dla każdej ze ścian konstrukcyjnych. Błąd modelu, jaki się wówczas popełnia, nie jest zbyt duży, a zagadnienie obliczeniowe znacznie się upraszcza. Możliwe jest korzystanie z typowych, powszechnie stosowanych programów inżynierskich. Nieco inaczej sprawa wygląda w odniesieniu do obiektów o złożonym układzie konstrukcyjnym lub rozbudowanym, nieregularnym rzucie poziomym, szczególnie w sytuacji wyraźnej asymetrii rzutu ścian usztywniających względem środka ciężkości rzutu obiektu. W takich wypadkach dochodzi do wystąpienia skręcania obiektu, co jest sytuacją ze wszech miar niekorzystną. Wtedy poprawna analiza obliczeniowa możliwa jest, praktycznie rzecz biorąc, jedynie w przypadku modelowania obiektu jako struktury przestrzennej. Wymaga to zaawansowanych programów komputerowych i jednostek

obliczeniowych o dużych mocach. Na zwykłych komputerach klasy PC zagadnień tak złożonych nie da się obliczać.

W przypadku posługiwania się modelem tarczowym korzysta się zazwyczaj ze złożonych opisów modeli materiałowych. Możliwe są tu dwa podejścia:

1. Przyjęcie modelu muru, betonu, a często nawet gruntu jako materiału liniowo-sprężystego izotropowego lub co najwyżej ortotropowego.
2. Posługiwanie się złożonymi modelami materiału nieliniowo-sprężystego, sprężysto-plastycznego, czy też sprężysto-plastyczno-kruchego.

Pierwsze podejście można spotkać w typowych, powszechnie stosowanych programach inżynierskich służących do obliczania konstrukcji płaskich lub niezbyt złożonych konstrukcji przestrzennych, jak np. ABC TARCZA 5.3, ROBOT V6 Millennium itp. Opierają się one na typowej zależności:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (2.5)$$

gdzie:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix}, \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \Theta_{xy} \\ \Theta_{yz} \\ \Theta_{zx} \end{Bmatrix}$$

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix},$$

E – moduł sprężystości,

ν – współczynnik Poissona;

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – naprężenie normalne w kierunkach osi x, y, z ;

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ – składowe naprężeń stycznych w kierunkach osi y, z, x ;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ – odkształcenie jednostkowe w kierunkach osi x, y, z ;

$\Theta_{xy}, \Theta_{yz}, \Theta_{zx}$ – składowe odkształceń postaciowych w kierunkach osi y, z, x .

Sprowadzając zagadnienie do układu płaskiego – a właśnie tak najczęściej analizuje się tarcze, z pominięciem trzeciego z kierunków ortogonalnych – czyli zakładając ($\sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$) wyrażenie (2.5) przybiera znaną postać:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \Theta_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Jak już wspomniano, oprócz modelu materiału izotropowego o liniowo-sprężystej charakterystyce, w typowych programach inżynierskich opartych na MES, można także spotkać możliwość zadania nieco bardziej złożonych postaci związków konstytutywnych, np. jak dla materiału ortotropowego:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & \frac{\nu_{yx}}{E_y} & 0 \\ \frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{xy})}{E_y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \Theta_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Natomiast drugie podejście, tzn. posługiwanie się złożonymi modelami materiału nieliniowo-sprężystego, sprężysto-plastycznego, czy też sprężysto-plastyczno-kruchego wymaga użycia bardzo złożonych programów komputerowych, jak COSMOS, ANSYS, ABAQUS, DIANA itp., lub programów autorskich, które pozwalają na przyjmowanie tego typu zaawansowanych postaci związków konstytutywnych. Z praktyki krajowej dobrym przykładem wykorzystania zaawansowanych programów komputerowych (między innymi COSMOS/M oraz LUSAS), opisujących model muru jako materiału sprężysto-plastycznego ortotropowego, są prace *J. Sieczkowskiego* i *J.P. Szolomickiego* [193],[204],[204],[193],[204]. W pracach tych dokonywano mikro- i makromodelowania złożonych konstrukcji murowych, jak np. sklepień istniejących obiektów zabytkowych. Natomiast przykładem programu autorskiego opartego na złożonym modelu materiału może być MAFEM 3D autorstwa *S. Majewskiego* [144],[141],[142], w którym materiał (grunt, beton, mur) opisany jest za pomocą modeli nasadkowych (*double cap model*).

Tablica 3.1

Program badań własnych autora

σ_c MPa	Liczba modeli	Uwagi
Mury z cegły pełnej na zaprawie cementowej (1 : 3)		
0	10	Badania wykonane w ramach grantu [269] oraz pracy [265] – wykorzystane w pracy doktorskiej [94]
0,258	6	
0,387	6	
0,645	10	
Mury z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)		
0	4	Badania wykonane w ramach grantu [269] oraz pracy [267]
0,2	2	
0,4	2	
0,6	2	
1,0	2	
1,4	2	
2,0	2	
Mury z betonu komórkowego na zwykłe spoiny – zaprawa cementowa (1 : 3)		
0	10	Badania wykonane w ramach prac badawczych [267],[269]
0,387	2	
0,645	2	
0,903	2	
1,290	2	
2,064	2	
Mury z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny"		
0	4	Badania wykonane w ramach zleconej pracy badawczej [268]
0,250	2	
0,450	2	
0,900	2	
1,500	2	
Mury z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)		
0	4	Badania wykonane na potrzeby realizacji grantu [264]
0,2	4	
0,4	4	
0,6	4	

3. BADANIA NIEZBROJONYCH MURÓW PODDANYCH ŚCINANIU ORAZ JEDNOCZESNEMU ŚCINANIU ZE ŚCISKANIEM W KIERUNKU PROSTOPADŁYM DO SPOIN WSPORNYCH

3.1. PROGRAM I ZAKRES BADAŃ

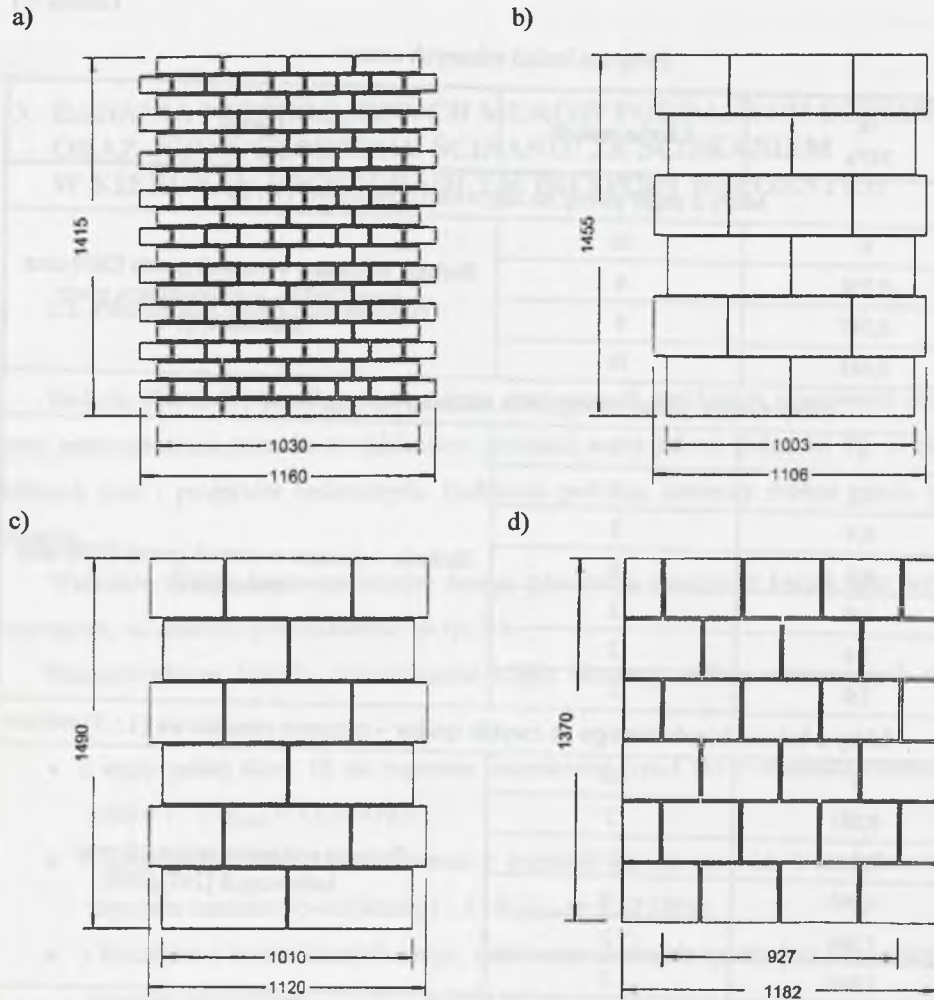
Badania doświadczalne fragmentów ścian murowanych poddanych pionowemu ścinaniu oraz jednoczesnemu ścinaniu ze ściskaniem prowadzi autor już od końca lat 80. w ramach różnych prac i projektów badawczych. Badaniom poddano elementy próbne pięciu typów murów.

Wszystkie modele badawcze murów danego typu miały identyczny kształt oraz wymiary zewnętrzne, co zbiorczo przedstawiono na rys.3.1.

Przeprowadzone badania doświadczalne objęły elementy próbne następujących typów murów:

- z cegły pełnej klasy 15 na zaprawie cementowej (rys.3.1a) o stosunku cementu do piasku 1 : 3 ($f_{m,mv} = 13,0$ MPa);
- z cegły pełnej klasy 15 na również o kształcie jak na rys.3.1a, lecz wykonane na zaprawie cementowo-wapiennej 1 : 1 : 6 ($f_{m,mv} = 5,32$ MPa);
- z bloczków z betonu komórkowego, murowane na zwykłe spoiny (rys.3.1c) z użyciem zaprawy cementowej 1 : 3 ($f_{m,mv} = 11,6$ MPa);
- z bloczków z betonu komórkowego (pokazane na rys.3.1d), murowane na "cienkie spoiny" ($f_{m,mv} = 12,7$ MPa);
- z pustaków ceramicznych typu MAX (elementy grupy 2 – wg klasyfikacji przyjętej w normach [257] i [242]) na zaprawie cementowo-wapiennej 1 : 1 : 6 ($f_{m,mv} = 6,31$ MPa). Kształt oraz wymiary tych modeli przedstawiono na rys.3.1b.

Jak z powyższego zestawienia wynika, do badań wybrano najczęściej stosowane w budownictwie rodzaje elementów murowych oraz podstawowe rodzaje zapraw. Pełny, zrealizowany dotychczas program badań przedstawiono poniżej w tablicy 3.1. Różna liczba modeli badawczych w poszczególnych seriach wynika ze środków finansowych, które na ten cel były przeznaczone w ramach danych prac i projektów badawczych.



Rys.3.1. Kształt oraz wymiary elementów próbnych w badaniach autora [94],[267],[269], [265],[268],[264]:

- z cegły pełnej na zaprawie cementowej 1 : 3;
z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej 1 : 1 : 6;
- z bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny z zaprawy cementowej 1 : 3;
- z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny;
- z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej 1 : 1 : 6

Fig.3.1. Shape and overall dimensions of test specimens used in author's tests [94],[267], [269], [265],[268],[264] made of:

- clay bricks with cement 1 : 3;
clay bricks with lime-cement 1 : 1 : 6 mortar;
- AAC blocks with common joints from cement 1 : 3 mortar;
- AAC blocks with thin layer joints;
- clay hollow blocks MAX type with lime-cement 1 : 1 : 6 mortar

Elementy murowe używane do wykonania fragmentów ścian danego typu murów pochodziły każdorazowo z jednej dostawy (z jednej partii produkcyjnej) od jednego dostawcy. Modele badawcze wykonywane były przez wykwalifikowanych murarzy z firmy budowlanej. Nie starano się wymuszać bardzo wysokiej jakości robót, co skutkowało częściowym niewypełnieniem spoin, niezachowaniem równych grubości spoin itp. Działanie takie było celowe. Pozwalało bowiem na zachowanie w miarę podobnych warunków wykonania murów, jak ma to zazwyczaj miejsce w praktyce na budowie.

Wykonywanie modeli badawczych przez pracowników laboratorium z zachowaniem wymiarów spoin oraz z całkowitym ich wypełnieniem zaprawą wiązałyby się ze stworzeniem wyidealizowanych warunków, co w efekcie pozwoliłoby na mniejsze rozrzuty uzyskiwanych wyników, ale absolutnie nie odzwierciedlało sytuacji rzeczywistej.

3.2. STANOWISKO BADAWCZE I TECHNIKA BADAŃ

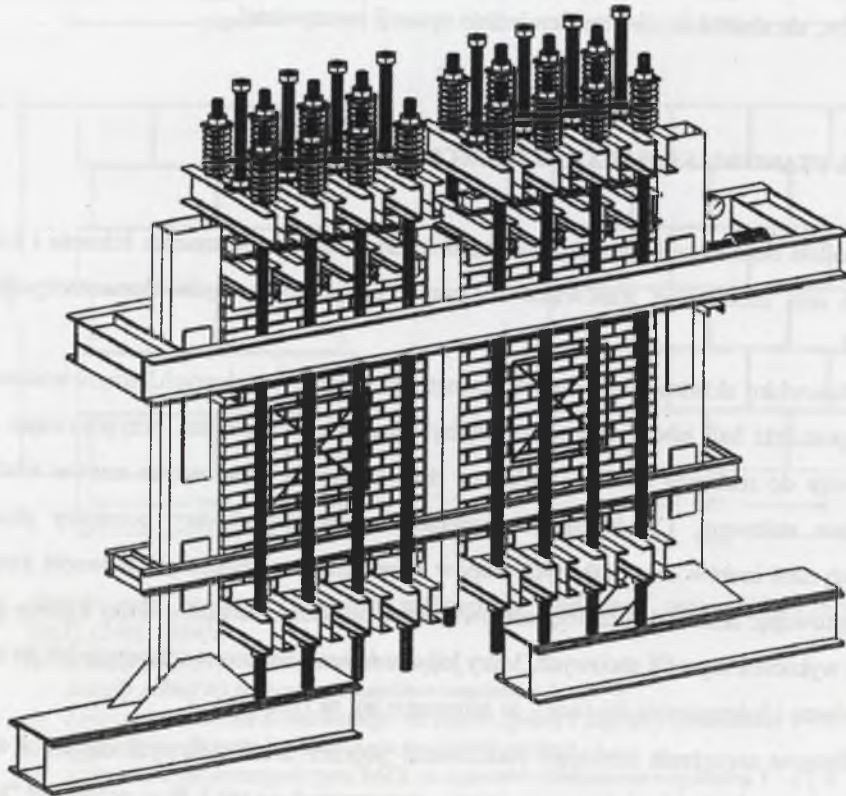
Modele badano poddając je pionowemu ścinaniu lub jednoczesnemu ścinaniu i ściskaniu. W tym celu zbudowano stanowisko badawcze, pokazane w ujęciu aksonometrycznym na rys.3.2.

Stanowisko składało się z dwóch zewnętrznych słupów stalowych, przytwierdzanych do płyty posadzki hali laboratoryjnej. Pomiędzy słupami zewnętrznymi, przygotowując modele badawcze do realizacji badania, wkładano dwa fragmenty wykonanych murów rozdzielone słupkiem stalowym. Całość monolityzowano (wypełniano obszary pomiędzy pionowymi płaszczyznami murów oraz stalowych słupów stanowiska) zagęszczanym betonem żwirowym. Przygotowując zestaw dwóch fragmentów murów do badań zakładano dolny i górny poziome ściągę wykonane z profili stalowych. Mury jedynie ścinane badano w schemacie jak na rys.3.3a, zaś ścinane i jednocześnie ściskane – w schemacie jak na rys.3.3b.

Wstępne naprężenia ściskające realizowano poprzez układ stalowych cięgien ϕ 45 mm – 4 pary cięgien dla każdego fragmentu muru – oznaczonych na rys.3.3b w postaci sił "N". Stałą wartość siły ściskającej w każdej parze cięgien w trakcie całego badania zapewniały sprężyny kompensacyjne umieszczone w miejscu mocowania cięgien na górnych trawersach.

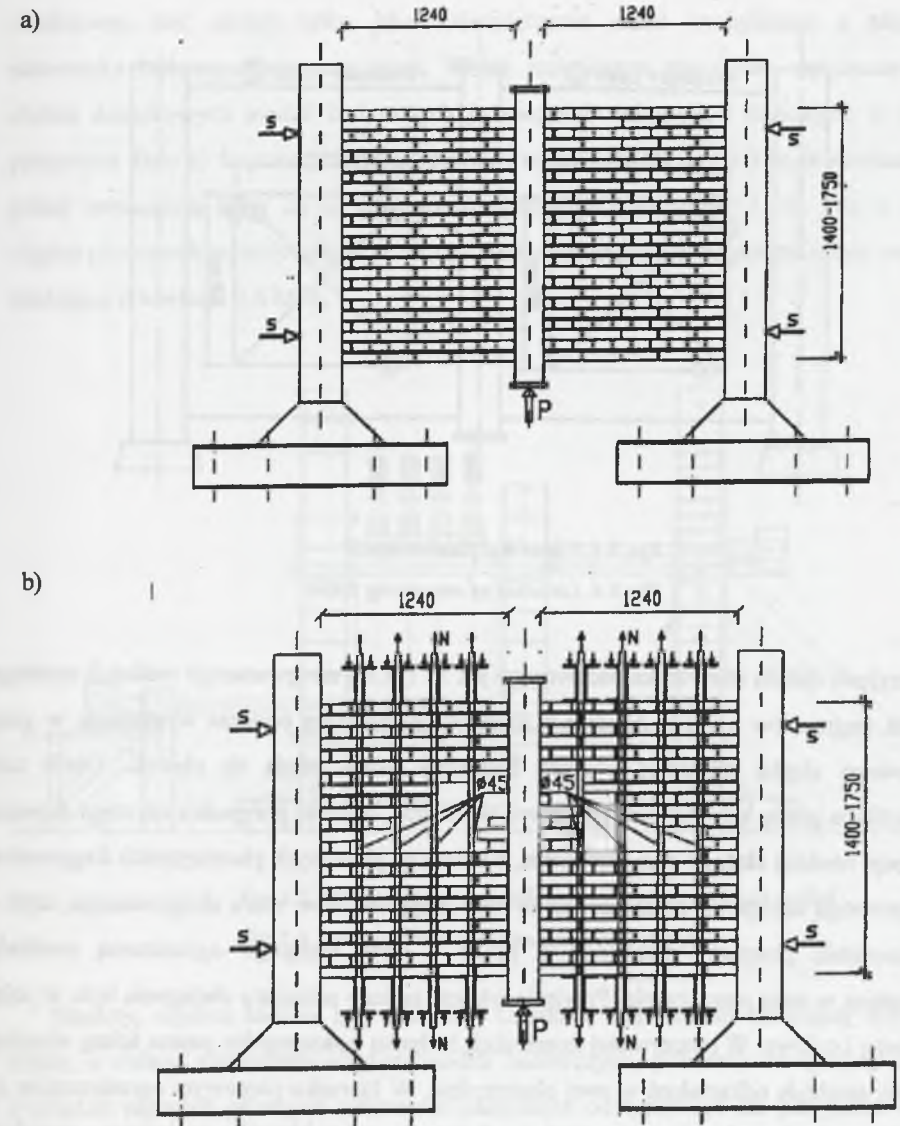
Wszystkie modele obciążano doraźnie, w ramach jednego cyklu aż do zniszczenia. Obciążenie ścinające realizowano wypychając w górę środkowy słupek stalowy za pomocą

siłownika hydraulicznego. Zestawy obciążano siłą "P", stopniowo narastającą (co 30 kN lub 10 kN) w interwałach około 5-minutowych. Dla każdego poziomu obciążenia dokonywano odczytu przemieszczeń zarejestrowanych przez czujniki zegarowe o dokładności odczytu 0,001 mm – w pierwszych badaniach murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej w (w ramach prac [269] i [265]) – lub czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń o dokładności odczytu 0,0002 mm, połączone z automatyczną aparaturą rejestrującą we wszystkich pozostałych badaniach. Sposób rozmieszczenia oraz numerację czujników umieszczonych na każdym z badanych modeli pokazano na rys.3.4.



Rys.3.2. Widok ogólny stanowiska do badań

Fig.3.2. Overall view of the test stand

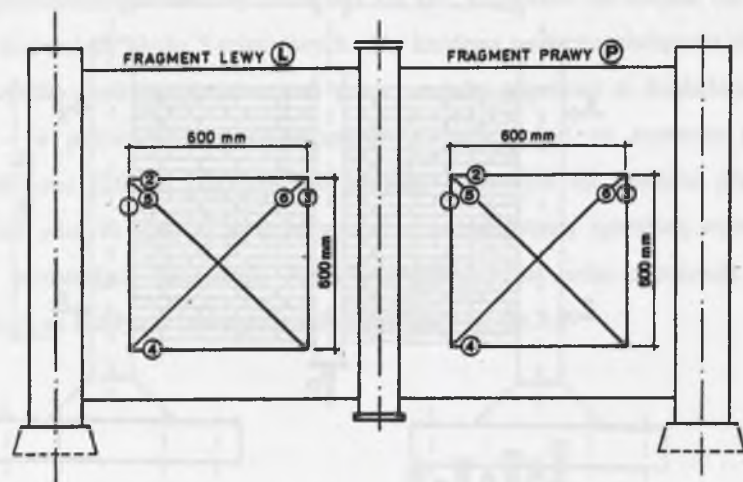


Rys.3.3. Schemat obciążania modeli w badaniach autora:

- a) modele jedynie ścinane;
- b) modele jednocześnie ścinane i ściskane

Fig.3.3. Scheme of specimens loading in author's tests:

- a) sheared models;
- b) models sheared with precompression



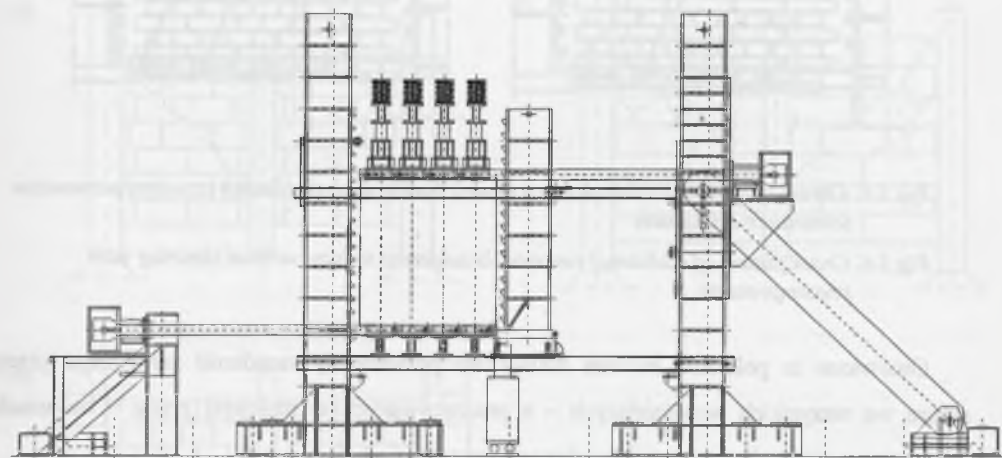
Rys.3.4. Układ baz pomiarowych

Fig.3.4. Location of measuring bases

Przyjęcie układu stanowiska badawczego jak na rys.3.2 nie gwarantuje realizacji czystego ścinania fragmentów murów. Zgodnie z równowagą statyczną podczas wypychania w górę środkowego słupka stalowego obydwa fragmenty muru usiłują się obrócić. Obrót taki uniemożliwia górny sztywny ścią stalowy. W efekcie, zamiast przypadku czystego ścinania występuje bardziej złożony stan naprężenia, bowiem na pionowych płaszczyznach fragmentów ścian powstają naprężenia poziome. Jest to więc przypadek tzw. muru skrępowanego, czyli – w rozumieniu przepisów Eurokodu 6 [242] – muru mającego ograniczoną swobodę odkształceń w swej płaszczyźnie. Przyjęcie właśnie takiego schematu obciążenia było w pełni świadome i celowe. W rzeczywistej konstrukcji budynku poszczególne pasma ściany również nie mają swobody odkształceń w swej płaszczyźnie. W kierunku pionowym ograniczeniem są wieńce stropów i przekazujące się przez nie obciążenia, zaś w kierunku poziomym – sąsiednie (np. wydzielone układem poprzecznych ścian konstrukcyjnych) obszary muru lub inne elementy konstrukcyjne (np. słupów szkieletu).

Dokonując przebudowy stanowiska tak, aby każdorazowo można było badać tylko jeden fragment muru, postanowiono spróbować zrealizować przypadek czystego ścinania, tzn. wyeliminować wszelkie poziome naprężenia na pionowych płaszczyznach badanego fragmentu ściany. Na rys.3.5 pokazano widok przebudowanego stanowiska z zabudowanym modelem, przygotowanym do badań. Widoczne na rysunku ściągi (górny i dolny) były

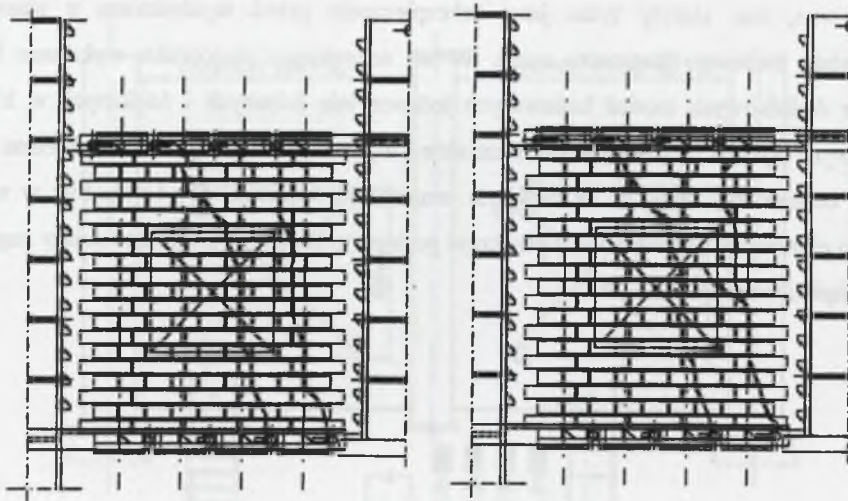
nieaktywne, tzn. służyły tylko jako zabezpieczenie przed wychyleniem z płaszczyzny stanowiska badanego fragmentu muru. W tak zmienionym stanowisku wykonano badania dwóch dodatkowych modeli badawczych jednocześnie ścinanych i ściskanych w kierunku pionowym. Były to fragmenty ścian o kształcie i wymiarach jak na rys.3.1a, wykonane z cegły pełnej ceramicznej klasy 20 na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6). Siły w układzie cięgien pionowych wywoływały w przekroju poziomym badanego fragmentu ściany naprężenia ściskające o wartości 0,6 MPa.



Rys.3.5. Ogólny widok zmodyfikowanego stanowiska do badań

Fig.3.5. General view of the modified test stand

Niestety, obydwa badania były nieudane. Uzyskane wartości siły niszczącej były bardzo niskie, a obrazy zniszczenia obydwu modeli badawczych, pokazane na rys.3.6, świadczą o układzie naprężeń głównych całkowicie odmiennym od typowego dla przypadku czystego ścinania. Zniszczenie nastąpiło poprzez pionowe rozerwanie muru na skutek poziomej składowej głównych naprężeń rozciągających. Zarysowanie obydwu modeli zaczynało się od niewielkiej ukośnej rysy w dole muru. Analizując równowagę statyczną sił działających na badany fragment ściany stwierdzono, że dalszy przebieg zarysowania był związany z wartością siły pionowej wymuszonej w pierwszej i drugiej parze cięgien pionowych. Po zrównoważeniu przez obciążenie zewnętrzne sił w tych cięgnach nie zrównoważona składowa pozioma naprężenia powodowała pionowe rozrywanie muru.



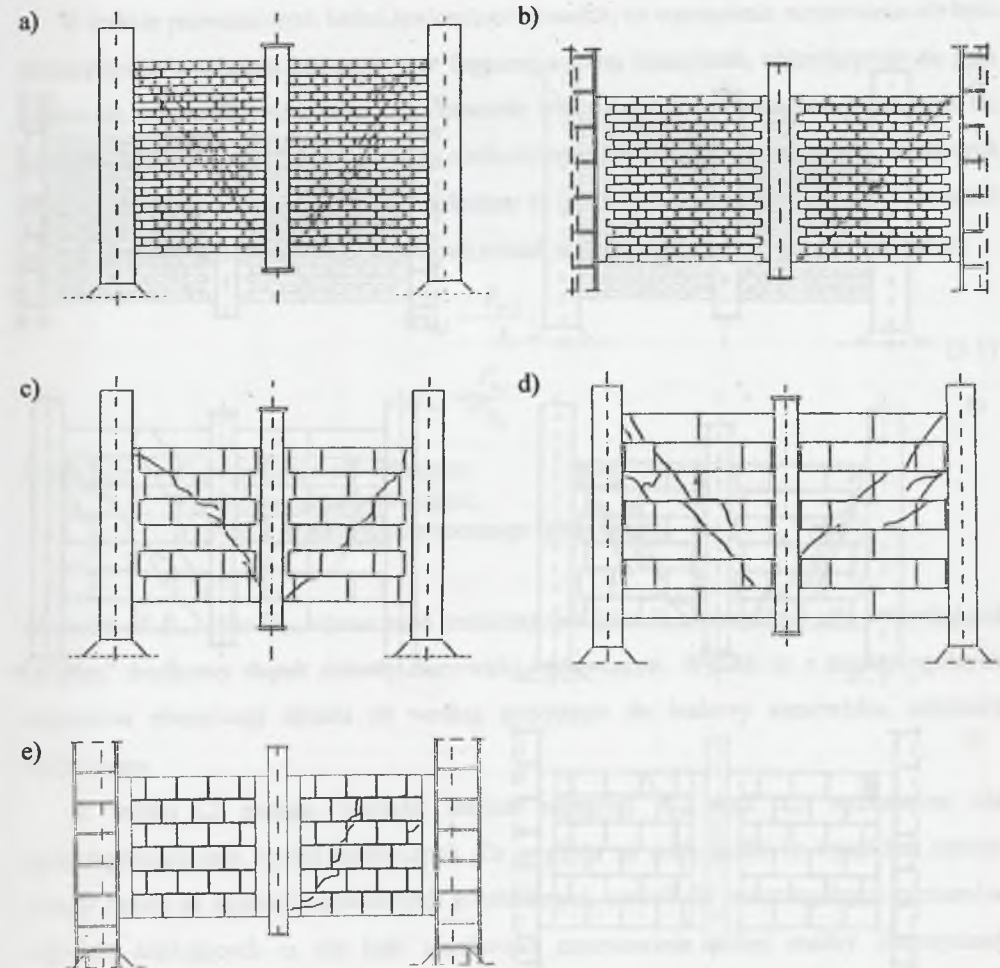
Rys.3.6. Obrazy zarysowania dodatkowych modeli badawczych poddanych czystemu pionowemu ścinaniu ze ściskaniem

Fig.3.6. Crack patterns of additional test models subjected to pure vertical shearing with precompression

Omówione tu pokrótce badania dodatkowe potwierdziły zasadność założonego przez autora we wszystkich wcześniejszych – a prezentowanych w niniejszej pracy – badaniach schematu owzorowującego mur jako skrępowany.

3.3. WYNIKI BADAŃ I ICH OMÓWIENIE

W prezentowanych badaniach jako kryterium osiągnięcia stanu granicznego (odpowiadającego stanowi granicznemu użyteczności) przyjęto wystąpienie zarysowania badanego fragmentu muru, co ma miejsce, gdy wartość głównych naprężeń rozciągających σ_1 przekracza wytrzymałość muru na rozciąganie dla kierunku działania tych naprężeń. Wszystkie modele badawcze rysowały się ukośnie, po przekątnej elementu, co potwierdza powyższe stwierdzenie. Zaobserwowane, typowe obrazy zniszczenia badanych fragmentów ścian poddanych jedynie ścinaniu ($\sigma_c = 0$) przedstawiono na rys.3.7. Natomiast przykładowe zarysowania elementów jednocześnie ściskanych i ścinanych pokazano na rys.3.8.

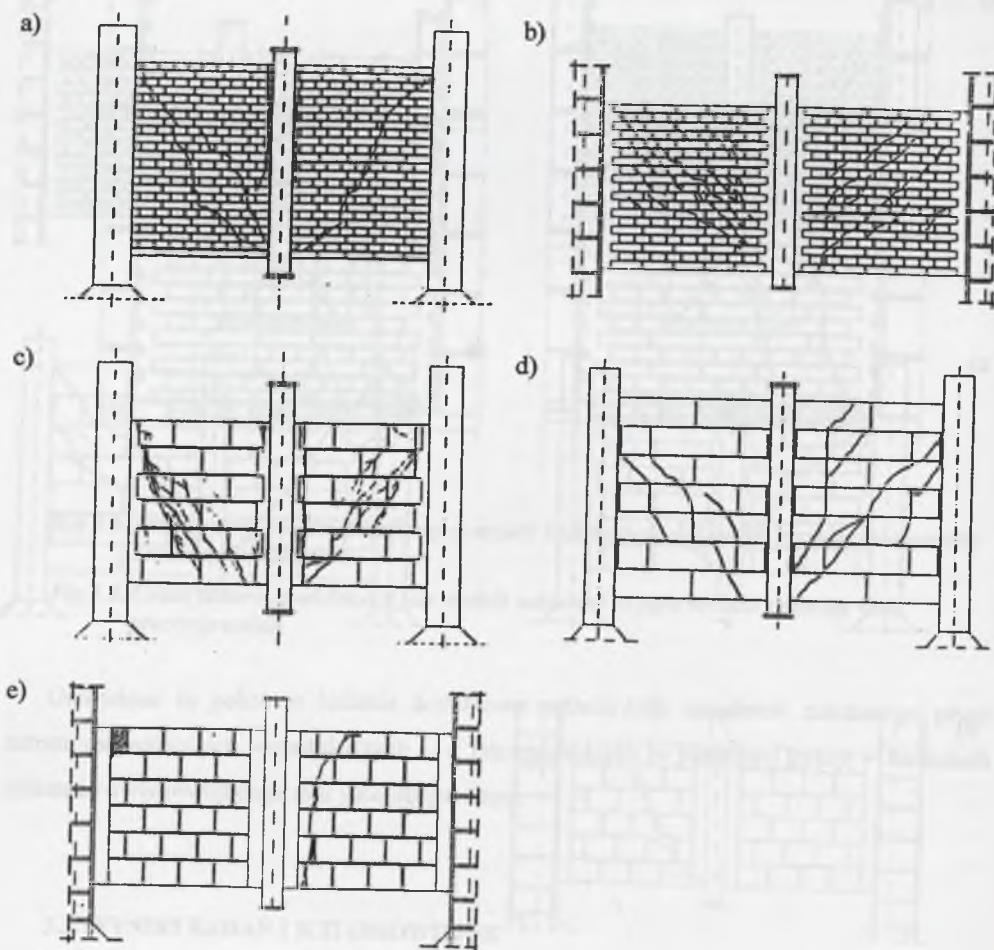


Rys.3.7. Sposób zniszczenia ścinanych elementów badawczych wykonanych:

- z cegły na zaprawie cementowej – wg [265],[269];
- z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej – wg [264];
- z betonu komórkowego na zwykłe spoiny – wg [269],[267];
- z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" – wg [268];
- z pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej – wg [268]

Fig.3.7. Failure of sheared specimens made of:

- clay bricks with cement mortar – according to [265],[201];
- clay bricks with cement-lime mortar – according to [264];
- AAC blocks with common joints – according to [269],[267];
- AAC blocks with thin layer joints – according to [268];
- clay hollow blocks with cement-lime mortar – according to [268]



Rys.3.8. Sposób zniszczenia jednocześnie ścinanych i ściskanych elementów badawczych wykonanych:

- z cegły na zaprawie cementowej – wg [265],[269];
- z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej – wg [264];
- z betonu komórkowego na zwykłe spoiny – wg [269],[267];
- z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" – wg [268];
- z pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej – wg [268]

Fig.3.8. Failure of simultaneously sheared and compressed specimens made of:

- clay bricks with cement mortar – according to [265],[201];
- clay bricks with cement-lime mortar – according to [264];
- AAC blocks with common joints – according to [269],[267];
- AAC blocks with thin layer joints – according to [268];
- clay hollow blocks with cement-lime mortar – according to [268]

W trakcie prowadzonych badań stwierdzono ponadto, że wystąpienie zarysowania nie było równoznaczne z osiągnięciem przez mur fizycznego stanu zniszczenia, objawiającego się jego destrukcją. Naprężenia niszczące były znacznie większe od towarzyszących pojawieniu się pierwszych rys – i to dla wszystkich analizowanych każdorazowo poziomów wstępnych naprężeń ściskających σ_c , co zbiorczo pokazano w tabl.3.2. Każdorazowo, wartości naprężeń stycznych ($\tau_{cr,i}$ oraz $\tau_{u,i}$) dla poszczególnych modeli wyznaczano z następujących zależności:

$$\tau_{cr,i} = \frac{P_{cr,i}}{A_i};$$

$$\tau_{u,i} = \frac{P_{u,i}}{A_i} \quad (3.1)$$

w których: $P_{i,cr}$ – rysująca siła ścinająca;
 $P_{i,u}$ – niszcząca siła ścinająca;
 A_i – pole przekroju poprzecznego (pionowego).

Wartości sił $P_{cr,i}$ oraz $P_{u,i}$ wyznaczano każdorazowo jako ½ sumarycznej siły wypychającej „w górę” środkowy słupek stalowy stanowiska badawczego. Wynika to z analizy ogólnych warunków równowagi układu sił według przyjętego do budowy stanowiska, schematu statycznego.

W tabelicy 3.2 podano wartości średnie naprężeń $\tau_{cr,i}$ oraz $\tau_{u,i}$ wyznaczone dla poszczególnych serii modeli badawczych. Ze względu na małą liczbę (z wyjątkiem murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej) przebadanych modeli dla poszczególnych poziomów naprężeń ściskających σ_c nie było możliwości zastosowania pełnej analizy statystycznej uzyskanych wyników. Wartości odchylenia standardowego s_R podano jedynie dla serii, w których liczba elementów próbnych nie była mniejsza niż 6.

Analizując wartości z tabl.3.2 można zauważyć, że we wszystkich przypadkach średnia wartość naprężeń ścinających zanotowanych w momencie zniszczenia ($\tau_{u,mv}$) przekracza średnią wartość naprężeń ścinających, określonych dla momentu odpowiadającego pierwszym zarysowaniom modeli badawczych ($\tau_{cr,mv}$). Szczególnie wyraźnie prawidłowość ta wystąpiła w murach wykonywanych z cegły pełnej na "silnej" zaprawie cementowej 1 : 3. Dla wszystkich poziomów naprężeń ściskających σ_c różnica pomiędzy średnimi, dla danej serii badawczej, wartościami ścinających naprężeń niszczących $\tau_{u,obs}$ oraz odpowiadających pojawieniu się pierwszych zarysowań $\tau_{cr,obs}$ znacznie przekraczała 100%.

Tablica 3.2

Średnie wartości naprężeń ścinających dla stanu zarysowania $\tau_{vcr,mv}$ oraz zniszczenia $\tau_{vu,mv}$ uzyskane w badaniach autora [270],[269],[266],[267],[264],[268]

σ_c MPa	$\tau_{vcr,mv}$ MPa	S_R MPa	$\tau_{vu,mv}$ MPa	S_R MPa	$\frac{\tau_{u,mv}}{\tau_{cr,mv}}$
Mury z cegły pełnej na zaprawie cementowej (1 : 3)					
0	0,499	0,143	1,160	0,247	2,32
0,258	1,142	0,144	2,546	0,333	2,23
0,387	1,182	0,158	2,683	0,087	2,27
0,645	1,399	0,114	2,963	0,138	2,12
Mury z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)					
0	0,504	-	0,931	-	1,85
0,2	1,092	-	1,656	-	1,52
0,4	1,622	-	2,135	-	1,32
0,6	1,752	-	2,053	-	1,17
1,0	2,579	-	3,248	-	1,26
1,4	3,073	-	3,950	-	1,29
2,0	3,574	-	4,805	-	1,34
Mury z betonu komórkowego na zwykłe spoiny – zaprawa cementowa (1 : 3)					
0	0,221	0,097	0,313	0,133	1,42
0,387	0,664	-	0,777	-	1,17
0,645	0,762	-	0,894	-	1,17
0,903	0,836	-	0,986	-	1,18
1,290	0,882	-	1,072	-	1,22
2,064	0,984	-	1,039	-	1,06
Mury z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny"					
0	0,212	-	0,274	-	1,29
0,250	0,282	-	0,386	-	1,37
0,450	0,332	-	0,381	-	1,15
0,900	0,423	-	0,614	-	1,45
1,500	0,509	-	0,636	-	1,25
Mury z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)					
0	0,562	-	0,667	-	1,19
0,2	0,699	-	0,912	-	1,30
0,4	0,938	-	0,983	-	1,05
0,6	0,978	-	1,092	-	1,12

W przypadku murów z cegły na zaprawie cementowej różnica pomiędzy wartością średnich naprężeń ścinających w stadium zniszczenia ($\tau_{vu,mv}$) oraz odpowiadających powstaniu pierwszych rys ($\tau_{vcr,mv}$) wynosiła ok. 130% dla $\sigma_c = 0$, do ok. 112% – dla $\sigma_c \cong 0,07f_{obs}$ (gdzie wytrzymałość na ściskanie wyniosła $f_{obs} = 9,17$ MPa). Natomiast dla murów z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej różnice te były już znacznie mniejsze i wynosiły od 85% dla $\sigma_c = 0$, do ok. 32% – dla $\sigma_c \cong 0,06f_{obs}$ (gdzie $f_{obs} = 6,24$ MPa). Niewiele mniejsze różnice zanotowano w odniesieniu do murów wykonanych z bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny. Dla naprężeń ściskających $\sigma_c = 0$ wartość ścinających naprężeń niszczących przewyższała wartości uzyskane dla stanu pojawienia się zarysowania o ok. 40%, zaś dla $\sigma_c \cong 0,1f_{obs}$ – jedynie o ok. 17% (dla $f_{obs} = 3,68$ MPa). Podobne relacje występują w przypadku murów z betonu komórkowego na cienkie spoiny. Różnica pomiędzy wartościami naprężeń ścinających dla $\sigma_c = 0$ wynosiła niecałe 30%, zaś dla największego, analizowanego poziomu σ_c rzędu 7% średniej wartości wytrzymałości na ściskanie – 37% (uzyskana w badaniach wytrzymałość na ściskanie $f_{obs} = 3,77$ MPa). Nieco inaczej sprawa wygląda w przypadku murów wykonanych z pustaków typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej. Dla $\sigma_c = 0$ różnica pomiędzy $\tau_{vu,mv}$ oraz $\tau_{vcr,mv}$ wyniosła jedynie niecałe 20%, natomiast najmniejszą wartość (ok. 5%) wykazała dla poziomu jednoczesnych naprężeń ściskających $\sigma_c \cong 0,05f_{obs}$.

Na podstawie powyższych danych można stwierdzić, że dla wszystkich zbadanych murów osiągnięcie rzeczywistego stanu zniszczenia (równoznacznego ze stanem granicznym nośności) następowało dla większych poziomów naprężeń ścinających niż notowane w chwili pojawienia się pierwszych rys, niemniej różnica ta silnie zależała od typu elementów murowych, z których badane modele były wykonywane.

W tablicy 3.3 podano średnie wartości kąta odkształcenia postaciowego $\Theta_{cr,i}$ odpowiadające naprężeniom $\tau_{cr,i}$ powodującym wystąpienie zarysowania danego fragmentu ściany. Ponadto, podano także wartość maksymalnych kątów odkształcenia postaciowego $\Theta_{u,i}$ zanotowane w chwili osiągnięcia przez naprężenia styczne wartości $\tau_{u,i}$, powodujących fizyczne zniszczenie (destrukcję) modelu.

Kąty odkształcenia postaciowego $\Theta_{cr,i}$ oraz $\Theta_{u,i}$ obliczono każdorazowo dla układu baz pomiarowych jak na rys.3.4 jako średnie wartości z czterech kątów składowych ze wzorów:

Tablica 3.3

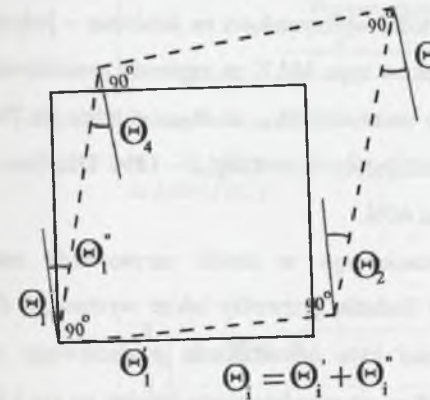
Średnie wartości kątów odkształcenia postaciowego dla stanu zarysowania $\Theta_{cr,mv}$ oraz zniszczenia $\Theta_{u,mv}$ w badaniach autora [270],[269],[266],[267],[264],[268]

σ_c MPa	$\Theta_{cr,mv}$ miliradiany	s_R miliradiany	$\Theta_{u,mv}$ miliradiany	s_R miliradiany	$\frac{\Theta_{u,mv}}{\Theta_{cr,mv}}$
Mury z cegły pełnej na zaprawie cementowej (1 : 3)					
0	0,472	0,203	0,522	0,167	1,11
0,258	0,505	0,068	1,210	0,102	2,40
0,387	0,626	0,153	1,182	0,167	1,89
0,645	0,760	0,046	1,399	0,078	1,84
Mury z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)					
0	0,328	-	0,368	-	1,12
0,2	0,714	-	1,328	-	1,86
0,4	1,052	-	3,160	-	3,00
0,6	3,421	-	9,182	-	2,68
1,0	3,088	-	7,838	-	2,54
1,4	3,023	-	8,198	-	2,71
2,0	2,008	-	7,216	-	3,59
Mury z betonu komórkowego na zwykłe spoiny – zaprawa cementowa (1 : 3)					
0	0,393	0,057	0,497	0,098	1,26
0,387	0,604	-	3,258	-	5,38
0,645	0,837	-	2,382	-	2,85
0,903	0,911	-	3,039	-	3,34
1,290	0,700	-	2,880	-	4,11
2,064	1,033	-	2,977	-	2,88
Mury z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny"					
0	0,431	-	0,511	-	1,16
0,250	0,602	-	1,030	-	1,71
0,450	1,116	-	1,266	-	1,09
0,900	0,943	-	1,058	-	1,12
1,500	1,185	-	1,225	-	1,03
Mury z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)					
0	0,667	-	1,380	-	2,07
0,2	0,912	-	1,608	-	1,76
0,4	0,983	-	1,373	-	1,40
0,6	0,978	-	1,153	-	1,18

$$\Theta_{cr,i} = \frac{\sum_{i=1}^4 |\Theta_i|}{4} \quad (3.2)$$

$$\Theta_{u,i} = \frac{\sum_{i=1}^4 |\Theta_i|}{4}$$

Wartości składowych kątów Θ_i obliczono jako zmianę kąta prostego dla odpowiedniego, wydzielonego trójkąta, korzystając z rozwiązania trójkąta dowolnego metodą cosinusów. Przykładowo, dla kąta Θ_2 (oznaczenia jak na rys.3.9) wzór przybiera następującą postać:



$$\Theta_2 = \frac{\pi}{2} - \arctg \sqrt{\frac{I}{\frac{c^2 + b^2 - d^2}{2cb}} - 1}$$

gdzie:

$b_p, c_p, e_p, f_p, a_p, d_p$ – długości baz pomiarowych.

Rys.3.9. Schemat przyjęty do obliczeń kątów odkształcenia postaciowego

Fig.3.9. Scheme for non-dilatational strain angles calculation

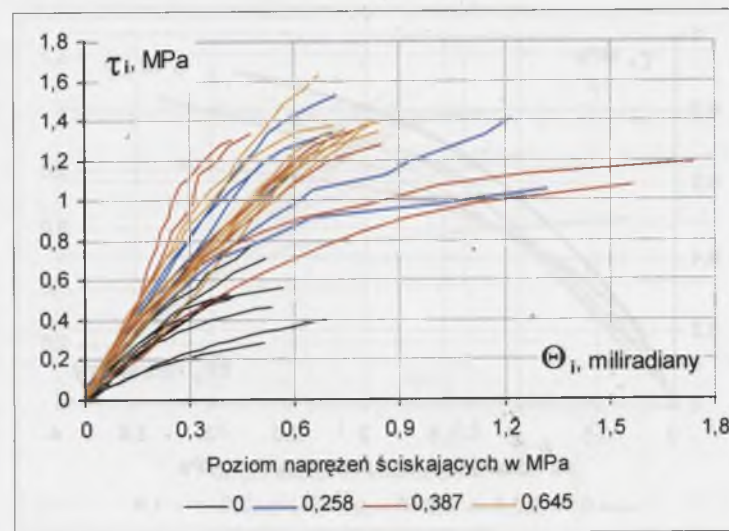
Średnie wartości kątów odkształcenia postaciowego przedstawione w tabl.3.3, szczególnie w odniesieniu do wartości maksymalnych $\Theta_{u,mv}$, należy traktować z dużą ostrożnością. Z uwagi na to, że podczas badania nie zawsze było łatwo uchwycić moment rozpoczęcia procesu ostatecznego niszczenia się elementu, wartości $\Theta_{u,i}$ mogą być obarczone znacznym błędem. Łatwiej i dokładniej można wyznaczać wartości $\Theta_{cr,i}$ – odpowiadające momentowi powstania pierwszych rys badanego fragmentu muru. Stąd błędy popełniane w określaniu tej wielkości są mniejsze, chociaż dokładnie nie można stwierdzić, ile one wynoszą.

W przypadku murów z cegły na zaprawie cementowej różnica pomiędzy wartością średnich kątów odkształcenia postaciowego w stadium zniszczenia ($\Theta_{u,mv}$) oraz odpowiadających powstaniu pierwszych rys ($\Theta_{cr,mv}$) wynosiła jedynie od 10% dla $\sigma_c = 0$, do ponad 80% – dla pozostałych serii. Dla murów z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej różnice te były większe (od 12% dla $\sigma_c = 0$, do ponad 250% – dla $\sigma_c \cong 0,06f_{obs}$). Niewiele mniejsze różnice zanotowano w odniesieniu do murów wykonanych z bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny. Dla naprężeń ściskających $\sigma_c = 0$ wartość $\Theta_{u,mv}$ była większa od $\Theta_{cr,mv}$ o ok. 26%, zaś dla $\sigma_c \cong 0,1f_{obs}$ – ponad trzykrotnie. Natomiast zupełnie inne relacje występują w przypadku murów z betonu komórkowego na cienkie spoiny. Różnica pomiędzy wartościami $\Theta_{u,mv}$ a $\Theta_{cr,mv}$ dla $\sigma_c = 0$ wynosiła ok. 16%–30%, zaś dla największego, analizowanego poziomu σ_c rzędu 7% średniej wartości wytrzymałości na ściskanie – jedynie ok. 3%. W przypadku murów wykonanych z pustaków typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej, dla $\sigma_c = 0$ uzyskano niewielką różnicę pomiędzy $\Theta_{u,mv}$ a $\Theta_{cr,mv}$ – tylko ok. 7%, natomiast dla poziomu jednoczesnych naprężeń ściskających $\sigma_c \cong 0,05f_{obs}$ – 18%. Dla dwóch pozostałych poziomów σ_c różnica ta wynosiła ponad 40%.

Oprócz wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania oraz zniszczenia modeli badawczych, przeprowadzone badania pozwoliły także wyznaczyć dla każdego rodzaju muru zależności zmian wartości kąta odkształcenia postaciowego Θ w funkcji narastających wartości naprężeń stycznych τ , co przedstawiono kolejno na rys.3.10 do rys.3.14. Różnymi kolorami oznaczano każdorazowo przebiegi uzyskane dla poszczególnych wartości naprężeń ściskających σ_c .

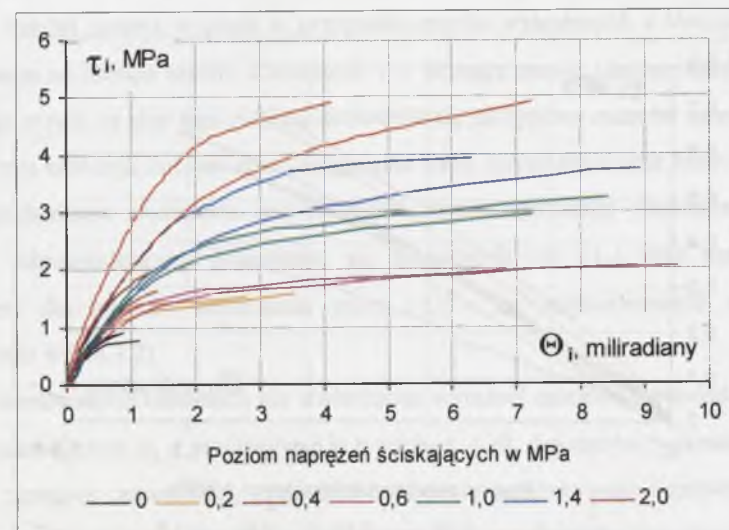
Z wyjątkiem murów wykonanych z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny we wszystkich pozostałych przypadkach uzyskane zależności $\tau - \Theta$ mają wyraźnie krzywoliniowy przebieg, co może świadczyć o występowaniu częściowego uplastycznienia muru, głównie dla wyższych wartości naprężeń stycznych. W rzeczywistości właśnie taki kształt zależności wiąże się prawdopodobnie z dwoma zjawiskami:

- częściowym uplastycznieniem muru, wiążącym się z plastycznym zachowaniem się zaprawy – szczególnie w odniesieniu do zaprawy cementowo-wapiennej;
- stopniowym narastaniem uszkodzeń w murze – od powstania pierwszych mikropęknięć w elementach murowych i zaprawie, pierwszych rys oraz klinowania się w nich (siły klockujące).



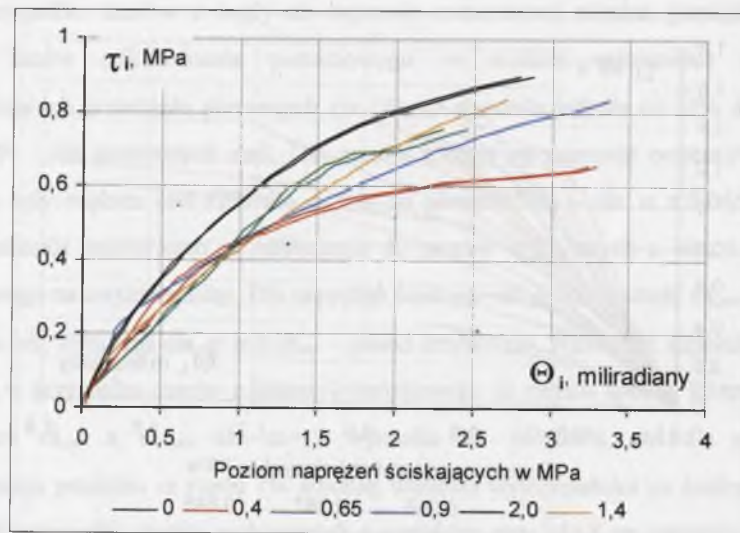
Rys.3.10. Zależności $\tau - \Theta$ dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej – wg [269],[265]

Fig.3.10. $\tau - \Theta$ relationships for clay brick masonry made with cement mortar – according to [269],[265]



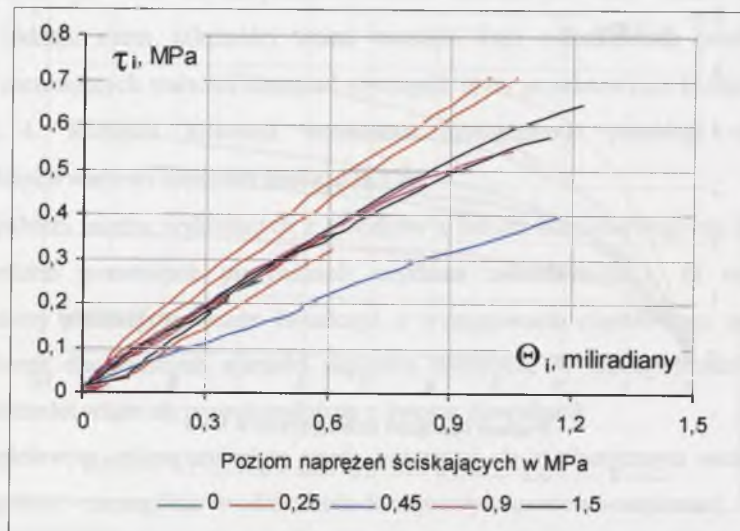
Rys.3.11. Zależności $\tau - \Theta$ dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej – wg [264]

Fig.3.11. $\tau - \Theta$ relationships for clay brick masonry made with cement-lime mortar – according to [264]



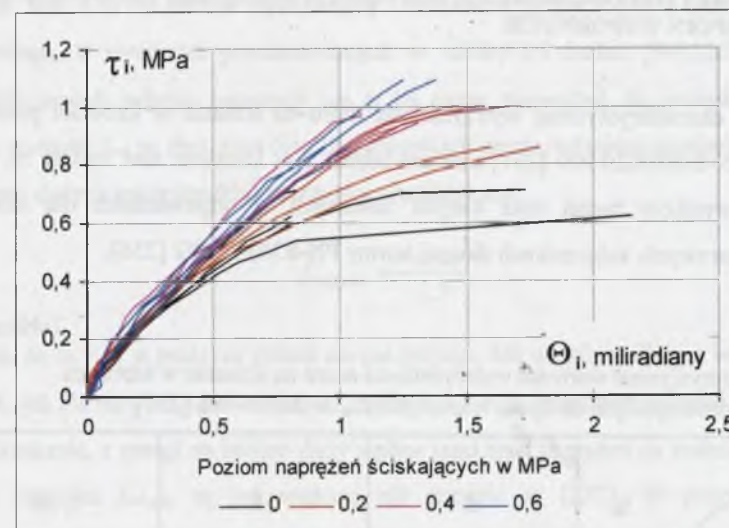
Rys.3.12. Zależności $\tau_i - \Theta_i$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej – wg [269],[267]

Fig.3.12. $\tau_i - \Theta_i$ relationships for AAC block masonry made with cement mortar – according to [269],[267]



Rys.3.13. Zależności $\tau_i - \Theta_i$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – wg [268]

Fig.3.13. $\tau_i - \Theta_i$ relationships for AAC block masonry made with thin layer joints – according to [268]



Rys.3.14. Zależności $\tau_i - \Theta_i$ dla murów z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej – wg [264]

Fig.3.14. $\tau_i - \Theta_i$ relationships for clay hollow blocks made with cement-lime mortar – according to [264]

Nieco inaczej sprawa wygląda w przypadku murów wykonanych z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny. Zależności $\tau_i - \Theta_i$ mają prawie idealnie liniowy przebieg. Świadczy to o tym, że mur tego rodzaju zachowuje się jak typowy materiał sprężysto-kruchy. Odkształcenia narastają liniowo aż do osiągnięcia stanu zarysowania oraz zniszczenia. Cechą takiego mechanizmu niszczenia jest niewielka różnica pomiędzy wartościami naprężeń stycznych odpowiadających pojawieniu się pierwszych rys (τ_{cr}) oraz maksymalnymi, określonymi dla stadium zniszczenia muru (τ_u) – co zaobserwowano w badaniach (por. wartości w tabl.3.2).

W prezentowanych badaniach nie stwierdzono wyraźnej zależności pomiędzy poziomem naprężeń ściskających σ_c a przebiegami krzywych $\tau_i - \Theta_i$, dla murów wykonanych z cegły pełnej na zaprawie cementowej, z bloczków z betonu komórkowego (zarówno na zwykłe spoiny z zaprawy cementowej, jak i na cienkie spoiny) oraz z pustaków ceramicznych MAX na zaprawie cementowo-wapiennej. Jedynie krzywe uzyskane w badaniach murów z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej dla wyższych wartości naprężeń σ_c wykazywały nieco większy kąt nachylenia względem osi rzędnych.

3.4. WYTRZYMAŁOŚĆ MURU NA ŚCINANIE W KIERUNKU PROSTOPADŁYM DO SPOIN WSPORNÝCH

Wartości charakterystycznej wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym f_{vfk} przyjęte w PN-B-03002:1999 [257] zawiera tablica 3.4. Ustalone one zostały na podstawie uogólnienia wyników badań oraz danych zawartych w odpowiednich dla danego typu elementów murowych, załącznikach dawnej normy PN-87/B-03002 [256].

Tablica 3.4

Charakterystyczne wartości wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych f_{vfk} w MPa – wg [257]

Elem. / f_b	5	10	≥ 20
murowe			
Grupy 1	0,7	0,9	1,1
Grupy 2	0,2	0,3	0,4
Grupy 3	0,2		
autoklawizowany beton komórkowy	0,1 f_k		
Dla elementów o $f_m < 5,0$ MPa należy przyjmować $f_{vfk} = 0$			

Jeżeli ewentualnie zachodzi konieczność dokładniejszego określenia wartości f_{vfk} , można je wyznaczyć na podstawie badań doświadczalnych. Z uwagi na brak uregulowań normowych w tym względzie (brak standardu dotyczącego wyznaczania wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym) badania można prowadzić na modelach i w sposób proponowany przez autora niniejszej pracy – por. pkt 3.2. W takiej sytuacji interpretację uzyskanych wyników prowadzić należy wg zaleceń dwóch norm europejskich: PrPN-EN 1052-3 [239] oraz PrPN-EN 1052-4 [240].

Sprawdzając stan graniczny użyteczności przyjmuje się charakterystyczne wartości wytrzymałości materiału ($\gamma_m = 1,0$) i oddziaływań ($\gamma_f = 1,0$), natomiast sprawdzając warunki nieprzekroczenia stanów granicznych nośności – wartości obliczeniowe ($\gamma_m > 1,0$, $\gamma_f \neq 1,0$).

Zakładając, że osiągnięcie stanu granicznego użyteczności dla ścian murowanych jest równoznaczne z pojawieniem się pierwszych rys, porównanie wartości podanych w normie

[257] (por. tabl. 3.4) dla murów wykonanych z elementów grupy 1 oraz z bloczków z betonu komórkowego, z wynikami przedstawionych w tablicy 3.5 badań [94],[267],[269],[265],[268],[264] modeli jedynie ścinanych ($\sigma_c = 0$) może prowadzić do wniosku, że podane w normie wartości f_{vfk} są zbyt duże (i to dla wszystkich pięciu rodzajów murów), ponieważ dla stosunkowo dużych (powyżej 6%) rozrzutów wyników jest:

$$f_{vfk,obs} = \frac{\tau_{vcr,mv}}{1,5} \quad (3.3)$$

Przypadek, że $\sigma_c = 0$, w praktyce jednak nie ma miejsca. Jak widać, analizując wartości podane w tabl.3.5, już dla niewielkich wartości σ_c , rzędu 5,0 ÷ 10% charakterystycznej wytrzymałości muru na ściskanie, z uwagi na bardzo duży wpływ tego typu naprężeń na nośność na ścinanie, uzyskane wartości $f_{vfk,obs}$ są już większe niż przyjęte w [257]. W przypadku murów wykonywanych z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" – z uwagi na brak uregulowań normowych dla tego typu murów, jako $f_{vfk,PN 99}$ przyjęto wartość wyznaczoną w badaniach [268] dla modeli jedynie ścinanych, tzn. gdy $\sigma_c = 0$. Jest to podejście poprawne, bowiem jak już wcześniej wspomniano, zgodnie z postanowieniami [257] w sytuacji, gdy dana wielkość nie została dokładnie określona, można ją wyznaczyć na podstawie badań elementów próbnych. Jako że brak jest standardu na wyznaczanie wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych, posłużono się metodą autorską, szerzej przedstawioną powyżej w punkcie 3.2.

Analogicznie ma się sprawa w przypadku stanu granicznego nośności, z tą jednak różnicą, że do wyznaczenia wartości f_{vfk} miarodajne są wyniki $\tau_{vu,mv}$, tzn. odpowiadające stanowi zniszczenia. Aby móc je porównać z wartościami f_{vfk} podanymi w [257], należy sprowadzić je najpierw do średniej, charakterystycznej wytrzymałości na ścinanie $f_{vfk,obs}$ wg wzoru:

$$f_{vfk,obs} = \frac{\tau_{vu,mv}}{1,5} \cdot \gamma_m \quad (3.4)$$

Przyjmując, dla prezentowanych badań, wartość materiałowego współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_m = 1,7$ (tzn. zakładając kategorię jakości produkcji elementów murowych "I" oraz kategorię jakości wykonania robót "A" – zgodnie z postanowieniami [257]) – obliczone zgodnie z (3.4) wartości $f_{vfk,obs}$ podano w tablicy 3.6.

Tablica 3.5

Porównanie wartości normowych [257] z wynikami badań autora dla stanu pojawienia się zarysowania (co odpowiada stanowi granicznemu użyteczności)

Rodzaj muru	σ_c	$\tau_{cr,mv}$ MPa	$f_{vfk,obs}$ MPa	$f_{vfk,PN 99}$ MPa	$\frac{f_{vfk,obs}}{f_{vfk,PN 99}}$
z cegły pełnej na zaprawie cementowej	0	0,499	0,333	0,9	0,37
	$0,1f_k$	1,399	0,933		1,04
z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej	0	0,504	0,336	0,9	0,37
	$0,1f_k$	1,622	1,081		1,20
z betonu komórkowego na zwykłe spoiny	0	0,221	0,147	$0,1f_k = 0,37$	0,39
	$0,1f_k$	0,646	0,431		1,16
z betonu komórkowego na "cienkie spoiny"	0	0,212	0,141	0,18 ¹⁾	0,78
	$0,1f_k$	0,320	0,213		1,18
z pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej	0	0,562	0,375	0,3	1,25
	$0,1f_k$	0,938	0,625		2,08

¹⁾ – wartość f_{vfk} uzyskana w badaniach [268].

Jak można zauważyć, nawet przyjmując poziom wstępnych naprężeń ściskających $\sigma_c = 0$, wartości $f_{vfk,PN 99}$ są prawie równe (dla murów z bloczków z betonu komórkowego) lub większe (dla pozostałych typów badanych murów) niż otrzymane wyniki badań. W przypadku murów wykonanych z pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej wartości uzyskane z badań są nawet ponad dwukrotnie większe niż $f_{vfk,PN 99}$ przyjęte w [257] dla ścian wykonywanych z elementów grupy 2 i z użyciem zaprawy o wytrzymałości na ściskanie nie mniejszej niż $f_m = 10,0$ MPa.

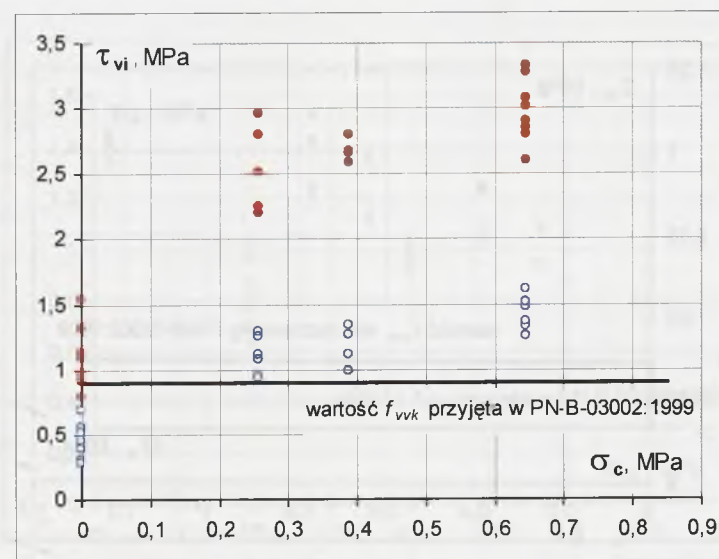
Jak plasują się wartości f_{vfk} przyjęte lub wyznaczone na podstawie przepisów normy [257] na tle uzyskanych wyników własnych badań doświadczalnych autora, pokazano, kolejno dla poszczególnych rodzajów murów, na rys.3.15 do rys.3.19. Punktami niebieskimi oznaczono wartości doświadczalne uzyskanych naprężeń ścinających odpowiadających pojawieniu się pierwszych zarysowań ($\tau_{cr,obs}$), zaś punkty czerwone reprezentują wartości niszczące poszczególne modele badawcze ($\tau_{u,obs}$).

Tablica 3.6

Porównanie wartości normowych [257] z wynikami badań autora dla stanu zniszczenia (co odpowiada stanowi granicznemu nośności)

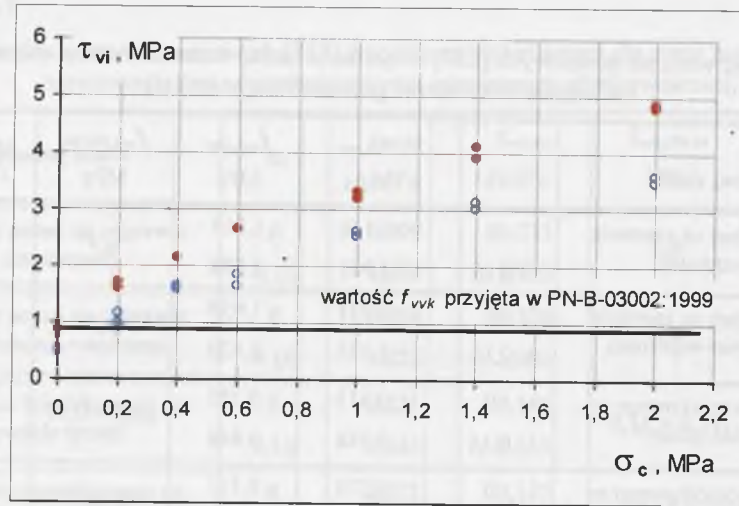
Rodzaj muru	σ_c	$\tau_{vu,mv}$ MPa	$f_{vfk,obs}$ MPa	$f_{vfk,PN 99}$ MPa	$\frac{f_{vfk,obs}}{f_{vfk,PN 99}}$
z cegły pełnej na zaprawie cementowej	0	1,160	1,315	0,9	1,46
	$0,1f_k$	2,963	3,358		3,73
z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej	0	0,931	1,055	0,9	1,17
	$0,1f_k$	2,135	2,420		2,69
z betonu komórkowego na zwykłe spoiny	0	0,313	0,355	$0,1f_k = 0,37$	0,96
	$0,1f_k$	0,748	0,848		2,29
z betonu komórkowego na "cienkie spoiny"	0	0,275	0,311	0,18 ¹⁾	0,97
	$0,1f_k$	0,381	0,432		1,35
z pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej	0	0,562	0,637	0,3	2,12
	$0,1f_k$	1,092	0,728		4,13

¹⁾ – wartość f_{vfk} uzyskana w badaniach [257].



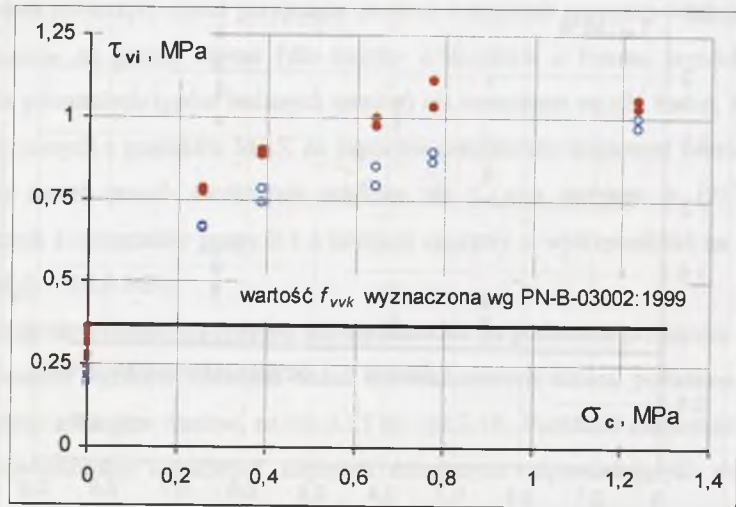
Rys.3.15. Porównanie f_{vfk} z wartościami doświadczalnymi $f_{vfk,obs}$ dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej 1:3 – wg [269],[265]. Punkty niebieskie – wartości ($\tau_{cr,obs}$); punkty czerwone – wartości ($\tau_{u,obs}$)

Fig.3.15. Comparison of f_{vfk} with test values $f_{vfk,obs}$ for clay brick masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [269],[265]. Blue points – ($\tau_{cr,obs}$) values; red points – ($\tau_{u,obs}$) values



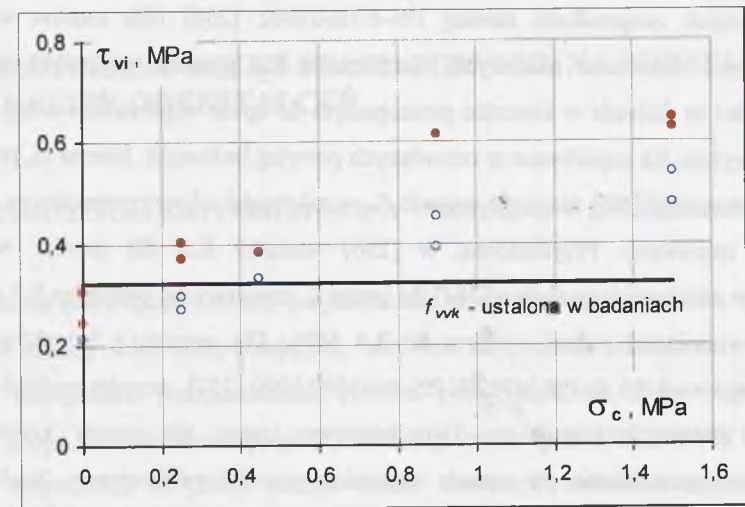
Rys.3.16. Porównanie f_{vvk} z wartościami doświadczalnymi $f_{vvk,obs}$ dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]. Punkty niebieskie – wartości $(\tau_{cr,obs})$; punkty czerwone – wartości $(\tau_{u,obs})$

Fig.3.16. Comparison of f_{vvk} with test values $f_{vvk,obs}$ for clay brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – acc. to [264]. Blue points – $(\tau_{cr,obs})$ values; red points – $(\tau_{u,obs})$ values



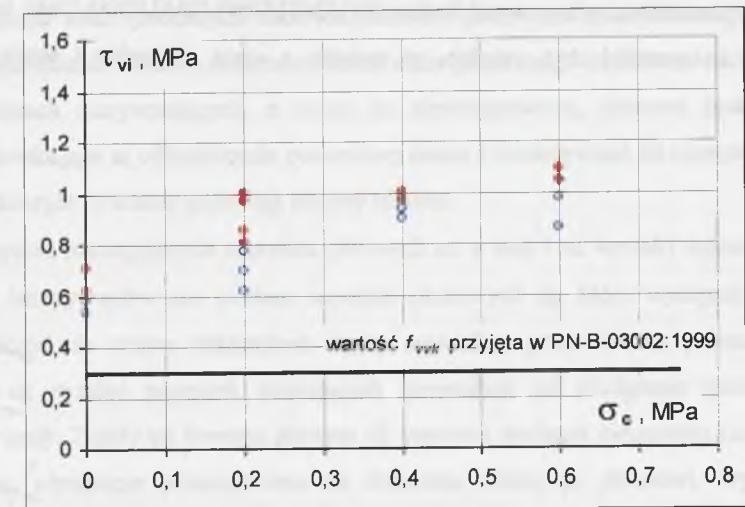
Rys.3.17. Porównanie f_{vvk} z wartościami doświadczalnymi $f_{vvk,obs}$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej 1:3 – wg [267],[269]. Punkty niebieskie – wartości $(\tau_{cr,obs})$; punkty czerwone – wartości $(\tau_{u,obs})$

Fig.3.17. Comparison of f_{vvk} with test values $f_{vvk,obs}$ for AAC block masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [267],[269]. Blue points – $(\tau_{cr,obs})$ values; red points – $(\tau_{u,obs})$ values



Rys.3.18. Porównanie f_{vvk} z wartościami doświadczalnymi $f_{vvk,obs}$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" – wg [268]. Punkty niebieskie – wartości $(\tau_{cr,obs})$; punkty czerwone – wartości $(\tau_{u,obs})$

Fig.3.18. Comparison of f_{vvk} with test values $f_{vvk,obs}$ for AAC block masonry with thin layer joints – according to [268]. Blue points – $(\tau_{cr,obs})$ values; red points – $(\tau_{u,obs})$ values



Rys.3.19. Porównanie f_{vvk} z wartościami doświadczalnymi $f_{vvk,obs}$ dla murów z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]. Punkty niebieskie – wartości $(\tau_{cr,obs})$; punkty czerwone – wartości $(\tau_{u,obs})$

Fig.3.19. Comparison of f_{vvk} with test values $f_{vvk,obs}$ for clay hollow brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]. Blue points – $(\tau_{cr,obs})$ values; red points – $(\tau_{u,obs})$ values

Porównanie wartości f_{vk} przyjętych w obowiązującej PN-B-03002:1999 [257] z podanymi w odpowiednich załącznikach dawnej PN-87/B-03002 [256] (dla murów wykonanych z różnego typu elementów murowych) wartościami R_{mk} pozwala stwierdzić, że wartości wytrzymałości na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych według [256] były generalnie wyższe niż uzyskiwane w omawianych powyżej badaniach. Norma ta, podobnie jak przyjęto to w nowej [257], różnicuje wartość f_{vk} w zależności od wytrzymałości na ściskanie f_b elementów murowych. Przykładowo, w [256] wartości R_{mk} dla murów wykonanych z elementów zaliczonych zgodnie z [244] do grupy 1, zawierały się pomiędzy 0,9 a 1,4 MPa, dla cegły ceramicznej pełnej – nawet do 2,4 MPa. Dla murów z bloczków z betonu komórkowego – od 0,3 do 0,6 MPa. W PN-B-03002:1999 [257], stosując podział wszystkich elementów murowych jedynie na 3 podstawowe grupy, siłą rzeczy konieczne było zastosowanie ujednoczenia po stronie obwiedni wartości minimalnych. Stąd generalne zniżenie wartości f_{vk} w odniesieniu do R_{mk} z dotychczasowej [256]. W efekcie, dla cegły pełnej otrzymuje się wartości od 0,7 do 1,1 MPa – a wartości dla bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny są wyraźnie związane z wytrzymałością takich murów na ściskanie.

Na zakończenie można stwierdzić, że porównanie wartości R_{mk} z dawnej normy [256] z wynikami prezentowanych powyżej badań [94],[267],[269],[265],[268],[264] wskazują na to, że były to wartości zbyt wysokie, w związku z czym niezbędne i słuszne było ich zmniejszenie.

4. KRYTERIUM OCENY STANU BUDYNKU NA PODSTAWIE ANALIZY ODKSZTAŁCEŃ

4.1. PROPOZYCJA KRYTERIUM OCENY – PRZYJĘTA W PN-B-03002:1999

Dotychczas obowiązujące normy projektowania konstrukcji murowych nie wyodrębniały zagadnienia analizy ścian usztywniających, zarówno na poziome obciążenia wiatrem, jak i pionowe, nieregularne przemieszczenia podłoża pod budynkiem. Dopiero nowa norma dotycząca projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych, PN-B-03002:1999 [257], oparta na Eurokodzie 6 [242], podaje zasady dotyczące obliczania tego typu ścian. W przeciwieństwie do normy europejskiej [242], na podstawie wieloletnich badań i analiz prowadzonych przez autora niniejszego pracy, wprowadzono (por. [126]) do normy PN-B-03002:1999 [257] w odniesieniu do ścian usztywniających na poziome obciążenie wiatrem, obowiązek sprawdzania zarówno stanu granicznego nośności, jak i stanu granicznego użyteczności oraz podano [95],[100] kryterium odkształceniowe, pozwalające analizować stan wyężenia ścian poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża poprzez sprawdzenie warunku nieprzekroczenia stanu granicznego użyteczności.

W ścianach usztywniających, z uwagi na nierównomierne, pionowe przemieszczenia podłoża, dominujące są odkształcenia postaciowe ściany i towarzyszące im naprężenia główne, w wyniku których w ścianie pojawiają się rysy ukośne.

Na wartość rozciągających naprężeń głównych σ_1 , a stąd i na warunki pojawienia się rys ukośnych, istotny wpływ ma poziom naprężeń pionowych σ_y , które występują w ścianie. Można założyć, że wpływ odkształceń ściany, wywołany przez różnicę przemieszczeń jej krawędzi, na rozkład naprężeń ściskających powstałych od obciążenia pionowego jest pomijalnie mały. Zależy on bowiem głównie od wartości obciążeń pionowych (ciężar własny ściany oraz obciążenie przekazywane na obliczaną ścianę ze stropów), występujących w analizowanej ścianie. W związku z powyższymi warunkami sprawdzania stanu granicznego nośności ścian poddanych nierównomiernym, pionowym przemieszczeniom podłoża nie różnią się niczym od ogólnych warunków obliczania ścian obciążonych głównie poziomo. O specyfic

obliczania ścian poddanych tego typu pionowym przemieszczeniom stanowi stan graniczny użytkowości.

Ogólny warunek nieprzekroczenia stanu granicznego użytkowości ma postać:

$$\Theta_{sd} \leq \Theta_{adm} \quad (4.1)$$

gdzie: Θ_{sd} - kąt odkształcenia postaciowego (wyznaczony dla charakterystycznych wartości obciążeń);

Θ_{adm} - dopuszczalna wartość kąta odkształcenia postaciowego przyjmowana z tabl. 4.1.

Tablica 4.1

Wartości dopuszczalnego kąta odkształcenia postaciowego Θ_{adm} w miliradianach

Rodzaj elementów murowych	Zaprawa cementowa	Zaprawa cementowo - wapienna
Grupa 1 poza bloczkami z betonu komórkowego	0,4	0,5
Grupa 2 i 3	1)	1)
Bloczki z betonu komórkowego na zwykłe spoiny	0,2	0,3

1) - wartości należy ustalić na podstawie badań

Jeśli chodzi o wartości Θ_{adm} podane w tabl.4.1, przyjęto je - wobec braku ściślejszych danych - jak dla ścian poddanych nierównomiernym przemieszczeniom gruntu, głównie na podstawie badań prowadzonych pod kierunkiem autora na Politechnice Śląskiej [270],[265],[269],[267],[266],[268], [264]. Należy je uważać za odpowiadające stanowi pojawienia się pierwszych rys ukośnych (o rozwarości nie większej niż $0,1 \div 0,3$ mm) w ścianie.

W odniesieniu do ścian usztywniających z uwagi na poziome obciążenia wiatrem wartość Θ_{sd} można wyznaczać dla charakterystycznych wartości pionowych sił stycznych V_{sd} (rys.4.1a) ze wzoru:

$$\Theta_{sd} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{V_{sd}}{0,2 \cdot E \cdot A} \quad (4.2)$$

w którym: V_{sd} - wartość maksymalnej siły stycznej działającej na rozpatrywaną ścianę (wyznaczona dla obciążeń charakterystycznych);

τ_{xy} - wartość maksymalna naprężeń ścinających w analizowanym przekroju poziomym;

G - moduł odkształcenia postaciowego (moduł Kirchhoffa), przyjmowany jako $G = 0,2E$ (por. analiza podana w punkcie 4.3);

A - pole miarodajnego przekroju poziomego ściany;

E - moduł sprężystości muru.

Natomiast w przypadku ściany w budynku poddanym nierównomiernym odkształceniom podłoża Θ_{sd} wyznaczać należy z zależności:

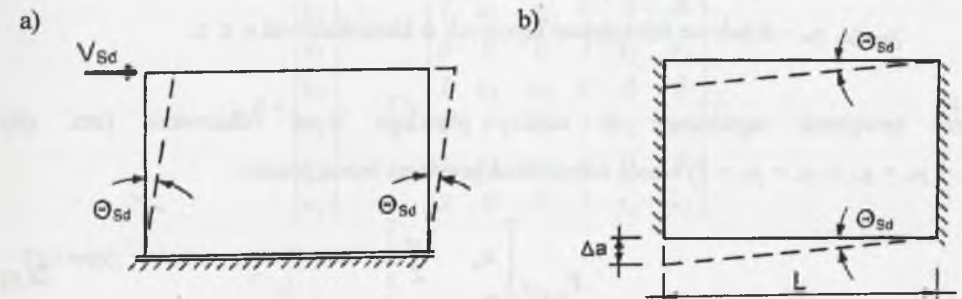
$$\Theta_{sd} = \frac{\tau_{yx}}{G} \quad (4.3)$$

gdy znane są wartości pionowych naprężeń stycznych τ_{yx} oraz modułu odkształcenia postaciowego G . Ścisłe i dokładne wyznaczenie miarodajnych wartości naprężeń τ_{yx} ścian poddanych pionowym, nieregularnym przemieszczeniom podłoża pod budynkiem jest w praktyce możliwe jedynie przez obliczanie ściany z wykorzystaniem programów komputerowych opartych na MES. Stosując prostsze metody obliczeń, np. opierając się na modelu prętowym wartości kąta odkształcenia postaciowego, Θ_{sd} określać można w sposób przybliżony na podstawie geometrii zdeformowanej ściany (rys.4.1b). Należy się wtedy posłużyć wzorem:

$$\Theta_{sd} = \frac{\Delta a}{L} \quad (4.4)$$

w którym: Δa - różnica przemieszczeń dwóch ścian poprzecznych, z którymi rozpatrywana ściana łączy się swymi pionowymi krawędziami;

L - odległości ścian poprzecznych.



Rys. 4.1. Schematy do wyznaczenia Θ_{sd} w przypadku ścian usztywniających:

- a) od poziomego obciążenia wiatrem;
b) na pionowe nierównomierne przemieszczenia podłoża

Rys. 4.1. Scheme for Θ_{sd} calculation in case of stiffening walls:

- a) subjected to wind load;
b) subjected to irregular vertical ground displacement

Wyznaczenie różnicy Δa nie jest zadaniem prostym, ponieważ przemieszczenia te są funkcją sztywności całego ustroju nośnego budynku.

4.2. WYZNACZENIE MIARODAJNYCH WARTOŚCI KĄTA ODKSZTAŁCENIA POSTACIOWEGO

Podstawowy problem, na który się napotyka chcąc zastosować kryterium (4.1), dotyczy metod określania miarodajnych wartości kąta odkształcenia postaciowego Θ_{sd} . Ogólnie rzecz biorąc, wartości kąta odkształcenia postaciowego należy określać na podstawie analizy składowych stanu odkształcenia zdeformowanej ściany.

Dla wydzielonego sześcianu o wymiarach jednostkowych $dx \times dy \times dz$ stan odkształcenia w sąsiedztwie analizowanego punktu, znajdującego się w jego środku geometrycznym, w układzie trójosiowym stan odkształcenia opisuje tensor odkształcenia, obejmujący dziewięć składowych:

$$T_{\epsilon, \gamma} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \frac{\gamma_{xy}}{2} & \frac{\gamma_{xz}}{2} \\ \frac{\gamma_{yx}}{2} & \epsilon_y & \frac{\gamma_{yz}}{2} \\ \frac{\gamma_{zx}}{2} & \frac{\gamma_{zy}}{2} & \epsilon_z \end{bmatrix} \tag{4.5}$$

gdzie: $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ – składowe odkształceń liniowych w kierunkach osi y, z, x ;

$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$ – składowe odkształceń kątowych w kierunkach osi y, z, x .

Przy zawężeniu zagadnienia do analizy płaskiego stanu odkształceń (tzn. gdy $\epsilon_z = \gamma_{xz} = \gamma_{zx} = \gamma_{yz} = \gamma_{zy} = 0$) tensor odkształceń przybiera znaną postać:

$$T_{\epsilon, \gamma} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \frac{\gamma_{xy}}{2} \\ \frac{\gamma_{yx}}{2} & \epsilon_y \end{bmatrix} \tag{4.6}$$

W praktyce, do sprawdzania kryterium odkształceniowego, dokładnie przedstawionego w rozdziale 4 niniejszej pracy, opartego na analizie kątów odkształcenia postaciowego, zależność w postaci (4.6) nie jest zbytnio przydatna, ponieważ określa ona składowe tensora odkształceń w otoczeniu punktu, nie definiuje więc odkształceń postaciowych w skali makro,

czyli dla ściany. W takim przypadku należy więc określić składowe stanu odkształcenia dla danego obszaru.

Na rys.4.2 pokazano przykładowy podział rozpatrywanego obszaru ściany na powierzchniowe elementy składowe najprostszego typu – czyli trójkąty. Dokładna analiza odkształceń, w ujęciu wektorowym, wydzielonego przykładowo trójkąta ABC pozwala, dla dowolnego wierzchołka trójkąta (o składowych wektora przemieszczeń u_i oraz v_i), wyprowadzić następujące wartości składowych wektora przemieszczeń:

$$\begin{cases} u_i = n_1 + n_2 x_i + n_3 y_i \\ v_i = n_4 + n_5 x_i + n_6 y_i \end{cases} \tag{4.7}$$

co w zapisie wektorowym przybiera postać:

$$u = Nn \tag{4.8}$$

gdzie: $u = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}, N = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \end{bmatrix}, n = \begin{Bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \\ n_4 \\ n_5 \\ n_6 \end{Bmatrix} \tag{4.9}$

Składowe wektora n odpowiadające węzłom danego trójkąta ABC można więc wyrazić jako:

$$a = Tn \tag{4.10}$$

gdzie:

$$a = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix}, T = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \tag{4.11}$$

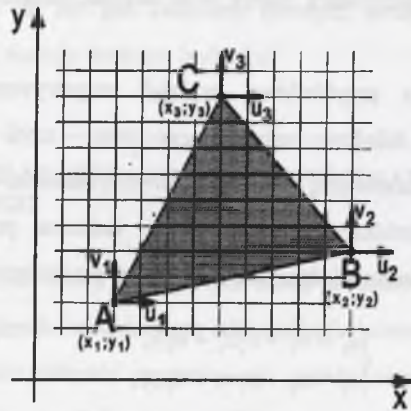
Tak więc:

$$n = T^{-1}a \tag{4.12}$$

i uwzględniając (4.10) otrzymuje się:

$$u = NT^{-1}a \tag{4.13}$$

gdzie: T^{-1} jest macierzą odwrotną.



Rys.4.2. Schemat do analizy odkształceń elementów powierzchniowych

Fig.4.2. Scheme for flat element strain's state analysis

Wprowadzając macierz operatorów kinematycznych B otrzymuje się końcową macierzową postać wektora odkształceń:

$$\{\varepsilon\} = Bu = BNT^{-1}a \quad (4.14)$$

Przyjmując:

$$C = BNT^{-1} \quad (4.15)$$

i mając na uwadze, że:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}, \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (4.16)$$

oraz zakładając liniowość przemieszczeń poszczególnych punktów trójkąta (co jest uproszczeniem dopuszczalnym), wyznacza się ostatecznie składowe wektora odkształceń $\{\varepsilon\}$ w postaci:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} \alpha_1 & 0 & \alpha_2 & 0 & \alpha_3 & 0 \\ 0 & \beta_1 & 0 & \beta_2 & 0 & \beta_3 \\ \beta_1 & \alpha_1 & \beta_2 & \alpha_2 & \beta_3 & \alpha_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix} \quad (4.17)$$

w której:

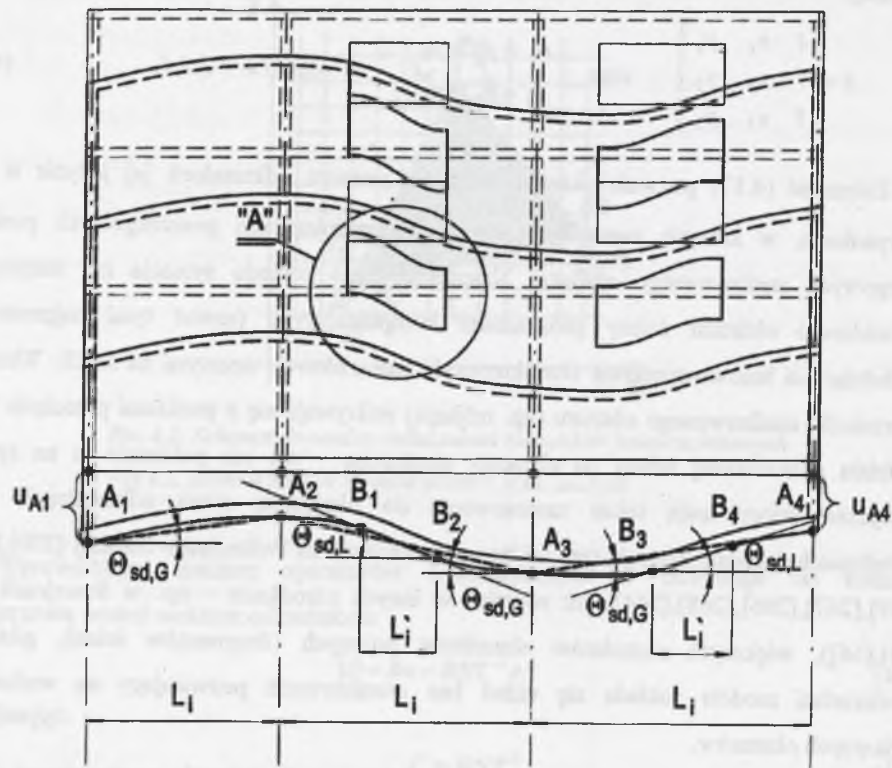
$$\Delta = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad \text{oraz} \quad \begin{aligned} \alpha_i &= y_j - y_k \\ \beta_i &= x_k - x_j \end{aligned} \quad \text{dla } i, j, k = 1, 2, 3. \quad (4.18)$$

Zależność (4.17) pozwala określić składowe wektora odkształceń $\{\varepsilon\}$ jedynie w tych przypadkach, w których znane będą składowe przemieszczeń poszczególnych punktów brzegowych analizowanego obszaru. Najczęściej tego rodzaju sytuacja ma miejsce w prowadzeniu obliczeń ściany programami komputerowymi (nawet tymi najprostszymi zakładającymi liniowo-sprężyste charakterystyki materiałowe), opartymi na MES. Wówczas wierzchołki analizowanego obszaru (np. trójkąta) pokrywają się z punktami przecięcia siatki podziału analizowanej ściany na elementy skończone – np. jak pokazano to na rys.4.2. Powyższe wzory mają także zastosowania do określania stanu odkształcenia muru w badaniach doświadczalnych, (np. od lat prowadzonych na Politechnice Śląskiej [270],[265], [269],[267],[266],[268],[264], jak również w innych ośrodkach – np. w Szwajcarii [56], [54],[56]), większych rozmiarów elementów próbnych (fragmentów ścian), gdzie na powierzchni modelu zakłada się układ baz pomiarowych pozwalający na wydzielenie trójkątnych obszarów.

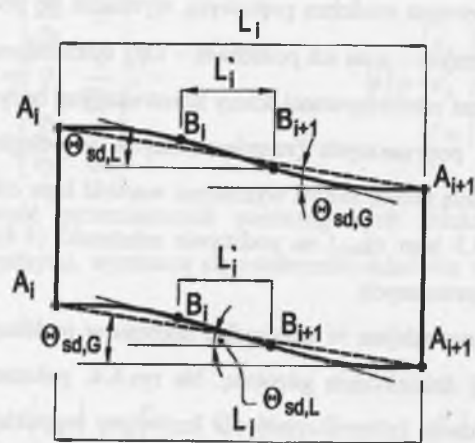
W praktyce projektowej najczęściej wartości kąta odkształcenia postaciowego można określać na podstawie geometrii zdeformowanej ściany. W wyniku prowadzonych obliczeń, nawet posługując się prostym modelem prętowym, wyznacza się przemieszczenia pionowych krawędzi ścian poprzecznych – a na ich podstawie – kąty odkształcenia postaciowego Θ_{sd} . Na rys.4.3 pokazano schemat zdeformowanej ściany konstrukcyjnej budynku murowego, poddanej różnicy osiadań ścian poprzecznych (rozstawionych w odległości L_i). Łącząc ugięcia poszczególnych ścian linią prostą można wyznaczyć wartość kąta odkształcenia postaciowego (oznaczonego na rys.4.3 jako $\Theta_{sd,G}$) na podstawie zależności (4.4), dzieląc różnicę osiadań przez rozstaw ścian poprzecznych.

Podobna sytuacja ma miejsce w przypadku budynków poddanych wpływowi krzywizny terenu, spowodowanej działalnością górniczą. Na rys.4.4. pokazano przykładowy schemat deformacji murowej ściany konstrukcyjnej dla krzywizny wypukłej. Także tu możliwe jest określenie wartości pionowych przemieszczeń w miejscach ścian poprzecznych – a tym samym i wyznaczenie kątów odkształcenia postaciowego $\Theta_{sd,G}$.

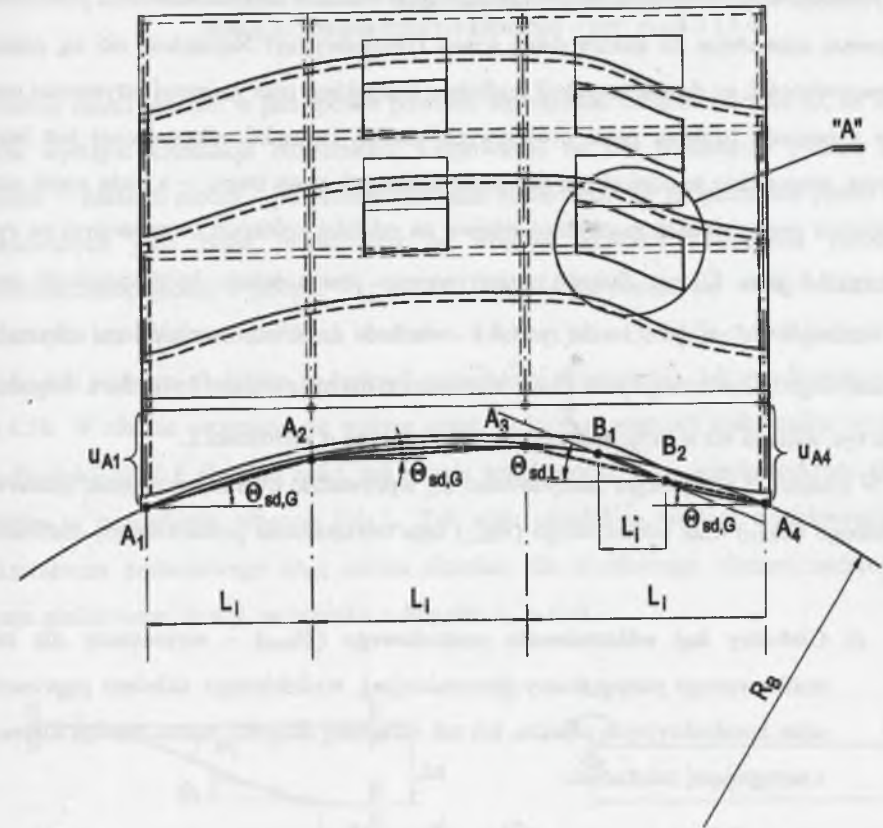
Na rys.4.3 oraz rys.4.4 pominięto odkształcenia pionowych ścian poprzecznych.



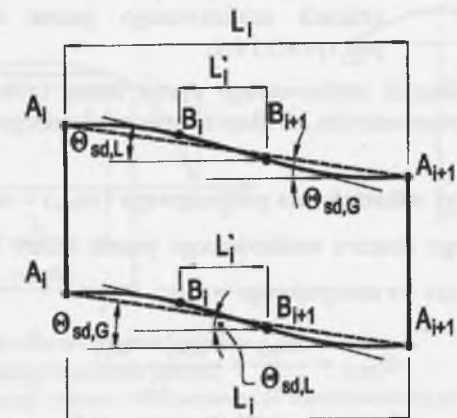
Szczegół "A"



Rys. 4.3. Schemat zdeformowanej ściany, poddanej różnicy osiadań ścian poprzecznych
 Fig. 4.3. Scheme of deformed wall subjected to irregular settlement



Szczegół "A"



Rys. 4.4. Schemat zdeformowanej ściany usztywniającej, poddanej działaniu krzywizny wypukłej
 Fig. 4.4. Scheme of deformed stiffening wall subjected to influence of convex curvature

Powstaje więc zatem pytanie: czy tak określone wartości kąta odkształcenia postaciowego są zawsze miarodajne do analizy danej ściany konstrukcyjnej? Najczęściej nie są, ponieważ w rzeczywistości, na skutek interakcji podłoża z budynkiem oraz zmiennej sztywności samych ścian z powodu istnienia pasm otworowych, postać krawędzi odkształconej jest bardziej złożona, szczególnie w odniesieniu do międzyokiennych pasm muru – a duża część różnicy pionowych przemieszczeń może mieć miejsce na odcinku krótszym (oznaczonym na rys.4.3 oraz rys.4.4 jako L_i') niż długość rozpatrywanego pasma ściany, bądź szerokość otworu (por. szczegół "A" na rys.4.3 oraz rys.4.4.) – wielkość L_i . Wtedy wartość kąta odkształcenia postaciowego (oznaczonego jako $\Theta_{sd,L}$), wyznaczona dla tego obszaru (odcinka o długości L_i') może być większa niż w przypadku analizy całego pasma o szerokości L .

W związku z powyższym zdecydowano się wprowadzić dwa nowe pojęcia, mianowicie: globalnego ($\Theta_{sd,G}$) oraz odcinkowego ($\Theta_{sd,L}$) kąta odkształcenia postaciowego, zdefiniowane jako:

- a) **Globalny kąt odkształcenia postaciowego ($\Theta_{sd,G}$)** – wyznaczany dla całego analizowanego pasma ściany konstrukcyjnej, wydzielonego układem poprzecznych ścian konstrukcyjnych obiektu, lub też – dla całej długości pasma międzyokiennego – z następującej zależności:

$$\Theta_{sd,G} = \frac{\Delta u_{A,i}}{L_i} = \frac{|u_{A,i+1} - u_{A,i}|}{L_i} \quad (4.19)$$

gdzie: $u_{A,i}$, $u_{A,i+1}$ – wartości pionowych przemieszczeń wyznaczone na obydwu końcach analizowanego pasma ściany konstrukcyjnej – por. rys.4.3 i 4.4;

L_i – długość analizowanego pasma ściany (odległość pomiędzy ścianami poprzecznymi lub długość otworu okiennego – por. rys.4.3 i 4.4).

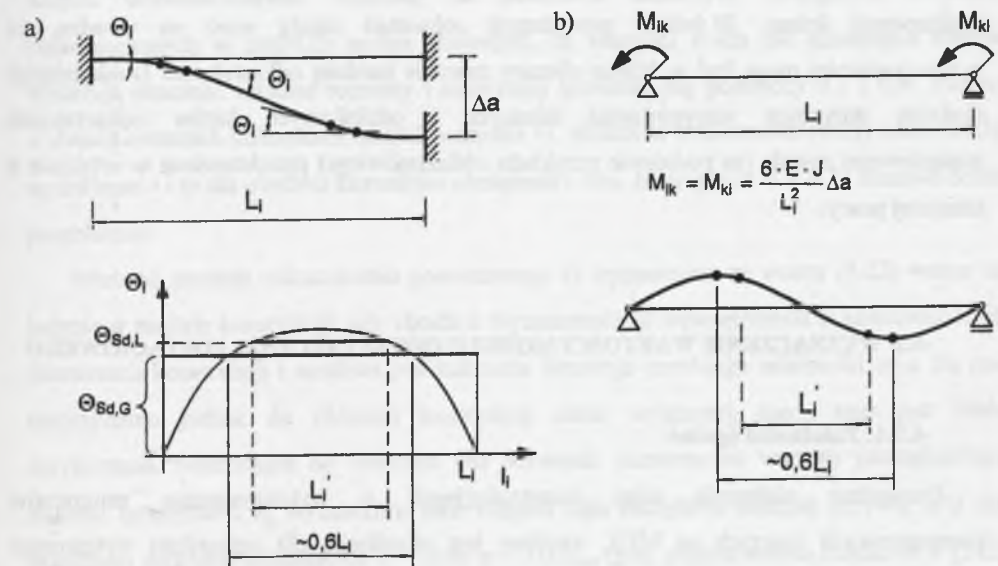
- b) **Odcinkowy kąt odkształcenia postaciowego ($\Theta_{sd,L}$)** – wyznaczany dla najbardziej zdeformowanego obszaru analizowanego pasma ściany konstrukcyjnej lub pasma międzyokiennego – z następującego wzoru:

$$\Theta_{sd,L} = \frac{\Delta u_{B,i}}{L_i'} = \frac{|u_{B,i+1} - u_{B,i}|}{L_i'} \quad (4.20)$$

gdzie: $u_{B,i}$, $u_{B,i+1}$ – wartości pionowych przemieszczeń wyznaczone na obydwu końcach obszaru (odcinka) o największej kumulacji odkształceń – por. rys.4.3 i 4.4;

L_i' – długość obszaru o największej kumulacji odkształceń dla danego pasma ściany lub pasma międzyokiennego – por. rys.4.3 i 4.4.

Powstaje zatem pytanie: w jaki sposób powinno się określać długość odcinka L_i' , na którym może wystąpić kumulacja odkształceń? Odpowiedzi na tak postawione pytanie można udzielić – zdaniem autora – po przeanalizowaniu zachowania się nadproża lub pasma ściany traktowanych jako belka utwierdzona na obydwu końcach i poddana pionowemu przemieszczeniu jednej z podpór – rys.4.5a. Oczywiście, pomija się wtedy odkształcenia pionowych krawędzi analizowanych obszarów. Schemat jak na rys.4.5a można zastąpić belką swobodnie podpartą obciążoną na końcach momentami skupionymi – jak przedstawiono to na rys.4.5b. W efekcie otrzymuje się wykres ugięć, w którym wartości maksymalne występują w odległości ok. 0,6 długości belki, zaś prawie stała wartość kąta ugięcia wykresu Θ_i – na odcinku w przybliżeniu równym $0,4 L_i$. Tak więc uśrednioną wartość odcinkowego kąta odkształcenia postaciowego $\Theta_{sd,L}$ można określać, dla środkowego obszaru nadproża lub pasma analizowanej ściany, na odcinku o długości $L_i' = 0,4 L_i$.



Rys.4.5. Sposób określania długości odcinka L_i' :

- a) schemat obliczanego pasma;
b) zastępczy schemat obliczeniowy do wyznaczenia ugięć

Fig.4.5. Method of length of segment L_i' determination:

- a) scheme of band calculated;
b) substitute- scheme for deflection calculating

Jako miarodajne w analizie murowanych ścian konstrukcyjnych budynku powinno się przyjmować do obliczeń – zdaniem autora – zawsze wartości odcinkowego kąta odkształcenia postaciowego $\Theta_{sd,L}$. Niestety, w praktyce projektowej jest to możliwe jedynie przy prowadzeniu obliczeń z wykorzystaniem modelu tarczowego i nawet w miarę prostych i powszechnych programów inżynierskich opartych na MES, uwzględniających liniowo-sprężyste charakterystyki materiałowe. W wyniku tak prowadzonych obliczeń otrzymuje się postać zdeformowanej ściany, pozwalającą określić najbardziej wyęzione obszary – i w konsekwencji – najbardziej wiarygodne wartości odkształceń, a co się z tym wiąże, kątów odkształcenia postaciowego. Nieco inaczej sprawa wygląda w przypadku obliczeń analitycznych prowadzonych z wykorzystaniem prostego modelu prętowego, chociażby posługując się metodą podaną w instrukcji [247]. Mimo iż metoda ta pozwala uwzględnić w obliczeniach współpracę budynku z podłożem, w sytuacji nierównomierności obciążenia i/lub istnienia pasm otworowych (np. w kondygnacjach nadziemnych) nie jest możliwe wyznaczenie obszarów szczególnie wyęzonych. Tak więc jako miarodajne są wartości globalnych kątów odkształcenia postaciowego $\Theta_{sd,L}$, wyznaczanych dla całych pasm analizowanej ściany. W świetle powyższych rozważań należy mieć na uwadze, że w rzeczywistości mogą być w ścianie obszary znacznie bardziej odkształcone. Dokładniejsza dyskusja dotycząca wiarygodności lokalnych i odcinkowych kątów odkształcenia postaciowego została (na podstawie przykładu obliczeniowego) przedstawiona w rozdziale 6 niniejszej pracy.

4.3. WYZNACZENIE WARTOŚCI MODUŁU ODKSZTAŁCENIA POSTACIOWEGO

4.3.1. Zależności ogólne

Prowadząc obliczenia ścian konstrukcyjnych z wykorzystaniem programów komputerowych opartych na MES, możliwe jest określenie, dla najbardziej wyęzonego obszaru ściany, wartości maksymalnych pionowych – oraz towarzyszących im poziomych – naprężeń stycznych τ_{yx} . W takim przypadku wartość kąta odkształcenia postaciowego Θ_{sd} można wyznaczać z zależności (4.3) pod warunkiem przyjęcia odpowiedniej, wiarygodnej wartości modułu odkształcenia postaciowego G . Moduł ten przyjmowany do obliczeń

konstrukcji murowych wyraża – zakładając, że mur jest materiałem izotropowym, a związek $\sigma(\varepsilon)$ jest liniowy – zależność:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.21)$$

gdzie: E – moduł sprężystości muru;

$\nu = \varepsilon_x / \varepsilon_y$ – współczynnik Poissona;

ε_x ; ε_y – wartości odkształceń - odpowiednio dla kierunku równoległego (ε_x) oraz prostopadłego (ε_y) do płaszczyzny spoin wspornych.

Zazwyczaj przyjmuje się $\nu = 0,25$, co prowadzi do wzoru w postaci:

$$G = 0,40E \quad (4.22)$$

Jak wynika z rezultatów badań zestawionych poniżej w tabelicy 4.2, graniczne wartości współczynnika ν , wyznaczone dla murów ściskanych prostopadle do spoin wspornych, wahają się od ok. 0,1 do ponad 0,3. Natomiast badania murów na ściskanie w kierunku równoległym do spoin wspornych nie są zbyt szeroko prowadzone – stąd, niestety, znacznie mniejsza liczba danych doświadczalnych. Niemniej na podstawie niektórych dostępnych wyników (zamieszczonych w tabl.4.2) można stwierdzić, że wartości ν dla tak ściskanych murów wykazują znacznie większe rozrzuty i zazwyczaj zawierają się pomiędzy 0,1 i 0,4. Podane w dwóch ostatnich kolumnach tabl.4.2 wartości G , obliczone z zależności (4.21) oraz (4.22), są zbliżone – i to dla obydwu kierunków obciążenia – tzn. że przyjęcie $\nu = 0,25$ stanowi dobre przybliżenie.

Wartości modułu odkształcenia postaciowego G wyznaczone ze wzoru (4.22) ważne są jedynie w analizie konstrukcji, gdy chodzi o wyznaczenie sił wewnętrznych w poszczególnych elementach konstrukcji i możliwe jest założenie linowego przebiegu zależności $\sigma - \varepsilon$. Są one nieprzydatne jednak do obliczeń konstrukcji silnie wyęzonej, kiedy mur jest bliski zarysowania. Miarodajna do obliczeń jest wówczas nienormowa wartość początkowego modułu sprężystości E , wyznaczana jako tangens kąta nachylenia siecznej krzywej $\sigma(\varepsilon)$ dla przedziału naprężeń ściskających $\sigma = 0$ do $\sigma = 1/3 \sigma_{max}$ (por. postanowienia Eurokodu 6 [242] oraz normy [257]), a wartość mniejsza, odpowiadająca wyraźnie już nachylonej krzywej $\sigma(\varepsilon)$. Posługiwanie się w takich warunkach wartością G wyznaczoną ze wzoru (4.22) może doprowadzić do znacznego niedoszacowania rzeczywistych odkształceń konstrukcji.

Tablica 4.2

Wartości modułu sprężystości E , współczynnika Poissona ν oraz modułu odkształcenia postaciowego G_{obs} na podstawie badań różnych autorów

Źródło	Rodzaj elementów murowych	E MPa	ν	$G_{obs}^1)$ MPa	G_{cal} w MPa	
					wzór (4.21)	wzór (4.22)
[95]	beton komórkowy na cienkie spoiny	1960	0,24	492 ²⁾	790	784
[169], [168]	beton komórkowy na cienkie spoiny	1964	0,22 ÷ 0,25	b. d.	786 ÷ 805	786
[169], [168]	beton komórkowy na cienkie spoiny ³⁾	1482	0,1 ÷ 0,4	b. d.	529 ÷ 674	593
[95]	beton komórkowy na zwykłe spoiny	1846	0,22	562 ²⁾	757	738
[139]	pustaki betonowe	11700	0,32	3000	4432	4680
[172], [216]	cegła pełna ceramiczna	3960	0,09	1460	1817	1584
[94], [97]	cegła pełna ceramiczna	8723	0,214	1057 ²⁾	3489	3595
[103], [104]	cegła pełna ceramiczna	2616 2711	0,08 ÷ 0,18 0,09 ÷ 0,21	b. d.	1108 ÷ 1211 1120 ÷ 1244	1046 1084
[101], [103]	cegła pełna ceramiczna ⁴⁾	3126	0,2 ÷ 0,4	b. d.	1116 ÷ 1303	1250
[43]	cegła pełna ceramiczna	2500	0,20	b. d.	1042	1000
[264]	cegła pełna ceramiczna	6700	0,17	1537 ³⁾	2863	2680
[216]	cegła pełna z glinki mułowej	3400	0,13 ÷ 0,27	b. d.	1339 ÷ 1504	1360
[216]	cegła silikatowa	8200	0,1 ÷ 0,29	b. d.	3178 ÷ 3727	3280
[264]	pustaki ceramiczne MAX	4766	0,20	843 ³⁾	1986	1906
[56]	pustaki ceramiczne	5460	0,18	1130	2314	2184
[89]	pustaki ceramiczne	5900	0,08	b. d.	2732	2360

¹⁾ – wartości uzyskane z badań;

²⁾ – wartość wyznaczana ze wzoru (4.25) dla $\sigma_c = 0$ oraz $\omega = 0$ – wg [95] i [94];

³⁾ – wartość wyznaczana ze wzoru (4.25) dla $\sigma_c = 0$ oraz $\omega = 0$ – wg [264];

⁴⁾ – elementy ściskane w kierunku równoległym do spoin wspornych.

W przypadku ogólnym, zgodnie z zasadami kontynuualnej mechaniki uszkodzeń – często stosowanej w odniesieniu do konstrukcji betonowych (por. np. [201]) – kiedy kąt odkształcenia postaciowego Θ_i wyznacza się zakładając, że ściana poddana ścinaniu jest tarczą

o charakterystyce sprężysto-plastyczno-kruchej, zależność między kątem wartości naprężeń stycznych τ_{xy} oraz kątem odkształcenia postaciowego Θ_i i modułem G wyraża wzór:

$$\tau_{xy} = (1 - \omega) \cdot G \cdot \Theta_i \quad (4.23)$$

gdzie: τ_{xy} – naprężenie styczne w analizowanym kierunku (odpowiednio: prostopadłym lub równoległym do spoin wspornych);

ω – parametr charakteryzujący stopień uplastycznienia i/lub uszkodzenia struktury muru pod obciążeniem (wartość stała z przedziału $0 \leq \omega \leq 1$).

Wyrażenie w nawiasie opisuje charakter zmian wartości modułu odkształcenia postaciowego G w trakcie wzrostu poziomu naprężeń w murze na skutek narastania odkształceń wywołanych częściowym uplastycznieniem materiału oraz powstaniem mikrouszkodzeń (peknięć). Przekształcając zależność (4.23) otrzymuje się ogólny wzór do wyznaczania G w postaci:

$$\Theta_i = \frac{\tau_{xy}}{(1 - \omega) \cdot G} \quad (4.24)$$

Stąd, dla znanych (np. z przeprowadzonych badań elementów próbnych) wartości τ_{obs} oraz Θ_{obs} można wyznaczyć moduł odkształcenia postaciowego jako:

$$(1 - \omega) \cdot G_{obs} = \frac{\tau_{obs}}{\Theta_{obs}} \quad (4.25)$$

Powyższa zależność, w przeciwieństwie do wzorów (4.21) oraz (4.22), uwzględnia – poprzez kąt odkształcenia postaciowego oraz wyrażenie $(1 - \omega)$ – rzeczywistą sztywność odkształcenia postaciowego muru dla danego poziomu wyężenia, reprezentowanego przez zmieniającą się wartość naprężeń ścinających τ_{xy} . Przyjmując dla badanych elementów próbnych, poddanych ścinaniu, jako miarodajną wartość naprężeń τ_{obs} oraz kąta odkształcenia postaciowego Θ_{obs} , określoną dla stanu wyężenia w chwili pojawienia się zarysowania (co koresponduje z osiągnięciem stanu granicznego użyteczności) – otrzymuje się znacznie mniejsze (por. kolumna 5 w tabl.4.2) wartości modułu ścinania. Sugeruje to, że posługując się wzorami (4.21) i (4.22) właściwsze by było, zamiast doraźnego modułu początkowego E , przyjmowanie dla danego poziomu naprężeń normalnych σ_c wartości modułu stycznego, a wtedy wzory te uzyskałyby postać:

$$(1 - \omega) \cdot G(\sigma_c) = \frac{1}{2(1 + \nu)} \frac{d\sigma_c}{d\varepsilon} \quad (4.26)$$

lub

$$(1 - \omega) \cdot G(\sigma_c) = 0,4 \frac{d\sigma_c}{d\varepsilon} \quad (4.27)$$

Oczywiście, wiązałyby się to z koniecznością przyjęcia rzeczywistego przebiegu funkcji $\omega(\varepsilon)$, szczególnie dla murów o wyraźnej charakterystyce sprężysto-plastycznej, w postaci zależności nieliniowej, oraz określeniem wartości współczynnika ω . Wartość stałej ω należy wyznaczać na podstawie funkcji:

$$\dot{\omega} = f(\tau_{xy}; t) \quad (4.28)$$

opisującej kinematykę procesu narastania odkształceń sprężysto-plastyczno-kruchych w miarę wzrostu wartości naprężeń stycznych τ_{xy} w funkcji czasu t .

W sytuacji gdy funkcja (4.28) nie jest znana lub gdy przyjmuje się mur jako materiał o charakterystyce liniowo-sprężystej – jak zazwyczaj ma to miejsce przy posługiwaniu się prostymi programami opartymi na MES-ie – zamiast stycznego modułu odkształcenia postaciowego można wtedy przyjmować wartość początkowego modułu doraźnego (sieczonego). Tego typu założenie pozwala przyjąć we wzorach (4.26) oraz (4.27) wartość $\omega = 0$, co w efekcie prowadzi do znanych wzorów (4.21) i (4.22).

4.3.2. Funkcja opisująca kinetykę narastania odkształceń w miarę wzrostu poziomu naprężeń stycznych

Kinetykę procesu zmniejszania się, na skutek częściowego uplastycznienia się muru oraz powstawania kruchych mikropęknięć, stycznego modułu odkształcenia postaciowego w funkcji wzrastających naprężeń stycznych pozwoliły – zdaniem autora – dość dobrze opisać rezultaty przeprowadzonych badań doświadczalnych, szczegółowo przedstawionych i omówionych w rozdziale 3 niniejszej pracy. Punktem wyjścia jest analiza procesu szybkości zmian modułu G w funkcji czasu trwania badania. Jako wyznacznik, za pomocą którego analizowano kinematykę procesu, przyjęto ΔG_i , czyli zmianę wartości modułu G w miarę prowadzenia obciążania modeli badawczych – a więc w funkcji zmieniających się w czasie wartości naprężeń stycznych τ_{xy} . Założono więc, że funkcja (4.28) przybiera postać:

$$\dot{\omega} = f(\tau_{xy}; t) = f(\Delta G_i; t) = \frac{d(G_0 - G_i)}{dt} \quad (4.29)$$

w której G_0 jest początkową wartością modułu odkształcenia postaciowego, wyznaczaną dla poziomu naprężeń stycznych odpowiadających liniowo-sprężystej charakterystyce materiału, tzn. gdy nie wystąpiło jeszcze jego uplastycznienie oraz brak jest mikropęknięć. W praktyce odpowiada to wartości modułu G wyliczanego ze wzoru (4.25) przy założeniu $\omega = 0$.

Przebiegi funkcji (4.29), wyznaczone dla poszczególnych przebadanych rodzajów murów przedstawiono kolejno na rys.4.6 do rys.4.10. Kolory wykresów odpowiadających poszczególnym poziomom wstępnych naprężeń ściskających σ_c są zgodne z przyjętymi na wcześniej prezentowanych, rys.3.10 + rys.3.14.

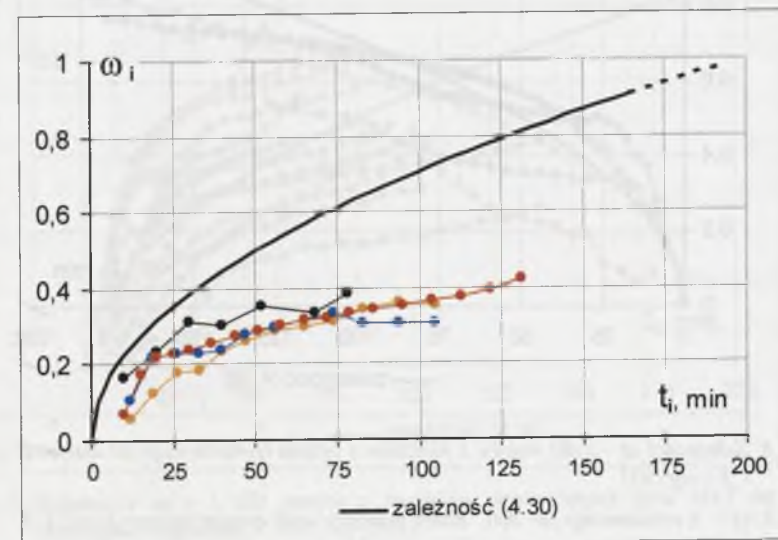
Analiza zależności $\omega_i - t_i$ uzyskanych z przeprowadzonych przez autora badań wyraźnie wskazuje, że funkcja (4.29) ma przebieg odpowiadający krzywej parabolicznej. W związku z tym w zbiorze właśnie takich krzywych poszukiwano równania ogólnego funkcji opisującej kinematykę procesu narastania odkształceń – co odpowiada zmniejszaniu się modułu odkształcenia postaciowego G – na skutek rosnących naprężeń stycznych.

Wychodząc z ogólnego równania paraboli zaproponowano zależność (4.29) jako funkcję jedynie jednej zmiennej – czasu t – w następującej postaci:

$$\omega(t) = \sqrt{\frac{t}{t_k}} \quad (4.30)$$

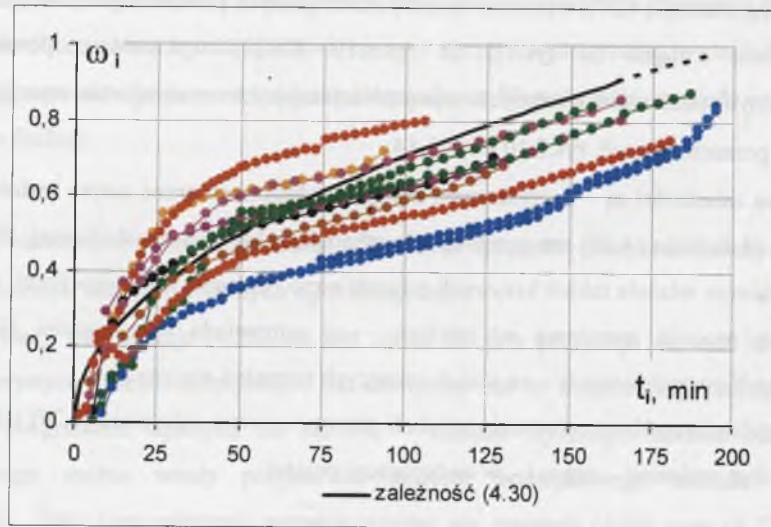
gdzie t_k – jest całkowitym czasem obciążania modelu badawczego (całkowity czas badania).

Powyższa funkcja ma dwa punkty charakterystyczne. Dla początku badania ($t_i = 0$) przybiera wartość zerową, zaś dla końca badania, tzn. w chwili osiągnięcia stanu zniszczenia modelu – czyli dla $t_i = t_k$, wartość $\omega = 1$.



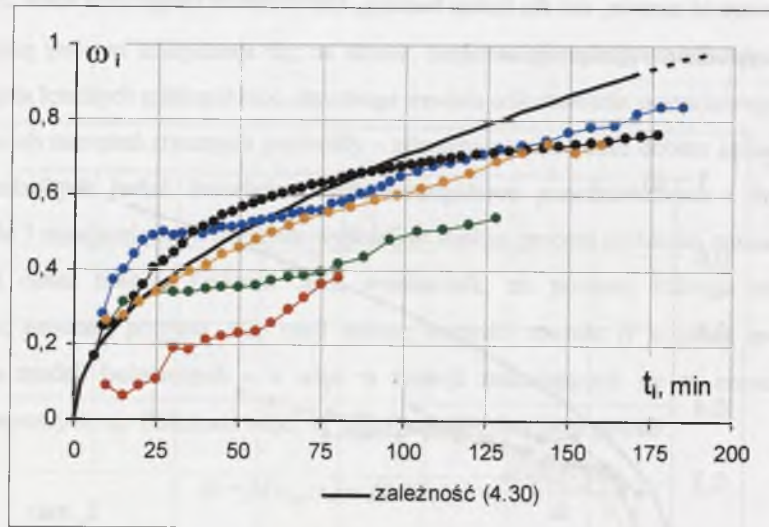
Rys.4.6. Zależności $\omega_i - t_i$ dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej 1:3 – wg [91]

Fig.4.6. $\omega_i - t_i$ relationship for clay brick masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [91]



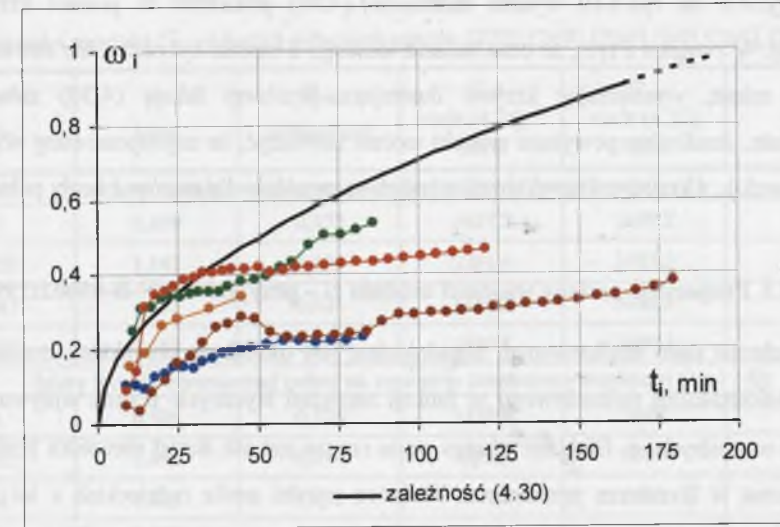
Rys.4.7. Zależności $\omega_i - t_i$ dla murów z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.7. $\omega_i - t_i$ relationship for clay brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]



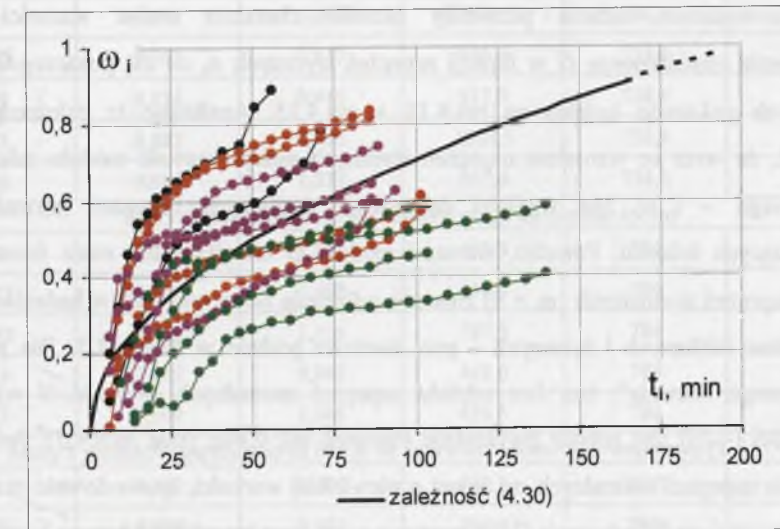
Rys.4.8. Zależności $\omega_i - t_i$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej 1:3 – wg [95]

Fig.4.8. $\omega_i - t_i$ relationship for AAC block masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [95]



Rys.4.9. Zależności $\omega_i - t_i$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – wg [95],[268]

Fig.4.9. $\omega_i - t_i$ relationship for AAC block masonry with thin layer joints – according to [95],[268]



Rys.4.10. Zależności $\omega_i - t_i$ dla murów z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.10. $\omega_i - t_i$ relationship for clay hollow brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]

Na rys.4.6 do rys.4.10 wykres zależności (4.30) pokazano w postaci krzywej linii czerwonej. W związku z tym, że czas badania każdego z modeli był różny, ale zawsze krótszy niż 200 minut, wyznaczając krzywe ilustrujące przebiegi funkcję (4.30) założono, że $t_k = 200$ min. Analizując powyższe rysunki można zauważyć, że zaproponowany wzór (4.30) dobrze koreluje z krzywymi uzyskanymi z badań, szczególnie dla murów z cegły pełnej.

4.3.3. Propozycja zmiany wartości modułu G – przyjęta w PN-B-03002:1999

Dotychczas mało analizowanym zagadnieniem jest określenie charakteru zmian wartości modułu odkształcenia postaciowego w funkcji naprężeń stycznych τ oraz wpływu poziomu naprężeń normalnych σ_c . Efektem takiego stanu rzeczy jest jak dotąd niewielka liczba danych na ten temat w literaturze przedmiotu. Niektóre wyniki analiz radzieckich z lat 50. [180] przywołuje w swej pracy R. Ciesielski [32]. W Polsce wyznaczaniem modułu odkształcenia postaciowego G na podstawie badań elementów próbnych poddanych ścinaniu zajmuje się autor niniejszej pracy już od połowy lat 80. W tabelicy 4.3 podano wartości G_{obs} obliczone z zależności (4.25) dla τ_{obs} oraz Θ_{obs} (zakładając $\omega=0$) uzyskanych na podstawie badań [270],[269],[266],[267],[94],[264],[268].

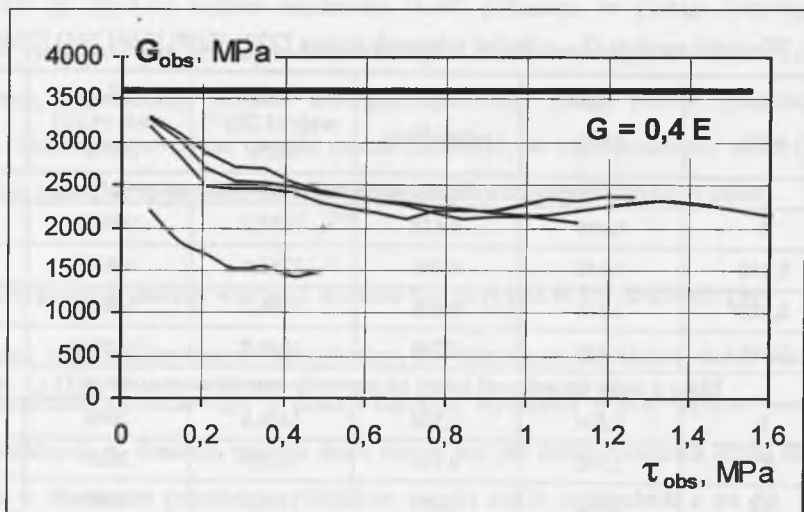
Przeprowadzone badania pozwoliły określić charakter zmian wartości modułu odkształcenia postaciowego G w funkcji naprężeń stycznych τ , co dla poszczególnych serii badawczych pokazano kolejno na rys.4.11 ÷ rys.4.15. Analizując te zależności można zauważyć, że wraz ze wzrostem naprężeń stycznych maleje wartość modułu odkształcenia postaciowego – i to bez względu na poziom wstępnych naprężeń normalnych σ_c , towarzyszących ścinaniu. Ponadto, wartości modułu G określone dla muru ścinanego bez udziału naprężeń normalnych ($\sigma_c = 0$) znacznie odbiegają od uzyskanych w badaniach murów jednocześnie ściskanych i ścinanych – por. wartości podane w tabelicy 4.3. Dla przypadku tzw. "czystego ścinania", tzn. bez udziału naprężeń normalnych, wartość G wyznaczana z zależności (4.25) jest prawie dwukrotnie mniejsza niż $0,40E$ (por. tabl.4.3). Jednoczesne zadziaływanie naprężeń normalnych σ_c , nawet o niewielkiej wartości, spowodowało prawie 60% wzrost wartości modułu ścinania G dla murów z cegły oraz bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny. Natomiast badania murów z betonu komórkowego na cienkie spoiny oraz z cegły i pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej nie wykazały takiego zjawiska. Dalszy wzrost naprężeń σ_c prawie zawsze wiązał się ze spadkiem wartości G (por. tabl.4.3).

Tablica 4.3

Wartości modułu G_{obs} z badań własnych autora [270],[269],[266],[94],[264],[268]

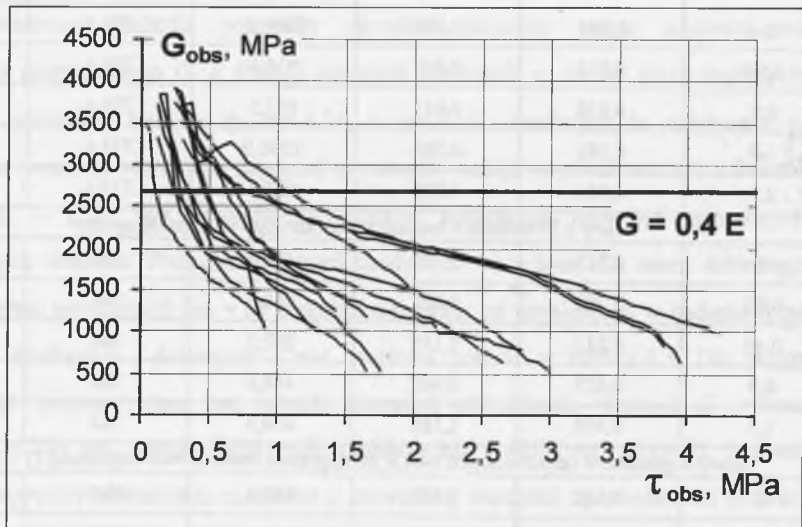
σ_c MPa	τ_{obs} MPa	Θ_{obs} miliradiany	G_{obs} wzór (4.25) ¹⁾ MPa	G_{cal} wzór (4.22) MPa	$\frac{G_{obs}}{G_{cal}}$
Mury z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowej (1 : 3)					
0	0,499	0,472	1057,2	3489,2	0,30
0,258	1,142	0,505	2261,4	3489,2	0,65
0,387	1,331	0,626	1888,2	3489,2	0,54
0,645	1,610	0,760	1840,8	3489,2	0,53
Mury z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)					
0	0,504	0,328	1536,6	2680	0,57
0,2	1,092	0,714	1529,4	2680	0,57
0,4	1,622	1,052	1541,8	2680	0,58
0,6	1,752	3,421	512,1	2680	0,19
1,0	2,579	3,088	835,2	2680	0,31
1,4	3,073	3,023	1016,5	2680	0,40
2,0	3,574	2,008	1779,9	2680	0,66
Mury z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej (1 : 3)					
0	0,221	0,393	562,3	738,4	0,76
0,4	0,664	0,604	1099,3	738,4	1,45
0,65	0,762	0,837	910,6	738,4	1,23
0,9	0,836	0,911	917,3	738,4	1,24
1,3	0,882	0,700	1260,0	738,4	1,71
2,0	0,984	1,033	952,6	738,4	1,29
Mury z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny					
0	0,212	0,431	491,9	784	0,63
0,25	0,282	0,602	468,4	784	0,60
0,45	0,332	1,116	297,5	784	0,38
0,9	0,423	0,943	448,6	784	0,57
1,5	0,509	1,185	429,5	784	0,55
Mury z pustaków ceramicznych MAX na zaprawie cementowo-wapiennej (1 : 1 : 6)					
0	0,562	0,667	842,6	2040	0,41
0,2	0,699	0,912	766,4	2040	0,38
0,4	0,938	0,983	954,2	2040	0,47
0,6	0,978	0,978	1000,0	2040	0,51

1) – przyt założeniu, że $\omega = 0$.



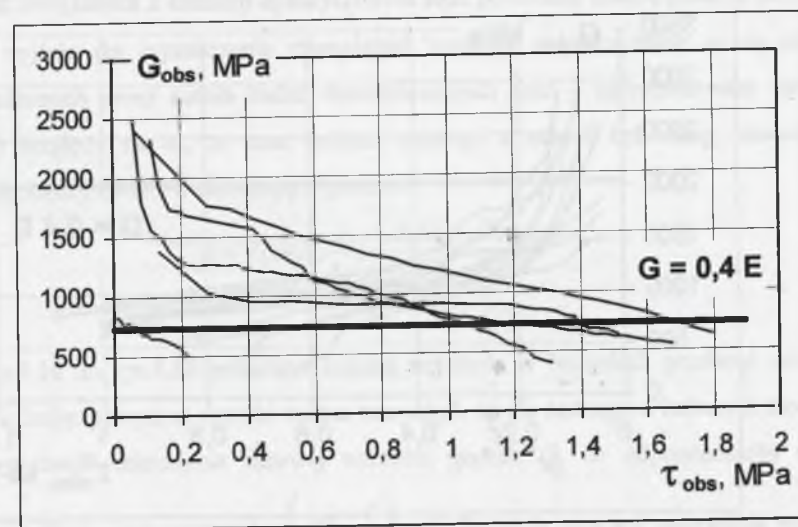
Rys.4.11. Zależności $G_{obs}-\tau_{obs}$ dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej 1:3 – wg [91]

Fig.4.11. $G_{obs}-\tau_{obs}$ relationship for clay brick masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [91]



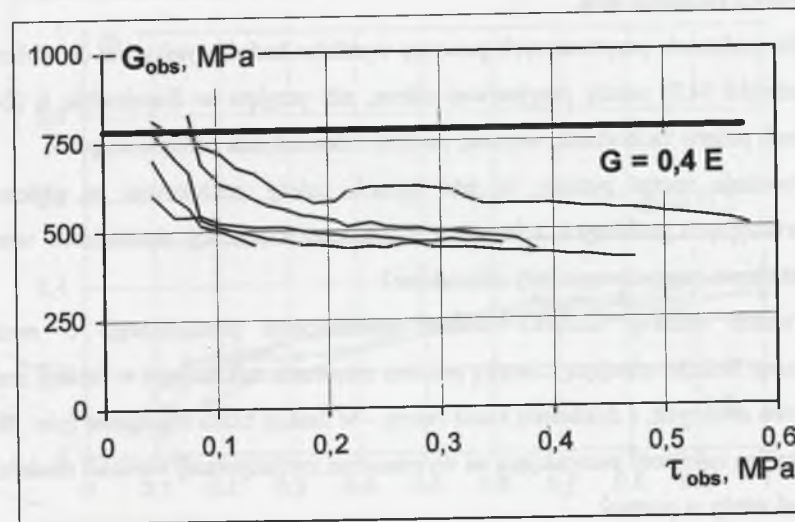
Rys.4.12. Zależności $G_{obs}-\tau_{obs}$ dla murów z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.12. $G_{obs}-\tau_{obs}$ relationship for clay brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]



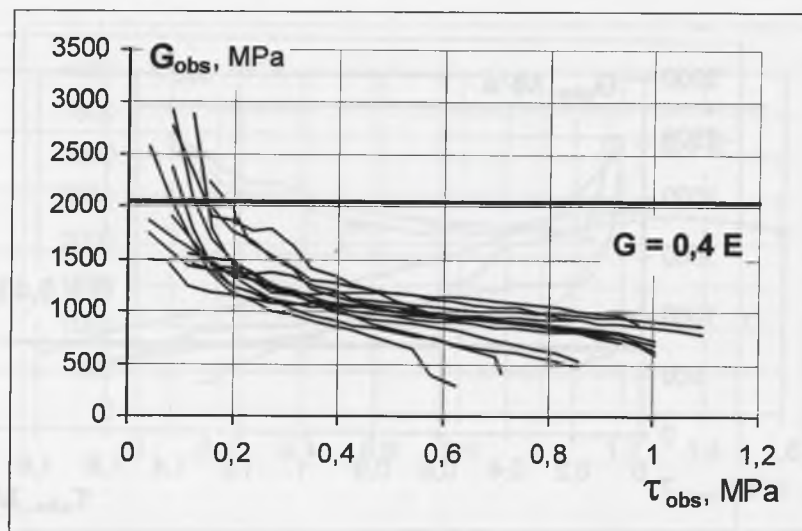
Rys.4.13. Zależności $G_{obs}-\tau_{obs}$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej 1:3 – wg [95]

Fig.4.13. $G_{obs}-\tau_{obs}$ relationship for AAC block masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [95]



Rys.4.14. Zależności $G_{obs}-\tau_{obs}$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – wg [95],[268]

Fig.4.14. $G_{obs}-\tau_{obs}$ relationship for AAC block masonry with thin layer joints – according to [95],[268]



Rys.4.15. Zależności $G_{obs}-\tau_{obs}$ dla murów z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.15. $G_{obs}-\tau_{obs}$ relationship for clay hollow brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]

Przebieg zależności $G_{obs}-\tau_{obs}$ jest wyraźnie krzywoliniowy i praktycznie identyczny dla wszystkich badanych serii.

Na podstawie przytoczonych powyżej wyników badań wynika, że do obliczeń kąta θ_{sd} z zależności (4.3) należy przyjmować niższe, niż przyjęte w Eurokodzie 6 [242] i innych normach państw zachodnich, wartości modułu odkształcenia postaciowego G .

Powstaje zatem pytanie: w jaki sposób należy zredukować w obliczeniach ścian konstrukcyjnych poddanych ścinaniu wartości modułu G , aby wyznaczone wartości kątów odkształcenia postaciowego były miarodajne?

Poziom redukcji wartości modułu odkształcenia postaciowego G można określić analizując funkcję opisującą kinetykę procesu narastania odkształceń w funkcji zmian poziomu naprężeń stycznych, a dokładniej rzecz biorąc – w funkcji czasu obciążenia (por. pkt 4.3.2).

Ogólną zależność pozwalającą na wyznaczenie zredukowanej wartości modułu G_{red} można zapisać wtedy w postaci:

$$G_{red} = (1 - \omega) \cdot G_0 \quad (4.31)$$

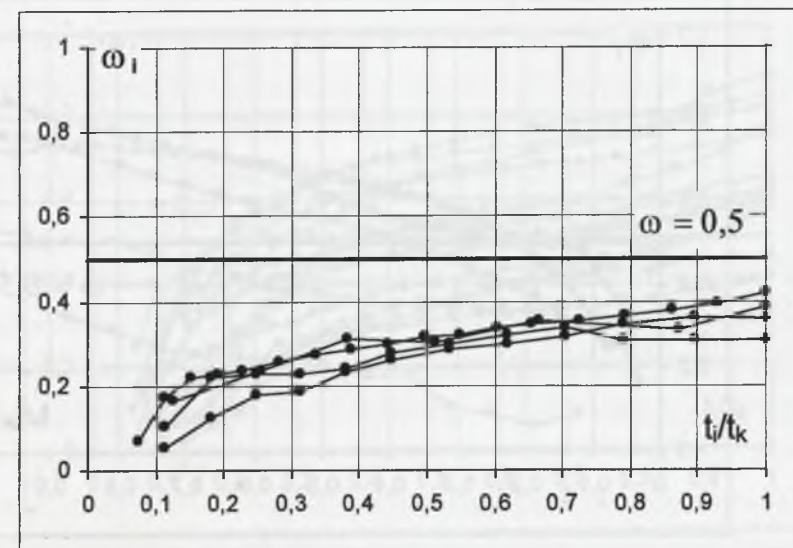
gdzie G_0 jest wartością początkowego modułu odkształcenia postaciowego, odpowiadającego zachowaniu muru jako materiału liniowo-sprężystego, tzn. przed wystąpieniem składowych

odkształceń związanych z efektem uplastycznienia oraz powstania mikropełnięć i zarysowań. Punktem wyjścia do wyznaczenia miarodajnej wartości współczynnika ω są rezultaty przeprowadzonych przez autora badań doświadczalnych oraz – zaproponowana zależność (4.29). Ze względu na to, że czas badania każdego z modeli był różny, zastosowano modyfikację funkcji (4.29) w następującej postaci:

$$\dot{\omega} = f\left(\Delta G_i; \frac{t}{t_k}\right) = \frac{d(G_0 - G_i)}{d\left(\frac{t}{t_k}\right)} \quad (4.32)$$

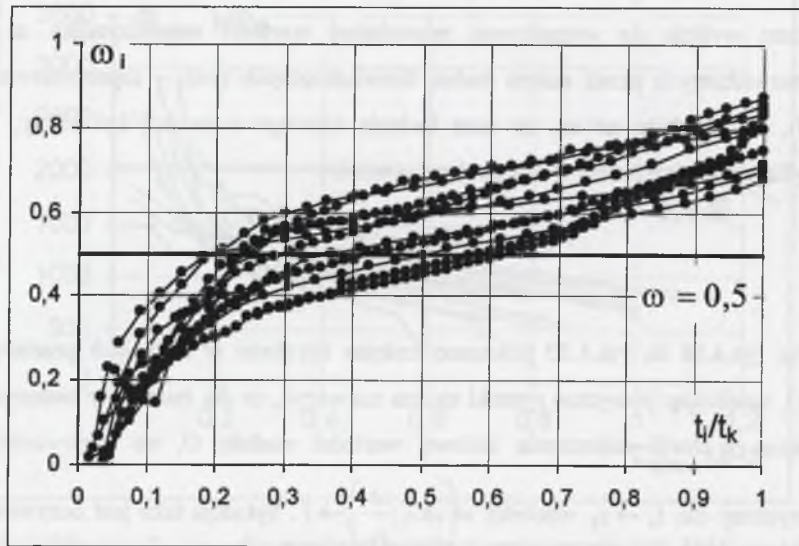
Na rys.4.16 do rys.4.20 pokazano kolejno uzyskane w badaniach przebiegi zależności (4.31). Analizując powyższe rysunki można zauważyć, że dla żadnego z badanych modeli nie uzyskano w chwili zniszczenia zerowej wartości modułu G , co odpowiadałoby sytuacji teoretycznej: dla $t_i \rightarrow t_k$ wartości $\omega\left(\Delta G_i; \frac{t}{t_k}\right) \rightarrow 1$. Sytuacja taka jest oczywiście wynikiem

trudności w prowadzeniu pomiarów odkształceń dla wartości naprężeń stycznych zbliżających się do wartości niszczących. W przypadku murów z cegły pełnej oraz z pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej wartość końcowa $\omega > 0,85$.



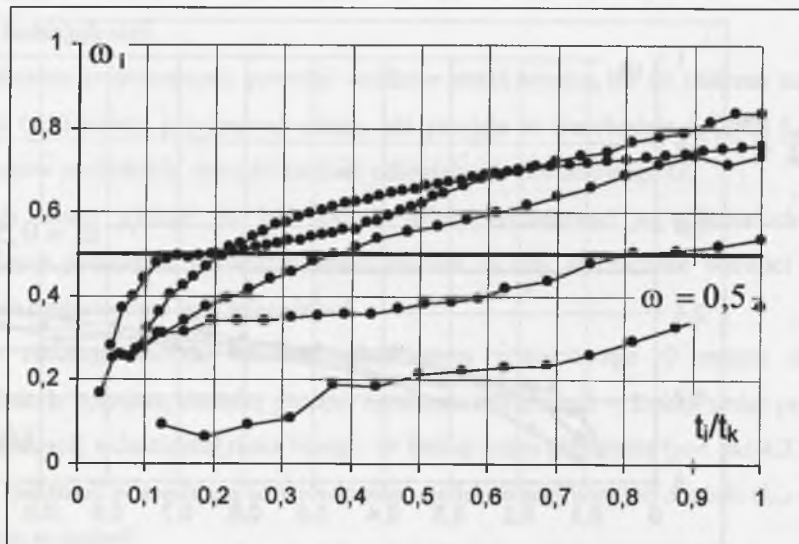
Rys.4.16. Zależności $\omega_1 - t/t_k$ dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej 1:3 – wg [91]

Fig.4.16. $\omega_1 - t/t_k$ relationship for clay brick masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [91]



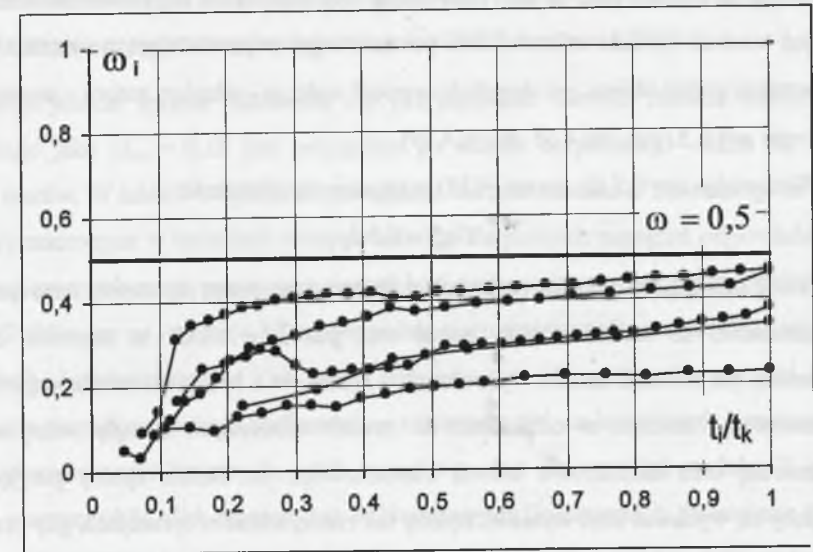
Rys.4.17. Zależności $\omega_1 - t_i/t_k$ dla murów z cegieł na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.17. $\omega_1 - t_i/t_k$ relationship for clay brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]



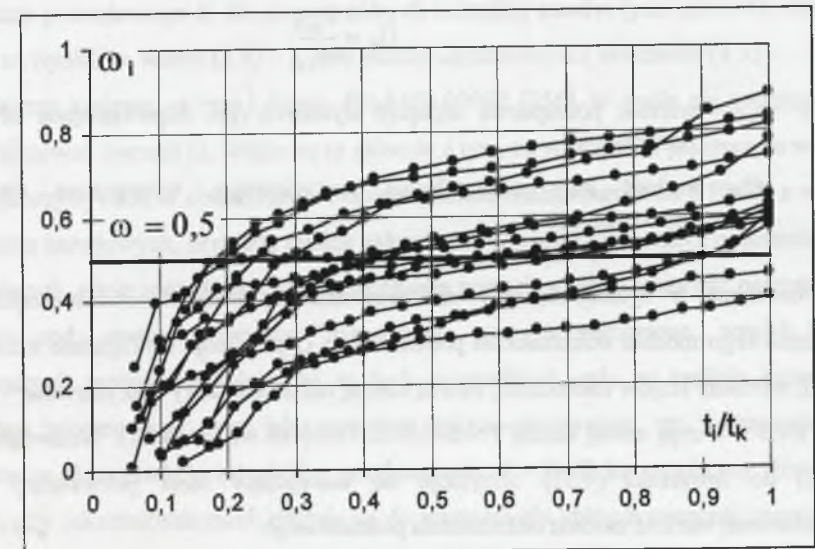
Rys.4.18. Zależności $\omega_1 - t_i/t_k$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej 1:3 – wg [95]

Fig.4.18. $\omega_1 - t_i/t_k$ relationship for AAC block masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [95]



Rys.4.19. Zależności $\omega_1 - t_i/t_k$ dla murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – wg [95],[268]

Fig.4.19. $\omega_1 - t_i/t_k$ relationship for AAC block masonry with thin layer joints – according to [95],[268]



Rys.4.20. Zależności $\omega_1 - t_i/t_k$ dla murów z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.20. $\omega_1 - t_i/t_k$ relationship for clay hollow brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]

Mając na uwadze fakt, że jako miarodajną w analizie stanu odkształcenia muru należałoby przyjąć wartość modułu odkształcenia postaciowego odpowiadającą powstaniu pierwszych, widocznych gołym okiem, rys ukośnych, wartość stałej ω – zdaniem autora – można przyjąć na poziomie $\omega = 0,5$ (por. rys.4.15 do rys.4.19).

Wstawiając $\omega = 0,5$ do wzoru (4.31) otrzymuje się wyrażenie:

$$G_{red} = 0,5G_0 \quad (4.33)$$

Takie założenie w pełni koresponduje z obszarem naprężeń stycznych muru zarysowanego w odniesieniu do modeli z cegły pełnej oraz pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej, jak również murów wykonanych z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej. Natomiast w odniesieniu do modeli wykonanych z cegły pełnej na zaprawie ceramicznej oraz bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny przyjęcie $\omega = 0,5$ mogłoby się wydawać zbyt wysokie. Byłoby tak rzeczywiście w sytuacjach, gdy przeprowadza się badania doświadczalne elementów próbnych na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych, czy też w kierunku prostopadłym (np. wg metody podanej i stosowanej przez autora) – a wartość początkowego modułu odkształcenia postaciowego G_0 wyznaczano by ze wzoru:

$$G_0 = \frac{\tau_{xy,0}}{\Theta_{i,0}} \quad (4.34)$$

gdzie: $\tau_{xy,0}$ – wartość początkowa naprężeń stycznych (np. odpowiadająca 10% wartości niszczącej);

$\Theta_{i,0}$ – wartość kąta odkształcenia postaciowego, wyznaczona dla naprężeń stycznych $\tau_{xy,0}$.

Natomiast w sytuacjach, gdy nie prowadzi się badań doświadczalnych, wartość początkowego modułu odkształcenia postaciowego G przyjmuje się (zgodnie z Eurokodem 6 [242], normami krajów zachodnich, dawną normą radziecką [261] oraz pierwszą – bez zmiany Az1/2000 – wersją nowej normy PN-B-03002:1999) ze wzoru (4.22). Wstawiając równanie (4.22) do zależności (4.33) otrzymuje się następujący wzór pozwalający wyznaczać zredukowaną wartość modułu odkształcenia postaciowego:

$$G_{red} = 0,2 \cdot E \quad (4.35)$$

w którym E jest wartością początkowego, siecznego modułu sprężystości (wartość normowa). I właśnie taką zależność zaproponował autor [97] przyjąć w PN-B-03002:1999 [257].

Ostatecznie Normalizacyjna Komisja Problemowa ds. *Projektowania konstrukcji murowych* (NKP 252) przyjęła proponowany zapis (zmiana Az1/2000 do normy [257]).

Pozostaje jeszcze sprawa określenia, czy przyjmowanie wartości modułu odkształcenia postaciowego jako $G_{red} = 0,2E$ jest przyjęciem po stronie bezpiecznej – także dla innych rodzajów murów. W tablicy 4.4 podano porównanie wartości modułu G obliczanego ze wzoru (4.35) z wyznaczonymi w badaniach różnych autorów dla poziomu naprężeń odpowiadających powstaniu pierwszych rys w murze oraz wartościami podanymi w normie szwajcarskiej [259]. Wartości G obliczone ze wzoru (4.35) są generalnie nieco mniejsze niż wartości G_{obs} , uzyskane w badaniach doświadczalnych. Tak więc obliczone na ich podstawie wartości kątów odkształcenia postaciowego będą większe niż w rzeczywistości, co jest sytuacją bezpieczną.

W większości norm krajowych, jeżeli w ogóle podaje się wartości modułu G , są one określone wzorem (4.8). Tak przyjęto też w Narodowych Dokumentach Stosowania (NAD) do Eurokodu 6 [242]. Oprócz krajów członkowskich CEN, jak i państw stowarzyszonych, również taką samą wartość modułu odkształcenia postaciowego, czyli $G = 0,4E$, zalecają przyjmować przepisy radzieckie [261].

Wyjątek stanowi norma szwajcarska [259], gdzie podano wartości liczbowe modułu odkształcenia postaciowego G dla poszczególnych rodzajów murów (por. tabl.4.4), wyraźnie niższe niż to wynika ze wzoru (4.8) – a dość bliskie uzyskiwanym z zależności (4.35).

Inne normy krajowe, w tym i dawna PN-87/B-03002 [256], w ogóle nie precyzują, jak należy przyjmować wartość G . Wiąże się to głównie z tym, że wielkość ta praktycznie w ogóle nie jest wykorzystywana w obliczeniach. Dopiero postanowienia Eurokodu 6 [242], a za nimi i innych norm narodowych, określają ogólne zalecenie dotyczące konieczności obliczania ścian usztywniających, gdzie wartość modułu odkształcenia postaciowego G może być potrzebna.

Biorąc pod uwagę powyższe rozważania oraz przedstawione wyniki badań doświadczalnych można stwierdzić, że w tych przypadkach, gdy w analizie konstrukcji możliwe jest przyjmowanie muru jako materiału liniowo-sprężystego, np. wyznaczając siły wewnętrzne w elementach konstrukcji – przyjmowanie $G = 0,4E$ jest poprawne. Natomiast w sytuacji, gdy odkształcenia muru zbliżają się do wartości, dla których następuje zarysowanie (analiza stanu granicznego użyteczności), wzór (4.22) przestaje być użyteczny, ponieważ współczynnik *Poissona* ν przekracza często wartość 0,25 – a i moduł sprężystości znacznie odbiega już od początkowego modułu siecznego – ustalonego w warunkach normowych. Im wyższy stan odkształcenia (a więc i naprężenia), tym wartość stycznego modułu E , szczególnie

w murach charakteryzujących się wyraźną "półką plastyczną", jest mniejsza (por. tabl. 4.4). Dlatego wydaje się być w pełni zasadne określanie w takich sytuacjach wartości modułu odkształcenia postaciowego G ze wzoru (4.35) – jak to przyjęto w nowelizacji normy [257].

Tablica 4.4

Wartości modułu odkształcenia postaciowego G_{obs} ze wzoru (4.35) w porównaniu wyznaczonymi z badań różnych autorów oraz normy szwajcarskiej [259]

Źródło	Rodzaj elementów mурowych	E MPa	G_{obs} ¹⁾ MPa	Wzór (4.22) MPa	Wzór (4.35) MPa	Norma [259] ⁴⁾ MPa
[95]	błoczki z betonu komórkowego na cienkie spoiny	1960	492 ²⁾	784	392	700
[95]	błoczki z betonu komórkowego	1846	562 ²⁾	738	369	500
[139]	pustaki cementowe	11700	3000	4680	2340	3500
[188], [216]	cegła ceramiczna pełna	3960	1460	1584	792	800
[94], [97]	cegła ceramiczna pełna	8723	1057 ²⁾	3595	1780	2000
[264]	cegła ceramiczna pełna	6700	1537 ³⁾	2680	1340	2000
[56]	pustaki ceramiczne	5460	1130	2184	1092	800
[264]	pustaki ceramiczne typu MAX	4766	843 ³⁾	1906	953	800

¹⁾ - wartości uzyskane z badań;

²⁾ - wartość wyznaczana ze wzoru (4.25) dla $\sigma_c = 0$ oraz $\omega = 0$ – wg [95] i [94];

³⁾ - wartość wyznaczana ze wzoru (4.25) dla $\sigma_c = 0$ oraz $\omega = 0$ – wg [264];

⁴⁾ - wartości odpowiadające dla murów wg klasyfikacji przyjętej w [259].

4.4. WERYFIKACJA PROPONOWANEGO KRYTERIUM Z INNYMI PRZEPISAMI NORMATYWNYMI ORAZ WYNIKAMI BADAŃ WŁASNYCH AUTORA

Na koniec pozostaje problem wiarygodności przyjętych w normie [257] (por. tabl.4.1) wartości dopuszczalnych Θ_{adm} kąta odkształcenia postaciowego, a tym samym – poprawności kryterium stanu granicznego użyteczności, opartego na nieprzekroczeniu w analizowanej ścianie konstrukcyjnej dopuszczalnych wartości odkształceń postaciowych (wzór (4.1)).

Wartości Θ_{adm} podane w normie [257] (por. tabl.4.1) przyjęto jak dla ścian poddanych nierównomiernym przemieszczeniom gruntu. Należy je uważać za odpowiadające stanowi pojawienia się pierwszych rys ukośnych (o rozwartości nie większej niż od 0,1 mm do ok. 0,2 mm) w ścianie. Pojawiają się zatem dwa pytania:

1. czy podane w tabl.4.1 wartości Θ_{adm} są wystarczająco bezpieczne do analizy ścian konstrukcyjnych poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża oraz
2. czy wartości te są także miarodajne dla analizy stanu granicznego użyteczności ścian mурowych poddanych poziomemu obciążeniu wiatrem?

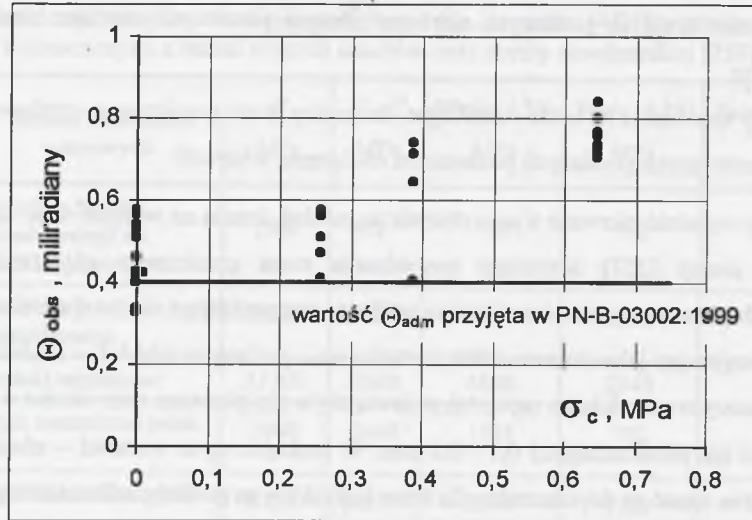
Chcąc wyjaśnić pierwsze z powyższych zagadnień, trzeba na wstępie mieć na uwadze, że ustalenia normy [257] dotyczące sprawdzania stanu granicznego użyteczności ścian poddanych pionowym przemieszczeniom podłoża, sprowadzające się do sprawdzenia warunku (4.3) – przyjmując jako dopuszczalne wartości Θ_{adm} podane w tabl.4.1 – zakładają, iż ściana będzie niezarysowana lub, co najwyżej, pojawią się w niej pierwsze rysy ukośne o maksymalnej szerokości nie przekraczającej $0,1 \div 0,2$ mm. W praktyce są to wartości – zdaniem autora – które można uznać za dopuszczalne dla ścian budynków na podłożu odkształcalnym.

Porównanie wartości Θ_{adm} , przyjętych w normie [257] (por. tabl.4.1) dla murów z cegły pełnej, wykonanych na zaprawie cementowej i cementowo-wapiennej oraz z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej i wykonanych na tzw. cienkie spoiny, z wartościami uzyskanymi przez autora w badaniach doświadczalnych pionowo ścinanych ścian mурowych 5 rodzajów pokazano kolejno na rys.4.21 do rys.4.25.

Na rys.4.21 oraz 4.22 pokazano porównanie normowych wartości Θ_{adm} z wynikami badań [269],[270],[264] elementów próbnych (wartościami kąta Θ_{obs} w chwili powstania zarysowania), wykonanych z cegły pełnej pionowo ścinanych oraz jednocześnie ściskanych i ścinanych. Można łatwo zauważyć, że w przypadku obydwu typów murów wartość podana w tabl.4.1 jest, praktycznie rzecz biorąc, dolną obwiednią z wartości uzyskanych z badań. Można przyjąć, że w przypadku murów z cegły pełnej wzrost poziomu naprężeń ściskających σ_c powodował zwiększanie średnich wartości kątów Θ_{obs} . Identyczną sytuację obserwuje się w przypadku murów wykonanych z ceramicznych pustaków typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej – por. rys.4.23.

W odniesieniu do murów z bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny (rys.4.23) sytuacja jest zupełnie inna. Wzrost wartości naprężeń ściskających powodował obniżanie

wartości granicznych kątów odkształcenia postaciowego. Niemniej, również w tym przypadku wartości Θ_{adm} przyjęte w normie [257] są zawsze mniejsze niż uzyskane w badaniach. Natomiast na rys.4.24 pokazano wartości Θ_{obs} wyznaczone w badaniach [268] murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – wraz z propozycją określenia wartości dopuszczalnej, również jako dolnej obwiedni z uzyskanych wyników doświadczalnych.

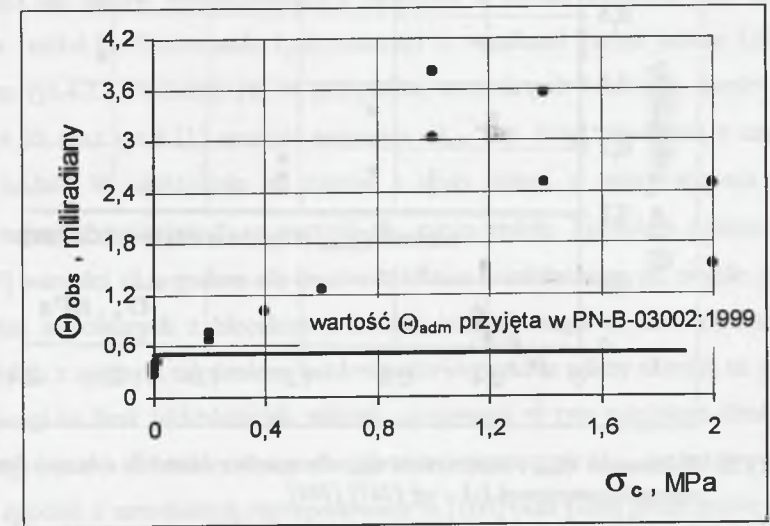


Rys.4.21. Porównanie Θ_{adm} z wartościami Θ_{obs} dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej 1:3 – wg [269],[265]

Fig.4.21. Comparison of Θ_{adm} with test values of Θ_{obs} for clay brick masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [269],[265]

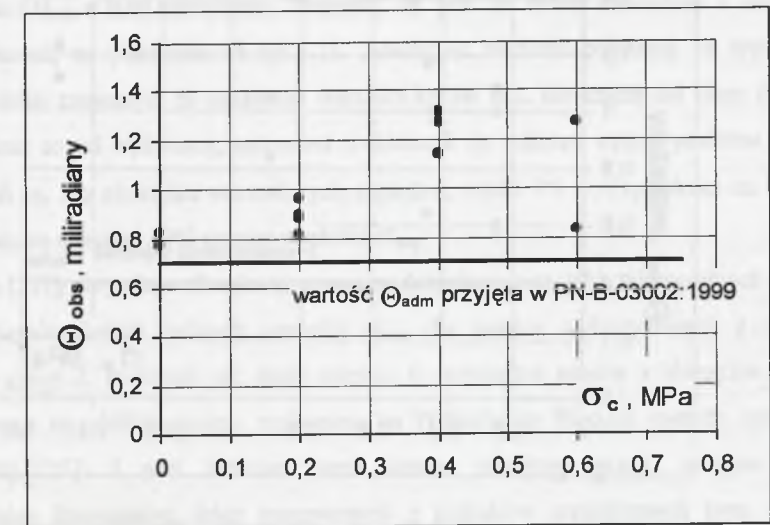
Z badań, dotyczących pionowo ścinanych murów z cegły pełnej, na szczególną uwagę zasługują prace D. Cooka, S. Ringa i W. Fichtnera [34]. Ścinaniu w kierunku prostopadłym do spoin wspornych zostały poddane fragmenty międzyokiennego pasma ściany dwóch typów: o wysokości 11 warstw cegieł (badane w Niemczech) oraz 12 warstw (badane w Wielkiej Brytanii), obejmujące obszar dwóch otworów okiennych o szerokości 1450 mm każdy, przy czym jeden z obszarów był zbrojony w spoinach wspornych. Wszystkie elementy badawcze wykonano z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej (1:1:6). Zastosowano cegły najczęściej używane w Niemczech oraz w Wielkiej Brytanii. W badaniach tych nie realizowano jednoczesnego ścinania ze ściskaniem. Wszystkie modele poddano jedynie pionowym obciążeniom ścinającym. W rezultacie stwierdzono, że zarysowanie niezbrojonych części modeli badawczych następowało po osiągnięciu kątów odkształcenia postaciowego w granicach $\Theta_{cr} = 0,63 \div 0,83$ miliradiana. Są to więc wartości znacznie większe

niż przyjęte w normie [242] dla grupy 1 elementów murowych (tabl.4.1) oraz w badaniach autora [269],[265],[264].



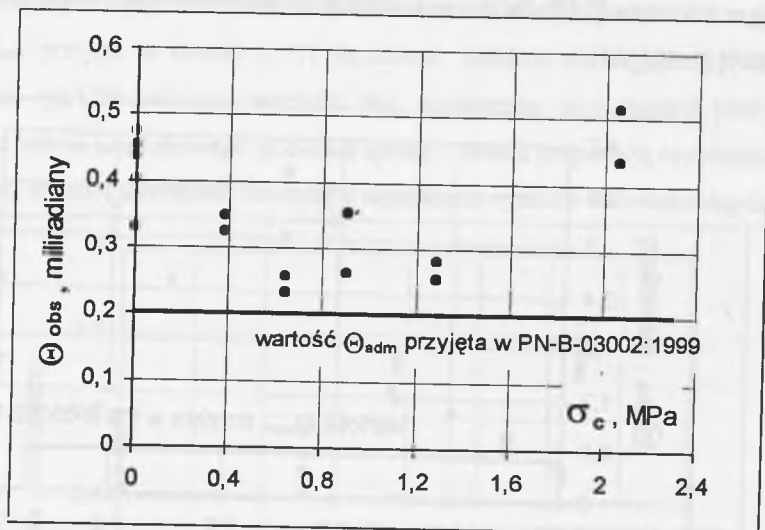
Rys.4.22. Porównanie Θ_{adm} z wartościami Θ_{obs} dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.22. Comparison of Θ_{adm} with test values of Θ_{obs} for clay brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]



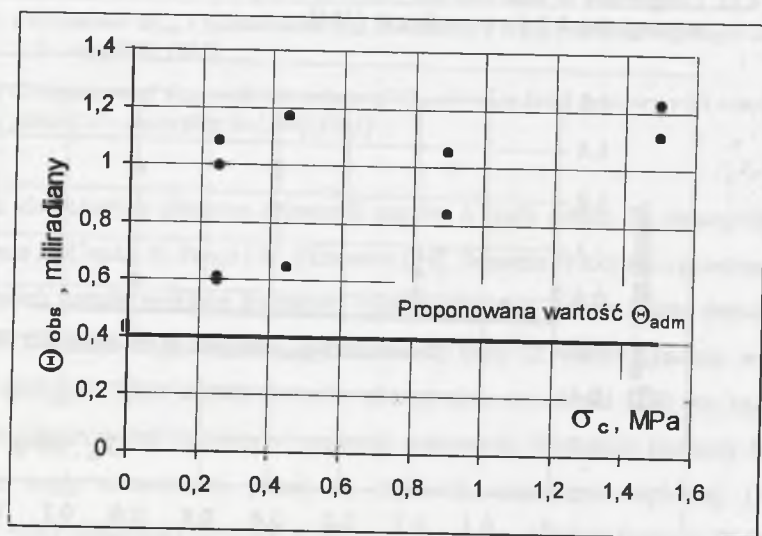
Rys.4.23. Porównanie Θ_{adm} z wartościami Θ_{obs} dla murów z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]

Fig.4.23. Comparison of Θ_{adm} with test values of Θ_{obs} for clay hollow brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]



Rys.4.24. Porównanie Θ_{adm} z wartościami Θ_{obs} dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej 1:3 – wg [267],[269]

Fig.4.24. Comparison of Θ_{adm} with test values of Θ_{obs} for AAC block masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [267],[269]



Rys.4.25. Porównanie Θ_{adm} z wartościami Θ_{obs} dla murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – wg [268]

Fig.4.25. Comparison of Θ_{adm} with test values of Θ_{obs} for AAC block masonry with thin layer joints – according to [268]

Oprócz wartości Θ_{adm} dla murów wykonywanych z elementów grupy 1, nowa norma PN-B-03002:1999 [257] zawiera także dopuszczalne wartości kątów odkształcenia postaciowego dla murów wykonywanych z bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny (por. tabl.4.1). Porównanie tych wartości z wynikami badań autora [267],[269] pokazano na rys.4.23. Podobnie jak w przypadku, omawianych wcześniej, murów z cegły pełnej (rys.4.20 oraz rys.4.21) wartość normowa Θ_{adm} jest dolną obwiednią z uzyskanych rezultatów badań. W odróżnieniu od murów z cegły pełnej, w miarę wzrostu poziomu wstępnych naprężeń ściskających σ_c wartość Θ_{obs} nieco malała. Zgodnie z postanowieniami normy [257] wartości Θ_{adm} podane dla murów z betonu komórkowego na zwykłe spoiny nie dotyczą ścian murowanych z bloczków z betonu komórkowego na tzw. cienkie spoiny. A więc, zgodnie z ogólnym założeniem, każdorazowo wartości te należy określić na podstawie badań. Z uwagi na brak jakichkolwiek zaleceń normowych w tym względzie (brak metody standardowej) badania doświadczalne pozwalające na wyznaczenie Θ_{adm} można prowadzić na modelach i zgodnie z metodologią zaproponowaną w [100] oraz [210] przez autora niniejszej pracy. Metodą tą wykonano na Politechnice Śląskiej badania murów z bloczków typu YTONG (dwóch klas wytrzymałościowych) na cienkie spoiny [268]. Na podstawie otrzymanych rezultatów określono graniczną wartość kąta odkształcenia postaciowego dla tego rodzaju murów jako $\Theta_{adm} = 0,40$ miliradiana. Przyjęto, że jest to dolna obwiednia z uzyskanych wyników badań, co pokazano na rys.4.25. Analizując wartości pokazane na tym rysunku można ponadto zauważyć, że graniczne wartości kątów Θ_{obs} nie zależą od klasy bloczków, z których mur został wykonany, natomiast uwidocznił się znaczny wpływ poziomu naprężeń ściskających σ_c . Już niewielka wartość tych naprężeń, rzędu 7% wytrzymałości na ściskanie, powodowała co najmniej 50% wzrost wartości Θ_{obs} .

Norma [257] nie podaje również (z uwagi na dotychczasowy brak wiarygodnych wyników badań doświadczalnych) żadnych wartości Θ_{adm} dla murów wykonywanych z elementów murowych grupy 2. Podobnie jak miało miejsce w przypadku murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny, wykonano na Politechnice Śląskiej, metodą opracowaną (por. [100],[125]) i pod kierownictwem autora niniejszej pracy, wstępne badania doświadczalne fragmentów ścian murowanych z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej w ramach grantu [264]. Na podstawie uzyskanych wyników, pokazanych na rys.4.22, określono graniczną wartość kąta odkształcenia postaciowego dla tego rodzaju murów na poziomie $\Theta_{adm} = 0,70$ miliradiana, a więc większym niż normowa

wartość Θ_{adm} dla murów z elementów grupy 1 na takiej samej zaprawie. W tym przypadku przyjęto, z uwagi na stosunkowo małą liczbę elementów próbnych, że jest to wartość o ok. 20% mniejsza niż dolna obwiednia z uzyskanych wyników badań. Analizując wartości pokazane na rys.4.22 można ponadto zauważyć, że uwidocznił się dość znacznie wpływ poziomu naprężeń normalnych σ_c na uzyskiwane wartości Θ_{obs} .

Dotychczasowa norma dotycząca obliczania posadowień bezpośrednich [255] jedynie w odniesieniu do hal przemysłowych (por. tabl.2.1 w rozdziale 2 niniejszej pracy) podaje ograniczenie osiadań fundamentów w postaci:

$$\frac{\Delta s}{L} \leq 0,003 \quad (4.36)$$

gdzie: Δs – różnica osiadań fundamentów, których odległość wynosi L ;

które jest – w świetle wartości Θ_{adm} przyjętych w normie projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych [257] – ograniczeniem mało restrykcyjnym.

Natomiast w odniesieniu do ścian budynków innych typów norma dotycząca projektowania posadowień bezpośrednich [255] podaje jedynie dopuszczalną wartość strzałki wygięcia budynku, wynoszącą – bez względu na liczbę kondygnacji – zawsze $f_0 = 10$ mm. Jest to kryterium bardzo nieprecyzyjne, bowiem w zależności od długości rozpatrywanej ściany bądź pasma ściany (L_i) otrzymuje się różne wartości dopuszczalnego kąta odkształcenia postaciowego, wyliczanego w uproszczeniu jako:

$$\Theta_{adm} = \arctg\left(\frac{f_0}{L_i}\right) \cong \frac{f_0}{L_i} = \frac{0,01}{L_i} \quad (4.37)$$

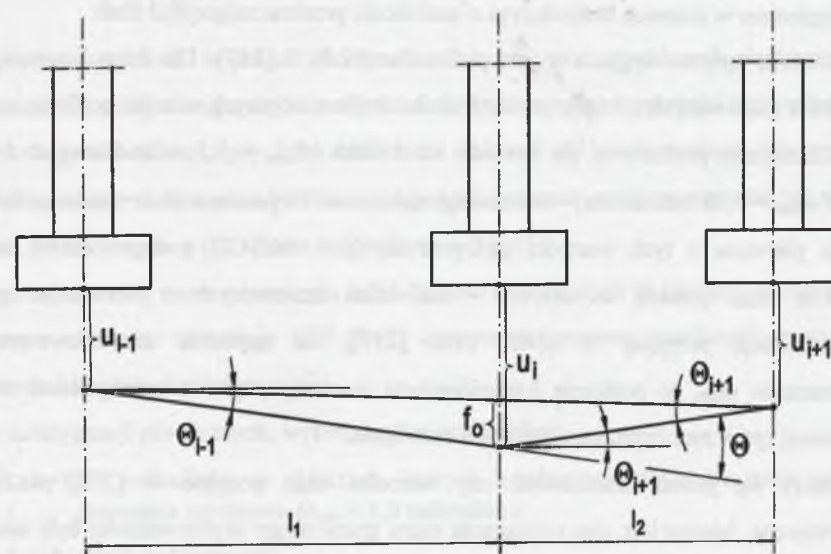
gdzie długość L_i analizowanej ściany (lub jej pasma wydzielonego układem ścian poprzecznych) należy wstawiać w metrach.

Dla ściany o długości 5,0 m otrzymuje się $\Theta_{adm} = 2,0$ miliradiany – a więc wartość bardzo dużą, bo ponad czterokrotnie przewyższającą Θ_{adm} podanej w normie [257] dla murów wykonanych z elementów murowych grupy 1 na zaprawie cementowo-wapiennej. Dopiero dla $L_i = 20,0$ m – wartość $\Theta_{adm} = 0,5$ miliradiana jest równa przyjętej w [257] dla tego rodzaju murów. Wynika z tego jasno, że w odniesieniu do budynków o ścianowym układzie nośnym i dużym nasyceniu ścianami konstrukcyjnymi kryterium podane w normie [255] jest wyraźnie mało precyzyjne – co w konsekwencji może prowadzić do powstania w konstrukcji zarysowań mimo nieprzekroczenia warunku stanu granicznego użyteczności (4.3).

Nieco lepsze wydaje się być kryterium podane przez Z. Wiłuna w pracy [223] – a opierające się na analizie kątów odchylenia linii osiadań fundamentów. Dla układu trzech fundamentów pod ścianami poprzecznymi budynku (jak pokazano to na rys.4.24) wartość kąta odkształcenia postaciowego Θ , równego wartości – zaproponowanego przez Z. Wiłuna – kąta odchylenia linii osiadań α_c można wyznaczyć ze wzoru:

$$\Theta = \Theta_{i-1} + \Theta_{i+1} = \frac{|u_i - u_{i-1}|}{l_1} + \frac{|u_i - u_{i+1}|}{l_2} \quad (4.38)$$

w którym oznaczenia przyjęto jak na rys.4.26.



Rys.4.26. Kąty odkształcenia postaciowego wyznaczone według metody zaproponowanej przez Z. Wiłuna w [223]

Fig.4.26. Non-dilatational strain angles determined according to method proposed by Z. Wiłun in [223]

Kryterium to również posiada pewien mankament. Kąt Θ jest sumarycznym kątem odkształcenia postaciowego dla obydwu pasm analizowanej ściany (pasma o długościach l_1 oraz l_2). Może natomiast zaistnieć sytuacja, że jeden z kątów składowych będzie znacznie większy od drugiego, czego nie uwzględni się porównując z wartościami dopuszczalnymi wartość Θ wyliczoną posługując się wzorem (4.38). Poza tym – zdaniem autora – nieco za wysokie są, przyjęte przez Z. Wiłuna, wartości dopuszczalne kąta odchylenia linii osiadań (co odpowiada kątowi odkształcenia postaciowego) – przytoczone w rozdziale 1 niniejszej pracy (tablica 1.3). Na podstawie obserwacji zachowania się wielu obiektów – głównie

wykonanych z cegły ceramicznej na zaprawie wapiennej – dla budynków oraz konstrukcji murowych z poprzecznymi ścianami nośnymi grubości 25 cm i wieńcami żelbetowymi w każdym stropie, przyjęta przez Z. Wituna wartość Θ_{adm} waha się od ok. 3,33 ÷ 5,0 miliradiana. Natomiast dla budynków i konstrukcji murowych nie spełniających powyższych wymogów – od 2,0 do 3,33 miliradiana. W porównaniu z normowymi [257] są to wartości od 4 do 10 razy większe. Dopuszczenie tak wysokich wartości Θ_{adm} musi się wiązać, w przypadku budynków wznoszonych obecnie z użyciem zapraw cementowych lub cementowo-wapiennych – a więc znacznie mniej odkształcalnych niż dawniej stosowane powszechnie zaprawy wapienne – z wystąpieniem w ścianach budynku rys o szerokości przekraczającej 0,2 mm.

Podobnie sprawa wygląda w przypadku Eurokodu 7 [243]. Dla ścian konstrukcyjnych budynków murowanych z cegły, poddanych działaniu nierównych osiadań podłoża, ogranicza się odkształcenia postaciowe do wartości od 1/2000 ($\Theta_{adm} = 0,5$ miliradiana) aż do nawet 1/300 ($\Theta_{adm} = 3,33$ miliradiana) – co ma zagwarantować nieprzekroczenie stanów granicznych. Jedynie pierwsza z tych wartości pokrywa się (por. tabl.4.1) z dopuszczalną normową wartością Θ_{adm} podaną w tabl.4.1 – dla ścian murowanych z elementów grupy 1 (wg klasyfikacji przyjętej w [242] oraz [257]) na zaprawie cementowo-wapiennej. Dopuszczenie Θ_{adm} na poziomie 3,0 miliradiana musi się wiązać z wystąpieniem w ścianie murowanej rys o znacznych szerokościach rozwarcia.

Należy się jednak zastanowić, czy wartości Θ_{adm} przyjęte w [257] nie są zbyt rygorystyczne. Istotne jest, aby wymagania stanu granicznego użyteczności były zachowane nie tylko w fazie zakończenia osiadań, lecz i w okresie budowy, gdy występuje proces konsolidacji podłoża – na co zwraca uwagę Z. Witun w cytowanej już pracy [223].

Wartości Θ_{adm} przyjęte w normie [257] zostały określone na podstawie badań doświadczalnych, w których obciążenie miało charakter doraźny, a nie długotrwały, a więc mur nie miał czasu na stopniowe "dostosowywanie" się powstających odkształceń postaciowych. Odpowiada to więc etapowi wznoszenia obiektu, gdzie osiadania (głównie od obciążeń stałych) mają bezpośredni związek z konsolidacją podłoża. Wtedy – zdaniem autora – wartości normowe są w pełni miarodajne do analizy stanu granicznego użyteczności. Natomiast analiza warunku nieprzekroczenia SGU dla stanu zakończenia osiadań (od obciążeń stałych oraz zmiennych eksploatacyjnych) – co najczęściej trwa wiele lat – z wykorzystaniem normowych wartości Θ_{adm} może nie w pełni odpowiadać sytuacji rzeczywistej, bowiem

w murze wystąpiły już procesy reologiczne. W takich przypadkach autor proponuje posługiwać się następującą, zmodyfikowaną postacią warunku (4.3):

$$\Theta_{Sd} \leq \Theta_{adm} \cdot (1 + \eta_E \phi_\infty) \quad (4.39)$$

gdzie: Θ_{adm} – dopuszczalna wartość kąta odkształcenia postaciowego (z normy [257]);

η_E – normowy współczynnik uwzględniający zmniejszenie pełzania muru na skutek redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcji oraz stosunek obciążenia działającego długotrwanie do obciążenia całkowitego konstrukcji murowej (można przyjmować $\eta_E = 0,3$);

ϕ_∞ – końcowa wartość współczynnika pełzania (z badań lub przyjmowana jako $\phi_\infty = 1,5$).

Przyjęcie warunku SGU w postaci (4.39) w analizie budynków poddanych nierównomiernym osiadaniam końcowym wiąże się ze zwiększeniem dopuszczalnych wartości kąta odkształcenia postaciowego (w sytuacji, gdy duża dokładność obliczeń nie jest wymagana, tzn. przyjmując $\eta_E = 0,3$ oraz $\phi_\infty = 1,5$) o ponad 50% - co daje i tak znacznie mniejsze wartości niż określone przez Z. Wituna w pracy [223] oraz w Eurokodzie 7 [243].

Inaczej rzecz się ma w odniesieniu do budynków sytuowanych na terenach górniczych. Dla tego typu obiektów instrukcja ITB [247] dopuszcza czasowo możliwość występowania większych odkształceń, a mianowicie:

- dla kondygnacji piwnicznych, wykonanych z cegły pełnej:
 - $\Theta_{adm} = 0,25$ miliradiana; w obiektach, których kondygnacje piwniczne mają podrzędne znaczenie użytkowe $\Theta_{adm} = 1,0$ miliradiana;
- dla kondygnacji nadziemnych:
 - $\Theta_{adm} = 1,00$ miliradian - dla ścian osłonowych odkształcalnych, dopasowujących się do odkształceń układu nośnego bez widocznych rys (ściany murowane z bloczków gazobetonowych lub innych drobnych elementów na zwykłe spoiny);
 - $\Theta_{adm} = 0,5$ miliradiana lub $\Theta_{adm} = 1,0$ miliradian – dla ścian osłonowych sztywnych, wykonanych z płyt trójwarstwowych lub w postaci elementów pasmowych, wiotko połączonych z konstrukcją, przy czym większe wartości dotyczą ścian pasmowych.

Natomiast w nowszej instrukcji [250] podano następujące wartości dopuszczalne kąta Θ_{adm} w zależności od uciążliwości użytkowania:

- uciążliwość nieodczuwalna $\Theta_{adm} < 1,0$ miliradian;
- uciążliwość mała $\Theta_{adm} = 1,0 \div 2,0$ miliradiany;
- uciążliwość średnia $\Theta_{adm} = 2,0 \div 3,0$ miliradiany;
- uciążliwość duża $\Theta_{adm} = 3,0 \div 5,0$ miliradianów.

Przyjęte w [257] wartości Θ_{adm} (por. tabl.4.1) dotyczą sytuacji, gdy jako kryterium nieprzekroczenia stanu granicznego użyteczności zakłada się sytuację, że ściana murowana poddana oddziaływaniom wywołującym wystąpienie sił ścinających w kierunku prostopadłym do spoin wspornych nadal pozostaje niezarysowana lub też szerokość powstałych rys nie przekracza rozwartości rzędu $0,1 \div 0,3$ mm. Jest to więc warunek bardzo "ostry", w odniesieniu do budynków narażonych na wystąpienie zjawisk związanych z działalnością górniczą, praktycznie niemożliwy do spełnienia. Dla tego typu obiektów – w wyniku analiz prowadzonych między innymi przez *M. Kawłoka* i *Z. Sulimowskiego* [84] – wprowadzono tzw. przejściowe stany graniczne użyteczności, tj. w określonym przedziale czasu pozwala się na wystąpienie zarysowań o rozwartościach większych niż podane wyżej. Podejście takie można znaleźć w opracowaniach dotyczących budownictwa na tego typu terenach [115],[184],[82],[247],[250]. Pozostaje więc problem, w jaki sposób należy sprawdzać stan graniczny użyteczności dla tego typu przejściowej sytuacji, gdy szerokość rysy może osiągać wartość przekraczającą $0,1 \div 0,3$ mm. W świetle przeprowadzonych przez autora niniejszej pracy badań [94],[267],[269],[265],[268],[264] szerokość rozwarcia rys powiązana jest ze zmianami kąta odkształcenia postaciowego, który z kolei zmienia się nieliniowo wraz ze zmianą wartości pionowych naprężeń ścinających. Należy także mieć na uwadze wpływ szybkości eksploatacji pokładu na wartości parametrów niecki górniczej – na co zwraca uwagę *J. Kwiatek* w swych pracach [113],[114],[115].

Biorąc pod uwagę fakt, że normowe wartości Θ_{adm} podane w tabl.4.1 odpowiadają sytuacji, gdy szerokość rysy nie przekracza $0,1 \div 0,3$ mm, w przypadkach konieczności sprawdzania tzw. przejściowych stanów granicznych użyteczności [82], gdzie dopuszcza się rysy o większych rozwartościach a_w , można posługiwać się – zdaniem autora – w przypadku murów wykonywanych z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowej lub cementowo-wapiennej, zależnością:

$$\Theta_{Sd} \leq \sqrt[3]{b_T \frac{a_w}{0,3}} \cdot \Theta_{adm} \quad (4.40)$$

gdzie: Θ_{Sd} – kąt odkształcenia postaciowego określony drogą analizy geometrycznej obiektu poddanego pionowym deformacjom górniczym lub obliczony dla charakterystycznych wartości pionowych sił stycznych V_{Sd} , przyjmując parametry muru jako materiału o charakterystyce liniowo-sprężystej i pomijając składowe przemieszczeń od obrotu;

Θ_{adm} – dopuszczalna, graniczna wartość kąta odkształcenia (podana w normie [257]);

a_w – przejściowo dopuszczana wartość szerokości rozwarcia rys (w milimetrach);

b_T – współczynnik uwzględniający szybkość eksploatacji górniczej, przyjmowany jako:

$b_T = 1$ – w przypadku eksploatacji szybkiej (postęp niecki górniczej w granicach kilkudziesięciu metrów na dobę) lub w analizie budynków podlegających wpływom deformacji nieciągłych;

$b_T = 3$ – w pozostałych przypadkach.

Wstawiając do wzoru (4.40) $b_T = 3$ oraz wartości dopuszczalnego rozwarcia rys, podane w pracy *M. Kawłoka* [82], dla poszczególnych stopni uciążliwości otrzymuje się (dla murów z elementów grupy 1 na zaprawie cementowo-wapiennej) wartości kątów odkształcenia postaciowego zbliżone do przyjętych w instrukcji [250], co pokazano w tablicy 4.5.

Tablica 4.5

Porównanie wartości Θ_{adm} wyznaczonych z wzoru (4.40) dla murów z elementów grupy 1 na zaprawie cementowo-wapiennej z przyjętymi w pracy [82] oraz instrukcji [250]

Stopień uciążliwości	Skutki w budynku		
	według pracy [82] oraz instrukcji [250]		Θ_{adm} obliczony ze wzoru (4.40) miliradiany
	Θ_{adm} miliradiany	a_w milimetry	
nieodczuwalny	< 1,0	< 1,0	< 1,08
mały	1,0 ÷ 2,0	1,0 ÷ 5,0	1,08 ÷ 1,84
średni	2,0 ÷ 3,0	5,0 ÷ 10,0	1,84 ÷ 2,32
duży	3,0 ÷ 5,0	10,0 ÷ 30,0	2,32 ÷ 3,35
wykluczający użytkowanie	> 5,0	> 30,0	> 3,35

Stosowanie wzoru (4.40) prowadzi do przyjęcia większych, niż podane w [82] i [250], wartości Θ_{adm} jedynie dla pierwszego stopnia uciążliwości – o charakterze nieodczuwalnym. Dla pozostałych stopni obliczone wartości są nieco bardziej rygorystyczne. Powyższa zależność (4.40) – zdaniem autora – dość dobrze pozwala szacować dopuszczalne wartości kąta odkształcenia postaciowego w analizie przejściowych stanów granicznych dla budynków sytuowanych na terenach górniczych. Ważność wzoru (4.40) ograniczona jest do budynków

i konstrukcji wykonywanych z elementów murowych grupy 1 (wg klasyfikacji przyjętej w normie [257]).

Na koniec pozostaje sprawa odpowiedzi na drugie pytanie, z postawionych na początku niniejszego rozdziału, a mianowicie, czy wartości Θ_{adm} podane w tabl.4.1 są także miarodajne dla analizy stanu granicznego użyteczności ścian murowanych poddanych poziomemu obciążeniu wiatrem?

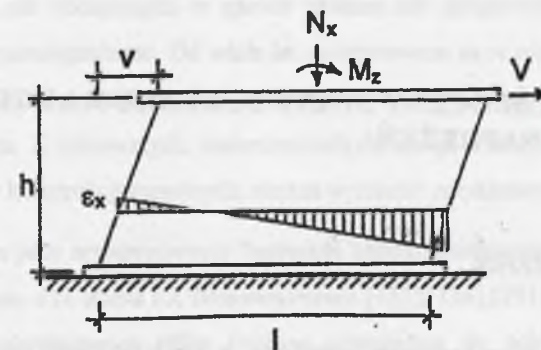
Analiza dostępnych wyników badań – np. holenderskich [189],[216] – dotyczących poziomo ścinanych modeli murów z dwóch rodzajów cegły pełnej (elementy grupy 1) na zaprawie cementowo-wapiennej, wskazuje, że wartości normowe, podane w tabl.4.1, są oszacowaniem dostatecznie bezpiecznym. Graniczne (odpowiadające momentowi pojawienia się pierwszej rysy) wartości kątów odkształcenia postaciowego, jakie uzyskano dla różnych wartości wstępnych pionowych naprężeń ścinających σ_x wahały się w granicach $0,75 \div 2,6$ miliradiana, przy czym większość modeli rysowała się po przekroczeniu kąta $\Theta_{obs} = 1,0$ miliradian. Są to więc wartości dwukrotnie większe niż podane w tabl.4.1.

Natomiast analiza rezultatów badań szwajcarskich *B. Thürlimana* i *F. Luratiego* [210],[211] murów wykonanych z pustaków betonowych (elementy grupy 2) wykazuje, że graniczna wartość Θ_{adm} powinna by zostać ustalona poniżej 0,3 miliradiana. Uzyskiwane w badaniach [210],[211] rezultaty mieściły się w granicach $0,3 \div 0,9$ miliradiana.

Obecnie, poza PN-B-03002:1999 [257], praktycznie jedynie szwajcarska norma SIA 177/2 [259] nakazuje oddzielne sprawdzanie stanów granicznych nośności i użyteczności ścian usztywniających. W odróżnieniu od stanowiska przyjętego w [257], nie analizuje się bezpośrednio kąta odkształcenia postaciowego Θ_{sd} , lecz maksymalne deformacje poziome v oraz odkształcenia pionowe ε_x na krawędzi ściany – por. rys.4.27.

Obliczone wartości v , a właściwie stosunku v/h , czyli kąta odkształcenia postaciowego, oraz ε_x nie powinny przekraczać stabelaryzowanych wartości dopuszczalnych. Rozróżnia się przy tym dwie kategorie warunków użytkowania obiektu:

- wymagania wysokie: $\Theta_{adm} = \frac{v_{adm}}{h} \leq 3 \times 10^{-4}$, oraz
- warunki normalne: $\Theta_{adm} = \frac{v_{adm}}{h} \leq 1 \times 10^{-3}$.



Rys.4.27. Schemat do sprawdzania stanu granicznego użyteczności ściany usztywniającej – wg zaleceń szwajcarskich [259]

Fig.4.27. Scheme for Serviceability Limit State satisfying of stiffening wall – according to Swiss regulation [259]

Porównując powyższe wartości z wartościami Θ_{adm} podanymi w tabl.4.1, można zauważyć, że ograniczenia odkształceń poziomych dla warunków normalnych są znacznie mniejsze – zbliżone do wymogów Instrukcji ITB Nr 286 [247] oraz kategorii nieodczuwalnej uciążliwości użytkowania wg zaleceń [250]. Natomiast przy wysokich wymaganiach użytkowych, wartości Θ_{adm} z tab.4.1 są podobne do prezentowanych powyżej. Także *A.W. Hendry*, *B.P. Sinha* i *S.R. Davies* w swej pracy [67] podają, że wieloletnie pomiary kątów odkształcenia postaciowego istniejących obiektów w Wielkiej Brytanii wahają się od 0,3 miliradiana dla budynków wykonanych z piaskowca i ceramicznej cegły pełnej o dużej wytrzymałości, do 0,4 miliradiana – dla obiektów wykonanych z cegły o niższych parametrach wytrzymałościowych. Są to więc wartości niewiele większe niż przyjęte w PN-B-03002:1999 [257] dla murów wykonywanych z elementów murowych grupy 1.

Można więc przyjąć, że wartości Θ_{adm} podane w normie [257] mają charakter uniwersalny i są miarodajne w analizie stanu granicznego użyteczności zarówno ścian budynków poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża, jak i poddanych poziomemu działaniu wiatru.

5. KRYTERIUM OCENY STANU BUDYNKU NA PODSTAWIE ANALIZY NAPRĘŻEŃ

5.1. WPROWADZENIE

Zazwyczaj ocena stanu wyężenia konstrukcji, w tym ścian i ścian murowanych, opiera się na kryteriach wyężeniowych, opracowywanych w różny sposób. Ogólnie można tu wyróżnić dwa podstawowe podejścia:

1. Budowa złożonych teoretycznych modeli materiałowych i prowadzenie analiz numerycznych w oparciu o te modele. Modele takie, najczęściej bardzo zaawansowane, oparte na dużej liczbie parametrów (w tym różnych wielkości wytrzymałościowych), w przypadku konstrukcji murowych natrafiają na podstawową trudność, a mianowicie – niewielką liczbę określanych standardowo (normowo) wielkości mechanicznych. Ponadto, mur z natury rzeczy jest "materiałem" niejednorodnym i anizotropowym. Stąd w złożonych modelach materiałowych znakomitą większość parametrów, z powodu braku danych doświadczalnych, należy przyjąć *a priori* w teoretyczny sposób. Oczywiście, część wielkości można "wykalibrować" na podstawie porównywania wyników analiz numerycznych z rezultatami badań doświadczalnych, niemniej jest to wtenczas "kalibracja" modelu materiałowego *a posteriori*. Jednak tak określone wielkości najczęściej nie są poprawne w analizie muru innego typu, tzn. wykonanego z innego rodzaju elementów murowych lub innej klasy zaprawy niż ten, na podstawie którego model "kalibrowano". Opracowanie więc modelu w miarę uniwersalnego, możliwego bez każdorazowej "kalibracji" części wielkości lub stałych, do zastosowania do analizy różnych typów murów jest zagadnieniem bardzo trudnym. Poza tym modele takie są na obecnym etapie praktycznie nieprzydatne w praktyce projektowej. Ich zastosowanie wiąże się zazwyczaj z koniecznością posługiwania się zaawansowanymi programami opartymi na MES, jak chociażby COSMOS, ANSYS, ABAQUS, DIANA itp. Stosowanie w obliczeniach tego typu oprogramowania jest zasadne, praktycznie rzecz biorąc, jedynie w przypadku projektowania bardzo złożonych, dużych obiektów, które niestety w praktyce krajowej rzadko są wykonywane jako murowane lub mniejszych murowanych obiektów

kubaturowych, ale obciążonych w sposób złożony lub nietypowy – np. narażonych na oddziaływania parasejsmiczne. Od wielu lat podejmowane są w różnych ośrodkach próby opracowywania coraz bardziej złożonych modeli materiałowych. Literatura przedmiotu jest dość bogata. Z ciekawszych, zaawansowanych modeli teoretycznych, tworzonych na potrzeby analiz konstrukcji murowych, można wymienić przykładowo następujące:

- Model muru jako ortotropowego "materiału zhomogenizowanego" opracowany przez P.B. Lorenço, J.G. Rotsa i J. Blauwendraada [133],[136],[191],[131],[129] oparty na kryterium plastyczności Hilla [69] w odniesieniu do ściskania oraz kryterium plastyczności Rankina – opisującym rozciągania oraz modyfikacji powierzchni Druckera-Pragera [44],[45]. Model ten stosowany był do analizy stanu wyężenia niezbrojonych murów obciążonych w różnoraki sposób, np. poddanych ścinaniu w kierunku równoległym do spoin wspornych [131],[133], prostopadle do płaszczyzny [128],[128], jak również podjęto próbę analizy ściany usztywniającej narażonej na nierównomierne osiadanie [134]. Niestety, w powyższych modelach, niektóre stałe były każdorazowo "kalibrowane" na podstawie wyników badań doświadczalnych. W efekcie więc obliczenia numeryczne potwierdzały jedynie i wyjaśniały stan naprężenia w badanych elementach próbnych. Jak dotąd, brak jest w literaturze przedmiotu informacji o zastosowaniach praktycznych tego typu rozwiązań w projektowaniu.
- Model muru jako "materiału o krystalicznej sieci przestrzennej" (*lattice model*) opracowany przez W.J. Beranka i G.J. Hobelmana, głównie do analizy konstrukcji betonowych [5], [6]. Jak dotychczas, model ten stosunkowo rzadko wykorzystywano do analiz numerycznych konstrukcji murowych [8]. Pierwsze próby zastosowania dotyczyły analizy numerycznej fragmentów ścian murowanych ścinanych obciążonych zarówno w swej płaszczyźnie, jak i do niej prostopadle [9] (np. na skutek działania wiatru) [6]. Parametry modelu "kalibrowane" na podstawie wyników badań doświadczalnych. Model jest bardzo złożony. Jak dotąd brak informacji o możliwościach zastosowań praktycznych w projektowaniu.
- Dwunasadkowy (*double cap*) model S. Majewskiego [144],[143],[141], opracowany głównie do celów analizy zagadnienia współpracy budynek-podłoże [146],[145] w odniesieniu do obiektów sytuowanych na terenach górniczych. Jest to również

modyfikacja klasycznego modelu *Druckera-Pragera* [44],[45], polegająca między innymi na wprowadzeniu nasadki także po stronie rozciąganej (w modelach typu "cap" nasadka stanowi domknięcie stożkowej, idealnie-plastycznej powierzchni granicznej jedynie po stronie ściskanej) oraz takim doborze parametrów obydwu nasadek, że powierzchnia plastyczności jest powierzchnią gładką. Model ciągle jest rozwijany. Pierwsze zastosowania do analizy ścian murowanych dotyczyły ścian murowych ścinanych poziomo [147]. Podjęto także próby wykorzystania tego modelu w analizie ścian murowanych poddanych ścinaniu w kierunku pionowym [94],[264] oraz innych rodzajach konstrukcji murowych [202],[201], w tym i murów zbrojonych [149]. Jak dotychczas brak jest uniwersalnego modelu odniesionego do konstrukcji murowych, niemniej prowadzone obecnie prace mające na celu dalszą jego modyfikację są obiecujące. Docelowo może to być bardzo dobre narzędzie do analizy również konstrukcji murowych w złożonych stanach obciążenia, w tym obiektów sytuowanych na odkształcającym się podłożu gruntowym (także na skutek działalności górniczej), jednak ze względu na swą złożoność i konieczność korzystania z autorskiego oprogramowania twórcy modelu trudno mówić w chwili obecnej o szerszej przydatności w praktyce projektowej.

2. Opracowywanie na podstawie wyników dość szerokich badań doświadczalnych, modeli lub kryteriów analitycznych. Jest to więc podejście empiryczno-analityczne: od doświadczenia do zależności teoretycznej. W przypadku konstrukcji murowych w krajach zachodnich tego typu praktyka jest dość często stosowana i – co najważniejsze – daje zazwyczaj pozytywne rezultaty. Podstawą do analiz teoretycznych są zwykle dość obszernie rezultaty badań elementów próbnych. Na ich podstawie buduje się dopiero związki i kryteria analityczne. Takie podejście do zagadnienia ma swe znaczące pluse. Jednym z nich jest najczęściej dość daleko posunięta uniwersalność opracowanych zależności. Wykalibrowany model czy też kryterium można stosować do analiz różnych typów murów. Ponadto, kryteria te opierają się zazwyczaj na znacznie mniejszej liczbie wielkości wyjściowych, takich jak parametry wytrzymałościowe muru. Ideałem, niestety często trudnym do osiągnięcia, jest zawężenie jedynie do parametrów muru, wyznaczanych lub określanych normowo. Niemniej, jak pokazuje praktyka ostatnich dwudziestu lat, wiele z opracowanych w ten sposób metod i kryteriów znalazło swe bezpośrednie zastosowanie w przepisach normowych – a więc bezpośrednie przełożenie

do praktyki projektowej. Jako najważniejsze przykłady tego typu rozwiązań można przytoczyć następujące:

- Metoda obliczania murowanych, osłonowych ścian samonośnych poddanych poziomemu działaniu wiatru, usytuowanych prostopadle do płaszczyzny muru. Wyniki badań doświadczalnych [66],[37],[220] zachowania się tak obciążonych ścian stworzyły możliwość zaadaptowania metodologii znanej z obliczania żelbetowych płyt wielopolowych. Stosując teorię nośności granicznej do obliczania ścian podpartych wzdłuż trzech lub czterech krawędzi, otrzymano w wyniku przeprowadzonych obliczeń i analiz wzory pozwalające obliczać wartości ekstremalnych momentów zginających. W efekcie metoda trafiła do opracowań syntetycznych (jak np. [66],[64]), podręczników (np. [67],[36],[179]) oraz do brytyjskich przepisów normowych [235], Eurokodu 6 [242] – i w końcu do nowej Polskiej Normy [257].
- Analityczny model tzw. rys wielokrotnych (*Multiple Crack Pattern Model*) opracowany przez *R. van der Pluijma* [176] służący do analizy ścian osłonowych budynków murowanych poddanych również parciu wiatru na ich powierzchni. Na podstawie wyników badań [172],[178],[175],[173] oraz analiz teoretycznych i obliczeń numerycznych [177],[174],[191] został stworzony model pozwalający wiarygodnie obliczać tego typu ściany z uwzględnieniem rzeczywistych parametrów wytrzymałościowych muru (w tym wypadku głównie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu), niwelując tzw. efekt skali, czyli rozbieżność pomiędzy parametrami małego elementu próbnego a dużą konstrukcją rzeczywistą. Metoda, po pewnym uproszczeniu, zostanie być może przyjęta do stosowania w przepisach holenderskich.
- Kryterium *Müllera-Manna* [151],[150],[41] dotyczące obliczania murowanych ścian usztywniających poddanych działaniu wiatru. Na podstawie licznych badań doświadczalnych [158],[40],[39] poprzez modyfikację znanej zależności *Coulomba-Mohra* (por. [26],[25]) – znanej z zagadnień ścinania gruntów spoistych – opracowano bardzo proste, w znacznym stopniu zbieżne z danymi doświadczalnymi, kryterium pozwalające na analizę tak obciążonych ścian. Zostało ono przyjęte do normy niemieckiej [238]. Stosowane jest z powodzeniem w praktyce projektowej.
- Podobne do powyższego, chociaż znacznie bardziej złożone, kryterium *Ganza-Thürlimanna* [55],[54],[56] do analizy murów w złożonym stanie naprężenia, głównie

wywołanym jednoczesnym działaniem poziomych sił ścinających oraz pionowych obciążeń, pochodzących z wyższych partii obiektu. Także i tu podstawą dociekań i rozwiązań teoretycznych były szerokie badania doświadczalne [56],[208],[209],[210]. Pozwoliły one w efekcie opracować spójne kryterium, umożliwiające w trakcie projektowania konstrukcji sprawdzenie warunku nieprzekroczenia naprężeń dopuszczalnych. Sposób ten został wprowadzony do przepisów normowych [259], a więc tym samym wszedł do praktyki projektowej.

Przedstawiono powyżej dwa typowe podejścia do rozwiązania problemu, starając się podać zarówno wady, jak i zalety każdego z nich. Pokazano również typowe przykłady zastosowań. Reasumując, można przyjąć, że osiągnięcie celów poznawczych poprzez budowę teoretycznych, złożonych modeli materiałowych, możliwych do stosowania jedynie z użyciem zaawansowanych technik komputerowych – mimo ich gwałtownego rozwoju w ostatnich latach – prawdopodobnie długo jeszcze nie będzie znajdowało powszechne zastosowanie praktyczne. Poza tym, jak dotąd, nie został jeszcze opracowany i przetestowany model materiałowy na tyle uniwersalny, by mógł być szeroko stosowany do analizy różnie obciążonych konstrukcji murowych.

Natomiast drugie podejście: **od eksperymentu – do rozwiązań analitycznych**, wydaje się być bardzo obiecujące. Co prawda, trzeba się liczyć ze znacznymi nakładami finansowymi, przeznaczonymi na badania doświadczalne. Niemniej wydaje się, że generalnie warto je ponieść. Jak pokazują przytoczone powyżej przykłady, większość szerszych badań dotyczących danego, analizowanego zjawiska, ma szansę zakończyć się sukcesem w postaci "narzędzia" mogącego pomóc projektantowi w analizie zachowania się konstrukcji już na etapie projektowania, bądź też prognozowania jego zachowania w przyszłości, w przypadku zmian warunków obciążenia. Ponadto, jak już wspomniano, tego typu podejście zazwyczaj opiera się na wielkościach i parametrach materiałowych wyznaczanych na podstawie normy projektowania konstrukcji murowych. Istnieje więc możliwość w miarę łatwego, bezpośredniego zastosowania tego typu kryteriów w praktyce projektowej.

Biorąc powyższe rozważania pod rozwagę i dysponując dość znaczną liczbą wyników badań doświadczalnych, prowadzonych w Katedrze Konstrukcji Budowlanych (dawniej Instytucie Konstrukcji Budowlanych) Politechniki Śląskiej od połowy lat 80., różnego typu murów poddanych ścinaniu oraz ścinaniu z jednoczesnym ściskaniem, w kierunku

prostym do spoin wspornych, autor zdecydował o wyborze drugiej z omawianych dróg. Z uwagi na dość pilną – ze względu na szybko rozwijające się budownictwo murowe – potrzebę wprowadzenia do praktyki projektowej metod analizy ścian konstrukcyjnych, szczególnie w odniesieniu do budynków narażonych na nierównomierne pionowe przemieszczenia podłoża. Najpierw poszukiwać się będzie prostych rozwiązań, co oczywiście nie oznacza wcale, że prace nad jednolitym kryterium pozwalającym na analizę murów w złożonym stanie naprężenia nie będą prowadzone. Oczywiście, nic nie stoi także na przeszkodzie w poszukiwaniu uniwersalnego modelu materiałowego dla muru, np. na podstawie teorii mechaniki pękań (np. [161]).

5.2. MUR W ZŁOŻONYM STANIE NAPRĘŻENIA

5.2.1. Normowe opisy muru w złożonym stanie naprężenia

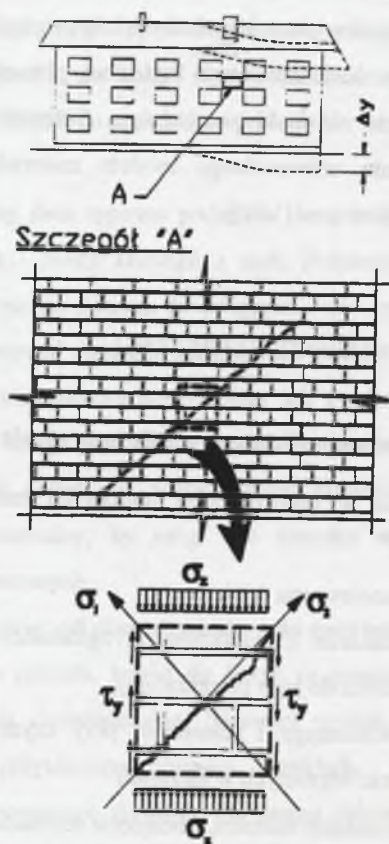
Złożony stan naprężenia w konstrukcjach murowych można sprowadzić do trzech podstawowych przypadków:

- a) muru poddanego dwuosowemu ściskaniu;
- b) muru poddanego ściskaniu z jednoczesnym zginaniem (w płaszczyźnie muru lub w kierunku prostym do jego płaszczyzny);
- c) muru jednocześnie ściskanego i ścinanego, przy czym obciążenie ścinające może działać względem spoin wspornych w kierunku
 - równoległym (obciążenie wiatrem, obciążenie sejsmiczne i parasejsmiczne) lub
 - prostym (nierównomierne pionowe deformacje podłoża gruntowego).

Jakkolwiek stan naprężeń dla wyżej wymienionych trzech przypadków jest różny, to obraz zarysowania muru jest podobny – najczęściej rysą przebiegającą ukośnie przez analizowany obszar ściany. Zagadnienie sprowadza się więc do analizy wartości i kierunku działania głównych naprężeń rozciągających σ_1 . Tak więc w przypadku ścian budynków poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża (por. rys.5.1) zniszczenie muru (zarysowanie) następuje na skutek przekroczenia przez główne naprężenia rozciągające σ_1 wytrzymałości muru na rozciąganie dla kierunku zgodnego z kierunkiem tych naprężeń, co można ogólnie zapisać jako:

$$\sigma_l > f_{l,\alpha} \quad (5.1)$$

gdzie: $f_{l,\alpha}$ - wytrzymałość muru na rozciąganie dla kierunku głównych naprężeń rozciągających tworzącego z układem osi ortogonalnych kąt α – jak na rys.5.1.



Rys.5.1. Stan naprężenia w ścianie wywołany przez nieregularne przemieszczenia pionowe podłoża pod budynkiem

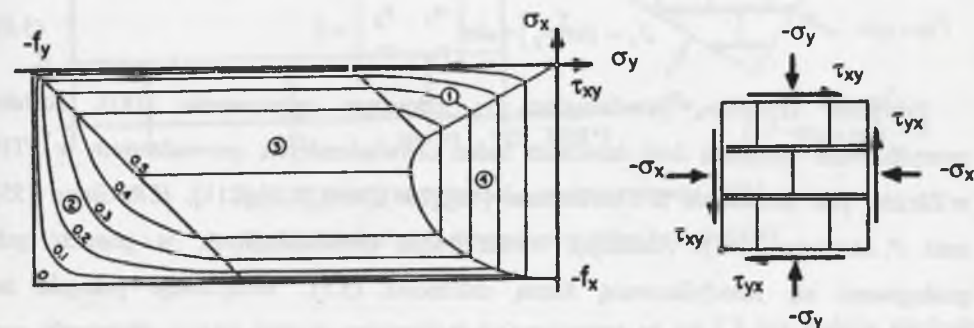
Fig.5.1. State of stress in wall as a result of irregular vertical ground displacement

Analiza stanu wyężenia jedynie poprzez główne naprężenia rozciągające σ_l z wykorzystaniem zależności (5.1) jest tylko wówczas poprawna, gdy zostaną określone wartości wytrzymałości muru na rozciąganie $f_{l,\alpha}$, tzn. dla kierunku tworzącego z płaszczyzną spoin wspornych kąt α .

Zagadnienie analizy murów w złożonym stanie naprężenia, z uwagi na trudności w jednoznacznym opisie, jak dotychczas nie znalazło (wyjątek norma szwajcarska SIA 177/2

[259] i niektóre zapisy normy niemieckiej DIN 1053-2 [238]) odzwierciedlenia w obowiązujących przepisach normowych. Dotyczy to również normy PN-B-03002:1999 [257]. Także dawna PN-87/B-03002 [256] nie uwzględniała murów w złożonym stanie naprężenia. Co ważniejsze, także narodowe dokumenty stosowane w różnych krajach (np. niemieckie [254], brytyjskie [252] czy też czeskie [251]) złożony stan naprężenia w konstrukcjach murowych pomijają całkowitym milczeniem.

Dotychczas jedynie obowiązująca norma szwajcarska [259] szerzej analizuje mury w złożonym stanie naprężenia. Generalnie wyróżniono dwa podejścia do tego zagadnienia. Graficzny obraz podstawowego kryterium przyjętego w omawianej normie [259] pokazano na rys.5.2. Stan naprężenia w ścianie murowanej poddanej złożonemu stanowi obciążenia (głównie dwuosowemu ściskaniu) opisany jest czterema warunkami, ograniczającymi na płaszczyźnie, w układzie osi σ_x oraz σ_y złożoną wypadkową powierzchnią geometryczną pokazaną na rys.5.2.



Rys.5.2. Graficzna postać kryterium zniszczenia murów w złożonym stanie naprężenia wg przepisów szwajcarskich [259]

Fig.5.2. Graphic shape of failure criterion of masonry in complex state of stress according to Swiss regulations [259]

Graniczne warunki opisujące poszczególne części tej powierzchni, w zależności od typu mechanizmu zniszczenia, który może mieć miejsce, są następujące:

- zniszczenie ze względu na przekroczenie wytrzymałości muru na rozciąganie (obszar oznaczony na rys.5.2 jako "1"):

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y = 0 \quad (5.2)$$

- zniszczenie na skutek przekroczenia wytrzymałości na ściskanie elementów murowych (I warunek - obszar "2"):

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_y + f_y)(\sigma_x + f_x) = 0 \quad (5.3)$$

- zniszczenie na skutek przekroczenia wytrzymałości na ściskanie elementów murowych (II warunek - obszar "3"):

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_y(\sigma_y + f_y) = 0 \quad (5.4)$$

- zniszczenie ze względu na poślizg w spoinie wspornej (obszar "4"):

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_y \cdot \operatorname{tg} \rho)^2 = 0 \quad (5.5)$$

gdzie: f_y, f_x – odpowiednio, wytrzymałości muru na ściskanie w kierunku prostopadłym oraz równoległym do płaszczyzny spoin wspornych;

ρ – kohezja zaprawy.

Komentując, przedstawioną powyżej, propozycję opisu muru w złożonym stanie naprężenia przyjętą w przepisach szwajcarskich [259], można łatwo zauważyć, że sprowadza się ona do postulatu, aby o wyteżeniu muru decydował trzeci niezmiennik tensora naprężenia:

$$J_3 = \det[\sigma_{ij}] = \det \begin{bmatrix} \sigma_i & \tau_{ij} \\ \tau_{ji} & \sigma_j \end{bmatrix} = 0 \quad (5.6)$$

Powyższe kryterium, przedstawione w zbiorczym opracowaniu [183], zostało zweryfikowane wynikami dość szerokich badań doświadczalnych, prowadzonych w ETH w Zürichu pod kierunkiem *B. Thürlimanna* [56],[208],[209],[210],[211], *H.R. Ganza* [55] oraz *P. Martiego* [151]. Analizując wyniki badań doświadczalnych, w pracach tych posługiwano się zmodyfikowaną formą zależności (5.5). Modyfikacja polegała na wprowadzeniu dodatkowego współczynnika kohezji, oznaczonego jako c . Przyjmuje ona wtenczas postać:

$$\tau_{xy}^2 - (c - \sigma_y \cdot \operatorname{tg} \rho)^2 = 0 \quad (5.7)$$

Drugie kryterium, jakie dopuszcza omawiana norma [259] dla dwuosiowego stanu obciążenia (naprężenia), opiera się na analizie wytrzymałości muru w kierunku zgodnym z kierunkiem działania głównych naprężeń rozciągających σ_i . Warunek graniczny w postaci:

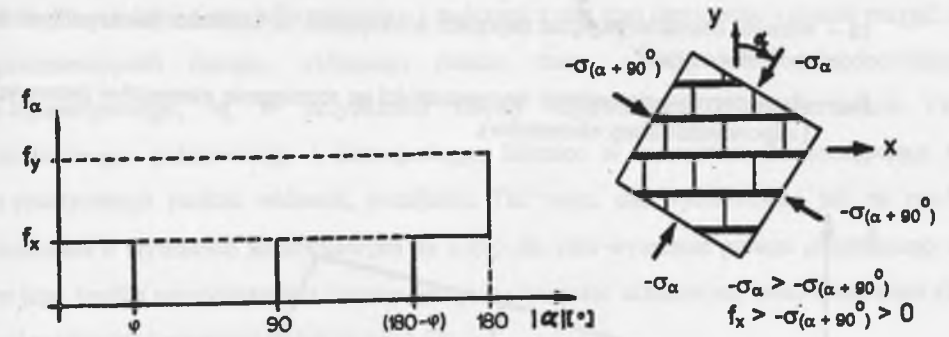
$$\sigma_\alpha + f_{i,\alpha} = 0 \quad (5.8)$$

gdzie: σ_α – największe naprężenie rozciągające w kierunku zgodnym z kierunkiem głównych naprężeń rozciągających;

$f_{i,\alpha}$ – wytrzymałość muru na rozciąganie dla kierunku głównych naprężeń rozciągających, tworzącego z układem osi ortogonalnych kąt α ,

można w pełni utożsamiać z zależnością (5.1).

Trudności w analizie sprawia wyznaczenie zarówno wartości naprężeń σ_α , jak i wytrzymałości muru na rozciąganie w kierunku osi nachylonej pod kątem α do płaszczyzny spoin wspornych. Pewne praktyczne rozwinięcie tego kryterium, w odniesieniu do murowanych ścian usztywniających budynku, poddanych jednoczesnemu ściskaniu i ścinaniu w kierunku poziomym, można znaleźć w pracach [183],[210]. W zaleceniach normowych [259] przyjęto, że konieczną do analizy nośności muru obciążonego dwuosiowo – z wykorzystaniem warunku (5.1) – wartość wytrzymałości $f_{i,\alpha}$ można określać w sposób przybliżony zgodnie z zasadą podaną na rys.5.3, w zależności od wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ zaprawy oraz wytrzymałości na ściskanie f_x i f_y muru dla obydwu kierunków ortogonalnych.



Rys.5.3. Sposób określania $f_{i,\alpha}$ przyjęty w normie [259]

Fig.5.3. Method of $f_{i,\alpha}$ determination taken in code [259]

Znamienny jest tu fakt, że zależność $f_{i,\alpha}(\alpha)$ pokazana na rys.5.3 jest funkcją nieciągłą. W sytuacji gdy kąt α pomiędzy kierunkiem osi naprężeń głównych a kierunkiem prostopadłym do spoin wspornych zawiera się w przedziałach: $(90^\circ > \alpha > \phi)$ oraz $(180^\circ - \phi > \alpha > 90^\circ)$ wartość $f_{i,\alpha}$ wynosi zero, co jest dość znacznym uproszczeniem i jednocześnie utrudnieniem w możliwości stosowania w praktyce omawianej metody. Przyjęcie zależności $f_{i,\alpha} - \alpha$ w postaci funkcji nieciągłej siłą rzeczy wymusza istnienie pewnych obszarów, w których analiza nośności muru nie będzie możliwa, co jest wyraźnym mankamentem tego podejścia.

Jako kryterium wyteżenia murów w złożonym stanie naprężenia – co prawda wywołanym jedynie obciążeniem poziomym (działającym w kierunku równoległym do płaszczyzny spoin nieprzewiązanych) bez lub z jednocześnie działającym obciążeniem pionowym – można także uznać wzory zawarte w literaturze przedmiotu [179] oraz normowych przepisach niemieckich. Norma niemiecka DIN 1053-2 [238] podaje ogólne kryterium (tzw. kryterium *W. Manna*

i H. Müllera – graficznie przedstawione na rys.5.4) wytrzymałości muru poddanego ścinaniu, dla sił ścinających działających w kierunku równoległym do spoin wspornych (szerzej omówione w pracy [125]), w postaci:

$$a) \quad f_{vk} = f_{mBvk} + 0,4 \cdot \sigma_k \quad (5.9)$$

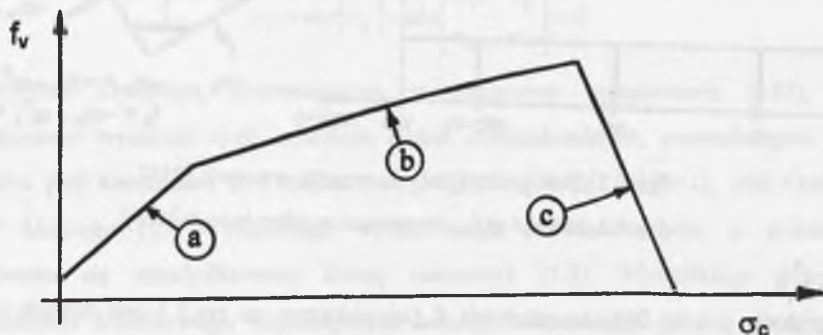
$$b) \quad f_{vk} = 0,45 \cdot f_{Btk} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_k}{f_{Btk}}} \quad (5.10)$$

$$c) \quad f_{vk} = f_k - \sigma_k \quad (5.11)$$

gdzie: f_{mBvk} – wartość charakterystyczna kohezji (spójności) dla zaprawy spoiny (w [238] jest to wartość stabelaryzowana);

σ_k – wartość charakterystyczna naprężeń ściskających w kierunku prostopadłym do spoin wspornych;

f_{Btk} – charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie elementów murowych (odpowiednik klasy elementów).



Rys.5.4. Kryterium zniszczenia murów ścinanych w kierunku poziomym – wg [238]

Fig.5.4. Failure criterion for masonry sheared horizontally – according to [238]

Kryterium to konfrontowano z wynikami licznych badań doświadczalnych H. Müllera [151],[158] oraz C.D. Dialera [40],[41],[39] uzyskując dobrą zgodność. Może być ono przydatne np. do analizy stanu granicznego nośności murowanych ścian usztywniających na poziome obciążenia wiatrem. Niestety, kryterium to okazało się nieprzydatne do analizy murów poddanych ścinaniu, bądź też ścinaniu ze ściskaniem w kierunku prostopadłym do spoin wspornych.

5.2.2. Najczęściej stosowane sposoby opisu niezbrojonych murów w złożonym stanie naprężenia

5.2.2.1. Stan naprężenia

Analizując stan naprężenia i odkształcenia danego ciała stałego czyni się założenie podstawowe, a mianowicie, traktuje się je jako jednorodne izotropowe. Jest to założenie mocno upraszczające, ponieważ w rzeczywistości znakomita większość ciał stałych nie wykazuje ani jednorodności, ani tym samym izotropowości. Szczególnie dotyczy to muru traktowanego jako "materiał". Mur ze względu na swą budowę, jako "konglomerat" elementów murowych i zaprawy jest ciałem wybitnie niejednorodnym anizotropowym. Jednakże analizując stan odkształcenia – i związany z nim stan naprężenia – można przyjąć, że przemieszczenia danego, wybranego punktu muru, a więc ciała niejednorodnego i anizotropowego, są w przybliżeniu równe odpowiednim przemieszczeniom ciała wzorcowego, jednorodnego i izotropowego. Różnice w rzeczywistości występujące są, z praktycznego punktu widzenia, pomijalne. Tak więc, dla wydzielonego jak na rys.5.5 sześciianu o wymiarach jednostkowych $dx \times dy \times dz$, stan wyężenia punktu znajdującego się w jego środku geometrycznym opisany jest przez dziewięć składowych tensora naprężeń (dla osi w układzie kartezjańskim jak na rys.5.5):

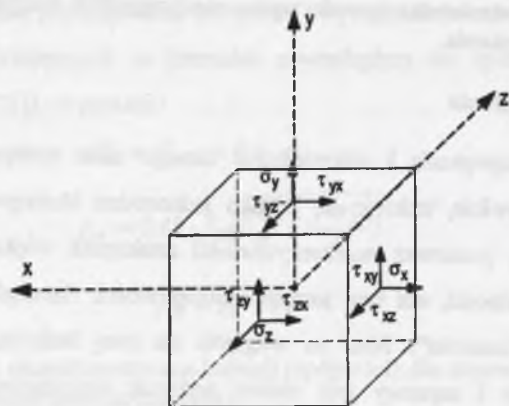
$$T_{\sigma_{x,y,z}} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (5.12)$$

Przechodząc na zapis w postaci normalnych naprężeń głównych (dla sytuacji, w której $\tau_{xy} = \tau_{xz} = \tau_{yx} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$), tensor naprężeń przybiera postać:

$$T_{\sigma_{1,2,3}} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

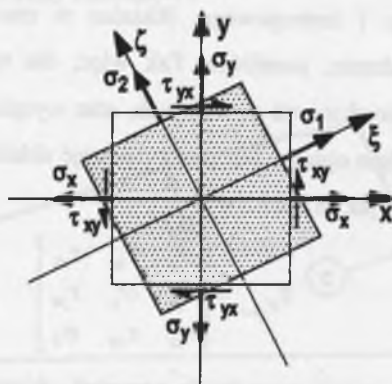
Sprawdzając zagadnienie do stanu płaskiego (rys.5.6) – w przypadku analizy ścian murowanych, których zachowanie się pod obciążeniem jest identyczne jak dla konstrukcji tarczowych, można wpływ trzeciego kierunku (grubości) pominąć – otrzymujemy następujące postaci tensora naprężeń:

$$T_{\sigma_{x,y}} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{bmatrix} \quad \text{oraz} \quad T_{\sigma_{1,2}} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_2 \end{bmatrix} \quad (5.14)$$



Rys.5.5. Składowe stanu naprężenia w układzie kartezjańskim

Fig.5.5. Components of stress state in Cartesian co-ordinate system



Rys.5.6. Składowe stanu naprężenia w układzie kartezjańskim płaskim

Fig.5.6. Components of stress state in two-dimensional Cartesian co-ordinate system

Tak więc, analizując stan wyężenia, można się posługiwać naprężeniami normalnymi σ_x , σ_y oraz stycznymi $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ w układzie osi kartezjańskim lub naprężeniami głównymi σ_1 (rozciągającymi) i σ_2 (ściskającymi) w układzie osi naprężeń głównych.

W konstrukcjach budowlanych sytuacje jednoosiowego stanu obciążenia praktycznie nigdy nie występują, dlatego ściany murowane – szczególnie poddane różnego typu obciążeniom – powinno się analizować w złożonym stanie obciążenia, a tym samym i naprężenia. Niestety, jak dotąd brak jest prostych metod obliczania tak obciążonych konstrukcji. Stąd próby adaptowania złożonych modeli materiałowych i kryteriów wyężeniowych do opisu muru

w złożonych stanach naprężenia, które umożliwiałyby obliczanie tego typu konstrukcji przy użyciu zaawansowanych programów komputerowych, opartych na MES.

W literaturze przedmiotu można spotkać znaczną liczbę różnych, proponowanych kryteriów – czasem o bardzo złożonym charakterze – opartych zazwyczaj na modyfikowanych hipotezach wytrzymałościowych, w większości adaptowanych z konstrukcji betonowych. Najczęściej dotyczą analizy wyężenia murów w dwuosiowym stanie naprężenia, jak np. powierzchnie graniczne proponowane przez *A.W. Page'a* [164],[165] oraz *A. Bernardiniego* [10] – oparte na analizie naprężeń głównych, czy też kryteria *H.R. Ganza* [55], *M. Dhanasekara* [38] oraz *C.D. Dialera* [40],[41] i *V. Vratsanou* [219] – opierające się na analizie naprężeń w układzie kartezjańskim. Kryteria takie kalibruje się w oparciu o wyniki badań doświadczalnych, co najczęściej skutkuje brakiem ich uniwersalności. Trudno je transponować na mury charakteryzujące się parametrami mechanicznymi innymi niż te, na których zostały one wykalibrowane.

W przypadku konstrukcji murowych stosowane są dwa podstawowe podejścia do poszukiwania kryterium opisującego złożony stan naprężenia:

- w oparciu o modele materiałowe zakładające, że mur wykazuje cechy ciała sprężysto-kruchoego bądź sprężysto-plastyczno-kruchoego;
- traktując mur jako materiał charakteryzujący się zachowaniem sprężysto-plastycznym.

5.2.2.2. Modele materiałowe traktujące mur jako materiał sprężysto-krucho

Pierwsze podejście, tzn. zakładające że mur wykazuje cechy materiału sprężysto-kruchoego, stosowane jest w podejmowanych próbach numerycznej analizy zarówno w różny sposób obciążonych konstrukcji murowych niezbrojonych [3],[192],[218], jak i zbrojonych [24]. Punktem wyjścia są tu modele materiału krucho pękającego, opracowane przede wszystkim dla betonu – które możemy np. znaleźć w monografii *W.F. Chena* [26], a z prac krajowych – u *J. Kubika* i *Z. Perkowskiego* [105],[167] oraz *J. Szarlińskiego*, *A. Winnickiego* i *K. Podlesia* w pracy [201].

Budowa modelu muru jako materiału sprężysto-kruchoego opiera się zazwyczaj na przyjęciu związków konstytutywnych jak dla muru jako materiału ortotropowego (9 stałych w macierzy sztywności) opisanych dla układu osi ortogonalnych jak na rys.5.7, jako:

$$\{\sigma\} = [D_f] \cdot \{\varepsilon\} \quad (5.15)$$

Powyższą zależność można rozpisać w znaną postać:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & a_{22} & a_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & a_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & a_{44} & 0 & 0 \\ & & & & a_{55} & 0 \\ & & & & & a_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \Theta_{xy} \\ \Theta_{yz} \\ \Theta_{zx} \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

symetria

W analizie ścian murowanych zagadnienie w praktyce sprowadza się do analizy stanu płaskiego. Trzeci kierunek (związany z grubością muru) można zwykle pominąć bez szkody dla poprawności rozwiązania. W ten czas po zdefiniowaniu wyrazów macierzy sztywności związki (5.15) przybierają postać:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & 0 \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{xy})}{E_y} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \Theta_{xy} \end{bmatrix} \quad (5.17)$$

Budowa modelu muru jako materiału kruchego opiera się na związkach konstytutywnych opisanych nie w układzie osi ortogonalnych (rys.5.7a), lecz w układzie osi zgodnych z kierunkami naprężeń głównych (rys.5.7b). Pierwszym krokiem jest więc zmiana układu odniesienia. Zależność (5.15) w układzie osi $X'OY'$ można zapisać jako:

$$\{\sigma_i\} = [D_i] \cdot \{\varepsilon_i\} \quad (5.18)$$

Transponowana macierz sztywności $[D_i]$ przybiera wtenczas postać:

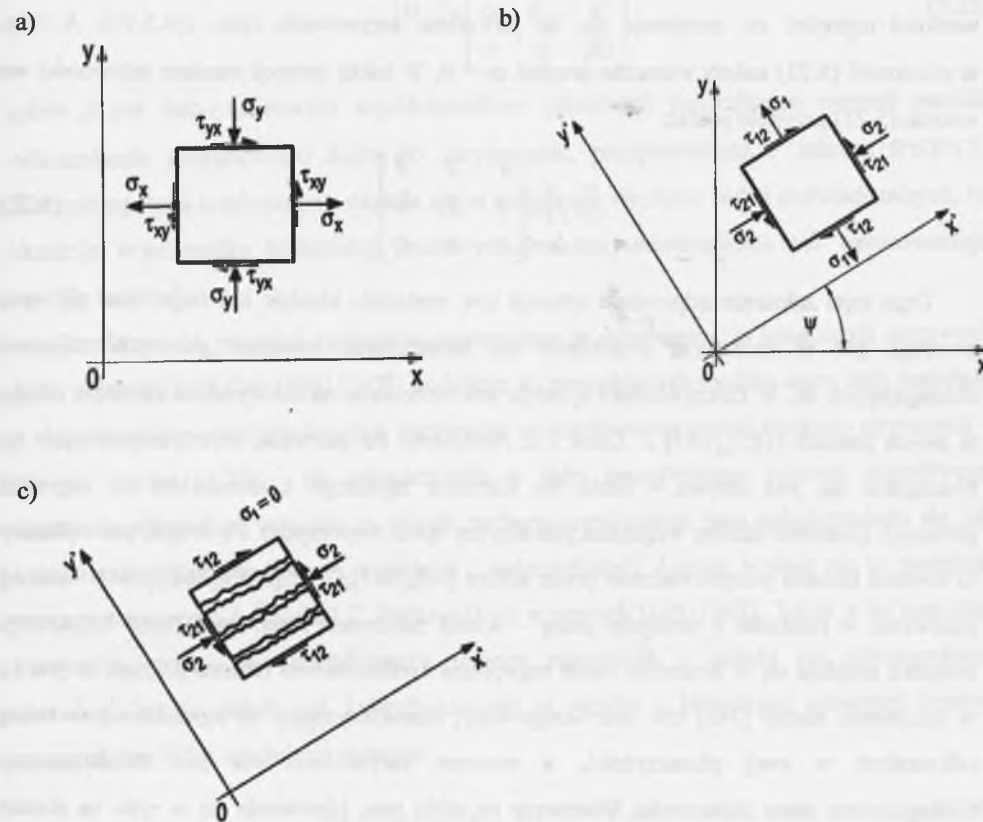
$$[D_i] = [T] \cdot [D_f] \cdot [T]^T \quad (5.19)$$

gdzie: $[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \psi \\ \sin^2 \psi \\ \sin \psi \cos \psi \end{bmatrix}$ - oznaczenia jak na rys.5.7.

Po rozpisaniu w układzie osi zgodnych z kierunkami naprężeń głównych zależność (5.18) można zapisać jako:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{|E_1 \cdot E_2|} & 0 \\ \nu\sqrt{|E_1 \cdot E_2|} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \Theta_{12} \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

w której: $G = \frac{1}{1-\nu^2} \frac{E_1 + E_2 + 2\nu\sqrt{|E_1 \cdot E_2|}}{4}$



Rys.5.7. Transformacja płaskiego stanu naprężenia uwzględniająca tylko główne naprężenia ściskające – model materiału kruchego. Opis w tekście

Fig.5.7. Transformation plane state of stress taking into account only compressive principle stresses – brittle material model. Description in text

Wyrażenie (5.20) można zapisać w bardziej zwartej formie:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{1u} \\ \varepsilon_{2u} \\ \Theta_{12} \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

gdzie: $\varepsilon_{iu} = \frac{1}{1-\nu^2} \left[\varepsilon_i + \nu \sqrt{\frac{E_j}{E_i}} \varepsilon_j \right] \quad i, j = 1, 2.$

Budując model muru jako materiału kruchego zakłada się (np. w [3],[24]), że mur nie jest w stanie przenieść naprężeń rozciągających w żadnym kierunku, a więc i głównych naprężeń rozciągających σ . W momencie gdy w konstrukcji (ścianie murowej) pojawią się niezerowe wartości naprężeń σ , przyjmuje się, że powstanie zarysowanie (por. rys.5.7c). A więc w zależności (5.21) należy wtenczas przyjąć $\sigma_1 = 0$. W takiej sytuacji macierz sztywności we wzorze (5.21) przyjmie postać:

$$[D_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (5.22)$$

Tego typu założenie odpowiada sytuacji tzw. materiału idealnie kruchego, tzn. gdy rysa powstaje już w momencie pojawienia się niezerowych wartości głównych naprężeń rozciągających σ . W rzeczywistości sytuacja jest nieco inna, na co wyraźnie zwracają uwagę w swych pracach [105],[167] J. Kubik i Z. Perkowski. Po pierwsze, wytrzymałość muru na rozciąganie nie jest zerowa – także dla kierunku zgodnego z kierunkiem osi naprężeń głównych (kierunek ukośny względem płaszczyzny spoin wspornych). Po drugie, jak wykazały to również badania przeprowadzone przez autora [94],[267],[269],[265],[268],[264] – szerzej omówione w rozdziale 3 niniejszej pracy – ściana murowana stanowiąca część konstrukcji budynku znajduje się w złożonym stanie naprężenia i odkształcenia (można przyjąć, że jest to w rozumieniu normy [242] tzw. mur skrupowany, charakteryzujący się ograniczoną swobodą odkształceń w swej płaszczyźnie), a moment zarysowania nie jest równoznaczny z osiągnięciem stanu zniszczenia. Obserwuje się efekt tzw. klinowania się w rysie na skutek wystąpienia tzw. sił klockujących – zjawiska znanego z analizy zarysowanych konstrukcji żelbetowych. Rezultatem takiego stanu rzeczy jest zachowanie się muru po wystąpieniu zarysowania – przynajmniej w pierwszym okresie – jako materiału quasi–plastycznego, gdzie "uplastycznienie" związane jest w znacznym stopniu właśnie ze zjawiskiem klinowania się w płaszczyźnie rysy. Wyraźnie tego typu zachowanie się murów wykonanych z cegły pełnej ceramicznej na zaprawie cementowej (1 : 3) zaobserwował autor w swych badaniach wykonanych na potrzeby pracy doktorskiej [94], a szerzej przedstawionych w rozdziale 3. W związku z powyższym, przyjmowanie w opisie modelu muru macierzy sztywności w postaci (5.22) prowadzi do zbyt dużych nieścisłości. Dlatego właściwsze jest – i znajduje to odzwierciedlenie w literaturze przedmiotu [25],[26],[67],[3],[24],[105],[167] – określenie

macierzy dla modelu muru kruchego, nie przenoszącego naprężeń rozciągających w ogólnej postaci:

$$[D_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \quad (5.23)$$

gdzie β jest bezwymiarowym współczynnikiem (skalarem) redukującym wartość modułu odkształcenia postaciowego muru po zarysowaniu, przyjmowanym z zakresu $0 \leq \beta \leq 1$. Wartość tej stałej każdorazowo określa się na podstawie wyników badań doświadczalnych, co skutkuje w przypadku konstrukcji murowych brakiem uniwersalizmu tak opracowanego modelu materiału.

Przedstawione powyżej, najczęściej występujące w odniesieniu do konstrukcji murowych (por. prace [67],[3],[24],[105],[167]) podejście do poszukiwania modelu muru jako materiału o charakterystyce sprężysto-kruchej, przyjmując zmodyfikowaną postać macierzy sztywności – jak we wzorze (5.23) – nie odzwierciedla w pełni rzeczywistego procesu stopniowego narastania odkształceń w murze na skutek zarówno częściowego jego uplastycznienia się, jak i narastania uszkodzeń (mikro-, a później i makropęknięć). Lepsze wydaje się tu podejście proponowane przez J. Kubika i Z. Perkowskiego w pracach [105],[167]. Także w tej metodzie pierwszym etapem jest transformacja tensora naprężenia z układu osi ortogonalnych (por. rys.5.7a) do układu osi, których kierunki są zgodne z kierunkami głównymi tensora naprężeń (rys.5.7b) zgodnie ze wzorem:

$$\sigma_{ij} = O_{ik} O_{jl} \sigma_{kl}; \quad i, j, k, l = 1, 2, 3, \quad (5.24)$$

w którym: σ_{ij} – tensor naprężenia;

O_{ik} – tensor transformacji.

Drugim etapem – w układzie współrzędnych zgodnych z kierunkami głównymi tensora naprężeń – jest eliminacja głównych naprężeń ściskających, ponieważ powstawanie pęknięć i zarysowań w strukturze materiału wiąże się z głównymi naprężeniami rozciągającymi (rys.5.7c):

$$\langle \sigma_p \rangle = \frac{1}{2} (\sigma_p + |\sigma_p|); \quad p = 1, 2, 3, \quad (5.25)$$

gdzie: σ_p – naprężenia główne.

W efekcie, operacje obydwu etapów można zapisać następująco:

$$\sigma_{ij}^* = O_{ik} O_{jl} [O_{kr}^* O_{ls}^*] \sigma_{rs} = O_{ik} O_{jl} \langle \sigma_{kl} \rangle = P_{ijrs}^* \sigma_{rs} \quad (5.26)$$

gdzie:

$$P_{ijrs}^* = O_{ik} O_{jl} [O_{kr}^* O_{ls}^*] \quad (5.27)$$

Mając powyższe na uwadze, związki konstytutywne dla muru jako materiału o charakterystyce sprężysto-plastyczno-kruczej można zapisać w następującej postaci ogólnej:

$$\{\sigma\} = ([D] - \omega [D^+]) \cdot \{\varepsilon\} \quad (5.28)$$

w której: ω - współczynnik (parametr) charakteryzujący proces narastania odkształceń na skutek efektu uplastyczniania się materiału i powstawania uszkodzeń.

Wartość parametru ω zależy od dwóch czynników, mianowicie: stanu naprężeń oraz czasu. Równanie kinetyczne, opisujące charakter procesu narastania odkształceń w funkcji poziomu naprężeń stycznych oraz czasu – z którego należy wyznaczać wartość ω – szczegółowo przeanalizowano w pkt.4.3 niniejszej pracy.

Rozpisując wyrażenie (5.28) otrzymuje się:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} - \omega [D^+] \cdot \{\varepsilon\} \quad (5.29)$$

gdzie drugi składnik prawej strony powyższego równania uwzględnia zmianę macierzy sztywności w wyniku procesu narastania uszkodzeń.

Wyrażenie (5.29) można przedstawić w zwięzłym zapisie tensorowym jako

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} (1 - \omega) \varepsilon_{kl} \quad (5.30)$$

Tak scharakteryzowane związki konstytutywne dla muru jako materiału wykazującego charakterystykę sprężysto-plastyczno-krucą mogą być podstawą do prowadzenia analiz numerycznych konstrukcji murowych. Wymagają one zaawansowanych programów opartych na MES, a obliczenia wykonywane są metodą iteracyjną. W związku z tym bezpośrednio stosowanie tego typu modelu materiałowego w obliczeniach inżynierskich nie jest praktycznie możliwe.

5.2.2.3. Modele materiałowe traktujące mur jako materiał sprężysto-plastyczny

Pierwsze podejście polega na poszukiwaniu kryterium zniszczenia przy założeniu, że mur wykazuje cechy materiału częściowo plastycznego. Zapis takiego typu kryterium w ogólnej

postaci (według S.W. Tsai [213], E.M. Wu [227] oraz Z. Jianga i R.C. Tenmysona [81]) można opisać (stosując notację przyjętą przez W.F. Chena [26]) następującym równaniem:

$$f(\sigma_l) = F_i \sigma_i + F_{ij} \sigma_i \sigma_j + F_{ijk} \sigma_i \sigma_j \sigma_k + \dots - 1 = 0 \quad (5.31)$$

w którym: σ_l – składowe naprężeń ($l = 1, 2, \dots, 6$);

F_i, F_{ij} , oraz F_{ijk} – odpowiednio wykalibrowane współczynniki ($i, j, k = 1, 2, \dots, 6$).

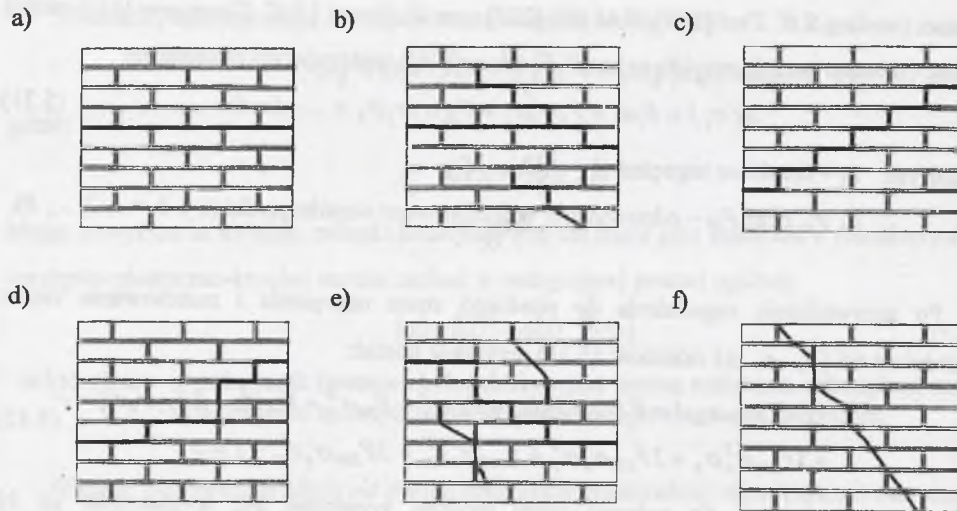
Po sprowadzeniu zagadnienia do płaskiego stanu naprężenia i zastosowaniu zapisu w układzie osi ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) zależność (5.31) przyjmuje postać:

$$f(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}) = F_1 \sigma_x + F_2 \sigma_y + F_{11} \sigma_x^2 + F_{22} \sigma_y^2 + F_{66} \tau_{xy}^2 + 2F_{12} \sigma_x \sigma_y + 3F_{112} \sigma_x^2 \sigma_y + 3F_{122} \sigma_x \sigma_y^2 + F_{166} \sigma_x \tau_{xy}^2 + 3F_{266} \sigma_y \tau_{xy}^2 - 1 = 0 \quad (5.32)$$

Jak można zauważyć, do pełnego opisu modelu, konieczne jest wyznaczenie aż 10 współczynników. Kalibracja większości z nich najczęściej wykonywana jest na podstawie wyników badań doświadczalnych. Szerzej zagadnienie to, w odniesieniu do murów w dwuosowym stanie naprężenia, przedstawiają C.A. Symakezis i P.G. Asteris w swej pracy [200]. Raz wykalibrowane współczynniki (dla danego, konkretnego rodzaju muru) nie są zazwyczaj przydatne w analizie muru wykonanego z innego typu elementów murowych, lub z zastosowaniem innej klasy zaprawy – a więc daje się zauważyć brak uniwersalizmu.

Drugie podejście opiera się na poszukiwaniu odpowiedniej zależności opisującej powierzchnię graniczną w zależności od typowej postaci zniszczenia, określonej na podstawie obserwacji w badaniach doświadczalnych. Ogólnie rzecz biorąc, w przypadku murów w złożonym stanie naprężenia możliwe jest wystąpienie jednego z podstawowych mechanizmów zniszczenia, pokazanych na rys.5.8.

W murach poddanych ścinaniu (lub jednoczesnemu ścinaniu ze ściskaniem) w kierunku równoległym do spoin wspornych możliwy do wystąpienia jest każdy z mechanizmów pokazanych na rys.5.8. Wszystko zależy od wzajemnego stosunku parametrów wytrzymałościowych elementów murowych i zaprawy oraz wartości naprężeń normalnych. Natomiast jak wykazują badania autora niniejszej pracy [94],[267],[269],[270],[268],[264] – szerzej omówione w rozdziale 3 – w sytuacji murów ścinanych (lub jednocześnie ścinanych i ściskanych) w kierunku prostopadłym do spoin wspornych mogą wystąpić jedynie postaci zniszczenia pokazane na rys.5.8c) do f). W przeprowadzanych badaniach nie obserwowano mechanizmu zniszczenia związanego jedynie z wystąpieniem poślizgu wyłącznie w spoinie wspornej.



Rys. 5.8. Podstawowe mechanizmy zniszczenia muru w złożonym stanie naprężenia:

- a) – poślizg w spoinie wspornej;
 b), c) i d) – poślizg w spoinach wspornych oraz czołowych;
 e) – zarysowanie przez elementy murowe i poślizg w spoinach;
 f) – ukośne zarysowanie przez elementy murowe

Fig. 5.8. Main failure mechanisms of masonry under complex state of stress:

- a) – slipping on bed joint;
 b), c) and d) – slipping on bed and head joints;
 e) – splitting on masonry units and slipping of mortar joints;
 f) – diagonal crack through masonry units

Dla murów, w których możliwe jest wystąpienie zniszczenia na skutek przekroczenia naprężeń granicznych w zaprawie spoiny, czyli wystąpienia poślizgu w zaprawie, poszukuje się modeli i kryteriów zniszczenia opartych na związkach jak dla materiałów "z kohezją". Najczęściej są to modyfikacje kryteriów typu *Hubera-Misesa-Hencky'ego*, *Coulomba-Mohra*, *Rankine'a*, *Druckera-Pragera*, czy też paraboliczne kryterium *Leona*.

Punktem wyjścia jest zazwyczaj ogólna postać trzyparametrowego kryterium zniszczenia, opisana w układzie współrzędnych *Haigha-Westergaarda* [25] (opartych na trzech niezmiennikach stanu naprężenia J_1, J_2, J_3):

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{pmatrix} = \frac{1}{\sqrt{3}} \begin{pmatrix} \xi \\ \xi \\ \xi \end{pmatrix} + \sqrt{\frac{2}{3}} \rho \begin{pmatrix} \cos \Theta \\ \cos \left(\Theta - \frac{2\pi}{3} \right) \\ \cos \left(\Theta + \frac{2\pi}{3} \right) \end{pmatrix} \quad (5.33)$$

$$\text{gdzie: } \xi = \frac{1}{\sqrt{3}} J_1; \quad \rho = \sqrt{2J_2};$$

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_{II};$$

$$J_2 = (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) = (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2;$$

$$= \frac{1}{2} J_1^2 - \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ji}$$

$$J_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{ki} - \frac{1}{2} J_1 \sigma_{ij} \sigma_{ji} + \frac{1}{6} J_1^3;$$

równaniem:

$$F(\xi, \rho, \Theta) = \left[\sqrt{1,5} \frac{\rho}{f_c} \right]^2 + a \left[\frac{\rho}{\sqrt{6} f_c} r(\Theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3} f_c} \right] - b = 0 \quad (5.34)$$

w którym:

$$r(\Theta, e) = \frac{4(1-e^2) \cos^2 \Theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2) \cos \Theta + (2e-1) \sqrt{4(1-e^2) \cos^2 \Theta + 5e^2 - 4e}}$$

e – wartość mimośrodu ($0,5 \geq e \geq 1$).

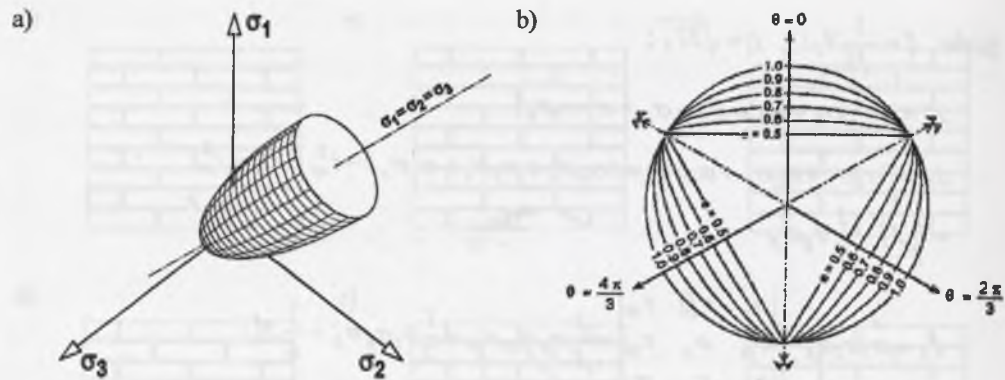
Wprowadzając stałe współczynniki A_f, B_f, C_f powyższą zależność (5.34) można ostatecznie zapisać w następującej postaci ogólnej:

$$F(\xi, \rho, \Theta) = [A_f \rho]^2 + a [B_f \rho r(\Theta, e) + C_f \xi] - b = 0 \quad (5.35)$$

gdzie: A_f, B_f, C_f – są parametrami sprowadzającymi postać ogólną (5.34) do odpowiedniej zależności szczególnej i do określenia parametrów materiałowych (na podstawie rezultatów badań doświadczalnych).

Na rys.5.9a pokazano w układzie osi naprężeń głównych graficzną postać równania (5.34) w postaci paraboloidy obrotowej (wokół osi hydrostatycznej $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) dla materiałów z ograniczoną plastycznością w obszarze naprężeń rozciągających – "domknięcie" powierzchni stożkowej nasadką paraboliczną.

W zależności od wartości mimośrodu e równanie (5.34) w płaszczyźnie dewiatorowej przybierać może pochodne gładkich funkcji eliptycznych $r(\Theta, e)$ o równaniu jak wyżej (sformułowanym przez *M. Klisińskiego* [88] na podstawie pięcioparametrowego modelu *K.J. Willama* i *E.P. Warnke'go* [222]) – rys.5.9b.



Rys. 5.9. Funkcje eliptyczne:

- a) w układzie osi naprężeń głównych;
b) w płaszczyźnie dewiatorowej, ($0,5 \geq e \geq 1$)

Fig. 5.9. Elliptic function in:

- a) normal stress plane;
b) deviatoric plane, ($0,5 \geq e \geq 1$)

W zależności od wartości parametrów A_f , B_f , C_f a oraz mimośrodu e , zależność (5.34) można sprowadzić do opisu następujących, znanych kryteriów:

- a) H-M-H (Hubera-Misesa-Hencky'ego) [48]:

$$F(\rho) = \left[\rho - \sqrt{\frac{2}{3}} f_c \right] = 0 \quad (5.36)$$

- b) Mohra-Coulomba [48]:

$$F(\xi, \rho, \Theta) = \sqrt{2} \xi \sin \phi + \sqrt{3} \sin \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) + \rho \cos \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) \sin \phi - \sqrt{6} c_m \cos \phi = 0 \quad (5.37)$$

- c) Rankine'a [48]:

$$F(\xi, \rho, \Theta) = \sqrt{2} \rho \cos \Theta + \xi - \sqrt{3} f_t = 0 \quad (5.38)$$

- d) Druckera-Pragera [48],[45]:

$$F(\xi, \rho) = \rho + \sqrt{6} c_1 \xi - \sqrt{2} c_2 = 0 \quad (5.39)$$

- e) Paraboloidea Leona [48],[124] rozwijana dalej przez M. Romano [190]:

$$F(\xi, \rho, \Theta) = \left[\sqrt{2} \frac{\rho}{f_c} \sin \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) \right]^2 + b_1 \left[\sqrt{\frac{2}{3}} \frac{\rho}{f_c} \cos \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) + \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\xi}{f_c} \right] - b_2 = 0 \quad (5.40)$$

gdzie: c_m – jest kohezją;

ϕ – kątem tarcia wewnętrznego.

f_c – wytrzymałością na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia;

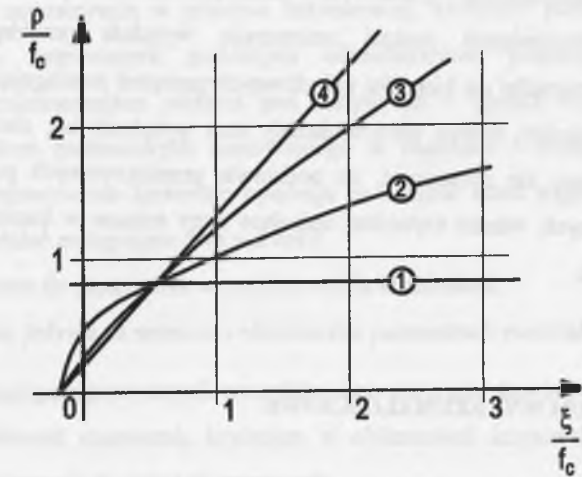
f_t – wytrzymałością na rozciąganie w jednoosiowym stanie naprężenia;

c_1, c_2 – stałe materiałowe;

$$b_1 = \frac{3[(f_c)^2 - (f_t)^2]}{2[f_c f_t + (f_c)^2]};$$

$$b_2 = \frac{f_c f_t + (f_t)^2}{f_c f_t + (f_c)^2}.$$

Na rys.5.10 pokazano w płaszczyźnie południkowej przebiegi zależności (5.36), (5.37), (5.39) oraz (5.40) w funkcji naprężeń ściskających f_c oraz rozciągających f_t .

Rys. 5.10. Przebiegi krzywych granicznych w funkcji wytrzymałości f_c oraz f_t :

- 1) Hubera-Misesa-Hencky'ego;
- 2) Parabola Leona;
- 3) Mohra-Coulomba;
- 4) Druckera-Pragera

Fig. 5.10. Failure criterion in terms of strengths f_c and f_t :

- 1) Hubera-Misesa-Hencky;
- 2) Parabolic Leon;
- 3) Mohr-Coulomb;
- 4) Drucker-Prager

Większość dotychczas proponowanych kryteriów granicznych opisujących mury w złożonym stanie naprężenia opiera się na różnego typu modyfikacjach, przedstawionych powyżej, podstawowych zależności. Dotyczy to zarówno analizy zachowania się w stanie granicznym samej zaprawy w spoinach (np. prace [48],[162]), jak i muru jako materiału zhomogenizowanego – prace *P.B. Lourenço* [133],[136],[129],[128],[130], *S. Majewskiego* [144], [141],[146],[147],[149], *J. Sieczkowskiego* i *Z. Szolomickiego* [193],[195],[193],[204], [204], *A. Urbańskiego*, *Z. Szarlińskiego* i *Z. Kordeckiego* [215],[171], czy też *Y. Zhuęgo*, *D. Thambiratnama* i *J. Corderoya* [233]. W większości kryteria te – jako wieloparametrowe – wymagają określenia większej liczby parametrów materiałowych. Należy natomiast pamiętać, że w praktyce do dyspozycji jest jedynie niewielka liczba, określanych normowo w [257], parametrów wytrzymałościowych muru.

Powyższe kryteria zniszczenia dość dobrze odzwierciedlają sytuację, gdy zniszczenie spowodowane jest w znacznej mierze poprzez poślizg w zaprawie spoin. W przypadku murów poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża obserwowane w badaniach doświadczalnych postaci zniszczenia wyraźnie przebiegały ukośnie – w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku osi głównych naprężeń rozciągających σ_1 . Stąd, jak dotąd kryteria te niezbyt dobrze odzwierciedlały stan wyężenia tak obciążonych murów. Dlatego zdecydowano się opracować, na podstawie przedstawionych powyżej zależności i krzywych granicznych, własne kryterium opisujące mury ścinane w kierunku prostopadłym do spoin wspornych.

5.3. KRYTERIUM WYTRZYMAŁOŚCIOWE

5.3.1. Opis zależności $\tau_{v,i}$ (σ_c) dla murów ścinanych w kierunku prostopadłym do spoin wspornych

Jak dotąd nie zostało jeszcze opracowane analityczne kryterium pozwalające na analizę ścian murowanych poddanych ścinaniu w kierunku prostopadłym do spoin wspornych. Pewne próby w tym kierunku są podejmowane. Między innymi *R. Orłowicz* [163] podjął próbę zaadaptowania kryterium *G.A. Gienijewa* [58],[59] do opisu muru w złożonym stanie naprężenia. Niestety, tak jak omawiane w punkcie 5.1.2, opiera się ono na dużej liczbie parametrów (w tym wielu współczynników anizotropii), z których większość nie tylko nie jest

opisana normowo, praktycznie nie są one też w ogóle wyznaczane w badaniach. Stąd próby poszukiwania kryterium w miarę prostego, możliwie opartego na parametrach muru, które są zazwyczaj podawane w normach projektowania tego typu konstrukcji, szczególnie jeżeli ma ono być szerzej stosowane w praktyce projektowej.

W praktyce projektowej do dyspozycji są jedynie następujące parametry (określane normowo w [257]):

- wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych (f);
- wytrzymałość początkowa na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych (f_{vko});
- wytrzymałość początkowa na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych (f_{vkk});
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (f_{sk1} oraz f_{sk2});
- moduł sprężystości (E).

Zgodnie z głównym celem niniejszej pracy, którym jest określenie, w miarę prostych i możliwych do zastosowania w praktyce inżynierskiej, kryteriów pozwalających na ocenę wyężenia ścian murowanych poddanych odkształceniom postaciowym wywołanym pionowymi przemieszczeniami podłoża pod budynkiem – oprócz kryterium opartego na analizie odkształceń postaciowych (omówionego w rozdziale 4 niniejszej pracy) podjęto również próbę opracowania kryterium opartego na analizie stanu naprężenia. Założono, że powinno ono spełniać następujące dwa warunki:

- 1) być możliwe do stosowania w projektowaniu konstrukcji,
- 2) opierać się jedynie na normowo określanych parametrach materiałowych.

Niespełnienie drugiego z powyższych warunków automatycznie stawia pod znakiem zapytania ewentualną możliwość stosowania kryterium w obliczeniach inżynierskich, wykonywanych w procesie projektowania konstrukcji murowych.

Analizując wyniki przeprowadzonych badań doświadczalnych (szczegółowo przedstawionych w rozdziale 3 niniejszej pracy), a w szczególności zależności naprężenie ścinające (τ) – kąt odkształcenia postaciowego (θ), wyraźnie wykazujące krzywoliniowe przebiegi, zdecydowano się poszukiwać postaci krzywej granicznej na podstawie kryteriów dotyczących materiałów wykazujących uplastycznienie.

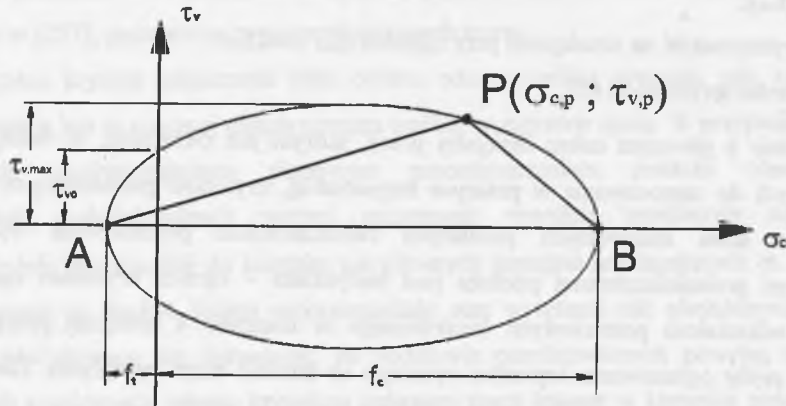
Jako punkt wyjścia przyjęto, podobnie jak w przypadku kryterium plastyczności typu *Hilla* [154], ogólną postać powierzchni eliptycznej o równaniu:

$$C_1\sigma_x^2 + C_2\sigma_x\sigma_y + C_3\sigma_y^2 + C_4\tau_{xy}^2 - 1 = 0 \quad (5.41)$$

w którym: C_1, C_2, C_3 i C_4 – stałe parametry materiałowe.

Z uwagi na fakt, że w ścianach murowanych wyraźnie uprzywilejowane są jedynie dwa kierunki (można pominąć wpływ kierunku związanego z grubością muru), analizę można sprowadzić do zagadnienia płaskiego.

Opierając się na klasycznej teorii dwuosowego stanu naprężenia, zaproponowano [93] modyfikację (zakładającą $f_c \neq f_t$ oraz ortotropię muru) klasycznej elipsy (symetrycznej względem obydwu osi układu tzn. gdy $f_c = f_t$) naprężeń dla murów ścinanych i ściskanych w kierunku pionowym w postaci ogólnej – jak graficznie pokazano to na rys.5.11.



Rys.5.11. Graficzna postać proponowanej krzywej granicznej

Fig.5.11. Graphic shape of proposed failure envelope

Założono, odmiennie niż w przypadku klasycznej elipsy, że suma kwadratów odległości pomiędzy punktami A, P oraz B jest stała i równa kwadratowi dłuższej osi R, a więc zachodzi relacja:

$$(AP)^2 + (BP)^2 = R^2 \quad (5.42)$$

gdzie: $R = (f_c + f_t)$;

f_c, f_t – wytrzymałość muru, odpowiednio na osiowe ściskanie oraz rozciąganie w kierunku prostopadłym do płaszczyzny spoin wspornych.

Przekształcając zależność (5.42), która opisuje klasyczną konstrukcję Mohra dla pośredniego (między osiowym rozciąganiem, a osiowym ściskaniem) stanu naprężenia, do ogólnej postaci typu (5.41) otrzymuje się, w układzie osi (τ_{xy}, σ_y) równanie powierzchni granicznej:

$$\sigma_y^2 + (f_t - f_c)\sigma_y + \tau_{xy}^2 - f_t f_c = 0 \quad (5.43)$$

przecinającej oś odciętych w punkcie o wartości τ_{vo} (por. rys.5.11). Wartość tę należy utożsamiać z tzw. początkową wytrzymałością muru na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych, tzn. określoną dla przypadku "czystego" ścinania (naprężenia ściskające $\sigma_c = 0$). W powyższej zależności (5.43) wartość wytrzymałości na ściskanie f_c jest znana i określana normowo ($f_c = f$ – zgodnie z notacją przyjętą w [257]). Nieznana pozostaje wartość wytrzymałości muru na rozciąganie osiowe w kierunku prostopadłym do spoin wspornych f_t . Norma [257] podaje jedynie wartości tzw. wytrzymałości muru na rozciąganie przy zginaniu (f_{xt1} oraz f_{xt2}), których nie można w tym wypadku utożsamiać z f_t . Szerszą analizę tego zagadnienia podano w monografii [125]. Niemniej, wiedząc, że dla $\sigma_c = 0$ wartość $\tau_{xy} = \tau_{vo}$, a więc znanej, początkowej wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym (wg zapisu w [257] zachodzi $\tau_{vo} = f_{vkt}$), z przekształcenia (5.43) otrzymuje się wzór wiążący wytrzymałość na rozciąganie f_t ze znanymi wielkościami τ_{vo} oraz f_c , w postaci:

$$f_t = -\frac{\tau_{vo}^2}{f_c} \quad (5.44)$$

Uwzględniając (5.44) można przekształcić równanie (5.43) do postaci opisującej naprężenia w punkcie $P(\sigma_{c,p}; \tau_{v,p})$:

$$\tau_{v,p} = \pm \sqrt{\sigma_{c,p}(f_c - f_t) - \sigma_{c,p}^2 + \tau_{vo}^2} \quad (5.45)$$

gdzie: $\sigma_{c,p}$ – wartość naprężeń normalnych w analizowanym przekroju w kierunku prostopadłym do spoin wspornych;

τ_{vo} – naprężenia styczne w kierunku pionowym dla $\sigma_c = 0$ (odpowiadają tzw. początkowej wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym).

Wprowadzono jeszcze dalszą modyfikację ze względu na ortotropię muru. Aby uwzględnić fakt występowania różnych wartości parametrów wytrzymałościowych dla obydwu kierunków ortogonalnych, wprowadzono tzw. współczynnik ortotropii μ , zdefiniowany jako:

$$\mu = \frac{f_{hor}}{f_{ver}} \quad (5.46)$$

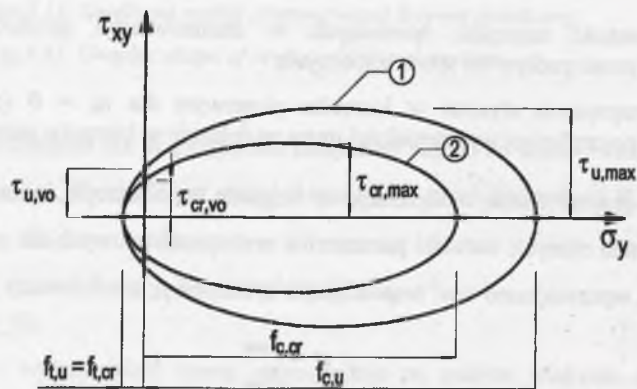
w którym: f_{hor} – wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku równoległym do spoin wspornych (poziomym);

f_{ver} – wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych (pionowym).

Wstawiając zależność (5.46) do równania (5.45) otrzymano w efekcie wyrażenie w końcowej postaci:

$$\tau_{v,p} = \pm \sqrt{\sigma_{c,p} \mu (f_c - f_t) - \sigma_{c,p}^2 + \tau_{vo}^2} \quad (5.47)$$

Przyjęcie w powyższym wzorze $\tau_{vo} = \tau_{cr, obs}$ oraz wartości f_c kryje pewną nieścisłość. Chodzi mianowicie o to, że zakłada się jako osiągnięcie stanu granicznego sytuację, w której w murze pojawiają się pierwsze zarysowania o szerokości rozwarcia rzędu $0,1 \div 0,3$ mm. Wartość $\tau_{cr, obs}$ odpowiada temu założeniu, natomiast osiągnięcie granicznych wartości wytrzymałości na ściskanie (w sytuacji osiowego ściskania, tzn. dla $\tau_{xy} = 0$) odpowiada stanowi fizycznego zniszczenia muru, a nie poziomowi naprężeń, dla których powstają pierwsze zarysowania. Pierwsze zarysowania w ścianach murowanych osiowo ściskanych pojawiają się dla poziomów naprężeń ściskających znacznie mniejszych (nawet do 50%) niż f_c – informacje na ten temat można znaleźć w różnych opracowaniach monograficznych i podręcznikach [234],[170], [67],[67],[179]. Zjawisko to dobrze tłumaczy teoretyczny model niszczenia muru ściskanego, podany przez *H.K. Hilsdorfa* [70]. Poziom naprężeń rysujących jest inny dla różnych rodzajów murów, a zależy głównie od stosunku wzajemnej odkształcalności elementów murowych i zaprawy oraz wytrzymałości na rozciąganie elementów murowych. W świetle powyższego poprawniej byłoby kryterium (5.47) przedstawić w postaci jak na rys.5.12.



Rys. 5.12. Graficzna postać kryterium (5.47):

- 1) dla stanu zniszczenia,
- 2) dla stanu pojawienia się pierwszych rys

Fig. 5.12. Graphic form of criterion (5.47):

- 1) for state of failure,
- 2) for state of first cracks appearance

Elipsy przedstawione na rys.5.12 odpowiadają następującym krzywym granicznym:

- dla stanu zniszczenia (elipsa "1"):

$$\tau_{v,u} = \pm \sqrt{\sigma_c \mu (f_{c,u} - f_{t,u}) - \sigma_c^2 + \tau_{u,vo}^2} \quad (5.48)$$

gdzie: $f_{c,u} = f_c$;

- dla stanu powstania pierwszych zarysowań (elipsa "2"):

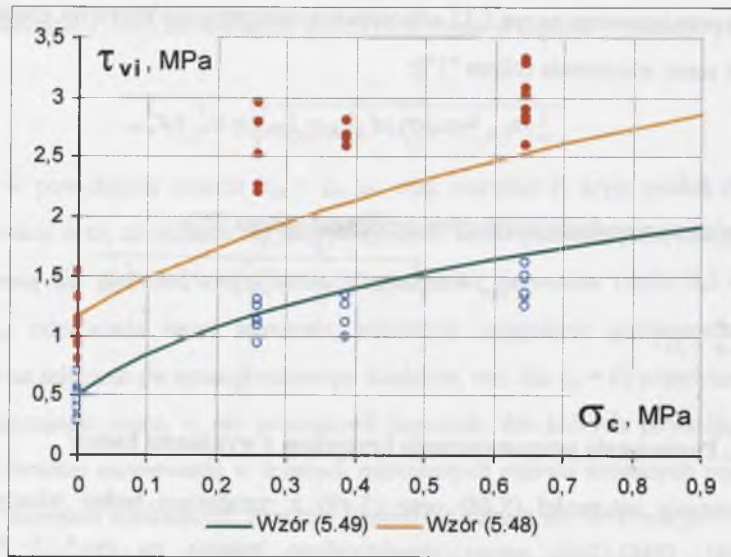
$$\tau_{v,cr} = \pm \sqrt{\sigma_c \mu (f_{c,cr} - f_{t,cr}) - \sigma_c^2 + \tau_{cr,vo}^2} \quad (5.49)$$

gdzie: $f_{c,cr} < f_c$.

5.3.2. Porównanie proponowanego kryterium z wynikami badań

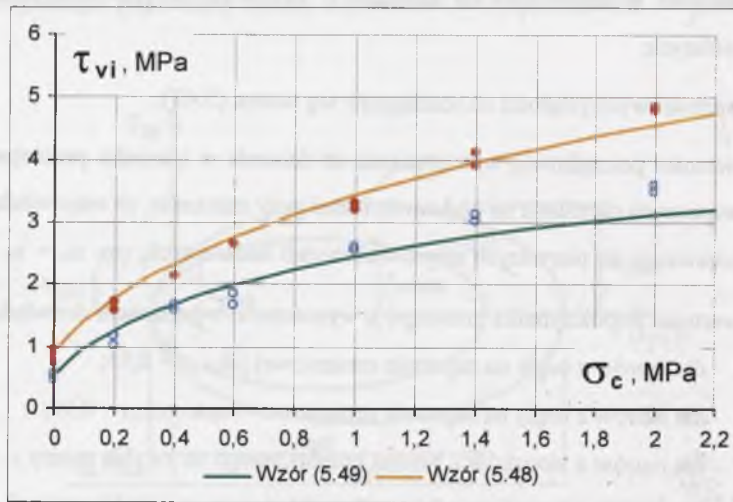
Porównanie zależności (5.48) oraz (5.49) z rezultatami badań własnych [94],[267], [269],[265], [268],[264] autora przedstawiono kolejno na rys.5.13 - 5.17. Wartości doświadczalne oznaczone na powyższych rysunkach w postaci punktów czerwonych odpowiadają pojawieniu się pierwszych na badanych modelach pierwszych zarysowań τ_{cr} , natomiast punkty niebieskie reprezentują wartości maksymalne τ_u . Do obliczeń przyjęto następujące wielkości:

1. wartości wytrzymałości na ściskanie f_c określone na podstawie badań elementów próbnych;
2. wartości wytrzymałości na rozciąganie wg wzoru (5.43);
3. wartości początkowej wytrzymałości na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych określone na podstawie badań przy założeniu, że odpowiadają one sytuacji pojawienia się pierwszych zarysowań modeli badawczych, tzn. $\tau_{vo} = \tau_{cr, obs}$;
4. wartości współczynnika ortotropii μ wyznaczone w badaniach doświadczalnych:
 - dla murów z cegły na zaprawie cementowej jako $\mu = 0,95$;
 - dla murów z cegły na zaprawie cementowo-wapiennej $\mu = 0,98$;
 - dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny $\mu = 0,64$;
 - dla murów z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" $\mu = 0,71$;
 - dla murów z pustaków MAX na zaprawie cementowo-wapiennej $\mu = 0,78$.



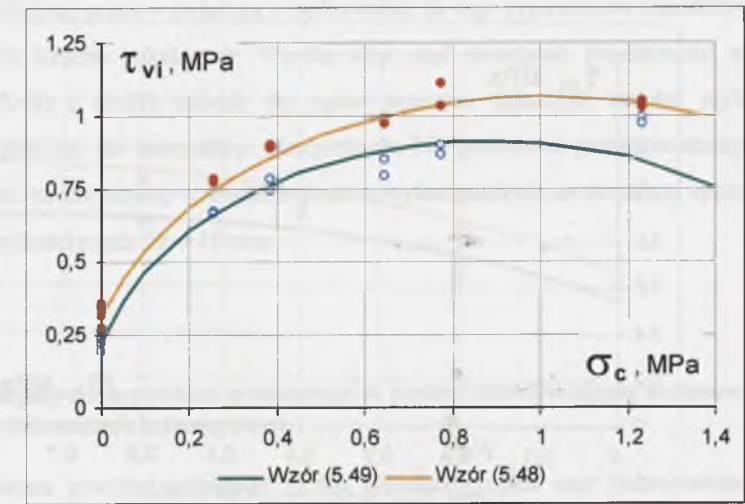
Rys.5.13. Porównanie zależności (5.48) i (5.49) z wartościami doświadczalnymi dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowej 1:3 – wg [269],[265]. Punkty czerwone odpowiadają τ_{cr} , natomiast punkty niebieskie reprezentują wartości maksymalne τ_u

Fig.5.13. Comparison of relationship (5.48) and (5.49) with test values for clay brick masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [269],[265]. Red points are representing τ_{cr} values, whereas blue points are representing maximal values τ_u



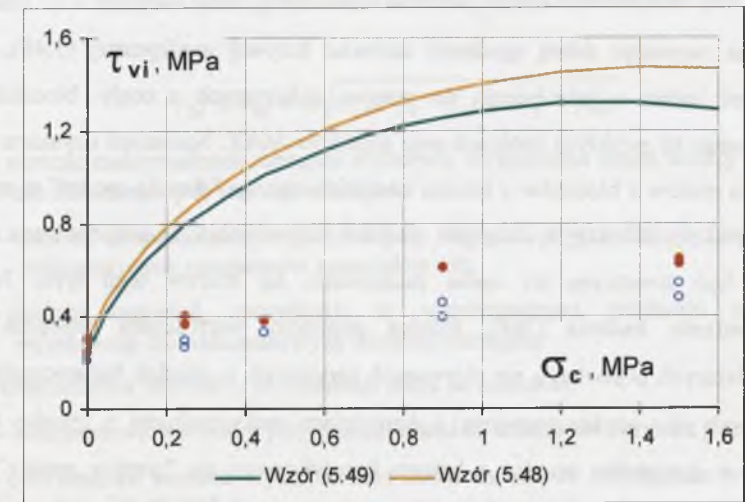
Rys.5.14. Porównanie zależności (5.48) i (5.49) z wartościami doświadczalnymi dla murów z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]. Punkty czerwone odpowiadają τ_{cr} , natomiast punkty niebieskie reprezentują wartości maksymalne τ_u

Fig.5.14. Comparison of relationship (5.48) and (5.49) with test values for clay brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]. Red points are representing τ_{cr} values, whereas blue points are representing maximal values τ_u



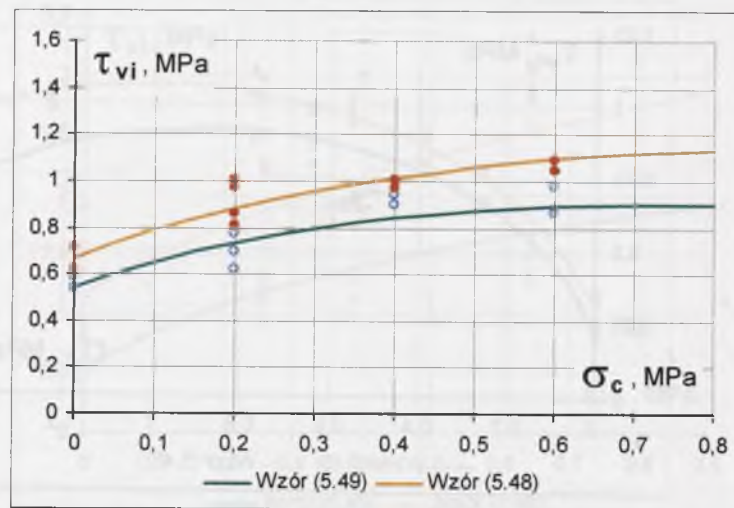
Rys.5.15. Porównanie zależności (5.48) i (5.49) z wartościami doświadczalnymi dla murów z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie cementowej 1:3 – wg [267],[269]. Punkty czerwone odpowiadają τ_{cr} , natomiast niebieskie reprezentują wartości maksymalne τ_u

Fig.5.15. Comparison of relationship (5.48) and (5.49) with test values for AAC block masonry with cement mortar joints 1:3 – according to [267],[269]. Red points are representing τ_{cr} values, whereas blue points are representing maximal values τ_u



Rys.5.16. Porównanie zależności (5.48) i (5.49) z wartościami doświadczalnymi dla murów z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – wg [268]. Punkty czerwone odpowiadają τ_{cr} , natomiast punkty niebieskie reprezentują wartości maksymalne τ_u

Fig.5.16. Comparison of relationship (5.48) and (5.49) with test values for AAC block masonry with thin layer joints – according to [268]. Red points are representing τ_{cr} values, whereas blue points are representing maximal values τ_u



Rys.5.17. Porównanie zależności (5.48) i (5.49) z wartościami doświadczalnymi dla murów z pustaków ceramicznych typu MAX na zaprawie cementowo-wapiennej 1:1:6 – wg [264]. Punkty czerwone odpowiadają τ_{cr} , natomiast punkty niebieskie reprezentują wartości maksymalne τ_u .

Fig.5.17. Comparison of relationship (5.48) and (5.49) with test values for clay hollow brick masonry with cement-lime mortar joints 1:1:6 – according to [264]. Red points are representing τ_{cr} values, whereas blue points are representing maximal values τ_u .

Można zauważyć dobrą zgodność zarówno krzywej analitycznej (5.48), jak i (5.49) z wynikami badań w odniesieniu do murów wykonanych z cegły, bloczków z betonu komórkowego na zwykłych spoinach oraz pustaków MAX. Natomiast uzyskane w badaniach wyniki dla murów z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" w sposób istotny odbiegają od obydwu krzywych – por. rys.5.16. Stąd wniosek, że proponowana zależność nie powinna być stosowana do opisu zachowania się murów tego typu. Jak wykazały przeprowadzone badania [268], różnica pomiędzy wartościami naprężeń ścinających odpowiadających pojawieniu się pierwszych zarysowań τ_{cr} modeli badawczych (na rys.5.16 oznaczonych jako punkty czerwone) a wartościami maksymalnymi τ_u (punkty niebieskie na rys.5.16) w przypadku murów z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" jest bardzo niewielka, rzędu od ok.5% do 15%. Poza tym, w przypadku murów z bloczków z betonu komórkowego na "cienkie spoiny" wzrost naprężeń ściskających σ_c nie wiązał się, w przeciwieństwie do murów wykonywanych na zwykłe spoiny, z wyraźnym przyrostem naprężeń rysujących τ_{cr} oraz niszczących τ_u . Również przebiegi zależności naprężenie ścinające (τ) – kąt odkształcenia postaciowego (θ) – dokładnie przedstawione i omówione w

rozdziale 3 niniejszej pracy – świadczą o zachowaniu się tego typu murów charakterystycznym dla materiałów krucho pękających. Wynika więc stąd zawężenie poprawności stosowania zależności (5.48) i (5.49) jedynie do opisu pionowo ścinanych murów wykazujących zachowanie zbliżone do materiałów plastycznych. Na podstawie przeprowadzonych badań można przyjąć, że dotyczy to w zasadzie murów wykonywanych ze zwykłymi spoinami, czyli spoinami o grubości rzędu 12 ÷ 15 mm.

5.3.3. Propozycja kryterium granicznego w postaci umożliwiającej zastosowanie w obliczeniach inżynierskich

Proponowana powyżej zależność (5.47) charakteryzująca mur jednocześnie ściskany i ścinany w kierunku prostopadłym do spoin wspornych może być wykorzystywana do oceny stanu granicznego nośności ścian usztywniających w sytuacjach prowadzenia obliczeń z wykorzystaniem programów komputerowych, opartych na MES, które pozwalają na określenie najbardziej wyczerpanych obszarów ściany. Przyjmując jako kryterium przekroczenia stanu granicznego pojawienie się pierwszych rys w murze – co odpowiada elipsie oznaczonej na rys.5.12 jako "2" – warunek stanu granicznego nośności można sformułować (por. rys.5.18) w postaci:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd} = \pm \sqrt{\sigma_c \mu (f_d - f_{id}) - \sigma_c^2 + f_{vvd}^2} \quad (5.50)$$

gdzie: τ_{Sd} – wartość maksymalnych naprężeń stycznych, wyznaczona drogą analizy statycznej dla obliczeniowych wartości obciążeń;

τ_{Rd} – wartość dopuszczalna maksymalnych naprężeń stycznych, wyznaczona dla obliczeniowych parametrów materiałowych;

σ_c – poziom naprężeń normalnych w rozpatrywanym przekroju poziomym, wyznaczony dla obliczeniowych wartości obciążeń;

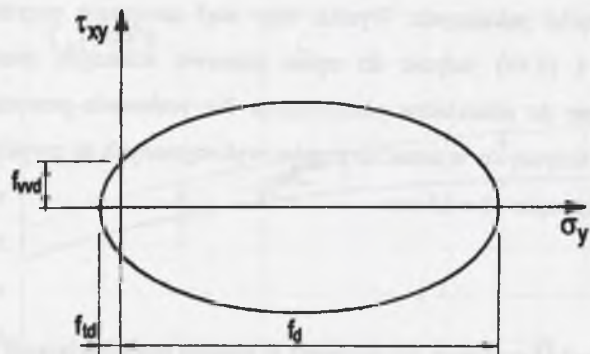
f_d – obliczeniowa wartość wytrzymałości muru na ściskanie;

f_{vvd} – obliczeniowa wartość wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku pionowym;

f_{id} – obliczeniowa wartość wytrzymałości muru na osiowe rozciąganie wyznaczana z zależności (5.44) jako:

$$f_{id} = -\frac{1}{\gamma_m} \frac{f_{vfk}^2}{f_k} \quad (5.51)$$

μ – współczynnik ortotropii wyznaczany na podstawie badań lub przyjmowany jako 0,4.



Rys.5.18. Graficzna postać kryterium (5.50)

Fig.5.18. Graphic form of criterion (5.50)

W przypadku braku wiarygodnych danych przyjęcie współczynnika ortotropii μ na poziomie 0,4 jest zgodne z postanowieniami przyjętymi w PN-B-03340:1999 [258] dla warunku nośności strefy ściskanej muranego przekroju zginanego. Zakłada się tam mianowicie, że wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku równoległym do spoin wspornych wynosi 0,4 wytrzymałości dla kierunku prostopadłego do tych spoin. Jak wykazują badania doświadczalne, między innymi prowadzone na Politechnice Śląskiej (por. wartości μ przyjęte do weryfikacji zależności (5.47) w punkcie 5.3.2), rzeczywiste wartości μ są zazwyczaj znacznie większe niż 0,4. Przyjęcie $\mu = 0,4$ jest więc tu oszacowanie po stronie bezpiecznej.

Sprawdzając stany graniczne, oprócz spełnienia warunku (5.50) musi być równocześnie spełniony warunek nieprzekroczenia stanu granicznego użyteczności (4.1) omówiony w rozdziale 4.

W rozdziale 6 przedstawiono przykład praktycznego zastosowania kryterium (5.50) na przykładzie analizy ściany usztywniającej pięciokondygnacyjnego budynku poddanego działaniu krzywizny terenu wywołanej działalnością górniczą.

6. ANALIZA PRZYKŁADOWEGO BUDYNKU 5-KONDYGNACYJNEGO Poddanego Wpływom EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ

6.1. WPROWADZENIE

Głównym celem przedstawionej w niniejszym rozdziale analizy jest prezentacja zastosowania proponowanych w rozdziałach 4 i 5 kryteriów do oceny stanu naprężenia mурowych ścian konstrukcyjnych poddanych ścinaniu w kierunku prostopadłym do spoin wspornych. Obliczeniom poddano pięciokondygnacyjny budynek mурowany o ścianowym układzie nośnym. Na przykładzie analizy stanu wyteżenia jednej ze ścian konstrukcyjnych przedyskutowano poprawność przyjętego w normie [257] kryterium oceny oparte na analizie odkształcalności muru (4.1) oraz proponowanego kryterium opartego na analizie stanu wyteżenia poprzez naprężenia styczne (5.49).

W ramach przedstawionego przykładu obliczeniowego, w odniesieniu do kryterium odkształceniowego (4.1) starano się odpowiedzieć na następujące trzy pytania:

1. Jak dalece można uprościć model obliczeniowy, by dla analizowanej ściany, bądź jej fragmentu, uzyskane wartości Θ_{sd} były miarodajne do oceny stanu granicznego użyteczności?
2. Na ile miarodajne do oceny stanu granicznego użyteczności ścian budynków poddanych oddziaływaniom górniczym są graniczne wartości Θ_{adm} podane w normie [257] lub Aprobatach Technicznych – jeśli zostały określone dla danego typu muru?
3. Czy podane w [257] wartości dopuszczalne Θ_{adm} mogą być także traktowane jako miarodajne do oceny budynków poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża wywołanym wpływami górniczymi?

W przypadku proponowanego kryterium naprężeniowego (5.32), przeznaczonego do analizy stanu granicznego nośności, starano się określić, jak plasuje się ono na tle analizy stanu odkształcenia muru, czyli spełnienia wymogów stanu granicznego użyteczności, w obliczeniach inżynierskich.

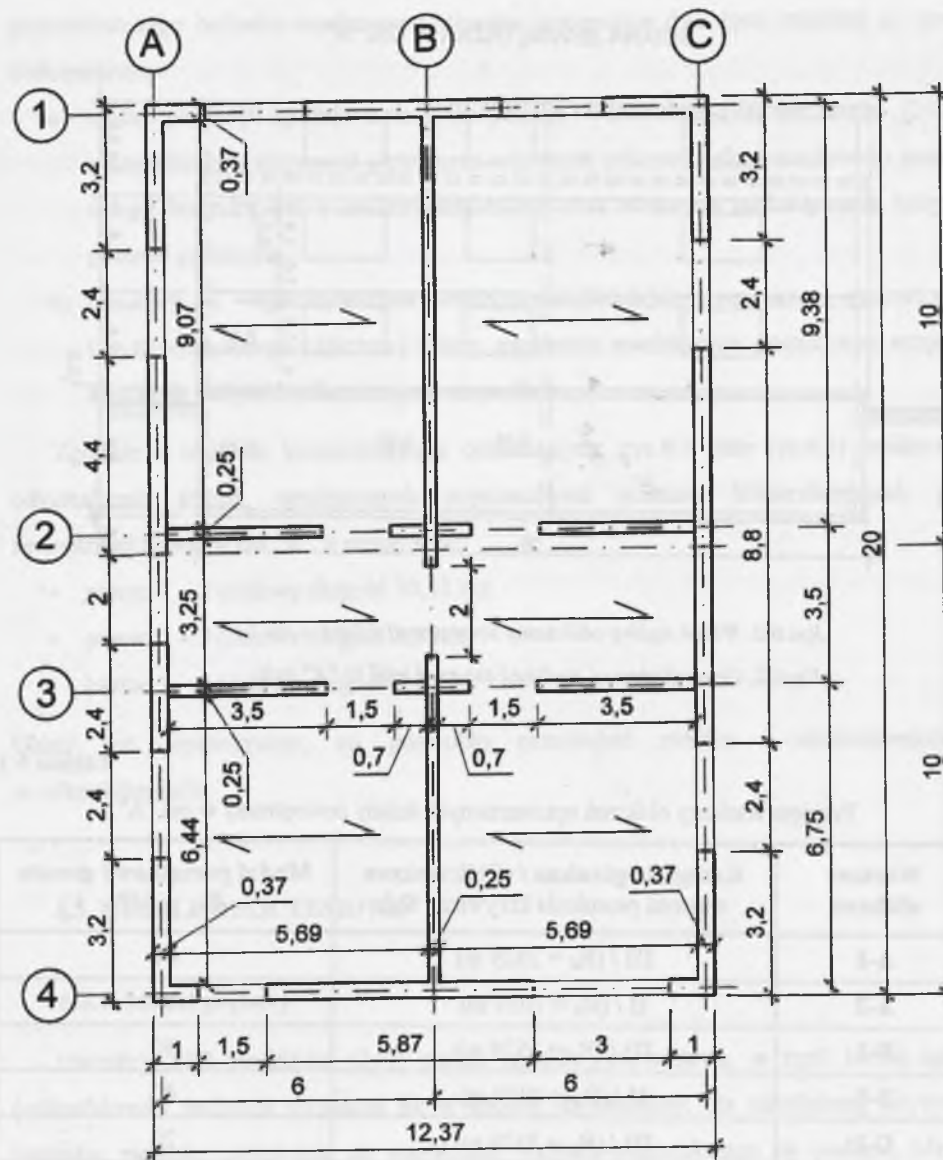
6.2. CHARAKTERYSTYKA ANALIZOWANEGO BUDYNKU

Analizie poddano budynek murowany o konstrukcji ścianej, którego schematyczny rzut parteru z naniesionymi wymiarami oraz oznaczeniami osi ścian pokazano na rys.6.1. Dokładnej analizie poddano zewnętrzną ścianę obiektu – ściana w osi "A" – widok ściany pokazano na rys.6.2.

Część podziemna budynku (kondygnacja piwniczna) wykonana jest z cegły pełnej na zaprawie klasy M5 – grubość ścian stała, wynosząca 0,25 m. Dla uproszczenia przyjęto, że ściany konstrukcyjne piwnic dla kierunku podłużnego nie mają otworów drzwiowych ani okiennych. Natomiast część nadziemna budynku, zarówno ściany zewnętrzne osłonowe, jak i wewnętrzne konstrukcyjne, została wykonana z bloczków z betonu komórkowego na cienie spoiny (mur o grubości 0,365 m – bez warstw tynków i wypraw powierzchniowych). Ściany osłonowe kondygnacji nadziemnych są osłabione trzema pionowymi rzędami otworów okiennych (por. rys.6.1 oraz rys.6.2). Założono – identycznie jak w przypadku analizy ściany poddanej wpływom nierównomiernych osiadań – że układ ścian poprzecznych wydziela ze ścian podłużnych trzy pionowe pasma obliczeniowe (pasma 1 – 2, 2 – 3 oraz 3 – 4 – według oznaczeń osi jak na rys.6.1), o różnej szerokości i niesymetrycznie położone względem poprzecznej osi obiektu. W każdym tak wydzielonym obszarze znajduje się jedno pasmo otworowe.

Przyjęto w obliczeniach trzy różne parametry gruntu, różniące się wartością początkowego modułu sprężystości E_0 – tablica 6.1. Obliczenia zawężono do terenów o deformacjach typu ciągłego, którym przyporządkowany jest podział na kategorie. Założono dwie kategorie górnicze: II oraz III. Przyjęcie właśnie tych kategorii podyktowane było względami praktyki projektowej. Projektowanie budynków na terenach zaliczanych do I kategorii górniczej nie sprawia zazwyczaj zbyt dużych problemów, zaś sytuowanie obiektów na terenach IV lub V kategorii nie ma, z ekonomicznego punktu widzenia, większego sensu z uwagi na duży koszt koniecznych zabezpieczeń i praktycznie niemożność zapewnienia braku wystąpienia w konstrukcji poważniejszych uszkodzeń.

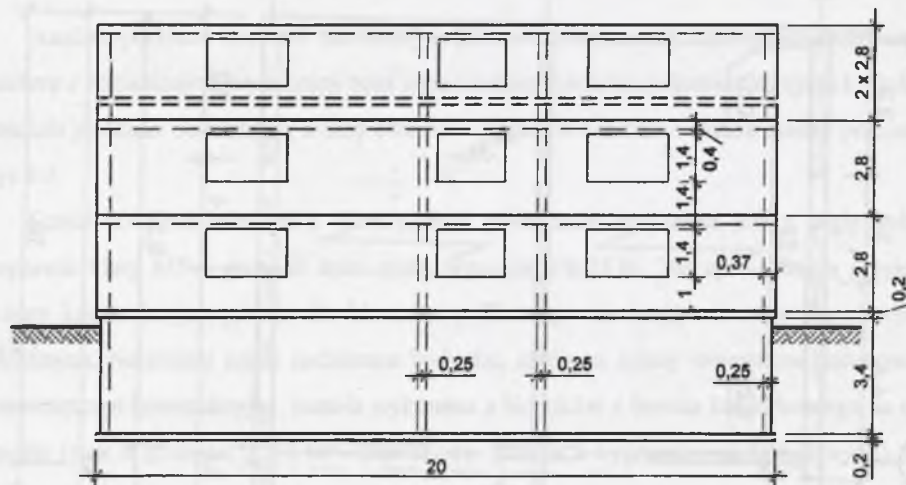
Spośród wszystkich parametrów deformacji terenu, tj. maksymalnego obniżenia w , poziomych odkształceń ε , nachylenia T oraz promienia wygięcia terenu R , dokładniej analizowano jedynie wpływ na konstrukcję obiektu ostatniego z wyżej wymienionych parametrów.



Rys.6.1. Rzut parteru obliczanego budynku

Fig.6.1. First floor projection of analysed building

ŚCIANA ZEWNĘTRZNA W OSI "A"



Rys.6.2. Widok ogólny obliczanej zewnętrznej ściany w osi "A"

Fig.6.2. General view of analysed external wall in "A" axis

Tablica 6.1

Przyjęte warianty obliczeń uproszczonych ściany zewnętrznej w osi "A"

Wariant obliczeń	Kategoria górnicza / (Obliczeniowa wartość promienia krzywizny R_d)	Moduł początkowy gruntu E_0 w MPa
A-1	III / ($R_d = 3529$ m)	80
A-2	II / ($R_d = 7059$ m)	80
B-1	III / ($R_d = 3529$ m)	40
B-2	II / ($R_d = 7059$ m)	40
C-1	III / ($R_d = 3529$ m)	20
C-2	II / ($R_d = 7059$ m)	20

Założono, że obliczany budynek podlega przemieszczeniom podłoża gruntowego, wywołanym wystąpieniem wypukłej krzywizny terenu, która – jak to podkreśla w swej pracy [115] J. Kwiatek – jest bardziej niekorzystna z punktu widzenia oceny zachowania się budynku. Wpływ tego typu deformacji na zachowania się podłużnej ściany konstrukcyjnej

przedmiotowego budynku analizowano stosując następujące dwa (por. rozdział 2) modele obliczeniowe:

- model prętowy zgodnie z metodą podaną w Instrukcji ITB Nr 286/86 [247] – uwzględniający sztywność giętą oraz sztywność odkształcenia postaciowego zarówno całego budynku, jak i analizowanej ściany oraz wzajemne oddziaływanie budynek-podłoże gruntowe;
- tarczowy z wykorzystaniem MES, uwzględniający parametry geometryczne i wytrzymałościowe obliczanej ściany, parametry mechaniczne gruntu oraz wzajemną interakcję budynek-odkształcające się podłoże.

Zgodnie z układem konstrukcyjnym obiektu (por. rys.6.1 oraz rys.6.2) analizowano odkształcenia trzech, wydzielonych poprzecznymi ścianami konstrukcyjnymi, pasm zewnętrznej ściany w osi "A", a mianowicie:

- pasmo 1 – 2 (osiowa długość 10,13 m);
- pasmo 2 – 3 (osiowa długość 3,5 m);
- pasmo 3 – 4 (osiowa długość 6,0 m).

Układ jest asymetryczny, co pozwoliło prześledzić różnice i nierównomierności w odkształceniach.

6.3. MODELE OBLICZENIOWE

6.3.1. Model prętowy

Instrukcja ITB Nr 286/86 [247] podaje metodę obliczeniową, w myśl której ugięcie (odkształcenie) budynku wyznacza się w sposób uproszczony, dla uśrednionej sztywności budynku, niemniej uwzględnia się współpracę budynek-odkształcające się podłoże. Metoda uwzględnia parametry podłoża gruntowego poprzez początkowy moduł sprężystości E_0 gruntu. W ramach obliczeń wyznacza się wielkości uogólnionych sił wewnętrznych, spowodowanych wpływem krzywizny terenu, z zastosowaniem zastępczego układu belkowego. Sposób obliczania, podany szczegółowo w instrukcji [247], opracowany został na podstawie pracy Z. Budzianowskiego [13]. Obliczenia prowadzi się dwuetapowo. W ramach pierwszego etapu wyznacza się uogólnione wielkości wewnętrzne w nieodkształcalnym budynku na podstawie wzorów podanych w załączniku 5 instrukcji [247]. Następnie, w drugim

etapie, określa się wartości sił wewnętrznych z uwzględnieniem wpływu odkształcalności konstrukcji. W efekcie prowadzi to do redukcji wartości sił wewnętrznych, z których do dalszych obliczeń wykorzystuje się wartość uogólnioną momentu zginającego. Dokładną procedurę obliczeniową można znaleźć w pkt 8.6 instrukcji [247]. Na podstawie wyznaczonego w ten sposób momentu zginającego daną, obliczaną ścianę konstrukcyjną budynku, wylicza się maksymalne ugięcie u_B takiej ściany. Następnie, dla schematu jak pokazany na rys.2.6 (krzywizna wypukła) lub rys.2.7 (krzywizna wklęsła), korzystając z prostych zależności geometrycznych, wyznacza się wielkości pionowych przemieszczeń w założonych punktach charakterystycznych. W analizowanym przykładzie punkty te przyjęto w osiach ścian poprzecznych. Oczywiście, nic nie stoi na przeszkodzie, by zastosować inny podział ściany na pasma obliczeniowe.

W wyniku obliczeń wyznaczono przemieszczenia pionowych krawędzi ścian poprzecznych i na ich podstawie określono kąty odkształcenia postaciowego Θ_{sd} jako:

$$\Theta_{sd} = \Theta_{sd,L} \quad (6.1)$$

gdzie $\Theta_{sd,L}$ jest odcinkowym kątem odkształcenia postaciowego (zdefiniowanym w p.4.2).

Wyniki obliczeń przedstawiono zbiorczo w tablicy 6.2.

Tablica 6.2

Wyniki obliczeń Θ_{sd} uproszczonym modelem prętowym (przyjęto II oraz III kategorię górnicy i zmienny moduł E_0 – wg zaleceń [247])

Maksymalna wartość Θ_{sd} ¹⁾ w analizowanym przekroju miliradiany					
II kategoria górnicy			III kategoria górnicy		
Pasmo 1 – 2	Pasmo 2 – 3	Pasmo 3 – 4	Pasmo 1 – 2	Pasmo 2 – 3	Pasmo 3 – 4
Grunt o module początkowym $E_0 = 80$ MPa					
0,26	0,10	0,35	0,49	0,20	0,70
Grunt o module początkowym $E_0 = 40$ MPa					
0,25	0,06	0,21	0,29	0,12	0,42
Grunt o module początkowym $E_0 = 20$ MPa					
0,24	0,04	0,12	0,16	0,07	0,23

¹⁾ – wartości pogrubione dotyczą sytuacji, gdy nie jest spełniony warunek (4.1), tzn. gdy zachodzi $\Theta_{sd} > \Theta_{adm}$.

Analizując uzyskane wartości można zauważyć, że w miarę zmniejszania wartości początkowego modułu E_0 z 80 MPa na 40 MPa oraz 20 MPa wartości kątów odkształcenia postaciowego Θ_{sd} ulegały redukcji. Z wyjątkiem pasma 1 – 2 redukcja ta jest wyraźna. Jest to sytuacja prawidłowa. Im grunt charakteryzuje się mniejszą wartością modułu E_0 – a więc jest bardziej odkształcalny – w porównaniu ze sztywną konstrukcją budynku, tym wzajemne różnice w pionowych przemieszczeniach ścian poprzecznych – i w efekcie wyznaczone na ich podstawie kąty Θ_{sd} – są mniejsze. Największe wartości Θ_{sd} wyznaczano każdorazowo, zakładając III kategorię górnicy, dla pasma 3 – 4. Natomiast przyjmując II kategorię górnicy, z wyjątkiem przypadku gruntu o module $E_0 = 80$ MPa, największe wartości Θ_{sd} otrzymano dla pasma 1 – 2.

6.3.2. Model tarczowy

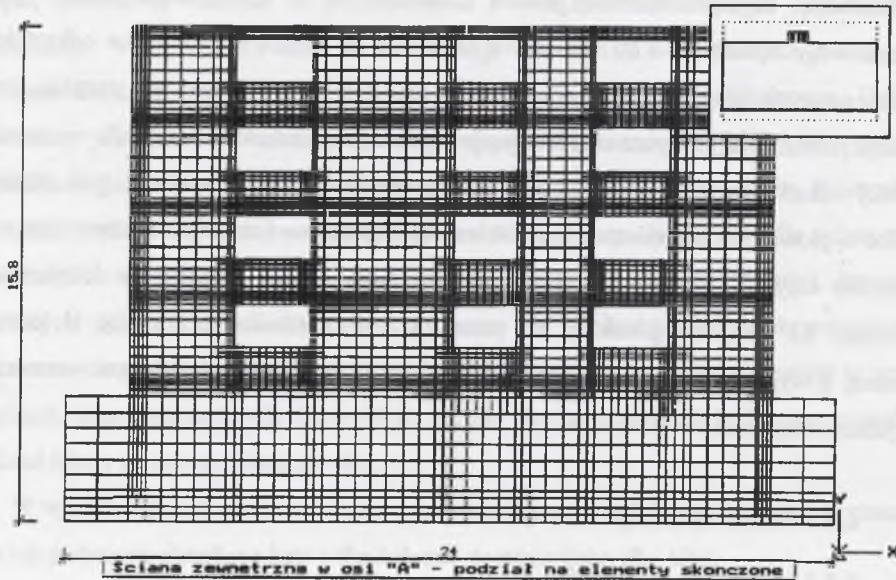
6.3.2.1. Analiza odkształceń

Jak już wcześniej wspomniano, pełne uwzględnienie w obliczeniach wszystkich czynników – w szczególności pełnej interakcji budynku z podłożem – możliwe jest jedynie przy prowadzeniu analizy z użyciem złożonych programów komputerowych opartych na Metodzie Elementów Skończonych – i to gdy możliwe jest założenie nieliniowych charakterystyk materiałowych. W powszechnej praktyce inżynierskiej tak złożonych obliczeń nie ma możliwości, a także i potrzeby wykonywania.

Korzystając z programu inżynierskiego¹ opartego na MES, wykonano obliczenia porównawcze ściany w osi "A" w analizowanym budynku, zakładając liniowo-sprężyste charakterystyki materiałowe oraz parametry gruntu i kategorii górnicy – por. tabl.6.1.

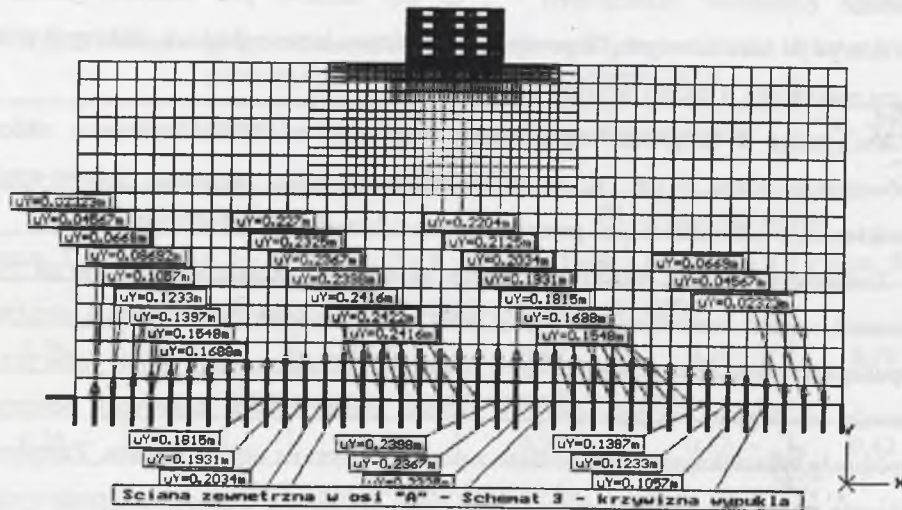
Zastosowany podział analizowanej ściany na elementy skończone pokazano na rys.6.3, natomiast sposób zamodelowania ściany wraz z odpowiednią bryłą gruntu i obciążeniem wypukłą krzywizną terenu odpowiadającą II kategorii górnicy – na rys.6.4. Takie przyjęcie pozwala w pewnym stopniu (jedynie zakresie charakterystyk liniowych) odwzorować współpracę odkształcającego się podłoża z posadowionym na nim budynkiem. Zastosowano, widoczne na rys.6.3, znaczne zagęszczenie siatki podziału w pasmach nadpróżowych nad otworami okiennymi.

¹ Program ABC-Tarcza 5.3 – autor dr inż. Krzysztof Grajek



Rys. 6.3. Przyjęty podział na elementy skończone

Fig. 6.3. Dividing into finite elements using in calculations



Rys. 6.4. Przyjęty sposób zamodelowania ściany razem z odpowiednią bryłą gruntu

Fig. 6.4. Using method of wall modelling with adequate part of ground

W obliczeniach założono trzy podstawowe schematy obciążeń:

- schemat 1 – obciążenie ciężarem własnym konstrukcji;
- schemat 2 – obciążenia (stałe i zmienne) przekazywane ze stropów;
- schemat 3 – obciążenie wypukłą krzywizną terenu – rys.6.3.

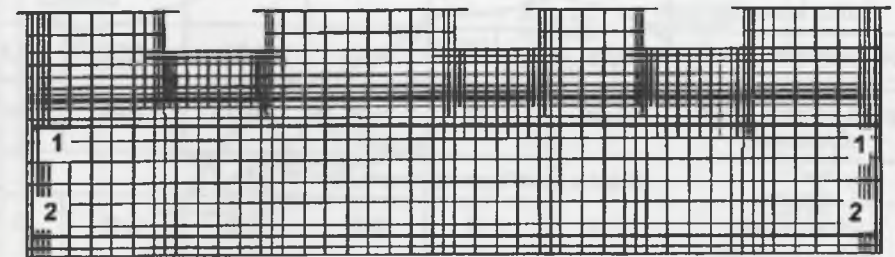
Analizowano odkształcenia w tych samych trzech, wydzielonych poprzecznymi ścianami konstrukcyjnymi, pasmach zewnętrznej ściany w osi "A".

Wyniki obliczeń odkształceń postaciowych ścian obiektu podano zbiorczo w tabelicy 6.3. Każdorazowo wyznaczano wartości kątów odkształcenia postaciowego Θ_{sd} na podstawie odkształconych dolnych i górnych krawędzi obszarów miarodajnych, czyli najbardziej odkształconych. W przypadku kondygnacji podziemnej jako miarodajne przyjęto odkształcenia górnej i dolnej krawędzi ściany (w przekrojach poziomych pokazanych na rys.6.5), natomiast dla części nadziemnej – odkształcenia dolnych krawędzi nadproży oraz górnych krawędzi pasm podokiennych (por. rys.6.6).

Wartości Θ_{sd} określano jako:

$$\Theta_{sd} = \max \begin{cases} \Theta_{sd,L} \\ \Theta_{sd,G} \end{cases} \quad (6.2)$$

gdzie $\Theta_{sd,L}$ i $\Theta_{sd,G}$ są odpowiednio: odcinkowym i globalnym kątem odkształcenia postaciowego (zdefiniowanymi i omówionymi szczegółowo w punkcie 4.2).



Rys. 6.5. Przekroje, w których określano pionowe przemieszczenia ściany piwnicznej

Fig. 6.5. Cross sections for vertical displacement determining for cellular wall

Ściana piwnic nie odkształcała się liniowo (por. rys.6.7), stąd różne wartości Θ_{sd} w obszarach 1 – 2; 2 – 3 oraz 3 – 4. Dodatkowo, pionowe przemieszczenia górnej i dolnej

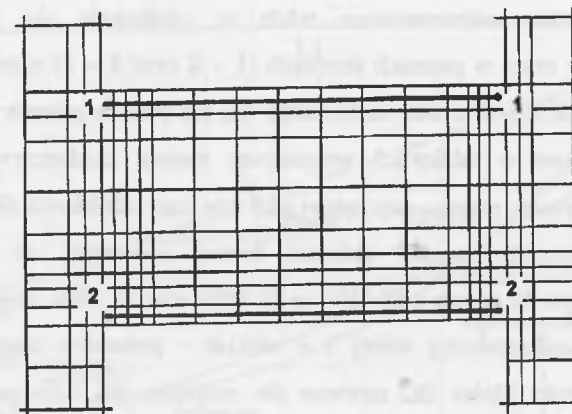
krawędzi te same ściany były różne, przy czym krawędź górna wykazywała większe przemieszczenia. W dolnej części ściany uwidocznił się wpływ sztywnej płyty fundamentowej.

Tablica 6.3

Wyniki obliczeń komputerowych Θ_{sd} dla przyjętej II oraz III kategorii górniczej i zmiennym module E_0

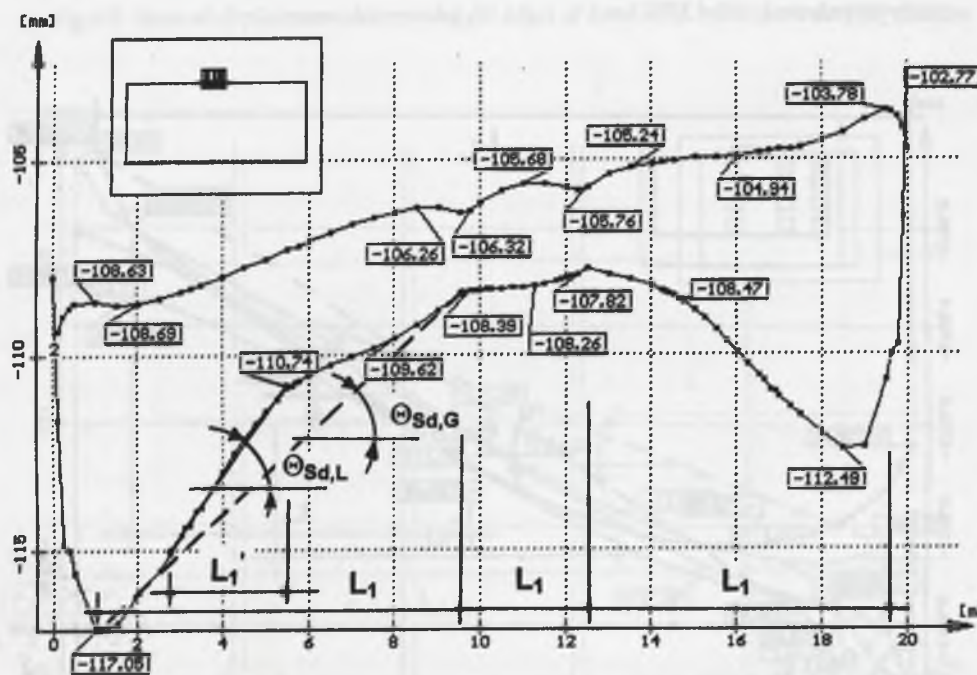
Przekrój poziomy, w którym wyznaczano pionowe deformacje danego pasma muru	Maksymalna wartość Θ_{sd} ¹⁾ w analizowanym przekroju miliradiany					
	II kategoria górnicza			III kategoria górnicza		
	Pasmo 1-2	Pasmo 2-3	Pasmo 3-4	Pasmo 1-2	Pasmo 2-3	Pasmo 3-4
Grunt o module początkowym $E_0 = 80$ MPa						
ściana piwnicy (górną krawędź)	0,76	0,06	0,61	0,87	0,03	0,46
ściana piwnicy (dolną krawędź)	0,20	0,29	0,17	0,15	0,23	0,70
dolna krawędź nadproża	1,13	0,20	1,00	1,12	0,10	0,92
górną krawędź pasma podokiennego	0,75	0,40	0,63	0,76	0,13	0,63
Grunt o module początkowym $E_0 = 40$ MPa						
ściana piwnicy (górną krawędź)	0,60	0,11	0,45	0,66	0,31	0,28
ściana piwnicy (dolną krawędź)	0,18	0,23	0,37	0,22	0,29	0,58
dolna krawędź nadproża	0,71	0,20	0,67	1,00	0,27	0,81
górną krawędź pasma podokiennego	0,50	0,40	0,38	0,71	0,22	0,49
Grunt o module początkowym $E_0 = 20$ MPa						
ściana piwnicy (górną krawędź)	0,38	0,11	0,43	0,56	0,41	0,18
ściana piwnicy (dolną krawędź)	0,17	0,23	0,60	0,53	0,38	0,27
dolna krawędź nadproża	0,33	0,30	0,29	0,59	0,26	0,38
górną krawędź pasma podokiennego	0,13	0,11	0,08	0,32	0,24	0,46

¹⁾ – wartości pogrubione dotyczą sytuacji, gdy nie jest spełniony warunek (4.1), tzn. gdy zachodzi $\Theta_{sd} > \Theta_{adm}$.



Rys. 6.6. Przekroje, w których określano pionowe przemieszczenia pasma międzyokiennego

Fig. 6.6. Cross sections for vertical displacement determining for masonry band between window openings

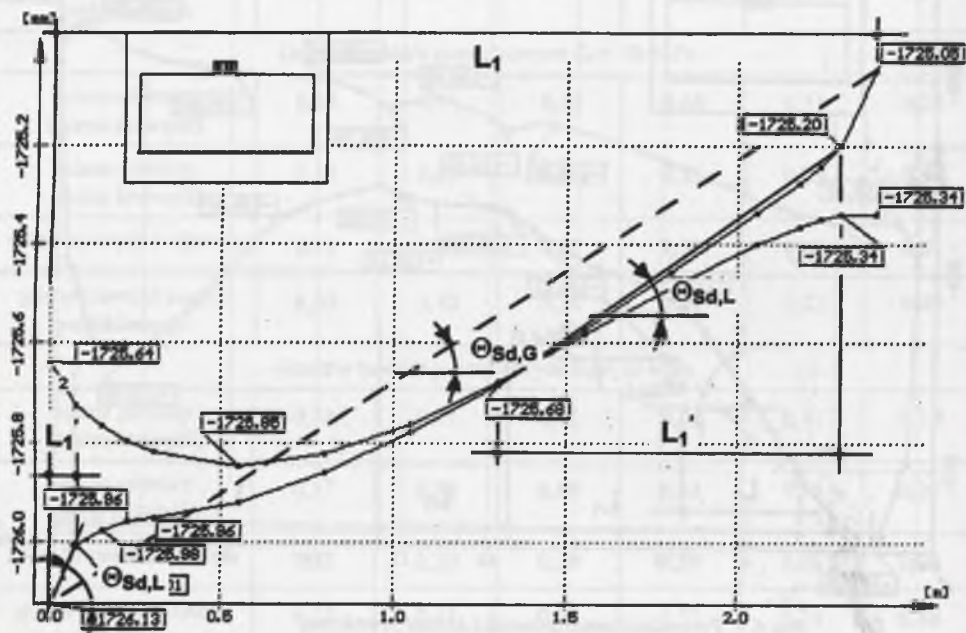


Rys. 6.7. Przemieszczenia krawędzi ściany piwnicznej

Fig. 6.7. Vertical displacement determining for edges of cellular wall

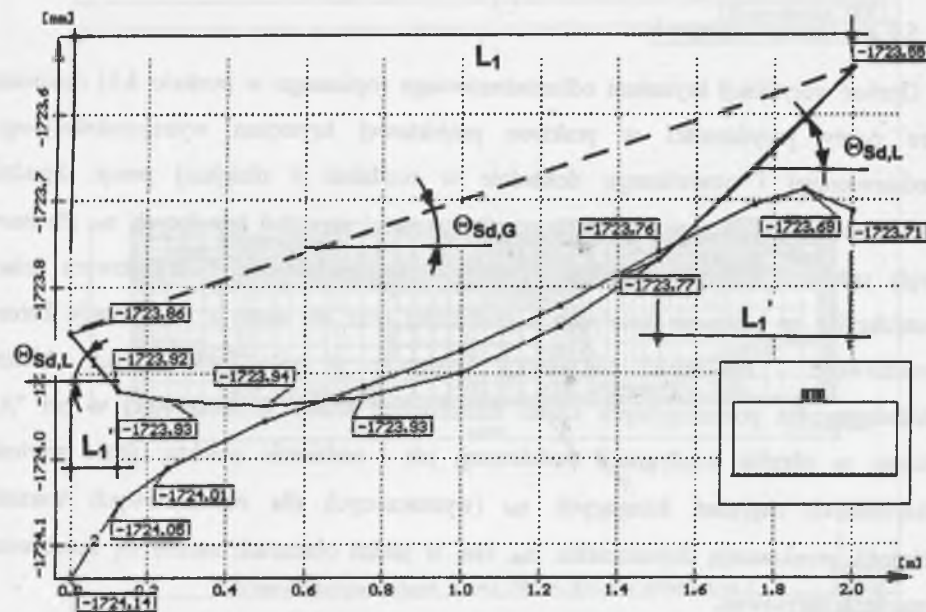
Podobne zjawisko zaobserwowano także w odniesieniu do odkształceń pasm nadprożowych, przy czym w pasmach skrajnych (1 – 2 oraz 3 – 4) różnice były niewielkie (por. rys.6.8 do rys.6.10). Wartości ekstremalne Θ_{Sd} dla poszczególnych pasm analizowanej ściany i zamieszczone w tabelicy 6.3 wyznaczone zostały każdorazowo dla najbardziej odkształconego fragmentu pasma – najczęściej jako tzw. kąty odcinkowe $\Theta_{Sd,L}$.

Analizując otrzymane wyniki obliczeń można zauważyć, że zmiana wartości początkowego modułu E_0 gruntu z 80 MPa na 40 MPa oraz 20 MPa, spowodowała wyraźne różnice w postaci odkształconej ściany i w efekcie – generalnie znaczne zredukowanie maksymalnych wartości kątów Θ_{Sd} zarówno dla nadproży, jak i dla pasm podokiennych. Jednocześnie, co charakterystyczne, w miarę zmniejszania modułu E_0 mały maksymalne wartości kąta odkształcenia postaciowego dla poszczególnych, analizowanych pasm ściany kondygnacji piwnicznej. Oczywiście, dla III kategorii górniczej wyznaczone wartości kątów odkształcenia postaciowego Θ_{Sd} są generalnie znacznie wyższe niż dla założonej II kategorii. Niemniej, mimo iż różnica w promieniu krzywizny jest dwukrotna – maksymalne wartości Θ_{Sd} wzrosły jedynie o ok. 10 ÷ 30%.



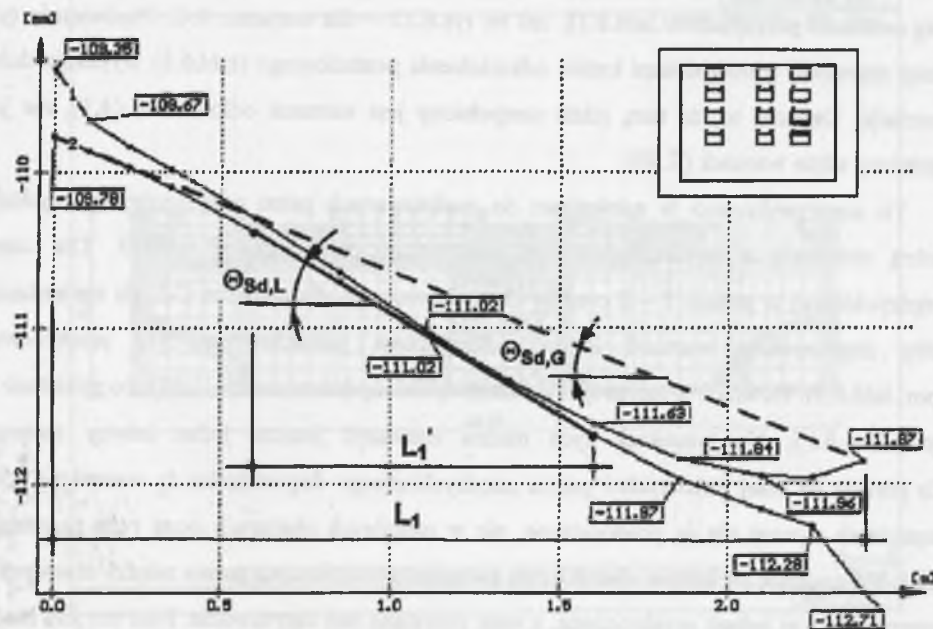
Rys. 6.8. Przeszczenia krawędzi pasma międzyokiennego 1 – 1

Fig. 6.8. Vertical displacement determining for edges of band 1 – 1 between window openings



Rys. 6.9. Przeszczenia krawędzi pasma międzyokiennego 2 – 2

Fig. 6.9. Vertical displacement determining for edges of band 2 – 2 between window openings



Rys. 6.10. Przeszczenia krawędzi pasma międzyokiennego 3 – 3

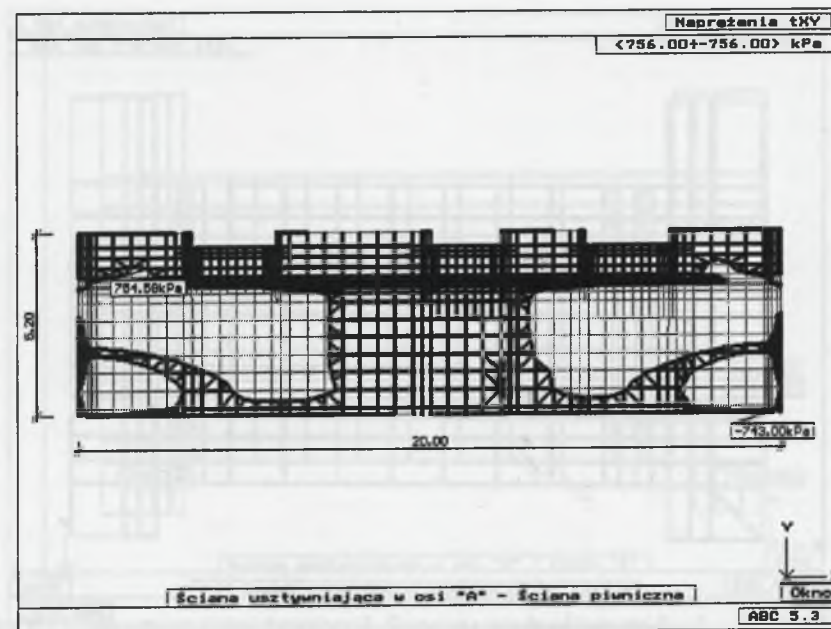
Fig. 6.10. Vertical displacement determining for edges of band 3 – 3 between window openings

6.3.2.2. Analiza naprężeń

Oprócz weryfikacji kryterium odkształceniowego (opisanego w punkcie 4.1) dokonano także oceny przydatności w praktyce projektowej kryterium wytrzymałościowego, przedstawionego i omówionego dokładnie w rozdziale 5 niniejszej pracy. Zgodnie z zależnością (5.49) wyznaczono dopuszczalne wartości naprężeń ścinających τ_{Rd} dla muru z cegły pełnej, z którego założono w analizowanym przykładzie obliczeniowym ściany konstrukcyjne na poziomie kondygnacji piwnicznej oraz dla muru z bloczków z betonu komórkowego – dla części nadziemnej. Następnie, w toku prowadzonych obliczeń prześledzono dla poszczególnych części analizowanej ściany konstrukcyjnej w osi "A", zarówno w obrębie kondygnacji podziemnej, jak i nadziemnej obiektu, gdzie wartości maksymalnych naprężeń ścinających τ_{sd} (wyznaczonych dla obliczeniowych wartości obciążeń), przekraczają dopuszczalne τ_{Rd} , tzn. w jakich obszarach można się spodziewać wystąpienia zarysowań.

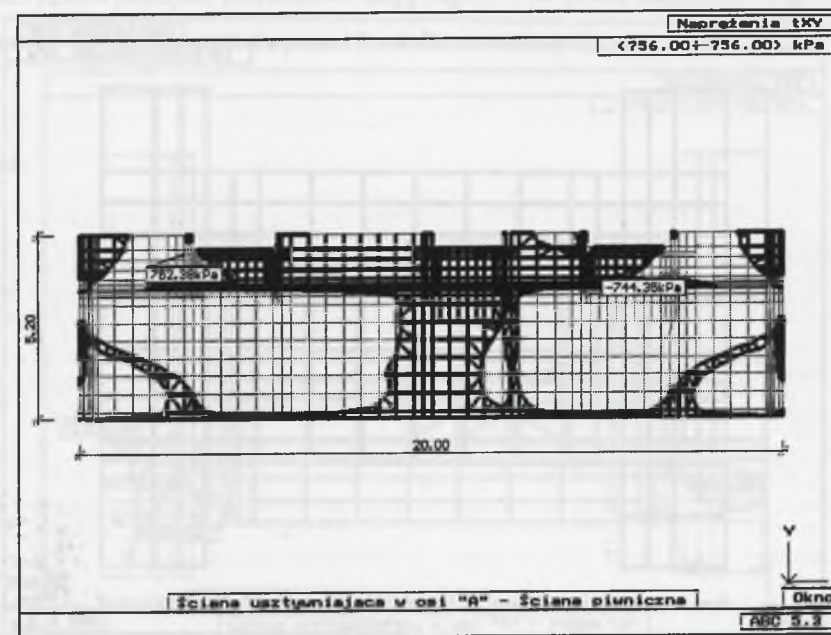
Na rys.6.11 przedstawiono przykładowo wyniki obliczeń w postaci obszarów, w których niespełniony jest warunek nieprzekroczenia dopuszczalnych naprężeń ścinających (5.50) – miejsca niezakreskowane – dla ściany kondygnacji piwnicznej dla wariantu obliczeń C-1 (wg oznaczeń przyjętych w tabl.6.1), zaś na rys.6.12 – dla wariantu A-2. Porównanie tych "map naprężeń" z wartościami kątów odkształcenia postaciowego (tabl.6.3) wykazuje dobrą korelację. Oznacza to, że tam, gdzie niespełniony jest warunek odkształceń (4.1), nie jest spełniony także warunek (5.50).

To samo wykonano w odniesieniu do analizowanych pasm nadprożowych, uzyskując dobrą zbieżność z wynikami obliczeń odkształceń, podanymi w tabl.6.3. Dla części międzyokiennej w paśmie 1 – 2 oraz 2 – 3 w obliczeniach dla wariantu C-1 nie stwierdzono, żeby dopuszczalne wartości kątów odkształcenia postaciowego były przekroczone (por. tabl.6.3). Również w całym tym obszarze spełniony jest warunek (5.50), co pokazano na rys.6.13 + 6.15. Na rysunkach tych można zauważyć jeszcze jeden istotny szczegół. Co prawda na całej powierzchni pasma międzyokiennego dopuszczalne (z warunku (5.50)) naprężenia styczne nie są przekroczone, ale w niektórych obszarach poza tymi pasmami – gdzie nie analizuje się kątów odkształcenia postaciowego (pionowe pasma między otworami) – naprężenia te są jednak przekroczone, a więc powstaną tam zarysowania. Fakt ten jest bardzo trudno ustalić na podstawie analizy odkształceń, a już nie jest możliwe stwierdzenie go na podstawie obliczeń odkształceń z zastosowaniem modelu prętowego.



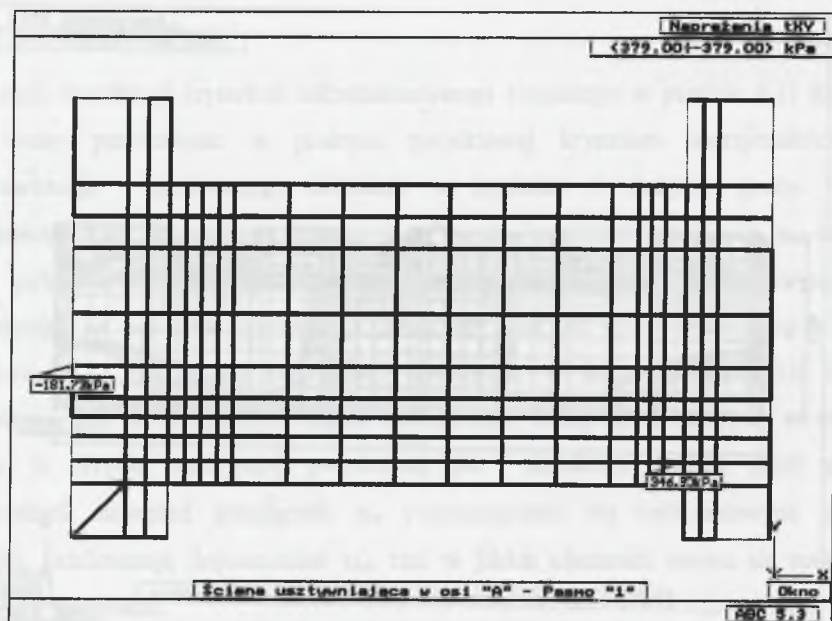
Rys.6.11. Obszary naprężeń ścinających dla piwnicznej części ściany konstrukcyjnej – Wariant C-1

Fig.6.11. Areas of shear stresses for cellular part of load-bearing wall – Variant C-1



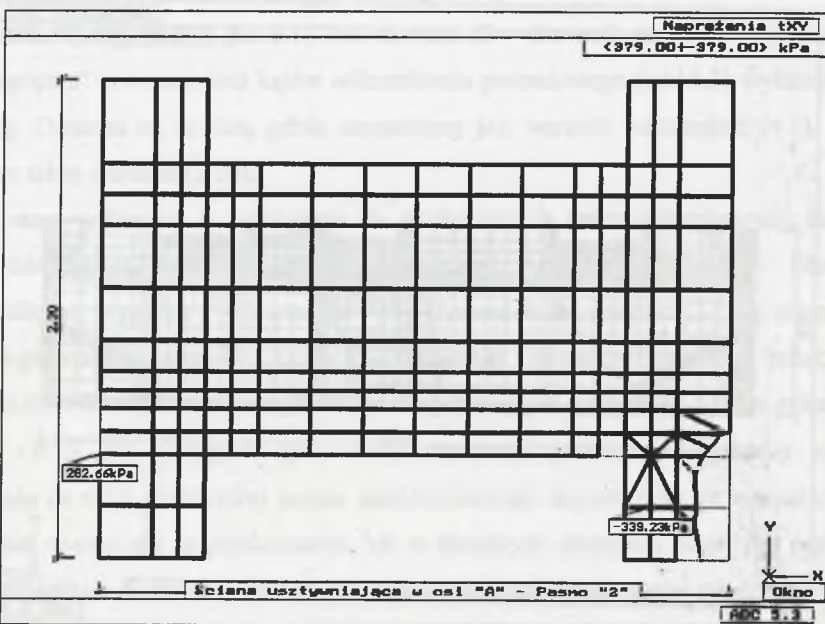
Rys.6.12. Obszary naprężeń ścinających dla piwnicznej części ściany konstrukcyjnej – Wariant A-1

Fig.6.12. Areas of shear stresses for cellular part of load-bearing wall – Variant A-1



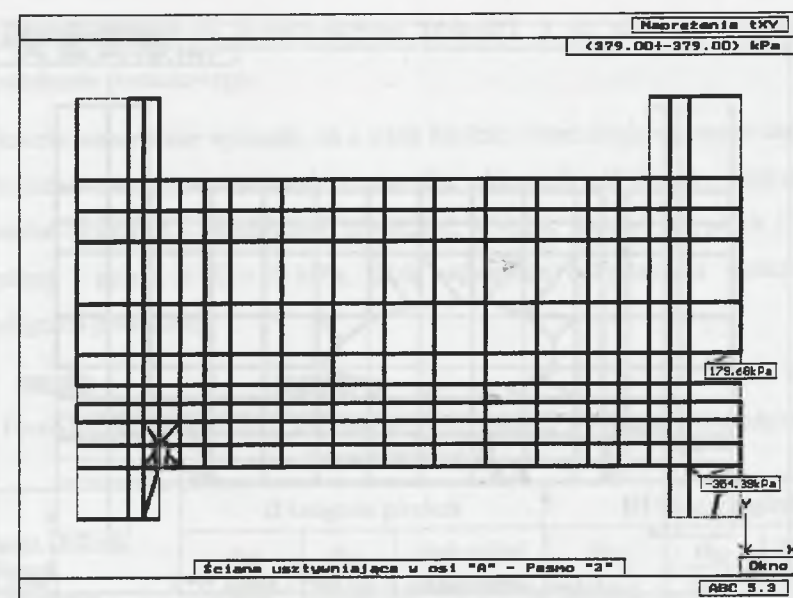
Rys.6.13. Obszary naprężeń ścinających dla pasma międzyokiennego 1 – 2 – Wariant C-1

Fig.6.13. Areas of shear stresses for band between window openings 1 – 2 – Variant C-1



Rys.6.14. Obszary naprężeń ścinających dla pasma międzyokiennego 1 – 2 – Wariant C-1

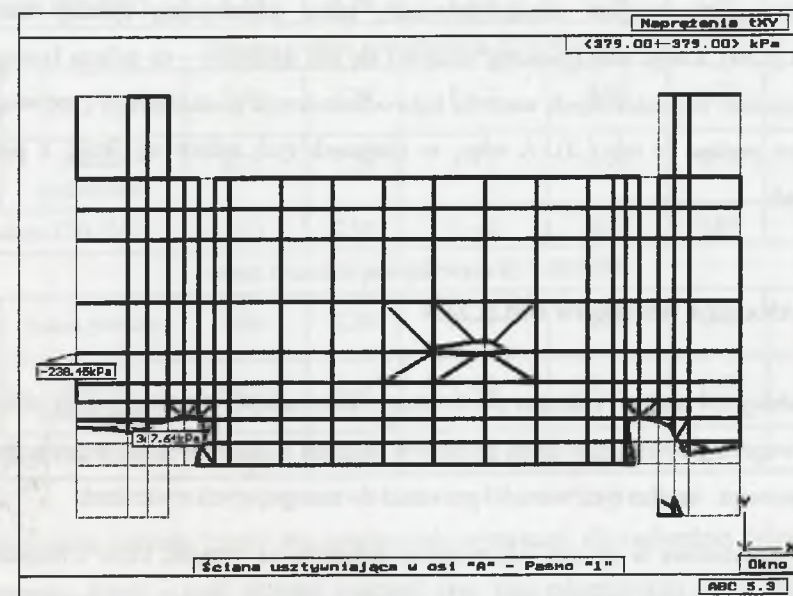
Fig.6.14. Areas of shear stresses for band between window openings 1 – 2 – Variant C-1



Rys.6.15. Obszary naprężeń ścinających dla pasma międzyokiennego 3 – 4 – Wariant C-1

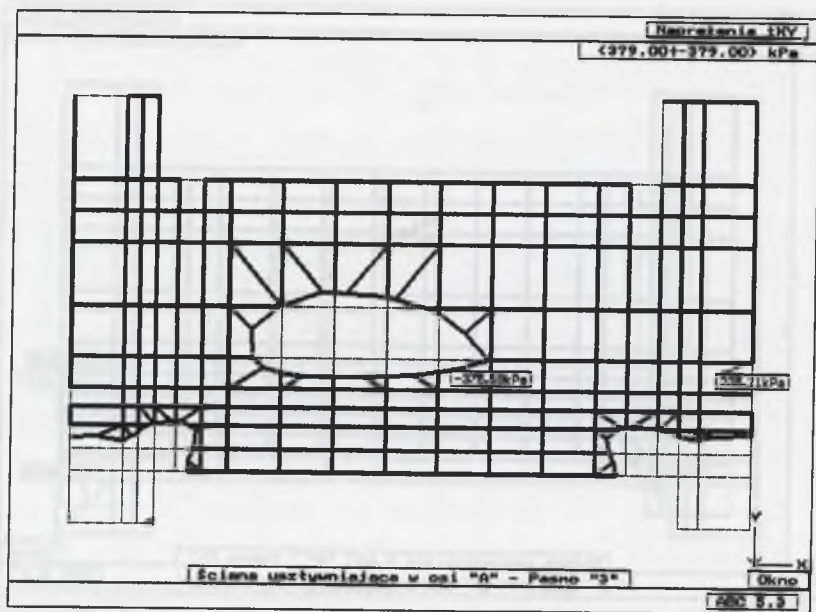
Fig.6.15. Areas of shear stresses for band between window openings 3 – 4 – Variant C-1

Na rys.6.16 pokazano przykładowo mapy naprężeń dla pasma międzyokiennego 1 – 2, zaś na rys.6.17 – mapy naprężeń dla pasm i 3 – 4 dla wariantu A-2.



Rys.6.16. Obszary naprężeń ścinających dla pasma międzyokiennego 1 – 2 – Wariant A-2

Fig.6.16. Areas of shear stresses for band between window openings 1 – 2 – Variant A-2



Rys. 6.17. Obszary naprężeń ścinających dla pasma międzyokiennego 3 – 4 – Wariant A-2

Fig.6.17. Areas of shear stresses for band between window openings 3 – 4 – Variant A-2

Na obydwu powyższych rysunkach można zauważyć na obszarze pasma międzyokiennego pewne fragmenty (miejsca niezakreskowane), które odpowiadają sytuacji niespełnienia warunku (5.49), a więc stan graniczny nośności nie jest spełniony – co dobrze koresponduje z przekroczeniem dopuszczalnych wartości kąta odkształcenia postaciowego (por. wartości dla tych pasm podane w tabl.6.3). A więc, w miejscach tych należy się liczyć z powstaniem zarysowań.

6.4. ANALIZA WYNIKÓW OBLICZEŃ

W tabelicy 6.4 podano zbiorczo porównanie maksymalnych wartości kątów odkształcenia postaciowego Θ_{sd} wyznaczonych na podstawie obliczeń z zastosowaniem modelu tarczowego oraz prętowego. Analiza tych wartości prowadzi do następujących stwierdzeń:

1. Nie jest możliwe w sposób jednoznaczny założenie na wstępie, które z rozpatrywanych pasm (odcinków) analizowanej ściany konstrukcyjnej będzie w danym przypadku

wykazywało największe przemieszczenia krawędzi, a co się z tym wiąże – kąty odkształcenia postaciowego.

2. Obliczenia numeryczne wykazały, że o wiele bardziej odkształcają się pasma nadprożowo-podokienne nad pierwszym rzędem otworów okiennych niż ściana – najczęściej bez otworów okiennych – kondygnacji piwnicznej. Wyjątek stanowi przypadek II kategorii górniczej i gruntu o $E_0 = 20$ MPa, gdzie największe odkształcenia wykazała ściana kondygnacji piwnicznej.

Tablica 6.4

Porównanie maksymalnych wartości Θ_{sd} otrzymanych z obliczeń z wartościami dopuszczalnymi Θ_{adm}

Metoda obliczeń	II kategoria górnicza			III kategoria górnicza			
	Θ_{sd} milirad.	$\frac{\Theta_{sd}}{\Theta_{adm}}$	Najbardziej wyężone pasma	Θ_{sd} milirad.	$\frac{\Theta_{sd}}{\Theta_{adm}}$	Najbardziej wyężone pasma	
Grunt o module początkowym $E_0 = 80$ MPa							
MES	ściana piwnicy	0,76	1,52	1 – 2	0,87	1,74	1 – 2
	pasma podokienne	1,13	2,83	1 – 2	1,12	2,80	1 – 2
Instrukcja ITB [247]	0,35	0,70	3 – 4	0,70	1,40	3 – 4	
Grunt o module początkowym $E_0 = 40$ MPa							
MES	ściana piwnicy	0,60	1,20	1 – 2	0,66	1,32	1 – 2
	pasma podokienne	0,71	1,78	1 – 2	1,00	2,50	1 – 2
Instrukcja ITB [247]	0,25	0,50	1 – 2	0,42	0,84	3 – 4	
Grunt o module początkowym $E_0 = 20$ MPa							
MES	ściana piwnicy	0,60	1,20	3 – 4	0,56	1,12	1 – 2
	pasma podokienne	0,33	0,83	1 – 2	0,59	1,48	1 – 2
Instrukcja ITB [247]	0,26	0,52	1 – 2	0,23	0,46	3 – 4	

3. Ekstremalne wartości kątów Θ_{sd} powinno się wyznaczać dla najbardziej odkształconego fragmentu ściany – czyli określać wartości tzw. kąta odcinkowego Θ_{sdL} . Jak wykazały obliczenia komputerowe (por. rys.6.8 ÷ rys.6.10), najczęściej są to środkowe obszary

pasem międzykolumnowych lub części ściany kondygnacji podziemnej, wydzielonej układem poprzecznych ścian konstrukcyjnych.

4. Wartości maksymalnych kątów odkształcenia postaciowego Θ_{sd} , wyznaczone na podstawie obliczeń uproszczonych wg metody podanej w Instrukcji ITB [247] są w porównaniu do wyników obliczeń numerycznych, znacznie zaniżone – stanowią jedynie od ok. 30% do 40% maksymalnych wartości wyznaczonych na podstawie obliczeń numerycznych dla pasm nadprożowo-podokolumnowych i 40% do ok. 60% wartości określonych dla ściany piwnic.

Pozostaje jeszcze odpowiedź na pytanie, czy dla analizy ścian konstrukcyjnych budynków poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża pod budynkiem miarodajne są wartości Θ_{adm} podane w normie [257] lub innych dokumentach?

Postanowienia normy [257] w zakresie sprawdzania stanu granicznego użyteczności ścian poddanych pionowym przemieszczeniom podłoża prowadzą do sprawdzenia warunku (4.1), przyjmując za kryterium stabilizowane wartości dopuszczalne Θ_{adm} . Należy jednak pamiętać, że wartości te odpowiadają sytuacji, gdy mur jest niezarysowany lub – co najwyżej – gdy w ścianie pojawiają się pierwsze niewielkie ukośne zarysowania, których maksymalna szerokość rozwarcia nie przekracza 0,1 mm. W świetle powyższych wyników obliczeń (tabl.6.3) można przyjąć, że tak niskie wartości Θ_{adm} można uznać za miarodajne głównie dla ścian budynków na podłożu silnie odkształcalnym (o małej wartości E_0) – i to jedynie poddanych nierównomiernym osiadaniom na etapie ich wznoszenia – por. rozważania w punkcie 4.4 niniejszej pracy. Mając na uwadze, że podane w tabl.6.3 pogrubioną czcionką wartości odpowiadają sytuacji przekroczenia przez Θ_{sd} dopuszczalnych wartości Θ_{adm} (dla muru z cegły zaczerpnięte z normy [257], zaś dla ściany wykonanej z betonu komórkowego – z uwagi na brak wartości normowej dla murów tego typu – z badań doświadczalnych [268]), należy przyjąć, że w analizowanej ścianie pojawią się zarysowania – i to o szerokości większej niż 0,1 mm.

Pojawia się zatem pytanie, czy taka sytuacja jest dopuszczalna? Odpowiedź jest twierdząca, bowiem dla budynków na terenach podlegających wpływom działalności górniczej można dopuścić (jak to szerzej analizowano w punkcie 4.4) tzw. przejściowe stany graniczne użyteczności, tj. w określonym przedziale czasu pozwala się na wystąpienie zarysowań o większych niż podane wyżej rozwartościach. W świetle zaleceń Instrukcji ITB [250],

wartości Θ_{sd} podane w tabl.6.3, z wyjątkiem przyjęcia gruntu o module $E_0 = 80$ MPa, pozwalają przyjąć, że w przypadku analizowanego budynku uciążliwość użytkownika będzie nieodczuwalna, bez względu na materiał, z którego wykonana jest część nadziemna budynku. Zaś dla przyjętej wartości modułu $E_0 = 80$ MPa budynek będzie wykazywał małą uciążliwość użytkownika.

W odniesieniu do analizy stanu granicznego nośności posługując się proponowanym warunkiem (5.49) stwierdzono (por. punkt 6.3.2), że w analizowanym przypadku uzyskano dobrą zgodność rezultatów z analizą stanu granicznego użyteczności wg warunku (4.1). Proponowana zależność (5.49) dobrze opisuje stan wyężenia muru, zakładając, że osiągnięcie stanu granicznego nośności jest pojmowane jako pojawienie się zarysowań w murze o niewielkiej rozwartości, rzędu $0,1 + 0,3$ mm, a nie fizycznej destrukcji muru. W większości przypadków projektowych takie określenie stanu granicznego, ze względu na niedopuszczenie – z uwagi na walory użytkowe obiektu i komfort jego użytkowania – powstania rys o większej rozwartości, jest zupełnie prawidłowe.

6.5. PODSUMOWANIE WYNIKÓW OBLICZEŃ

Podsumowując powyższe rozważania, można stwierdzić, że dokładne obliczanie odkształceń (przemieszczeń) ścian konstrukcyjnych budynków poddanych wpływom oddziaływań górniczych, a szczególnie krzywizny terenu, jest zagadnieniem złożonym. Dostępne sposoby i algorytmy uproszczone są niedokładne, a uzyskiwane rozbieżności z wynikami obliczeń opartych na MES-ie mogą wskazywać na niedoszacowanie odkształceń. Dotyczy to także często stosowanej metody podanej w znanej i szeroko dotychczas stosowanej Instrukcji [247] partej na modelu prętowym. Jest ona merytorycznie poprawna, uwzględnia zarówno sztywność obiektu traktowanego jako całość, jak i poszczególnych ścian konstrukcyjnych, uwzględnia także parametry gruntu – a więc uzyskiwane wyniki odzwierciedlają w pewnym stopniu wzajemną interakcję budynek – podłoże. Niemniej, wartości Θ_{sd} (są to wartości tzw. kąta globalnego $\Theta_{sd,G}$ wyznaczonego dla danego pasma wydzielonego układem ścian poprzecznych) otrzymane w tego typu obliczeniach są niższe niż z obliczeń numerycznych, ponieważ kryją w sobie rezultat uśrednienia przemieszczeń na długości analizowanego pasma ściany konstrukcyjnej. Metoda nie pozwala wychwycić obszarów o ekstremalnie skumulowanych odkształceniach (gdzie miarodajne są wartości

tzw. kąta odcinkowego), które są zazwyczaj znacznie krótsze niż długość rozpatrywanego pasma ściany (wydzielonego układem ścian poprzecznych) – a nawet nieraz krótsze niż rozpiętość otworu okiennego lub drzwiowego. W świetle powyższych rozważań można przyjąć, że posługiwanie się, opartą na modelu prętowym, metodą podaną w [247] jest zasadne i poprawne, niemniej wyznaczone wartości kątów odkształcenia postaciowego należałoby – zdaniem autora – zwiększać poprzez przemnożenie ich przez odpowiedni współczynnik poprawności modelu (współczynnik kalibracji). W prezentowanym przypadku wartość takiego „współczynnika kalibracji” waha się od 2,5 do 3,0 dla pasm nadprożowo-podokiennych i od 1,5 do 2,5 dla ściany piwnic. Można by więc jako bezpieczną przyjąć wartość rzędu 2,5. Dokładniejsze wykalibrowanie współczynnika zwiększającego wymaga szerszych analiz obliczeniowych dla różnych typów budynków oraz – co istotniejsze – badań i pomiarów w naturze. Badania takie powinny przede wszystkim dostarczyć informacji, czy dotychczasowe stosowanie w praktyce zaleceń instrukcji [247] doprowadziło do negatywnych skutków w budynku.

W świetle powyższego można przyjąć, że obecnie jako stosunkowo łatwe do przeprowadzenia są obliczenia wykonywane z użyciem programów komputerowych opartych na MES-ie. Prowadząc obliczenia ścian budynków poddanych wpływom krzywizny terenu, należy analizować odkształcenia poszczególnych pasm ściany w celu uchwycenia miarodajnego, wykazującego lokalnie największe odkształcenia (przemieszczenia pionowe), obszaru. Jest to bardzo istotne, ponieważ o kryterium spełnienia warunku stanu granicznego użyteczności najczęściej decyduje, jak między innymi pokazano w omawianym przykładzie obliczeniowym, maksymalna wartość tzw. "odcinkowego" (dla małego obszaru), a nie "globalnego" (dla całego pasma lub ściany) kąta odkształcenia postaciowego (por. definicje podane w punkcie 4.2).

Wartości dopuszczalne Θ_{adm} podane w normie [257] lub innych dokumentach (np. Aprobatach Technicznych) dotyczących danych typów murów mają charakter bardzo rygorystyczny. Nieprzekroczenie tych wartości gwarantuje, że konstrukcja nie powinna się zarysować lub że szerokość rys nie przekroczy 0,1 mm. Na terenach górniczych można przyjmować czasowo większe wartości Θ_{adm} (np. wg [250]) lub wyznaczać je ze wzoru (4.40), dopuszczając czasowo (przejściowe stany graniczne użyteczności) większe szerokości rys.

Odnośnie do analizy stanu granicznego nośności poprzez weryfikację naprężeń ścinających w ścianie z warunku (5.49) można przyjąć, że dobrze on koresponduje z analizą stanu

granicznego użyteczności wg warunku (4.1). Jeżeli jako warunek graniczny osiągnięcia stanu granicznego nośności założyć – a wydaje się to sensowne w przypadku wszelkich budynków, które mogą podlegać wpływom nierównomiernych osiadań – powstanie w murze rys rozwartości nie przekraczającej $0,1 \div 0,3$ mm, posługiwanie się warunkiem (5.49) daje prawidłowe rezultaty. Co więcej, w odróżnieniu od kryterium odkształceniowego, opartego na analizie odkształceń konstrukcji, stosowanie kryterium wytrzymałościowego, szczególnie w sytuacji prowadzenia obliczeń z wykorzystaniem (nawet prostych) programów komputerowych opartych na MES, pozwala określić obszary ściany znajdujące się poza np. pasmem nadprożowo-międzyokiennym (por. rys.6.14 i rys.6.15), ale wykazujące koncentracje naprężeń ścinających, które prowadzą do powstania zarysowań na skutek przekroczenia naprężeń dopuszczalnych.

Nieco inaczej sprawa wygląda w odniesieniu do budynków sytuowanych na terenach górniczych. Tu jedynym wiarygodnym kryterium oceny jest analiza stanu naprężenia poprzez stan odkształcenia, czyli posługiwanie się warunkiem (4.1). Dzieje się tak dlatego, że na tego typu terenach praktycznie niemożliwe jest zapewnienie stanu niezarysowania w obiekcie. Co więcej, najczęściej w pewnych okresach przejściowych (np. intensywnej eksploatacji górniczej) dopuszcza się wystąpienie w obiektach zarysowań o znacznie większych niż 0,3 mm, rozwartościach – tzw. przejściowe stany graniczne użyteczności – szczegółowo opisane przez *M. Kawuloka* w pracy [82]. Warunek (4.1) można odpowiednio zmodyfikować poprzez zwiększenie dopuszczalnych wartości kąta odkształcenia postaciowego Θ_{adm} , np. wg wzoru (4.40). Natomiast tego typu modyfikacja dopuszczalnej wartości naprężeń ścinających τ_{Rd} wyznaczonych z warunku (5.49) nie jest w tej chwili możliwa, z uwagi na brak korelacji pomiędzy wartościami naprężeń ścinających odpowiadających stanowi pojawienia się pierwszych rys a osiągnięciem stanu zniszczenia (por. rozważania w punkcie 5). Dlatego w chwili obecnej warunek (5.49) nie powinien być stosowany do analizy stanu granicznego nośności ścian konstrukcyjnych na terenach górniczych.

7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

7.1. PODSUMOWANIE

W myśl zasady: *od eksperymentu – do rozwiązań analitycznych i zastosowań praktycznych* podstawą działań teoretycznych były szerokie badania doświadczalne prowadzone przez autora lub pod jego kierunkiem od drugiej połowy lat 80. w ramach różnych projektów badawczych, między innymi dwóch grantów [264],[269] finansowanych przez KBN, prac finansowanych ze środków na działalność statutową (np. [265],[266],[267]), jak i zleconych przez producentów elementów murowych (np. [268]). Dość znaczna liczba danych empirycznych pozwoliła na podjęcie próby pewnych uogólnień, a w konsekwencji – opracowania kryteriów oceny murowych, niezbrojonych ścian konstrukcyjnych w złożonym stanie naprężenia, wywołanym jednoczesnym działaniem sił normalnych i stycznych w kierunku prostopadłym do spoin wspornych. Niniejsza praca stanowi syntezę działań prowadzonych przez autora w tym zakresie w ciągu ostatnich kilkunastu lat. Głównym celem, jaki przyświecał wszystkim podejmowanym działaniom, było opracowanie powyższych kryteriów w formie umożliwiającej bezpośrednie zastosowanie w praktyce projektowej.

Pierwsza grupa zagadnień, którą autor się zajmował, dotyczyła opracowania, tzw. kryterium odkształceniowego pozwalającego na ocenę stanu wyężenia pionowo ścinanej murowanej ściany konstrukcyjnej poprzez analizę jej stanu odkształcenia. Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych (omówionych w rozdziale 3) autor zaproponował we wcześniejszych pracach [95],[100] kryterium oceny polegające na sprawdzaniu stanu granicznego użyteczności na podstawie kątów odkształcenia postaciowego – warunek (4.1). Kryterium to zostało przyjęte w nowej normie projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych [257]. W ramach niniejszej pracy podano sposób określania miarodajnych wartości kąta odkształcenia postaciowego. Wprowadzono i zdefiniowano między innymi dwa nowe pojęcia: odcinkowego oraz globalnego kąta odkształcenia postaciowego. Przedstawiono weryfikację zależności (4.1) z wynikami badań doświadczalnych. Ponadto zaproponowano równanie opisujące kinetykę procesu zmiany stanu odkształcenia murów poddanych pionowym naprężeniami stycznym oraz normalnym w funkcji uplastycznienia i narastania pęknięć wraz ze

wzrostem stanu naprężenia. Pozwoliło to na określenie stopnia redukcji przyjmowanych do obliczeń wartości modułu odkształcenia postaciowego (modułu *Kirchhoffa*). Zaproponowana przez autora zredukowana wartość modułu G została przyjęta i wprowadzona do normy [257] (Zmiana Az1/2000 do normy PN-B-03002:1999). Dodatkowo uściślono zasady przyjmowania dopuszczalnych wartości kąta odkształcenia postaciowego Θ_{adm} w analizie stanu granicznego użyteczności budynków poddanych nierównomiernym osiadaniom (wzór (4.39)) oraz nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża wywołanym wpływami eksploatacji górniczej (wzór (4.40)). Autor przeanalizował również (z pozytywnym skutkiem) przydatność zaproponowanego kryterium odkształceniowego w analizie ścian konstrukcyjnych budynków poddanych poziomemu działaniu wiatru.

Druga grupa zagadnień, stanowiących domenę zainteresowań autora w ostatnich latach, dotyczyła opracowania kryterium naprężeniowego oceny stanu granicznego nośności pionowo ścinanej ściany konstrukcyjnej budynku murowanego. Na podstawie własnych badań doświadczalnych opracowano i zaproponowano postać zależności zmiany wartości naprężeń ścinających w funkcji poziomu naprężeń ściskających $\tau_v(\sigma_c)$, na bazie której autor sformułował kryterium pozwalające analizować stan naprężenia muru pionowo ścinanego i jednocześnie poddanego naprężeniom normalnym – zależność (5.49). Z uwagi na brak szerszych wyników badań dotyczących tak obciążanych murów, zaproponowane kryterium zweryfikowano jedynie z wynikami przeprowadzonych badań własnych. Ponadto, na przykładzie obliczeniowym (rozdział 6) autor przeanalizował zgodność zaproponowanego kryterium naprężeniowego z – przyjętym już w przepisach normowych – kryterium odkształceniowym, uzyskując dobrą zgodność. Jednocześnie określono ograniczenia przydatności stosowania powyższego kryterium w analizie ścian budynków na terenach górniczych.

7.2. WNIOSKI

Zgodnie z założonym celem i zakresem pracy na podstawie przeprowadzonych obliczeń i analiz można przedstawić wnioski szczegółowe dotyczące obydwu podstawowych zagadnień, tj. kryterium odkształceniowego oraz kryterium naprężeniowego.

W odniesieniu do kryterium odkształceniowego (por. punkt 4.1) przeprowadzone badania doświadczalne, analizy oraz obliczenia pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Zaproponowana i przyjęta w normie [257] metoda oceny muru w złożonym stanie naprężenia poprzez analizę kątów odkształcenia postaciowego (warunek (4.1)) jest w pełni przydatna w obliczeniach inżynierskich.
2. Dostępne sposoby i algorytmy uproszczone obliczania parametrów deformacji ściany konstrukcyjnej poddanej nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża są niedokładne, a uzyskiwane rozbieżności z wynikami obliczeń opartych na MES-ie są często po stronie niedoszacowania – a więc niebezpiecznej, ponieważ:
 - wartości Θ_{sd} otrzymane w tego typu obliczeniach kryją w sobie rezultat uśrednienia przemieszczeń na długości analizowanego pasma ściany konstrukcyjnej. Są to więc wartości tzw. kąta globalnego $\Theta_{sd,G}$ – nie pozwala to wychwycić obszarów o ekstremalnie skumulowanych odkształceniach;
 - jako miarodajne należy raczej wyznaczać wartości $\Theta_{sd,L}$ – tzw. kąta odcinkowego, które są określane zazwyczaj na odcinku znacznie krótszym niż długość rozpatrywanego pasma ściany – a nawet nieraz krótszym niż rozpiętość otworu okiennego lub drzwiowego.
3. Posługiwanie się, w przypadku obliczania ścian konstrukcyjnych budynków poddanych wpływom górnicyz, metodą podaną w instrukcji [247], a opartą na modelu prętowym, jest poprawne, niemniej – zdaniem autora – wyznaczone wartości kątów odkształcenia postaciowego należałoby zwiększać poprzez przemnożenie ich przez odpowiedni współczynnik poprawności modelu (współczynnik kalibracji).
4. Wartości dopuszczalne Θ_{adm} , podane w normie [257] lub innych dokumentach (np. Aprobatach Technicznych), w przypadku budynków poddanych nierównomiernym osiadaniom na etapie ich wznoszenia (wywołanym czynnikami niezwiązanymi z działalnością górnicyz) są wartościami bezpiecznymi – por. analiza w punkcie 4.4. Natomiast w analizie stanu granicznego użyteczności budynku po zakończeniu procesu osiadań wskazane jest – zdaniem autora – zwiększenie wartości dopuszczalnych Θ_{adm} według wzoru (4.39). Spełnienie warunku (4.1) jest wtedy równoznaczne z zapewnieniem, że powstałe ewentualnie w ścianie zarysowania będą

niewielkiej szerokości rozwarcia – maksymalnie do ok. 0,3 mm, a w praktyce często nie przekraczają 0,1 mm.

5. W przypadku budynków poddanych oddziaływaniom górnicyz wartości Θ_{adm} podane w normie [257] są zbyt niskie. Można wówczas przyjmować wartości odpowiednio większe, np. wyliczane z proponowanego przez autora wzoru (4.40), z uwagi na fakt, że na tego typu terenach czasowo dopuszcza się (tzw. przejściowe stany graniczne – wg [250]) wystąpienie zarysowań o większych szerokościach rozwarcia.

Odnośnie do analizy stanu granicznego nośności poprzez weryfikację naprężeń ścinających w ścianie z warunku (5.50) można przyjąć, że:

1. Zaproponowana zależność (5.50) pozwala na ocenę stanu granicznego nośności murowanych ścian konstrukcyjnych, poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża jedynie w sytuacji wiarygodnego określenia maksymalnych wartości naprężeń stycznych, co jest praktycznie możliwe jedynie przy prowadzeniu obliczeń z użyciem programów (nawet powszechnie stosowanych programów inżynierskich), opartych na MES, ponieważ:
 - w łatwy sposób można wyznaczyć maksymalne wartości naprężeń ścinających (np. w postaci map naprężeń – jak to pokazano w p.6.3.2);
 - możliwe jest określenie obszarów ściany wykazujących koncentracje naprężeń stycznych.
2. Spełnienie warunku (5.50) należy rozumieć jako zapewnienie stanu granicznego nośności, co odpowiada sytuacji, gdy mur pozostaje niezarysowany, lub – co najwyżej powstaną rysy o rozwarości nie przekraczającej $0,1 \div 0,3$ mm.
3. Zaproponowane kryterium naprężeniowe (5.50) dobrze koresponduje z analizą stanu granicznego użyteczności wg warunku (4.1) – por. punkt 6.4. Co więcej, w odróżnieniu od kryterium odkształceniowego, opartego na analizie odkształceń konstrukcji, pozwala na określenie obszarów ściany wykazujących koncentracje naprężeń stycznych, które znajdują się poza analizowanym pasmem (np. w części muru pomiędzy pasmami stropowo-nadprożowymi).
4. W przypadku budynków sytuowanych na terenach górnicyz, z uwagi na czasowe dopuszczenie większych zarysowań, wspomniane już wcześniej tzw. przejściowe stany graniczne użyteczności (wg [250]), stosowanie kryterium naprężeniowego nie jest

możliwe. Wiedząc, że spełnienie warunku (5.50) zapewnia wystąpienie w murze rys o rozwartościach co najwyżej 0,3 mm, dopuszczając większe szerokości rozwarcia – konieczne by było również odpowiednie zwiększenie poziomu dopuszczalnych naprężeń ścinających. W chwili obecnej, z uwagi na brak korelacji pomiędzy wartościami naprężeń ścinających odpowiadających stanowi pojawienia się pierwszych rys a osiągnięciem stanu zniszczenia (por. rozważania w punkcie 5), nie jest to jeszcze możliwe. Dlatego warunek (5.50) nie powinien być stosowany do analizy stanu granicznego nośności ścian konstrukcyjnych na terenach górniczych.

7.3. KIERUNKI DALSZYCH DZIAŁAŃ

Zgodnie z zasadą, że im większą dysponuje się wiedzą dotyczącą danego zagadnienia, tym więcej pojawia się płaszczyzn styku z niewiadomym, dokonano wstępnej selekcji priorytetów celów i dalsze działania postanowiono skumulować w trzech podstawowych kierunkach:

A. Dalsze rozwijanie metod oceny niezbrojonych ścian konstrukcyjnych poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża.

1. W zakresie dotyczącym kryterium odkształceniowego (warunek (4.1)) zamierza się:

- w miarę sił i możliwości finansowych prowadzić dalsze prace związane z coraz lepszą kalibracją wartości Θ_{adm} – szczególnie w odniesieniu do innych rodzajów murów (z elementów silikatowych grupy 1 oraz grupy 2, jak również grupy 3 – wg klasyfikacji przyjętej w [257]);
- podjąć próby skorelowania zmian wartości szerokości rozwarcia rys w funkcji zmian kąta odkształcenia postaciowego Θ – co może pozwolić na lepszą kalibrację wzoru (4.40) dla budynków sytuowanych na terenach wpływów górniczych. W chwili obecnej, z uwagi na dość duże rozrzuty wyników, kalibracja taka nie jest zbyt możliwa. Konieczny jest nieco większy materiał porównawczy.

2. W odniesieniu do zaproponowanego kryterium naprężeniowego (warunek (5.50)):

- planuje się kontynuować dalsze prace, zarówno doświadczalne, jak i analityczne, w celu określenia zależności zmian wartości kąta odkształcenia postaciowego Θ w funkcji poziomu naprężeń ścinających τ , w celu powiązania ze sobą obydwu

kryteriów, a przez to tak zmodyfikować zależność (5.50), aby opisywała również ściany konstrukcyjne budynków sytuowanych na terenach górniczych zakładając przejściowe stany graniczne;

- w miarę możliwości prowadzić dalsze prace związane z coraz lepszą weryfikacją zależności (5.50) – szczególnie w odniesieniu do innych rodzajów murów (z innych typów elementów murowych i z zastosowaniem różnych klas zaprawy).

B. Dalsze rozwijanie metod oceny ścian konstrukcyjnych poddanych nierównomiernym pionowym przemieszczeniom podłoża, ale w odniesieniu do murów zbrojonych w spoinach wspornych.

Pierwsze prace w kierunku analizy zachowania się ścian murowanych ze zbrojeniem w spoinach wspornych prowadzone są w Katedrze Konstrukcji Budowlanych Politechniki Śląskiej już od kilku lat pod kierunkiem autora niniejszej pracy. Dotyczą one, między innymi, także ścian murowanych ścinanych oraz jednocześnie ścinanych i ściskanych w kierunku prostopadłym do spoin wspornych. W wyniku realizacji tego tematu planuje się określić wpływ zastosowanego zbrojenia na nośność i odkształcalność postaciową tak obciążonych ścian. Szczególnie istotne może się to okazać dla budynków sytuowanych na terenach górniczych, bowiem zakłada się, że zbrojenie w spoinach wspornych powinno w znacznym stopniu ograniczyć odkształcalność tak obciążonych ścian, a dodatkowo – po ich zarysowaniu – powinno nie dopuścić do szybkich przyrostów szerokości rozwarcia powstałych rys.

C. Próba opracowania zaawansowanego modelu materiałowego pozwalającego analizować numerycznie mury ścinane i ściskane w kierunku prostopadłym do spoin wspornych, przy użyciu złożonych programów komputerowych.

Trzeci kierunek planowanej aktywności wiąże się z pracami, głównie o charakterze teoretyczno-analitycznym, dotyczącymi opracowania, na podstawie dostępnego materiału doświadczalnego, modelu muru jako materiału zhomogenizowanego, który pozwoliłby na prowadzenie złożonych analiz numerycznych. Możliwe są dwie drogi. Pierwsza obejmuje opracowanie modelu muru jako materiału o charakterystyce sprężysto-plastyczno-kruchej – np. na podstawie prac *J. Kubika* i *Z. Perkowskiego* [105],[167]. Druga polega na zaadaptowaniu, po odpowiedniej modyfikacji, którejś z typowych powierzchni granicznych. Najbardziej obiecujące, w tym wypadku, wydają się być próby adaptacji powierzchni granicznej typu ciągłego – opartej na modyfikowanych elipsoidach naprężeń w przestrzeni 3D,

lub też paraboloidach obrotowych z odpowiednim "domknięciem" w obszarze naprężeń ściskających. W przypadku murów ścinanych w kierunku pionowym, z uwagi na fakt wykluczenia w praktyce możliwości zniszczenia na skutek poślizgu w zaprawie spoiny (o czym była mowa w punkcie 5.2.2) główna trudność prawdopodobnie tkwi w założeniu odpowiedniej funkcji wzmocnienia/osłabienia opisującej ścieżkę naprężeń od powierzchni odpowiadającej stanowi granicznemu w zakresie sprężystym, do osiągnięcia powierzchni granicznej zniszczenia.

Opracowanie poprawnego modelu materiałowego umożliwiłoby analizowanie złożonych konstrukcji, w których dominuje złożony stan naprężenia związany ze ścinaniem w kierunku prostopadłym do spoin wspornych.

Jak z chociażby powyższego zestawienia wynika, w przypadku konstrukcji murowych zagadnień do rozwiązania pozostaje nadal bardzo wiele. Mimo iż historia budownictwa murowanego sięga wielu tysięcy lat, z uwagi na małe jego docenianie w ubiegłym stuleciu nadal jest ono tak słabo poznane.

LITERATURA

1. Addleson L.: Building failure: a guide to diagnosis, remedy and prevention. Butterworth, Oxford 1992.
2. Ajdukiewicz A., Malczyk A., Szojda L.: Awaria i rekonstrukcja zabytkowego zespołu budynków w terenie górniczym. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1995, Referaty, Tom 2, s.427-434.
3. Ali S., Page A.W.: Cracking Analysis of Solid Concrete Masonry Subjected to Concentrated Loads. ACI Structural Journal, Vol.86, No 4, 1989, s.367-375.
4. Andreus U.: Failure Criteria for Masonry Panels under In-Plane Loading. Journal of Structural Engineering, Vol.122, No 1, 1996, s.37-46.
5. Beranek W.J., Hobbelen G.J.: Constitutive modelling of structural concrete as an assemblage of spheres. EURO-C 1194, Computational Modelling of Concrete Structures, Proceedings of the International Conference, Innsbruck 1994.
6. Beranek W.J., Hobbelen G.J.: Extended Lattice Model for In- and Out-of-plane Loading of Masonry Walls. Proceedings of the Fifth International Masonry Conference, Masonry (8), London 1998, s.142-147.
7. Beranek W.J., Hobbelen G.J.: Modelling of masonry as an assemblage of spheres on various scales. Proceedings of the 10th IB²MAC, Calgary, Alberta 1994.
8. Beranek W.J., Hobbelen G.J.: 2D and 3D modelling of concrete as an assemblage of spheres, Revaluation of the failure criterion. Fracture mechanics of concrete structures. Aedificatio Publicers, Proceedings of Framcos, Zürich 1995.
9. Beranek W.J., Hobbelen G.J.: Recent Development of the Lattice Model for In-plane Loading of Masonry Walls. Proceedings of the Fifth International Masonry Conference, Masonry (8), London 1998, s.135-141.
10. Bernardini A., Modena C., Vescovi U.: An anisotropic biaxial failure criterion for hollow clay brick masonry. International Journal of Masonry Construction, No 2, 1982, s.65-171.
11. Borowczak P., Jeż J.: Awaria sali gimnastycznej usytuowanej w pobliżu drzewa. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1995, Referaty, Tom 2, s.451-458.
12. Budzianowski Z., Lessaer S.: O krzywiznach odkształconej powierzchni terenu podlegającego wpływom eksploatacji górniczej w zakresie potrzeb budownictwa. Archiwum Inżynierii Łądowej, t.14, Nr 3, 1968.
13. Budzianowski Z.: Działanie wygiętego podłoża na sztywną budowlę znajdującą się w obszarze wpływów eksploatacji górniczej. Inżynieria i Budownictwo, Nr 6 i 7, 1964.
14. Budzianowski Z.: Zginanie niskich budowli na zboczu niecki górniczej. Inżynieria i Budownictwo, Nr 7, 1965.
15. Buildings Research Establishment. Repair and renovation of flood damaged buildings. BRE Digest 152, BRE, Garston 1973.
16. Buildings Research Establishment. Safety of large masonry walls. BRE Digest 281, BRE, Garston 1984.
17. Buildings Research Establishment. Simple measuring and monitoring of movement in low-rise buildings: part 1 – cracks. BRE Digest 343, BRE, Garston 1989.

18. Buildings Research Establishment. Simple measuring and monitoring of movement in low-rise buildings: part 2 – settlement, heave and out-of-plumb. BRE Digest 344, BRE, Garston 1989.
19. Buildings Research Establishment. Surface condensation and mould growth in traditionally built dwelling. BRE Digest 297, BRE, Garston 1985.
20. Buildings Research Establishment. The influence of trees on house foundations in clay soils. BRE Digest 298, BRE, Garston 1985.
21. Buildings Research Establishment. Why do buildings crack? BRE Digest 361, BRE, Garston 1991.
22. Burland J.B., Worth C.P.: Settlements of buildings and associated damage. Proceedings of Conference Settlement of Structure, Cambridge, Pentech Press, 1974, s.611-654.
23. Cerioni R., Brighenti R., Spagnoli A.: Influence of Pretensioning on Masonry Wall Behaviour: Experimental and Numerical Analyses. Proceedings of the 4th International Masonry Conference, London 1995, Vol. 2, s.480-485.
24. Cerioni R., Donida G.: A Finite Element Model for the Nonlinear Analysis of Reinforced and Prestressed Masonry Walls. Computers & Structures, Vol.53, No 6, 1994, s.1291-1306.
25. Chen W.F., Han D.J.: Plasticity for Structural Engineers. Springer-Verlag, Berlin 1988.
26. Chen W.F.: Plasticity in reinforced concrete. McGraw-Hill Book Comp., New York 1982.
27. Cheney J.E.: 25 years' heave a building constructed on clay, after tree removal. Grund Engineering, Vol. 21, No 5, 1988, s.13-27.
28. Chudek M., Janusz W.: Doświadczenia w zakresie prognozowania deformacji nieciągłych i ich oddziaływania na powierzchnię. Materiały II Krajowego sympozjum "Ochrona powierzchni przed uszkodzeniami górnictwem". Zarząd Główny SITG, Katowice 1985.
29. Chudek M., Janusz W., Zych J.: Studium dotyczące stanu rozpoznania tworzenia się i prognozowania deformacji nieciągłych pod wpływem podziemnej eksploatacji złóż. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Zeszyt Nr 141, Gliwice 1998.
30. Ciesielski R., Fuksa M.: Przyczyny uszkodzeń i metody odnowy budowli zabytkowych w zakresie konstrukcyjno-budowlanym. Aura, Nr 8, 1978.
31. Ciesielski R., Stypuła K.: Porównanie uszkodzeń budynków od wpływów górniczych i aktywności osuwisk. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1996, Referaty, Tom 2, s.559-566.
32. Ciesielski R.: Określenie wpływu obciążeń dynamicznych na mury w budynkach zabytkowych. V Konferencja Naukowo-Techniczna *Inżynierskie problemy odnowy starożytnych zespołów zabytkowych*, Kraków 2000, t. 3, s.93-105.
33. Cios I., Garwacka-Piórkowska S.: Projektowanie fundamentów. Ławy, stopy, ściany oporowe, pale. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993.
34. Cook D., Ring S., Fichtner W.: The Effective Use of Masonry Reinforcement for Crack Repair. Proceedings of the Fourth International Masonry Conference, Masonry (7), London 1995, Vol. 2, s.442-450.
35. Cook D.A.: Studies of settlement and crack damages in old and new facades. Proceedings of the British Masonry Society, No. 6, 1994, s.203-211.
36. Curtin W.G., Shaw G., Beck J.G., Bray W.A.: Structural Masonry Designer's Manual. Blackwell Scientific, Oxford 1995.
37. de Vekey R.C., Bright N.J., Luckin K.R., Arora S.K.: Research results on autoclaved aerated concrete blockwork. The Structural Engineer, Vol.64A, No.11, 1986, s.332-340.
38. Dhanasekar M., Page A.W., Kleeman P.W.: The failure of brick masonry under biaxial stresses. Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Vol. 79, Part 2, 1985, s.295-313.

39. Dialer C.D., Stöckl S., Kupfer H.: Versuche zum Verformungs- und Bruchverhalten von schubbeanspruchtem Mauerwerk, Teil 2: Auswertung der Meßdaten und theoretische Deutung, Schlußbericht, Lehrstuhl für Massivbau, TU München 1990.
40. Dialer C.D.: Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben. Mauerwerk-Kalender, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1992, s.609-614.
41. Dialer C.D.: Spring Model for the Deformation of Bricks in Masonry under Normal and Shear Stresses. Proceedings of the 5th Canadian Masonry Symposium, Vancouver 1989, s.671-679.
42. Downar A., Lupa H., Zakrzewska D.: Praktyczne rozwiązanie prognozy wielkości osiadań gruntu w wyniku jego odwodnienia. Materiały sesji naukowej „Współczesne problemy hydrotechniczne i geotechniczne”. Szczecin 1989, PNPS 402, PN IIW 32.
43. Drobiec Ł., Piekarczyk A., Kubica J.: Wpływ kształtu elementu badawczego oraz kierunku obciążania na wartość współczynnika Poissona murów z cegły. XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław-Krynica 2000, Tom 3, s.219-226.
44. Drucker D.C., Gibson R.E., Henkel D.J.: Soils mechanics and work-hardening theories of plasticity. Transactions, ASCE, Vol.122, 1957, s.238-346.
45. Drucker D.C., Prager W.: Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly Journal of Applied Mathematics, No. 10, 1952, s.157-165.
46. Eckert W., Chmieliński K.: Wpływ czynników zewnętrznych i wewnętrznych na stan awaryjny zabytkowej kamienicy w centrum Zielonej Góry oraz technologiczne i konserwatorskie problemy jej remontu. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1995, Referaty, Tom 2, s.649-652.
47. Eibl J., Keintzel E., Vratsanou V.: Numerische Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung. Bautechnik, Vol.70, Heft 11, 1993, s.662-669.
48. El-Sakhawy N.R., Raof H.A., Gouhar A.: Shearig Behavior of Joints in Load-Bearing Masonry Wall. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol.14, No 2, 2002, s.145-150.
49. Fedorowicz L., Fedorowicz J.: Obliczanie budynków mieszkalnych zagrożonych awarią na terenach górniczych o deformacjach nieciągłych. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1994, Referaty, Tom 2, s.455-461.
50. Fedorowicz L., Fedorowicz J.: Sposoby ochrony budynków o konstrukcji ścianowej przed skutkami działania deformującego się terenu górniczego. Materiały XIII Sympozjum nt.: „Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych”. Szczecin-Świnoujście 1992, Referaty, Tom 2, s.531-537.
51. Frasunkiewicz-Puchalska J., Tasarek J.: Analiza przyczyn uszkodzeń i sposób zabezpieczenia trzykondygnacyjnego budynku o konstrukcji tradycyjnej. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1997, Referaty, Tom 1, s.281-288.
52. Freeman T.J., Littlejohn G.S., Driscoll R.M.L.: Has your house got cracks? Thomas Telford Ltd, London 1994.
53. Gajewski K., Nitecki T., Borjaniec W., Bierut W.: Awaria budynku spowodowana odkształceniem podłoża, wywołanym nowo posadowionym, sąsiednim obiektem budowlanym. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1996, Referaty, Tom 2, s.443-450.
54. Ganz H.R.: Masonry walls under normal force and shear. Institute of Structural Engineering, Report No 148, ETH Zürich 1985.

55. Ganz H.R.: Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub. Dissertation, ETH, Zürich 1985.
56. Ganz H.R., Thürliman B.: Tests on masonry walls under normal and shear loading. Report No 7502-4, Institute of Structural Engineering, ETH, Zürich 1984.
57. Ganz H.R., Thürlimann B.: Versuche über die Festigkeit von Zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk. Bericht Nr. 7502-3, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1982.
58. Gienijew G.A., Kurbatow A.S., Samedow F.A.: Problems of limit analysis and plasticity for anisotropic materials. (Po rosyjsku), Interbuk, Moskwa 1993.
59. Gienijew G.A., Małyszko L.: Selected strength and plasticity problems of anisotropic structural materials. Proceedings of the International IASS Symposium, Warsaw 2002.
60. Greenspan H.F. *et al.*: Guidelines for failure Investigation. American Society of Civil Engineers, New York 1980.
61. Gryczmański M.: Awary budynków i obiektów inżynierskich w następstwie niedostatecznego rozpoznania podłoża. XIX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1999, Referaty, Tom 1, s.13-29.
62. Gryczmański M.: Prognoza osiadań w projektowaniu osiadań. Referat problemowy. Mat. pokonferencyjne XXXI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1985, s.308-336.
63. Gryczmański M.: Współczesne kierunki rozwoju geotechniki w Polsce. Inżynieria i Budownictwo, Nr 8, 1994.
64. Gryczmański M., Fedorowicz L., Fedorowicz J., Cińcio A.: Analiza stanu podłoża oraz konstrukcji w przypadku zmiany warunków gruntowo-wodnych w rejonach eksploatacji górniczej. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1996, Referaty, Tom 2, s.567-574.
65. Gunkler E.: Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten. Dissertation, 1993.
66. Haseltine B.A., Tutt J.N.: Implications of research on design recommendations. The Structural Engineer, Vol.64A, No.11, 1986, s.341-350.
67. Hendry A.W.: Structural masonry. MacMillan Education Ltd, London 1990.
68. Hendry A.W., Sinha B.P., Davies S.R.: Design of masonry structures. E&FN Spon Publishing, an imprint of Chapman&Hall, 3rd Edition, London 1997.
69. Hill R.: Elastic properties of reinforced soils: Some theoretical principles. Journal of Mechanics and Physical of Soils, No 11, 1963.
70. Hilsdorf H.K.: Investigation in to Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression. F. Johnson Ed., Gulf Publication, 1969.
71. Janicki S., Sikorski J.: Wymiarowanie konstrukcji murowych i zespolonych. Arkady, Warszawa 1974.
72. Janowski Z.: Awary budynków powstałe w wyniku katastrofy w kopalni soli w Wieliczce. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1996, Referaty, Tom 2, s.575-582.
73. Jeż J.: Drzewa a stateczność budowli posadowionych na gruntach pęczniących. Przegląd Budowlany, Nr 2-3, 1990.
74. Jeż J.: Ocena właściwości geotechnicznych podłoża gruntowego na podstawie szaty roślinnej. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Rozprawy Nr 218, Poznań 1989.
75. Jeż J.: Przyrodnicze aspekty bezpiecznego budownictwa. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1995.

76. Jeż J., Borowczak P.: Osiadanie 30-letniego budynku mieszkalnego w świetle zmian warunków przyrodniczych w jego otoczeniu. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1996, Referaty, Tom 2, s.459-466.
77. Jeż J., Marcinkowski M.: Ekologiczna przyczyna awarii posadowienia budynku mieszkalnego. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1995, Referaty, Tom 2, s.483-490.
78. Jeż J., Suwalski J.: Drzewa a stabilność gruntów ekspansywnych w podłożach budowli. Informacja bieżąca PZITB Oddz. we Wrocławiu, Nr 3, 1994.
79. Jeż J., Wojtasik A.T.: Utrata ekologicznej stabilności podłoża gruntowego przyczyną niespodziewanej awarii osiedla mieszkaniowego. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1997, Referaty, Tom 2, s.737-743.
80. Jeż J., Wojtasik A.T.: Wpływ drzew na awary budynku posadowionego na gruncie pęczniącym. Inżynieria i Budownictwo, Nr 7, 1989.
81. Jiang Z., Tennyson R.C.: Closure of the cubic tensor polynomial failure surface. Journal of Composite Materials, Vol.23, s.208-231.
82. Kawulok M.: Ocena właściwości użytkowych budynków z uwagi na oddziaływania górnicze. Wydawnictwa ITB, Seria: Rozprawy, Warszawa 2000.
83. Kawulok M., Kwiatek J., Lessaer S.: Problemy budownictwa na terenach górniczych. XXXI Konferencja KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1985.
84. Kawulok M., Sulimowski Z.: O nowe podejście do stanów granicznych obiektów budowlanych na terenach górniczych. Inżynieria i Budownictwo, Nr 2, 1997.
85. Kazancew W.W.: Deformacja neotapliwajemych zdani s małonagrużennymi fundamentami na wostocznom uczastkie BAMA. Strojitelstwo i architektura, Nr 5, 1994.
86. Klepikow S., Słobodyan Y.: Rasczot konstrukcji sooruzenij na mnogokratnyje wozdiejstwija wertikalnych i gorizontalnych smieszczenij ziemnoj powierchnosti. XL Konferencja KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1994.
87. Klepikow S.: Rasczot sooruzenij na deformirujemom osnowanii. NIISK, Kijów 1996.
88. Klisiński M.: Degradation and Plastic Deformation of Concrete. IFTR Report 38, PhD Thesis, Polish Academy of Sciences, 1985.
89. König G., Őtes A., Ernst M.: Tests on Masonry Walls with Openings Subjected to In-Plane Loads. Proceedings of the 4th International Masonry Conference, London 1995, Vol. 1, s.101-104.
90. Korzeniowski P., Wesołowski M.: Koncepcja wzmocnienia osiadającego fragmentu podziemnej części budynku. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1997, Referaty, Tom 1, s.309-316.
91. Kubica J.: Badania modułu Kirchhoffa ścinanych, niezbrojonych ścian z cegły. XLII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Kraków-Krynica 1996, Tom 5, s.21-28.
92. Kubica J.: Badanie wpływu ściskania na postaciową odkształcalność ścinanych ścian z cegły. XL Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa-Krynica-Rzeszów 1994, t.6, s.201-206.
93. Kubica J.: Masonry Walls Sheared Vertically – A Trial of description of the Problem. Proceedings of the 12th IB²MaC, Madrid 2000, Vol.II, s. 1015-1024.
94. Kubica J.: Mury z cegły w złożonym stanie naprężenia. Praca doktorska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 1995.
95. Kubica J.: On Investigations of Kirchhoff's Modulus of Unreinforced AAC Block Masonry Walls. Proceedings of the 12th IB²MaC, Madrid 2000, Vol.II, s. 1005-1014.
96. Kubica J.: On Some Indirect Methods of Analysis of Shear Walls. Proceedings of the Fifth International Masonry Conference, Masonry (8), London 1998, s.175-177.

97. Kubica J.: Shear Modulus in Stiffening Walls Analysis – New Polish Standard's Regulations. Proceedings of the 6th International Masonry Conference, Proceedings of the British Masonry Society: Masonry (9), London 2002, s.253-259.
98. Kubica J.: Some Remarks on Shear Modulus of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls. Proceedings of the 11th International Brick/Block Masonry Conference, Shanghai 1997, Vol.1, s.79-86.
99. Kubica J.: The Effect of Compressive Loads on the Load Capacity and Deformation of Brick Walls Subjected to Vertical Shear. Proceedings of the Fourth International Masonry Conference, Masonry (7), London 1995, s.130-134.
100. Kubica J.: The Polish Approach to the Shear Walls Analysis. Proceedings of the 35th Meeting of CIB/W23 Wall Structures Commission, Dresden 98, CIB Proceedings, October 1998, Publication No 242, s.89-98.
101. Kubica J., Drobiec Ł.: Zasady obliczania wzmocnień konstrukcji murowych. XIV Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, Ustroń 1999, tom 1, Część 2.
102. Kubica J., Drobiec Ł., Jasiński R.: Badania siecznego modułu sprężystości murów z cegły. XLV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław-Krynica 1999, Tom 4, s.133-140.
103. Kubica J., Drobiec Ł., Jasiński R.: Investigations of the Secant Modulus of Elasticity of Clay Brick Masonry. Proceedings of the International Scientific Conference *Quality and Reliability in Building Industry*, Levoča 1999, s.157÷162.
104. Kubica J., Drobiec Ł., Piekarczyk A.: Some Remarks on Poisson's Ratio of Unreinforced Clay Brick Masonry. Proceedings of 11th International Scientific Conference, Brno 1999, s.113÷116.
105. Kubik J.: Energetyczne miary stanu deformacji powierzchni górotworu. Ochrona Terenów Górniczych. Nr 55, 1981, s.57-59.
106. Kubik J.: Różnicowe formuły dla współrzędnych tensorów zmian krzywizn i rozpełzań powierzchni górotworu. Ochrona Terenów Górniczych. Nr 59, 1982, s.22-24.
107. Kubik J.: Stan graniczny konstrukcji poddanej działaniu ruchów górotworu. Ochrona Terenów Górniczych, Nr 62, 1982, s.49-54.
108. Kubik J., Perkowski Z.: Popisanie krehkého poškodenia betónu (Description of brittle damage in concrete). Komunikácie/Communications, No 3, 2002, s.9-12.
109. Kubissa J., Kamiński K., Sobka P.: Awaria i sposób wzmocnienia ław fundamentowych budynku. Materiały XIII Sympozjum nt.: „Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych”. Szczecin-Świnoujście 1992, Referaty, Tom 2, s.451-454.
110. Kujawiński K.: Stan przedawaryjny murowanej ściany szczytowej budynku przemysłowego na skutek jej posadowienia w niekorzystnych warunkach geotechnicznych. XX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 2001, Referaty, Tom 2, s.503-510.
111. Kwiatek J.: Niesprężyste winklerowskie podłoże górnicze. Ochrona Terenów Górniczych, Nr 49, 1979.
112. Kwiatek J.: O działaniu budowli na podłoże górnicze. Rozprawa habilitacyjna. Prace GIG, seria dodatkowa, Katowice 1969.
113. Kwiatek J.: O wpływie prędkości eksploatacji górniczej na zagrożenie obiektów budowlanych. Sesja naukowa z okazji 70-lecia urodzin prof. R. Ciesielskiego. Politechnika Krakowska, Kraków 1995, s.189-200.
114. Kwiatek J.: O wpływie prędkości podziemnej eksploatacji na obiekty budowlane. Przegląd Górniczy, Nr 7-8, 1999, s.1-8.

115. Kwiatek J.: Obiekty budowane na terenach górniczych. Główny Instytut Górniczy, Katowice 2002.
116. Kwiatek J.: Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych w świetle wytycznych GIG. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej "Problemy projektowania i ochrony obiektów budowlanych na terenach górniczych", ITB, Rudy Raciborskie 1999.
117. Kwiatek J.: Wpływ rozpełzania podłoża pod budowlami na jego krzywiznę. Inżynieria i Budownictwo, Nr 9, 1967.
118. Kwiatek J.: Wybrane problemy geotechniki terenów górniczych. PAN, Oddział w Katowicach, Zakład Narodowy im. Ossolińskich, Wrocław 1982.
119. Kwiatek J.: Zachowanie się podłoża budowli pod wpływem wielokrotnych eksploatacji górniczych. Ochrona Terenów Górniczych, Nr 70, 1984.
120. Kwiatek J.: Pionowe oddziaływania między budowlą i podłożem górniczym poziomo rozluźnianym. Ochrona Terenów Górniczych, Nr 36, 1976.
121. Kwiatek J. i współautorzy: Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Główny Instytut Górniczy, Katowice 1997.
122. Kwiatek J. i współautorzy: Zasady oceny możliwości prowadzenia podziemnej eksploatacji górniczej z uwagi na ochronę obiektów budowlanych. Główny Instytut Górniczy, Katowice 2000.
123. Ledwoń J.: Budownictwo na terenach górniczych. Arkady, Warszawa 1983.
124. Leon A.: Über die Scherfestigkeit des Betons. Beton und Eisen, Vol.34, 1935, s.130-135.
125. Lewicki B., Jarmontowicz R., Kubica J.: Podstawy projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych. Wydawnictwa ITB, Seria: Monografie, Warszawa 2001.
126. Lewicki B., Kubica J.: Nowa norma projektowania konstrukcji murowych PN-B-03002:1999. Inżynieria i Budownictwo, Nr 9, 2000, s.485-491.
127. Lewicki B. z zespołem: Budynki wznoszone metodami uprzemysłowionymi. Arkady, Warszawa 1979.
128. Lorenço P.B.: A macro-model for the out-of-plane behavior of masonry. Proceedings of the 12th International Brick/Block Masonry Conference, Madrid 2000, Vol.2, s.1101-1114.
129. Lorenço P.B.: An anisotropic macro-model for masonry plates and shells: Implementation and validation. Technical report, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, report nr. 03.21.1.3.07.
130. Lorenço P.B.: Anisotropic Softening Model for Masonry Plates and Shells. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.126, No 9, 2000, s.1008-1016.
131. Lorenço P.B.: Computational Strategies for Masonry Structures. PhD-Thesis, Delft University of Technology, Delft 1996.
132. Lorenço P.B., Barros J.A.O.: Size effect on masonry subjected to out-of-plane loading. Proceedings of the 12th International Brick/Block Masonry Conference, Madrid 2000, Vol.2, s.1101-1114.
133. Lorenço P.B., Rots J.G.: A solution for the macro-modelling of masonry structures. Proceedings of the 11th International Brick/Block Masonry Conference, Shanghai, October 1997, Vol. 2, s.1239-1249.
134. Lorenço P.B., Rots J.G.: Understanding the behavior of shear walls: A numerical review. Proceedings of the 10th IB²MAC, Calgary, Alberta 1994, s.11-20.
135. Lorenço P.B., Rots J.G., Blauwendraad J.: Implementation of an interface cap model for the analyses of masonry structures. Proceedings of the EURO-C Conference on Computational Modelling of Concrete Structures, Innsbruck 1994.
136. Lorenço P.B., Rots J.G., Blauwendraad J.: Two approaches for the analysis of masonry structures: micro- and macro-modelling. HERON, Vol.40, No.4, s.313-340.

137. Lotfi H.R., Shing B.: Interface Model Applied to Fracture Masonry Structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.120, no 1, 1994, s.63-80.
138. Lupa H.: Awarie wywołane osiadaniem gruntu w następstwie jego odwodnienia oraz ich zapobieganie. Materiały XI Sympozjum nt.: „Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych”. Szczecin 1989, Tom: Referaty, s.349-356.
139. Lurati F., Graf H., Thürlimann B.: Experimental determination of the strength parameters of concrete masonry. Report No 8401-2, Institute of Structural Engineering, ETH Zürich 1990.
140. MacLeod I.A., Abu-el-Magid S.A.: The behaviour of brick walls under conditions of settlement. *Structural Engineering*, Vol. 58A, (9), 1980, s.279-286.
141. Majewski S.: Elasto-Plastic Cap-Model for Cohesive-Frictional Materials. *Proceedings of Nafems World Congress '97*. Stuttgart 1997, Vol. 2, s. 1002-1013.
142. Majewski S.: Elasto-Plastic double-cap model for structure subsoil interaction problem. *Archiwum Inżynierii Ładowej*, Warszawa 1994, Vol. XL, z.3/4, s.487-506.
143. Majewski S.: Elasto-Plastic model with isotropic hardening/softening rule for cohesive-frictional materials. *Proceedings of the 5th International Conference on Computational Plasticity*, Barcelona 1997, s. 951-956.
144. Majewski S.: Sprężysto-plastyczny model współpracującego układu budynek-podłoże poddanego wpływowi górniczych deformacji terenu. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, Seria: Budownictwo, Z.79, Gliwice 1995.
145. Majewski S., Gryczmański M.: A study on elasto-plastic raft foundation-soil interaction. *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg 1997, s. 983-986.
146. Majewski S., Klemczak B., Szojda L., Wandzik G.: Numerical Analysis of the Influence of Ground Subsidence for Wall Structures. *Proceedings of XIII Polish Conference on Computer Methods in Mechanics*, Poznań 1997, Vol.3, s.839-846.
147. Majewski S., Szojda L.: *Proceedings of the 6th International Masonry Conference*, *Proceedings of the British Masonry Society: Masonry (9)*, London 2002, s.253-259.
148. Majewski S., Wandzik G.: Modelling of Masonry Structures. *Proceedings of the Fourth International Masonry Conference*, *Masonry (7)*, London 1995, Vol.2, s.281-285.
149. Majewski S., Wandzik G., Klemczak B., Szojda L.: Numerical analysis of Reinforced Masonry Walls Subjected to the Influence of Mining Ground Subsidence. *Proceedings of the Seventh North American Masonry Conference*, University of Notre Dame, South Bend, Indiana, USA, June 1996, vol.1, s.559-570.
150. Mann W.: Tension and Shear in Masonry Walls. *Proceedings of CIB/W23 Meeting*, CIB Publication 131, 1984.
151. Mann W., Müller H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. *Mauerwerk-Kalender*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1985.
152. Marti P.: Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden. Bericht Nr. 203, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1994.
153. Matysiak A.: Wady w wykonaniu budynku mieszkalnego posadowionego częściowo na dobrym i częściowo na słabym gruncie. Materiały XIII Sympozjum nt.: „Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych”. Szczecin-Świnoujście 1992, Referaty, t.2, s.567-571.
154. Menétrey Ph., Willam K.J.: Triaxial Failure Criterion for Concrete and Its Generalization. *ACI Structural Journal*, Vol.92, No 3, 1995, s.331-318.

155. Misztal S., Misztal G., Wróbel I.: Awaria budynku mieszkalnego spowodowana osuszaniem gruntów ilastych przez rosnące w pobliżu drzewa. *Materiały XIII Sympozjum nt.: „Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych”*. Szczecin-Świnoujście 1992, Referaty, Tom 2, s.573-580.
156. Mitchell J.M.: Soil improvement. State-of-the-art. report. *Proceedings of the 10th ICSMFE*, Sztokholm, 1981, Vol. 4, s.509-565.
157. Monfort L.: La Prevention Des Degas Miniers Dans Le Logement. *Exgences Fonctionnelles De L'Habitation*. Institut National Du Logement. Edition & Impremiere, Brussels 1969.
158. Müller H.: Untersuchungen zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchten Mauerwerkswänden. Bruchverhalten und Bruchtheorie, Auswertung bekanner Scherversuche, zusätzliche Einflüsse bei Windscheiben. Dissertation, Technischen Hochschule Darmstadt, D17, Darmstadt 1974.
159. Muszyński L.: Odporność na uszkodzenia budynków na terenach górniczych a prędkość eksploatacji górniczej. *Przegląd Górniczy*, Nr 10, 1999, s.3-7.
160. Narbut R., Orłowicz R., Małyszko L.: Przyczyny awarii i problemy napraw budynków murowanych na północy Rosji. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaria Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1997, Referaty, Tom 1, s.317-324.
161. Neimitz A.: *Mechanika pęknięć*. Wydawnictwo Naukowe PWN, wydanie pierwsze, Warszawa 1998.
162. Nielsen C.V.: Triaxial Behavior of High-Strength Concrete and Mortar. *ACI Materials Journal*, Vol.95, No 2, 1998, s.144-151.
163. Orłowicz R., Małyszko L. and Kindracki J.: Wytrzymałość murów w złożonym stanie naprężenia. XLII Konferencja Naukowa KIL PAN i KN PZITB, Warszawa-Krynica-Kraków 1996, t. 5, s. 53-60.
164. Page A.W.: The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering*, Part 2, Vol.71, 1981, s.893-906.
165. Page A.W.: The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *International Journal of Masonry Construction*, No 3, 1983, s.26-31.
166. Parkinson G., Shaw G., Beck J.K., Knowles D.: *Appraisal & Repair of Masonry*. Thomas Telford Ltd, London 1996.
167. Perkowski Z.: Ewolucja uszkodzeń w liniowych ośrodkach izotropowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, Seria: Budownictwo, Z.93 2001, s.363-370.
168. Piekarczyk A., Drobiec Ł., Kubica J.: AAC Blocks Masonry Compressed Perpendicular and Parallel to the Bed Joints. *Proceedings of the 12th IB²MaC*, Madrid 2000, Vol. II, s.1447-1454.
169. Piekarczyk A., Drobiec Ł., Kubica J.: Badania murów z bloczków z betonu komórkowego ściskanych prostopadle oraz równolegle do spoin wspornych. XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław-Krynica 2000, Tom 3, s.251-258.
170. Pierzchlewicz J., Jarmontowicz R.: *Budynki murowane. Materiały i konstrukcje*. Arkady, Wydanie 1, Warszawa 1993.
171. Piszczek K., Szarliński J., Urbański A.: XLV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław-Krynica t.4, 1999, s.149-153.
172. Pluijm R. van der: Deformation controlled 4-point bending tests on clay brick and calcium silicate masonry wallettes. Technical report TUE/CO/99.16, Eindhoven University of Technology, TNO 99-CON-R3021.
173. Pluijm R. van der: Deformation controlled tensile tests carried out in the period 1996-1998. Technical report TUE/BCO/98.19, Eindhoven University of Technology.

174. Pluijm R. van der: Non linear FEM meso models for masonry. Technical report, TNO report nr. 99-CON-R3022.
175. Pluijm R. van der: Numerical evaluation of bond tests. *Masonry International*, Vol.9, No.1, 1995, s.16-25.
176. Pluijm R. van der: Out-of Plane Bending of masonry. Behaviour and Strength. PhD-Thesis, TNO Building and Construction Research, Delft, 1999.
177. Pluijm R. van der: Overview of deformation controlled combined tensile and shear tests. Technical report TUE/BCO/98.20, Eindhoven University of Technology.
178. Pluijm R. van der: Panel tests. Technical report TUE/CO/99.03, Eindhoven University of Technology.
179. Pohl R., Schneider K.-J., Wormuth R., Ohler A., Schubert P.: *Mauerwerksbau. Baustoffe-Konstruktion-Berechnung- Ausführung*. Werner Verlag, 4 Auflage, Düsseldorf 1992.
180. Poljakow S.W.: *Дітилноє шатіє кирпичної кладки*. CNIISK, Moskwa 1959.
181. Polshin D.E., Tokar R.A.: Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proceedings of 4th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, 1987, s.402-405.
182. Popiołek E.: *Ochrona terenów górniczych*. Skrypt AGH, Wydawnictwo AGH, Kraków 1989.
183. *Post-Tensioned Masonry Structures. Properties of Masonry, Design Considerations, Post-Tensioning System for Masonry Structures, Applications*. VSL Report Series 2, VSL International Ltd, Berne, Switzerland.
184. Praca zbiorowa pod kierunkiem J. Kwiatka: *Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych*. Wydawnictwa GIG, Katowice 1997.
185. Praca zbiorowa: *Ochrona powierzchni przed uszkodzeniami górniczymi*. Wydawnictwo Śląsk, Katowice 1980.
186. Praca zbiorowa: *Zagadnienia wpływu podziemnej eksploatacji górniczej na budowlę*. Wydawnictwa ITB, Seria: Rozprawy, Warszawa 1984.
187. Przysański J. i zespół: *Posadowienie budowli na gruntach ekspansywnych*. Rozprawy nr 244. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1991.
188. Rajmakers T. M. J., Vermeltoort A. T.: Deformation controlled tests in masonry shear walls. Report B-92-1156, TNO-Bouw, Delft 1992.
189. Rajmakers T.M.J., Vermeltoort A.Th.: *Vervormingsgestuurde Mesoschuif-proeven op Metselwerk. Deel I (meetrapport)*. Centrum Bouwonderzoek TNO-TUE, Eindhoven 1992.
190. Romano M.: On Leon's Criterion. *Meccanica*, 1969, s.48-67.
191. Rots J.G.: Numerical simulation of cracking in structural masonry. *HERON*, Vol. 36, No 2, 1991.
192. Seim W., Schweizerhof K.: Nichtlineare FE-Analyse eben beanspruchter Mauerwerkscheiben mit einfachen Werkstoffgesetzen. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol.92, Heft 8, 1997, s.201-207.
193. Sieczkowski J.M., Szołomicki J.P.: Komputerowa analiza zabytkowych konstrukcji murowych. *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 10, 1994, s.461-463.
194. Sieczkowski J.M., Szołomicki J.P.: Metody komputerowej analizy konstrukcji. *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 7, 1998, s.376-379.
195. Sieczkowski J.M., Szołomicki J.P.: *Metody obliczeń statyczno-wytrzymałościowych sklepień w budowlach gotyckich*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1999.

196. Słobodyan Y., Bazhenov V., Tihanowsky V.: Współdziałanie budynków z podłożem na terenach szkód górniczych. XX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 2001, Referaty, Tom 2, s.539-546.
197. Starosolski W., Józwiak I., Kubica J.: Badania wpływu obciążeń ściskających na nośność ścian podlegających ścinaniu. XXIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa-Krynica-Rzeszów 1993, t.3, s.193-200.
198. Starosolski W., Kliszczewicz R., Kubica J.: Badania zachowania się murów z elementów drobnowymiarowych w jednoosiowym stanie naprężenia. *Prace Instytutu Techniki Budowlanej*, Nr 3(79), 1991, s.27-33.
199. Starosolski W., Kubica J.: O wyborze sposobu zabezpieczenia kościoła zabytkowego. IV Konferencja Naukowo-Techniczna „REW-INŻ '98” nt. „Inżynierskie Problemy Odnowy Staromiejskich Zespołów Zabytkowych”, Kraków, maj 1998, Referaty, Tom II, s.207-214.
200. Symakezis C.A., Asteris P.G.: Masonry failure Criterion under Biaxial Stress State. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.13, No 1, 2001, s.58-64.
201. Szarliński J., Winnicki A., Podleś K.: *Konstrukcje z betonu w płaskich stanach*. Politechnika Krakowska, Kraków 2002.
202. Szojda L.: Analiza numeryczna współdziałania murowanych budynków ścianowych z deformującym się podłożem. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2001.
203. Szojda L., Majewski S.: Modelling of masonry structures by FEM. *Proceedings of 4th International Conference AMCM*, Cracow 2002, s.207-212.
204. Szołomicki J.P.: Analiza statyczno-wytrzymałościowa i modelowanie komputerowe konstrukcji murowych. Praca doktorska, Politechnika Wrocławska, Wrocław 1997.
205. Szołomicki J.P., Sieczkowski J.M.: Analiza statyczna powłok murowych konstrukcji zabytkowych. *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 2, 1995.
206. Szołomicki J.P., Sieczkowski J.M.: Modelowanie komputerowe murowych konstrukcji zabytkowych. *Materiały Konferencji Naukowo-Problemovej "Techniczne i organizacyjne metody rewaloryzacji budowli"*, Szklarska Poręba 1993.
207. Tassios T.P.: Physical and mathematical models for re-design of dangerous structures. *Proceedings of IABSE Symposium*, Venice 1983, Vol. 45, s.29-37.
208. Thürlimann B., Lurati F., Graf H.: *Verzuche zur Festlegung der Festigkeitswerter von Zementsteinmauerwerk*. Bericht Nr. 8401-2, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1990.
209. Thürlimann B., Guggisberg R.: *Verzuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten*. Bericht Nr. 7502-5, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1987.
210. Thürlimann B., Lurati F.: *Verzuche an Mauerwerkswänden aus Zementstein*. Bericht Nr. 8401-3, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1990.
211. Thürlimann B., Lurati F., Graf H.: *Verzuche zur Festlegung der Festigkeitswerter von Zementsteinmauerwerk*. Bericht Nr. 8401-2, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1990.
212. *Trees near the house*. *Gardening Which*, November 1989, s.359-361.
213. Tsai S.W., Wu E.M.: A general failure criterion for anisotropic materials. *Journal of Composite Materials*, Vol.5, s.58-80.
214. Tsui K.Y., Harvey W.J., Morton J.M., Shaw G.: A Preliminary Investigation of the Vertical Shear Strength of Brick Masonry. *Proceedings of the 6th International Masonry Conference*, Rome 1982.

215. Urbański A., Szarliński Z., Kordecki Z.: Finite element modelling of the behavior of the masonry walls and columns by homogenization approach. *Computer Methods in Structural Masonry – 3rd ed.* by G.N.Pande and Middleton J., Books & Journals International, Swansea 1995.
216. Vermeltoort A.: Effects of the width and boundary conditions on the mechanical properties of masonry prisms under compression. *Proceedings of the 11th International Brick/Block masonry Conference, Shanghai, China 1997, Vol.1, s.181-190.*
217. Vermeltoort A. T., Raijmakers T. M. J.: Deformation controlled tests in masonry shear walls - Part 2. Report TUE/BKO/93.08, Eindhoven University of Technology 1993.
218. Vratsanou V.: An analytical F.E. model for the simulation of the behaviour of brick masonry panels under monothonic and cyclic actions. *Proceedings of the 6th International Brick Conference, Vol.2, Rome 1982, s.940-947.*
219. Vratsanou V.: Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren. *Dissertation, Universität Karlsruhe 1992.*
220. West H.W.H., Hodgkinson H.R., Haseltine B.A., de Vekey R.C.: Research results on brickwork and aggregate blockwork since 1977. *The Structural Engineer, Vol.64A, No.11, 1986, s.320-331.*
221. West H.W.H., Hodgkinson H.R., Webb W.F.: The Resistance of Brick Walls to Lateral Loading. *Proceedings of BCS, Vol.21, 1971, s.165-180.*
222. Willam K.J., Warnke E.P.: Constitutive Model for Triaxial Behavior of Concrete. *IABSE Symposium Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, Bergamo, Italy, 1974.*
223. Wiłun Z.: *Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Wydanie drugie, Warszawa 1982.*
224. Witruwiusz: *O architekturze ksiąg dziesięć. Prószyński i S-ka, Seria: Biblioteka Antyczna, Warszawa 1999.*
225. Woźniowski Z., Zawalski A.: Awaria budynku jednorodzinnej posadowionego na podłożu ekspansywnym. XX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 2001, Referaty, Tom 2, s.555-562.
226. Woźniowski Z., Zawalski A.: Diagnostyka i mechanizm awarii budynku hotelowego posadowionego na podłożu ekspansywnym. XIX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1999, Referaty, Tom 1, s.159-169.
227. Wu E.M.: Optimal experimental measurements of anisotropic failure tensors. *Journal of Composite Materials, Vol. 6, s.472-480.*
228. Wysokiński L.: Nadzwyczajne wartości przemieszczeń budynku. XIX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1999, Referaty, Tom 1, s.187-194.
229. Wysokiński L., Promny M., Kawulok M., Przygoda J.: Uszkodzenie kościoła na Śląsku – osuwisko czy szkody górnicze. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1997, Referaty, Tom 2, s.875-884.
230. Zawalski A., Woźniowski Z.: Błędy rozwiązań posadowienia budynków na gruntach ekspansywnych w przykładach. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1996, Referaty, Tom 2, s.519-526.
231. Zawalski A., Woźniowski Z.: Chroniczny stan awaryjny budynku posadowionego na podłożu ekspansywnym. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 1997, Referaty, Tom 2, s.775-782.
232. Zawalski A., Woźniowski Z.: Dyskusja oceny zagrożenia przez drzewostan budynków posadowionych na podłożu ekspansywnym na przykładzie awarii szkół. *Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej, Budownictwo Lądowe nr 40, Poznań 1995, s.353-371.*

233. Zhuge Y., Thambirathnam D., Corderoy J.: Nonlinear Dynamic Analysis of Unreinforced Masonry. *ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.124, No 3, 1998, s.270-277.*
234. Żenczykowski W.: *Budownictwo ogólne. Tom 2: Konstrukcje i wzmocnienie murów i sklepień. Arkady, Warszawa 1965.*

NORMY I INSTRUKCJE

235. BS 5628 Part 1. *Structural use of unreinforced masonry. BSI, 1992.*
236. BS 5930. *Trees in relation to construction. BSI, Londyn, 1992.*
237. CSN 73 0039. *Navrhovani objektu na poddolovanem uzemi. zakladni ustanoveni. Prag 1989.*
238. DIN 1053. Teil 2. *Mauerwerk nach Eignungsprüfung; Berechnung und Ausführung. Ausgabe 1984.*
239. EN 1052-3 *Methods of test for masonry - Part 3: Determination of shear strength. CEN, 1999.*
240. EN 1052-4 *Methods of test for masonry - Part 4: Determination of shear strength including damp proof course. CEN, 2000.*
241. ENV 1991-1 Eurokod 1. *Podstawy projektowania i oddziaływania na konstrukcję.*
242. ENV 1996-1-1 Eurokod 6: *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1: Reguły ogólne. Reguły dla murów niezbrojonych, zbrojonych i sprężonych. Polskie tłumaczenie wersji oryginalnej, ITB, Warszawa 1995.*
243. ENV 1997-1 Eurokod 7. *Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. Polskie tłumaczenie wersji oryginalnej, ITB, Warszawa 1996.*
244. Instrukcja ITB Nr 296 – *Posadowienie budowli na gruntach ekspansywnych. ITB, Warszawa 1990.*
245. Instrukcja nr 12: *Zasady oceny możliwości prowadzenia podziemnej eksploatacji górniczej z uwagi na ochronę obiektów budowlanych. Wydawnictwa GIG, Katowice 2000.*
246. Instrukcja Nr 286. *Aneks. ITB, Warszawa 1993.*
247. Instrukcja Nr 286. *Wytyczne projektowania budynków o ścianowym układzie nośnym podlegających wpływowi eksploatacji górniczej. ITB, Warszawa 1989.*
248. Instrukcja Nr 325. *Projektowanie budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej podlegających wpływom wstrząsów górniczych. ITB, Warszawa 1993.*
249. Instrukcja Nr 332. *Projektowanie hal stalowych na terenach górniczych wraz z komentarzem i przykładami. ITB, Warszawa 1994.*
250. Instrukcja Nr 364/2000. *Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. ITB, Warszawa 2000.*
251. *Narodni Aplikačni Dokument - ČSN P ENV 1996-1-1.*
252. *National Application Document for the use in the UK with ENV 1996-1-1:1995*
253. *National House-Building Council. Practice Note 3 – Building near trees. NHBC, Amersham 1969.*
254. *Nationales Anwendungsdokument (NAD) zur DIN V ENV 1996-1-1 (Eurocode 6).*
255. PN-81/B-03020. *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
256. PN-87/B-03002. *Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
257. PN-B-03002:1999 (Łącznie ze zmianami Az1/2000 oraz Az2/2002). *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
258. PN-B-03340:1999. *Konstrukcje murowe zbrojone. Projektowanie i obliczanie.*

- 259.SIA 177/2 Bemessung von Mauerwerkswänden. Schweizerischer Ingenieur-und Architekten Verein, Zürich, Ausgabe 1992.
- 260.SNIP 2.01.09-91. Zdanija i sooruzenija na podrabatyvajemych territorijach i posadocnych gruntach. Moskwa 1991.
- 261.SNiP II-22-81. Czast 2. Gława 2. Kamiennyje i armokamiennyje konstrukcji. Gossudarstwiennyj Komitet CCCP po Diełam Stroitelstwa, Moskwa 1983.
- 262.Wymagania techniczno-budowlane dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach podlegających wpływow eksploatacji górniczej. ITB, Warszawa 1975.
- 263.Wytyczne projektowania budynków posadowionych bezpośrednio na podłożach silnie odkształcalnych. PSN-4/80. Wersja znowelizowana. COBPBO, Warszawa 1981.

RAPORTY NIEPUBLIKOWANE

- 264.Kubica J. z zespołem: Analiza nośności i odkształcalności ścian murowanych, ścinanych prostopadle do spoin wspornych na skutek pionowych deformacji podłoża wywołanych wpływami typu górniczego. Praca PBU-99/RB-2/98 (Projekt Badawczy Nr 7 T07E 026 15 finansowany przez KBN). Raport końcowy, Katedra Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 2001.
- 265.Kubica J.: Badania zachowania się murów z elementów drobnowymiarowych w złożonych stanach napięcia z uwzględnieniem obciążeń o charakterze wpływów górniczych. Praca BK-567/RB-2/92 zlecona przez Rektora Politechniki Śląskiej w ramach badań statutowych. Raport, Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 1992.
- 266.Kubica J.: Wstępne badania modułu Kirchhoffa niezbrojonych, ścinanych murów z cegły. Praca BK-282/RB-2/00 zlecona przez Rektora Politechniki Śląskiej w ramach badań statutowych. Raport, Katedra Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 2000.
- 267.Kubica J.: Wstępne badania murów z bloczków z betonu komórkowego poddanych ścinaniu ze ściskaniem. Praca BK-273/RB-2/98 zlecona przez Rektora Politechniki Śląskiej w ramach badań statutowych. Raport, Katedra Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 1998.
- 268.Kubica J. z zespołem: Badania wytrzymałości na ścinanie w kierunku pionowym oraz granicznych wartości kąta odkształcenia postaciowego murów wykonanych z bloczków typu "YTONG". Praca NB-83/RB-2/99, Raport końcowy, Katedra Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 1999.
- 269.Starosolski W. z zespołem: Ściany z elementów drobnowymiarowych jako usztywnienie żelbetowych konstrukcji szkieletowych na terenach górniczych. Praca PBU-610/RB-2/92 (Projekt Badawczy Nr 7 0681 91 01 finansowany przez KBN). Raport końcowy, Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 1994.
- 270.Starosolski W. z zespołem: Wykonanie uzupełniających badań cech materiałowych wypełnienia i modelu ramy żelbetowej z wypełnieniem z cegły. Praca NB-119/RB-2/91 zlecona przez ITB Warszawa w ramach CPBR 6.4 Zadanie 17.01.2. Raport końcowy, Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska, Gliwice 1991.

NIEZBROJONE ŚCIANY MUROWE PODDANE ODKSZTAŁCENIOM POSTACIOWYM WYWOŁANYM NIERÓWNOMIERNYMI PIONOWYMI PRZEMIESZCZENIAMI PODŁOŻA

Streszczenie

Praca jest próbą syntezy badań doświadczalnych oraz rozważań teoretycznych (prowadzonych od końca lat 80.) dotyczących zachowania się niezbrojonych ścian murowych poddanych ścinaniu oraz jednoczesnemu ścinaniu ze ściskaniem w kierunku prostopadłym do spoin wspornych, występującemu w sytuacji, gdy budynek narażony jest na nierównomierne pionowe przemieszczenia podłoża.

W pierwszej części pracy podano podstawy teoretyczne analizy tak obciążonych ścian oraz scharakteryzowano obciążenia.

Druga część pracy (rozdział 3) dotyczy przeprowadzonych badań doświadczalnych modeli wykonanych z różnych typów murów. Przedstawiono zakres wykonanych badań, stanowisko badawcze i technikę prowadzenia badań oraz zaprezentowano i omówiono uzyskane wyniki.

Trzecią część pracy (rozdział 4) poświęcono zagadnieniu tzw. kryterium odkształceniowego, tzn. metody oceny stanu naprężenia pionowo ścinanej ściany usztywniającej poprzez analizę jej stanu odkształcenia. Omówiono, zaproponowane już wcześniej na podstawie prowadzonych prac badawczych oraz analiz teoretycznych – i przyjęte w nowej normie projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych – kryterium oceny polegające na sprawdzaniu stanu granicznego użyteczności w oparciu o analizę kątów odkształcenia postaciowego. Podano sposób określania miarodajnych wartości kąta odkształcenia postaciowego. Wprowadzono i zdefiniowano między innymi dwa nowe pojęcia: kąta odcinkowego oraz globalnego. Przedstawiono weryfikację proponowanego kryterium z wynikami badań doświadczalnych. Ponadto zaproponowano redukcję przyjmowanych do obliczeń wartości modułu odkształcenia postaciowego, co również zostało przyjęte i wprowadzone do normy projektowania murowych konstrukcji niezbrojonych. Dodatkowo podano szczegółowe uwarunkowania dla budynków poddanych nierównomiernym oraz – oddzielnie – dla obiektów sytuowanych na terenach górniczych.

Czwarta część pracy, obejmująca rozdział 5, dotyczy kryterium naprężeniowego oceny stanu granicznego nośności pionowo ścinanej ściany murowanej. Opracowano i zaproponowano postać zależności zmiany wartości naprężeń ścinających w funkcji poziomu naprężeń ściskających τ_v (σ_c). Sformułowano kryterium pozwalające analizować stan wyężenia muru poddanego pionowym naprężeniom stycznym oraz normalnym, które zweryfikowano z wynikami badań.

Ostatnia część niniejszej pracy obejmuje przykład obliczeniowy, na podstawie którego pokazano praktyczny sposób zastosowania proponowanych kryteriów oceny stanów granicznych, w typowych obliczeniach inżynierskich.

UNREINFORCED MASONRY WALLS SUBJECTED TO NON-DILATATIONAL STRAINS PRODUCED BY IRREGULAR VERTICAL GROUND DISPLACEMENTS

Summary

The study is a trial of synthesis of the experimental and theoretical investigations (carried out since end of 80-ties), concerning behaviour of unreinforced masonry walls subjected to shearing or shearing with precompression in direction perpendicular to bed joints. It takes place in case of situation when building is running a risk of irregular vertical ground displacements.

In first part of these work the theoretically basis of analysis such loaded walls was described. Additionally, the state of loading was characterised.

Second part of the work (Chapter 3) contains carried out investigations of models made of several types of masonry. The range of tests, description of the test stand and tests' technique was presented. The results obtained in presented investigations were presented and discussed.

In third part of the work (Chapter 4) was given attention to problem of strain criterion, e.g. method's of stress analysis of vertically sheared masonry wall through analysis of their state of strain. On the basis of carried out experimental and theoretical investigations, the earlier proposed – and accepted in new Polish Masonry Code – criterion of assessment depended on Serviceability Limit State satisfying based on non-dilatational strain angle, was discussed. The method of competent of non-dilatational strain angle values was given. Two new notions: segmental and global value of non-dilatational strain angle, was given and defined. The comparison of proposed criterion with test's data was presented. Moreover, the reduction of the shear modulus, also accepted in Polish code, was proposed. Additionally, the detailed conditions for buildings subjected to excessive settlements as a result of influence of other than connected with mining activities and – separately – for buildings on coal mining terrain's was defined accurately.

Fourth part of this study, included Chapter 5, is regard to elaborating of the stress criterion for Ultimate Limit State analysis of vertically sheared stiffening masonry wall. On the basis of wide own experimental investigations was elaborated and proposed the relationship of shear stresses in correlation of compressive stresses level τ_v (σ_c). On the basis of this relationship the criterion for stress analysis of wall vertically sheared with precompression. This criterion was verified by test's results.

Last part of the work concerns a design example. On the basis of them the practically method of using of proposed criterions in typically design practice, was shown.

Wydano za zgodą
Rektora Politechniki Śląskiej

Wydawnictwo Politechniki Śląskiej
ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice
tel./fax (0 prefiks 32) 237-13-81
Dział Sprzedaży i Reklamy (0 prefiks 32) 237-18-48

www.polsl.gliwice.pl/alma.mater/wps.html
wydawnictwo@polsl.gliwice.pl

Nakł. 100+50	Ark. wyd. 14,6	Ark. druk. 12,25	Papier offset. 70x100, 80 g
Oddano do druku 27.03.2003 r.		Podpis. do druku 27.03.2003 r.	Druk ukończ. w kwietniu 2003 r.
Zam. 90/03			

Fotokopie, druk i oprawę
wykonano w Zakładzie Graficznym Politechniki Śląskiej w Gliwicach, ul. Kujawska 1

**Książki Wydawnictwa Politechniki Śląskiej można nabyć
w Wydawnictwie Politechniki Śląskiej w Gliwicach
oraz w wymienionych poniżej księgarniach**

GLIWICE

- ◆ Punkt Sprzedaży – Wydział Górnictwa i Geologii Pol.Śl.
ul. Akademicka 2
- ◆ Punkt Sprzedaży – Wydział Automatyki, Elektroniki i Informatyki
Pol. Śl., ul. Akademicka 16
- ◆ Punkt Sprzedaży – Wydział Architektury Pol. Śl., ul. Akademicka 7
- ◆ Mercurius – ul. Konstytucji 14 b

KATOWICE

- ◆ Punkt Sprzedaży – Wydział Metalurgii, Inżynierii Materiałowej
i Transportu Pol.Śl., ul. Krasińskiego 8
- ◆ Hurtownia „DIK” – ul. Dulęby 7

KALISZ

- ◆ Księgarnia Bazar – ul. Piekarska 13

ZABRZE

- ◆ Punkt Sprzedaży – Wydział Organizacji i Zarządzania Pol. Śl.,
ul. Roosevelta 26

OPOLE

- ◆ Techniczna J. Szutenberg – ul. Sosnkowskiego 31

WROCLAW

- ◆ Studencka – Pl. Politechniki 1

KRAKÓW

- ◆ Hurtownia „Pagina” – ul. Moniuszki 25
- ◆ Naukowa – ul. Podwale 6
- ◆ Techniczna – ul. Podwale 4

GDAŃSK

- ◆ EKO-BIS – ul. Dyrekcyjna 6

WARSZAWA

- ◆ Ekonomiczna K. Leki – ul. Grójecka 67
- ◆ Techniczna – ul. Świętokrzyska 14
- ◆ MDM – ul. Piękna 31

BIAŁYSTOK

- ◆ Dom Książki (Księgarnia 84) – ul. Dolistowska 3

BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Politechniki Śląskiej

P 3343/03/96

Cyruk: Drukarnia Gliwice, ul. Zwycięstwa 27, tel. 230 49 50

PL ISSN 0434-0779