

**ZESZYTY
NAUKOWE
POLITECHNIKI
ŚLĄSKIEJ**

Jerzy ŚLIWKA

**NOŚNOŚĆ MOSTOWYCH I OPOROWYCH
KONSTRUKCJI USZKODZONYCH
PRZEMIESZCZENIAMi PODŁOŻA**

BUDOWNICTWO

z. 87



GLIWICE 2000

Jerzy ŚLIWKA

NOŚNOŚĆ MOSTOWYCH I OPOROWYCH KONSTRUKCJI USZKODZONYCH PRZEMIESZCZENIAMI PODŁOŻA

OPINIODAWCY

Prof. dr hab. inż. Jan Biliszczuk

Prof. dr hab. inż. Jerzy Kwiatek

KOLEGIUM REDAKCYJNE

REDAKTOR NACZELNY – Prof. dr hab. Zygmunt Kleszczewski

REDAKTOR DZIAŁU – Mgr inż. Bogusław Cieślak

SEKRETARZ REDAKCJI – Mgr Elżbieta Leško

REDAKCJA

Mgr Roma Łoś

REDAKCJA TECHNICZNA

Alicja Nowacka

**Wydano za zgodą
Rektora Politechniki Śląskiej**

PL ISSN 0434-0779

**Wydawnictwo Politechniki Śląskiej
ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice
tel./fax (0-32) 237-13-81**

www.wydawnictwo.polsl.gliwice.pl
wydawnictwo@polsl.gliwice.pl

SPIS TREŚCI

	Str.
OZNACZENIA	7
OKREŚLENIA	8
1. WSTĘP	13
1.1. Wprowadzenie	13
1.2. Przegląd zagadnień związanych z pracą statyczną uszkodzonych konstrukcji inżynierskich	26
1.3. Cel i zakres pracy	28
2. PODSTAWY TEORETYCZNE	32
2.1. Wprowadzenie	32
2.2. Przykład wykorzystania rachunku dystrybucyjnego	33
2.3. Analiza równowagi belki zarysowanej	38
2.4. Nośność belki spękanej	46
2.4.1. Płaskie sklepienie ciśnień	48
2.4.2. Łuk mimośrodowo ściskany	52
2.5. Przykład nośnego układu konstrukcyjnego	54
2.6. Ilustracja analizy przebiegu badanego procesu losowego na podstawie wyników monitoringu	59
3. PRZYCZYNY I CHARAKTERYSTYKA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI INŻYNIERSKICH	64
3.1. Wprowadzenie	64
3.2. Analiza przemieszczeń podłoża budowli inżynierskich	67
3.2.1. Parametry deformacji powierzchni na terenach górniczych	68
3.2.2. Przegląd losowych odkształceń terenów zagospodarowanych	73
3.3. Oddziaływanie odkształcającego się podłoża na budowle inżynierskie	79
3.3.1. Ocena koncentracji oddziaływań normalnych w ujęciu rachunku dystrybucyjnego	83
3.3.2. Klasyfikacje podłoża na terenach nieustabilizowanych lub parasejsmicznych	85
3.3.3. Profilaktyka ograniczająca deformacje podłoża budowlanego	90
3.4. Uszkodzenia budowli inżynierskich	93
3.4.1. Uszkodzenia kinematyczne	95

3.4.2. Uszkodzenia wytrzymałościowe	99
3.4.3. Monitoring uszkodzeń	102
4. ZABEZPIECZENIE BUDOWLI INŻYNIERSKICH	112
4.1. Wprowadzenie	112
4.2. Zwiększenie podatności konstrukcji	113
4.2.1. Usztywnienie wyodrębnionych segmentów budowli	115
4.2.2. Rektyfikacja budowli inżynierskich	121
4.2.3. Sterowanie systemami rektyfikacyjnymi	124
4.3. Wzmacnianie konstrukcji inżynierskich	136
5. NOŚNOŚĆ ZDEGRADOWANYCH KONSTRUKCJI MASYWNYCH	140
5.1. Wprowadzenie	140
5.2. Kształtowanie zmodyfikowanych schematów obliczeniowych	142
5.3. Macierz sztywności elementu zdegradowanego, zarysowanego	146
5.4. Zasady obliczeń statycznych uszkodzonych konstrukcji masywnych	151
6. UWAGI KOŃCOWE	158
6.1. Uwagi ogólne	158
6.2. Podsumowanie realizacji postawionego celu pracy	159
6.3. Zarys dalszych poszukiwań	161
LITERATURA	164
STRESZCZENIE	174

CONTENTS

	Page
DENOTATIONS	10
DEFINITIONS	11
1. INTRODUCTION	13
1.1. Preface	13
1.2. Review of the problems connected with static operation of damaged engineering structures	26
1.3. Aim and range of study	28
2. THEORETICAL BASIS	32
2.1. Preface	32
2.2. Example of using distribution calculation	33
2.3. Equilibrium analysis of a straight cracked beam	38
2.4. Load capacity of a cracked beam	46
2.4.1. Flat pressure arch	48
2.4.2. Eccentrically compressed arch	52
2.5. Example of carrying structural system	54
2.6. Illustration of course analysis of the studied random process on the basis of monitoring results	59
3. CAUSES AND CHARACTERISTICS OF ENGINEERING STRUCTURE DAMAGES	64
3.1. Preface	64
3.2. Analysis of relocations of foundation in engineering structures	67
3.2.1. Surface deformation parameters in mining areas	68
3.2.2. Review of random deformations of developed lands	73
3.3. Influence of a deforming foundation on engineering structures	79
3.3.1. Assessment of concentration of normal influences in a distribution calculation	83
3.3.2. Classification of foundation in unstable or paraseismic areas	85
3.3.3. Preventative measures limiting deformation of the building foundation	90
3.4. Damages of engineering structures	93
3.4.1. Kinematic damages	95

3.4.2. Strength damages	99
3.4.3. Monitoring of damages	102
4. PROTECTION OF ENGINEERING STRUCTURES	112
4.1. Preface	112
4.2. Increase of structure flexibility	113
4.2.1. Bracing of selected segments of the structure	115
4.2.2. Rectification of engineering structures	121
4.2.3. Control of rectification systems	124
4.3. Reinforcing of engineering structures	136
5. LOAD CAPACITY OF DEGRADED SOLID CONSTRUCTIONS	140
5.1. Preface	140
5.2. Shaping of modified calculation schemes	142
5.3. Matrix of rigidity of a cracked degraded element	146
5.4. Principles of static calculations of damaged solid structures	151
6. FINAL REMARKS	158
6.1. General remarks	158
6.2. Recapitulation of realization of the aim of study	159
6.3. Outline of further research	161
LITERATURE	164
SUMMARY	175

OZNACZENIA

- x, y - współrzędne globalne;
 ξ, η - współrzędne lokalne;
 l - długość belki lub elementu, rozpiętość konstrukcji;
 E - moduł Younga;
 A, W i J - charakterystyki geometryczne przekroju belki i elementu;
 s - punkt przyłożenia siły skupionej lub położenia rysy;
 Q, M, N - siły wewnętrzne;
 T - rozpór jako siła ściskająca belkę lub element;
 P, R - siły skupione;
 p, q - obciążenia rozłożone;
 r - charakterystyka rysy kruchego pęknięcia, zasięg wpływów głównych eksploatacji górniczych;
 φ, ψ - odkształcenia osi belki, elementu;
 $\delta(x-s)$ - funkcja δ - Diraca;
 $h(x-s)$ - funkcja Heaviside'a;
 A, B, C, D - stałe całkowania;
 v_s - długość rysy;
 b, h - szerokość i wysokość przekroju poprzecznego belki, elementu;
 d - mimośród przyłożenia rozporu;
 C - współczynnik odporu gruntu, górotworu;
 f - współczynnik tarcia;
 w - osiadanie powierzchni terenów górniczych;
 K, T - krzywizna i nachylenie terenu;
 u, v - przemieszczenia powierzchni terenu lub podłoża budowlanego;
 ε - poziome odkształcenie powierzchni;
 H - głębokość eksploatacji górniczej;
 R - promień krzywizny powierzchni terenu;
 g - rozłożona reakcja podłoża budowlanego;
 h - wysokość budowli;
 a - światło dylatacji;
 t - oś czasu;
 c, R_r, R_c - spójność, wytrzymałość na rozciąganie i na ściskanie.

OKREŚLENIA

1. **Budowla inżynierska** – to cały obiekt zbudowany w określonym celu użytkowym,
 - **konstrukcja inżynierska** – to nośna część budowli inżynierskiej zabezpieczająca jej odporność na obciążenia,
 - **konstrukcja masywna** – to konstrukcja nośna z betonu, cegły lub kamienia o dużych przekrojach wynikających z małej wytrzymałości materiału na rozciąganie (najczęściej o małym wyciężeniu na ściskanie mimo dużej wytrzymałości na ten stan naprężenia),
 - **konstrukcja zdegradowana** – to lokalnie uszkodzona nośna część budowli o zmienionych warunkach pracy statycznej w porównaniu do pierwotnego stanu projektowego,
 - **globalna ciągłość konstrukcji** – to zachowanie jej ciągłości po przegrupowaniu sił wewnętrznych; powstanie globalnie ciągłego pola naprężeń ściskających wewnątrz uszkodzonej budowli,
 - **lokalna ciągłość konstrukcji** – to zachowanie jej ciągłości w całym przekroju nośnej części budowli; niedopuszczenie do jakichkolwiek uszkodzeń lokalnych i przegrupowania sił wewnętrznych.
2. **Uszkodzenie budowli** – to naruszenie jej ciągłości przy rozciąganiu i ścinaniu z zachowaniem nośności na ściskanie,
 - **rysy i zarysowania** – to nierozwarte mikroszczeliny różnego pochodzenia,
 - **spękania** - to rozwarte rysy, wyraźnie widoczne szczeliny,
 - **wielokrotne spękania** – to spękania obejmujące całą strefę narażoną na rozciąganie przy zginaniu,
 - **całkowicie spękany element** – to element, który uległ spękaniu zarówno w strefie rozciągania, jak i ściskania, przy czym w tej ostatniej spękania uległy zamknięciu i tworzą jedynie rysy, nierozwarte szczeliny nie naruszające ciągłości naprężeń ściskających.
3. **Zabezpieczenie budowli** – to jej ochrona przed awarią,
 - **pełne zabezpieczenie** – to takie, przy którym budowla nie tylko nie ulegnie awarii, ale może być cały czas eksploatowana bez zagrożeń; zabezpieczenie bardzo kosztowne i odpowiedzialne,

DENOTATIONS

- x, y - global coordinates;
- ξ, η - local coordinates;
- l - length of beam or element, span of structure;
- E - Young's modulus;
- A, W and J - Geomtric characteristics of beam and element cross-section;
- s - point of application of concentrated force or position of cracking;
- Q, M, N - internal forces
- T - thrust as the force compressing a beam or element;
- P, R - concentrated forces;
- p, q - distributed loads;
- r - scratch characteristics of brittle crack, range of influence of the main mining excavations;
- φ, ψ - deformations of the beam and element axis;
- $\delta(x-s)$ - function δ - Dirac function;
- $h(x-s)$ - Heaviside function;
- A, B, C, D - Integration constants;
- v_s - length of scratch;
- b, h - width and height of the beam or element cross-section;
- d - eccentricity of thrust application;
- C - coefficient of passive earth or rock mass pressure;
- f - coefficient of friction;
- w - surface settlement of mining areas;
- K, T - curvature and inclination of land;
- u, v - relocations of land surface or building foundation;
- ε - horizontal surface deformation;
- H - depth of mining;
- R - radius of land surface curvature;
- G - distributed reaction of structure foundation;
- H - height of structure
- A - inside diameter of dilatation;
- t - time axis;
- c, R_t, R_c - cohesion, tensile and compressive strength.

DEFINITIONS

1. **Engineering building** - the whole object built for the particular functional purpose
 - **engineering structure** – the load bearing part of an engineering building providing its resistance to load,
 - **solid structure** – load bearing structure of concrete, bricks or stone with large cross-sections resulting from low tensile strength of material (most frequently of low compressive effort in spite of high strength for this state of compression),
 - **degraded structure** – locally damaged load bearing part of a building with changed conditions of static operation in comparison to the original state of design,
 - **global continuity of structure** – preservation of its continuity after re-grouping of internal forces, creation of globally continuous field of compressive strengths inside the damaged building,
 - **local continuity of structure** – preservation of its continuity over the whole section of the load bearing part of building, exclusion of any local damages and re-grouping of internal forces.

2. **Damage of building** – disturbing its continuity at tension and compression while preserving its load capacity for compression,
 - **scratches and scratchings** – not parted microfissures of various origin,
 - **crackings** – parted scratches, clearly visible fissures,
 - **multiple crackings** – crackings including the whole zone exposed to tension at bending,
 - **completely fractured element** – element subjected to cracking both in the zone of tension and compression, when in the latter, the crackings close and form only scratches, not-gaping fissures which do not disturb the continuity of compressive strengths.

3. **Protection, of a building** – its protection against failure,
 - **full protection** – such that the building will not only be subjected to failure, but can be exploited all the time without hazards, very costly and reliable protection,

- **partial protection** – protection against failure and elimination of hazards during the possible damage of building – renovation and adaptation of the building for exploitation after its damaging, is foreseen.

1. WSTĘP

1.1. Wprowadzenie

Charakterystyczną cechą budowli inżynierskich jest to, że są one wznoszone przeważnie w bardzo złożonych warunkach terenowych, w zmiennych warunkach morfologicznych. Mosty i inne konstrukcje mostowe – wiadukty, przepusty, tunele – to budowle pokonujące bardzo poważne przeszkody terenowe, głównie doliny rzeczne i strome wzniesienia. Są to na ogół tereny niestabilne, ulegające systematycznej erozji, zwłaszcza w rejonach zmiennych warunków hydrologicznych i hydrogeologicznych. Zmieniające się stosunki wodne degradują podłoże budowli, naruszając ich stateczność. Szczególnym przypadkiem destabilizacji podłoża wraz z całą powierzchnią terenu są podziemne roboty górnicze. W rejonie wpływu eksploatacji górniczej mamy do czynienia nie tylko z obniżeniem powierzchni terenu, ale także z oddziaływaniami parasejsmicznymi wywołanymi robotami strzałowymi lub zawałem górotworu. Jednym z wielu podstawowych zadań konstrukcji mostowych jest również zabezpieczenie równowagi mas ziemnych przylegających do budowli lub wręcz spiętrzonych nad nią, na przykład: mury oporowe, przyczółki mostowe, przepusty, tunele. Nic więc dziwnego, że znaczącą część budowli inżynierskich można zaliczyć do masywnych konstrukcji blokowych ściśle współpracujących z podłożem i bardzo uzależnionych od jego stabilności.

Bardzo często deformacje podłoża prowadzą do uszkodzenia konstrukcji masywnych, ale są to uszkodzenia lokalne, które nie zawsze prowadzą do całkowitej degradacji budowli czy konieczności wyłączenia jej z eksploatacji. Ocena dalszej przydatności budowli zależy od jej nośności, możliwości naprawy, wzmocnienia czy innego przystosowania do potrzeb dalszej eksploatacji. Przeprowadzenie takiej oceny jest szczególnie utrudnione, gdy musimy uwzględniać zaistniałą nieciągłość budowli, jej lokalną degradację. W normalnych warunkach analizuje się związki między odkształceniami i naprężeniami elementów konstrukcyjnych wykorzystując głównie fizyczne prawa odnoszone do ciągłego ciała sprężystego, w tym przypadku musimy natomiast poszukiwać zależności między lokalną degradacją konstrukcji a redystrybucją jej sił wewnętrznych. Do analizy tego bardzo złożonego, losowego

z natury związku wykorzystujemy monitoring, czyli bezpośredni pomiar zachodzących w układzie zmian.

Na fotografiach od 1.1 do 1.2 pokazano przykładowo uszkodzenia konstrukcji obiektów mostowych na terenach górniczych oraz doraźne ich zabezpieczenia [126].



Fot.1.1. Awaryjne przesunięcie przęsła kratowego na łożysku ruchomym i jego doraźne podparcie
Photo.1.1. Failure shifting of grid span on expansion bearing and its emergency support



Fot.1.2. Graniczne przesunięcie przęsła na łożysku ruchomym
Photo.1.2. Limiting shifting of span on expansion bearing



Fot.1.3. Graniczne położenie wałka, wielkość przesunięcia widoczna na wskaźniku pomiarowym
Photo.1.3. Limiting position of roller, magnitude of shifting visible on measuring index



Fot.1.4. Poprzeczne przesunięcie przęsła na łożysku
Photo.1.4. Transverse shifting of span on a bearing



Fot.1.5. Przesunięte łożysko stałe na zewnątrz kratowego przęsła wspornikowego oraz doraźne jego podparcie
Photo.1.5. Shifted permanent bearing outside of a braced grid span and its emergency support



Fot.1.6. Przesunięte łożysko stałe w kierunku środka przęsła
Photo.1.6. Shifted permanent bearing in the direction of span centre



Fot.1.7. Ścięcie ciosu podłożyskowego od przesuwania się łożyska stałego
Photo.1.7. Shearing of sub-bearing cut stone from the shifting of permanent bearing



Fot.1.8. Uszkodzenie poręczy z powodu braku dylatacji
Photo.1.8. Railing damage resulting from lack of dilation



Fot.1.9. Widoczne na poręczy przesunięcie poprzeczne przęsła
Photo.1.9. transverse shifting of span visible on the railing



Fot.1.10. Szczelina przebiegająca przez ścianę przyczółka
Photo.1.10. A fissure running through abutment wall



Fot.1.11. Ścięcie skrzydeł przyczółka na poziomie niszy podłożyskowej
Photo.1.11. Shearing of abutment wings at the level of subbearing niche



Fot.1.12. Ścięcie skrzydeł przyczółka na poziomie niszy podłożyskowej
Photo.1.12. Shearing of abutment wings at the level of subbearing niche



Fot. 1.13. Pionowe i poziome pęknięcie skrzydła przyczółka
Photo.1.13. Vertical and horizontal cracking of abutment wings



Fot. 1.14. Deformacja terenu spowodowana eksploatacją górniczą
Photo.1.14. Land deformation caused by mining



Fot.1.15. Deformacja jezdni autostrady A-4 w obrębie przepustu (Mysłowice)
Photo.1.15. Deformation of motorway A-4 road within the culrest (Mysłowice)



Fot.1.16. Odsunięcie się skrzydeł przepustu od konstrukcji i wypłukanie piasku z korpusu nasypu drogowego
Photo.1.16. Retreating of the pass wings from the structure and washing out of sand from the body of road embankment



Fot.1.17. Przystosowanie doraźne niszy podłożyskowej do przejścia wpływów projektowanej eksploatacji górniczej

Photo.1.17. Emergency adaptation of the sub-bearing niche to reception of influences of mining



Fot.1.18. Podłużne i poprzeczne przesunięcie przęsła

Photo.1.18. Longitudinal and transverse shifting of span



Fot.1.19. Rektyfikacja niwelety mostu kolejowego (nadbudowa przyczółków)
Photo.1.19. Rectification of formation line of a railway bridge (superstructure of abutment)



Fot.1.20. Na ścianach skrzydła widoczne są kolejne etapy rektyfikacji niwelety toru (nadbudowy przyczółków)
Photo.1.20. Visible on the wing walls are the successive stages of rectification of track formation line (superstructure of abutment and longitudinally)



Fot.1.21. Doraźne wzmocnienie porysowanego podłużnie i poprzecznie łukowego wiaduktu ceglanego oraz przystosowanie go do przejęcia wpływów eksploatacji górniczej
Photo.1.21. Emergency reinforcement of transversally scratched brick arched overpass and its adaptation to reception of influences of mining



Fot.1.22. Doraźne wzmocnienie porysowanego podłużnie i poprzecznie łukowego wiaduktu ceglanego oraz przystosowanie go do przejęcia wpływów eksploatacji górniczej
Photo.1.22. Emergency reinforcement of longitudinally and transversally scratched brick arched overpass and its adaptation to reception of the influences of mining

Na ogół rezultaty pomiarów stanowią zbiory wybranych wielkości, jakie jesteśmy w stanie zarejestrować w czasie badania obiektu. Są to przeważnie pomiary głównych, wypadkowych zjawisk z całej gamy różnych przypadkowych zdarzeń towarzyszących tym zmianom. Wobec tego w dalszej analizie posługujemy się metodą rachunku dystrybucyjnego jako narzędziem zajmującym się opisem wypadkowych procesów deterministycznych oraz macierzami przejść, łańcuchem Markowa jako metodą oceny trendu, a więc również wypadkowej procesu losowego. O pierwszej metodzie A. Gawęcki [40] mówi: „Dystrybucje $h(x-s)$ i $\delta(x-s)$ pozwalają w zwarty sposób zapisać i wykonywać całkowanie funkcji nieciągłych...Użyteczność zapisu dystrybucyjnego można również zaobserwować przy formułowaniu równań pracy wirtualnej, tam gdzie występują skupione siły lub odkształcenia”. O drugiej metodzie wypowiadają się J. W. Harbaugh i G. Bonham – Carter [50] podając, w wolnym tłumaczeniu, następującą sentencję: „Matematyczne modele wykorzystywane w łańcuchach Markowa zajmują pośrednie, środkowe położenie wśród mnogości dynamicznych modeli, które obejmują zbiór zaczynający się od modeli czysto deterministycznych, a kończący – na czysto losowych, w których wszystkie zjawiska zachodzą całkowicie niezależnie. Na przykład, jeśli jakiś proces zachodzący w czasie lub w przestrzeni zamodelujemy deterministycznie, to dowolny jego przebieg w czasie bądź przestrzeni można określić już podczas budowy modelu. W drugim skrajnym przypadku, czyli w warunkach modelowania procesu całkowicie losowego, jego przebieg w dowolnym punkcie czasu lub przestrzeni całkowicie nie zależy od poprzednich zdarzeń. Model łańcucha Markowa jest modelem pośrednim w tym sensie, że zawiera w sobie jeden lub więcej parametrów losowych, a mimo to wszystkie następne zjawiska procesu będą zależeć od jednego bądź kilku zjawisk poprzednich”.

Określenie relacji między lokalną degradacją konstrukcji a redystrybucją sił wewnętrznych pozwoli na dokonanie oceny globalnej nośności uszkodzonej konstrukcji masywnej. Może się okazać, że towarzysząca degradacji redystrybucja sił sprzyja globalnemu wzmocnieniu konstrukcji. Jeśli w kruchych materiałach konstrukcyjnych na skutek lokalnych spękań nastąpi zanik pola naprężeń rozciągających, to można oczekiwać, że uszkodzony element konstrukcyjny zacznie pracować na ściskanie, a więc w zakresie znacznie wyższych wytrzymałości niż przy rozciąganiu. W strefie spękań wystąpią również pozasprężyste, nieciągłe odkształcenia, które będą sprzyjać uaktywnieniu, wzbudzeniu sił tarcia wewnętrznego dodatkowo stabilizujących nośność ściskanych elementów konstrukcyjnych. Odwrotnie, jeśli degradacji konstrukcji nie będzie towarzyszyć redystrybucja sił wewnętrznych, należy oczeki-

wać, że rozpoczęty proces doprowadzi do całkowitego, globalnego zniszczenia budowli. Monitoring jest więc rękojmią umożliwiającą wiarygodną ocenę nośności konstrukcji uszkodzonej.

Mając udokumentowaną monitoringiem podstawę do potraktowania uszkodzonej konstrukcji jako nowego układu nośnego, możemy dopuścić do dalszej jego eksploatacji bez konieczności podejmowania kosztownych zabezpieczeń wzmacniających bądź wymiany starego obiektu na nowy. Bardzo często właśnie lokalne uszkodzenia budowli są przyczyną pośpiesznych, nie zawsze uzasadnionych decyzji o wyłączeniu obiektu z eksploatacji, co na ogół pociąga za sobą niekorzystne skutki gospodarcze, a nawet społeczne.

Możliwość oceny nośności lokalnie nieciągniętych, uszkodzonych konstrukcji stanowi więc ważny element innowacyjny w utrzymaniu i nadzorze budowli inżynierskich narażonych na uszkodzenia wynikające z nadmiernych przemieszczeń podłoża. Prawidłowa ocena pojawiającego się lokalnego uszkodzenia – to uniknięcie katastrofy lub nieuzasadnionych wydatków na zbędne zabezpieczenia, lub wzmocnienia.

Szczególne miejsce w procesie lokalnych uszkodzeń konstrukcji inżynierskich zajmują albo zdarzenia o charakterze katastroficznym, np. działania wojenne czy powódzie, albo tereny nieustabilizowane, np. strome zbocza górskie lub rejony szkód górniczych. Pełny opis zjawisk, jakie towarzyszą zachodzącym w tych warunkach procesom, jest oczywiście niemożliwy w jednej monografii, ale krótki ich przegląd pozwoli na ukierunkowanie głównego celu niniejszej pracy.

1.2. Przegląd zagadnień związanych z pracą statyczną uszkodzonych konstrukcji inżynierskich

Niewątpliwie lata powojenne obfitowały całymi zbiorami celowo uszkodzonych budowli inżynierskich. Ocalałe fragmenty wysadzonych lub zbombardowanych obiektów inżynierskich – to niezwykle naturalne poligony doświadczalne, na których nagromadziły się bezcenne informacje dotyczące pracy statycznej i przystosowania się elementów konstrukcyjnych do zaistniałych warunków. Wiele powojennych opisów i monografii inspirowało pracowników naukowych do podejmowania analiz teoretycznych z zakresu racjonalnego kształtowania budowli i sterowania stanem wyęczenia ich elementów nośnych. Szczególną rolę w tym procesie odegrała niewątpliwie teoria szeroko pojętego sprzężania konstrukcji [92].

W powojennym okresie odbudowy występowała potrzeba dalszego wykorzystania maksymalnej liczby ocalałych fragmentów, zwłaszcza budowli inżynierskich, a więc częściowo uszkodzonych przyczółków i filarów mostowych, obudów tuneli czy przepustów pod nasypami, zapór lub murów oporowych. Z reguły oceniano, że te części uszkodzonej konstrukcji masywnej, które będą pracować w zakresie naprężeń ściskających, można nadal użytkować po dokonaniu niezbędnych zabiegów zabezpieczających przed dalszą degradacją całej budowli. Podsumowując pewien dorobek prac naukowych przełomu lat czterdziestych i pięćdziesiątych, W. Olszak podzielił metody regulowania sił wewnętrznych w konstrukcjach na trzy grupy:

- metody bierne polegające na sterowaniu układem lub rodzajem podpór, rozmieszczeniem przegubów lub dylatacji konstrukcyjnych,
- metody czynne korygujące rozmieszczenie sił wewnętrznych, a polegające na wstępnym lub regulowanym oddziaływaniu na konstrukcję za pomocą pras lub – jak pisze W. Olszak – za pomocą pomysłowych dyspozycji konstrukcyjnych,
- zasady wstępnego sprzężenia według ściśle określonych cech w celu wyregulowania i skontrolowania stanu naprężenia wznoszonej konstrukcji nośnej.

O ile metody wstępnego sprzężenia konstrukcji doczekały się pełnego, szerokiego rozpoznania teoretycznego, o tyle inne, zwłaszcza metody czynne, pozostały w sferze dobrych pomysłów inżynierskich przy rozwiązywaniu indywidualnych złożonych przypadków pracy budowli. Wiele elementów kształtowania budowli inżynierskich, a zwłaszcza ich zabezpieczenia przed powodzią czy zagrożeniami terenów górskich (lawiny śnieżne i kamienne, nagłe wzbieranie wód i osuwiska) – to również wynik doświadczeń sztuki inżynierskiej z zakresu uszkodzeń budowli [12,127].

Wyjątkową pozycję w polskiej sztuce budowlanej zajmuje budownictwo na terenach górniczych. Na czoło wybija się w tym przypadku zagadnienie współpracy budowli z nadmiernie, często nieregularnie lub dyskretnie, osiadającym podłożem górnym. Pierwsze próby zabezpieczenia budowli na tych terenach były niewątpliwie rozwiązaniami o charakterze dyspozycji konstrukcyjnych, w których rozpatrywano podłoże i budowlę jako dwie oddzielne bryły współpracujące na zasadzie nieciągłych oddziaływań, czyli niekonserwatywnych sił podlegających redystrybucji w różnych warunkach współdziałania. Dopiero cykl opracowań naukowych F. Wasilkowskiego [128, 129, 130] zapoczątkował burzliwy rozwój teorii opisujących pracę statyczną układu budowla – podłoże górnicze. Są to:

- prace dotyczące modelu podłoża górnego, zwłaszcza problemy jego obniżenia nad wyrobiskami górnymi [2, 6, 25, 29],

- prace z zakresu współdziałania podłoża górniczego z budowlą [5, 26, 28, 61, 66, 71, 77, 79, 82, 86, 103],
- wreszcie prace obejmujące problemy zabezpieczeń technicznych umożliwiających ochronę budowli, jej użytkowanie bądź wzmocnienie po przejściu eksploatacji górniczej [1, 9, 10, 30, 87, 103].

W wyniku szeroko prowadzonych badań naukowych i rozwiązań teoretycznych powstało wiele przepisów i wytycznych dotyczących projektowania, realizacji i profilaktyki obiektów budowlanych na terenach szkód górniczych [37, 79, 85, 96, 103, 116].

Odrębnym problemem jest sprawa zabezpieczenia i ochrony budowli inżynierskich podanych bardzo wysokim wymaganiom technicznym ze względu na duże zagrożenia w przypadku ich awarii. Tego typu budowle to albo ciężkie, masywne konstrukcje murowe, lub betonowe współpracujące z podłożem, albo stosunkowo lekkie konstrukcje metalowe, bądź żelbetowe zawieszane nad przeszkodą. W tym przypadku rozpatrywane są dwa niezależne problemy techniczne [103]:

- kinematyka lekkich konstrukcji w zależności od przemieszczeń ich podpór w wyniku ruchów podłoża górniczego,
- nośność masywnych podpór i zabezpieczających stateczność masywu budowli podporowych czy też podziemnych.

W tym przypadku pierwsze kinematyczne problemy są dość szeroko analizowane w literaturze technicznej [103, 118], nieco mniej uwagi poświęcono problemom nośności budowli masywnych. Temu właśnie zagadnieniu będzie poświęcona problematyka niniejszej monografii. Znajdują się w niej zarówno problemy uszkodzeń konstrukcji masywnych, jak i możliwości dalszego użytkowania budowli po właściwym rozpoznaniu tych uszkodzeń i wzmocnieniu ustroju nośnego, często na nowo ukształtowanego w zarysie istniejącego obiektu.

1.3. Cel i zakres pracy

Podstawowym celem pracy jest usystematyzowanie obserwacji i doświadczeń własnych autora z zakresu wielu aspektów zniszczenia budowli inżynierskich, niszczących badań doświadczalnych oraz skutecznie wdrożonych w praktyce inżynierskiej zabezpieczeń i wzmocnień konstrukcji w różnych warunkach ich pracy, zwłaszcza na niestabilnych terenach górniczych [114, 117, 126]. Tak opracowany materiał faktograficzny można będzie wykorzystać

do uogólnień i teoretycznego opracowania zasad oceny nośności uszkodzonych budowli mostowych i oporowych. W dalszych rozważaniach autora założono, że problem dotyczy budowli lokalnie zdegradowanych w wyniku utraty stabilności podłoża spowodowanej działaniem czynników katastroficznych – masowym ruchem mas ziemnych wywołanych powodzią, osuwiskami, lawinami czy wreszcie obniżeniem terenu nad wyrobiskami podziemnymi. Zdaniem autora globalne ujęcie tych zjawisk będzie możliwe, gdy sformułujemy ogólny model zależności redystrybucji sił wewnętrznych w uszkodzonej konstrukcji od stopnia jej lokalnej degradacji. Jeżeli degradację, zwłaszcza przemieszczenia nieciągłe poszczególnych, wydzielonych brył budowli masywnych, porównamy przez analogię z odkształceniami konstrukcji ciągłych, to redystrybucja sił wewnętrznych może być porównywana odpowiednio ze stanem naprężenia tych konstrukcji. Zadaniem autora pracy jest więc poszukiwanie związku między degradacją konstrukcji a redystrybucją jej sił wewnętrznych odpowiadającego relacji między naprężeniami i odkształceniami w klasycznej mechanice układów ciągłych, w fizycznym prawie mechaniki.

Analizując pomiary wykonywanych prac badawczych, a szczególnie wyniki obserwacji zdegradowanych budowli inżynierskich autor doszedł do wniosku, że prawo fizyczne obowiązujące w mechanice ośrodków ciągłych może być równoważnie zastąpione monitoringiem procesu zachodzącego w degradującej się budowli. Bardzo ważnym elementem, w miarę obiektywnej oceny wyników monitoringu, będzie niewątpliwie wykorzystanie metod statycznej czy probabilistycznej kontroli jakości produkcji lub niezawodności systemów konstrukcyjnych [2, 7, 22, 101]. Do analizy nieciągłych elementów ustroju nośnego zostanie wdrożony rachunek dystrybucyjny [103].

We wstępie należy również podkreślić, że w pracy rozpatrywane są płaskie układy prętowe, nawet w przypadku konstrukcji masywnych, ponieważ na skutek lokalnych uszkodzeń, degradacji mamy do czynienia z wydzieleniem się z całego masywnego układu jedynie tej części, która pracuje na mimośrodowe lub czyste ściskanie. Uwzględniając przy tym dominację ściskających sił wewnętrznych czy wynikających z nich naprężeń, przyjęto, dla uproszczenia zapisu, że wielkości te są dodatnie ($\sigma_c > 0$) – tak jak czyni się to w mechanice gruntów. Mimo dominacji sił ściskających w schematach obliczeniowych nie uwzględniamy jednak zagadnień dotyczących utraty stateczności poszczególnych elementów, ponieważ z założenia mamy do czynienia z konstrukcjami masywnymi o dużych przekrojach poprzecznych i wyjątkowo małej smukłości. W przypadku przęseł mostowych zagadnienie to rozpatrywane jest jako problem indywidualny towarzyszący niektórym sytuacjom blokowania ruchów przęsła. Podstawowy zakres pracy dotyczy więc najistotniejszych zagadnień odnoszących się do

ochrony lub zabezpieczenia budowli inżynierskiej przed utratą nośności w warunkach niestabilnego, przemieszczającego się podłoża, a także ma związek z możliwością zachowania zdolności bądź przystosowania zdegradowanej budowli do dalszej eksploatacji. Całość zagadnień rozpatrzono w kilku wyodrębnionych tematycznie rozdziałach.

W rozdziale drugim omówiono, na prostych przykładach, możliwości i zalety wykorzystania głównie w obliczeniach statycznych metody rachunku dystrybucyjnego, który zajmuje się funkcjami nieciągłymi, między innymi, lokalnymi skokowymi deformacjami i skupionymi siłami uogólnionymi – wypadkowymi naprężeniami, momentami jako skupioną parą sił itp. – umożliwiając analizę redystrybucji sił wewnętrznych na skutek lokalnej degradacji elementów konstrukcyjnych. Pokazano szanse wykorzystania macierzy przejść Markowa do opracowania wyników monitoringu, który uznano za skuteczną metodę opisu związków redystrybucji sił z degradacją budowli.

W rozdziale trzecim scharakteryzowano uszkodzenia konstrukcji inżynierskich posadowionych w terenie o niestabilnym podłożu budowlanym. Podano ogólną analizę przemieszczeń podłoża, uwzględniając przede wszystkim tereny wpływów eksploatacji górniczej. Wskazano na możliwość zastosowania rachunku dystrybucyjnego do opisu nieciągłych deformacji górniczych. Omówiono wpływ deformacji podłoża na budowle inżynierskie, akcentując ocenę oddziaływań wypadkowych, globalnych. Odnosząc się do klasyfikacji terenów górniczych w aspekcie ich przydatności do zabudowy, wskazano na potrzebę obiektywizacji procesów kwalifikowania, zaliczania terenów lub budowli do odpowiedniej, właściwej klasy, w czym mogą być pomocne macierze przejść Markowa. Metoda ta może odegrać wiodącą rolę w systemach sterowania zabiegami profilaktycznymi, ponieważ wyniki pomiarów będą sygnalizowały, czy układ pracuje jeszcze poprawnie, czy też zaczęliśmy rejestrować wyraźnie rysujący się trend jego degradacji, utraty zdolności do dalszej eksploatacji bądź grożącej awarią utraty nośności. Uzyskiwane wyniki staną się podstawą do podejmowania decyzji o potrzebie rektyfikacji budowli lub jej wzmocnienia. Ustalając przedziały ruchów i rozwoju spękań zdegradowanej budowli, możemy stwierdzić charakter zachodzących uszkodzeń i zaliczyć je do uszkodzeń kinematycznych lub wytrzymałościowych.

Rozdział czwarty zawiera uwagi o zasadniczych problemach profilaktycznego zabezpieczenia budowli inżynierskich przed uszkodzeniami, zwłaszcza na terenach wpływu robót górniczych. Przeanalizowano zagadnienia upodatniania konstrukcji, ich podziału na usztywnione bryły oraz zasady kształtowania dylatacji. Szczególną uwagę poświęcono zagadnieniu kotwienia usztywnianych fragmentów budowli, traktując kotwy jako czynnik generujący proces redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcjach masywnych. Omówiono możliwości stero-

wania procesami rektyfikacji lub wzmocnienia degradujących się budowli. Podano ogólne zasady wzmocnienia konstrukcji w celu ich uodpornienia na uszkodzenia bądź metody naprawy po ich uszkodzeniu w wyniku zaistniałej już deformacji podłoża.

Rozdział piąty poświęcony jest ocenie nośności zdegradowanych konstrukcji masywnych. Omówiono zagadnienie kształtowania, doboru obrysu tej części budowli, która nie uległa degradacji, aby ustalić właściwy schemat obliczeniowy konstrukcji mimośrodowo lub osiowo ściskanej. Podano zasadę budowy macierzy sztywności dyskretnego elementu konstrukcji z uwzględnieniem możliwości jego zarysowania. Przedstawiono charakterystykę zmodyfikowanej macierzy, aby uwypuklić specyfikę obliczeń statycznych konstrukcji uszkodzonych. Sformułowano niektóre kryteria poprawności wyników obliczeń.

W zakończeniu pracy zarysowano ogólny model analizy i obliczeń całego układu nośnego: masyw górotworu – podłoże budowlane – blok budowli – konstrukcja nośna. Wskazano na potrzebę włączenia omawianej w pracy problematyki do szerokich programów nadzoru i utrzymania budowli inżynierskich, zwłaszcza budowli na terenach niestabilnych, takich jak tereny górnicze, tereny morfologicznie zróżnicowane, czy wreszcie tereny dotknięte skutkami powodzi.

Ogólnie można stwierdzić, że przedłożona monografia jest opracowaniem z zakresu teorii konstrukcji, przenoszących osiowe lub mimośrodowe siły ściskające. Podstawą zaprezentowanych rozważań jest statyka budowli i wytrzymałość materiałów z uwzględnieniem redystrybucji sił niekonserwatywnych, zmieniających się w procesie odkształcenia, a szczególnie degradacji elementów budowli inżynierskiej. Celem rozważań jest próba oceny nośności lokalnie zdegradowanych, zwłaszcza spękanych, masywnych budowli inżynierskich pracujących w warunkach występowania pozasprężystych deformacji ich podłoża.

2. PODSTAWY TEORETYCZNE

2.1. Wprowadzenie

Nośność konstrukcji inżynierskich – to podstawowy problem, jaki pozostaje w polu widzenia zarówno w czasie projektowania czy realizacji obiektu, jak i w czasie jego eksploatacji, zwłaszcza w momencie pojawienia się pierwszych uszkodzeń. Ocena nośności konstrukcji uszkodzonych stanowi szczególnie odpowiedzialne zadanie, w przypadku gdy obiekt inżynierski jest eksploatowany w warunkach przemieszczającego się podłoża, na przykład w rejonach szkód górniczych. W takich warunkach uszkodzenia konstrukcji na ogół postępują z upływem czasu, przyczyniając się do dalszej degradacji elementów konstrukcyjnych, a przede wszystkim do redystrybucji sił wewnętrznych w poszczególnych elementach. Proces redystrybucji sił jest zjawiskiem biernego rozdziału oddziaływań elementów konstrukcji w wyniku zmiany ich sztywności spowodowanej lokalnymi spękaniami, uplastycznieniem lub reologicznym płynięciem. Lokalne zmniejszenie sztywności sprzyja pozasprężystym przemieszczeniom i obciążeniom zniszczonych fragmentów konstrukcji. Obciążenia przejmują elementy sztywniejsze, które ulegają dodatkowemu dociążeniu. W tym sensie redystrybucja sił wewnętrznych w konstrukcjach zdegradowanych jest podobna do pojawiających się niekonserwatywnych sił tarcia w momencie nieciągnięgo poślizgu materiałów konstrukcyjnych wzdłuż powierzchni chropowatych. Dokładny opis zarówno przebiegu procesu redystrybucji sił, jak i tarcia jako rezultatu nieciągniętych deformacji elementów konstrukcji nie jest sprawą prostą i wymaga dalszych poszukiwań naukowych. Powstaje wiele modeli opisujących niektóre zjawiska zachodzące w układach konstrukcyjnych, ale powszechne ich zastosowanie nie jest jeszcze możliwe.

Obecnie można raczej przyjąć, że proces redystrybucji sił wewnętrznych jest zjawiskiem przypadkowym uzależnionym od rodzaju i miejsca uszkodzenia ustroju nośnego. Inaczej będzie to przebiegać w układach statycznie wyznaczalnych, a inaczej w statycznie niewyznaczalnych. W metalowych konstrukcjach prętowych lokalne uszkodzenie elementu nośnego musi być analizowane indywidualnie, a w konstrukcjach masywnych – murowych, betono-

wych, a nawet żelbetowych – uszkodzenia można grupować traktując całą strefę uszkodzeń jako lokalne osłabienie konstrukcji. W konstrukcjach masywnych proces degradacji układu nośnego będzie ściśle powiązany z procesem redystrybucji naprężeń, przy czym przebieg tych procesów będzie miał w zasadzie charakter zjawisk przypadkowych następujących po sobie losowo. Lokalne osłabienie konstrukcji masywnych nie prowadzi z reguły do globalnego jej zniszczenia, jeśli układ nośny jest przystosowany do korzystnego przebiegu redystrybucji sił wewnętrznych. Przy zróżnicowanych granicach wytrzymałości na ściskanie, zginanie, rozciąganie i ścinanie takich materiałów, jak beton, cegła czy kamień, wyeliminowanie z układu nośnego sił rozciągających lub nadmiernych momentów zginających będzie zjawiskiem korzystnym, ponieważ układ zacznie pracować w warunkach mimośrodowego bądź czystego ściskania. Będzie on zdolny do zasklepienia szczelin nieciągłości, a nawet do zaklinowania na zasadzie tarcia oddzielnych fragmentów budowli. Techniczna ocena nośności uszkodzonych konstrukcji mimośrodowo lub osiowo ściskanych może być oparta na przesłankach wynikających z mechanizmów zachodzących zarówno w procesie degradacji ustroju i redystrybucji sił wewnętrznych, jak i w procesie aktywizacji sił tarcia w czasie wzajemnego poślizgu fragmentów budowli.

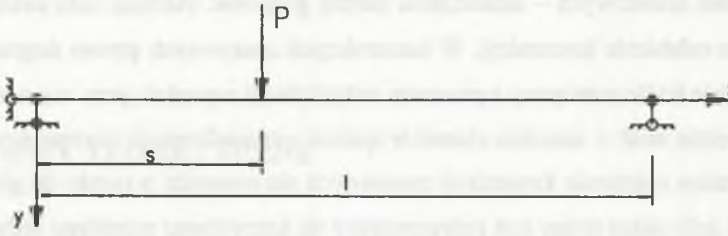
Do opisu tych procesów wykorzystamy rachunek dystrybucyjny zajmujący się analizą funkcji nieciągłych, zmieniających się skokowo lub załamanych. Rachunek ten jest rozszerzeniem rachunku różniczkowego i całkowego gładkich funkcji ciągłych. Jego zastosowanie zilustrujemy na prostym przykładzie belki swobodnie podpartej, aby pokazać, jak lokalne nieciągłości konstrukcji – obciążenia skupione lub spękania – można opisać, wykorzystując ogólnie znane zasady mechaniki budowli.

2.2. Przykład wykorzystania rachunku dystrybucyjnego

Rozpatrzmy jednorodną belkę o stałej sztywności giętnej EJ i rozpiętości l , obciążoną siłą skupioną P w przekroju s (rys.2.1).

Co prawda, belka jest elementem ciągłym, ale cały układ statyczny traci swoją ciągłość w punkcie przyłożenia siły. Wobec tego równanie różniczkowe belki zapisane pochodną funkcji ciągłej $y(x)$

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (2.1)$$



Rys.2.1. Obciążenie belki siłą skupioną (impulsem): P – siła, x, y – współrzędne, l – rozpiętość belki, s – punkt przyłożenia siły

Fig.2.1. Beam loading by a concentrated force (by pulse): P – force, x, y – coordinates, l – beamspan, s – point of force application

musimy rozwiązać w dwóch przedziałach:

- lewostronnym, gdy x jest mniejsze od s ,
- prawostronnym, gdy x przekracza wielkość s .

W wyniku całkowania równania (2.1) i po podstawieniu warunków brzegowych $x = 0$ i $x = l$ oraz warunku ciągłości belki pod siłą skupioną otrzymujemy dwa sprzężone rozwiązania zawierające dwa zestawy funkcji ciągłych.

Pierwszy zestaw dotyczący lewostronnej części belki przy $x < s$:

- siła poprzeczna

$$Q = A_1 = P \frac{1-s}{l} \quad (2.2)$$

- moment zginający

$$M = A_1 x + B_1 = P \frac{1-s}{l} x \quad (2.3)$$

- kąt obrotu przekroju

$$\varphi = \frac{P}{6EJ} \left(3 \frac{1-s}{l} x^2 + \frac{3s^2 l - 2sl^2 - s^3}{l} \right) \quad (2.4)$$

- ugięcie belki

$$y = \frac{P}{6EJ} \left(\frac{1-s}{l} x^3 + \frac{3s^2 l - 2sl^2 - s^3}{l} x \right) \quad (2.5)$$

Drugi zestaw dotyczący prawostronnej części belki przy $x > s$:

- siła poprzeczna

$$Q = A_2 = -P \frac{s}{l} \quad (2.6)$$

- moment zginający

$$M = A_2x + B_2 = P \frac{s}{l}(1-x) \quad (2.7)$$

- kąt obrotu przekroju

$$\varphi = -\frac{P}{6EJ} \left(3 \frac{s}{l} x^2 - 6sx + \frac{2sl^2 + s^3}{l} \right) \quad (2.8)$$

- ugięcie belki

$$y = -\frac{P}{6EJ} \left(\frac{s}{l} x^3 - 3sx^2 + \frac{2sl^2 + s^3}{l} x - s^3 \right) \quad (2.9)$$

Widać, że nawet tak nieznaczna nieciągłość układu statycznego jak obciążenie siłą skupioną powoduje dość znaczną komplikację rozwiązań różniczkowego równania belki. Stosując rachunek dystrybucyjny jesteśmy w stanie uwzględnić siłę skupioną w równaniu różniczkowym belki, dzięki czemu unikniemy konieczności jej podziału na dwie części, czyli:

$$EJ \frac{d^4y}{dx^4} = P\delta(x-s) \quad (2.10)$$

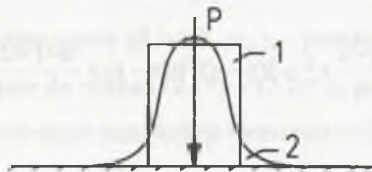
gdzie: EJ – giętna sztywność belki, x, y – współrzędne, P – siła skupiona, $\delta(x-s)$ – delta Diraca, s – współrzędna przyłożenia siły.

Delta Diraca jest funkcją jednostkową rachunku dystrybucyjnego zwaną impulsem i jest definiowana następującymi zależnościami [133]:

$$\delta(x-s) = 0, \quad \text{gdy } x \neq s \quad (2.11)$$

$$\int_0^l \delta(x-s) dx = 1 \quad (2.12)$$

W funkcji Diraca określamy więc wielkość impulsu i punkt jego przyłożenia, a nie jego przebieg czy rozkład na całej długości odcinka jego działania l z wyjątkiem podpór. Podobnie definiujemy siłę skupioną jako działanie skoncentrowane w określonym punkcie, zamiast rozłożone na niewielkim odcinku bądź małej powierzchni. Siła ta jest wypadkową wielkości bryły obciążenia lub naprężenia – pomija natomiast jej obrys (rys.2.2).



Rys.2.2. Przykład rozkładu obciążenia skoncentrowanego: P – wypadkowa, 1 – rozkład prostokątny, 2 – rozkład Gaussa

Fig.2.2. Example of concentrated load distribution: P – resultant 1 – rectangular distribution, 2 – Gaussian distribution

W rachunku dystrybucyjnym przebieg impulsu, obrys jego bryły jest wielkością drugiego rzędu i może być pomijany w operacjach różniczkowania lub całkowania.

Całką nieoznaczoną delty Diraca jest funkcja jednostkowa Heaviside'a

$$\int_0^{\infty} \delta(x-s) dx = h(x-s) \quad (2.13)$$

zdefiniowana następująco:

$$\begin{aligned} h(x-s) &= 0 \text{ przy } x < s \\ h(x-s) &= 1 \text{ przy } x > s \end{aligned} \quad (2.14)$$

Natomiast n-krotne całkowanie funkcji Heaviside'a wykonujemy zgodnie z formułą:

$$\int \dots \int h(x-s) dx \dots dx = \frac{(x-s)^n}{n!} h(x-s) \quad (2.15)$$

Zarówno różniczkowanie, jak i całkowanie można wykonać nie tylko po x , ale także po s . Obydwe współrzędne są wzajemnie wymiennymi wielkościami – albo zmiennymi, albo stałymi. Umożliwia to bardzo ważną operację rachunku dystrybucyjnego – filtrowanie funkcji:

$$\int_0^1 f(x) \delta(x-s) dx = f(s) \quad (2.16)$$

Jest to operacja, w której pomija się przebieg funkcji, uwypuklając jej wartość jako podstawowy element opisywanego procesu. Dokładny przebieg funkcji jest traktowany jako szum informacyjny, nieistotny dla określenia skutków zachodzącego procesu.

W świetle wyżej wymienionych uwag po scałkowaniu równania (2.10) określimy ogólne wyrażenia na siły i odkształcenia belki:

- siła poprzeczna

$$Q = A = Ph(x-s) = P \frac{1-s}{l} - Ph(x-s) \quad (2.17)$$

- moment zginający

$$M = Ax + B - P(x-s)h(x-s) = P \frac{1-s}{l} x - P(x-s)h(x-s) \quad (2.18)$$

- kąt obrotu przekroju

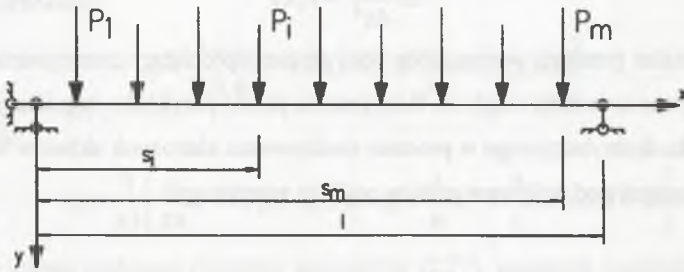
$$\varphi = \frac{P}{6EJ} \left[3 \frac{1-s}{l} x^3 - 3(x-s)^2 h(x-s) + \frac{3s^2 l - 2sl^2 - s^3}{l} \right] \quad (2.19)$$

- ugięcie belki

$$y = \frac{P}{6EJ} \left[\frac{1-s}{l} x^3 - (x-s)^3 h(x-s) + \frac{3s^2 l - 2sl^2 - s^3}{l} x \right] \quad (2.20)$$

Uwzględniając właściwości rachunku dystrybucyjnego, łatwo zauważyć, że przedstawione wzory umożliwiają wyprowadzenie linii wpływu poszczególnych wielkości Q , M , φ i y , jeśli zmienną będzie punkt położenia siły s , a współrzędna x stanie się stałym przekrojem belki, w którym określamy odpowiednie wielkości.

Znaczne ułatwienia obliczeń wystąpią również wówczas, gdy będziemy mieli do czynienia z wieloma siłami skupionymi obciążającymi wspomnianą belkę prostą (rys.2.3).



Rys.2.3. Obciążenie belki szeregiem sił skupionych: $P_1 \dots P_m$ – siły, m – liczba sił ($i = 1, 2, \dots, m$), s_i – punkty przyłożenia sił

Fig.2.3. Beam loading by a series of concentrated forces: $P_1 \dots P_m$ – forces, m – number of forces ($i = 1, 2, \dots, m$), s_i – points of application of forces

Gdybyśmy chcieli przeprowadzić dokładne obliczenia z wykorzystaniem ciągłych funkcji analitycznych, musielibyśmy całkować równanie (2.1) na wszystkich odcinkach między siłami i podporami. Przy liczbie sił m trzeba byłoby wydzielić $(m+1)$ odcinków wprowadzając m pośrednich warunków ciągłości odkształceń belki. Obliczenia będą stawały się coraz bardziej niewykonalne, gdy liczba sił będzie rosła do nieskończoności ($m \rightarrow \infty$). Natomiast zadanie niewiele się skomplikuje przy zastosowaniu rachunku dystrybucyjnego.

Równanie różniczkowe belki wielokrotnie obciążonej siłami skupionymi przyjmie postać:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = \sum_{i=1}^m P_i \delta(x - s_i) \quad (2.21)$$

gdzie: m – liczba sił, i – kolejny numer sił $i=1, 2, \dots, m$, s_i – punkty przyłożenia sił.

Rozwiązania będą analogiczne do równań (2.17) ÷ (2.20) po uwzględnieniu właściwych warunków brzegowych i odpowiednich sum funkcji Heaviside'a (2.15)

$$\sum_{i=1}^m P_i \frac{(x - s_i)^n}{n!} h(x - s_i) \quad (2.22)$$

Z kolei przy liczbie sił zdużającej do nieskończoności ($m \rightarrow \infty$), dzięki operacji filtrowania funkcji, zadanie upraszcza się jakościowo i przechodzimy od układu dyskretnego do układu ciągłego, a mianowicie

$$\sum_{i=1}^{\infty} P_i \delta(x - s_i) = \int_0^l P(s) \delta(x - s) ds = P(x) \quad (2.23)$$

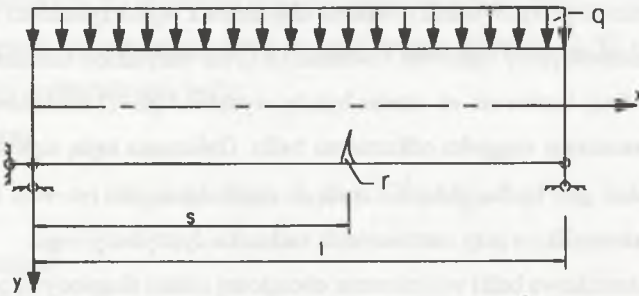
i równanie różniczkowe ugięcia belki zapisujemy w przedziale funkcji ciągłych:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = P(x) \quad (2.24)$$

To łatwe formalne przejście wymagałoby dość złożonej procedury „rozmywania” sił w przypadku zastosowania funkcji ciągłych. Rozpatrzone proste przykłady sygnalizują duże możliwości rachunku dystrybucyjnego w procesie analizowania złożonych układów nieciągłych, na przykład spękanych pod wpływem ruchów podłoża gruntowego.

2.3. Analiza równowagi belki zarysowanej

Równaniem różniczkowym zarysowanej belki o stałym przekroju jest zależność [19] (rys.2.4):



Rys.2.4. Schemat belki zarysowanej: r – charakterystyka rysy, s – punkt występowania rysy, l – rozpiętość belki, x, y – współrzędne, q – obciążenie

Fig.2.4. Diagram of a scratched beam: r – characteristics of scratch, s – point of scratch occurrence, l – beam span, x, y – coordinates, q – load

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = q + r \delta_{,xx}(x - s) \quad (2.25)$$

gdzie: EJ – giętna sztywność belki w przekrojach niespękanych, q – równomiernie rozłożone obciążenie belki (jej ciężar własny), r – charakterystyka kruchego pęknięcia (rysy), $\delta_{,xx}(x - s)$ – druga pochodna δ - Diraca.

Całkując równanie różniczkowe, dochodzimy do następujących wyrażań na siły wewnętrzne i odkształcenia belki:

- siła poprzeczna

$$Q = qx + r\delta \cdot (x - s) + A \quad (2.26)$$

- moment zginający

$$M = \frac{q}{2}x^2 + r\delta(x - s) + Ax + B \quad (2.27)$$

- kąt obrotu przekroju

$$\varphi = \frac{1}{EJ} \left[\frac{q}{6}x^3 + r\delta(x - s) + \frac{A}{2}x^2 + Bx + C \right] \quad (2.28)$$

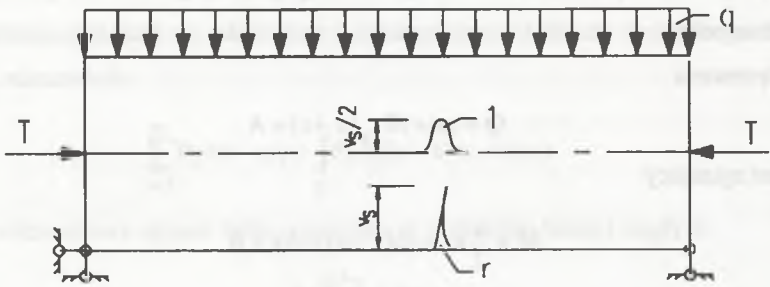
- ugięcie belki

$$y = \frac{1}{EJ} \left[\frac{q}{24}x^4 + r(x - s)\delta(x - s) + \frac{A}{6}x^3 + \frac{B}{2}x^2 + Cx + D \right] \quad (2.29)$$

Na szczególną uwagę zasługuje równanie momentów (2.27), ponieważ pozwala na szczegółową analizę zachowania się belki w różnych warunkach jej pracy.

W przypadku belki swobodnie podpartej pojawienie się rysy oznacza wyraźny stan zagrożenia jej bezpieczeństwa. Pęknięcie w strefie włókien rozciąganych oznacza rozwarcie rysy, a przede wszystkim koncentrację naprężeń rozciągających na jej końcu. Według teorii kruchej pęknięcia, na przykład teorii Griffitha, ostra końcówka rysy generuje koncentrację naprężeń, a to z kolei prowadzi do propagacji szczeliny, a więc do zupełnego załamania belki [90]. Aby układ mógł pozostać w równowadze, muszą powstać warunki przeciwdziałania procesowi niszczenia uszkodzonego przekroju konstrukcji. W konstrukcjach żelbetowych taką rolę spełnia ich zbrojenie. Beton w zarysowanym elemencie przenosi głównie naprężenia ściskające, a naprężenia rozciągające — pręty zbrojeniowe nie dopuszczając do dalszej degradacji elementu. Charakterystyczną cechą współpracy prętów z betonem jest pojawienie się składowej siły poziomej, która nie dopuszcza do rozwarcia rysy. W zarysowanych belkach niezbrojonych musi więc zaistnieć składowa pozioma, aby układ mógł pozostawać w równowadze mimo osłabienia prowadzącego do jego zniszczenia. W celu zachowania schematu belki swobodnie podpartej wprowadźmy do rozpatrywanego przykładu siły ściskania wstępnie sprężające belkę w układzie podłużnym, czyli siły rozporu T przyłożone wzdłuż osi belki (rys.2.5).

Może to być wstępne naciągnięte ciągnio lub ściąg przeprowadzony w osi obojętnej belki. Podstawowym zadaniem dalszych rozważań będzie próba znalezienia odpowiedzi na pytanie — jaką siłą należy sprężyć belkę, aby pozostała w równowadze mimo powstałej rysy, pęknięcia.



Rys.2.5. Sprężenie belki zarysowanej: 1 – lokalne przesunięcie osi obojętnej belki, r – rysa, v_s – długość rysy, T – rozpór wstępnego sprężenia belki

Fig.2.5. Compression of a scratched beam: 1 – local shifting of the neutral axis beam, r – crack, v_s – length of crack, T – thrust of the initial compression of beam

Wstawiając warunki brzegowe $M=0$ przy $x=0$ i $x=1$ do równania (2.27) otrzymamy wyrażenie:

$$M = \frac{q}{2} x^2 + r\delta(x-s) - \frac{q l}{2} x \quad (2.30)$$

z którego wynika, że charakterystyka kruchej pęknięcia r ma wymiar momentu i może być przedstawiona jako lokalnie działający moment uniemożliwiający rozwarcie i propagację rysy (rys.2.5):

$$r = T \frac{v_s}{2} \quad (2.31)$$

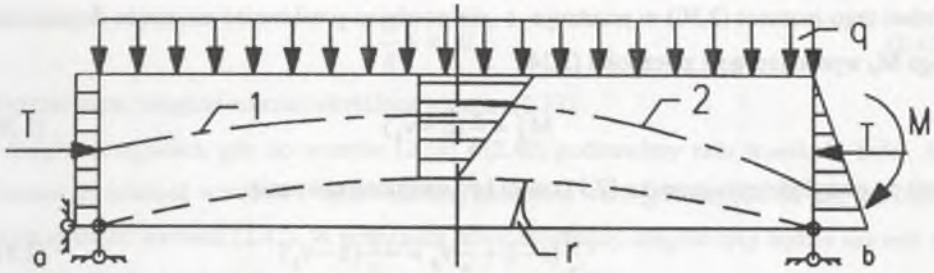
gdzie: T – rozpór wynikający ze sprężenia belki wzdłuż jej osi obojętnej, v_s – wysokość zarysowania przekroju belki w punkcie $x=s$.

Zależność (2.31) należy rozumieć w ten sposób, że rysa powoduje zmniejszenie wysokości przekroju belki w punkcie $x=s$ i przesunięcie osi obojętnej o połowę jej długości v_s . Wielkość ta stanie się więc ramieniem siły sprężenia T dając moment zdolny do zachowania równowagi układu w uszkodzonym przekroju s . Można rozważyć różne warunki równowagi przekroju (rys.2.6):

- przekrój równomiernie ściskany $M(s) = 0$,
- przekrój mimośrodowo ściskany,
- rysa całkowicie zamknięta przenosząca naprężenia ściskające.

Zakładając, że moment (2.30) przyjmuje wartość zerową w przekroju s , otrzymamy następujące wyrażenie na r :

$$r = \frac{qs}{2}(1-s) \quad (2.32)$$



Rys.2.6. Model pracy belki zarysowanej: a – przekrój równomiernie ściskany, b – przekrój mimośrodowo ściskany, 1 i 2 – osie obojętne przy osiowym i mimośrodowym ściskaniu, M – moment zginający, s – współrzędna spękań r

Fig.2.6. Model of operation of a cracked beam: a – uniformly compressed intersection, b – eccentrically compressed intersection, 1 and 2 – neutral axes at axial and eccentrical compression, M – bending moment, s – coordinate of crackings r

Wynika z niego, że najbardziej niebezpieczna, ekstremalna rysa wystąpi przy $dr/ds = 0$, oczywiście w środku rozpiętości belki $1/2$. Natomiast relacja między długością rysy i rozpo-rem wynika z zależności (2.31) i (2.32), czyli:

$$T = \frac{qs}{v_s}(1-s) \quad (2.33)$$

Znając położenie rysy s, jej zasięg v_s i obciążenie belki q, możemy ustalić siłę jej sprężenia T, aby układ mógł nadal bezpiecznie pracować. Siła sprężenia belki nie może jednak przekroczyć jej wytrzymałości na ściskanie. W tym przypadku możemy rozważyć dwa warianty wytrzymałości:

- przekazanie siły sprężenia tylko na tę część przekroju, która nie uległa uszkodzeniu,
- założenie, że rysa w czasie sprężania belki uległa całkowitemu zamknięciu i siłą sprężającą przenosi cały jej przekrój.

Bardziej bezpieczny będzie pierwszy wariant, a bardziej ekonomiczny – drugi z nich.

W przypadku mimośrodowego ściskania osłabionego przekroju wystarczy, aby zanikły w nim naprężenia rozciągające, które powodowałyby propagację rysy, to jest:

$$\frac{T}{A_1} - \frac{M_d}{W_1} \geq 0 \quad (2.34)$$

gdzie: T – siła normalna, sprężenie belki, M_d – dopuszczalny moment, A_1 i W_1 – powierzchnia i wskaźnik wytrzymałości osłabionego przekroju.

$$\begin{aligned} A_1 &= (h - v_s)b \\ W_1 &= \frac{b}{6}(h - v_s)^2 \end{aligned} \quad (2.35)$$

gdzie: h, b – wysokość i szerokość belki, v_s – zasięg rysy.

Wobec tego moment (2.30) w przekroju s nie powinien przekraczać momentu dopuszczalnego M_d wynikającego z zależności (2.34):

$$M_d = \frac{T}{6}(h - v_s) \quad (2.36)$$

czyli po uwzględnieniu związku (2.31) musi być spełnione równanie:

$$\frac{qs}{2}(s-1) + \frac{T}{2}v_s = -\frac{T}{6}(h - v_s) \quad (2.37)$$

z którego wynika wyrażenie na siłę sprężenia belki

$$T = 3qs \frac{1-s}{h+2v_s} \quad (2.38)$$

Łatwo zauważyć, że siła sprężenia według wzoru (2.38) jest znacznie mniejsza niż w (2.33), ale ostateczną decyzję musimy podjąć dopiero po przeanalizowaniu nośności:

- przekroju osłabionego rysą v_s , a więc o wysokości $(h-v_s)$,
- przekroju z zamkniętą rysą przenoszącą naprężenia ściskające, a więc o pełnej wysokości belki h .

W pierwszym przypadku warunki ogólne nośności można zapisać następująco:

- dla rozporu wg (2.33)

$$qs(1-s) \leq v_s(h-v_s)bR_c \quad (2.39)$$

- dla rozporu wg (2.38)

$$qs(1-s) \leq \frac{b}{6}R_c(h-v_s)(h+2v_s) \quad (2.40)$$

gdzie: h i b - wysokość i szerokość belki, R_c - wytrzymałość belki na ściskanie, v_s - wysokość rysy.

Z warunku ekstremum lewostronnych momentów ($dM/dv_s = 0$) wynika, że w pierwszym przypadku dopuszczalna długość rysy nie może przekraczać połowy wysokości belki:

$$v_s \leq \frac{h}{2} \quad (2.41)$$

a w drugim - czwartej jej części, czyli:

$$v_s \leq \frac{h}{4} \quad (2.42)$$

Oznacza to, że długość rysy będzie decydować o sile sprężenia belki. Sprężenie siłą wynikającą ze wzoru (2.38) będzie możliwe jedynie wówczas, gdy zasięg rysy spełni warunek (2.42), a w przypadku rysy zawartej między:

$$\frac{h}{4} \leq v_s \leq \frac{h}{2} \quad (2.43)$$

sprężenie musi osiągnąć wartość określoną wzorem (2.33).

W drugim przypadku, gdy do wzorów (2.39) i (2.40) podstawimy całą wysokość belki h , wówczas jej nośność wzrośnie i będzie bardziej korzystna według zależności (2.40), jeśli rysa będzie spełniać warunek (2.42). W przypadku odwrotnym, gdy długość rysy będzie zawarta w przedziale (2.43), bardziej korzystny stanie się warunek (2.39).

Inny ważny element analizy tego najprostszego schematu belki – to próba wyjaśnienia sensu fizycznego charakterystyki kruchej pęknięcia r . Wychodząc z równania różniczkowego momentów (2.27), możemy zapisać:

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = M(x) + r\delta(x - s) \quad (2.44)$$

gdzie: $M(x)$ – moment zginający belki, $y_{,xx}$ – krzywizna ugięcia belki.

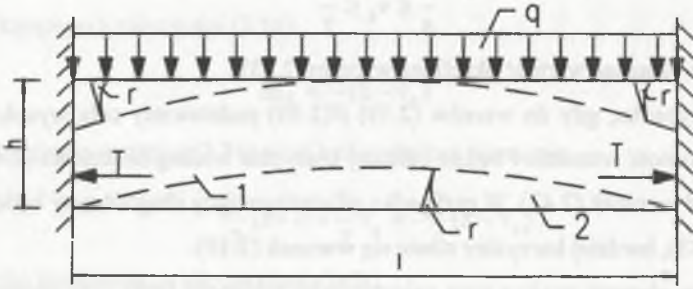
Wyrażając krzywiznę belki przez jej promień $\rho(x)$, równanie to możemy wyrazić w postaci:

$$EJ - \rho(x)r\delta(x - s) = M(x)\rho(x) \quad (2.45)$$

Z równania tego wynika bezpośrednio, że rysa osłabia lokalnie sztywność giętą belki, a charakterystyka r oznacza kruchość materiału belki. Pojawienie się rysy jest proporcjonalne do promienia krzywizny, czyli tylko w materiale bardzo kruchym wystąpi rysa już przy nieznacznym ugięciu belki. Im bardziej ciągliwy materiał, tym większa szansa, że nawet przy małym promieniu krzywizny belka nie ulegnie zarysowaniu. W przypadku bardziej ogólnym osłabienie lokalne belki może też być spowodowane innymi czynnikami niż kruche pęknięcie, może to być lokalne uplastycznienie (rodzaj przegubu plastycznego), bardziej ogólne lokalne płynięcie reologiczne lub ukryte wady, na przykład istniejące ukryte mikropeknięcia, wreszcie lokalne starzenie się, wietrzenie materiału konstrukcyjnego. Wymienione i inne defekty przekroju belki mogą występować wspólnie w różnych konfiguracjach, a uaktywniają się najczęściej w warunkach dużego dodatkowego i nie kontrolowanego wyężenia konstrukcji, między innymi w warunkach szkód górnicych.

Spśród bardziej złożonych schematów obliczeniowych belek na uwagę zasługuje niewątpliwie belka obustronnie utwierdzona i belka swobodnie podparta, ale sprężona siłą T przyłożoną mimośrodowo po stronie rysy (rys.2.7).

W belce utwierdzonej mamy do czynienia z dwustronnym rozciąganiem jej włókien, w sąsiedztwie utwierdzenia rozciąganie w górnej części przekroju, a w środku belki – w dolnej części. Rysa może się więc pojawić zarówno od strony dolnej, jak i od górnej. Jednak zarysowanie tego typu belki jest znacznie mniej groźne niż belki swobodnie podpartej. Jest to



Rys. 2.7. Model pracy zarysowanej belki utwierdzonej: h, l – wysokość i długość belki, q – obciążenie, T – rozpór, r – rysy, 1 – strefa nośna (ściskana), 2 – strefa odprężenia (rozciągana)

Fig. 2.7. Model of operation of a scratched fixed beam: h, l – height and length of beam, q – load, T – thrust, r – crackings, 1 – load bearing zone (compressed), 2 – decompression zone (tensile)

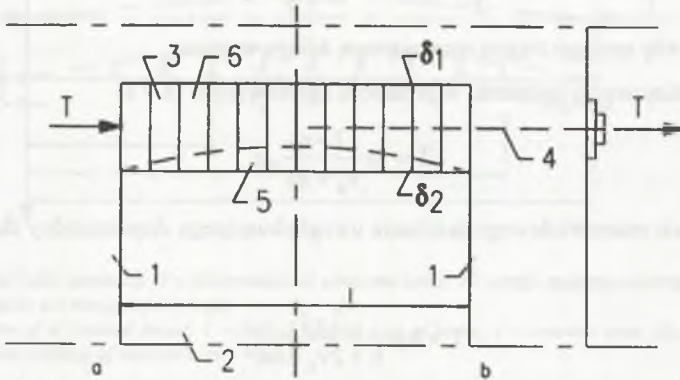
ustrój statycznie niewyznaczalny i nawet całkowite jej przelamanie nie pozbawi ustroju zdolności do dalszej pracy statycznej jako dwóch niezależnych belek jednostronnie utwierdzonych. Po podstawieniu warunków brzegowych $\varphi = 0$ i $y = 0$ przy $x = 0$ i $x = 1$ do równań (2.28) i (2.29) oraz uwzględnieniu, że funkcja Heaviside'a nie dotyczy podpór – $h(1-s) = 0$ – dochodzimy do równania momentów i kątów obrotu przekrojów belki:

$$M = \frac{q}{2}x^2 + r\delta(x-s) - \frac{ql}{2}x + \frac{ql^2}{12} \quad (2.46)$$

$$\varphi = \frac{1}{EJ} \left[\frac{q}{6}x^3 + rh(x-s) - \frac{ql}{4}x^2 + \frac{ql^2}{12}x \right] \quad (2.47)$$

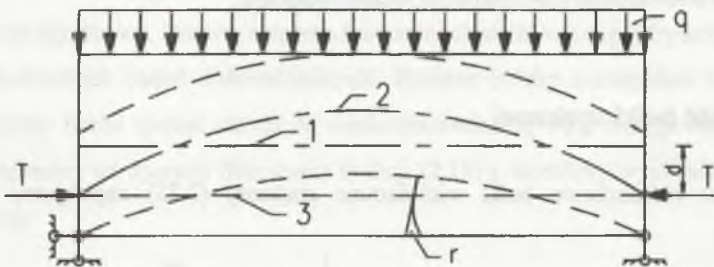
Jeśli uwzględniamy, że suma kątów obrotu przekrojów utwierdzonych prętów zginanych równa się zero, to łatwo również zauważyć, że pojedyncza rysa, której rozwarcie naruszałoby tę zasadę, nie będzie w istotny sposób naruszać równowagi układu. Potencjalne rozwarcie rysy wywoła samoczynnie poziomą reakcję podpory utwierdzającej belkę. Utwierdzenie będzie spełnić rolę przyczółka, który oprócz reakcji pionowej jest zdolny przenosić reakcje poziome i nie dopuści do dodatkowego obrotu przekrojów belki. Mechanizm ten będzie tym bardziej skutecznie działał, im większy będzie stosunek wysokości belki do jej rozpiętości h/l . Na tej zasadzie budujemy nadproża nad otworami w murach, układając cegłę wozówką pionowo lub dużowymiarowe ciosy kamienne (rys.2.8). W tym przypadku fragmenty ścian sąsiadujące z nadprożem tworzą elementy uniemożliwiające rozwarcie się spoin elementów nadproża, które ulegają zaklinowaniu i są zdolne przenosić obciążenia wyżej zalegającego muru. Powszechnie znane jest kotwienie nadproży uszkodzonych, co może nastąpić, gdy ściany utwierdzające nadproże nie stanowią skutecznego, dostatecznie stabilnego oparcia,

zdolnego wywołać reakcję poziomą zapewniającą jego sprężenie. Rolę tę spełnia wówczas założona kotew.



Rys.2.8. Schemat nadproża z cegły: a – ściana jako przyczółek nadproża, b – ściana nie stanowiąca przyczółka, 1 – ściana, 2 – otwór, 3 – nadproże, 4 – kotew, 5 – strefa spoin rozwartych, 6 – strefa spoin zaciśniętych, T – rozpór, l – światło otworu, δ_1 , δ_2 – grubość spoiny w górnej i dolnej części nadproża ($\delta_1 > \delta_2$)
 Fig.2.8. Diagram of a brick lintel: a – wall as the head of lintel, b – wall not being a head, 1 – wall, 2 – opening, 3 – lintel, 4 – anchor, 5 – zone of gaping joints, 6 – anchor zone of tightened joints, T – thrust, l – inside diameter of the opening, δ_1 , δ_2 – thickness of joint in the upper and lower part of lintel ($\delta_1 > \delta_2$)

Zastosowanie wstępne sprężonego mimośrodowo zamontowanego ściągu w prostej belce swobodnie podpartej stworzy niewątpliwie układ zdolny do zneutralizowania wpływu jej osłabienia z powodu zarysowania (rys.2.9).



Rys.2.9. Belka wstępnie sprężona mimośrodowo: r – rysa, 1 – oś pierwotna belki, 2 – oś belki spękanej, 3 – ściągu wstępnego sprężenia, d – mimośród, T – rozpór (naciąg ściąga), q – obciążenie
 Fig.2.9. Initially eccentrically compressed beam: r – crack, 1 – original axis of beam, 2 – axis of cracked beam, 3 – stay of initial compression, d – eccentric, T – thrust (string tension), q – load

W zależności od wielkości mimośrodu d i siły wstępnego sprężenia belki T będziemy mieli do czynienia z momentem zginającym, który po uwzględnieniu warunków brzegowych wejdzie do równania momentów (2.27), czyli przy $x = 0$ i $x = 1$

$$M = Td \quad (2.48)$$

gdzie: T – naciąg ściągu, d – mimośród.

Przy sprężeniu dolnej części belki równanie to przyjmuje postać:

$$M = \frac{q}{2}x^2 + r\delta(x-s) - \frac{ql}{2}x + Td \quad (2.49)$$

a odpowiednie siły naciągu cięga sprężającego, ściągu wyniosą:

- przy wyeliminowaniu momentu w przekroju zarysowanym ($x = s$)

$$T = qs \frac{l-s}{v_s + 2d} \quad (2.50)$$

- w warunkach mimośrodowego ściskania uwzględniającego dopuszczalny moment zginania (2.36)

$$T = 3qs \frac{l-s}{h + 2v_s + 6d} \quad (2.51)$$

Porównując wzory (2.50) i (2.51) ze wzorami (2.33) i (2.38), wyraźnie widać znaczne korzyści wynikające z mimośrodowego sprężenia belki. W tym przypadku możemy nawet zaniechać pomiarów rysy i pominąć jej długość w obliczeniach, przez co wzrośnie zapas bezpieczeństwa nośności konstrukcji. Przykładem zarysowanej belki może być poprzecznica mostowa, której naprawę możemy sprowadzić do założenia wstępnie naciągniętych kotew ograniczających dalszą propagację rysy. Dotychczasowe metody obliczeń statycznych nie prowadzą do pełnego uzasadnienia tak prostego rozwiązania. Skuteczność sprężania belki stanie się jeszcze bardziej widoczna, gdy będziemy mieli do czynienia z konstrukcją z wieloma rysami, czyli z belką wielokrotnie lub całkowicie lokalnie spękaną.

2.4. Nośność belki spękannej

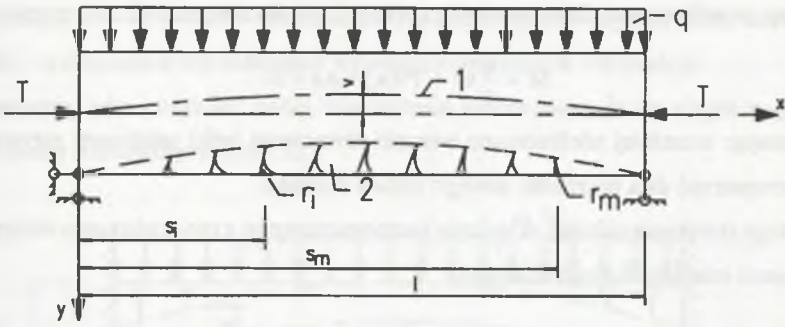
Równanie różniczkowe belki wielokrotnie spękannej (2.25) zapisujemy następująco (rys.2.10):

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = q + \sum_{i=1}^m r_i \delta_{,xx}(x-s_i) \quad (2.52)$$

gdzie: r_i – charakterystyka pęknięcia w punkcie i , s_i – współrzędna punktu i , m – liczba spękań ($i = 1, 2, \dots, m$).

Po dwukrotnym scałkowaniu równania (2.52) otrzymujemy równanie momentów:

$$M = \frac{qx^2}{2} + \sum_{i=1}^m r_i \delta(x-s_i) + Ax + B \quad (2.53)$$



Rys.2.10. Schemat belki spekanej: 1 – przesunięta oś obojętna belki, 2 – strefa spekana (odprężona), v – ciągłe przesunięcie osi obojętnej $v = v(x)$

Fig.2.10. Diagram of a cracked beam: 1 – shifted neutral axis of beam, 2 – cracked zone (decompressed), v – continuous shifting of neutral axis $v = v(x)$

Analizując otrzymane równanie, podobnie jak poprzednio mogliśmybyśmy oceniać wpływ na belkę każdej szczeliny oddzielnie, to jest:

$$M_i = \frac{q}{2} s_i^2 + r_i + A s_i + B \quad (2.54)$$

Tego typu analiza nie wydaje się jednak ekonomicznie i merytorycznie celowa. Trzeba byłoby pomierzyć wszystkie rysy, co nie zawsze byłoby możliwe, jeśli uwzględnimy, że wiele z nich jest mikropęknięciami niewidocznymi gołym okiem. Wiele szczelin może się ujawniać z upływem czasu, może następować ich propagacja. Rozkład i długość poszczególnych pęknięć – to zjawisko przypadkowe, losowe, a uporządkowanie ich siatki wymagałoby konstruowania modeli i odpowiednich badań doświadczalnych. Zadanie byłoby szczególnie kłopotliwe i kosztowne, gdyby liczba spekań dążyła do nieskończoności ($m \rightarrow \infty$), dlatego dalszą analizę zagadnienia oprzemy na operacji filtrowania funkcji (2.16) i określimy wypadkowy ich rozkład oraz zasięg:

$$\sum_{i=1}^{\infty} r_i \delta(x - s_i) = \int_0^l r(s) \delta(x - s) ds = r(x) \quad (2.55)$$

Jak widać, przy gęstej siatce spekań łatwo przejść od pojedynczych, dyskretnych charakterystyk poszczególnych zarysowań do analizy funkcyjnej, ciągłej.

Jeśli uogólnimy analizę dotyczącą pojedynczej rysy, to zależność (2.31) możemy przedstawić w postaci (rys.2.10):

$$r(x) = T v(x) \quad (2.56)$$

gdzie: T – stały rozpór belki sprężonej, $v(x)$ – ramię rozporu, przesunięcie osi obojętnej wzdłuż osi x .

Wstawiając przefiltrowaną charakterystykę spękań (2.56) do równania (2.53), mamy:

$$M = \frac{q}{2}x^2 + Tv(x) + Ax + B \quad (2.57)$$

Wykorzystując wcześniej zdefiniowane warunki równowagi belki osłabionej zarysowaniem, możemy rozpatrzeć dwa przypadki nowego układu nośnego:

- płaskiego sklepienia ciśnień, sklepienia bezmomentowego z racjonalną osią obojętną,
- sklepienia mimośrodowego ściskania.

2.4.1. Płaskie sklepienie ciśnień

W przypadku sklepienia ciśnień moment określony wzorem (2.57) musi być tożsamiowo równy zero ($M \equiv 0$), z czego wynika, że funkcja opisująca oś obojętną $v(x)$ nowego układu nośnego wynosi:

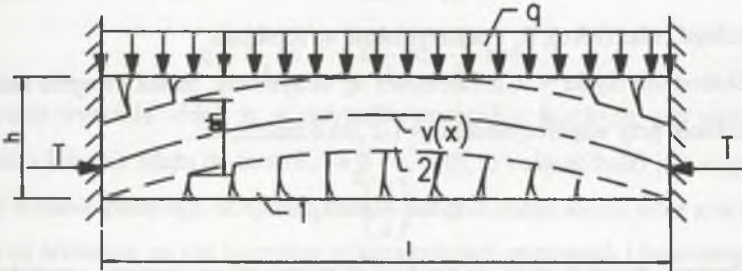
$$v(x) = -\frac{1}{T} \left(\frac{q}{2}x^2 + Ax + B \right) \quad (2.58)$$

Jest to równanie paraboli, klasyczne równanie sklepienia ciśnień. Belka spękana zmienia się więc w nowy ustrój nośny – płaskie sklepienie ciśnień, jakie stosowano w przeszłości w konstrukcjach murowanych (nadproża, stropy, pomosty itp.). Aby jednak mógł zaistnieć nowy układ nośny, muszą być spełnione następujące warunki ogólne:

- lokalna degradacja konstrukcji – najczęściej spękania, uplastycznienie lub reologiczne płynięcie materiału w strefie rozciągania – musi doprowadzić do redystrybucji sił wewnętrznych, na ogół do zaniku pola naprężeń rozciągających; w elemencie zginanym powinien pojawić się rozpór ograniczający dalszą jego degradację,
- w elementach, belkach utwierdzonych podpora utwierdzająca powinna być zdolna również do przenoszenia rozporu, składowej podłużnej nawet przy czystym obciążeniu poprzecznym, powinna więc stworzyć przyczółek sklepienia płaskiego; rolę przyczółków może też spełniać ściąg umożliwiający wstępne sprzężenie belki lub wygenerowanie rozporu w procesie redystrybucji sił wewnętrznych,
- rezultatem degradacji elementu będzie wydzielenie lokalnych stref jego zniszczenia, wyłączonych z pracy statycznej i strefy nośnej, z reguły ściskanej, która przyjmuje najbardziej korzystny kształt przystosowujący element do maksymalnych jego możliwości przenoszenia obciążeń; kształtuje się w nim nowa oś obojętna,
- proces przystosowania się konstrukcji do optymalnych warunków pracy statycznej jest sterowany sztywnością elementów nośnych, dlatego przebieg procesu można przewidzieć

rozpoznając ich właściwości mechaniczne lub zmieniając je poprzez różne zabiegi techniczne – wzmacnianie lub osłabianie wybranych fragmentów konstrukcji.

Rozpatrzmy, jako przykład, belkę dwustronnie utwierdzoną, która uległa spękaniu po stronie włókien rozciąganych (rys.2.11).



Rys.2.11. Model sklepienia płaskiego wewnątrz zdegradowanej wysokiej belki utwierdzonej: 1 – strefy spękań, 2 – strefa nośna (sklepienie), h, l – wysokość i rozpiętość belki, ah – wysokość przekroju sklepienia jako części wysokości belki, α – współczynnik wykorzystania przekroju belki, $v(x)$ – oś przekroju sklepienia płaskiego

Fig.2.11. Model of a flat vault inside degraded tall, fixed beam l – cracking zones, 2 – load bearing zone (vault), h, l – height and span of beam, ah – height of vault intersection as a part of beam height, α – utilization factor of beam intersection, $v(x)$ – axis of a flat vault intersection

Strefy spękane są wyłączone z pracy statycznej, a obciążenie przejmuje strefa nośna – płaskie sklepienie ciśnień, w którym mamy do czynienia z czystym osiowym ściskaniem. Osią obojętną tej strefy jest krzywa opisana zależnością (2.58) uwzględniająca warunki brzegowe $v(0) = v(l) = 0$, czyli:

$$v(x) = \frac{qx}{2T}(l-x) \quad (2.59)$$

Jest to klasyczna oś racjonalna łuku obciążonego równomiernie ciśnieniem pionowym. O nośności tego łuku decyduje jego wytrzymałość na ściskanie w kluczu i ścięcie po powierzchniach pionowych w węzłowiach, u nasady przy przyczółkach. Wyznaczając strzałkę łuku z geometrii, wysokości belki i prostokątnego rozkładu naprężeń ściskających w przekroju łuku:

$$f = (1 - \alpha) h \quad (2.60)$$

oraz z równania (2.59) przy $x = l/2$:

$$f = \frac{ql^2}{8T} \quad (2.61)$$

znajdujemy rozpór łuku:

$$T = \frac{ql^2}{8(1-\alpha)h} \quad (2.62)$$

gdzie: q – obciążenie pionowe, l – rozpiętość belki, łuku, h – wysokość belki, α – współczynnik oznaczający stosunek grubości łuku (strefy nośnej) do grubości belki.

Wyznaczony rozpór nie może przekraczać nośności łuku na ściskanie w jego kluczu:

$$\frac{ql^2}{8(1-\alpha)h} \leq \alpha hbR_c \quad (2.63)$$

gdzie: b – grubość belki (łuku), R_c – wytrzymałość na ściskanie.

Określając ekstremum $dq/d\alpha = 0$, z zależności tej otrzymamy, że łuk osiągnie maksymalną, optymalną nośność przy współczynniku $\alpha = 1/2$, co oznacza, że:

$$q \leq 2 \left(\frac{h}{l} \right)^2 bR_c \quad (2.64)$$

Z wyprowadzonego wzoru wynika, że nośność sklepienia uformowanego wewnątrz spękanej belki zależy nie tylko od wytrzymałości materiału na ściskanie, ale przede wszystkim od stosunku wysokości belki do jej rozpiętości. Im ten stosunek jest większy, tym większa szansa na uformowanie się płaskiego ukrytego sklepienia ciśnien o znacznej nośności na ściskanie.

Nie mniej ważna jest wytrzymałość sklepienia na ścinanie, szczególnie gdy mamy do czynienia z materiałami kruchymi, które łatwo tracą swoją spójność, ale posiadają tarcie wewnętrzne; wówczas w warunkach ściskania oprócz spójności uaktywnia się tarcie znacznie zwiększające opór na ścinanie. Ogólnie możemy zapisać, że warunek na ścinanie spełnia zależność:

$$ql \leq hbc + \frac{ql^2}{2h} \operatorname{tg} \phi \quad (2.65)$$

gdzie: c – spójność materiału konstrukcyjnego, ϕ – kąt tarcia wewnętrznego.

Jeśli nastąpi utrata spójności, warunek ten przyjmie postać:

$$2 \frac{h}{l} \leq \operatorname{tg} \phi \quad (2.66)$$

co oznacza, że stosunek grubości belki do jej rozpiętości nie może być jednak dowolny i powinien zawierać się w przedziale:

$$\sqrt{\frac{q}{2bR_c}} \leq \frac{h}{l} \leq \operatorname{tg} \phi \quad (2.67)$$

Niewątpliwie ciekawie wygląda zestawienie nośności belki utwierdzonej jako ustroju ciągłego, nieuszkodzonego i sklepienia jako ustroju powstałego w wyniku lokalnego zniszczenia belki i redystrybucji sił wewnętrznych:

- wytrzymałość belki z uwagi na zarysowanie rozciąganej strefy, a sklepienia (łuku) na ściskanie:

$$q \leq 2 \left(\frac{h}{l} \right)^2 b R_r \quad \text{i} \quad q \leq 2 \left(\frac{h}{l} \right)^2 b R_c \quad (2.68)$$

- wytrzymałość belki i łuku na ścinanie:

$$q \leq 2 \frac{h}{l} b c \quad \text{i} \quad q \leq \frac{h}{l} b c + \frac{q_l}{2h} \operatorname{tg} \phi \quad (2.69)$$

Z zestawienia wyraźnie widać, że w przypadku materiałów kruchych, gdy wytrzymałość na rozciąganie i ścinanie zdąża do zera ($R_r \rightarrow 0$ i $c \rightarrow 0$), to nośność belki jest wyjątkowo mała, natomiast nośność płaskiego sklepienia ciśnien zdecydowanie rośnie wraz z wytrzymałością materiału na ściskanie, co jest korzystne w konstrukcjach murowych i betonowych. Gdy przy tym spełniony jest warunek (2.66), to wytrzymałość sklepienia na ścinanie rośnie wraz z obciążeniem i układ nie ulegnie ścięciu.

Przykład liczbowy

Określmy charakterystyczną nośność nadproża (rys.2.8) o rozpiętości obliczeniowej $l = 2,0$ m wykonanego z ceramicznej cegły pełnej klasy 25 na zaprawie marki 10. Przekrój poprzeczny nadproża wynosi – wysokość $h = 0,5$ m, szerokość $b = 0,4$ m, a wytrzymałość charakterystyczna muru odpowiednio [134]:

- na ściskanie $R_{mk} = 4,3$ MPa,
- na rozciąganie w przekroju równoległym do warstw muru $R_{mzk} = 0,2$ MPa,
- na ścinanie w przekroju równoległym do warstw muru $R_{mtk} = 0,4$ MPa.

Wyjściowym schematem obliczeniowym nadproża jest belka dwustronnie utwierdzona z pionowym równomiernie rozłożonym obciążeniem, a jej nośność jest zdeterminowana:

- wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu według wzoru (2.68)

$$q = 2 \left(\frac{h}{l} \right)^2 b R_{mzk} = 2 * \left(\frac{0,5}{2} \right)^2 * 0,4 * 0,2 = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- wytrzymałością na ściskanie zgodnie z zależnością (2.69)

$$q = 2 \frac{h}{l} b R_{mtk} = 2 * \frac{0,5}{2} * 0,4 * 0,4 = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Uzyskane wyniki wyraźnie wskazują, że nadproże jako belka jest bardzo podatne na przekroczenie nośności przy zginaniu i łatwo ulegnie zarysowaniu po stronie rozciągania w przekrojach narażonych na działanie maksymalnych momentów zginających. Tego typu uszkodzenia nadproża nie będą jednak groźne, jeśli zarysowaniu będzie towarzyszyć proces redystrybucji sił wewnętrznych prowadzący do uformowania się wewnątrz nadproża płaskiego

sklepienia ciśnien z rozporem, który wywoła tarcie w murze przy jego ścinaniu. Przyjmując współczynnik tarcia muru ceglanoego $f = 0,7$ otrzymamy wynik obliczeń spełniający warunek (2.66):

$$2 \frac{h}{l} = 2 * \frac{0,5}{2} \leq 0,7$$

z którego wynika, że sklepienie nie ulegnie ścięciu przy dowolnym obciążeniu, a jego nośność na ściskanie zgodnie ze wzorem (2.68) wyniesie:

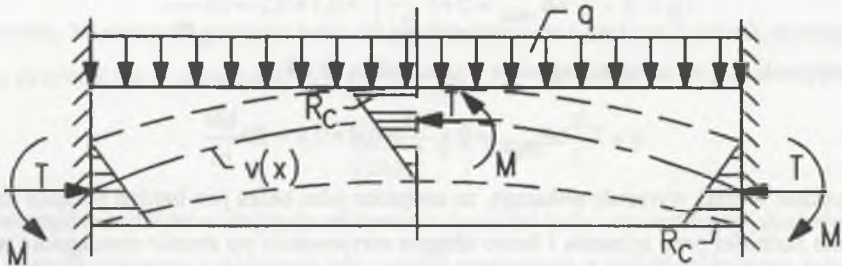
$$q = 2 \left(\frac{h}{l} \right)^2 b R_{mk} = 2 * \left(\frac{0,5}{2} \right)^2 * 0,4 * 4,3 = 215 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nośność sklepienia płaskiego przekracza wobec tego nośność nadproża jako belki ponad dwudziestokrotnie.

Praca nadproża jako sklepienia płaskiego jest więc ewidentnie bardziej korzystna. Oprócz zwiększonej nośności pracuje w stanie naprężeń ściskających, jest zdecydowanie bardziej odporna na wszelkie procesy degradacji, przy przeciążeniu łatwo może się przystosować do nowych warunków pracy. Przechodząc od wielkości charakterystycznych do obliczeniowych, zastosujemy bardziej korzystne cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa, przez co dodatkowo zwiększy się nośność konstrukcji, mimo że uległa lokalnej degradacji. Zabezpieczając konstrukcję w takim stanie, otrzymujemy bardzo korzystny racjonalny układ nośny bez konieczności jego przebudowy.

2.4.2. Łuk mimośrodkowo ściskany

Wychodząc z ogólnego warunku osłabienia belki spękaniem wyrażającymi się współczynnikiem α , możemy warunek dopuszczalnego momentu (2.36) przedstawić w postaci (rys.2.12):



Rys.2.12. Sklepienie płaskie mimośrodkowo ściskane: q – obciążenie, T – rozpór, M – moment zginania, $v(x)$ – oś sklepienia, R_c – wytrzymałość belki na ściskanie

Fig.2.12. Flat vault eccentrically compressed: q – load, T – thrust, M – bending moment, $v(x)$ – axis of vault, R_c – compressive strength of beam

$$M_d = \frac{T}{6} \alpha h \quad (2.70)$$

z podstawienia tego wyrażenia do równania momentów (2.57) wynika, że oś obojętną sklepienia, łuku mimośrodowo ściskanego opisuje zależność:

$$v(x) = \frac{\alpha h}{6} - \frac{1}{T} \left(\frac{q}{2} x^2 + Ax + B \right) \quad (2.71)$$

Po uwzględnieniu warunków brzegowych $v(0) = v(l) = 0$ otrzymujemy wcześniej wyprowadzone równanie (2.59), co oznacza, że jego strzałkę opisuje zależność (2.61). Zmieni się natomiast strzałka wynikająca z wysokości belki i trójkątnego rozkładu naprężeń ściskających w przekroju łuku:

$$f = \left(1 - \frac{2}{3} \alpha \right) h \quad (2.72)$$

i wówczas rozpór sklepienia wyniesie:

$$T = \frac{3ql^2}{8(3 - 2\alpha)h} \quad (2.73)$$

natomiast warunek nośności przekroju w kluczu sklepienia:

$$\frac{3ql^2}{8(3 - 2\alpha)h} \leq \frac{1}{2} \alpha h b R_c \quad (2.74)$$

Z ekstremum $dq/d\alpha = 0$ tej zależności wynika, że optymalna wartość współczynnika α wynosi tym razem $\alpha = 3/4$, a nośność sklepienia na ściskanie określa warunek:

$$q \leq \frac{3}{2} \left(\frac{h}{l} \right)^2 b R_c \quad (2.75)$$

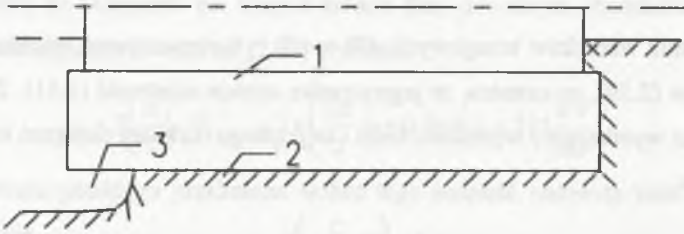
W porównaniu z nośnością sklepienia ciśnień, przy całkowitym wykorzystaniu wytrzymałości materiału na ściskanie, jest to nośność o 25% niższa, co oznacza, że układ zachowuje jeszcze pewien zapas bezpieczeństwa. Nieco wyższa nośność wystąpi przy wytrzymałości na ścinanie:

$$q \leq \frac{3}{2} \frac{h}{l} bc + \frac{ql}{2h} \operatorname{tg} \phi \quad (2.76)$$

co wynika z większego przekroju ukrytego łuku mimośrodowo ściskanego w porównaniu z łukiem osiowo ściskanym.

2.5. Przykład nośnego układu konstrukcyjnego

Jako przykład często spotykanego układu nośnego rozpatrzmy długą ławę fundamentową spoczywającą na lokalnie odkształconym, jednostronnie osiadającym podłożu (rys.2.13).



Rys 2.13. Ława fundamentowa: 1 – ława, 2 – podłoże ciągłe, 3 – podłoże odkształcone (osuwisko)
 Fig. 2.13. continuous footing: 1 – footing, 2 – continuous foundation, 3 – deformed foundation (landslide)

Mogą to być fundamenty ścian oporowych, przyczółków mostowych czy innych obiektów liniowych. Schematem obliczeniowym takiego ustroju nośnego może być nieskończenie długa belka ze wspornikiem na sprężystym podłożu (rys.2.14).

W pierwszym etapie belka będzie pracować jako ustrój ciągły, wobec tego można ją opisać znanym równaniem różniczkowym [59]:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = p - Cy \quad (2.77)$$

gdzie: EJ – stała sztywność giętna, p – obciążenie belki, C – współczynnik Winklera, y – przemieszczenie belki na sprężystym podłożu, x, y – współrzędne.

Gdy uwzględnimy warunki brzegowe belki, biorąc pod uwagę wspornik o długości l , czyli:

$$\text{- przy } x = 0 \quad Q = pl, \quad M = \frac{pl^2}{2} \quad (2.78)$$

$$\text{- przy } x = \infty \quad Q = 0, \quad M = 0 \quad (2.79)$$

otrzymamy następujące rozwiązania dotyczące odcinka belki na sprężystym podłożu:

- siła poprzeczna

$$Q = ple^{-\beta x} [(1 + \beta l) \sin \beta x - \cos \beta x] \quad (2.80)$$

- moment zginający

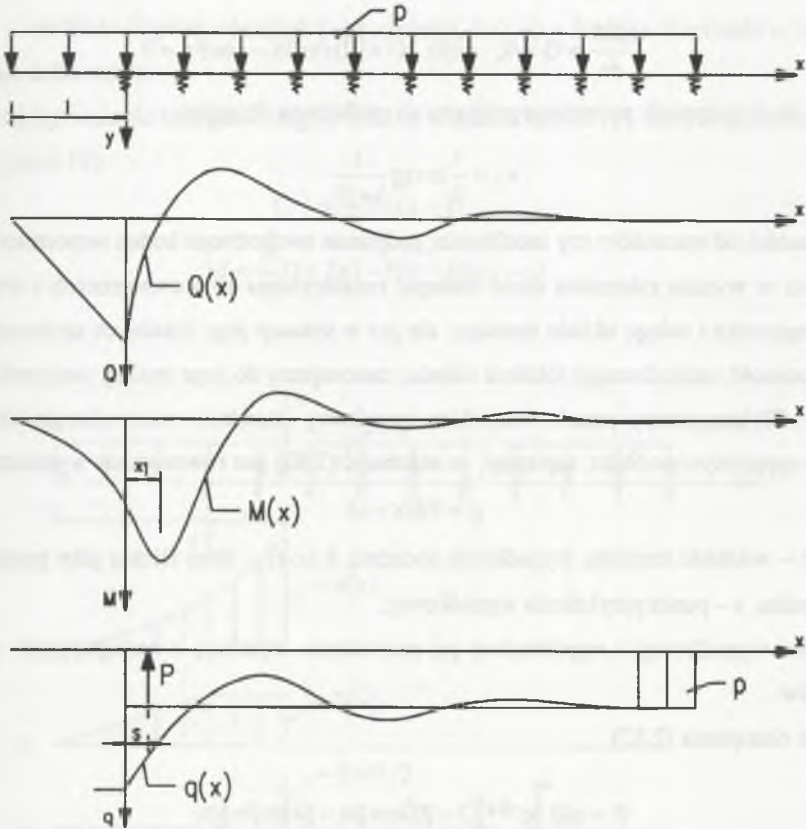
$$M = \frac{pl^2}{2} e^{-\beta x} \left[\left(1 + \frac{2}{\beta l} \right) \sin \beta x + \cos \beta x \right] \quad (2.81)$$

- rzeczywiste obciążenie belki

$$q = \frac{dQ}{dx} = p - Cy = p\beta e^{-\beta x} [(2 + \beta l)\cos\beta x - \beta \sin\beta x] \quad (2.82)$$

gdzie: l – długość wspornika, β – parametr sztywności belki i podłoża,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{C}{4EJ}} \quad (2.83)$$



Rys.2.14. Nieskończenie długa belka ze wspornikiem na sprężystym podłożu: l – długość wspornika, p – wyjściowe obciążenie belki, q – obciążenie po redystrybucji sił, Q , M – siła poprzeczna i moment zginający, P – wypadkowa obciążenia, x_1 – rzędna maksymalnego momentu, s – rzędna siły

Fig.2.14. Infinitely long beam with bracket on elastic foundation: l – length of bracket, p – initial load of beam, q – load after redistribution of forces, Q, M – transverse force and bending moment, P – resultant of load, x_1 – ordinate of the maximum moment, s – ordinate of force

Z uzyskanych rozwiązań wynikają dwa istotne dla dalszych rozważań wnioski:

- maksimum momentu zginającego nie przypada nad krawędzią podłoża, na którym spoczywa belka, jak to wynikałoby przy założeniu wspornika jednostronnie utwierdzonego, lecz w głębi podłoża w odległości x_1 od krawędzi,

- istotne zmiany obciążeń odcinka belki na sprężystym podłożu następują tylko w zasięgu jego krawędzi; jest to zmiana o charakterze impulsu, zwłaszcza przy podłożu znacznie bardziej sztywnym niż belka.

Analizując konstrukcję z kruchych materiałów (beton, mur kamienny lub ceglany), łatwo zauważyć, że wspornik belki jest narażony na spękanie w górnym przekroju i załamanie w miejscu działania maksymalnego momentu. Miejsce załamania określa się z warunku:

$$\frac{dM}{dx} = Q = 0, \quad \text{czyli} \quad (1 + \beta l) \sin \beta x - \cos \beta x = 0 \quad (2.84)$$

oznacza to, że wspornik pozostanie podparty na podłożu na długości:

$$x_1 = \frac{1}{\beta} \arctg \frac{1}{1 + \beta l} \quad (2.85)$$

W zależności od warunków czy możliwości podparcia swobodnego końca wspornika po jego obniżeniu w wyniku załamania może nastąpić redystrybucja sił wewnętrznych i drugi etap pracy wspornika i całego układu nośnego, ale już w sytuacji jego lokalnych uszkodzeń. Aby ocenić nośność uszkodzonego lokalnie układu, zastosujemy do jego analizy rachunek dystrybucyjny. Wykorzystamy przede wszystkim impulsowy charakter rzeczywistego obciążenia belki na sprężystym podłożu, zapisując, że zależność (2.82) jest równoważna wyrażeniu:

$$q = P\delta(x - s) \quad (2.86)$$

gdzie: P – wielkość impulsu, wypadkowa obciążeń, $\delta(x-s)$ – delta Diraca jako przebieg impulsu, s – punkt przyłożenia wypadkowej.

Wielkości wypadkowej i współrzędnej jej przyłożenia wynikają z następujących znanych związków:

- całki obciążenia (2.82)

$$P = p l \beta \int_0^{\infty} e^{-\beta x} [(2 + \beta l) \cos \beta x - \beta l \sin \beta x] dx \quad (2.87)$$

- stosunku momentu statycznego (Px) do wypadkowej (P)

$$s = \frac{Pl\beta}{P} \int_0^{\infty} x e^{-\beta x} [(2 + \beta l) \cos \beta x - \beta l \sin \beta x] dx \quad (2.88)$$

Wobec tego równanie różniczkowe belki ze wspornikiem na sprężystym podłożu możemy przedstawić następująco:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = q = P\delta(x - s) \quad (2.89)$$

Po jego dwukrotnym scałkowaniu otrzymujemy zmodyfikowane ogólne rozwiązanie belki na sprężystym podłożu, a mianowicie:

- siłę poprzeczną

$$Q = -Ph(x-s) + A \quad (2.90)$$

- moment zginający

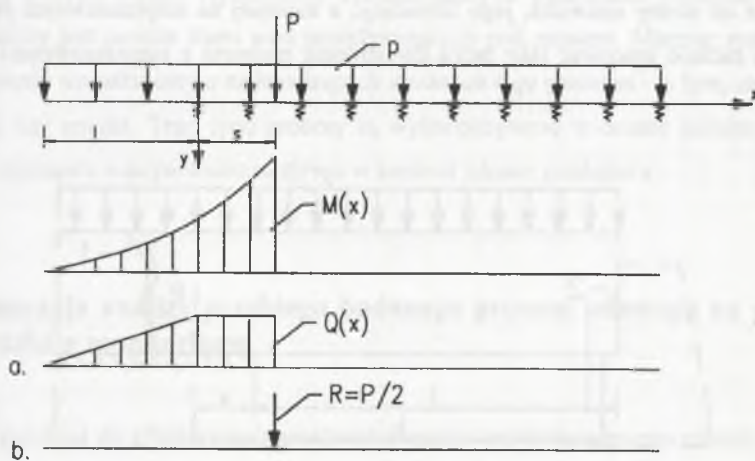
$$M = -P(x-s)h(x-s) + Ax + B \quad (2.91)$$

gdzie: P – wielkość impulsu obciążeń (wypadkowa), $h(x-s)$ – funkcja Heaviside'a, A i B – stałe całkowania.

Uwzględniając warunki brzegowe ciągłej belki ze wspornikiem (2.78), otrzymujemy odpowiednio (rys.2.15):

$$Q = pl - Ph(x-s) \quad (2.92)$$

$$M = \frac{pl}{2}(1+2x) - P(x-s)h(x-s) \quad (2.93)$$



Rys.2.15. Schemat obliczeniowy belki ze wspornikiem na sprężystym podłożu z wykorzystaniem rachunku dystrybucyjnego: a – belka ciągła (niespękana), b – belka spękana ($M=0$), $M(x)$, $Q(x)$ – moment zginający i siła poprzeczna, P – obciążenie siłą skupioną, p – początkowe obciążenie belki, R – reakcja od spękanego wspornika

Fig.2.15. Calculation diagram of a beam with bracket on elastic foundation making use of distribution calculation: a – continuous (uncracked) beam, b – cracked beam ($M=0$), $M(x)$, $Q(x)$ – bending moment and transverse force, P – loading by concentrated force, p – initial load of beam, R – reaction from the cracked bracket

Zakładając, że ława fundamentowa jako belka na sprężystym podłożu uległa całkowitemu spękaniu i nie była zdolna do przenoszenia naprężeń rozciągających, musimy przyjąć, że

moment zginający równa się tożsamościowo zeru [$M(x) \equiv 0$], czyli zależność (2.91) powinna spełniać dwa związki:

$$\begin{aligned} [-Ph(x-s) + A]x &= 0 \quad \text{dla } x \neq 0 \\ Ph(x-s)s + B &= 0 \end{aligned} \quad (2.94)$$

z których wynika bezpośrednio, że:

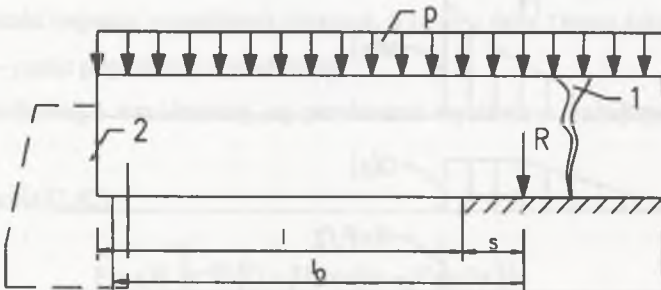
$$\begin{aligned} A &= ph(x-s) \\ B &= -Psh(x-s) \end{aligned} \quad (2.95)$$

Z podstawienia stałej A do równania (2.90) wynika, że mimo zerowej wartości momentu tylko przy $x \neq s$ siła poprzeczna, równa różnicy funkcji Heaviside'a, będzie przybierać wartości zerowe; przy $x=s$ będzie ona miała wartość impulsu:

$$Q = R\delta(x-s) \quad (2.96)$$

gdzie: R – reakcja wspornika jako nowego układu nośnego.

Przyjmijmy, że po załamaniu wspornik oparł się swobodnym końcem na sztywnej podporze, podbudowie od strony osuwiska, jego likwidacji, a najlepiej na nieprzesuwnym przyczółku (rys.2.16) i zacznie pracować jako belka dwustronnie podparta z nieprzesuwnymi poziomopodporami.



Rys.2.16. Schemat belki po załamaniu się wspornika: 1 – załamanie, 2 – przyczółek, R – reakcja dwustronnie podpartej belki, l_0 – obliczeniowa rozpiętość belki

Fig.2.16. Diagram of a beam after braking down of bracket: 1 – breaking down, 2 – abutment, R – reaction of a beam supported on two sides, l_0 – calculated span of beam

Jej nośność bezsprzecznie wzrośnie, ponieważ w wyniku redystrybucji sił wewnętrznych moment zginający zmniejszy się czterokrotnie i rozciąganie wystąpi po stronie dolnej – wcześniej ściskanej. Dwukrotnie zmniejszą się też siły poprzeczne i reakcje rozłożone na dwie podpory. Nośność belki splekanej od strony dolnej będzie zgodna z rozwiązaniami podanymi w paragrafie 2.4. Z rozwiązań belki dwustronnie podpartej lub odpowiednich łuków układu

spekanego wyniku, że reakcja przekazywana jako siła poprzeczna na odcinek belki na sprężystym podłożu wyniesie:

$$R = \frac{pl}{2} \quad (2.97)$$

i będzie dwukrotnie mniejsza w punkcie $x = s$ niż według wzoru (2.92).

Przeanalizowane przykłady przedstawiają końcowy etap złożonego procesu redystrybucji sił wewnętrznych jako rezultat postępującej degradacji elementu konstrukcyjnego. Oceniając zmianę nośności uszkodzonego elementu konstrukcyjnego, musimy mieć pewność, że proces redystrybucji sił wewnętrznych został zapoczątkowany i przebiegał prawidłowo, czyli zgodnie z przyjętymi założeniami. Istnieje możliwość wstępnej oceny tych zmian na podstawie monitoringu – obserwacji i pomiarów – stopnia degradacji konstrukcji, a zwłaszcza na podstawie wzajemnych przemieszczeń swobodnie podpartych fragmentów budowli inżynierskich, na przykład przemieszczenie przęseł mostowych względem przyczółków. Do tych celów można wykorzystać analizę podobnych procesów związanych z ruchem o charakterze losowym, którego wyniki rejestrujemy systematycznymi pomiarami. Dobrym przykładem takiej analizy jest pomiar stanu wód przepływających pod mostem. Mierząc systematycznie poziom wody wnioskujemy o nadchodzących zmianach tego poziomu – o tym, czy będzie się podnosił, czy opadał. Tego typu procesy są wykorzystywane w ocenie niezawodności elementu w systemie nośnym konstrukcji lub w kontroli jakości produktów.

2.6. Ilustracja analizy przebiegu badanego procesu losowego na podstawie wyników monitoringu

Jako przykład do zilustrowania możliwości analizy przebiegu procesu probabilistycznego wykorzystamy znany monitoring stanu wód w ustalonych punktach koryta rzeki. Na podstawie pomiarów poziomu wody w kilku czy kilkunastu stałych punktach określa się przydatność rzeki do celów żeglugi bądź ocenia się stan zagrożenia powodziowego. Dlatego definiuje się stany wód – niski, średni, wysoki – lub poziomu fali powodziowej – poniżej stanu alarmowego, stan alarmowy, stan zagrożenia powodziowego. O poszczególnych stanach informują wskaźniki pomiaru poziomu wody. Przepływ wody w korycie rzeki jest procesem probabilistycznym uzależnionym od niezliczonej liczby czynników pogodowych i topograficznych całej zlewni cieką wodnego. Systematyczne pomiary poziomu wody w poszczególnych punktach monitoringu dostarczają informacji o losowych zmianach stanu wód, a użytkownik

- dwukrotnie stan średni podniósł się do stanu wysokiego (II→III),
- nie zanotowano, aby nastąpił gwałtowny spadek poziomu wód od stanu wysokiego do niskiego (III→I),
- jednokrotnie stan wysoki obniżył się do stanu średniego (III→II),
- trzykrotnie stwierdzono, że poziom wody utrzymywał się na poziomie stanu wysokiego (III→III).

Na podstawie tych danych budujemy następującą macierz przejść Markowa [22]:

poziom wody	I	II	III	liczba przejść	
I	2	1	0	3	(2.98)
II	1	11	2	14	
III	0	1	3	4	

Przechodząc do prawdopodobieństw przejść każdy wiersz macierzy dzielimy przez liczbę przejść, czyli dochodzimy do macierzy w postaci:

$$[P_1] = \begin{bmatrix} 0,67 & 0,33 & 0 \\ 0,07 & 0,79 & 0,14 \\ 0 & 0,25 & 0,75 \end{bmatrix} \quad (2.99)$$

Dalsze wzbogacanie danych będzie wpływać na zmianę prawdopodobieństw zgodnie z rozwojem drzewa genealogicznego, a więc zgodnie z ciągiem iloczynów macierzy:

$$\begin{aligned} [P_2] &= [P_1][P_1] \\ [P_3] &= [P_2][P_1] \end{aligned} \quad (2.100)$$

i ogólnie

$$[P_n] = [P_{n-1}][P_1] \quad (2.101)$$

Z teorii procesów Markowa wiadomo, że dostatecznie odległą, końcową macierz prawdopodobieństw przejść ulega stabilizacji i nie zależy od macierzy początkowej. W ogólnym przypadku mamy więc:

$$[P_n] = [P_{n-1}][P_1] = [P_{n-1}] \quad (2.102)$$

Prawdziwość tej właściwości macierzy przejść Markowa można pokazać wykonując poszczególne kroki obliczeń macierzy (2.99) zgodnie ze schematem (2.100) i (2.101).

Wyznaczenie końcowej macierzy przejść może też być zrealizowane w wyniku rozwiązania następującego równania macierzowego (2.102):

$$[X][P_1] = [X] \quad (2.103)$$

gdzie: $[X]$ – macierz niewiadomych prawdopodobieństw $[X] = [X_1 X_2 X_3]$ równa macierzy $[P_{n-1}] = [X]$, X_i – prawdopodobieństwo zmian poziomu wody w miarę upływu czasu.

Mając dodatkowo warunek dotyczący sumy prawdopodobieństw:

$$X_1 + X_2 + X_3 = 1 \quad (2.104)$$

otrzymujemy po uwzględnieniu macierzy (2.99) układ równań:

$$\begin{aligned} 0,67X_1 + 0,07X_2 &= X_1 \\ 0,33X_1 + 0,79X_2 + 0,25X_3 &= X_2 \\ 0,14X_2 + 0,75X_3 &= X_3 \\ X_1 + X_2 + X_3 &= 1 \end{aligned} \quad (2.105)$$

w którym jedno z trzech pierwszych, na przykład drugie może być pominięte jako najbardziej złożone i ostatecznie możemy zapisać:

$$\begin{aligned} -0,33X_1 + 0,07X_2 &= 0 \\ 0,14X_2 - 0,25X_3 &= 0 \\ X_1 + X_2 + X_3 &= 1 \end{aligned} \quad (2.106)$$

Z rozwiązania tego układu otrzymujemy końcową macierz wskazującą na prawdopodobieństwo przejść poziomu wody w poszczególne stany:

poziom wody	I	II	III	
	[X] = [0,12	0,56	0,32]	(2.107)

Z otrzymanego wyniku możemy wnioskować, że w najbliższym czasie możemy się spodziewać w 12% niskiego stanu wody bądź fali poniżej stanu alarmowego, w 56% średniego stanu wody, lub stanu alarmowego fali powodziowej, a w 32% stanu wód wysokich czy też stanu zagrożenia powodziowego. O ile pierwsze stany dotyczące żeglugi są pomyślne, o tyle poziom fali powodziowej jest alarmujący i wymaga rozpoczęcia zabiegów profilaktycznych chroniących przed powodzią, na przykład przeglądu budowli inżynierskich, głównie urządzeń wodnych, mostów i innych obiektów komunikacyjnych.

Podobną analizę zjawisk można przeprowadzić w czasie badań niszczących, na przykład autorskich badań płyty żelbetowej [113]. Obserwując płytę podczas jej systematycznego obciążania, zarejestrowano trzy różne zjawiska zachodzące po sobie w różnej kolejności po pojawieniu się pierwszych rys:

- rozwieranie się zaistniałych rys bez pojawienia się nowych (stan I),
- pojawianie się nowych spękań z jednoczesnym rozwieraniem się rys już istniejących (stan II),
- występowanie nowych spękań bez rozwierania się tych już istniejących (stan III).

W tym przypadku wykres na rysunku 2.17 i macierz (2.98) należy potraktować jako wygenerowane symulacyjnie wyniki następującego procesu niszczenia płyty:

- dwukrotnie zarejestrowano rozwieranie się już zaistniałych spękań bez pojawienia się nowych rys ($I \rightarrow I$),
- jednokrotnie zauważono, że po czystym rozwieraniu się szczelin istniejących spękań nastąpiło zarówno dalsze ich rozwarcie, jak i nowe pęknięcie ($I \rightarrow II$),
- ani razu nie stwierdzono, aby natychmiast po czystym rozwieraniu się istniejących szczelin nastąpiło pęknięcie, któremu nie towarzyszyłoby rozwarcie szczelin ($I \rightarrow III$),
- jednokrotnie spostrzeżono, że po jednoczesnym rozwieraniu się istniejących szczelin i pojawianiu się nowych spękań następowało jedynie rozwarcie szczelin ($II \rightarrow I$),
- jednokrotnie proces rozwarcia istniejących szczelin i nowych spękań następował jednocześnie ($II \rightarrow II$),
- dwukrotnie zarejestrowano, że po jednoczesnym procesie rozwierania i pojawiania się spękań ponownie nastąpiło tylko nowe pęknięcie przy stałym rozwarciu wcześniejszych szczelin ($II \rightarrow III$),
- ani razu nie stwierdzono, aby po pojawieniu się dalszych spękań następowało czyste ich rozwarcie ($III \rightarrow I$),
- jednokrotnie zanotowano zarówno pojawienie się nowego pęknięcia, jak i rozwarcie szczelin istniejących ($III \rightarrow II$),
- trzykrotnie skonstatowano nowe spękania bez wyraźnego ich rozwarcia ($III \rightarrow III$).

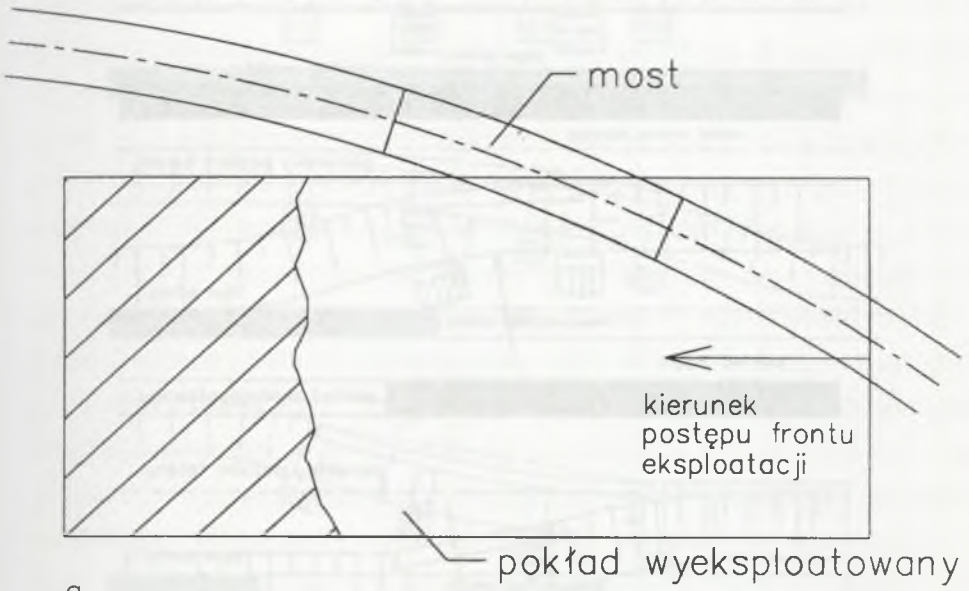
W ten sposób opisany proces niszczenia płyty dostarcza nam istotnych informacji o jej popasprężystej charakterystyce wytrzymałościowej. Płyta ulega zniszczeniu w 12% jako materiał plastyczny, w 56% jako plastyczno-kruchy i w 32% jako kruchy. O ile beton generuje kruche pęknięcie płyt, to zbrojenie jest niewątpliwie elementem nadającym jej właściwości plastyczne, zwłaszcza po jego odsłonięciu w końcowym etapie badań. Zmieniając rodzaj betonu lub parametry zbrojenia, otrzymamy różne zmienne charakterystyki pracy płyt i możemy wybrać taką, która będzie najbardziej przydatna dla postawionych celów. Tak dokładna analiza rozwijających się uszkodzeń płyty w czasie jej zniszczenia wymaga bardzo precyzyjnej aparatury pomiarowej i odpowiedniej interpretacji uzyskiwanych wyników. Bardziej uproszczony system monitoringu i dokładniejszą interpretację fizyczną rejestrowanego procesu omówimy w dalszej części pracy.

Zaprezentowany system monitorowania i sterowania decyzjami w sytuacji zagrożenia budowli inżynierskich może dostarczyć niezbędnych informacji o stanie tych budowli po pojawieniu się pierwszych spękań spowodowanych takimi czynnikami, jak szkody górnice, wzbudzenia wód powodziowych itp.

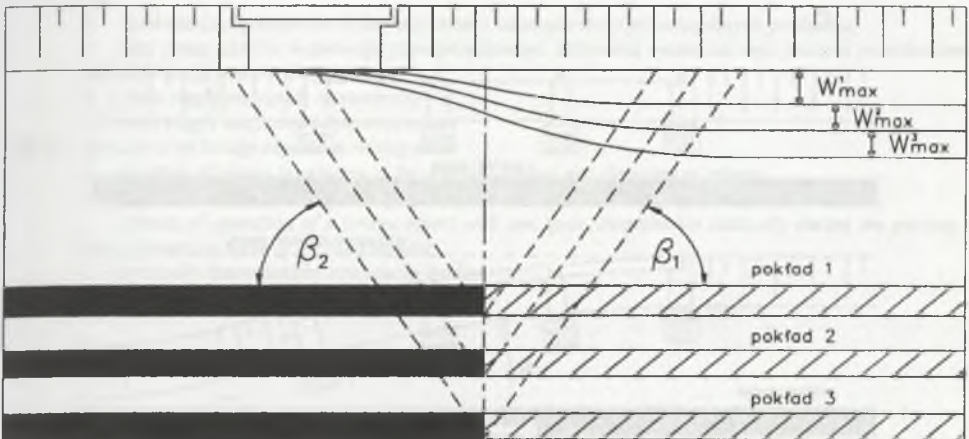
3. PRZYCZYNY I CHARAKTERYSTYKA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI INŻYNIERSKICH

3.1. Wprowadzenie

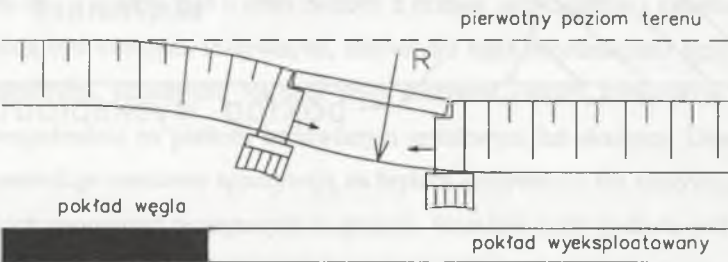
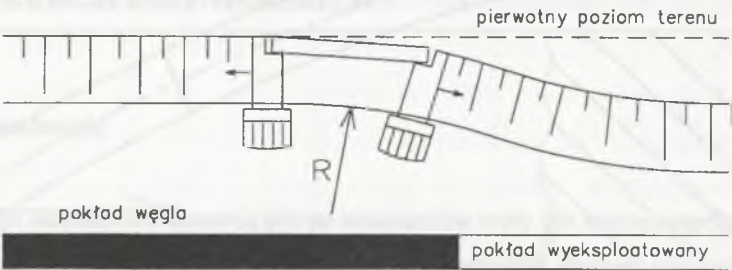
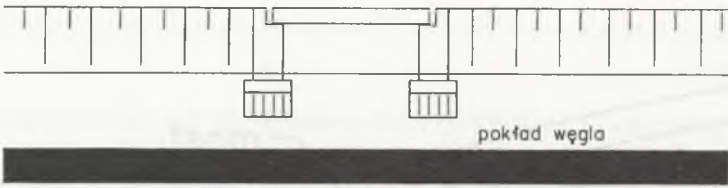
Konstrukcje inżynierskie stanowią pewne samodzielne bryły lub tworzą wspólnie współpracujące ich systemy [103]. Taką bryłą może być, na przykład segment przepustu, ściana oporowa, tunel itp., a system brył – most złożony z przęseł, przyczółków i ewentualnie filarów. Bryły mogą być ustrojami masywnymi, sztywnymi bądź konstrukcjami typu lekkiego, łatwo odkształcalnymi, podatnymi. Na ogół bryły masywne – mury, konstrukcje betonowe spoczywają bezpośrednio na podłożu budowlanym gruntowym lub skalnym. Ustroje lekkie najczęściej konstrukcje metalowe spoczywają na bryłach masywnych lub masywnych fundamentach, blokach oporowych pograżonych w gruncie. Wszelkie ruchy podłoża pod konstrukcją inżynierską powodują przemieszczenia poszczególnych brył i naruszają pierwotną geometrię współpracującego systemu. W zależności od rodzaju ustroju – zewnętrznie statycznie wyznaczalnego lub niewyznaczalnego – mogą w nim wystąpić albo dodatkowe obciążenia, albo wzajemne przesunięcia brył. O ile z dodatkowymi obciążeniami związane jest nadzwyczajne wyężenie konstrukcji, najczęściej jej uszkodzenie, spękanie, o tyle rezultatem kinematyki brył może być naruszenie ich wzajemnej współpracy – utrata właściwego kontaktu bądź wzajemne zaklinowanie, unieruchomienie styków swobodnych, przesuwnych (rys.3.1). Między innymi wpływ na pracę obiektów mostowych mają takie czynniki, jak: w ilu pokładach jest prowadzona eksploatacja, kierunek eksploatacji w stosunku do osi obiektu mostowego, parametry deformacji w czasie przechodzenia eksploatacji pod obiektem, jak i po zakończeniu eksploatacji danego pokładu, gdzie kończy się eksploatacja w stosunku do obiektu mostowego oraz prędkość prowadzenia eksploatacji i kąt nachylenia pokładu.



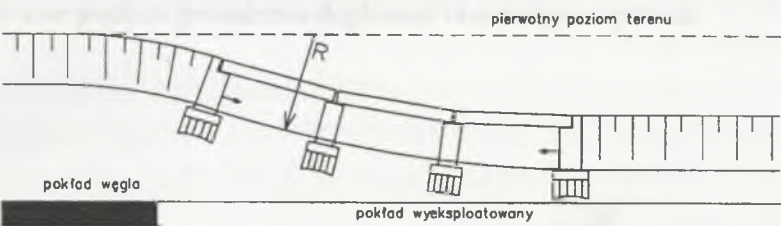
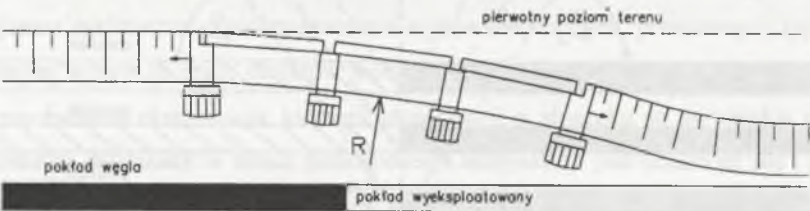
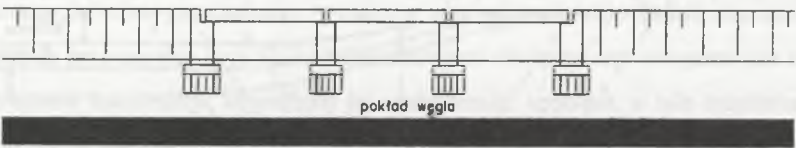
a.



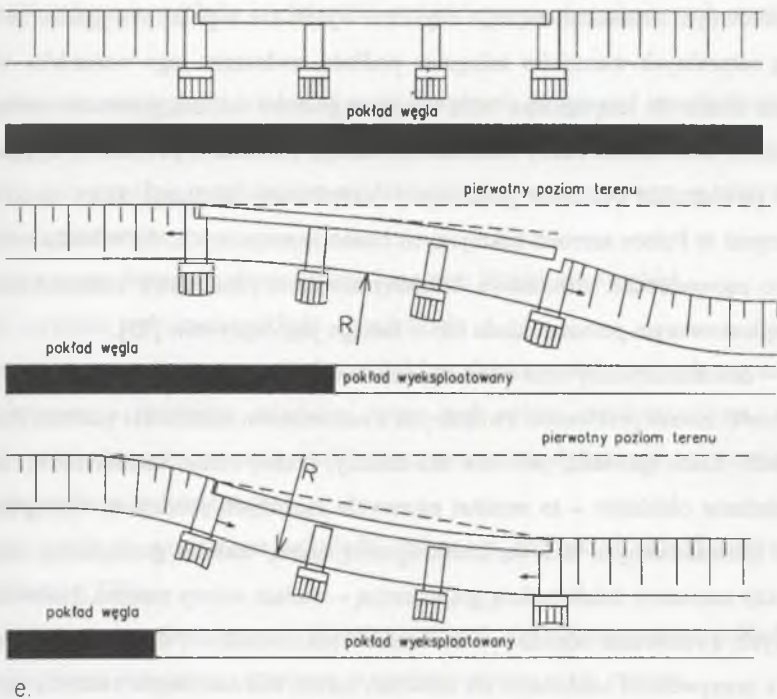
b.



C.



d.



Rys.3.1. Zachowanie się obiektów mostowych na terenach górniczych:

- usytuowanie obiektu w stosunku do wyeksploatowanego pokładu i kierunku prowadzenia eksploatacji,
- nakładanie się wpływów deformacji terenu od eksploatacji poszczególnych pokładów,
- fazy pracy obiektu mostowego jednoprzęsłowego, statycznie wyznaczalnego podczas przechodzenia fali deformacji powierzchni terenu,
- most ciągły statycznie wyznaczalny,
- most ciągły statycznie niewyznaczalny

Fig.3.1. Behaviour of bridge objects in mining sites:

- location of object in relation to the worked-out bed and direction of mining,
- superimposition of the effects of land deformation from the mining of the particular beds,
- phases of operation of a bridge object with one span, determinable statically during the passing of the deformation wave of the land surface,
- statically determinable, continuous bridge,
- statically undeterminable continuous bridge

3.2. Analiza przemieszczeń podłoża budowli inżynierskich

Obiekty inżynierskie związane ze szlakami komunikacyjnymi, gospodarką wodną czy zagospodarowaniem przestrzennym regionu są na ogół lokalizowane w bardzo zróżnicowanych warunkach terenowych, a sama lokalizacja jest z reguły wymuszana potrzebami technicznymi planowanego przedsięwzięcia gospodarczego. Pełne, jednoznaczne rozpoznanie terenu i podłoża projektowanych konstrukcji inżynierskich byłoby niewątpliwie zadaniem

bardzo kosztownym i czasochłonnym, a uzyskane wyniki nie w pełni wiarygodne ze względu na zmianę naturalnych warunków zalegania podłoża, zwłaszcza jego warunków wodnych. Szczególnie trudne do rozpoznania będą tereny zagrożone ruchem górotworu zalegającego pod podłożem, a zwłaszcza ruchy niestabilizowanego podłoża; z pewnością wyjątek stanowią ruchy powierzchni obszarów podziemnej eksploatacji górniczej, które doczekały się, między innymi w Polsce szeroko zakrojonych badań teoretycznych, doświadczalnych i terenowych, co zaowocowało stosunkowo dokładnym opisem parametrów odkształcenia terenu nad wyeksploatowanym polem pokładu lub w zasięgu jego wpływów [78].

Quasi – deterministyczny opis odkształcenia terenów górniczych stanowi jednak stosunkowo niewielki zakres problemów związanych z naruszeniem stabilności podłoża konstrukcji inżynierskich. Takie zjawiska, jak osuwiska zboczy, podmywanie fundamentów, nierównomierne osiadanie obiektów – to rezultat niezwykle złożonych procesów, występujących w podłożu, a spowodowanych budową morfologiczną terenu, budową geologiczną, stosunkami wodnymi czy naziemną działalnością gospodarczą – wielkie roboty ziemne, budowa zbiorników wodnych, zwałowanie odpadów, wznoszenie wielkich budowli itp. Najczęściej mamy do czynienia z przypadkami nakładania się kilku czy nawet kilkudziesięciu różnych czynników, które przyczyniają się do ostatecznej destabilizacji podłoża budowli.

3.2.1. Parametry deformacji powierzchni na terenach górniczych

Wydobycie metodami podziemnymi kopaliny użytecznych powoduje osiadanie powierzchni terenu i deformacje gruntów zalegających w zasięgu głębokości związanych z posadowieniem budowli inżynierskich. Rozróżniamy deformacje ciągłe, regularne o rozległym zasięgu i deformacje nieciągłe o zasięgu lokalnym – leje zapadliskowe, progi uskoków, szczeliny rozwartych spękań warstw skalnych. Charakter deformacji ciągłych zależy od sposobu eksploatacji pokładu i budowy warstw geologicznych w jego nadkładzie, czyli od takich czynników, jak:

- grubość wybieranego pokładu,
- miąższość, budowa i zaleganie warstw górotworu nad pokładem,
- system eksploatacji – na zawał, z podsadzką, ścianowy lub filarowo-komorowy itd.,
- sposób podsadzania wyrobisk, zwłaszcza stopień ich wypełnienia materiałem podsadzkowym,
- kształt i wymiary pól eksploatacji, zwłaszcza frontu eksploatacyjnego,
- nachylenie pokładu i warstw nadległych,

- głębokość zalegania pokładu i miąższość, grubość przypowierzchniowych warstw gruntowych,
- rozmieszczenie nieciągłości i załamań warstw nośnych stropu nad wyrobiskiem eksploatacyjnym,
- fizyczne, a szczególnie mechaniczne właściwości górotworu zarówno w masywie skalnym, jak i gruntowym,
- prędkość postępu frontu eksploatacyjnego i moment likwidacji wyrobisk,
- stopień czystości wybierania pokładu – bez resztek.

Przy korzystnym zestawieniu wszystkich czynników górnictwo-geologicznych można oczekiwać niezaburzonego przebiegu osiadania terenu nad polem eksploatacyjnym, a przede wszystkim prawie deterministycznie przebiegającego procesu deformacji przypowierzchniowych warstw podłoża budowlanego.

Na ogół określa się następujące wskaźniki deformacji podłoża w zasięgu wpływów eksploatacji górniczej [78]:

- obniżenie niecki osiadania terenu – równomierne nad wyeksploatowanym pokładem poza wpływem frontu eksploatacji górniczej, a nierównomierne w ich zasięgu,
- przemieszczenia poziome podłoża w stronę wyrobiska,
- nachylenie powierzchni terenu w niecce osiadania,
- względne poziome odkształcenia powierzchni – rozciąganie przed frontem eksploatacyjnym, a ściskające za nim,
- wypukła krzywizna powierzchni niecki nad wyeksploatowaną częścią pokładu, a wklęsła nad wyrobiskiem w sąsiedztwie frontu lub promienie tych krzywizn,
- zasięg głównych wpływów eksploatacji w otoczeniu ściany eksploatacyjnej.

Podstawowym wskaźnikiem jest obniżenie powierzchni terenu, ponieważ pozostałe wskaźniki są pochodnymi obniżenia, a więc głównie jego części nierównomiernej w zasięgu ściany. Rozróżnia się w zasadzie trzy grupy teoretycznych rozwiązań określających funkcje rozkładu osiadania powierzchni terenu:

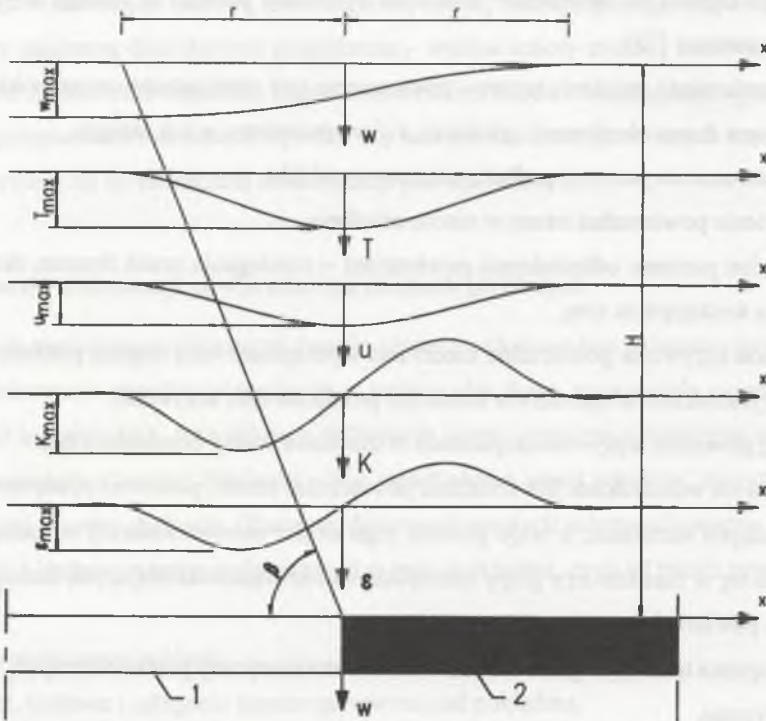
- rozwiązania traktujące górotwór jako ośrodek stochastyczny przemieszczający się losowo, chaotycznie,
- rozwiązania oparte na metodach ośrodków ciągłych, najczęściej dotyczące ugięcia warstw górotworu sprężystego nad wyrobiskiem,
- metody pośrednie bazujące na funkcjach rozkładu osiadań w zasięgu wpływów głównych, w otoczeniu ściany eksploatacyjnej.

W każdym przypadku mamy do czynienia z ustaleniem ciągłej funkcji rozkładu obniżenia powierzchni terenu, co umożliwi opisanie całego procesu deformacji podłoża pod obiektami inżynierskimi.

Jako przykład rozpatrzmy teorię Budryka-Knothe'go w układzie płaskich deformacji wywołanych przejściem nieskończenie długiej ściany eksploatacyjnej (rys.3.2). Równanie profilu niecki osiadania, czyli powierzchni terenu ma w tym przypadku postać:

$$w(x) = \frac{w_{\max}}{r} \int_e^{\infty} \frac{\Pi x^2}{r^2} dx \quad (3.1)$$

gdzie: w_{\max} – maksymalne osiadanie powierzchni terenu, r – zasięg głównych wpływów odniesionych do frontu robót, ściany eksploatacyjnej, x – współrzędna odniesiona do czoła ściany.



Rys.3.2. Parametry deformacji powierzchni terenów górniczych: r – zasięg wpływów głównych w – obniżenie terenu, T – nachylenie terenu, u – przemieszczenia poziome, K – krzywizna powierzchni, ϵ – pozioma deformacja przypowierzchniowej warstwy górotworu, 1 – wyrobisko eksploatacyjne, 2 – pokład, H – głębokość zalegania pokładu

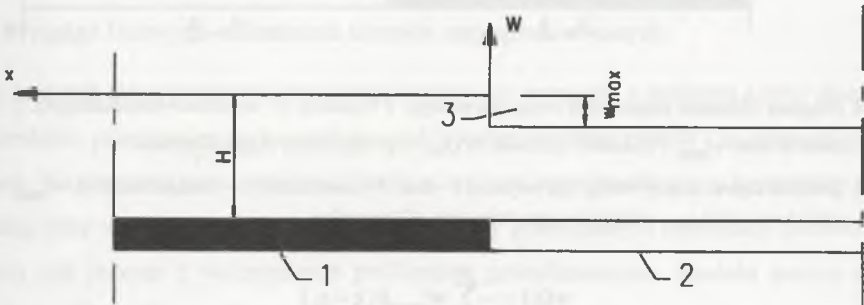
Fig.3.2. Deformation parameters of mining land surface: r – range of principal influences, w – land subsidence, T – land inclination, u – horizontal relocation, K – curvature of surface – horizontal deformation of close-to-surface layer of orogen, 1 – mined excavation, 2 – bed, H – depth of bed deposition

Jest to rozkład o charakterze zbieżnym z dystrybuantą rozkładu normalnego, wobec tego wielkości wszystkich parametrów pochodnych będą zależały głównie od zasięgu wpływów głównych r . Pierwsza pochodna – to nachylenie, stromość zboczy niecki osiadania, a pomnożona przez współczynnik proporcjonalności daje wielkość przemieszczeń poziomych. Druga pochodna funkcji (3.1) określa wielkość krzywizny powierzchni niecki, a jej odwrotność – to promień krzywizny. Po odpowiednim zmodyfikowaniu drugiej pochodnej otrzymujemy względne przemieszczenia poziome, rozluźnienie lub zagęszczenie podłoża gruntowego. Istotne zmiany wartości tych parametrów zachodzą w przedziale wpływów głównych nad frontem eksploatacyjnym.

Niezwykle liczna weryfikacja geodezyjna generalnie potwierdza teoretyczny rozkład osiadań, profil niecki osiadania, ale poszczególne pomiary zdecydowanie odbiegają od gładkiego rozkładu ciągłego [79]. Są to najczęściej rozkłady skokowe, lokalnie nieregularne, przypadkowe; mają więc charakter procesu stochastycznego, losowego. Często osiadanie powierzchni terenu przybiera charakter przemieszczeń nieciągłych o rozkładzie dyskretnym, skoncentrowanym lokalnie. Ogólna interpretacja nieciągłych osiadań może być opisana metodami rachunku dystrybucyjnego, ponieważ funkcja podcałkowa równania (3.1), normalny rozkład gęstości jest klasycznym przykładem funkcji delta Diraca spełniającej w całej rozciągłości warunki (2.11) i (2.12) po jej unormowaniu, przy $s=0$. Możemy więc zapisać:

$$w(x) = w_{\max} \int_x^{\infty} \delta(x) dx = -w_{\max} \int_{-\infty}^x \delta(x) dx \quad (3.2)$$

i wykonać całkowanie, uzyskując zamknięte rozwiązanie przebiegu obniżenia powierzchni terenu (rys.3.3):



Rys.3.3. Zapadliskowe obniżenie powierzchni terenu górniczego: 1 – pokład, 2 – wyrobisko eksploatacyjne, 3 – obniżenie terenu (zapadlisko), H – głębokość zalegania pokładu

Fig.3.3. Sink-hole subsidence of mining site surface: 1 – bed, 2 – mined excavation, 3 – land depression (land slide), H – depth of bed deposition

$$w(x) = -w_{\max} h(x) \quad (3.3)$$

gdzie: $h(x)$ – funkcja Heaviside'a przy $s=0$.

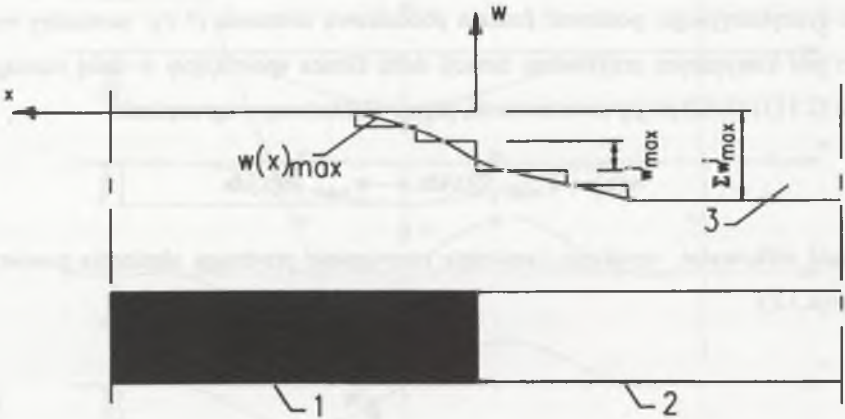
Uzyskane rozwiązanie opisuje lokalne zapadlisko bądź nieciągły uskok, a więc pojedynczą nieciągłość, poślizg podłoża. Jest więc przykładem praktycznego wykorzystania rachunku dystrybucyjnego do ogólnego opisu zarówno ciągłych, jak i nieciągłych, jeszcze nie opisanych matematycznie parametrów nieregularnego obniżenia terenu pod budowlą inżynierską.

W celu uwzględnienia wielokrotnej nieciągłości równanie (3.2) przyjmuje postać:

$$w(x) = - \int_{-\infty}^x \sum_{i=1}^m w_{\max}^i \delta(x - s_i) dx \quad (3.4)$$

gdzie: w_{\max}^i – maksymalne obniżenie powierzchni terenu w punkcie nieciągłości i , m – liczba nieciągłości ($i = 1, 2, \dots, m$), s_i – współrzędne poszczególnych nieciągłości.

Rozwiązaniem ostatniego równania będzie suma funkcji Heaviside'a oznaczająca kaskadę nieciągłych uskoków, progów tworzących nieciągłą nieckę osiadania (rys.3.4):



Rys.3.4. Progowe obniżenie powierzchni terenu górniczego: 1 – pokład, 2 – wyrobisko eksploatacyjne, 3 – obniżenie terenu, w_{\max}^i – obniżenie skokowe, $w(x)_{\max}$ – aproksymacja ciągła obniżenia

Fig.3.4. Threshold depression of mining site surface: 1 – bed, 2 – excavation, 3 – land subsidence, w_{\max}^i – jump subsidence, $w(x)_{\max}$ – continuous approximation of depression

$$w(x) = - \sum_{i=1}^m w_{\max}^i h(x - s_i) \quad (3.5)$$

Przy nieskończenie dużej liczbie uskoków ($m \rightarrow \infty$) możemy zastosować operację filtrowania funkcji i napisać:

$$w(x) = - \int_{-\infty}^x \sum_{i=1}^{\infty} w_{\max}^i \delta(x - s_i) dx = - \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^{\infty} w(s)_{\max} \delta(x - s) ds dx = - \int_{-\infty}^x w(x)_{\max} dx = \int_x^{\infty} f(x) dx \quad (3.6)$$

Zależność (3.6) jest ogólnym równaniem profilu niecki osiadania, w którym funkcja $f(x)$ może być ustalona na podstawie wyników pomiarów geodezyjnych lub innych przesłanek teoretyczno-doświadczalnych. Umożliwi to pełniejszą weryfikację prognozowanych w ekspertyzach górniczych wskaźników deformacji terenu w zasięgu eksploatacji górniczej.

Porównując rozwiązanie (3.1) w zakresie funkcji ciągłych z rozwiązaniem (3.6) opartym na rachunku dystrybucyjnym należy podkreślić, że w pierwszym przypadku mamy do czynienia z dokładnym deterministycznym opisem procesu osiadania powierzchni terenu w zasięgu wpływów głównych, w drugim zaś – z potraktowaniem tego procesu jako impulsu, który przebiega według losowych zależności, jest procesem stochastycznym, a my rejestrujemy jedynie jego skutki, czyli wielkości osiadań. Zgodnie z teorią rachunku dystrybucyjnego przebieg procesu osiadania jest szumem informacyjnym, a więc są to informacje o wielkości drugiego rzędu, które nie wpływają w istotny sposób na końcowy jego wynik. Każdy proces, jak potwierdzają to wyniki pomiarów [68], przebiega indywidualnie, prowadzi jednak do wspólnej, deterministycznej wypadkowej osiadania. W rozwiązaniu (3.6) nie jest narzucany przebieg impulsu osiadania, może on być zgodny z rzeczywistym procesem zachodzącym w górotworze i podłożu budowlanym pod obiektem inżynierskim. Rozwiązanie to daje szansę teoretycznej analizy różnych nierównomiernych odkształceń podłoża i powierzchni terenów zagrożonych różnorodnymi ruchami górotworu i gruntu, a w konsekwencji ich wpływu na budowlę [4,6,79].

3.2.2. Przegląd losowych odkształceń terenów zagospodarowanych

Na terenach zagospodarowanych z reguły mamy do czynienia z ogromną liczbą obiektów inżynierskich, posadowionych na podłożu budowlanym w różny sposób i na różnych głębokościach. Każde naruszenie stabilności podłoża wpływa na warunki pracy konstrukcji inżynierskiej, toteż właściwe rozpoznanie zaistniałych czy potencjalnych deformacji podłoża pod budowlą jest jednym z ważniejszych problemów geotechnicznych. Spośród bardzo wielu czynników o charakterze ogólnym wymienia się takie, jak:

- cykliczna budowa warstwowa przypowierzchniowych utworów osadowych i łupkowatość warstw skalnych umożliwiające wzajemny ich poślizg,

- zaburzenia tektoniczne generujące nachylenie warstw lub naruszenie ich ciągłości,
- szczelinowatość i porowatość sprzyjające procesom degradacji warstw nośnych, ich wietrzenie lub utratę nośności,
- nawodnienie i zmiany stosunków wodnych wywołujące wiele niekorzystnych zjawisk – fizyczną i chemiczną sufozję, upłynnienie niektórych warstw skalnych lub ich styków, obniżenie parametrów wytrzymałościowych, zwłaszcza tarcia, parcia hydrostatycznego i spływowego itd.,
- właściwości fizyczne i mechaniczne decydujące o nośności warstw skalnych i gruntowych,
- procesy wietrzenia jako główny naturalny czynnik postępującej degradacji masywów skalnych i gruntowych,
- warunki klimatyczne, a szczególnie ulewne opady, powodzie, susze, które gwałtownie zmieniają stan zalegania warstw skalnych i gruntowych,
- stan naprężeń tektonicznych, dociążenie czy odciążenie podłoża, zwłaszcza podatnego na zmiany stanu naprężenia, jak na przykład grunty lessowe, iły plastyczne itp.,
- działalność gospodarcza człowieka w różny sposób naruszająca pierwotny stan podłoża, szczególnie budowa obiektów zmieniających stosunki wodne, na przykład reżim przepływu wody czy wręcz naruszających stateczność masywu skalnego lub gruntowego, między innymi podcięcie warstw nośnych,
- wstrząsy górotworu wywołane zjawiskami sejsmicznymi lub parasejsmicznymi – robotami strzałowymi, zawałami podziemnych pustek, zwłaszcza górniczych wyrobisk eksploatacyjnych,
- budowa morfologiczna sprzyjająca procesom erozyjnym wynikającym z naturalnych, cyklicznych zmian biologicznych i klimatycznych, z przepływu, falowania, odpływów i przyptyków wód powierzchniowych lub podziemnych, czy wreszcie z powtarzających się zjawisk lawinowych, bądź ruchów rumowisk różnego rodzaju.

Każdy z tych czynników sprzyja odkształceniu zarówno powierzchni terenu, jak i górnej warstwy skorupy ziemskiej, w tym podłoża budowlanego obiektów inżynierskich. Najczęściej są to odkształcenia lokalne, nieciągłe obejmujące zasięg kilku bądź kilkunastu metrów i są porównywalne z wymiarami budowli [79]. Istnieje bardzo wiele, zróżnicowanych co do ich przebiegu i charakteru, rodzajów deformacji podłoża, które stanowią potencjalne zagrożenia dla konstrukcji inżynierskich. Do najbardziej regularnie zdarzających się zniekształceń powierzchni terenu należą:

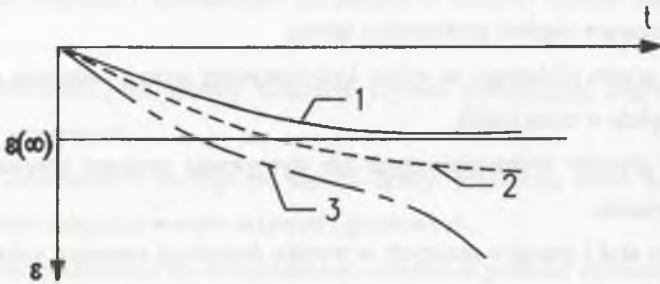
- nierównomierne osiadanie podłoża w postaci lejów, zapadlisk w wyniku lokalnego przeciążenia podłoża, jego osłabienia lub degradacji wywołanej różnymi czynnikami oddziałującymi na niektóre fragmenty podłoża,
- osuwisko jako rezultat miejscowego przekroczenia wytrzymałości gruntu lub górotworu na ścinanie, tworzące wyrwy, lub wyżłobienia w podłożu budowlanym,
- niejednorodne w czasie i przestrzeni pełzanie warstw gruntu lub skał spowodowane ich poślizgiem na powierzchniach styku,
- ospisko wywołane utratą stateczności części odspojonego masywu gruntowego lub skalnego, a naruszające ciągłość powierzchni terenu,
- upłynnienie gruntu podatnego na wypór hydrostatyczny wraz z całkowitą utratą jego nośności i przejście w masę ciekłą,
- spłukiwanie gruntów drobnoziarnistych lub wymywanie strugami spływającej wody w systemie dorzecza,
- dezintegracja skał i gruntów spoistych w wyniku degradacji cementu, sufozji chemicznej lub innych czynników, zwłaszcza klimatycznych wywołujących procesy wietrzenia masywu geologicznego,
- pęcznienie lub odprężenie górotworu na skutek zmiany warunków obciążenia i nawodnienia niektórych warstw podłoża budowlanego,
- podmywanie brzegów i dna koryta cieku wodnego i rozmywanie terenu w jego sąsiedztwie, zwłaszcza podczas powodzi,
- zapadlisko nad pustką krasową, szczelinami spękanego górotworu, uskokami bądź wymytem pod ziemią korytarzem,
- wypiętrzenie podłoża w sąsiedztwie nadmiernie obciążonych fundamentów, wysokich nasypów bądź osłabienia, lub odciążenia wykopami warstw nośnych,
- przełom warstw podłoża skalnego wraz ze wstrząsami górotworu i zjawiskami parasejsmicznymi oraz rozpadlinami, rozsunięciami itd.

Czasami niektóre naturalne, niegórnice deformacje podłoża pod obiektami inżynierskimi mają charakter procesów ciągłych, obejmujących rozległe tereny, wobec tego są podejmowane próby ich opisywania modelami ośrodków ciągłych, szczególnie ciał reologicznych. Rozwój deformacji w czasie jest opisywany funkcjami pełzania podłoża [57]. W ogólnym przypadku jest ono wyrażane tak zwaną funkcją dziedziczności Boltzmanna – Volterra:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0(t) + \int_0^t K(t-\tau)\sigma(\tau)d\tau \quad (3.7)$$

gdzie: $\varepsilon_0(t)$ – odkształcenia wywołane obciążeniem przyłożonym w czasie t , $K(t-\tau)$ – funkcja dziedziczności uwzględniająca wcześniejsze obciążenia, $\sigma(\tau)$ – obciążenie działające przed ponownym obciążeniem podłoża.

W zależności od przebiegu funkcji dziedziczności pełzania mogą przebiegać według trzech schematów (rys.3.5):



Rys.3.5. Krzywe pełzania: 1 – układ stabilny, 2 – przebieg stabilny w określonym czasie, 3 – układ niestabilny, awaryjny, $\varepsilon(\infty)$ – asymptota stabilnego przebiegu pełzania

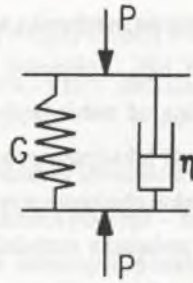
Fig.3.5. Creep curves: 1 – stable system, 2 – stable course at a definite time, 3 – unstable, failure system, $\varepsilon(\infty)$ – asymptote of a stable course of creep

- początkowo narastają z zanikającą prędkością, intensywnością, aby osiągnąć pełną stabilizację po określonym, wiadomym okresie czasu; jest to układ całkowicie stabilny, zdążający do asymptoty,
- początkowo narastają z intensywnością stopniowo zanikającą, aby po pewnym czasie osiągnąć stałą prędkość osiągając stabilizację po bardzo długim (∞) czasie; jest to przypadek stabilny w skończonym, znanym przedziale czasu,
- początkowo rosną z nieznaczną intensywnością przyrostu prędkości, która po pewnym czasie zaczyna się zwiększać powodując przyspieszenie procesu pełzania rosnącego do nieskończoności; oznacza to proces niestabilny, kończący się awarią, zniszczeniem układu.

Najprostszym przykładem ośrodka pełzającego jest ciało Kelvina (rys.3.6), dla którego równanie (3.7) przyjmuje postać [57]:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) \quad (3.8)$$

gdzie: ε_0 – początkowe odkształcenie, t – czas, τ – czas opóźnienia odkształceń ($\tau = \eta/G$).



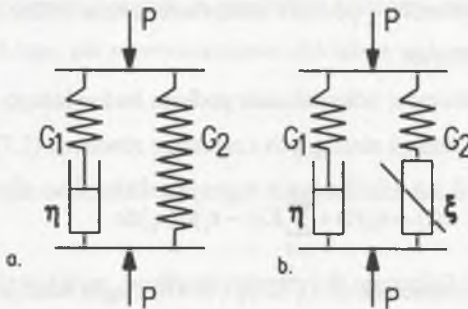
Rys.3.6. Ciało reologiczne Kelvina: G – sprężystość, η – lepkość, P – obciążenie
 Fig.3.6. Kelvin rheological body: G – elasticity, η – viscosity, P – load

Podobnie opisuje się odkształcenia powierzchni terenu objętego uszkodzeniami górnictwami w zależności od postępu frontu eksploatacji

$$\epsilon(t) = \epsilon_0 \left(1 - e^{-\frac{ct}{v}} \right) \quad (3.9)$$

gdzie: c – współczynnik zależny od rodzaju górotworu w nadkładzie wyrobiska, r – zasięg wpływów eksploatacji górnictw, V – prędkość postępu robót eksploatacyjnych.

Uogólnieniem odkształcenia podłoża wywołanego pełzaniem po utracie jego stabilności są bardziej złożone modele reologiczne, np. model ciała Zenera, który jest bezpośrednim uogólnieniem ciała Kelvina [78] lub model podany przez Kisiela jako ciało M/V [57] (rys.3.7).



Rys.3.7. Złożone ciała reologiczne: a – ciało Zenera, b – ciało M/V, G_1 , G_2 – charakterystyki sprężystości, η – lepkość, ξ – plastyczność

Fig.3.7. Complex rheological bodies: a – Zener body, b – M/V body, G_1 , G_2 – characteristics of elasticity, η – viscosity, ξ – plasticity

O ile w ciele Zenera możliwe są nagłe odkształcenia sprężyste, nie naruszające ciągłości przebiegu całkowitych odkształceń, o tyle w ciele M/V po przekroczeniu wytrzymałości na ścinanie mogą się pojawić odkształcenia nieciągłe w postaci lokalnych poślizgów lub rozwarcia szczelin. Jak pisze Kwiatek [78]: „Osiągnięcie przez przypowierzchniową warstwę

gruntu stanu równowagi granicznej zmienia mechanikę występujących w niej przemieszczeń. Mogą powstać powierzchnie poślizgu lub, ..., pionowe szczeliny. Mogą więc powstać powierzchnie nieciągłości, które oddzielają od siebie bryły gruntu, przemieszczając się w dalszym ciągu jak bryły nieodkształcalne. O lokalizacji powierzchni nieciągłości decydują czynniki przypadkowe, jak na przykład lokalne obniżenie wytrzymałości gruntu...

W przypadku dużych deformacji, zwłaszcza rozluźniających warstwę, nie można operować wskaźnikami będącymi pochodnymi przemieszczeń powierzchni względem długości. Możliwe jest jednak operowanie zależnościami różnicowymi i wskaźnikami średnimi, odpowiadającymi przyjętej bazie pomiarowej."

Mając do dyspozycji rachunek dystrybucyjny, możemy rozszerzyć operacje różniczkowania również na duże przemieszczenia i zachować jednolity system notacji wskaźników deformacji podłoża budowli inżynierskich. Nie musimy przy tym odwoływać się do konkretnych modeli obliczeniowych, co nie jest rzeczą prostą w sytuacji ogromnej ilości różnych propozycji i różnorodności punktów widzenia na te same problemy. Często obecnie stosowane modele różnią się między sobą jedynie szczegółami uwzględniającymi wielkości mało istotne dla rozpatrywanych zagadnień – małe wielkości drugiego rzędu. W celu przystosowania modeli do potrzeb analizy znacznych uszkodzeń budowli masywnych proponuje się ograniczyć rozważania do zakresu wielkości wypadkowych. Opis złożonych procesów odkształcenia podłoża stanie się adekwatny do zasygnalizowanego w drugim rozdziale opisu konstrukcji nieciągłych. Układ: budowla inżynierska – podłoże budowlane można będzie opisywać równoważnymi metodami matematycznymi.

Dalsze uogólnienie problemów odkształcenia podłoża budowlanego – to przejście wobec tego od funkcji ciągłych do funkcji nieciągłych i zapisanie równania (3.7) w postaci [57]:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0(t) + \sum_{i=1}^m K(t - \tau_i) \sigma(\tau_i) \Delta \tau \quad (3.10)$$

Łatwo zauważyć, że w zależnościach (3.8), (3.9) i (3.10) ciągłe funkcje dziedziczności mają charakter impulsów i mogą być przedstawione funkcją delta Diraca, czyli powracając do ogólnego równania (3.7), gdy $m = \infty$, a $K(t - \tau_i) = \lambda \delta(t - \tau_i)$ mamy:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0(t) + \lambda \int_{-\infty}^t \delta(t - \tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (3.11)$$

co zgodnie z zasadą filtrowania funkcji (2.23) w całym przedziale czasu od początku do t daje nam zależność:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0(t) + \lambda\sigma(t) = \varepsilon_e(t) \quad (3.12)$$

gdzie: λ - stała odkształcenia podłoża, $\sigma(t)$ - obciążenie jako funkcja czasu, $\varepsilon_e(t)$ - funkcja wyznaczona doświadczalnie.

W świetle tych przekształceń możemy stwierdzić, że poszukując przebiegu, mechanizmu jakiegoś procesu - pełzania lub osiadania podłoża - możemy oprzeć się na wynikach pomiarów przeprowadzonych w czasie w ustalonych punktach terenu, np. na konstrukcjach inżynierskich bądź w ich otoczeniu. Pomiarów doświadczalnych, eksperymentalne ilustrują wypadkową, impulsy przebiegu danego procesu i są dobrym odzwierciedleniem zjawisk zachodzących in situ niezależnie od tego, czy są to procesy deterministyczne czy probabilistyczne. Pomiarów odzwierciedlają ich wielkości z pominięciem szumu informacyjnego wynikającego z przypadkowego przebiegu procesu, który jest skażony, zdeformowany bardzo wieloma czynnikami ubocznymi zniekształcającymi lokalnie jego tok, kierunek główny. Ogólnie możemy więc zapisać, że proces pełzania lub osiadania podłoża niezależnie od jego charakteru - ciągły bądź nieciągły - wyraża zależność:

$$u(t) = u_e(t) = \sum_{i=t_1}^{t_n} u_{ei} \quad (3.13)$$

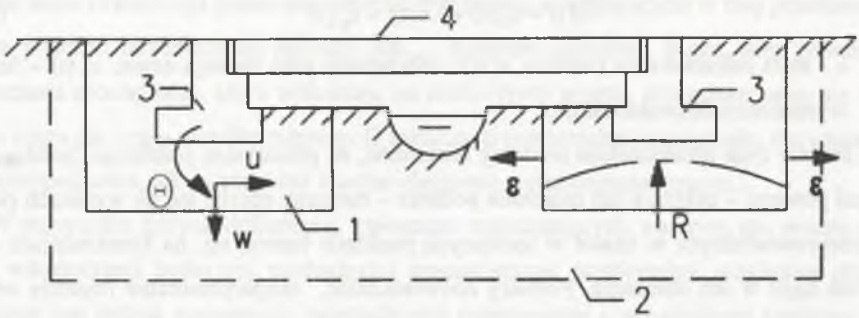
gdzie: $u(t)$ - przebieg procesu, $u_e(t)$ - trend wypadkowej pomiarów doświadczalnych, i - czas pomiaru t_i , u_{ei} - kolejne wyniki pomiarów ($i = 1, 2, \dots, n$).

Możliwości wykorzystania wyników pomiarów, najlepszy sposób ich opracowania zależą przede wszystkim od tego, jak przemieszczenia oddziałują na konstrukcje inżynierskie.

3.3. Oddziaływanie odkształcającego się podłoża na budowie inżynierskie

W podłożu odkształcalnym, bardzo podatnym lub niestabilizowanym, na przykład naruszonym wpływami górnictwami, można umownie wydzielić strefę gruntu współdziałającego z budowlą inżynierską, w obrębie której przemieszczenia elementarnych fragmentów gruntu są zakłócone wpływem budowli. W zależności od rodzaju i sposobu posadowienia budowli można wyróżnić zwarte strefy pod sztywnymi bryłami konstrukcji bądź rozległe strefy pod układem brył sztywnych i podatnych (rys.3.8).

Na przykładzie małego mostu jednoprzęsłowego należy wyróżnić dwie strefy zwarte pod jego przyczółkami i strefę rozległą pod całym mostem. Na każdą z tych stref mają wpływ takie czynniki, jak:



Rys.3.8. Ogólny schemat współpracy podłoża z budowlą inżynierską: 1 – zwarta strefa gruntu, 2 – rozległa strefa podłoża całej budowli, 3 – sztywna bryła budowli, 4 – podatna bryła konstrukcji, Θ – obrót strefy, w, u – przemieszczenia liniowe, ε – odkształcenia poziome, R – promień krzywizny

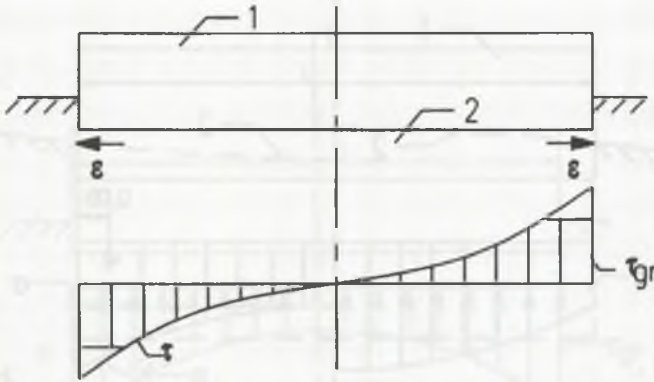
Fig.3.8. General diagram of cooperation of foundation with an engineering structure: 1 – compact earth zone, 2 – vast zone of the whole structure foundation, 3 – rigid solid of structure, 4 – flexible solid of structure, Θ – turn of zone, w, u – linear displacement, ε – horizontal strain deformation, R – radius of the curvature

- pionowe i poziome przemieszczenia,
- obrót strefy przy nierównomiernych osiadaniach pionowych,
- poziome odkształcenia – rozluźnienie lub zagęszczenie – gruntu wewnątrz strefy,
- wklęsła bądź wypukła krzywizna strefy.

O ile przemieszczenia liniowe i obrót zwartej strefy pod sztywną bryłą konstrukcji wywołają głównie efekty kinematyczne i związane z nimi zmiany warunków użytkowania budowli, o tyle odkształcenia względne i zakrzywienie podłoża mogą spowodować wzrost wyężenia konstrukcji, a więc zagrozić jej bezpieczeństwu. W strefach rozległych obejmujących wiele brył zarówno kinematyka, jak i wyężenie konstrukcji przybierają inny bardziej złożony i odpowiedzialny wymiar. Pojawiają się problemy kinematyki poszczególnych brył, ale także wzajemna ich relacja, wzajemne oddziaływania, na przykład blokowanie, ograniczanie przemieszczeń. Niektóre bryły, takie jak przęsło mostu, są całkowicie uzależnione od przemieszczeń przyczółków lub filarów, zwłaszcza wówczas, gdy mamy do czynienia z konstrukcjami zewnętrznie statycznie niewyznaczalnymi. W układach złożonych zmiany kinematyczne powodują redystrybucję sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych i mogą pociągnąć za sobą również wzrost ich wyężenia, a co za tym idzie doprowadzić układ do uszkodzenia lub jego zniszczenia.

Spośród najczęściej ujawniających się oddziaływań niestabilnego podłoża na konstrukcje i ich dodatkowe wyężenie można wymienić następujące:

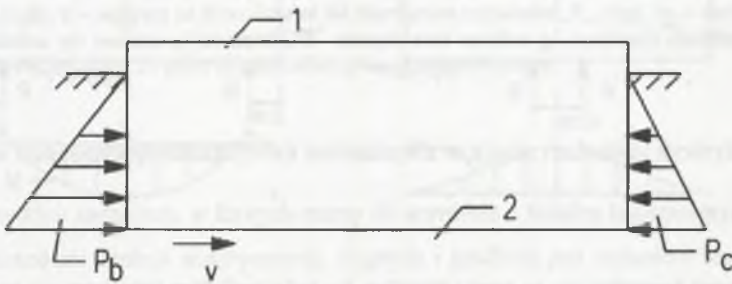
- ściskające lub rozciągające fundament budowli naprężenia styczne na kontakcie między budowlą i jej podłożem (rys.3.9),



Rys.3.9. Rozkład naprężeń ścinających na kontakcie budowli i podłoża: 1 – budowla, 2 – podłoże, ε – rozluźnienie podłoża i jego kierunek, τ , τ_{gr} – rozkład naprężeń i ich graniczna wartość

Fig.3.9. Distribution of shearing stresses at the point of contact of the structure and foundation: 1 – structure, 2 – foundation, ε – slackening of foundation and its direction, τ , τ_{gr} – distribution of stresses and their limit value

- czynne bądź bierne parcie gruntu na ściany konstrukcji wraz z fundamentem, posadowione poniżej powierzchni terenu (rys.3.10),

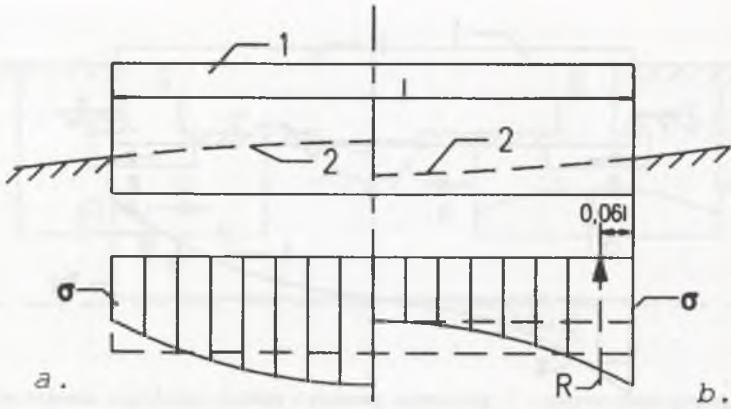


Rys.3.10. Parcie przemieszczającego się podłoża na ściany (fundamenty) budowli: 1 – budowla, 2 – podłoże, p_b , p_c – bierne i czynne parcie podłoża, v – kierunek przemieszczenia podłoża względem budowli

Fig.3.10. Pressure of the dislocating foundation on the structure walls: 1 – structure, 2 – foundation, p_b , p_c – passive and active pressure of foundation, v – direction of relocation of foundation to the structure

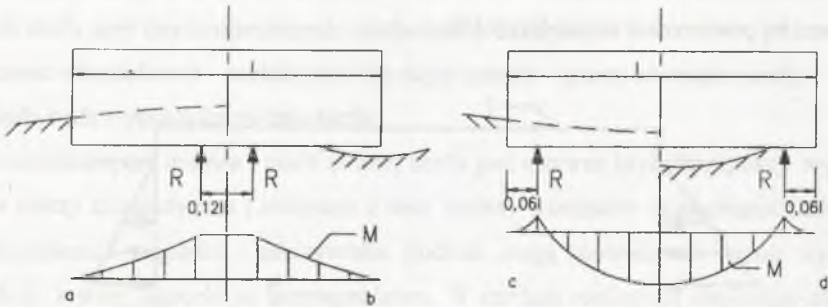
- redystrybucja obciążenia, reakcji podłoża w wyniku jego zakrzywienia (rys.3.11),
- zginanie konstrukcji wywołane krzywizną lub zapadaniem się podłoża (rys.3.12),
- redystrybucja sił wewnętrznych w budowlach na skutek ich nachylenia przy nierównomiernym, jednostronnym osiadaniu podłoża.

Dokładne, deterministyczne określenie wielkości oddziaływań na kontakcie konstrukcji z podłożem jest jednym z trudniejszych zadań mechaniki budowli. Klasycznym przykładem jest w tym przypadku tak zwane zadanie Sadowskiego traktujące o rozkładzie naprężeń normalnych pod sztywną bryłą konstrukcyjną [78]. Z rozwiązania tego wynika, że pod krawędziami



Rys.3.11. Redystrybucja reakcji podłoża: a – krzywizna wypukła, b – krzywizna wklęsła, 1 – budowla, 2 – zakrzywienie powierzchni podłoża, σ – reakcja podłoża, l – rozpiętość budowli, R – wypadkowa skoncentrowanej części reakcji podłoża

Fig.3.11. Redistribution of the foundation reaction: a – convex curvature, b – concave curvature, 1 – structure, 2 – curving of foundation surface, σ – reaction of foundation, l – structure span, R – resultant of the concentrated part of the foundation reaction

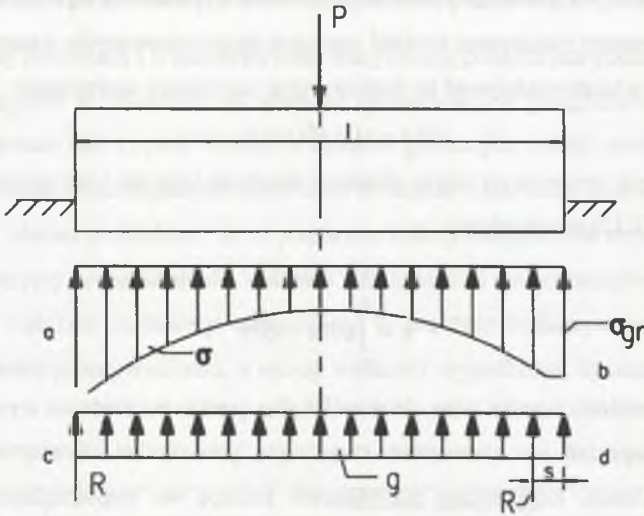


Rys.3.12. Zginanie konstrukcji: a – na terenie wypukłym, b – nad zapadliskiem brzegowym, c – na terenie wklęsłym, d – nad zapadliskiem środkowym, l – rozpiętość budowli, R – skupiona reakcja podłoża

Fig.3.12. Bending of the construction: a – in convex land, b – over border sink hole, c – on concave site, d – over central sink hole, l – structure span, R – concentrated reaction of foundation

bryły naprężenia rosną do nieskończoności, co dla realnego podłoża budowlanego nie jest możliwe i wskazuje dobitnie, że deterministyczny, ciągły rozkład naprężeń musi być zaburzony (rys.3.13).

W obliczeniach praktycznych stosuje się więc przybliżony schemat obliczeniowy zastępując intensywny wzrost naprężeń na brzegach bryły siłami skupionymi przyłożonymi na jej krawędzi. Wielkość oddziaływań wynika z równowagi układu i nie budzi wątpliwości co do dokładności ich oceny; wątpliwości budzą natomiast punkty przyłożenia wypadkowych zastępujących koncentrację naprężeń przykrawędziowych. Jest to więc klasyczne zadanie do rozwiązania z wykorzystaniem rachunku dystrybucyjnego.



Rys. 3.13. Rozkłady reakcji podłoża: a – sprężystego, b – uplastycznionego, c – uproszczonej dotychczas stosowanej, d – dokładny w ujęciu rachunku dystrybucyjnego, P – obciążenie, σ_{gr} – graniczne wyężenie podłoża, σ – reakcja podłoża, R – reakcja skupiona, g – reakcja równomiernie rozłożona, l – rozpiętość budowli, s – punkt przyłożenia reakcji skupionej

Fig. 3.13. Distributions of the reactions of foundation: a – of an elastic one, b – plastified one, c – simplified, used so-far, d – accurate as formulated in the distribution calculation, P – load, σ_{gr} – limiting effort of foundation, σ – reaction of foundation, R – concentrated reaction, g – uniformly distributed reaction, l – span of structure, s – point of application of concentrated reaction

3.3.1. Ocena koncentracji oddziaływań normalnych w ujęciu rachunku dystrybucyjnego

We wszystkich zadaniach, w których mamy do czynienia z lokalną koncentracją naprężeń, ich ocena metodami funkcji analitycznych, ciągłych i gładkich jest zadaniem bardzo złożonym, a niekiedy wręcz niemożliwym. W takich przypadkach zastąpienie skoncentrowanych naprężeń ich wypadkowymi nie tylko ułatwia rozwiązanie zadania, ale przede wszystkim uściśla wyniki obliczeń, umożliwiając określenie punktów przyłożenia tych wypadkowych. Co prawda, na ogół nie znamy rozkładu skoncentrowanych naprężeń i nie możemy wykorzystać klasycznych procedur wyznaczania wypadkowych (2.87) i współrzędnej jej działania (2.88), ale mamy możliwości wykorzystania faktu, że wielkość oddziaływania jest równa obciążeniu (rys.3.13), czyli że dla układu płaskiego wypadkowe są równe:

$$R = \frac{P - gl}{2} \quad (3.14)$$

gdzie: P – całkowite obciążenie bryły konstrukcyjnej, g – równomiernie rozłożona reakcja podłoża, l – rozpiętość bryły.

Z kolei, do oceny współrzędnej punktu przyłożenia wypadkowej wykorzystamy impulso-
wy, z reguły nieznaną intensywny rozkład naprężeń skoncentrowanych, oznaczając go funk-
cją delta Diraca, a także właściwość tej funkcji, którą zapisujemy następująco:

$$x\delta(x-s) = s\delta(x-s) \quad (3.15)$$

Całkując równanie stronami po całym obszarze działania impulsu i uwzględniając definicję
funkcji (2.11) i (2.12) otrzymujemy:

$$s = \int_0^1 x\delta(x-s)dx \quad (3.16)$$

Z uzyskanego rezultatu wynika więc, że współrzędna punktu przyłożenia wypadkowej skon-
centrowanych naprężeń jest momentem statycznym powierzchni okonturowanej dowolną
funkcją delty Diraca. Rozpatrzmy przykładowo funkcję we współrzędnych względnych
 $\xi = 2x/l$:

$$\delta(\xi) = \frac{1}{\pi} \frac{1}{1+\xi^2} \quad (3.17)$$

wówczas całka typu (3.16) wynosi:

$$\frac{2s}{l} = \frac{1}{\pi} \int_0^1 \frac{1}{1+\xi^2} d\xi = \frac{1}{2\pi} \ln(1+\xi^2) \Big|_0^1 = 0,12 \quad (3.18)$$

co oznacza, że $s = 0,06 l$. W rozwiązaniu Sadowskiego wystarczy więc odsunąć wypadkowe
skoncentrowanych naprężeń od krawędzi bryły konstrukcyjnej o 6% jej rozpiętości, aby uzy-
skać w zasadzie dokładne rozwiązanie, z pominięciem wielkości drugiego rzędu (rys.3.13).
Podobnie należy skorygować uproszczone schematy oddziaływania na bryły podłoża zakłó-
conego odkształceniami pochodzącymi albo od regularnych, deterministycznych lub zapadli-
skowych, przypadkowych wpływów robót górniczych, albo od innych czynników natural-
nych, bądź wywołanych robotami budowlanymi (rys.3.11 i 3.12).

Stosując różne funkcje spełniające definicję funkcji δ - Diraca, a zwłaszcza poddając ob-
róbce statystycznej wyniki badań i pomiarów terenowych, możemy określić przedziały zmian
wzajemnych oddziaływań budowli i podłoża nawiązujących do wskaźników dotychczasowe-
go podziału podłoża na kategorie bądź do wskaźników odporności budowli na deformacje
podłoża lub wstrząsy parasejsmiczne.

3.3.2. Klasyfikacja podłoża na terenach nieustabilizowanych lub parasejsmicznych

Najczęściej stosowaną i wykorzystywaną klasyfikacją podłoża jest podział terenów górniczych na kategorie w zależności od wartości spodziewanych, prognozowanych deformacji powierzchni terenu (tab.1) [44]. Kategoria terenów górniczych podaje przedział dopuszczalnych wahań, zmian poszczególnych deformacji w ramach danej klasy zagrożenia dla budowy inżynierskiej. Można powiedzieć, że w przedziale każdej kategorii jest dopuszczalny pewien szum informacyjny, niedokładność obliczeń lub losowość pomierzonych i opracowanych statystycznie wyników obserwacji terenowych. W praktyce wykorzystujemy więc nie tyle ciągłe, deterministyczne wielkości, a raczej wielkości wypadkowe, dyskretne o charakterze impulsu.

Tabela 1

Kategoria	Wielkości deformacji		
	nachylenie mm/m	promień krzywizny km	odkształcenie poziome mm/m
0	$T \leq 0,5$	$40 \leq R $	$ \epsilon \leq 0,3$
I	$0,5 < T \leq 2,5$	$20 \leq R < 40$	$0,3 < \epsilon \leq 1,5$
II	$2,5 < T \leq 5$	$12 \leq R < 20$	$1,5 < \epsilon \leq 3$
III	$5 < T \leq 10$	$6 \leq R < 12$	$3 < \epsilon \leq 6$
IV	$10 < T \leq 15$	$4 \leq R < 6$	$6 < \epsilon \leq 9$
V	$T > 15$	$ R < 4$	$ \epsilon > 9$

Podział terenów budowlanych na kategorie ze względu na potencjalne zagrożenia destabilizacją podłoża pod budowlą jest dobrym rozwiązaniem również w przypadku innych, zwłaszcza nieciągłych deformacji. Przykładem może być klasyfikacja Ledwonia wyróżniająca kategorie zapadlisk [79] (tab.2). Za podstawę tej klasyfikacji przyjęto największe wymiary zapadlisk zarejestrowane na powierzchni terenu. Właśnie te wymiary rzutują na stateczność budowy zlokalizowanej nad zapadliskiem, a ich wielkości wahają się w ogólnym przedziale rzędu 1 do 10 m, przy czym wyraźnie zarysowuje się znacznie większy odsetek (62%) zapadlisk o wymiarach do 5 m [79].

Tabela 2

Kategoria zapadliska	Wymiar [m]
0	< 1
1	1 – 3
2	3 – 6
3	6 – 9
4	9 – 12
5	> 12

Specjalną, wielofunkcyjną rolę spełnia podział oddziaływań wstrząsów sejsmicznych bądź parasejsmicznych, pochodzących od zawałów wyrobisk górniczych lub robót strzałowych, na budowle posadowione w zasięgu tych oddziaływań [95] (tab.3). Spośród wielu skal intensywności wstrząsów w naszych warunkach najszerze zastosowanie znalazła skala MSK obejmująca nie tylko charakterystykę wstrząsów, ale także ich wpływ na otoczenie, zwłaszcza na budynki i budowle inżynierskie. Korzystając z tabeli pomijamy więc niezwykle złożone elementy analizy wpływu wstrząsów na ustrój budowlany, takie jak:

- przekazywanie wstrząsów poprzez podłoże i fundament; zagadnienia tłumienia fal,
- odporność konstrukcji na drgania wzbudzone wstrząsami; problemy rezonansu,
- stan zagrożenia budowli; zakres uszkodzeń.

Tabela 3

Skala	Charakterystyka Trzęsienia ziemi	Przyspieszenie mm/s^2 dla $T=(0,1 \div 0,5)$ s	Predkość mm/s dla $T=(0,5 \div 2,5)$ s
1	Nieodczuwalne	5 – 12	< 1,2
2	Bardzo słabe	12 – 25	1,2 – 2,5
3	Słabe	25 – 50	2,5 – 5
4	Średnie	50 – 120	5 – 10
5	Dość silne	120 – 250	11 – 20
6	Silne	250 – 500	21 – 40
7	Uszkodzające budynki	500 – 1000	41 – 80
8	Niszczące budynki	1000 – 2000	81 – 160
9	Ogólnie uszkodzające budowle	2000 – 4000	161 – 320
10	Ogólnie niszczące budowle	4000 – 8000	321 – 640

Już na przykładzie tych trzech tabel można wykazać ogólną, o teoretycznym zabarwieniu, tezę, że klasyfikacje – to sposób na sprowadzenie do wspólnego mianownika procesów deterministycznych i probabilistycznych. Podana w tabeli 1 klasyfikacja dotyczy ewidentnie deterministycznego procesu osiadania powierzchni terenu w wyniku likwidacji podziemnych wyrobisk górniczych. Proces przebiega w czasie wykonywania robót podziemnych zgodnie z kierunkiem przebiegu ich frontu, najczęściej wraz z postępem frontu eksploatacji górniczej. Przebieg procesu jest zgodny z założeniami rachunku dystrybucyjnego, który opisuje: wypadkowy, ilościowy wynik zachodzących zjawisk, wielkości następujących po sobie impulsów obniżenia terenu wraz z towarzyszącymi tym impulsom deterministycznie przebiegającymi zjawiskami nachylenia terenu czy przemieszczenia – rozluźnienia lub zagęszczenia – podłoża. Omawiana tabela nie ujmuje jednak, jako szumu informacyjnego, takich zjawisk, jak nieregularny przebieg procesu, jego lokalne zaburzenia charakterystyczne dla procesów probabilistycznych, losowych.

Właśnie tabela 2 jest z kolei przykładem klasyfikacji opartej na pomiarach i ich opracowaniu statystycznym. Miejsca występowania zapadlisk, a zwłaszcza ich wymiary w rzucie są niewątpliwie zjawiskami losowymi, a szczególnie pojawienie się zapadliska w zasięgu oddziaływania na budowlę inżynierską – to przypadek całkowicie nieprzewidywalny. Klasyfikacja zapadlisk jest więc interpretacją trendu, wypadkowej zachodzącego probabilistycznie procesu. Mimo że źródłem zapadlisk są górnicze roboty podziemne, to jednak nie ma żadnego związku deterministycznego między tymi robotami i pojawieniem się zapadlisk. Podobnie przedstawia się również sprawa z innymi rodzajami ubocznych, lokalnych wpływów robót górniczych na deformację powierzchni terenu. Można wśród nich wymienić takie zjawiska, jak:

- pojawienie się progów w miejscach nieciągłych, uskokowych obniżen terenu,
- dodatkowe osiadanie podłoża w wyniku odwodnienia górotworu,
- wstrząsy wywołane robotami strzałowymi,
- dynamiczne oddziaływania wywołane gwałtownym łamaniem się warstw stropowych nad wyrobiskami górniczymi wraz z wyzwoleniem się skumulowanej energii sprężystej.

O ile dwa pierwsze zjawiska są dopiero analizowane, rozpoznawane pod kątem ich usystematyzowania i sklasyfikowania dla potrzeb budownictwa, o tyle dwa ostatnie zostały zaliczone do zjawisk parasejsmicznych i wpisane do już istniejącej klasyfikacji sejsmicznych trzęsień ziemi.

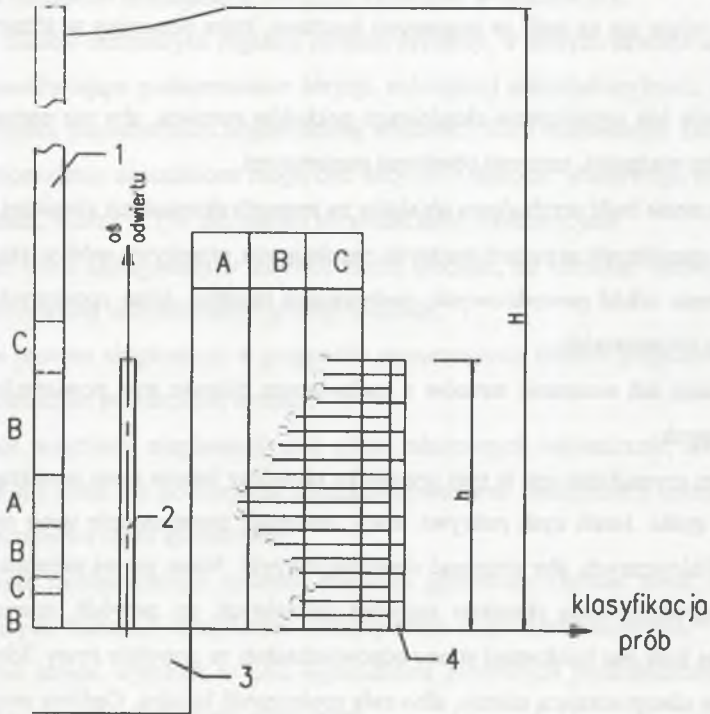
Podana w tabeli 3 klasyfikacja trzęsień ziemi jest wynikiem oceny ich skutków i ciągłej rejestracji rozchodzenia się fal sejsmicznych. Mamy tu do czynienia z procesem, którego źródłem jest całkowicie przypadkowe, losowe zjawisko wybuchu lub gwałtownego ruchu skorupy ziemskiej, a następstwem – rozchodzenie się fal sejsmicznych jako regularnie przebiegające zjawisko cykliczne. Rozchodzenie się fal jest więc procesem probabilistycznym, ale o wyraźnie określonym trendzie co do kierunku ruchu fal i wielkości ich prędkości bądź przyspieszeń. Trendy, wypadkowe wszystkich trzech rodzajów fal – podłużnej, poprzecznej i powierzchniowej – są opisywane funkcjami ciągłymi jako procesy deterministyczne, umożliwiające wykonywanie obliczeń i projektowanie konstrukcji obciążonych dynamicznymi oddziaływaniami podłoża wzbudzonego parasejsmicznie.

Odrębnym zagadnieniem jest przystosowanie zakresu poszczególnych kategorii podłoża czy skały wstrząsów do zróżnicowanych rodzajów konstrukcji inżynierskich. Tylko niektóre konstrukcje zachowują się podobnie jak budynki, na ogół mamy do czynienia z obiektami zdecydowanie odbiegającymi od ustrojów przestrzennych posadowionych w zasięgu zwartej strefy podłoża budowlanego. Budowle rozbudowane na dużych powierzchniach lub znacznie

rozciągnięte liniowo są bardziej podatne na wszelkie ruchy i przemieszczenia podłoża. Rozważa się więc propozycje znowelizowania bądź uzupełnienia istniejących klasyfikacji pod kątem ich przystosowania do bardziej konkretnie sprecyzowanych charakterystyk budowli. Tego typu działanie wydaje się jednak zbyt złożone, a w konsekwencji mało skuteczne. Nadmiernie rozbudowane klasyfikacje mogą być źródłem istotnych pomyłek merytorycznych i zamiast ulepszyć istniejący system, znacznie go pogorszą. W takim systemie muszą się pojawić rozbudowane elementy przyjmowanych kryteriów subiektywnych, które będą obniżać wartość czynników obiektywnych, rzeczywistych decydujących o zachowaniu całego układu – budowla i jego podłoże. W tej sytuacji wydaje się, że zamiast rozbudowywania istniejących lub tworzenia nowych klasyfikacji należy wykorzystać system ciągłych bądź okresowych obserwacji, bądź pomiarów terenowych, które nie tylko znacznie wzbogacą system prognozowania czy oceny przebiegu procesu, ale przede wszystkim dostarczą bieżących, obiektywnych informacji o jego charakterze, a szczególnie o skutkach, jakie on wywoła w monitorowanym punkcie, zwłaszcza w znajdującym się tam obiekcie inżynierskim.

Przykładowo, wykorzystując macierz przejść Markowa zgodnie z procedurami paragrafu 2.6., możemy zbudować rozpoznanie geotechniczne warstw budujących górotwór nad górniczym wyrobiskiem eksploatacyjnym i wstępnie, na zasadzie prognozy, oceniać ewentualny przebieg zawału nadkładu wraz z obniżeniem powierzchni terenu. Z reguły skały osadowe zbudowane są z warstw cyklicznie po sobie następujących, na przykład flisz karpacki jest zbudowany na przemian z wapieni, łupków, mułowców i piaskowców. Częstość występowania i miąższość poszczególnych warstw decydują o nośności stropu nad wyrobiskami i przebiegu jego zawału. Przewiercanie całego kilkusetmetrowego nadkładu, pobieranie i badanie wszystkich prób byłoby niezwykle kosztowne i długotrwałe. Odwierty wykonuje się więc jedynie na określonej głębokości, aby uzyskać rozpoznanie pierwszych warstw fliszowej budowy stropu (rys.3.14). Na podstawie pobranych prób określa się wyjściową macierz przejść od jednej warstwy do drugiej (2.99), a następnie po rozwiązaniu układu równań (2.106) – macierz końcową (2.107), z której wynika, z jakim prawdopodobieństwem poszczególnych warstw mamy do czynienia i jakiego zachowania się stropu możemy oczekiwać, a w konsekwencji, kiedy i jakiego typu obniżenie powierzchni terenu może nastąpić. Taka analiza będzie niewątpliwie uzupełnieniem podanej klasyfikacji terenów górniczych, będzie jej rozszerzeniem, przystosowaniem do potrzeb użytkownika [46]. Umożliwi przede wszystkim rozszerzenie dotychczasowych doświadczeń, głównie z zakresu budownictwa powszechnego, na budowle inżynierskie wyraźnie odbiegające od schematów pracy statycznej budynków.

Budowle inżynierskie są na ogół bardzo odpowiedzialnymi obiektami przeznaczonymi na bardzo długi okres ich bezawaryjnej eksploatacji, wobec tego wymagają wyprzedzającej prognozy w zakresie zmiany warunków terenowych. Chcąc uzyskać informacje o terenie w ujęciu przyszłościowym, trzeba korzystać z oszacowań wygenerowanych symulacyjnie na podstawie znanych, dotychczasowych informacji.



Rys. 3.14. Klasyfikacja górotworu w stropie wyrobiska górniczego: 1 – profil geologiczny, 2 – odwiert, 3 – wyrobisko, 4 – podział rdzenia na próby, A, B, C – warstwy geologiczne, h – długość odwiertu, H – grubość nadkładu ($H \gg h$)

Fig. 3.14. Classification of orogen in the roof of mine excavation: 1 – geological profile, 2 – bore-hole, 3 – excavation, 4 – division of core into tests, A, B, C – geological strata, h – length of bore-hole, H – thickness of overburden ($H \gg h$)

Tego typu rozpoznanie skierowane odwrotnie w kierunku spągu wyrobiska może dać odpowiedź na pytanie, czy poniżej eksploatowanego pokładu węgla lub innego surowca zalega następny pokład, którego ewentualna eksploatacja spowoduje dalsze osiadanie terenu. Najbardziej istotną cechą monitoringu i łańcuchowej, genealogicznej interpretacji wyników pomiarów jest jednak możliwość sterowania zachodzącymi procesami za pomocą działań profilaktycznych stosowanych, między innymi, w eksploatacji pokładu w celu zmniejszenia szkód

górnictwa. Wygenerowane dane o rozpoczynającym się procesie dają szansę przewidywania zagrożeń ze znacznym wyprzedzeniem czasowym i stworzą warunki do ich zapobiegania.

3.3.3. Profilaktyka ograniczająca deformacje podłoża budowlanego

Profilaktyka jako działanie ograniczające deformacje podłoża budowlanego jest problemem nie tylko technicznym, ale przede wszystkim ekonomicznym. Podjęcie działań profilaktycznych wiąże się na ogół ze znacznymi kosztami, które ponosimy w różnej postaci, na przykład:

- ◆ zaniechanie lub ograniczenie eksploatacji pokładów surowca, aby nie naruszyć podłoża pod bardzo ważnymi, cennymi obiektami naziemnymi,
- ◆ zabezpieczenie bądź przebudowa obiektów na terenach eksploatacji górniczej,
- ◆ budowa specjalnych urządzeń wodnych regulujących przepływy wód w rzekach w celu ograniczenia szkód powodziowych; podmywania mostów, ścian oporowych czy innych obiektów inżynierskich,
- ◆ nawadnianie lub osuszanie terenów o zachwianym bilansie wód powierzchniowych lub podziemnych.

Decydującym czynnikiem jest w tym przypadku obopólny interes stron ponoszących straty i czerpiących zyski. Jeżeli zysk pokrywa straty, następuje porozumienie stron co do zakresu działań profilaktycznych, aby utrzymać obopólną korzyść. Nieco gorzej przedstawia się sytuacja, gdy zagrożenia mają charakter zagrożeń naturalnych, np. powódź, intensywne opady itp., wówczas brak jest konkretnej strony odpowiedzialnej za powstałe straty. Ich koszt obciąża albo firmę ubezpieczającą mienie, albo całą społeczność lokalną. Ogólnie można więc powiedzieć, że działania profilaktyczne wymagają szczególnie odpowiedzialnych instrumentów oceny ich skuteczności i racjonalności, aby zminimalizować ich koszty. Przykładem w miarę dobrze sterowanych działań profilaktycznych jest niewątpliwie profilaktyka górnictwa na terenach eksploatacji górniczej.

Spośród wielu zabiegów zmniejszających szkody górnicze można wymienić takie, jak:

- pozostawienie filarów ochronnych z zaniechaniem eksploatacji pokładu pod ważnym, odpowiedzialnym obiektem budowlanym,
- stosowanie specjalnych sposobów eksploatacji zmniejszających obniżenie powierzchni terenu, np. częściowe wybieranie pokładu z pozostawieniem filarów podporowych podtrzymujących nadkład,

- sterowanie zawałem stropu poprzez wypełnienie wyeksploatowanej przestrzeni materiałem podsadzkowym,
- kształtowanie kierunku i prędkości postępu frontu eksploatacyjnego w zasięgu chronionej powierzchni terenu,
- ograniczenie wstrząsów górotworu w drodze wyeliminowania nagłych, wyzwających skumulowaną energię sprężystą, załamania stropów wyrobisk lub robót strzałowych, zwłaszcza ewidentne zmniejszenie wielkości ładunków wybuchowych.

Wyznaczenie filarów ochronnych regulują odrębne przepisy, w których zawarte są różnorodne kryteria umożliwiające podejmowanie decyzji, najczęściej administracyjnych, co do celowości i zasadności pozostawienia odpowiedniej wielkości filara ochronnego. Bardziej technicznie i ekonomicznie uzasadnione mogą być decyzje o doborze właściwego systemu eksploatacji pokładu. Można w tym przypadku rozważać takie elementy, jak:

- wybieranie tylko najbogatszej w surowce części pokładu, np. cienkiej warstwy rudy dobrze okruszczonej zamiast całego grubego pokładu,
- ułatwienie procesu eksploatacji w przypadku pozostawienia filarów podporowych eliminujących osiadanie powierzchni terenu,
- zaniechanie uciążliwej eksploatacji złóż silnie zaburzonych tektonicznie, stwarzających zagrożenie nie tylko dla powierzchni nieprzewidywalnymi obniżeniami terenu, ale także dla bezpieczeństwa robót górniczych,
- zastosowanie mechanicznego systemu urabiania górotworu zamiast robót strzałowych wzbudzających wstrząsy i dynamiczne oddziaływanie na powierzchni terenu,
- podsadzanie stropu wyrobisk w celu ograniczenia pionowych przemieszczeń nadkładu nad likwidowanymi wyrobiskami górniczymi.

Ilościową skalę porównawczą skuteczności ograniczenia pionowych przemieszczeń górotworu nad wyrobiskami eksploatacyjnymi przedstawia tabela (tab.4) [79]. Podany w niej współczynnik wyraża stopień zmniejszenia przemieszczeń pionowych powierzchni terenu w stosunku do przemieszczeń stropu wyrobiska. Współczynnik uwzględnia zarówno ograniczenie przemieszczeń stropu, jak i rozluźnienie górotworu w procesie jego osiadania. Daje szansę ilościowej oceny zysków i strat wynikających z zastosowania odpowiedniej metody eksploatacji złoża.

Kształtowanie frontu eksploatacyjnego może mieć dwa zasadnicze kierunki:

- jest on przystosowany do chronionej powierzchni tak, aby deformacje terenu wywoływały najmniejsze szkody górnicze, żeby np. przebiegały wzdłuż albo prostopadle do osi budowli inżynierskiej i żeby następowały równomiernie w całym jej zasięgu,

Tabela 4

Sposób likwidacji wyrobiska eksploatacyjnego	Współczynnik systemu eksploatacji
eksploatacja z zawalem	0,70
podszadzka częściowa układana pasami z piasku	0,60
podszadzka pełna z piasku lub kamienia	0,50
podszadzka sucha miotana lub pneumatyczna	0,30
podszadzka hydrauliczna	0,15
podszadzka hydrauliczna pod ciśnieniem	0,08
częściowa eksploatacja pasami z zawalem	0,10
częściowa eksploatacja pasami z podszadką hydrauliczną	0,03

- jest prowadzony pod kątem minimalizacji deformacji, a więc unikanie sumowania się deformacji tego samego znaku lub nakładanie na siebie deformacji o przeciwnych znamionach, ma to szczególnie duże znaczenie, jeśli eksploatacja obejmuje kilka pokładów bądź wówczas, gdy jest realizowana etapami, warstwami w pokładach o dużej miąższości.

Minimalizacja wpływu robót górniczych na degradację terenu ma również ogromne znaczenie społeczne i ekologiczne. Ochrona środowiska naturalnego – to podstawowe zadanie wszelkiej działalności człowieka i zasadzie tej muszą być podporządkowane wszelkie działania techniczne. Najbardziej obiektywnej oceny tych działań można dokonać na podstawie powszechnie stosowanego monitoringu i współdziałania z lokalną społecznością. Całokształt uzyskanych informacji i zarejestrowanych wyników pomiarów należy przetworzyć, aby uzyskać maksymalnie obiektywne dane. Dopiero na ich podstawie stworzyć pełny system sterowania procesem gospodarczym. Elementem takiego systemu może być sterowanie oparte na macierzach przejścia Markowa, które pozwalają prognozować trend analizowanego procesu. Na przykład, przedstawiony na rys. 2.17 proces przepływu wody w rzece może być sterowany odpowiednimi urządzeniami wodnymi, takimi jak jazy, służące do regulacji poziomu przepływającej wody, czy zbiorniki retencyjne zdolne do gromadzenia wody, gdy jest jej nadmiar, i zasilające rzekę, gdy następuje niedobór. W czasie gdy pojawia się trend ku nadmiernemu obniżeniu poziomu wody – do stanów zbyt niskich, podnosi się jazy w celu spiętrzenia przepływu i uzupełnia niedobór wody opróżniając zbiorniki retencyjne i odwrotnie, gdy pojawia się groźba stanu alarmowego fali powodziowej, nadmiar dopływającej do rzeki wody zatrzy-

muje się w zbiornikach. Korzyści z tak skonstruowanego systemu są oczywiste – likwidacja zbyt niskich wód nie utrudnia żeglugi, a alarmowy stan fali powodziowej zażegnuje niebezpieczeństwo powodzi. Prowadząc bieżący monitoring obiektu inżynierskiego na tej samej zasadzie możemy zbudować system profilaktycznych działań, które umożliwią jego ciągłą eksploatację bądź zapobiegną katastrofie budowlanej. W celu stworzenia takiego systemu musimy rozpoznać wszelkie zagrożenia, jakie mogą wystąpić w wyniku nadmiernych odkształceń podłoża budowli, a przede wszystkim sformułować kryteria oceny tych zagrożeń.

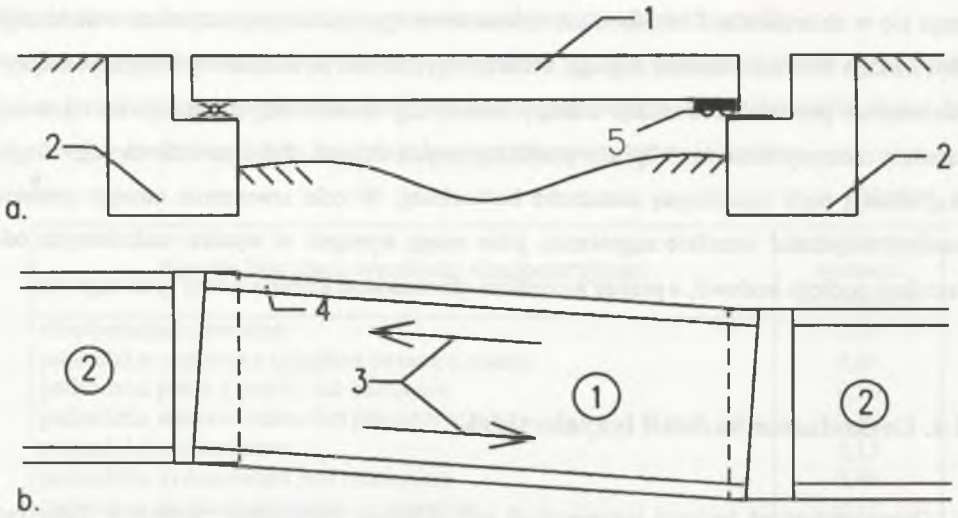
3.4. Uszkodzenia budowli inżynierskich

Ocena uszkodzeń budowli inżynierskich jest zadaniem szczególnie złożonym. Takie budowle, jak mosty, przepusty, ściany oporowe, a zwłaszcza ciągi transportowe lub szlaki komunikacyjne mają bardzo wielu użytkowników, a stosunkowo za mało właścicieli dbających o ich utrzymanie. W tej sytuacji większość uszkodzeń tego typu budowli – to wynik nakładających się na siebie różnorodnych czynników przyspieszających proces ich degradacji. Na rozwój tego procesu składają się więc:

- braki bieżącego nadzoru eksploatacyjnego budowli, jego bieżących remontów, należytego utrzymania itp.,
- niedoróbki lub błędy budowlane nie spostrzeżone bądź nie usunięte po ich stwierdzeniu,
- dodatkowe, nie przewidziane deformacje podłoża wynikające ze złożonej jego budowy geologicznej i zmieniających się stosunków wodnych,
- oddziaływania dynamiczne wynikające z ruchomych obciążeń pojazdami, wstrząsów parasejsmicznych czy z uderzeń np. kry lodowej lub z nagłego hamowania ciężkich pojazdów,
- ubytki, osuwiska i obniżenia podłoża spowodowane destrukcyjną działalnością płynących wód podziemnych lub powierzchniowych, albo robotami ziemnymi, bądź podziemnymi, np. eksploatacją górnictwem.

W zależności od rodzaju konstrukcji uszkodzenia budowli inżynierskich można podzielić na:

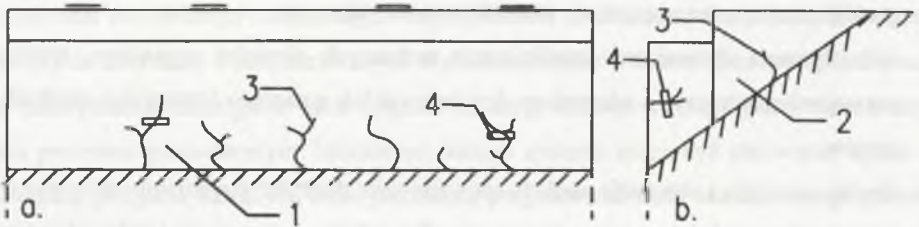
- kinematyczne obejmujące wzajemne przesunięcia poszczególnych brył układu konstrukcyjnego na ogół wpływające na obniżenie cech funkcjonalno-użytkowych budowli oraz na zagrożenie ciągłości układu, na przykład ciągłości podparcia przęsła mostowego na przyczółkach lub filarach (rys.3.15),



Rys. 3.15. Naruszenie ciągłości mostu po wzajemnym przesunięciu się przyczółków: 1 – przęsło, 2 – przyczółki, 3 – jezdnia, 4 – chodniki, 5 – wysunięte z niszy łożysko ruchome, a – przekrój, b – rzut mostu

Fig. 3.15. Disturbance of bridge continuity after reciprocal relocation of abutments: 1 – span, 2 – abutments, 3 – roadway, 4 – sidewalks, 5 – expansion bearing protruding from the niche, a – intersection, b – projection of the bridge

- wytrzymałościowe dotyczące lokalnego przekroczenia nośności wydzielonej, zwłaszcza masywnej bryły konstrukcyjnej, czego wyrazem są spękania lub poślizgi, ścienia elementów nośnych bądź pomocniczych, takich jak trzony lub skrzydła przyczółków mostowych (rys.3.16).



Rys. 3.16. Uszkodzenia wytrzymałościowe przyczółka mostowego: 1 – trzon, 2 – skrzydło, 3 – spękania, 4 – plo-mby, a – układ poprzeczny, b – układ podłużny

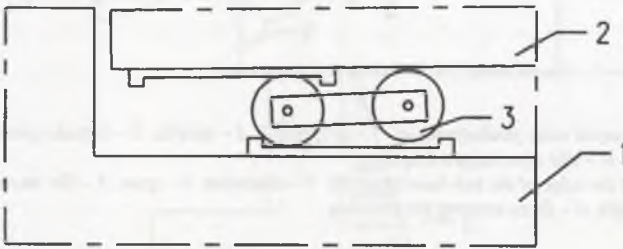
Fig. 3.16. Strength damages of the bridge abutment: 1 – shank, 2 – wing, 3 – crackings, 4 – seals, a – transverse arrangement, b – longitudinal arrangement

Zarówno w literaturze technicznej [103], jak i praktycznych opracowaniach ekspertów [86,126] największą uwagę poświęca się zagadnieniom kinematyki statycznie wyznaczalnych ustrojów nośnych lub budowlom podzielonym na segmenty specjalnie wykonanymi dylatacjami umożliwiającymi swobodne wzajemne ich przemieszczenia.

3.4.1. Uszkodzenia kinematyczne

Do najczęściej spotykanych uszkodzeń kinematycznych należą przemieszczenia przęseł mostowych przekraczające dopuszczalne przedziały ruchu przewidziane w konstrukcji łożysk ruchomych. Spośród wielu rodzajów uszkodzeń można wymienić takie, jak [126]:

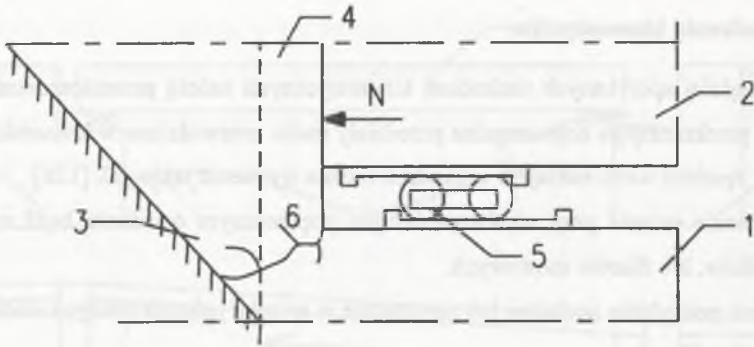
- zwichrowanie przęsła przy nierównomiernym poprzecznym osiadaniu bądź nachyleniu przyczółków, lub filarów mostowych,
- nadmierne pochylenie podłużne lub poprzeczne w wyniku jednostronnego osiadania przyczółka, albo filara,
- przekroczenie dopuszczalnego przesunięcia łożysk grożące upadkiem przęsła lub jego zaklinowaniem między przesuwającymi się przyczółkami, albo też wysunięciem łożyska spod przęsła (rys.3.17),
- zaklinowanie łożysk na skutek złożonych, nierównomiernych przemieszczeń przęsła lub przyczółków, bądź filarów mostowych,
- zaciśnięcie dylatacji między przęsłami lub przęsłem i przyczółkami,
- oderwanie się przęsła od przyczółka lub filara na jednym z uszkodzonych, obniżonych łożysk.



Rys. 3.17. Wysunięcie się łożyska spod przęsła: 1 – przyczółek, 2 – przęsło, 3 – wysunięte łożysko
 Fig.3.17. Protrusion of a bearing from under the span: 1 – abutment, 2 – span, 3 – protruding bearing

Nieprzewidziane przemieszczenia przęseł mostowych są przyczyną wielu uszkodzeń innych elementów mostu, głównie elementów jego wyposażenia, co prowadzi do postępującej dewastacji całego obiektu. Można tu z kolei wymienić następujące przejawy, oznaki niekorzystnych ruchów budowli:

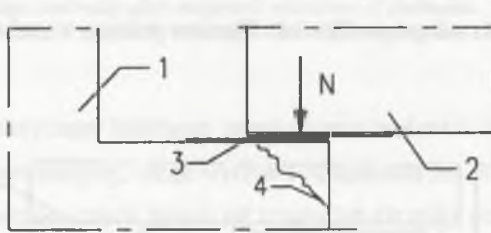
- ścięcie ścianki żwirowej i skrzydeł przyczółka przy zablokowanym czołowo przęsłem (rys.3.18),



Rys.3.18. Ścięcie ścianki zwirowej i skrzydeł przyczółka: 1 – przyczółek, 2 – przęsło, 3 – skrzydło, 4 – ścianka zwirowa, 5 – łożysko, 6 – szczelina ścięcia, N – siła wywołująca ścięcie

Fig.3.18. Shearing of gravel wall and of abutment wings: 1 – abutment, 2 – span, 3 – wing, 4 – gravel wall, 5 – bearing, 6 – shearing fissure, N – force causing the shearing

- odłupanie się krawędzi niszy podłożyskowej przy nadmiernym zsunięciu się przęsła z przyczółka lub filara (rys.3.19),



Rys.3.19. Ścięcie krawędzi niszy podłożyskowej: 1 – przyczółek, 2 – przęsło, 3 – łożysko płaskie, 4 – ścięcie krawędzi niszy, N – siła wywołująca ścięcie

Fig.3.19. Shearing of the edge of the sub-bearing niche: 1 – abutment, 2 – span, 3 – flat bearing, 4 – shearing of the niche edge, N – force causing the shearing

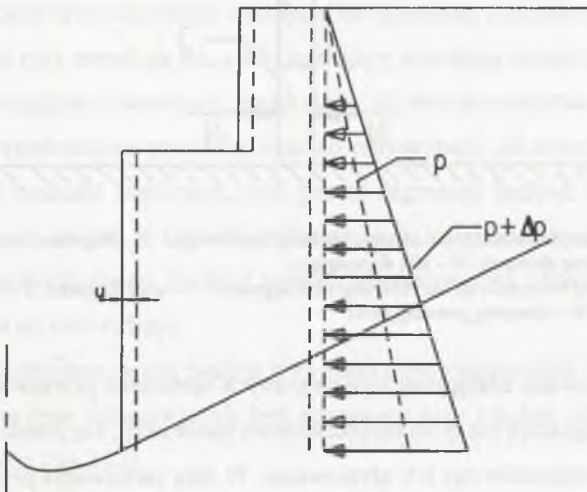
- uszkodzenie łożyska bądź elementów przęsła, przyczółka bądź filara w jego otoczeniu, jak na przykład pęknięcia blach, ubytki betonu, lokalna utrata stateczności blachownic itp.,
- naruszenie ciągłości izolacji przeciwwodnej czy urządzeń odprowadzających wodę, co powoduje powstawanie zacieków, wykwitów na betonie i murach, korozję zbrojenia i konstrukcji stalowej, a przede wszystkim przyspieszony proces degradacji warstw ochronnych oraz konstrukcji obiektu,
- lokalne zniszczenia jezdni samochodowej lub kolejowej, zwłaszcza w rejonach dylatacji,
- dewastacja chodników i barier mostowych,
- ubytki tynków, okładzin lub innych elementów wykończeniowych, np. gzymsów,
- spękania elementów usztywniających konstrukcję nośną, zwłaszcza poprzecznic belek lub kratownic,

- lokalne spękania elementów nośnych, głównie żelbetowych,
- ubytki betonu lub muru w konstrukcjach podporowych, a szczególnie lokalne odpajanie się warstwy ochronnej w konstrukcjach żelbetowych,
- intensywne zanieczyszczanie się nisz podłożyskowych i bruzd dylatacyjnych odpadami i gruzem, co utrudnia swobodny przesuw przęsła.

Dodatkowym czynnikiem przypadkowych ruchów przęseł mostowych są możliwości ich przeciążenia nierównomiernym rozkładem obciążeń na łożyskach, dodatkowymi siłami skręcającymi lub tarciami klinującymi się łożysk, a także ewentualność wybożenia, utraty stateczności zaciskanych elementów konstrukcyjnych, zwłaszcza belek nośnych. O ile kinematyka przęseł jest ściśle uzależniona od przemieszczeń przyczółków lub filarów, o tyle ruchy tych ostatnich są głównie związane z zachowaniem się podłoża, na którym są one posadowione.

Ogólnie rzecz biorąc, kinematyka pojedynczych lub zdylatowanych brył sztywnych jest również źródłem wielu nieprawidłowości obserwowanych w procesie eksploatacji budowli inżynierskich. W tym przypadku można wymienić takie, jak:

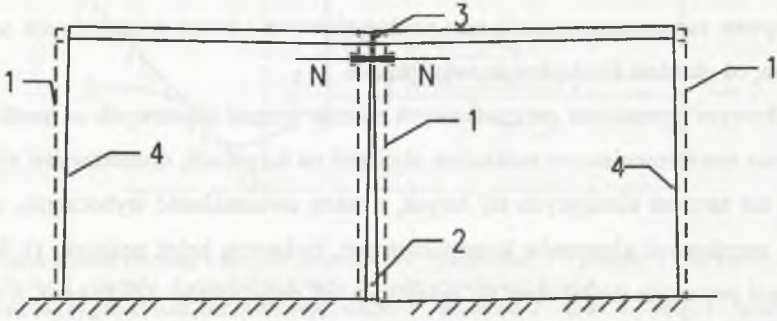
- nachylenie wysokich budowli przy nierównomiernym osiadaniu podłoża,
- niekontrolowany przesuw fundamentów, szczególnie jednostronnie obciążonych dodatkowym bocznym parciem gruntu (rys.3.20),



Rys.3.20. Dodatkowe przemieszczenie fundamentu jednostronnie obciążonego przyczółka mostowego: u – przemieszczenie, p , Δp – parcie boczne i jego przyrost

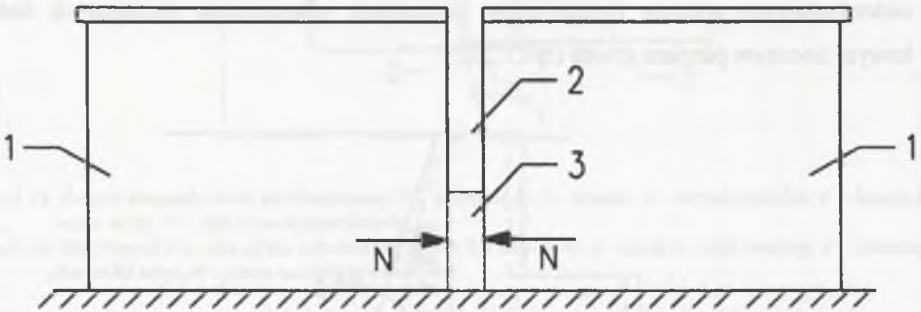
Fig.3.20. Additional relocation of foundation of a unilaterally loaded bridge abutment: u – relocation, p , Δp – lateral pressure and its increment

- zaciskanie dylatacji wzajemnie przemieszczających się segmentów zdylatowanych konstrukcji, np. ścian oporowych (rys.3.21),



Rys.3.21. Przemieszczenie segmentów ściany oporowej: 1 – położenie wyjściowe segmentu, 2 – dylatacja, 3 – zaciśnięcie dylatacji, 4 – położenie segmentów zdeformowanego muru oporowego, N – siła dociskająca
 Fig.3.21. Relocation of segments of the retaining wall: 1 – initial position of segment, 2 – dilatation, 3 – tightening of the dilatation joint, 4 – location of segments of the deformed retaining wall, N – tightening force

- blokowanie swobodnych przemieszczeń przy zanieczyszczonych dylatacjach (rys.3.22).



Rys.3.22. Zablokowanie przemieszczenia segmentów muru oporowego: 1 – fragment muru, 2 – dylatacja, 3 – zanieczyszczenie dylatacji, N – siła dociskająca
 Fig.3.22. Blocking off of relocation of the retaining wall segments: 1 – wall fragment, 2 – dilatation, 3 – fouling of dilatation, N – clamping pressing force

Bardzo zróżnicowane następstwa kinematycznych uszkodzeń przesuwnych brył układów konstrukcyjnych zagrażają nie tylko bezpieczeństwu konstrukcji, ale przede wszystkim utrudniają albo wręcz uniemożliwiają ich użytkowanie. W celu zachowania przydatności budowli inżynierskich do ciągłej eksploatacji musimy je poddać bieżącej kontroli – obserwacjom i pomiarom – umożliwiającej ujawnienie wszelkich nieprawidłowości, ich ocenę, a następnie przedsięwzięcie środków zapobiegawczych przed całkowitą degradacją budowli. Najczęściej stosowanymi środkami zapobiegawczymi są:

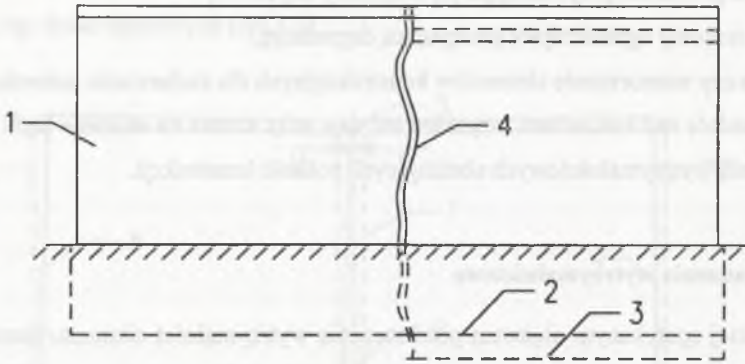
- rektyfikacja obiektu przywracająca jej parametry użytkowe,
- bieżące remonty ograniczające postępującą degradację,
- naprawa czy wzmocnienie elementów konstrukcyjnych dla zachowania nośności budowli.

Właściwy nadzór nad budowlami inżynierskimi daje więc szansę na unikanie bądź ograniczenie uszkodzeń wytrzymałościowych obniżających nośność konstrukcji.

3.4.2. Uszkodzenia wytrzymałościowe

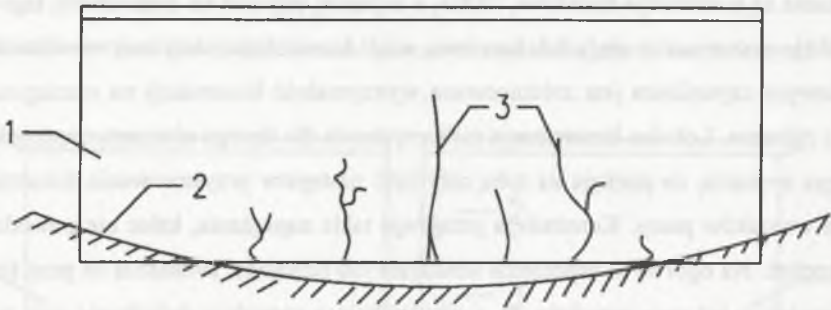
Najczęściej spotykanym objawem przekroczenia wytrzymałości elementu konstrukcyjnego są rysy lub spękania pojawiające się w miejscach dodatkowo wyciętych deformacją podłoża budowli. Na spękania najbardziej narażone są konstrukcje statycznie niewyznaczalne, w których każde przemieszczenie fragmentu budowli pociąga za sobą dodatkowe jej obciążenie. O stopniu zagrożenia decyduje też rodzaj materiału konstrukcyjnego. Najmniej podatne na spękania są konstrukcje metalowe, lekkie, a najmniej odporne na uszkodzenia tego typu – konstrukcje murowane z cegły lub kamienia, czyli konstrukcje masywne, nieodkształcalne. Dodatkowym czynnikiem jest zróżnicowana wytrzymałość konstrukcji na rozciąganie, ściskanie i zginanie. Lokalna koncentracja niekorzystnych dla danego elementu naprężeń powoduje jego spękania, co pociąga za sobą cały cykl następstw przystosowania konstrukcji do nowych warunków pracy. Konstrukcja przejmuje takie naprężenia, które nie powodują dalszych spękań. Na ogół są to naprężenia ściskające lub ścinające, zwłaszcza że przy ścisaniu nawet istniejące już rysy zamykają się, a siły ściskające wywołują dodatkowy opór tarcia po powierzchniach nieciągłości konstrukcji, zwiększając jej wytrzymałość na ścinanie. Lokalne uszkodzenia wytrzymałościowe prowadzą więc do redystrybucji sił wewnętrznych, co daje szansę zachowania nośności konstrukcji, jeśli proces degradacji budowli i redystrybucji sił przebiega prawidłowo, to jest w kierunku wykorzystania najbardziej korzystnych cech nośnych materiału konstrukcyjnego. Spośród najczęściej opisywanych uszkodzeń wytrzymałościowych wymienia się dwa rodzaje:

- rysa ścięcia i następujący w niej poślizg wywołany nierównomiernym osiadaniami dwóch naturalnie, samoistnie zdylatowanych brył sztywnych przy lokalnie skokowym, nagłym obniżeniu podłoża (rys.3.23),
- szczeliny spękań, głównie w strefie rozciągania bryły konstrukcyjnej spowodowanego pojawianiem się momentem zginającym lub mimośrodowym rozciąganiem, które występują przy wykrzywieniu się podłoża bądź jego rozpełzaniu na kontakcie z fundamentem budowli (rys.3.24).



Rys.3.23. Ścięcie ściany oporowej przy nierównomiernym obniżeniu podłoża: 1 – mur, 2 – poziom fundamentu, 3 – obniżenie fundamentu, 4 – rozwarta szczelina ścięcia

Fig.3.23. Shearing of the retaining wall at non-uniform subsidence of foundation: 1 – wall, 2 – substructure level, 3 – subsiding of substructure, 4 – gaping shear fissure

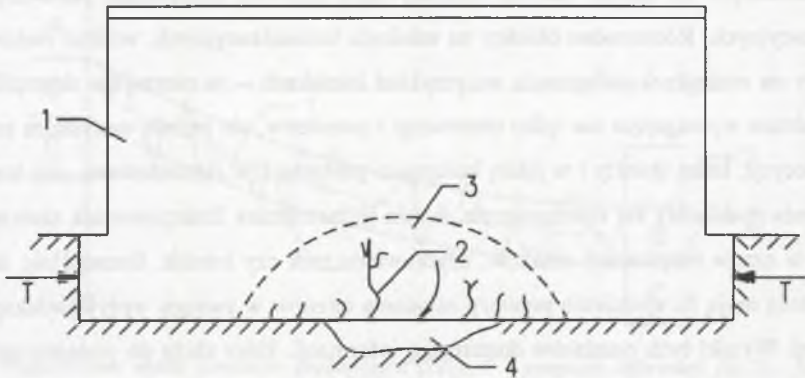


Rys.3.24. Spękania konstrukcji w strefie rozciągania: 1 – bryła konstrukcyjna, 2 – zdeformowane podłożo, 3 – spękania

Fig.3.24. Cracking of a structure in tension zone: 1 – structure body, 2 – deformed foundation, 3 – crackings

Ogólnie można uznać, że ścięcie, podział bryły pierwotnej na dwa lub więcej segmentów sprowadza dalszy proces degradacji obiektu do omówionego już schematu uszkodzeń kinematycznych. Rozdzielone rysami fragmenty mogą się przemieszczać niezależnie, szczególnie gdy rysa przekształca się w szczelinę dylatacyjną, a mogą też wzajemnie się zazębiać, powodując zaklinowanie i dalszy proces spękań analogicznie do ruchu przęsła mostowego. Można się jedynie spodziewać, że ruchy przypadkowo spękanych, podzielonych segmentów będą miały charakter ruchów losowych, stochastycznych. O ich przebiegu z reguły dowiadujemy się z obserwacji plomb gipsowych zakładanych na rysach. Pękające plomby sygnalizują o wzajemnym ruchu dwóch brył, a ponownie zakładane plomby dają wyraźnie zarysowane spektrum zachodzącego procesu degradacji konstrukcji.

Lokalne spękania wywołane zginaniem lub mimośrodowym rozciąganiem mają charakter typowych uszkodzeń wytrzymałościowych. Ich następstwem jest redystrybucja sił wewnętrznych i formowanie się nowego układu nośnego (rys.3.25).



Rys.3.25. Redystrybucja sił w spękaniej bryle konstrukcyjnej: 1 – bryła konstrukcyjna, 2 – spękania, 3 – strefa zdegradowania, 4 – zapadlisko w podłożu, T – pojawienie się rozporu w wyniku redystrybucji sił wewnętrznych

Fig.3.25. redistribution of forces in a cracked structural body: 1 – structural body, 2 – crackings, 3 – degradation zone, 4 – sink hole in the foundation, T – appearance of thrust resulting from redistribution of internal forces

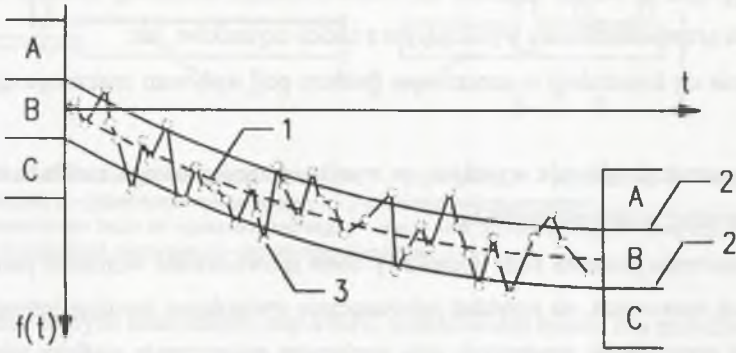
Po pojawieniu się pierwszych zarysowań nierównomierne siły wewnętrzne są przekazywane na sąsiednie jeszcze sztywne przekroje, powodując przekroczenie ich wytrzymałości i następne rysy. Wcześniejsze zarysowania rozwierają się tworząc sieć spękań, w wyniku których cała strefa traci zdolność przenoszenia wewnętrznych sił rozciągających. Strefa z rozwartymi szczelinami jest zupełnie pozbawiona zdolności przenoszenia naprężeń rozciągających, rozciągania przy zginaniu czy też naprężeń ścinających, jest strefą całkowicie podatną. Wylimitowanie tej strefy z masywnej bryły konstrukcyjnej nie oznacza jednak utraty nośności obiektu inżynierskiego. Zmienia się jedynie jego schemat statyczny, a nośność nowego ustroju będzie zależała od przebiegu procesu degradacji budowli i redystrybucji sił wewnętrznych. Przy korzystnym przebiegu tego procesu możemy dojść do maksymalnego wykorzystania nośności materiału konstrukcyjnego, a przy niekorzystnym – doprowadzić do stanu awaryjnego całej konstrukcji. Proces musi więc być dokładnie rozpoznany, musimy poznać jego trend, aby można było właściwie przewidzieć jego następstwa. Do tego celu niezbędne będą wyniki pomiarów zarejestrowane w zainstalowanym systemie monitoringu.

3.4.3. Monitoring uszkodzeń

Szeroko stosowane pomiary geodezyjne są jedną ze skutecznych metod obserwacji i pozyskiwania danych dotyczących ruchów budowli, w tym przede wszystkim budowli inżynierskich narażonych na bardzo złożone oddziaływania zarówno środowiska, jak i czynników eksploatacyjnych. Różnorodne obiekty na szlakach komunikacyjnych, wzdłuż cieków wodnych czy na rozległych poligonach, na przykład lotniskach – to niezwykle skomplikowana infrastruktura wymagająca nie tylko obserwacji i pomiarów, ale przede wszystkim podejmowania decyzji, które obiekty i w jakiej kolejności powinny być remontowane, aby koszty ich utrzymania rozkładały się równomiernie, a cała infrastruktura funkcjonowała zawsze niezawodnie w czasie eksploatacji szlaków, użytkowania rzek czy lotnisk. Szczególnie odpowiedzialną rolę mają do spełnienia pomiary osiadania terenów w zasięgu wpływów eksploatacji górniczej. Wyniki tych pomiarów dostarczają informacji, które służą do podejmowania wyjątkowo ważnych decyzji zarówno dla działalności górniczej, jak i dla gospodarki oraz środowiska całego rejonu. Są to często decyzje na skalę globalną opłacalności ekonomicznej poszczególnych przedsięwzięć, jak również na skalę skutków społecznych – uciążliwości życia z zachowaniem miejsc pracy lub przeciwnie, utrata pracy wobec wyczerpania się korzystnie położonych pokładów eksploatacyjnych. W systemie pomiarów geodezyjnych ważną rolę odgrywają więc nie tylko same wyniki tych pomiarów, ale przede wszystkim ich kameratealne opracowanie i końcowa interpretacja. Najczęściej z dużej ilości danych musimy wyłonić tło, trend zarejestrowanego pomiarami procesu.

Przykładem mogą być pomiary geodezyjne obniżenia terenu spowodowanego eksploatacją górniczą. Co prawda, obniżenia terenu i jego pochodne ocenia się metodami, zależnościami deterministycznymi, ale szeroko stosowana ich kontrola geodezyjna wskazuje, że jest to jednak proces o bardzo wielu cechach procesu losowego, o bardzo dużym rozrzucie wyników pomiarów, który waha się w granicach od 4 do 43% [77]. Ustalając odpowiedni przedział zmienności wyników, możemy rozpatrywać całe pasmo wartości przewidywanych obniżień lub innych parametrów deformacji terenu, a następnie na podstawie ciągłego monitoringu pomiaru kontrolować, czy proces przebiega zgodnie z przewidywaniem, czy też następuje wyraźne jego naruszenie, zmiana jego trendu. Wykorzystamy do tego celu macierz przejścia Markowa analizując zbiór pomiarów pod kątem ich rozproszenia względem ustalonego przedziału. Traktując przekroczenie przedziału górnego jako wynik zbioru A, a dolnego – jako C, możemy ocenić, jaka część zbioru znajdować się będzie w przedziale B, czyli stwierdzić, z jakim stopniem prawdopodobieństwa proces przebiega zgodnie z prognozą, przewidywaniem

wynikającym z założeń i opisu deterministycznego (rys.3.26). Przedziały górny i dolny ustalamy zgodnie z istniejącymi lub przyjętymi kryteriami ograniczającymi przebieg danego procesu, na przykład dopuszczalne zakresy parametrów deformacji podłoża.



Rys.3.26. Wygenerowane wyniki pomiarów geodezyjnych [129]: 1 – prognoza deformacji $f(t)$, 2 – przedziały rozrzutu wyników, 3 – rozkład wyników, t – czas pomiaru, A,B,C – oznaczenia przedziałów rozrzutu

Fig.3.26. Generated results of geodesic measurements [129]: 1 – prognosis of deformation $f(t)$, 2 – range of the scatter of results, 3 – distribution of results, t – time of measurement, A,B,C – denotations of the range of scatter

Jeśli wyniki pomiarów tworzą następującą wyjściową i unormowaną macierz przejść Markowa (2.99):

$$\begin{array}{c} \text{A} \text{ B} \text{ C} \\ \begin{array}{c} \text{A} \\ \text{B} \\ \text{C} \end{array} \begin{bmatrix} 0 & 5 & 2 \\ 6 & 17 & 5 \\ 1 & 6 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0,71 & 0,29 \\ 0,21 & 0,61 & 0,18 \\ 0,125 & 0,75 & 0,125 \end{bmatrix} \end{array} \quad (3.19)$$

to z macierzy tej po rozwiązaniu układu równań:

$$\begin{aligned} 0,21X_2 + 0,125X_3 &= X_1 \\ 0,29X_1 + 0,18X_2 + 0,125X_3 &= X_2 \\ X_1 + X_2 + X_3 &= 1 \end{aligned} \quad (3.20)$$

wynika, że rezultaty pomiarów rozkładają się w poszczególnych przedziałach w takich oto proporcjach:

$$A = 0,16, \quad B = 0,65 \quad \text{a} \quad C = 0,19 \quad (3.21)$$

co wyraźnie świadczy o przebiegu procesu zgodnym z przewidywaniami. Mimo rozrzutu wyników trend procesu odpowiada deterministycznie ustalonej funkcji jego przebiegu.

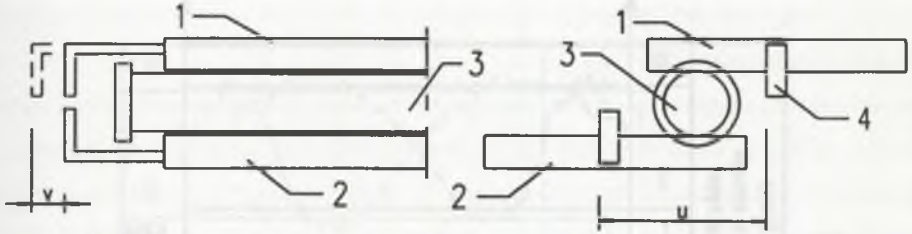
Łatwo więc zauważyć, że obróbka wyników pomiarów za pomocą macierzy przejść Markowa daje szansę na oszacowanie stopnia zaburzenia tych wyników czynnikami losowymi. Ma to szczególne znaczenie w przypadku monitoringu budowli inżynierskich. Niezależnie od tego, czy deformacja podłoża jest procesem deterministycznym, czy też probabilistycznym,

proces ten jest silnie zaburzony losowym zachowaniem budowli, zwłaszcza budowli masywnych, takich jak mury oporowe, przyczółki i filary mostowe, a szczególnie masywne układy mostowych konstrukcji sklepionych – kamiennych, betonowych, a także ceglanych. Konstrukcje tego typu są bardzo wrażliwe na wszelkie rodzaje deformacji podłoża i podlegają dodatkowym przemieszczeniom wynikającym z takich czynników, jak:

- zanurzanie się konstrukcji w naruszonym podłożu pod wpływem znacznego ciężaru własnego,
- obrót konstrukcji, głównie wysokich, w wyniku mimośrodowego rozkładu ciężaru lub niejednorodnej podatności podłoża,
- przemieszczenia poziome bądź dodatkowy obrót spowodowane wzrostem parcia w konstrukcjach oporowych, na przykład jednoznacznie stwierdzone bardziej intensywne zbliżanie się przyczółków mostowych przy poziomym zagęszczeniu podłoża górniczego, a spowolnione oddalenie się – przy jego rozluźnieniu,
- całkowicie losowe różnorakie przejawy oddziaływań dynamicznych wywołanych ruchem pojazdów lub parasejsmicznymi zjawiskami robót górniczych,
- wpływ naruszonych stosunków wodnych, szczególnie w rejonie cieków wodnych lub w rozbudowanym morfologicznie terenie, gdzie warunki pracy budowli inżynierskich są szczególnie złożone.

Zaburzeń pomiarów nie da się praktycznie wyeliminować i możemy jedynie tworzyć takie systemy ich opracowania, aby nadać im w miarę duży stopień obiektywizmu, uczynić je bardziej wiarygodnymi.

Innym przykładem kontrolowanych, interpretowanych na bieżąco pomiarów, jest śledzenie ruchów przęsła mostowego opartego na łożyskach ruchomych. W tym celu zakłada się wskaźniki pomiarowe na tych łożyskach, wykonane z płaskownika stalowego ukształtowanego w formie ceownika i przyspawanego do dolnej i górnej płyty łożyska (rys.3.27) [125]. Delikatnie przecięty piłką do metalu wskaźnik dokładnie sygnalizuje ruchy łożyska wraz z opartym na nim przęsłem, w miarę jak zaczną się wzajemne przemieszczenia tego ostatniego i przyczółka lub filara mostowego. Z reguły wielkość wzajemnych przemieszczeń musi być uwzględniona w konstrukcji komory łożyska i jego płyt. Mamy więc ustaloną tolerancję przemieszczeń, które nie powodują żadnych zagrożeń, są normalnym zjawiskiem pracy konstrukcji. Przedziały tolerancji można ustalać w różny sposób, ale najczęściej jest to pewien przedział całkowicie możliwych, fizycznie nieograniczonych przemieszczeń konstrukcji,



Rys.3.27. Wskaźnik pomiarowy na łożysku ruchomym: 1 – płyta górna, 2 – płyta dolna, 3 – wałek łożyska, 4 – wskaźnik, u – przemieszczenie podłużne, v – przemieszczenie poprzeczne

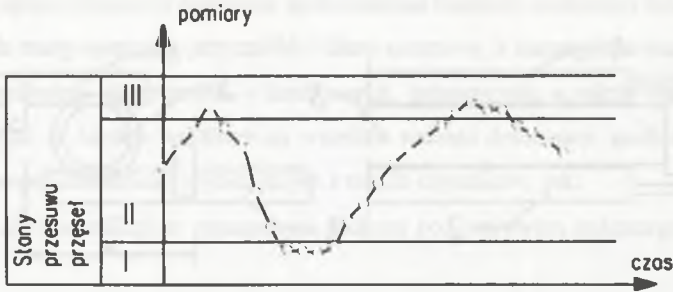
Fig.3.27. Measurement index on expansion bearing: 1 – upper slab, 2 – lower slab, 3 – bearing shaft, 4 – index, u – longitudinal relocation, v – transverse relocation

przekroczenie których oznaczałoby stan awarii, zablokowanie ruchu. Ten przedział [126] – to najczęściej 70% całkowicie dopuszczalnych przemieszczeń w konstrukcjach o dużej rozpiętości i 85% - dla tak zwanych małych mostów, gdy zabezpieczenie przed awarią jest znacznie łatwiejsze, a sama awaria niezbyt groźna. W tym schemacie monitoringu mamy do czynienia z układem zbieżnym z pomiarem stanu wód na rzekach. Ustalmy trzy zakresy stanu przęsła w zależności od zarejestrowanych przemieszczeń przyczółka na wysokości łożysk:

- przęsło zsuwa się z przyczółka, gdy przyczółki wzajemnie się oddalają – stan I,
- przęsło przemieszcza się normalnie w granicach tolerancji – stan II,
- przęsło nadmiernie nasuwa się na przyczółek, gdy następuje wzajemne zbliżenie przyczółków – stan III.

Mamy więc do czynienia z trzema stanami, z których I i III są stanami zagrożenia i wymagają podjęcia działań, aby nie doszło do awarii.

Przemieszczenia łożysk mogą mieć charakter ruchów regularnych na tyle czytelnych, że łatwo określić, przewidzieć zbliżający się stan zagrożenia, ale mogą one też przebiegać nieregularnie, z bardzo dużym rozrzutem wyników pomiarów i wówczas bezpośrednie wnioskowanie na podstawie uzyskiwanych rezultatów nie jest łatwe, a często wręcz niemożliwe. W obydwu przypadkach obiektywnym narzędziem wiarygodnego wnioskowania mogą być macierze przejść Markowa. Odnosząc dane zawarte w macierzy (2.99) jako wyniki pomiarów przemieszczeń łożyska możemy jednoznacznie uznać, że przęsło zbliża się do stanu zagrożenia i trzeba podjąć działania, aby zapobiec awarii. Trzeba na pewno zwiększyć częstotliwość pomiarów, żeby wzbogacając macierz wyjściową nowymi danymi badać na bieżąco, czy poprzednio zarysowany trend utrzymuje się, czy też następuje jego zmiana – wzrost czy spadek jego intensywności. Uzupełniając macierz (2.100) pięcioma dodatkowymi wynikami pomiarów, otrzymujemy (rys.3.28) [126]:



Rys.3.28. Przemieszczenie łożyska w granicach ustalonych przedziałów: I i III – przedziały sygnalizujące stan awaryjny, II – przedział bezpieczny

Fig.3.28. Relocation of a bearing within the determined intervals: I and III – intervals signalling failure condition, II – safe interval

$$\begin{array}{c}
 \text{I} \quad \text{II} \quad \text{III} \\
 \text{I} \begin{bmatrix} 3 & 1 & 0 \\ 1 & 14 & 2 \\ 0 & 2 & 3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,75 & 0,25 & 0 \\ 0,06 & 0,82 & 0,12 \\ 0 & 0,4 & 0,6 \end{bmatrix} \quad (3.22)
 \end{array}$$

Oznacza to wyraźną zmianę trendu przemieszczeń, które klasują się w poszczególnych przedziałach w następującej proporcji:

$$[\text{stan I} - 0,15, \text{stan II} - 0,65 \text{ i } \text{stan III} - 0,2] \quad (3.23)$$

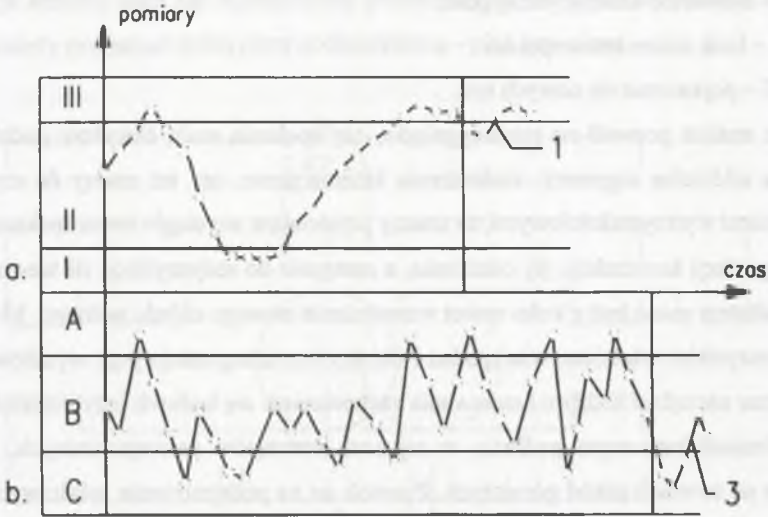
Zmniejszenie stanu zagrożenia z 32% do 20% oznacza jednocześnie procentowy wzrost wyników mieszczących się w dopuszczalnym przedziale przemieszczeń (65%). Podobny stan przemieszczeń prezentuje macierz (3.19), aczkolwiek opisywany za jej pomocą proces jest zupełnie przypadkowy z bardzo dużym rozrzutem wyników pomiarów. Ocena obydwu procesów metodą macierzy przejść Markowa dostarcza nam jednak dostatecznie wiarygodnych kryteriów oceny zachodzących procesów kinematyki budowli inżynierskich posadowionych na nieustabilizowanym podłożu. Weźmy inny przykład dodatkowych pięciu wyników pomiarów zmieniających macierze (2.99) i (3.19) (rys.3.29):

$$\begin{array}{c}
 \text{I} \quad \text{II} \quad \text{III} \\
 \text{I} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 \\ 1 & 12 & 3 \\ 0 & 2 & 5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,67 & 0,33 & 0 \\ 0,06 & 0,75 & 0,18 \\ 0 & 0,29 & 0,71 \end{bmatrix} \quad (3.24)
 \end{array}$$

W tym przypadku otrzymujemy następujące proporcje podziału wyników (3.23):

$$[\text{stan I} - 0,1, \text{stan II} - 0,54 \text{ i } \text{stan III} - 0,36], \quad (3.25)$$

które potwierdzają tendencje zmiany trendu przemieszczeń, a więc wyraźne zagrożenie zablokowania łożysk i wymagają podjęcia odpowiednich zabiegów rektyfikacyjnych lub



Rys. 3.29. Przebiegi dwóch procesów [126]: a – regularny, b – losowy, przypadkowy, 1 – pięć wyników istotnie naruszających trend, 2 – pięć wyników praktycznie nie naruszających trendu

Fig. 3.29. Courses of two processes [126]: a – regular, b – random, accidental, 1 – five results essentially affecting the trend, 2 – five results practically not affecting the trend

profilaktycznych. Jeśli takich zabiegów nie podejmujemy, musimy się liczyć z uszkodzeniem konstrukcji. Te same rezultaty pomiarów w przypadku drugiej macierzy:

$$\begin{array}{c}
 \text{A B C} \\
 \begin{array}{l}
 \text{A} \\
 \text{B} \\
 \text{C}
 \end{array}
 \begin{bmatrix}
 0 & 5 & 2 \\
 6 & 18 & 6 \\
 1 & 7 & 3
 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix}
 0 & 0,71 & 0,29 \\
 0,2 & 0,6 & 0,2 \\
 0,09 & 0,64 & 0,27
 \end{bmatrix}
 \end{array} \quad (3.26)$$

dają wynik:

$$[\text{stan A} - 0,14, \quad \text{stan B} - 0,63 \text{ i } \text{stan C} - 0,23], \quad (3.27)$$

który wskazuje na nieznaczne zarysowanie się tendencji w kierunku zmiany trendu i ewentualnych możliwości zagrożenia. W tym przypadku nie muszą być jeszcze podejmowane żadne środki ostrożności, dopiero gdy takie tendencje będą nadal się utrzymywały, trzeba byłoby podjąć środki ostrożności, na przykład zwiększyć częstotliwość pomiarów.

Analogiczne zasady monitoringu stosuje się przy badaniu przemieszczeń brył sztywnych, zwłaszcza rozwarcia dylatacji między nimi. Ustalając przedział dopuszczalnego rozwarcia lub zaciskania dylatacji, określimy jednocześnie stany zagrożenia, które będą indentyfikowane macierzami przejść Markowa. Podobnie mogą być monitorowane rozwarcia zarysowań konstrukcji czy też pojawienie się nowych rys. W tym przypadku należy wyodrębnić odpowiednie stany konstrukcji, na przykład:

- stan I – rozwarcie istniejących spękań,
- stan II – brak zmian stanu spękań,
- stan III – pojawienie się nowych rys.

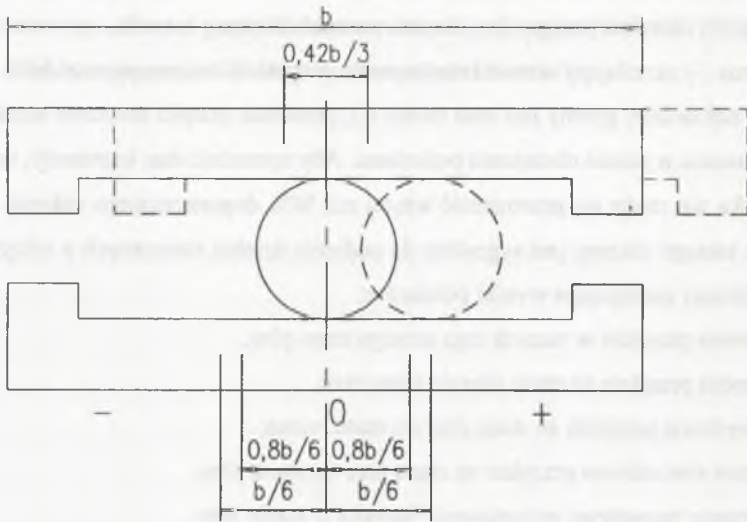
Tego typu analiza pozwoli na rozstrzygnięcie, czy spękania mają charakter podziału konstrukcji na oddzielne segmenty, uszkodzenia kinematyczne, czy też mamy do czynienia z uszkodzeniami wytrzymałościowymi, to znaczy pojawiające się ciągle nowe spękania prowadzą do degradacji konstrukcji, jej osłabienia, a następnie do redystrybucji sił wewnętrznych, czego rezultatem może być z kolei nawet wzmocnienie nowego układu nośnego. Monitoring, a przede wszystkim właściwa, wiarygodna i obiektywna interpretacja jego wyników stanowi zatem mocne narzędzie nadzoru i sterowania zachowaniem się budowli inżynierskich na terenach o nieustabilizowanym podłożu, w rejonach wstrząsów parasejsmicznych, a przede wszystkim na terenach szkód górniczych. Pozwoli on na podejmowanie właściwych decyzji dotyczących profilaktyki zapobiegającej uszkodzeniom budowli lub oceny nośności budowli już uszkodzonych.

Bez zastosowania procedury monitorowania procesów niszczących obiekt inżynierski użytkownik jest skazany na podejmowanie decyzji, co do zagrożenia bezpieczeństwa budowli we własnym zakresie albo musi wezwać eksperta, aby uzyskać właściwą opinię. Bardzo często tego typu działanie jest zbyt późne i zaistniałe uszkodzenia pociągają za sobą bardzo duże koszty usuwania skutków opóźnionej decyzji. Jest to szczególnie niekorzystne w przypadku ważnych gospodarczo i odpowiedzialnych budowli, dla których zaniedbania tego typu mogą spowodować straty typu katastroficznego. W takich sytuacjach monitoring i analiza jego wyników to podstawowe narzędzie bezpiecznej eksploatacji budowli, bardziej obiektywne niż ocena eksperta uzależniona od jego osobistych doświadczeń.

Przykład obserwacji łożyska mostowego

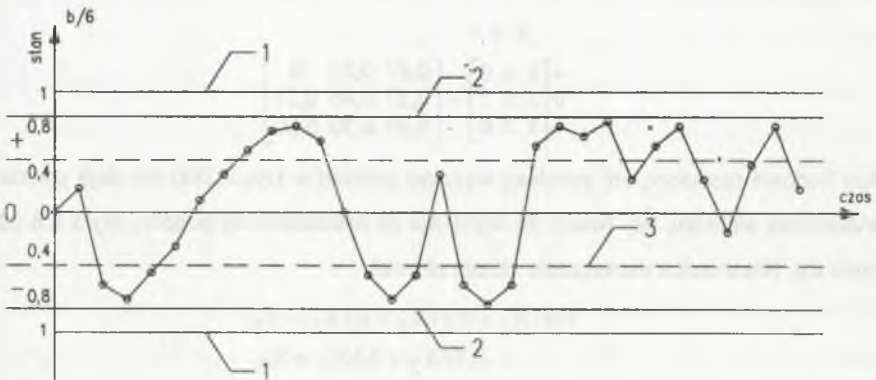
Analizowane łożysko wałkowe przemieszczało się w cyklicznym ruchu dobowym w przedziale 42% dopuszczalnego, bezpiecznego zakresu przemieszczeń (rys.3.27a). Dla płyt łożyskowych przedział ten ustalono na jedną trzecią rozpiętości płyty b. Przed przejściem eksploatacji górniczej pod mostem założono system monitorowania łożyska w celu przedwczesnego podjęcia decyzji o potrzebie i momencie jego rektyfikacji. Po zbliżeniu się eksploatacji górniczej do mostu jej wpływy objawiały się niezwykle chaotycznymi przemieszczeniami łożyska. W systemie cotygodniowych obserwacji uzyskiwano nieporównywalne wielkości oscylujące wokół pierwotnego położenia łożyska. Wyniki pomiarów zaczęły zbliżać się do przedziału dopuszczalnego, ale nie miały jednoznacznego charakteru plus lub minus. W takiej sytuacji

rektyfikacja łożyska stała się zagadnieniem problematycznym. Powstało pytanie, w którym kierunku należy przesunąć dolną płytę podłożyskową – plus czy minus.



Rys.3.27a. Schemat łożyska wałkowego: b – wymiar płyt łożyskowych, $b/6$ – przedział dopuszczalnych przemieszczeń wałka (+) (-), $0,42b/3$ – dobowe przemieszczenia (stan 0), $0,8b/6$ – przemieszczenia sygnalizujące konieczność rektyfikacji łożysk

Fig.3.27a. Diagram of a shaft bearing: a – dimension of bearing slabs, $b/6$ – interval of permissible displacements of shaft (+) (-), $0,42b/3$ – daily displacement (state 0), $0,8b/6$ displacement signalling a necessity of rectification of bearings



Rys.3.28a. Przeszczenia wałka: 1 – granice dopuszczalne, 2 – granice sygnalizujące rektyfikację, 3 – granice dobowych przemieszczeń

Fig.3.28a. Displacement of the shaft: 1 – admissible limits, 2 – limits signalling rectification, 3 – limits of daily displacements

O rozwiązaniu problemu zdecydowała macierz przejść Markowa (rys.3.28a). Ustalono trzy stany przemieszczeń łożyska:

- stan plus (+) przy zbliżaniu się przyczółków,
- stan zero (0) charakteryzujący dotychczasowe warunki pracy łożyska,
- stan minus (-) określający wzrost światła mostu przy oddalaniu się przyczółków.

Oczywiście najbardziej groźny jest stan minus (-), ponieważ przęsło mostowe może runąć na ziemię, zwłaszcza w czasie obciążenia pojazdami. Aby uprzedzić stan katastrofy, ustalono, że wałek łożyska nie może się przemieścić więcej niż 80% dopuszczalnego zakresu ($0,8 \cdot b/3$).

Osiągnięcie takiego zakresu jest sygnałem do podjęcia działań związanych z rektyfikacją łożysk. Rozpatrzmy następujące wyniki pomiarów:

- ośmiokrotne przejście w ramach tego samego stanu plus,
- czterokrotne przejście ze stanu plus do stanu zero,
- nie stwierdzono przejścia ze stanu plus do stanu minus,
- trzykrotnie stwierdzono przejście ze stanu zero do stanu plus,
- pięciokrotnie zauważono pozostawanie łożyska w stanie zero,
- trzykrotnie ze stanu zero łożysko przetaczało się do stanu minus,
- jednokrotnie nastąpiło przejście ze stanu minus bezpośrednio do stanu plus,
- trzykrotnie łożysko powracało ze stanu minus do stanu zero,
- sześciokrotnie układ pozostawał w stanie minus.

Liczbowa i unormowana macierz Markowa przyjmuje w tych warunkach postać:

$$\begin{array}{c}
 + \quad 0 \quad - \\
 \begin{array}{l}
 + \begin{bmatrix} 8 & 4 & 0 \\ 3 & 5 & 3 \\ 1 & 3 & 6 \end{bmatrix} \\
 0 \\
 - \end{array} = \begin{bmatrix} 0,67 & 0,33 & 0 \\ 0,27 & 0,46 & 0,27 \\ 0,10 & 0,30 & 0,60 \end{bmatrix}
 \end{array}$$

Ani budowa macierzy, ani przebieg wykresu pomiarów (rys.3.28a) nie dają podstaw do wysunięcia wniosku, czy mamy do czynienia ze zbliżaniem się podpór, czy z ich oddalaniem się. Natomiast z rozwiązania układu równań:

$$\begin{array}{l}
 0,67X_1 + 0,27X_2 + 0,1X_3 = X_1 \\
 0,27X_2 + 0,6X_3 = X_3 \\
 X_1 + X_2 + X_3 = 1
 \end{array}$$

otrzymujemy macierz – wiersz, z którego wynika jednoznacznie, że podpory zbliżają się bardziej niż oddalają

$$[X_1 \quad X_2 \quad X_3] = [0,38 \quad 0,37 \quad 0,25]$$

Oznacza to, że podpory w 38% pozostają w stanie plus, w 37% w stanie zero i zaledwie w 25% w stanie minus. Wyraźne 75% przesunięcie trendu procesu przemieszczeń w kierunku zbliżania się podpór jest dobrym sygnałem, aby przystąpić do rektyfikacji łożysk prześła mostowego. Trzeba pogłębić komorę łożysk i przesunąć łożyska w kierunku plus (rys.3.27a) co najmniej o 40% dopuszczalnego przedziału b/6.

4. ZABEZPIECZENIE BUDOWLI INŻYNIERSKICH

4.1. Wprowadzenie

W odróżnieniu od budownictwa ogólnego przystosowanie budowli inżynierskiej do warunków jej posadowienia zawsze stanowi bardzo ważny problem rozwiązania projektowego. Takie budowle, jak mosty, ściany oporowe, budowle podziemne, wiadukty, przepusty itp. są narażone na bardzo duże obciążenia, przeważnie dynamiczne, a warunki ich pracy są na ogół niezwykle uciążliwe. Dobór właściwej nośności ich podłoża – to wyjątkowo trudne zadanie inżynierskie, szczególnie wówczas, gdy wiadomo z góry, że podłoże nie jest stabilne lub że będzie ulegało degradacji, destabilizacji, na przykład z powodu wpływów eksploatacji górniczej bądź innych wielkich robót ziemnych czy podziemnych. Wyłaniają się tutaj następujące, rozstrzygujące o podjętej decyzji, czynniki:

- techniczne i terenowe możliwości rozpoznania podłoża, jego koszty i czas trwania prac rozpoznawczych,
- wiarygodność, stabilność pozyskanych wyników rozpoznania w warunkach przyrodniczej i losowej zmienności terenu w czasie i przestrzeni,
- względy ekonomiczne przystosowania posadowienia budowli do kosztów jej realizacji, jej wartości użytkowej w myśl zasady, że im lepsze przystosowanie posadowienia do trudnych warunków, tym wyższe jego koszty i mniejsza efektywność inwestycji,
- strategia ryzyka ekonomicznego uzasadniająca ponoszenie umiarkowanych, wyważonych kosztów inwestycyjnych z perspektywą późniejszych bieżących nakładów remontowo-modernizacyjnych w czasie eksploatacji obiektu,
- stopień zaangażowania wysoko wyspecjalizowanej techniki i technologii w procesie inwestycyjnym i eksploatacyjnym zapewniający optymalizację całego przedsięwzięcia.

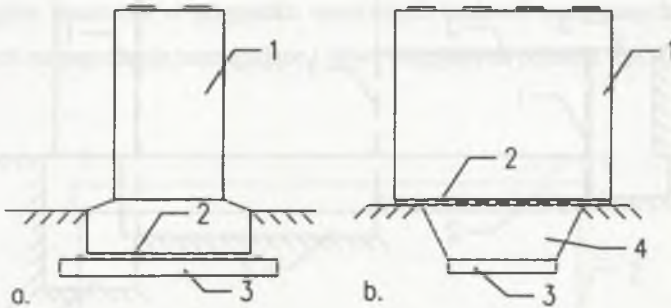
Wybór dotyczy również rodzaju budowli inżynierskiej, jej wrażliwości lub odporności na nieustabilizowane, deformujące się podłoże. Metalowe i żelbetowe konstrukcje, zwłaszcza wstępnie sprężone, statycznie wyznaczalne, są bardziej odporne na ruchy podłoża niż mury lub betonowe – zwłaszcza statycznie niewyznaczalne konstrukcje łukowe. Przystoso-

wanie konstrukcji do warunków posadowienia na niestabilizowanym podłożu sprowadza się więc do upodatknięcia umożliwiającego jej odkształcenie wraz z podłożem lub wzmocnienia zwiększającego jej odporność na dodatkowe wyężenie wywołane deformacją podłoża.

4.2. Zwiększenie podatności konstrukcji

Głównym zadaniem upodatknięcia konstrukcji jest zmniejszenie jej wyężenia spowodowanego deformacjami podłoża. Spośród wielu różnych zabiegów uwalniających konstrukcję od oddziaływań podłoża można wymienić takie, jak:

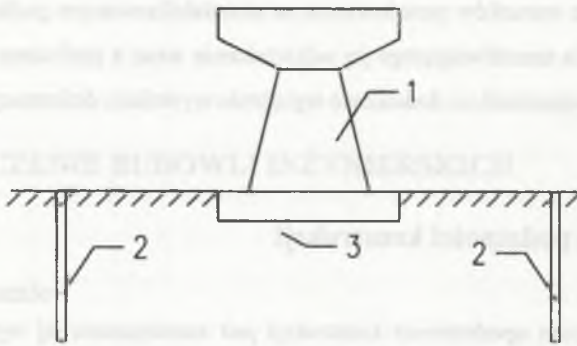
- odizolowanie konstrukcji od podłoża za pomocą warstw poślizgowych pod lub nad fundamentami budowli, umożliwiające prawie swobodne jej przemieszczenia względem podłoża; znaczące zmniejszenie sił kontaktowych – tarcia i przyczepności gruntu (rys.4.1),



Rys. 4.1. Odizolowanie konstrukcji od podłoża: a – filara wraz z fundamentem, b – przyczółka nad fundamentem,
1 – konstrukcja betonowa, 2 – warstwa poślizgowa, 3 – chudy beton, 4 – fundament żelbetowy

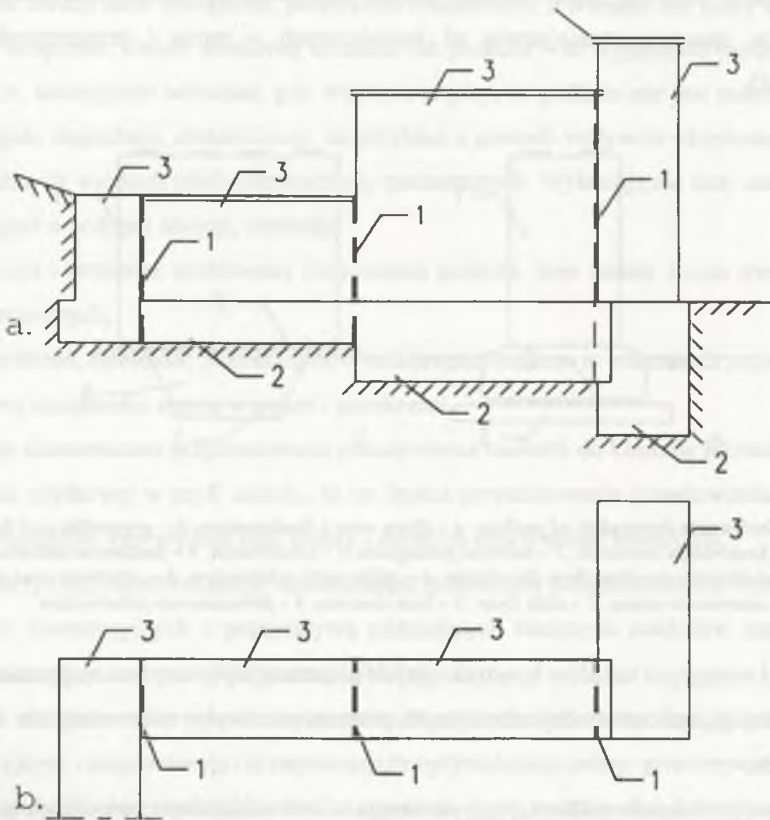
Fig. 4.1. Insulating the structure from foundation: a – pillar with substructure, b – abutment over substructure,
1 – concrete structure, 2 – slide layer, 3 – lean concrete, 4 – ferroconcrete substructure

- podział rozległych układów konstrukcyjnych na zwarte bryły sztywne za pomocą dylatacji umożliwiających swobodny obrót bądź przesunięcie bryły adekwatnie do deformacji podłoża,
- pionowe przecinanie podłoża, jego perforacja w celu oddzielenia pośrednich ciągłych deformacji wywołanych głównie wpływami robót górniczych (rys.4.2),
- kształtowanie korzystnych brył konstrukcyjnych – zwartych w planie i zagłębionych na jednym poziomie, aby unikać dodatkowych obciążeń odporem, parciem gruntu (rys.4.3),



Rys.4.2. Odcięcie podłoża budowli od wpływów pośrednich: 1 – budowla, 2 – otwory wiertnicze lub przekopy, 3 – bezpośrednio podłożie budowli

Fig.4.2. Cutting off of the foundation from indirect influences: 1 – structure, 2 – bore holes or cross headings, 3 – direct foundation of the structure



Rys.4.3. Podział na segmenty złożonej bryły konstrukcyjnej: a – zróżnicowane zagłębienie fragmentów ściany oporowej, b – złożona konfiguracja rzutu konstrukcji, 1 – dylatacje, 2 – fundament, 3 – wydzielone bryły

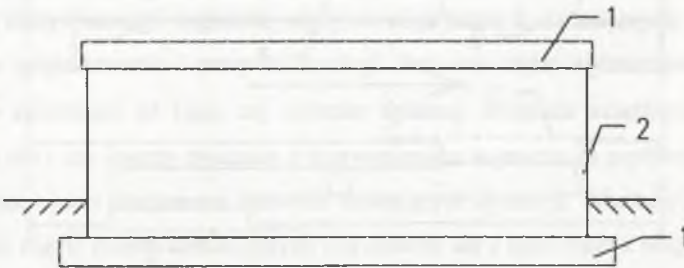
Fig.4.3. Division into segments of a complex constructional body: a – differentiated caving of the retaining wall fragments, b – complex configuration of the structure projection, 1 – dilatations, 2 – substructure, 3 – isolated bodies

- zabezpieczenie swobody wzajemnych przemieszczeń brył konstrukcyjnych poprzez właściwe zwymiarowane i skonstruowane dylatacje czy też odpowiednio zaprojektowane łożyska ruchome (rys.3.27).

Upodmiotowiając konstrukcję budowli inżynierskiej, musimy zapewnić właściwą nośność przemieszczającej się bryły, możliwość jej rektyfikacji, czyli przystosowania do warunków dalszej eksploatacji obiektu oraz stworzyć system monitoringu i programu sterowania procesem w czasie uaktywnianych, wzbudzonych przemieszczeń.

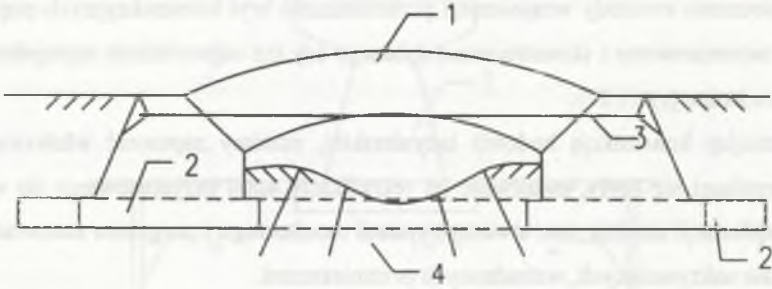
4.2.1. Usztywnienie wyodrębnionych segmentów budowli

Każdy z wydzielonych z ogólnego układu budowli segment powinien być elementem odpornym na deformację podłoża, aby mógł swobodnie się obracać lub przesuwać jako bryła sztywna. Dolną i górną część bryły należy więc zwieńczyć elementami konstrukcyjnymi zdolnymi do przenoszenia poziomych sił rozciągających. Wchodzi tu w grę żelbetowe wieńce lub płyty ciągłe lub kotwie metalowe, ciągną z prętów, lin bądź kształtowników stalowych. Ma to szczególne znaczenie w przypadku masywnych budowli murowanych i betonowych mało odpornych na naprężenia rozciągające i łatwo ulegających pękaniu (rys.4.4).



Rys.4.4. Wzmocniona konstrukcja muru oporowego: 1 – wieńce żelbetowe, 2 – mur betonowy lub kamienny
 Fig.4.4. Reinforced structure of the retaining wall: 1 – ferroconcrete curb plates, 2 – concrete or stone wall

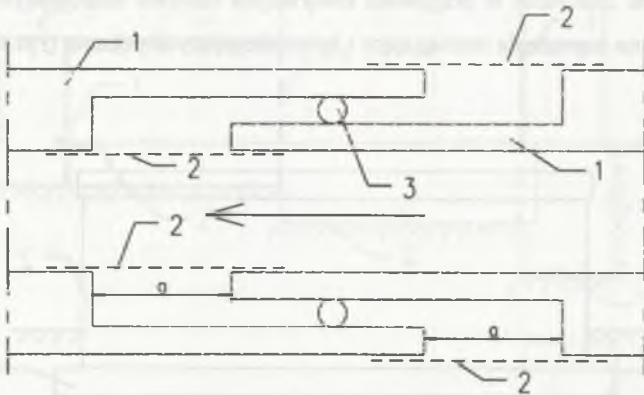
W wielu przypadkach korzystne może się okazać usztywnienie całego obiektu, na przykład zabytkowego łukowego mostu czy wiaduktu wymurowanego na potrzeby pieszych z kamienia lub cegły. Możemy wówczas na wysokości fundamentów łuku wykonać wieńiec opaskowy, a zawarty wewnątrz grunt podłoża zeskalic metodą iniekcijną; natomiast górną część łuku skotwić ciągnami stalowymi (rys.4.5).



Rys.4.5. Zabezpieczenie małego mostu łukowego: 1 – most, 2 – wieniec żelbetowy, 3 – kotwa, 4 – iniekcja podłoża wewnątrz wienca

Fig.4.5. Protection of a small arch bridge: 1 – bridge, 2 – ferroconcrete curb plate, 3 – anchor, 4 – injection of foundation in side a curb plate

W ten sposób niezwykle wrażliwa konstrukcja łuku na deformacje podłoża stanie się sztywną bryłą jakby pływającą na niestabilizowanym, deformującym podłożu. Równie korzystnie będą pracować wszelkie budowle podziemne – przepusty, tunele, które podzielone na sztywne segmenty będą z kolei „pływać” wewnątrz masywu gruntowego.



Rys.4.6. Kielichowe połączenie dylatacyjne: 1 – sztywne segmenty, 2 – zabezpieczenie dylatacji, 3 – uszczelnienie połączenia, a – szerokość dylatacji

Fig.4.6. Spigot and socket dilatation joint: 1 – rigid segments, 2 – protection of dilatation, 3 – sealing off of the joint, a – width of dilatation

W wielu budowlach inżynierskich niezwykle ważnym elementem jest jednak konieczność zachowania ich ciągłości eksploatacyjnej. W takich przypadkach wykonywanie dylatacji staje się złożonym zagadnieniem inżynierskim. Musimy rozstrzygnąć, jak często stosować dylatacje, jak zabezpieczyć ciągłość budowli w ich zasięgu i wreszcie jak je skonstruować, aby były skuteczne i niezawodne. Niemal klasycznym przykładem może być kielichowe połączenie dwóch sztywnych segmentów przepustu pod wysokim nasypem szlaku komunikacyjnego

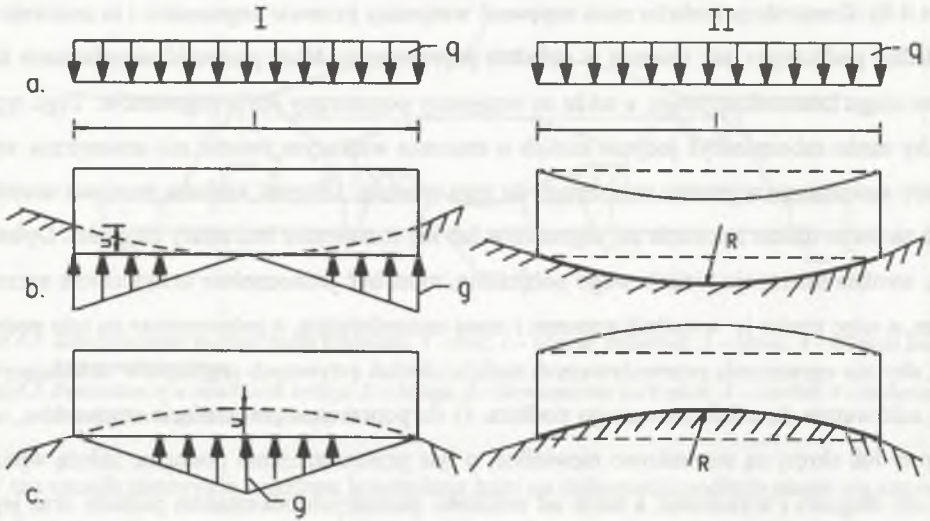
(rys.4.6). Konstrukcja kielicha musi zapewnić wzajemny przesuw segmentów i to zarówno w układzie podłużnym, jak również w układzie poprzecznym. Musi pozwolić na załamanie kątowe ciągu komunikacyjnego, a także na wzajemny poprzeczny obrót segmentów. Tego typu ruchy może zabezpieczyć jedynie kielich o znacznie większym świetle niż zewnętrzne wymiary sąsiedniego segmentu wsuniętego do jego wnętrza. Długość kielicha powinna umożliwić zarówno dalsze zsuwanie się segmentów lub ich rozsuwanie bez utraty ciągłości. Dylatacja, swoista tolerancja kielichowego połączenia, musi być jednocześnie urządzeniem szczelnym, a więc trzeba je wypełnić sznurem i masą uszczelniającą, a jednocześnie na tyle podatną, aby nie ograniczała przewidywanych ruchów dwóch sztywnych segmentów układających się adekwatnie do zdeformowanego podłoża. O ile poprzeczne przesunięcia segmentów, ich obroty lub skręty są stosunkowo niewielkie, o tyle przemieszczenia podłużne zależą wprost od ich długości i wysokości, a także od wielkości poziomych odkształceń podłoża oraz jego krzywizny, czyli [103]:

$$a = \frac{l_1 + l_2}{2} \left(\frac{h}{R} + \varepsilon \right) \quad (4.1)$$

gdzie: a – szerokość podłużnej dylatacji, l_1, l_2 – długość sąsiednich segmentów, h – wysokość niższego segmentu, R – promień krzywizny podłoża, ε - względne odkształcenie poziome w podłożu.

Długość usztywnionego segmentu odgrywa więc jedną z ważniejszych ról w procesie optymalnego projektowania i pracy konstrukcji. Jest ona często wyznaczana w przedziale 10÷30 m w zależności od tego, czy nadmiar dylatacji zwiększa uciążliwość eksploatacji obiektu, czy nie i czy koszty związane z usztywnieniem segmentu są porównywalne z kosztami zabezpieczenia i utrzymania sprawnie działających dylatacji. Wiadomo, że im krótszy segment, tym więcej przerw dylatacyjnych i na odwrót; ale z kolei wraz z długością segmentu musi rosnać światło dylatacji utrudniające jej zabezpieczenie. W procesie projektowania dylatacji musi więc być rozstrzygniętych wiele różnych problemów. Należy przede wszystkim uzależnić długość segmentu od jego sztywności na zginanie. Nawet w najprostszym schemacie obliczeniowym można pokazać niezwykle ważny związek tych parametrów z promieniem krzywizny podłoża. Załóżmy, że segment ściany oporowej nie oderwał się od zakrzywionego – wklęsłego i wypukłego – podłoża, co oznacza, że (rys.4.7):

- zanurzył się w podłożu wywołując odpór; schemat I ilustrujący segment sztywny,
- ułożył się zgodnie z krzywizną podłoża; schemat II modelujący segment podatny.



Rys. 4.7. Deformacja ściany oporowej w zależności od jej sztywności: I – ściana sztywna, II – ściana podatna, a – schemat obciążenia, b – krzywizna wklęsła, c – krzywizna wypukła, q – obciążenia, g – odpór, l – długość segmentu, R – promień krzywizny, u – przemieszczenie podłoża

Fig. 4.7. Deformation of the retaining wall depending on its rigidity: I – rigid wall, II – flexible wall, a – load diagram, b – concave curvature, c – convex curvature, q – loads, g – pressure, l – length of a segment, R – curvature radius, u – relocation of foundation

Przyjmując dla uproszczenia wstępnych obliczeń porównawczych, że pod segmentem sztywnym odpór układa się po trójkącie, a jego maksymalna wartość jest proporcjonalna do strzałki wycinka łuku krzywizny, otrzymujemy

$$g = Cbu = Cb \frac{l^2}{8R} \quad (4.2)$$

gdzie: g – maksymalna wielkość odporu, C – współczynnik Winklera, l – długość segmentu, R – promień krzywizny, b – szerokość fundamentu, u – maksymalne przemieszczenie podłoża pod segmentem.

Odpór jest równoważny równomiernie rozłożonemu ciężarowi ściany, jej obciążeniu, czyli $q=g/2$, wobec tego moment zginający w środku segmentu wyniesie:

$$M_1 = \pm \frac{gl^2}{48} = \pm \frac{Cbl^4}{384R} \quad (4.3)$$

gdzie: znak „+” dotyczy niecki wklęsłej, znak „-” krzywizny wypukłej.

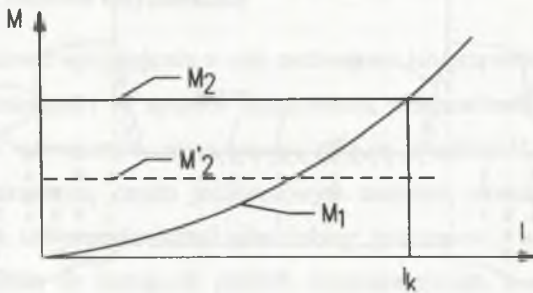
W przypadku wygięcia się ściany zgodnie z krzywizną podłoża mamy:

$$M_2 = \pm \frac{EJ}{R} \quad (4.4)$$

gdzie: EJ – sztywność poprzecznego przekroju ściany na zginanie w układzie pionowym.

Łatwo zauważyć, że segment podatny, wiotki przy dowolnej jego długości nie będzie narażony na nadmierne wyężenie na zginanie i odwrotnie segment sztywny, zanurzający się w podłożu będzie narażony na bardzo duży przyrost momentów zginających wraz ze wzrostem jego długości. Wobec tego im sztywniejszy segment, tym mniejsza powinna być jego długość, aby uniknąć nadmiernego wyężenia konstrukcji na zginanie. Z wykresu momentów zginających jako funkcji długości segmentu (rys.4.8) wynika bezpośrednio krytyczna długość segmentu ($M_1=M_2$):

$$l_k = 24 \sqrt{\frac{24EJ}{Cb}} \quad (4.5)$$



Rys.4.8. Zależność momentów zginających od długości elementu: l_k – długość krytyczna, M_1 – moment w elemencie sztywnym, M_2 – moment w elemencie podatnym, M'_2 – moment w elemencie spękanym

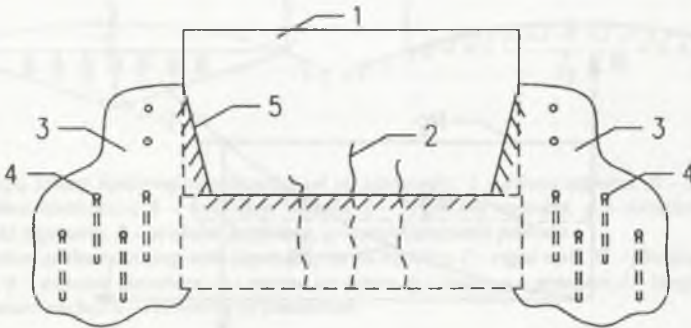
Fig.4.8. Dependence of bending moments on the length of element: l_k – critical length, M_1 – moment in the rigid element, M_2 – moment in flexible element, M'_2 – moment in cracked element

Segmenty krótsze od długości krytycznej powinny więc być układami sztywnymi, zwienczo-nymi sztywnymi wieńcami lub płytami. W przypadku segmentów dłuższych bardziej korzystne będzie skotwienie segmentu dołem i górą ciągnami wiotkimi z minimalną sztywnością na zginanie. Po wstępnych obliczeniach i wybraniu sposobu zabezpieczenia segmentu i całej budowli należy wykonać dokładne obliczenia statyczne i wytrzymałościowe.

Właśnie kotwienie sztywnych brył spękanych zajmie szczególną pozycję w profilaktycznym systemie zabezpieczenia masywnych budowli inżynierskich.

Po pierwsze, lokalnie spękane segmenty mają znacznie obniżoną sztywność na zginanie. W czasie rozwoju sieci spękań konstrukcja przystosowuje się do podłoża, a przede wszystkim do jego krzywizny (rys.4.8). Jak już wielokrotnie pokazywaliśmy, lokalnie spękany segment nie musi utracić swojej nośności, a wręcz odwrotnie – jego nośność może wzrosnąć, zwłaszcza w przypadku konstrukcji skotwionych.

Po drugie, kotwienie konstrukcji może być zarówno zabiegiem profilaktycznym wykonanym przed uszkodzeniem budowli, jak i zabiegiem naprawy konstrukcji już uszkodzonej, spękanej. Ma to duże znaczenie ekonomiczne, ponieważ w przypadkach wątpliwych nie musimy stosować zabiegów profilaktycznych, zwiększając koszty budowli, a możemy je zastosować dopiero wówczas, gdy już rozpocznie się proces awaryjny i kotwienie jest absolutnie konieczne. Zresztą kotwienie może być zastąpione innymi zabiegami równoważnymi, lecz znacznie tańszymi, jak np. iniekcja ograniczająca poziome przemieszczenia spękane go segmentu (rys.4.9) itp.



Rys.4.9. Stabilizacja spękane go muru oporowe go: 1 – mur oporowy, 2 – spękania, 3 – zestabilizowane przyczółki ściany oporowej, 4 – otwory iniekcyjne, 5 – skarpa

Fig.4.9. Stabilization of a cracked retaining wall: 1 – retaining wall, 2 – crackings, 3 – stabilized abutments of the retaining wall, 4 – injection openings, 5 – counterfort

Po trzecie, proces degradacji konstrukcji umożliwia redystrybucję sił wewnętrznych, a więc wyzwolenie całego procesu przystosowania konstrukcji do podatne go podłoża, do optymalizacji jej sztywności i nośności. Jest to odrębne zagadnienie nośności konstrukcji współpracujących z podłożem lub otaczającym ją ośrodkiem jako miejscowym materiałem budowlanym, który można wykorzystać w systemie stabilizacji takich układów, jak ściany oporowe, przyczółki mostowe, przepusty czy tunele.

Proces degradacji masywnych konstrukcji i redystrybucja ich sił wewnętrznych jest uogólnieniem problemu ich podziału na segmenty również ze względu na inne czynniki, takie jak:

- rozciąganie rozpełzającym się poziomo podłożem,
- ściskanie segmentu na skutek poziome go zagęszczenia podłoża, a zwłaszcza możliwości utraty jego stateczności,
- parcie gruntu wywołane przemieszczeniem poziomym przekazywanym na fundamenty pogrążone poniżej powierzchni terenu,

- zagadnienie dodatkowych obciążeń związanych z rektyfikacją segmentu podnoszonego lub przesuwanego mechanicznie.

Im mniej restrykcyjne wymagania będą stawiane, tym większa szansa, że wznoszenie i utrzymanie budowli inżynierskich w rejonach nieustabilizowanego podłoża stanie się bardziej ekonomicznie opłacalne, a technicznie bardziej dostępne bez konieczności stosowania wysokiej klasy techniki czy technologii. Zarówno przystosowanie budowli do potrzeb eksploatacji, jej rektyfikacja, jak i zabezpieczenie przed awarią poprzez wzmocnienie jej konstrukcji – to złożony proces, który wymaga racjonalnego sterowania.

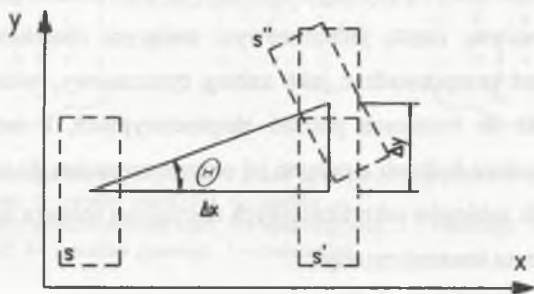
4.2.2. Rektyfikacja budowli inżynierskich

Rektyfikację budowli wykonuje się w celu zachowania lub przywrócenia jej walorów eksploatacyjnych. W zależności od sposobu użytkowania, przeznaczenia budowli rektyfikacja może być procesem ustawicznym, aby zapewnić stałą jej przydatność do technologii ciągłej bądź procesem dyskretnym, często jednorazowym mającym charakter naprawy obiektu. Rektyfikację można też przeprowadzać jako zabieg tymczasowy, właśnie systematycznie przystosowujący obiekt do bieżących potrzeb eksploatacyjnych, a następnie jako zabieg trwały – ostateczna naprawa budowli z pełnym jej przystosowaniem do warunków stałej eksploatacji. Spośród wielu zabiegów rektyfikacyjnych najczęściej spotyka się:

- podnoszenie segmentu konstrukcyjnego,
- likwidację zwichrowania konstrukcji,
- wyprostowanie bryły przechylonej,
- poziome, poprzeczne lub podłużne przesunięcie konstrukcji, lub jej fragmentu.

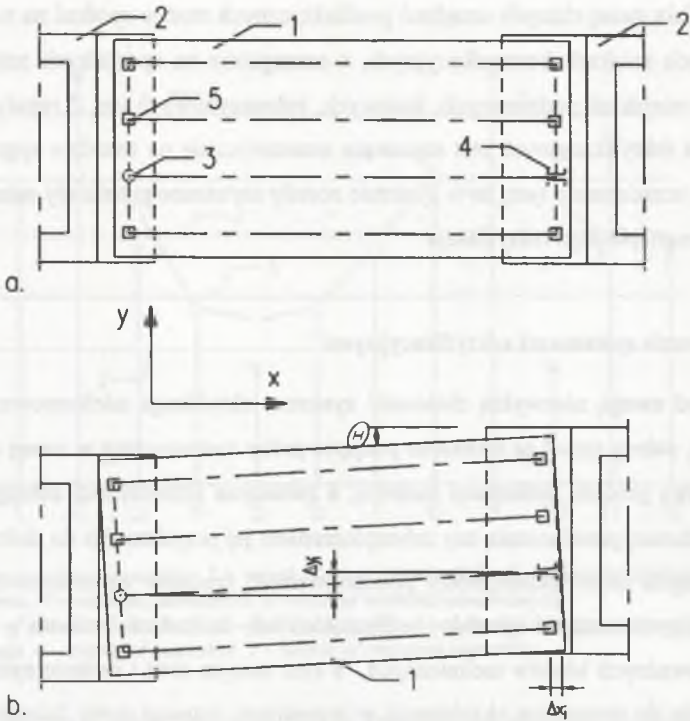
Przykładowo, tego typu zabiegi są wykonywane przy rektyfikacji przęsła mostowego. Obniżone na skutek osiadań przyczółków lub filarów przęsło jest podnoszone na lewarach zainstalowanych na kasztach, a elementy, bryły podporowe są nadbetonowywane z odpowiednim wypoziomowaniem płyt podłożyskowych. Opuszczone na nowe podpory przęsło staje się całkowicie sprawnym elementem konstrukcyjnym. W przypadku nierównomiernych osiadań przyczółków lub filarów następują ich przechyłki poprzeczne, które powodują zwichrowanie płaszczyzny podparcia przęsła. Aby nie nastąpiło trwałe zwichrowanie konstrukcji i spękanie jej poprzecznic, należy natychmiast podbudować łożyska, które utraciły kontakt między górnymi i dolnymi płytami. Stałą rektyfikację wykonamy przy okazji nadbudowy elementów podporowych. Podobnie rektyfikujemy nadmiernie przechylone lub przesunięte przęsło, zwłaszcza w kierunku poprzecznym stwarzającym poważne zagrożenie dla ruchu pojazdów.

Tak przemieszczone przęsło łatwo ulega zablokowaniu w łożyskach ruchomych, stając się układem statycznie niewyznaczalnym podatnym na uszkodzenia w warunkach przemieszczającego się podłoża. Niezwykle ważnym elementem rektyfikacyjnym jest przystosowanie przęsła, a zwłaszcza jego łożysk do prawidłowego reagowania na wszelkie poziome ruchy konstrukcji jako nieodkształcalnej bryły. W kinematyce przęsła wyróżnia się sekwencję chwilowych ruchów postępowych i obrotowych (rys.4.10). System stałych i ruchomych łożysk musi więc pozwolić na swobodne odbywanie się tych ruchów, aby nie nastąpiło zaklinowanie przęsła (rys.4.11). Adekwatnie muszą też być przystosowane dylatacje między poszczególnymi przęsłami lub przęsłami a ściankami żwirowymi przyczółków. Zarówno różnorodność, jak i złożoność zabiegów rektyfikacyjnych skłania nas do przeprowadzenia wszechstronnej, pod różnymi kątami widzenia, analizy proponowanych rozwiązań, a następnie do wyszukania i wyboru propozycji najbardziej racjonalnej, optymalnej.



Rys.4.10. Ruch bryły sztywnej: Δx , Δy – przyrosty współrzędnych x, y , Θ – kąt obrotu, s , s' , s'' – położenie bryły
 Fig.4.10. Motion of a rigid body: Δx , Δy – increments of coordinates x, y , Θ – angle of rotation s , s' , s'' – position of body

Ogólnie można stwierdzić, że istnieje wiele systemów przeprowadzenia rektyfikacji, a w każdym z nich posługujemy się bardzo zróżnicowanym osprzętem technicznym. Najczęściej są to lewary, podnośniki do przesuwania lub podnoszenia konstrukcji. Na terenach, na których z góry są przewidywane szkody górnicze, zaleca się od razu wziąć pod uwagę, rozważyć możliwość ich zainstalowania w specjalnie przygotowanych komorach rektyfikacyjnych. System rektyfikacji może też polegać na sterowaniu osiadaniem podłoża pod budowlą. Stosując jednostronne dociążenie lub nawodnienie, możemy osiadania zwiększyć, aby zlikwidować nachylenie bryły sztywnej, a możemy ją też podnieść wraz z podłożem wykonując iniekcję wysokociśnieniową albo zastrzyki ze środków pęczniących, na przykład z cementu ekspansywnego. Właściwa stabilizacja podłoża —to niewątpliwie również skuteczny zabieg



Rys. 4.11. Schemat ułożenia łożysk na terenach górniczych: a – stan przed eksploatacją, b – zdeformowany most, 1 – przęsło, 2 – przyczółki, 3 – łożysko stałe, 4 – łożysko prowadzące, 5 – łożyska wielokierunkowo przesuwalne, Δx , Δy – przyrosty współrzędnych, Θ – kąt obrotu

Fig. 4.11. Diagram of the location of bearings in mining sites: a – state before mining, b – deformed bridge, 1 – span, 2 – abutments, 3 – permanent bearing, 4 – conducting bearing, 5 – bearings slidable in many directions, Δx , Δy – increments of coordinates, Θ – angle of rotation

rektyfikacyjny. Mogą to być zarówno różne iniekcje zeskalające podłoże, jak i różnorodne systemy zakotwienia budowli w podłożu, zwłaszcza skalnym lub scementowanym. Swoistym zabiegiem rektyfikacyjnym jest wcześniejsze przewidywanie przemieszczeń budowli tak, aby jej prześwity, wszelkie wymiary skrajni czy gabarytów miały odpowiednie zapasy umożliwiające eksploatację obiektu nawet i wówczas, gdy ulegnie on przemieszczeniu. Rektyfikacji podlega w takim przypadku tylko nawierzchnia drogowa czy kolejowa, albo też inne urządzenia eksploatacyjne wewnątrz zwiększonej skrajni.

W bardzo ważnych odpowiedzialnych obiektach inżynierskich instaluje się specjalne urządzenia mechaniczne bądź hydrauliczne, w których elementy rektyfikacyjne, ich wydłużenie lub skrócenie samoczynnie przystosowuje się do zaistniałych przemieszczeń, aby zapewnić równomierne, nieprzerwane podparcie precyzyjnego osprzętu technologicznego. Tego typu urządzenia mogą też chronić osprzęt, agregaty przed wstrząsami i wpływami parasej-

smicznymi. Całą gamę różnych urządzeń profilaktycznych można spotkać na nowoczesnych, szybkobieżnych szlakach komunikacyjnych, a szczególnie na specjalnych szlakach rozmaitych kolei – miejskich podziemnych, liniowych, jednoszynowych itp. Z reguły działanie takich urządzeń rektyfikacyjnych jest sterowane automatycznie na zasadzie sygnałów przekazywanych do urządzenia o tym, że w systemie zostały naruszone przedziały ustalonej tolerancji i że musi nastąpić jego rektyfikacja.

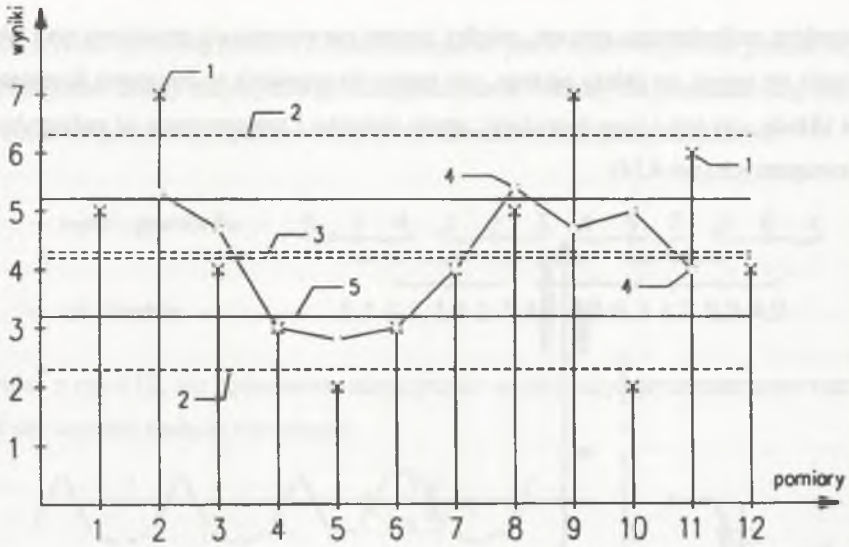
4.2.3. Sterowanie systemami rektyfikacyjnymi

Biorąc pod uwagę niezwykle złożoność systemu rektyfikacji zdeformowanych budowli inżynierskich, należy uznać za wskazane podjęcie próby zastosowania w miarę obiektywnych kryteriów oceny procesu deformacji budowli, a zwłaszcza skuteczności zabiegów mających na celu jej ochronę przed awarią czy zabezpieczeniem jej przydatności do dalszej eksploatacji. Przedwstępna ocena skuteczności podejmowanych środków zapobiegawczych przeciw skutkom mających nastąpić zjawisk – odkształceń lub uszkodzeń budowli – da szansę na uniknięcie poważnych błędów technicznych, a tym samym strat i nadmiernych kosztów jej przystosowania do warunków eksploatacji w zmienionej sytuacji pracy konstrukcji. W celu uruchomienia systemu sterowania należy wprowadzić monitoring potencjalnych przyczyn mogących doprowadzić do wyłączenia budowli z eksploatacji. Najczęściej pomiary dotyczą:

- osiadań terenu i budowli w przypadku terenów górniczych,
- deformacji podłoża osuwających się maszywów geologicznych,
- ruchów poszczególnych brył budowli, zwłaszcza ich wzajemnych przemieszczeń,
- zaciskanie lub rozwarucie szczelin dylatacyjnych,
- pojawienie się nowych rys bądź względnego poślizgu fragmentów budowli wzdłuż pęknięcia,
- przemieszczenia łożysk ruchomych przęsła mostowego.

Wyniki pomiarów są rejestrowane na specjalnych kartach i wprowadzane do przygotowanego programu ich opracowania. Najprostszym, niezawodnym systemem takiego opracowania są macierze przejść Markowa [108]. W tego typu systemie ustala się co najmniej dwa przedziały możliwego, dopuszczalnego zakresu zmian zachodzących w monitorowanym elemencie. Może być tych przedziałów znacznie więcej w zależności od stopnia ich zróżnicowania. Granice przedziałów mogą więc obejmować:

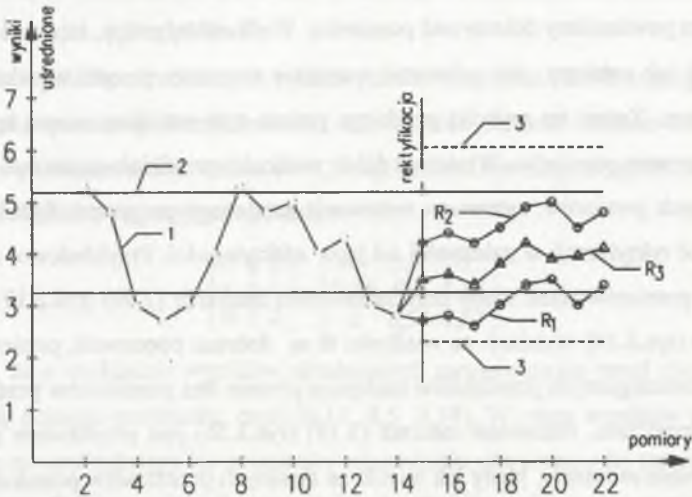
- dopuszczalny obszar zmian monitorowanego czynnika (rys.4.12),



Rys.4.12. Rozrzut wyników pomiarów: 1 – wynik, 2 – rozrzut wyników, 3 – wartości średnie wyników i ich uśrednienia, 4 – wielkości uśrednione, 5 – rozrzut wielkości uśrednionych

Fig.4.12. Scatter of measurement results: 1 – result, 2 – scatter of results, 3 – average values of results and their averagings, 4 – averaged quantities, 5 – scatter of averaged quantities

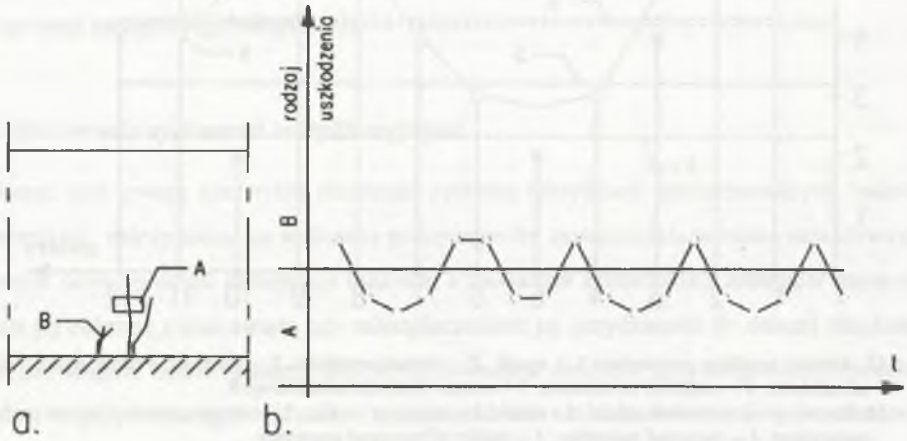
- przedział tolerancji zmian zachodzących w systemie, na przykład ustalony procentowo przedział dopuszczalnych przemieszczeń łożysk ruchomych lub zmian światła, szerokości dylatacji (rys.4.13),



Rys.4.13. Zmiany szerokości dylatacji: 1 – proces zmian, 2 – tolerancja zmian, 3 – tolerancja dylatacji budowli zrektyfikowanych, R_1 , R_2 , i R_3 – przebieg procesu po rektyfikacji budowli

Fig.4.13. Changes of dilatation width: 1 – process of changes, 2 – tolerance of changes, 3 – tolerance of dilatation of rectified structures R_1 , R_2 , and R_3 – course of the process after rectification of structure

- charakter zachodzącego procesu, między innymi rozwieranie się istniejącej rysy lub pojawianie się nowej, co zależy od tego, czy mamy do czynienia ze zmianami kinematycznymi układu, czy też z jego degradacją, utratą nośności i towarzyszącą jej redystrybucją sił wewnętrznych (rys.4.14).



Rys.4.14. Proces rozwoju spękań: a – schemat, b – rejestracja danych, A – plomba i stan rozwarcia szczeliny, B – rysa i stan spękań, t – czas pomiaru, obserwacji
 Fig.4.14. Process of the development of cracks: a – diagram, b – registration of data, A – seal and gaping state of fissure, B – scratch and state of cracks, t – time of measurement, observation

Równie ważnym czynnikiem dobrego systemu sterowania jest ustalenie przedziału próby czasu, w jakim powinniśmy dokonywać pomiarów. Wielkość tej próby, interwał czasu pomiarów musi być tak ustalony, aby uchwycić wszystkie momenty przejść wyników z jednego zakresu w drugi. Zatem im szybciej przebiega proces, tym mniejsze muszą być przedziały czasu wykonywania pomiarów. Właściwy dobór wielkości przedziału może być dokonany na drodze próbnych pomiarów, systemem testowania ustalonego programu. System sterowania może podlegać rektyfikacji w zależności od jego efektywności. Przykładowo, oceniając dobór częstości pomiarów stanu wody przy zestawieniu macierzy (2.99) (rys.2.17), a następnie długości prób (rys.3.14) widzimy, że wielkości te są dobrane poprawnie, ponieważ przejścia wyników z poszczególnych przedziałów następują płynnie bez przeskoków przekraczających cały zakres przedziału. Natomiast macierz (3.19) (rys.3.26) jest przykładem pomiarów, w których pominięto momenty, kiedy ich wyniki ze skrajnych przedziałów przeskakują wartości pośrednie należące do przedziału środkowego. W tym przypadku należałoby przeprowadzić rektyfikację systemu pomiarów, zwiększenia ich częstotliwości, aby uzyskać płynne przejścia z jednego przedziału bezpośrednio do drugiego – bez przeskoków do trzeciego i odwrotnie.

Potraktujmy omawiane wyniki jako zmiany szerokości, światła dylatacji, a granice rozrzu z kolei jako przedział tolerancji tych zmian, wówczas wyrazy ostatniej macierzy możemy uznać za sygnał stanu alarmowego, ponieważ wyraźnie zarysowała się tendencja zbliżania się wyników do dolnej granicy tolerancji – światło dylatacji wykazuje predyspozycje do stałego zaciskania. Musimy, co najmniej, zwiększyć częstotliwość pomiarów, aby się upewnić, czy jest to tendencja trwała, czy też jedynie epizodyczna. Przypuśćmy, że następna trójka wyników wynosi: 3, 2, 3, wówczas dalszy ciąg średnich rozpatrywanych macierzy przyjmuje wartości: 4,3; 3,0 i 2,7, a w ostatniej z nich zajdą następujące zmiany (rys.4.13):

$$\begin{bmatrix} 0 & 2 & 0 \\ 1 & 3 & 2 \\ 0 & 1 & 3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1,0 & 0 \\ 0,17 & 0,5 & 0,33 \\ 0 & 0,25 & 0,75 \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

Wyznaczając końcową macierz przejść [0,07 0,39 0,54] spostrzegamy, że mamy do czynienia z procesem z wyraźnym trendem w kierunku całkowitego zaciśnięcia się dylatacji. Musimy więc przystąpić do rektyfikacji budowli. Można ją wykonać, między innymi, poprzez (rys.4.13):

- poszerzenie światła dylatacji zwiększając przedział tolerancji bez naruszenia przebiegu procesu, który może się samoczynnie ustabilizować wraz ze stabilizacją podłoża (R_1),
- przesunięcie zdylatowanych brył konstrukcyjnych, dzięki czemu nastąpi rektyfikacja przebiegu procesu w tych samych przedziałach tolerancji (R_2),
- zakotwienie poszczególnych brył konstrukcyjnych, w celu odwrócenia zarysowującego się trendu nadmiernego zaciskania dylatacji (R_3).

Odrębnym zagadnieniem jest monitoring procesów pęknięcia konstrukcji inżynierskich, zwłaszcza masywnych, takich jak przyczółki mostowe czy mury oporowe. Pojawiające się pęknięcie może być początkiem dwóch zupełnie odmiennych procesów:

- uszkodzeń kinematycznych, które prowadzą do rozdzielenia budowli na co najmniej dwie wzajemnie przemieszczające się bryły sztywne,
- uszkodzenia wytrzymałościowe, które powodują propagację, rozwój sieci spękań, a w następstwie zniszczenie budowli, jej rozpad.

Wczesne, początkowe rozpoznanie charakteru zaczynającego się procesu nie jest łatwe, ponieważ na początku obydwie przebiegają podobnie. Zarysowuje się pierwsze pęknięcie, które przechodzi w stadium rozwarcia szczeliny, a obok pojawiają się następne pęknięcia, które mogą być zarówno efektem rozpoczynającego się wzajemnego przemieszczenia brył, jak również początkiem procesu spękań prowadzących do zniszczenia konstrukcji. Co prawda, nałożenie plomb lub zainstalowanie czujników pozwala nam odczytać, które szczeliny ulegają

rozwarciu, a które nie, ale trafne odczytanie rzeczywistego mechanizmu zniszczenia wymaga jednak nadzwyczaj obiektywnej oceny uzyskanych informacji – pomiaru rozwarcia szczelin i intensywności ich rozwoju. Musimy wiedzieć, czy mamy do czynienia z podziałem budowli na dwie bryły, czy też ze stopniowym jej niszczeniem, aby można było podjąć prawidłową, skuteczną decyzję o profilaktycznym zabezpieczeniu budowli. Jeśli proces będzie miał charakter zniszczenia kinematycznego, a my zastosujemy kotwienie budowli, to zabieg taki nie będzie skuteczny i może spowodować awarię. W takiej sytuacji powinniśmy wykonać dylatację rozdzielającą naruszone bryły i ewentualne wzmocnienie każdej z nich oddzielnie. Natomiast w sytuacji odwrotnej, gdybyśmy zdylatowali spękaną lokalnie konstrukcję, w której zaczął się proces redystrybucji sił wewnętrznych prowadzący do samoczynnego wzmocnienia, spowodowalibyśmy naruszenie tego procesu i przyspieszilibyśmy całkowite zniszczenie budowli. W tym przypadku właśnie zakotwienie konstrukcji będzie czynnikiem zapewniającym skuteczne wzmocnienie – przyczyni się do właściwego przebiegu redystrybucji sił wewnętrznych i pełnej stabilizacji układu nośnego.

Ogólnie mamy więc do czynienia z dwoma stanami szczelin:

- szczeliny w stanie postępującego rozwarcia, kinematyczne,
- szczeliny jako stan lokalnego zniszczenia, degradacja nośności budowli.

W teorii niezawodności konstrukcji do opisanego dwóch stanów elementu konstrukcyjnego – sprawny (A) i niesprawny (B) używa się elementarnej macierzy przejść Markowa zapisanej za pomocą ciągłych funkcji czasu [36]:

$$\begin{array}{cc} & \begin{array}{cc} A & B \end{array} \\ \begin{array}{c} A \\ B \end{array} & \left[\begin{array}{cc} (1-\lambda\Delta t)P_A(t) & \lambda\Delta tP_A(t) \\ \mu\Delta tP_B(t) & (1-\mu\Delta t)P_B(t) \end{array} \right] \end{array} \quad (4.11)$$

gdzie: $P_A(t)$ – prawdopodobieństwo degradacji, utraty sprawności, niezawodności elementu, $P_B(t)$ – prawdopodobieństwo utrzymania lub przywrócenia sprawności, niezawodności elementu, λ - intensywność zużycia, uszkodzenia elementu, μ - intensywność przywrócenia sprawności elementu, Δt – czas pozostawania elementu w określonym stanie.

W tak zapisanej macierzy element na skrzyżowaniu pierwszego wiersza i pierwszej kolumny oznacza prawdopodobieństwo pozostawania elementu w stanie sprawności, a na skrzyżowaniu z drugą kolumną – w stanie niesprawności, uszkodzenia. Z kolei na skrzyżowaniu drugiego wiersza i pierwszej kolumny mamy prawdopodobieństwo przywrócenia sprawności elementu po jego awarii, a na skrzyżowaniu z drugą kolumną – ponowne jego uszkodzenie. Wszystkie zmiany zachodzą w czasie $t + \Delta t$. Wykorzystując właściwości macie-

rzy przejść Markowa (2.102) i (2.103), możemy więc napisać dwa równania na prawdopodobieństwo poszczególnych stanów elementu we wspomnianym czasie [22]:

$$\begin{aligned} P_A(t + \Delta t) &= (1 - \lambda\Delta t) P_A(t) + \mu\Delta t P_B(t) \\ P_B(t + \Delta t) &= \lambda\Delta t P_A(t) + (1 - \mu\Delta t) P_B(t) \end{aligned} \quad (4.12)$$

Po przejściu do elementarnego przyrostu czasu dt i wykonaniu operacji różniczkowania funkcji mamy układ równań różniczkowych:

$$\begin{aligned} P'_A(t) &= -\lambda P_A(t) + \mu P_B(t) \\ P'_B(t) &= \lambda P_A(t) - \mu P_B(t) \end{aligned} \quad (4.13)$$

Uwzględniając, że suma prawdopodobieństw równa się jeden ($P_A(t) + P_B(t) = 1$) i że w stanie wyjściowym mieliśmy do czynienia ze stanem sprawnego elementu, czyli $P_A(0) = 1$, a $P_B(0) = 0$, wówczas z rozwiązania układu równań (4.13) otrzymujemy:

$$\begin{aligned} P_A(t) &= \frac{\mu}{\lambda + \mu} + \frac{\lambda}{\lambda + \mu} \exp[-(\lambda + \mu)t] \\ P_B(t) &= \frac{\lambda}{\lambda + \mu} - \frac{\lambda}{\lambda + \mu} \exp[-(\lambda + \mu)t] \end{aligned} \quad (4.14)$$

Są to prawdopodobieństwa, które określają stan niezawodności elementu w dowolnym interwale czasu. Funkcje te możemy również wykorzystać do opisu stanu spękań budowli inżynierskiej, w której prawdopodobieństwo $P_A(t)$ będzie określać stan rozwarcia spękań, czyli stan dochodzenia konstrukcji do podziału na dwa elementy – stan uszkodzeń kinematycznych, a prawdopodobieństwo $P_B(t)$ będzie określać stan spękań wytrzymałościowych, które z upływem czasu mogą się ustabilizować, jakby przywrócić sprawność budowli – stan redystrybucji sił wewnętrznych. W tym przypadku parametry λ i μ to:

- intensywność rozwarcia już istniejących szczelin, pęknięć (λ); pękanie sukcesywnie zakładanych na szczeliny plomb,
- intensywność pojawiania się nowych spękań, rozwoju ich sieci (μ).

Określenie parametrów λ i μ dla uzyskania deterministycznego opisu procesów (4.14) jest praktycznie niemożliwe. Są to wielkości z reguły losowe, odmienne w każdym konkretnym przypadku budowli inżynierskiej i otaczającego ją środowiska – całego splotu okoliczności, które towarzyszą procesowi. Toteż zamiast procesem ciągłym w praktyce posługujemy się procesem dyskretnym stosując kwantowanie czasu na okresy, jednostki pomiarów ($\Delta t = 1$). Po takim zabiegu macierz (4.11) stanie się unormowaną macierzą prawdopodobieństw przejść procesu w poszczególne stany A i B po odpowiednio długim czasie jego obserwacji, pomia-

rów, czyli przy $t = \infty$. Ponieważ wyjściową macierzą w rozwiązaniach praktycznych jest macierz unormowana wierszami (2.99), możemy macierz (4.11) zapisać następująco:

$$\begin{matrix} & \text{A} & \text{B} \\ \text{A} & \begin{bmatrix} 1-\lambda & \lambda \\ \mu & 1-\mu \end{bmatrix} & \end{matrix} \quad (4.15)$$

Poszczególne wyrazy tej macierzy oznaczają względne liczby przejścia z jednego stanu do drugiego:

- liczba następujących po sobie pęknięć plomb założonych na szczelinach budowli, rozwieranie się szczelin bez pojawiania się nowych pęknięć $(1 - \lambda)$,
- liczba pojawienia się nowych spękań budowli po pęknięciu plomby (λ) ,
- liczba pękań plomb następujących po spękaniach konstrukcji (μ) ,
- liczba następujących po sobie spękań budowli $(1 - \mu)$.

Wykorzystując procedurę wyznaczania końcowej macierzy przejść Markowa zgodnie z formułami (2.100) ÷ (2.105), otrzymujemy następujące równania na prawdopodobieństwo znalezienia się układu w poszczególnych stanach:

$$\begin{bmatrix} \frac{\mu}{\lambda + \mu} & \frac{\lambda}{\lambda + \mu} \end{bmatrix} = [A \ B] \quad (4.16)$$

czyli

$$\begin{aligned} P_A &= \frac{\mu}{\lambda + \mu} \\ P_B &= \frac{\lambda}{\lambda + \mu} \end{aligned} \quad (4.17)$$

co jest zgodne z rozwiązaniem (4.14), gdy $t = \infty$.

Rozważmy przykładowo, że po stwierdzeniu pierwszego pęknięcia zarejestrowano trzykrotnie pękanie plomb zakładanych na jego szczelinie, a następnie stwierdzono dwukrotnie powtarzające się nowe pęknięcia w sąsiedztwie pierwszego. W dalszej kolejności nastąpiło dwukrotne pęknięcie plomb, najpierw na sąsiedniej szczelinie, a potem ponownie na pierwszej. Kolejne następstwa procesu ilustruje rysunek 4.14, a macierz przejść Markowa przyjmuje postać:

$$\begin{bmatrix} 7 & 5 \\ 4 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,58 & 0,42 \\ 0,8 & 0,2 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

Wynika z niej, że końcowa macierz wynosi $[0,66 \ 0,34]$, co oznacza wyraźną tendencję do podziału budowli na dwie sztywne bryły. Wykonanie dylatacji i wzmocnienie każdej bryły oddzielnie ukierunkuje proces na jednoznaczny przebieg – wzajemne przemieszczenie brył w

granicach wykonanych dylatacji. Usztywnione wzmocnieniami bryły nie będą ulegały dalszym spękanom. Gdybyśmy mieli do czynienia z odwrotnym procesem, należałoby budowlę skotwić, aby ograniczyć rozwarście szczelin i wzbudzić skuteczny mechanizm redystrybucji sił wewnętrznych, w wyniku którego nastąpiłaby pełna stabilizacja budowli – wzrost jej nośności przywracającej zdolność przenoszenia dodatkowych obciążeń. Przedstawiony system monitoringu i opracowania wyników obserwacji stanowi skuteczne narzędzie prognozowania, identyfikowania zjawisk, a następnie zastosowania odpowiednich zabiegów profilaktycznych zabezpieczających budowlę przed kinematycznymi lub wytrzymałościowymi uszkodzeniami czy całkowitym jej zniszczeniem.

Z tych kilku prostych przykładów można wnioskować, że istnieje możliwość stworzenia skutecznego systemu sterowania profilaktycznymi zabiegami pozwalającymi na podejmowanie optymalnych decyzji w zakresie zabezpieczenia budowli inżynierskich zlokalizowanych na nieustabilizowanym podłożu, w tym na terenach szkód górniczych. System może być oparty na programach sterowania urządzeniami produkcyjnymi, takimi jak automatyczne obrabiarki, maszyny włókiennicze itp. Może też być częścią szerszego programu nadzoru i utrzymania szlaków komunikacyjnych lub przesyłowych. Do powszechnego wdrożenia takiego systemu trzeba jednak dostosować odpowiedni monitoring tych cech budowli i otaczającego środowiska, które decydują o przebiegu badanego procesu. Nie zawsze wyniki pomiarów są obiektywnym, wiarygodnym źródłem informacji o parametrach takiego procesu. Pomiaru muszą być wykonywane w odpowiednim czasie, dokładnie uzależnionym od charakteru zmian, jakie dają się zidentyfikować i zarejestrować. W wielu przypadkach tylko interwencja i nadzór eksperta mogą zapobiec pomyłkom. Szczególnie trudno ocenić skutki spękań konstrukcji masywnych, które bezpośrednio współpracują z podłożem i nie zawsze narażone są na zniszczenie nawet wówczas, gdy ulegają częściowej degradacji. Wszystko zależy od przebiegu redystrybucji sił wewnętrznych i przystosowania budowli inżynierskiej do samoczynnego wzmocnienia.

Przykład zastosowania macierzy (4.15)

Nawiązując do wspomnianych wcześniej wyników autorskich badań płyt żelbetowych pracujących w zakresie pozasprężystym [113] zauważono, że pojawienie się zarysowań i rozwieranie się szczelin już zaistniałych jest procesem losowym zbieżnym z procesem niezawodności elementu w systemie konstrukcyjnym. W tym przypadku o zmianie sztywności płyt decyduje przyrost ich obciążenia. Już po pierwszej pojawiającej się rysie następowały na przemian dwa odrębne zjawiska: albo następne pęknięcia, albo rozwieranie się istniejących rys. O ile rozwarście rys miało charakter plastycznego płynięcia spękanych przekrojów,

zwłaszcza odsłoniętego w szczelinie zbrojenia, o tyle spękanom towarzyszył proces redystrybucji sił wewnętrznych. Następowало przystosowanie się uszkodzonych przekrojów do nowych warunków pracy ustroju. Zauważono, między innymi, że niektóre szczeliny nie tylko nie uległy rozwarciu, ale wręcz odwrotnie następowało częściowe ich zamykanie oznaczające względne usztywnienie płyty. Gdy uznamy proces rozwarcia szczelin za proces degradacji płyty i oznaczymy go jako stan A, to proces nowych spękań i redystrybucji sił stanie się procesem względnej odnowy elementu, jego przystosowaniem do nowych warunków obciążenia, czyli stanem B.

Rejestrując dokładnie zarówno rozwieranie się rys, jak i pojawienie się nowych przy ustalonym przyroście obciążenia $\Delta Q = 1$ będziemy w stanie zbudować następującą unormowaną macierz przejść Markowa:

$$\begin{array}{cc} & \text{stan A} & \text{B} \\ \begin{array}{c} \text{A} \\ \text{B} \end{array} & \begin{bmatrix} 1-\lambda & \lambda \\ \mu & 1-\mu \end{bmatrix} & = \begin{bmatrix} \frac{n_{11}}{n_{11} + n_{12}} & \frac{n_{12}}{n_{11} + n_{12}} \\ \frac{n_{21}}{n_{21} + n_{22}} & \frac{n_{22}}{n_{21} + n_{22}} \end{bmatrix} \end{array} \quad (4.19)$$

w której wprowadzone wielkości n_{ij} to:

- n_{11} – liczba przypadków pozostawania płyty w stanie A, czyli liczba następujących po sobie przyrostów rozwarcia szczelin w miarę wzrostu obciążenia,
- n_{12} – liczba przejścia elementu ze stanu A do stanu B, a więc liczba sytuacji, kiedy po dociążeniu płyty po rozwarciu szczelin następowały nowe spękania i redystrybucja sił wewnętrznych,
- n_{21} – liczba przypadków, kiedy element ze stanu B przeszedł do stanu A, co oznacza liczbę przyrostów rozwarcia szczelin, które pojawiają się po serii spękań,
- n_{22} – liczba następujących po sobie przypadków pozostawania płyty w stanie B, to jest powtarzające się jej pęknięcie w miarę wzrostu obciążeń.

Nietrudno zauważyć, że z macierzy (4.19) wynikają bezpośrednio wielkości parametrów funkcji (4.14), czyli:

$$\lambda = \frac{n_{12}}{n_{11} + n_{12}} \quad \text{i} \quad \mu = \frac{n_{21}}{n_{21} + n_{22}} \quad (4.20)$$

które umożliwiają analizę zniszczenia płyty w różnych stanach obciążenia. W analizie tej szczególną rolę spełnia stosunek tych parametrów określany jako współczynnik uszkodzenia systemu. W tym przypadku jest to wskaźnik kruchości materiału płyty i opisuje charakter jej zniszczenia – wytrzymałościowego albo kinematycznego:

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu} \quad (4.21)$$

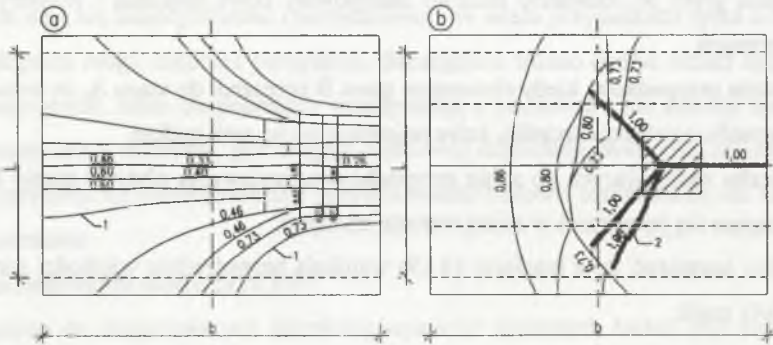
Gdy przy $\lambda = \text{const}$, $\rho = 0$, to płyta będzie się zachowywać jako ciało idealnie kruche i rozpadnie się całkowicie jak szklana szyba już w momencie pojawienia się pierwszej rysy, czyli natychmiast po przekroczeniu jej szczytowej nośności. Jest to globalne zniszczenie wytrzymałościowe. Przy $\lambda = \text{const}$, $\rho = \infty$ płyta po pojawieniu się pierwszej rysy zamieni się w mechanizm z idealnie plastycznym przegubem. W tym przypadku będzie to lokalne zniszczenie kinematyczne.

Rejestrując przebieg zniszczenia płyty przedstawionej na rysunku 4.15 i fotografii, określono następujące przybliżone sytuacje stanu płyty:

$$\begin{array}{cc} \text{stan} & \text{A} & \text{B} \\ \text{A} & \begin{bmatrix} n_{11} = 8 & n_{12} = 3 \end{bmatrix} & \\ \text{B} & \begin{bmatrix} n_{21} = 4 & n_{22} = 7 \end{bmatrix} & \end{array} = \begin{bmatrix} 0,727 & 0,273 \\ 0,364 & 0,636 \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

Z podanego zestawienia wynika, że zgodnie z zależnościami (4.20) i (4.21) $\lambda = 0,273$, $\mu = 0,364$, a $\rho = 0,752$. Są to charakterystyki, które wskazują, że mieliśmy do czynienia z typową płytą krucho-plastyczną. Charakterystykę niszczenia płyty możemy wobec tego zapisać, uwzględniając wzór (4.21), funkcją jej niezawodności (4.14), czyli:

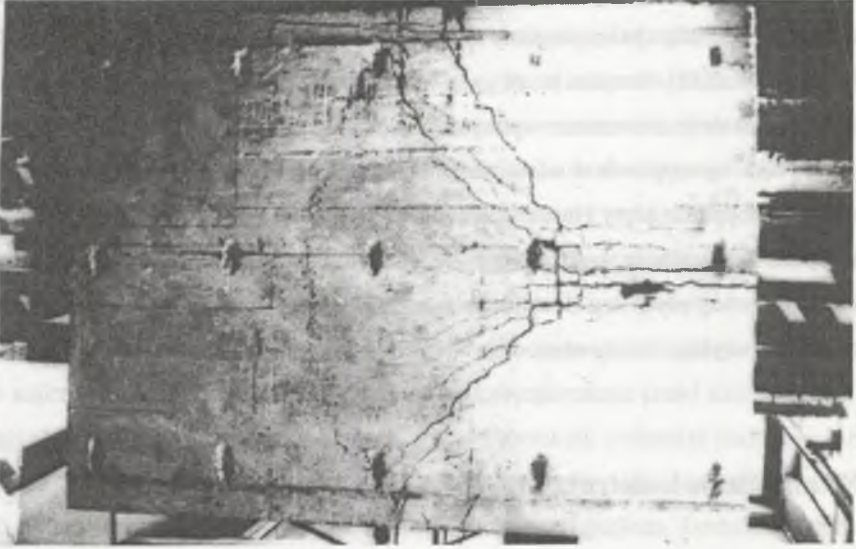
$$P_A(Q) = \frac{1}{1+\rho} \left[1 + \rho e^{-(\lambda+\mu)Q} \right] = 0,57 \left(1 + 0,752e^{-0,637Q} \right) \quad (4.23)$$



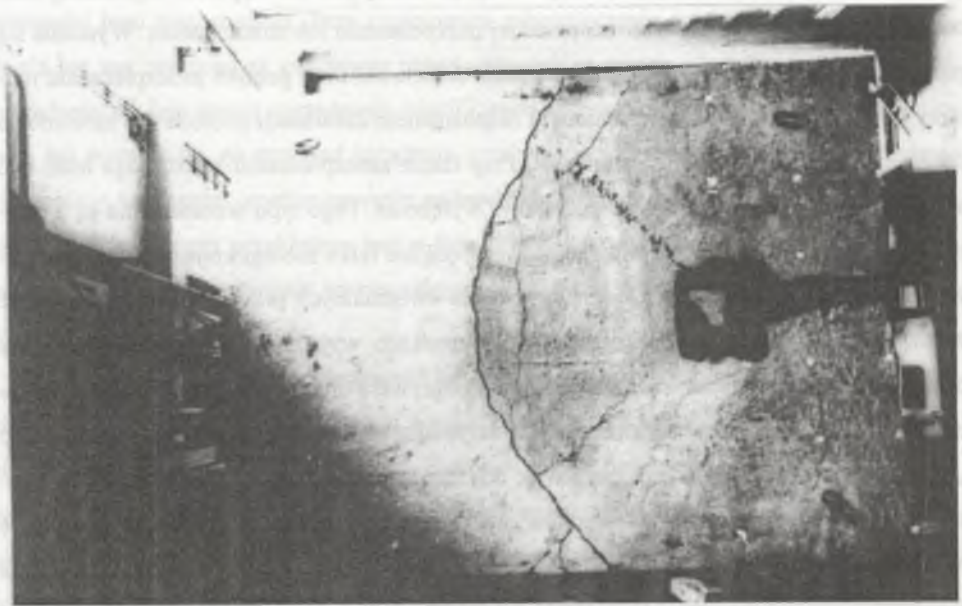
Rys.4.15. Szkic rys zasadniczych powstałych w trakcie badania płyty VIII C: a – dolna powierzchnia płyty, b – górna powierzchnia płyty, 1 – rysa, 2 – miążdżenie betonu

Fig.4.15. Draft of the basic scratches created in the course of studying the slab VIII C: a – lower surface of the slab, b – upper surface of slab, 1 – rift, 2 – crushing of concrete

Wynika z niej, że w zależności od wielkości obciążenia zmienia się kruchość płyty w przedziale od 1 do 0,57, co oznacza wzrost jej uplastycznienia wraz z przyrostem obciążenia.



a.



b.

Fot. 4.16. Rysy w płycie VIIIIC po zakończonych badaniach. Szkic rys na rys. 4.15.

a – dolna powierzchnia płyty,

b – górna powierzchnia płyty

Photo. 4.16. Riffs in plate VIIIIC after completion of studies. Draft in fig. 4.15.

a – loeer surface of slab,

b – upper surface of slab

Z rozwiązania macierzy zgodnie z algorytmem (2.103) lub z podstawienia do równania (4.23) nieskończenie dużej siły Q otrzymujemy tożsamościowe znaczenie prawdopodobieństw stanu A i B płyty [0,57 0,43]. Oznacza to, że grozi jej potencjalne lokalne zniszczenie kinematyczne w 57%, a całkowite zniszczenie wytrzymałościowe w 43%. Jedno i drugie jest więc możliwe, co wynika niewątpliwie z właściwości betonu zbrojonego, przyłożenia sił obciążających, sposobu podparcia płyty i innych czynników.

Zaproponowana metoda może więc posłużyć do analizy wpływu tych różnych właśnie czynników na pracę płyty czy dowolnego innego elementu konstrukcyjnego, czy też całej konstrukcji, na przykład ściany oporowej.

4.3. Wzmacnianie konstrukcji inżynierskich

Wzmacnianie konstrukcji inżynierskich w celu ich uodpornienia na wpływy deformacji podłoża, a szczególnie na wpływy eksploatacji górniczej jest niewątpliwie najbardziej skutecznym zabiegiem ochrony budowli przed jej uszkodzeniem lub zniszczeniem. Wyróżnia się pełne zabezpieczenie budowli i zabezpieczenie częściowe. Przy pełnym zabezpieczeniu musimy jednak dysponować wszechstronnym rozpoznaniem deformacji podłoża i to zarówno co do ich rodzaju, jak i co do ich wielkości. Przy takim zabezpieczeniu konstrukcja musi być wzmocniona na wszelkie możliwe dodatkowe wyężenia. Tego typu wzmocnienia są z pewnością bardzo kosztowne, ponieważ kosztowne będą nie tylko zabiegi konstrukcyjne, ale także, a może przede wszystkim, samo rozpoznanie ewentualnych przyczyn uszkodzeń. Pełne zabezpieczenie stosujemy więc rzadko, w przypadkach wyjątkowo odpowiedzialnych lub cennych budowli, kiedy koszty zabezpieczenia odgrywają drugorzędną rolę. Całkowicie zabezpieczona, wzmocniona konstrukcja jest sztywnym układem budowlanym zdolnym do „pływania” na niestabilnym podłożu, a więc do pełnego wzajemnego przystosowania się konstrukcji i podłoża do możliwych warunków równowagi. Budowla nie tylko tworzy odporny na różnorodne obciążenia ustrój nośny, ale może też być wyposażona w rozmaite urządzenia kompensacyjne przystosowujące budowlę lub jej urządzenia do ciągłej niezawodnej eksploatacji. Niektóre urządzenia kompensacyjne są bardzo proste i można je zrealizować niewielkim nakładem kosztów. Są to, między innymi, kompensatory szyn kolejowych na mostach, kompensatory przewodów rurowych, których wydłużenie lub skrócenie nie stanowi większego problemu technicznego. O tego typu urządzeniach należy niewątpliwie pamiętać, aby je

stosować jako skuteczny, opłacalny zabieg profilaktyczny. Należy natomiast zachować ostrożność zwłaszcza wówczas, gdy kompensator – to złożone, kosztowne urządzenie techniczne – narażony jest na defekty, jeśli znajdzie się w sytuacji nieprzewidzianej.

W częściowych zabezpieczeniach budowli stosujemy wzmocnienia tych elementów konstrukcji, które ewidentnie, jednoznacznie są narażone na uszkodzenia przy większości, jeśli nie wszystkich deformacjach podłoża. W tym przypadku mamy przekonanie, że nie wykonując zabezpieczenia narażamy się na straty wynikające z uszkodzenia budowli i że straty te znacznie przekroczą koszt wzmocnienia. Przy zabezpieczeniach częściowych mamy więc do czynienia z wyraźną optymalizacją wyboru – minimalizacją kosztów i podejmowanego ryzyka. Do najczęściej spotykanych wzmocnień należą zabezpieczenia przed działaniem sił rozciągających, które w normalnych warunkach pracy konstrukcji, zwłaszcza masywnych, rzadko występują; natomiast często spotykamy się z dodatkowym wyęzieniem fundamentów konstrukcji na rozciąganie lub zginanie w warunkach deformacji podłoża. Dodatkowe dobrojenie fundamentów jest więc stosunkowo niewielkim kosztem, a uzyskany efekt wzmocnienia może się okazać na tyle korzystny, że nie powinien budzić jakichkolwiek wątpliwości co do celowości jego zastosowania. Przy częściowym zabezpieczeniu mamy też rękojmię, że budowla nie jest narażona na gwałtowną utratę nośności, na awarię, ale tylko na stopniową jej degradację, co daje szansę uprzedzenia awarii i wprowadzenia innych dodatkowych zabezpieczeń lub wzmocnień, na przykład kotwienia, cementacji, przebudowy itp. Częściowe zabezpieczenie – to również wyeliminowanie najbardziej groźnych oddziaływań, które zagrażają budowli. Klasycznym przykładem jest w tym przypadku zastąpienie konstrukcji statycznie niewyznaczalnych – statycznie wyznaczalnymi, jeśli ustrój budowlany jest wyraźnie uwrażliwiony na deformację podłoża.

W złożonych konstrukcjach inżynierskich, takich jak mosty trudno mówić o pełnym lub częściowym ich zabezpieczeniu, w tym przypadku w grę wchodzi raczej problem wzmocnienia elementów nośnych i pomocniczych, które w całości tworzą budowlę, ale ich rola jest zwykle bardzo zróżnicowana w sensie funkcjonowania budowli jako całości. Na ogół zabezpieczenia powinny dotyczyć nośnych elementów mostowych, a więc przęseł, filarów i trzonów przyczółków. One decydują o bezpieczeństwie konstrukcji i całego szlaku komunikacyjnego. Wiele elementów pomocniczych, zwłaszcza kształtujących przęsło, jest najslabszym ogniwem całego systemu i ulega uszkodzeniu nawet w normalnych warunkach eksploatacji. Ich naprawa jest konieczna, ale ich uszkodzenia nie są bezpośrednim zagrożeniem budowli.

Często tego typu uszkodzenia są pierwszym widocznym sygnałem zwiastującym zbliżającą się zagrożenie dla głównych elementów konstrukcyjnych. Wśród takich elementów można wymienić:

- poprzecznice, których uszkodzenia sygnalizują nierównomierną pracę belek nośnych,
- stężenia, które po uszkodzeniu przestają usztywniać elementy nośne, narażając je na utratę stateczności,
- łożyska, zwłaszcza ruchome, których zablokowanie sprawia ustrój statycznie niewyznaczalny uwrażliwiony na oddziaływania przemieszczeń podpór lub ich podłoża,
- poręcze, chodniki, nawierzchnia drogowa, których ogólna dewastacja oznacza brak stabilizacji przęsła mostowego lub przyczółków,
- skrzydła czy ścianki żwirowe przyczółków, po ich uszkodzeniu stanowią sygnał destabilizacji zarówno mostu, jak i przylegających do niego fragmentów szlaku komunikacyjnego – nasypu, podłoża czy zbocza,
- nawet elementy odwodnienia płyty mostowej, dekoracje architektoniczne, wykończenia zewnętrzne, gdy ulegną uszkodzeniu, mogą być znakiem ostrzegawczym zbliżającej się dewastacji budowli.

Wzmacnianie tych elementów na ogół miałyby się z celem; najczęściej łatwiej je naprawić, niż wzmocnić. Można je natomiast wykorzystać w systemie monitoringu i sterowania profilaktyką elementów nośnych mostu. Właściwie zebrane i przetworzone informacje o zachowaniu się pomocniczych elementów mostu mogą być doskonałym materiałem do oceny i prognozowania jego przydatności do dalszej eksploatacji, o potrzebie jego wzmocnienia lub rektyfikacji jego przęseł.

Do wstępnego wzmacniania konstrukcji, szczególnie konstrukcji nośnych, najczęściej używamy elementów stalowych albo w postaci prętów kotwionych, bądź zbrojeniowych, albo też w postaci kształtowników pracujących jako ciągnia, lub jako elementy rozciągane po stronie rozciągania belek zginanych. Wykonujemy więc dodatkowo zbrojone płyty, ławy fundamentowe bądź wieńce okalające konstrukcje murowane, betonowe czy żelbetowe, zwłaszcza prefabrykowane. Rodzaj zwięźczenia tworzą też kotwy wtopione w nośny element konstrukcyjny; czasami element taki może być rozpatrywany jako fragment konstrukcji zespolonej. Podstawowym zagadnieniem, obok wytrzymałości elementu wzmacniającego, jest zapewnienie jego współpracy z głównym ustrojem nośnym. Wymaga to albo właściwego zakotwienia ciągnięć w ustroju, albo zespolenia elementu wzmacniającego z ustrojem na całej jego długości dla zapewnienia dostatecznej przyczepności, spójności. Niezwykle ważnym zagadnieniem

jest również odpowiednia ochrona stali narażonej na korozję w złożonych warunkach pracy budowli inżynierskiej. W wielu przypadkach występuje potrzeba usztywnienia konstrukcji, aby nie uległa wyboczeniu, lub jej stabilizacji, zabezpieczenia przed utratą stateczności. Istotnym czynnikiem wszelkich zabiegów wzmacniających musi być bardzo wysoka jakość technologii, wykonawstwa robót.

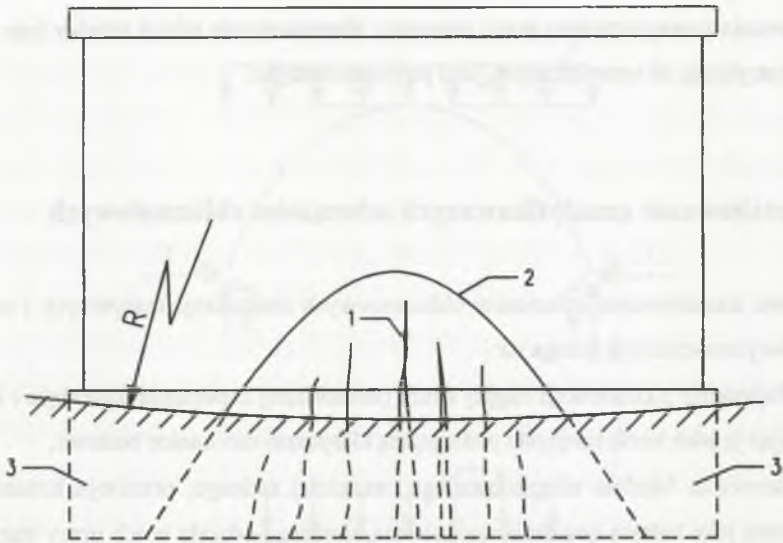
W sytuacjach wątpliwych alternatywnym rozwiązaniem może być zaniechanie wstępnego wzmacniania na rzecz monitoringu i obserwacji budowli, aby można było przystąpić natychmiast do naprawy tych jej elementów, które rzeczywiście okażą się niedostatecznie przystosowane do istniejących warunków pracy. W wielu przypadkach może się również okazać, że uszkodzenia nie są groźne i można je usunąć dopiero przy wykonywaniu bieżącego remontu budowli. W takich przypadkach musimy jednak przeprowadzić pełną ocenę nośności uszkodzonej konstrukcji.

5. NOŚNOŚĆ ZDEGRADOWANYCH KONSTRUKCJI MASYWNYCH

5.1. Wprowadzenie

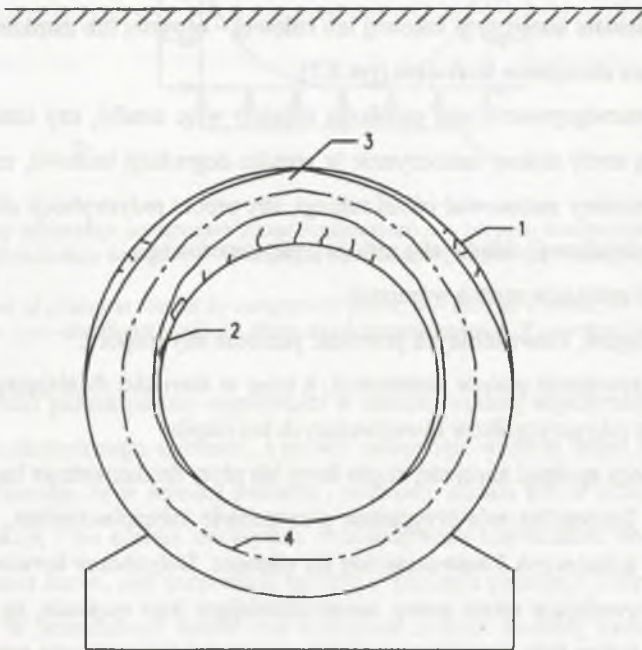
Nie wszystkie konstrukcje bądź ich elementy wymagają zabezpieczenia, wzmocnienia przed jakimikolwiek uszkodzeniami, niektóre z nich, głównie konstrukcje masywne, a także elementy pomocnicze, mogą ulegać lokalnej degradacji, jeśli procesowi temu będzie towarzyszyć odpowiednia redystrybucja sił wewnętrznych prowadząca do przystosowania się ustroju do optymalnych warunków jego nośności, do pełnego wykorzystania wytrzymałości jego elementów konstrukcyjnych. Wśród tego typu konstrukcji inżynierskich można wymienić przyczółki i filary mostów, ściany oporowe, małe mosty betonowe, murowane z cegły lub kamienia, a nawet małe mosty żelbetowe, przepusty pod nasypami drogowymi lub kolejowymi czy wreszcie tunele. Przekroje konstrukcji nośnych takich obiektów są stosunkowo duże, ponieważ ich wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu jest niewielka, a odpowiednią ich nośność osiągamy poprzez zwiększenie przekroju. Ograniczając wyężenie konstrukcji na rozciąganie, z reguły nośność czy wytrzymałość przekrojów na ściskanie wykorzystuje się w takich ustrojach w niewielkim stopniu. W takiej sytuacji, gdy nastąpi uszkodzenie – pęknięcie lub plastyczne płynięcie – najbardziej rozciąganego przekroju konstrukcji, zdaniem autora istnieje możliwość wzrostu naprężeń w strefie ściskania, a konstrukcja może zacząć pracować jako zmodyfikowany ustrój nośny (rys.5.1 i 5.2).

Podobny mechanizm może zadziałać również w elementach pomocniczych, na przykład poprzecznicach przeseł mostowych, skrzydłach przyczółków czy ich ściankach żwirowych, których lokalne uszkodzenia nie stanowią bezpośredniego zagrożenia awarią mostu. Istnieje możliwość naprawy tych elementów z uwzględnieniem ich naturalnego przystosowania się do bardziej racjonalnych warunków ich współpracy z podstawowymi elementami nośnymi budowni inżynierskiej. W tym przypadku modyfikacja schematu obliczeniowego może się okazać bardziej kłopotliwa, ponieważ element pomocniczy spełnia różne funkcje, które nie zawsze są do końca sprecyzowane. Niemniej również w takiej sytuacji należy podjąć próbę



Rys.5.1. Spękany przyczółek jako konstrukcja łukowa: 1 – spękania, 2 – zarys łuku, 3 – osadzone w skale skrzydła fundamentów jako przyczółki, R – promień krzywizny podłoża

Fig.5.1. Cracked abutment as an arch structure: 1 – cracks, 2 – arch profile, 3 – substructure wings fixed in rock as abutments, R – radius of the foundation curvature



Rys.5.2. Zarys mimośrodkowo ściskanej strefy nośnej zdegradowanego przepustu: 1 – spękania, 2 – złuszczenia, 3 – nowa strefa nośna, 4 – oś przekroju nośnego

Fig.5.2. Profile of eccentrically compressed load bearing zone of a degraded culvert: 1 – crackings, 2 – peelings, 3 – new load bearing zone, 4 – axis of load bearing intersection

ukształtowania nowego modelu pracy elementu, sformułowania relacji między jego degradacją a redystrybucją sił wewnętrznych, jaka powinna nastąpić.

5.2. Kształtowanie zmodyfikowanych schematów obliczeniowych

Problem kształtowania schematów obliczeniowych konstrukcji masywnych i niektórych elementów pomocniczych polega na:

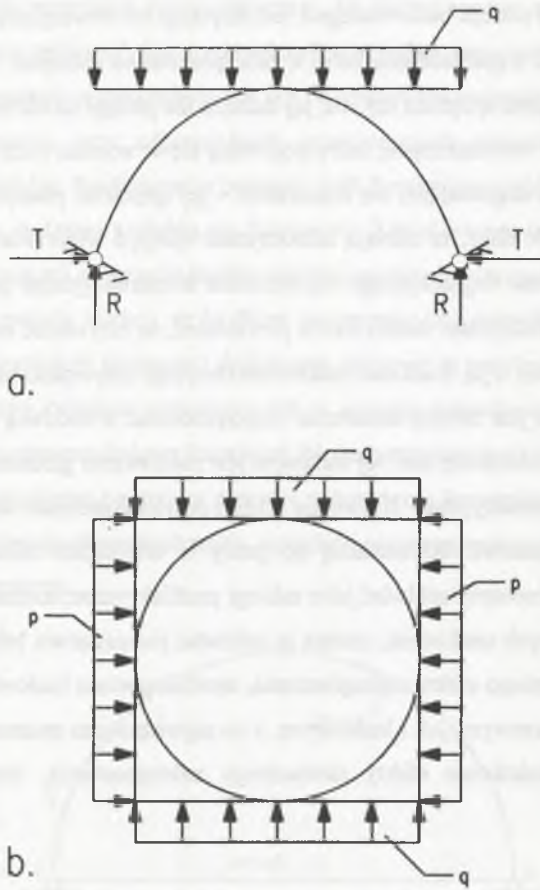
- wyodrębnieniu z konstrukcji ciągłej strefy przenoszącej naprężenia ściskające i ścinające; traktując ją jako strefę sprężystą podlegającą klasycznej mechanice budowli,
- potraktowaniu lokalnie zdegradowanego, wcześniej nośnego, przekroju konstrukcji lub elementu jako balastu obciążającego, ale nie biorącego udziału w ich pracy statycznej ze względu na utraconą zdolność oporu przy rozciąganiu,
- określeniu warunków brzegowych, podparcia w postaci przyczółków lub ściągów, zdolnych zrównoważyć pionowe obciążenia poprzeczne siłami poziomymi rozporem z uwzględnieniem tylko czystego lub mimośrodowego ściskania,
- ustaleniu schematu konstrukcji łukowej lub kołowej – otwartej lub zamkniętej, przenoszącej dwuosiowe obciążenia ściskające (rys.5.3).

W procesie rozwiązywania tego problemu musimy więc ustalić, czy istnieje możliwość uformowania się strefy nośnej samoczynnie w wyniku degradacji budowli, czy takiej możliwości nie ma i musimy zastosować jakieś zabiegi, aby proces redystrybucji sił wewnętrznych doprowadził do stabilizacji układu jako ustroju typu rozporowego.

Wśród takich zabiegów można wymienić:

- założenie ściągów, kotwi zdolnych przenieść poziome siły rozporu,
- poziome usztywnienie podpór konstrukcji, a więc w kierunku działającego rozporu, aby mogły pełnić rolę przyczółków równoważących ten rozpór.

Role ściągów mogą spełniać zbrojone, ciągłe ławy lub płyty fundamentowe bądź wieńce, albo płyty stropowe. Szczególna rola przypadnie niewątpliwie zabezpieczeniom, wzmocnieniom typu zakotwień spinających konstrukcję lub jej element. Dotychczas kotwienie traktowano jako zabieg usztywniający ustrój nośny, uniemożliwiający jego spękanie, co z kolei wymagało, aby sama kotew była elementem o dużej sztywności lub zadawała ustrojowi wstępne sprężenie [79]. Rozróżnia się więc kotwienie bierne, nie dopuszczające do rozwarcia szczeliny i kotwie czynne, zamykające szczeliny w wyniku ich wstępnego sprężenia. Taki model

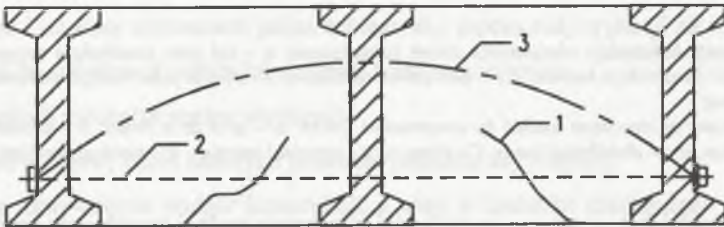


Rys.5.3. Schematy konstrukcji obciążonych siłami ściskającymi: a – łuk jako konstrukcja rozporowa, b – zamknięta konstrukcja kołowa, q, p – obciążenia rozłożone, T – rozpór jako reakcja pozioma, R – reakcja pionowa

Fig.5.3. Diagrams of structures loaded by compressive forces: a – arch as a thrust, b – closed circular construction, q, p – distributed loads, T – thrust as a horizontal reaction, R – vertical reaction

pracy kotwi budzi jednak pewne wątpliwości w zakresie realnej współpracy przeważnie bardzo sztywnego skotwionego elementu, a prawie całkowicie wiotkiej kotwi spinającej ten element. Przypuszczano, że w wyniku pełzania i relaksacji metalu kotew przestaje współpracować z konstrukcją i nie spełnia swojej roli. Przewidywano konieczność dodatkowego, okresowego sprężania kotwi, aby przywrócić jej rolę w procesie czynnego wzmocnienia budowli inżynierskiej. W przekonaniu autora rola kotwienia zyskuje bardziej trafną interpretację w świetle lokalnego uszkodzenia budowli.

Model degradacji ustroju budowlanego i redystrybucji sił wewnętrznych całkowicie zmienia opis mechanizmu współdziałania kotwi z zabezpieczonym ustrojem. Niezależnie od tego, czy kotew była wstępnie sprężona czy nie, jej zadanie nie polega na eliminowaniu spękań, ale na przejmowaniu sił wewnętrznych, które pojawiają się w wyniku tych spękań. Odkształcenia, przemieszczenia degradującej się konstrukcji – jej spękania, plastyczne lub reologiczne płynięcie – są na tyle duże, że zdołają samoczynnie sprężyć właściwie założoną kotew. W tym modelu sztywność degradującego się elementu konstrukcyjnego przystosowuje się do sztywności kotwi. Praktycznie można nawet powiedzieć, że sztywność elementu na rozciąganie spada do zera, więc o jej wielkości całkowicie decyduje sztywność ściągu. Każda kotew o dowolnej sztywności jest zdolna skutecznie współpracować z budowlą niezależnie od tego, czy jest wstępnie sprężona czy nie. Jej zadaniem jest zachowanie globalnej a nie lokalnej ciągłości elementu konstrukcyjnego. Kotwienie może i powinno spełniać ważną rolę w procesie przystosowywania budowli inżynierskiej do pracy w warunkach nieustabilizowanego jej podłoża. Kotwienie możemy zakładać jako zabiegi profilaktyczne, można je stosować po pojawieniu się pierwszych uszkodzeń, można je zakładać jednorazowo lub sukcesywnie aż do uzyskania odpowiedniego efektu zabezpieczenia, ustabilizowania budowli. Mogą być zarówno zabiegami tymczasowym, jak i końcowym, a co najważniejsze można sterować ich naciąganiem, uzyskując dodatkowe efekty skutecznego zabezpieczenia, wzmocnienia budowli (rys.5.4).

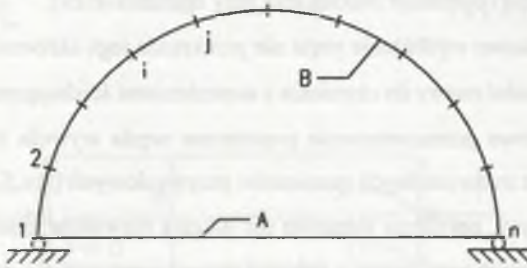


Rys.5.4. Wzmocnienie spękanej poprzecznicy mostu: 1 – spękania, 2 – kotew wzmacniająca, 3 – oś obojętna konstrukcji (sklepienia płaskiego)

Fig.5.4. Reinforcement of a cracked cross bar of a bridge: 1 – crackings, 2 – reinforcing anchor, 3 – neutral axis of the structure (of a flat vault)

Uformowanie przyczółka zdolnego do przejścia rozporu w czasie degradacji konstrukcji i redystrybucji sił wewnętrznych może mieć miejsce zarówno w czasie budowy obiektu, jak i po pojawieniu się jego uszkodzeń. W pierwszym przypadku mogą to być przyczółki mostów czy przepustów sklepionych już przystosowane do przenoszenia rozporu. Proces degradacji konstrukcji jedynie zmienia pierwotną oś obojętną przekrojów budowli, przystosowuje ją do

bardziej optymalnych warunków pracy statycznej. Po skorygowaniu schematu budowli jej rozpór może zarówno wzrosnąć, jak i zmniejszyć się, wobec tego pierwotnie uformowane przyczółki będą wymagały wzmocnienia lub nie. W masywnej budowli przyczółki mogą się uformować samorzutnie, przy odpowiednich ograniczeniach przemieszczeń końcowych fragmentów, przyczółków, fundamentów budowli, jeśli fundamenty zablokują się w podłożu, na przykład w skale, w której zagłębia się fundament. Zablokowanie końców fundamentów lub ścian, korpusu budowli w gruncie będzie również możliwe wówczas, gdy przeprowadzimy jego zeskalenie metodą iniekcji ze środków cementujących, petryfikację gruntu. Końce fundamentów lub konstrukcji można też dodatkowo zakotwić w przyległej skale, w zeskalonym gruncie zwykłymi kotwiami prętowymi lub w gruncie naturalnym – kotwiami gruntowymi osadzonymi za pomocą buławy kotwiącej, bloku betonowego uformowanego w podłożu. Wstępne sprężenie kotwi ograniczy przesów zakotwionej konstrukcji i wzbudzi oczekiwany proces redystrybucji sił wewnętrznych, umożliwi pojawienie się reakcji poziomej nawet przy obciążeniu pionowym.



Rys.5.5. Podział łuku na elementy: 1,2,i,j,n – węzły, A – ciężno, B – elementy
 Fig.5.5. Division of arch into elements: 1,2,i,j,n – joints, A – tension member, B – elements

Ogólnie można powiedzieć, że w wyniku uszkodzeń, degradacji konstrukcji musi powstać ustrój statycznie niewyznaczalny, w którym możliwe jest uwolnienie niektórych więzi upodmiotwiających konstrukcję i umożliwiających redystrybucję sił wewnętrznych wraz z pełną stabilizacją nowego układu nośnego. W obliczeniach będziemy więc mieli do czynienia z rozporowym układem, ustrojem statycznie niewyznaczalnym, który przeanalizujemy pod kątem metody przemieszczeń. Trzeba, aby schemat obliczeniowy był zawsze skrepowany odpowiednią liczbą więzi uniemożliwiających rozerwanie, dezintegrację zdegradowanego, lokalnie spękanego elementu. Najprostszym przykładem takiej konstrukcji może być łuk kołowy wstępnie sprężony ściągiem. Wielkość siły sprężenia nie ingeruje w możliwość zarysowania konstrukcji, ale ogranicza możliwość rozwarcia rysy. Siła sprężenia nie stanowi też zagrożenia w zakresie wybożenia konstrukcji lub jej elementu, ponieważ rozpatrujemy konstruk-

cję masywną o tak dużym przekroju poprzecznym, że wyoboczenie jest niemożliwe. Konstrukcję dzielimy na elementy (rys.5.5) zgodnie z przyjętym modelem obliczeniowym metody sił, przemieszczeń lub elementów skończonych, a obliczenia wykonujemy analogicznie jak w przypadku konstrukcji ciągłych.

5.3. Macierz sztywności elementu zdegradowanego, zarysowanego

W celu napisania macierzy sztywności dowolnego elementu konstrukcji lokalnie zdegradowanej przyjmujemy następujące założenia umożliwiające traktowanie elementu, mimo zarysowania, jako ciała sprężonego:

- element jest wstępnie ściśnięty siłą rozporu, która zapewnia zachowanie ciągłości pręta w warunkach jego jednostkowych przemieszczeń (rys.5.6a),
- jednostkowe obroty węzłów pręta nie powodują jego zarysowania, ponieważ wstępne jego sprężenie (ściskanie) eliminuje rozciąganie przy zginaniu ($\sigma \geq 0$),
- podobnie jednostkowe wydłużenie pręta nie przekracza jego skrócenia podczas wstępnego ściskania, czyli nadal mamy do czynienia z naprężeniami ściskającymi ($\sigma \geq 0$),
- dopiero jednostkowe przemieszczenie poprzeczne węzła wywoła dwie antysymetryczne rysy wynikające z maksymalnych momentów przywęzłowych (rys.5.6b),
- pojawiające się rysy, pęknięcia elementu nie ulegają rozwarciu, ponieważ nie pozwala na to reaktywny moment wynikający z jednostkowego poprzecznego przesunięcia rozporu w węzle „i”.

Żeby zachować postulat ciągłości elementu przy obrotach jego węzłów, musi być spełniony warunek wytrzymałości przy mimośrodowym jego ściskaniu:

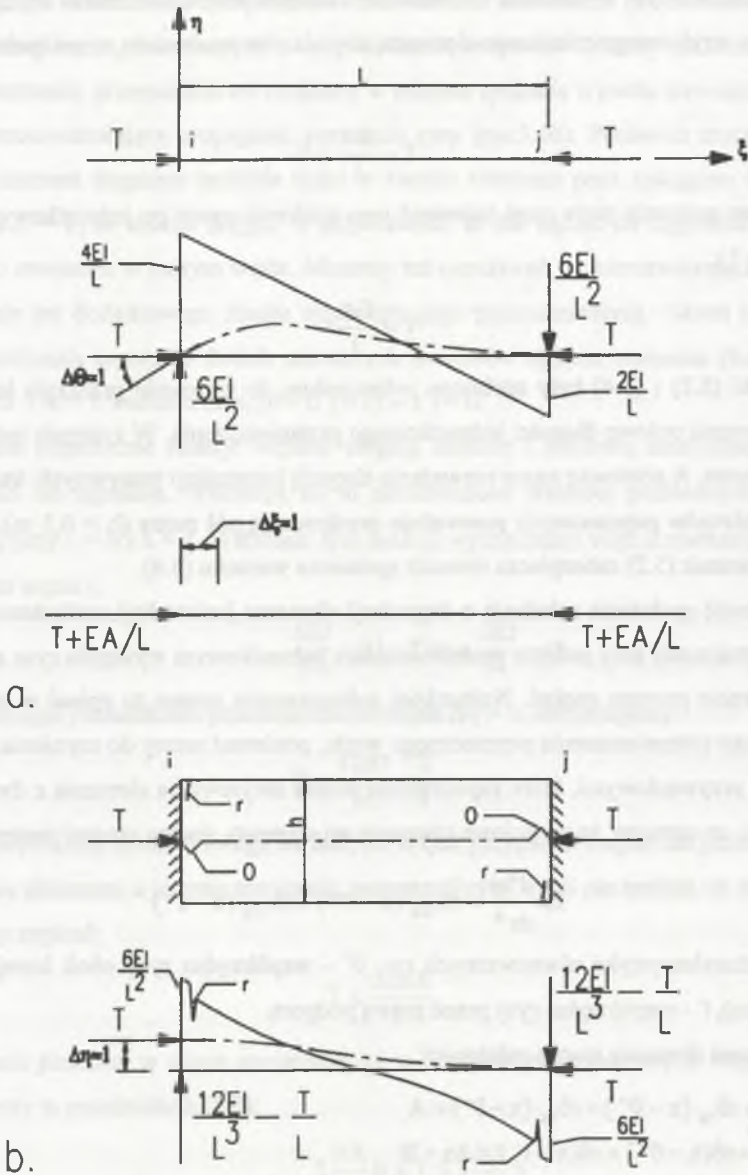
$$\frac{T}{A} - \frac{M}{W} \geq 0 \quad (5.1)$$

gdzie: T – rozpór, wstępne zaciskanie elementu, M – moment zginający przy obrocie węzła ($\Delta\Theta = 1$), A, W – przekrój i wskaźnik wytrzymałości elementu.

Dalsze rozważania odniesiemy do elementu o stałym przekroju poprzecznym o wymiarach: szerokość – b , wysokość – h . Dla takiego przekroju zależność (5.1) będzie spełniona, gdy:

$$T \geq 2 \frac{EA}{l} h \quad (5.2)$$

gdzie: E – moduł Younga, l – długość elementu, h – wysokość jego przekroju poprzecznego.



Rys.5.6. Schemat obliczeniowy elementu:

a – przemieszczenia jednostkowe bez spękań elementu,

b – przemieszczenie ze spękaniami, T – rozpór, r – rysa i jej wpływ na moment zginający, 0 – przesunięcie osi obojętnej, h – wysokość przekroju poprzecznego elementu, l – jego długość, EA i EJ – sztywność pręta, $\Delta\theta$, $\Delta\xi$, $\Delta\eta$ – jednostkowe przemieszczenia węzła i , i, j – oznaczenia węzłów

Fig.5.6. Calculation diagram of an element:

a – unit displacements without crackings of element,

b – displacement with crackings, T – thrust, r – scratch and its effect on the bending moment, 0 – shifting of neutral axis, h – height of transverse cross-section of element, l – its length, EA and EJ – bar rigidity, $\Delta\theta$, $\Delta\xi$, $\Delta\eta$ – unit displacements of joint i , i, j – denotations of joints

Przy jednostkowym wydłużeniu elementu wywołanym przemieszczeniem któregoś z węzłów rozpór, czyli wstępne ściskanie elementu, aby nie uległ rozerwaniu, musi spełniać warunek:

$$T - \frac{EA}{l} \geq 0 \quad (5.3)$$

czyli wstępne sprężenie pręta musi zapewnić jego ściskanie nawet po jednostkowym wydłużeniu ($\Delta \xi_j = 1$):

$$T \geq \frac{EA}{l} \quad (5.4)$$

Aby warunki (5.2) i (5.4) były spełnione jednocześnie, to wysokość przekroju konstrukcji powinna wynosić połowę długości jednostkowego przemieszczenia. W systemie jednostek SI jest to pół metra. A ponieważ nasze rozważania dotyczą konstrukcji masywnych, których wysokości przekrojów poprzecznych przeważnie przekraczają pół metra ($h > 0,5$ m), możemy uznać, że warunek (5.2) zabezpiecza również spełnienie warunku (5.4).

Konieczność spełnienia założenia o degradacji elementu konstrukcji uszkodzonej wymaga, aby przynajmniej przy jednym przemieszczeniu jednostkowym wystąpiła rysa sygnalizująca rozpoczęcie procesu spękań. Najbardziej jednoznacznie można to opisać w przypadku jednostkowego przemieszczenia poprzecznego węzła, ponieważ mamy do czynienia z dużymi momentami przywęzłowymi, które zapoczątkują proces zarysowania elementu z dwóch stron jednocześnie, co oznacza, że wyjściowe równanie osi elementu można zapisać następująco:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = r\delta_{,xx}(x - 0^+) + r\delta_{,xx}(x - l^-) \quad (5.5)$$

gdzie: r - charakterystyka równoważnych rys, 0^+ - współrzędna rysy obok lewej podpory (za nią), l^- - współrzędna rysy przed prawą podporą.

Po scałkowaniu równania mamy zależności:

$$\begin{aligned} Q &= r\delta_{,x}(x - 0^+) + r\delta_{,x}(x - l^-) + A \\ M &= r\delta(x - 0^+) + r\delta(x - l^-) + Ax + B \\ \varphi &= \frac{1}{EJ} \left[rh(x - 0^+) + rh(x - l^-) + \frac{A}{2}x^2 + Bx + C \right] \\ y &= \frac{1}{EJ} \left[r(x - 0^+)h(x - 0^+) + r(x - l^-)h(x - l^-) + \frac{A}{6}x^3 + \frac{B}{2}x^2 + Cx + D \right] \end{aligned} \quad (5.6)$$

Wynika z nich, że dokładny opis zapoczątkowanego procesu jest uzależniony od charakterystyk zarysowań, które z kolei zależą od konkretnych warunków pracy konstrukcji. Możemy jednak w przybliżeniu przyjąć, że zarysowanie nastąpi w ostatnim etapie przemieszczenia

węzła, a jego skutki zostaną zniwelowane natychmiast momentem przeciwdziałającym rozwarciu szczeliny, a pochodzącym od siły ściskania, rozporem T , który na skutek lokalnego przemieszczenia, przesunięcia osi obojętnej w miejscu spękania wywoła wewnętrzny moment (2.31) przeciwdziałający propagacji, rozwarciu rysy (rys.5.6b). Ponieważ moment ten jako impuls, moment skupiony zadziała tylko w świetle elementu poza zasięgiem węzłów przy $x = 0^+$ i $x = 1^-$, to można przyjąć w przybliżeniu, że nie będzie on ingerował w ustalenie wielkości momentu w samym węźle. Możemy też oczekiwać, że nierozwierająca się rysa nie spowoduje też dodatkowego obrotu węzła czy jego przemieszczenia. Nawet z formalnego punktu widzenia mnożniki dwóch pierwszych iloczynów ugięcia elementu (5.6) przyjmując przy $x = 0$ i $x = 1$ wartości zero, $(0 - 0^+) = (1 - 1^-) = 0$.

Jedynie poprzeczne reakcje węzłów ulegają zmianie i stanowią modyfikację macierzy sztywności na zginanie. Wskazują na to nieoznaczone wartości pochodnych $\delta_{,x}(x-0^+)$ i $\delta_{,x}(x-1^-)$ przy $x = 0$ i $x = 1$. Wielkości tych reakcji wyznaczamy więc z równania momentów względem węzła j:

$$\frac{6EJ}{l^2} - Rl - T\Delta\eta + \frac{6EJ}{l^2} = 0 \quad (5.7)$$

Uwzględniając jednostkowe przemieszczenie węzła $\Delta\eta = 1$, otrzymujemy:

$$R = \frac{12EJ}{l^3} - \frac{T}{l} \quad (5.8)$$

Dodatkowo należy zwrócić uwagę na fakt, że w tym przypadku rozpór nie przeciwdziała zarysowaniu elementu, a jedynie rozwarciu, propagacji rysy, czyli nie spełnia on warunku (5.1) i możemy zapisać:

$$T \leq \frac{3EAh}{l^2} \quad (5.9)$$

Ostatecznie jesteśmy w stanie stwierdzić, że w konstrukcjach masywnych rozpór powinien być zawarty w przedziałach (5.2):

$$2 \frac{EA}{l} h \leq T \leq 3 \frac{EA}{l^2} h \quad (5.10)$$

aby zostały spełnione przyjęte założenia. Z kolei oznacza to, że musimy ograniczyć długość elementu do półtora metra przy dyskretyzacji konstrukcji ($l \leq 1,5m$), aby warunek (5.10) mógł być spełniony. Stosując jednostki miar SI mamy wobec tego ustalone zasady dyskretyzacji konstrukcji przy określaniu macierzy sztywności jej elementu zarysowanego:

- wysokość prostokątnego poprzecznego przekroju elementu $h \geq 0,5$ m,
- długość tego elementu $l \leq 1,5$ m.

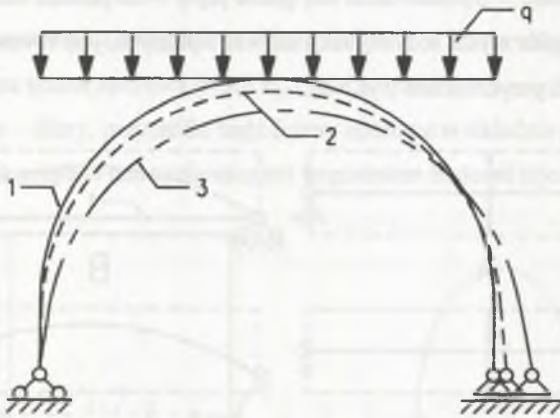
Macierz sztywności tak zdefiniowanego elementu sprężonego rozporem T wynosi więc (rys.5.6):

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{4EJ}{l} & T & \frac{6EJ}{l^2} & \frac{2EJ}{l} & -T & -\frac{6EJ}{l^2} \\ 0 & \frac{Tl+EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{Tl+EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2} & T & \frac{12EJ-Tl^2}{l^3} & \frac{6EJ}{l^2} & -T & -\frac{12EJ-Tl^2}{l^3} \\ \frac{2EJ}{l} & T & \frac{6EJ}{l^2} & \frac{4EJ}{l} & -T & -\frac{6EJ}{l^2} \\ 0 & \frac{Tl-EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{Tl-EA}{l} & 0 \\ -\frac{6EJ}{l^2} & T & -\frac{12EJ-Tl^2}{l^3} & -\frac{6EJ}{l^2} & -T & \frac{12EJ-Tl^2}{l^3} \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

Budowa macierzy wskazuje na wyraźny wzrost sztywności elementu na jego ściskanie. Jest to zgodne z modelem fizycznym konstrukcji masywnych przystosowanych raczej do przenoszenia dużych obciążeń ściskających. Nawet w konstrukcjach zarysowanych rysy ulegają zaciskaniu i cały przekrój poprzeczny elementu konstrukcyjnego jest zdolny przenosić siły wewnętrzne. Również przemieszczenia osiowe przy ściskaniu będą wyraźnie ograniczone do przemieszczeń typu sprężystego, quasi-sprężystych. Znacznie zwiększona będzie natomiast podatność konstrukcji przy jej przemieszczeniu poprzecznym (rys.5.7). Teoretycznie może ona nawet zdążyć do nieskończoności, gdyby rozpór sklepienia płaskiego osiągnął wartość:

$$T = \frac{12EJ}{l^2} \quad (5.12)$$

Widzimy więc wyraźnie, że konstrukcje przygotowane do możliwości samoczynnego ściskającego sprężenia bądź wcześniej wstępnie sprężone są jednocześnie przystosowane do redystrybucji sił wewnętrznych. Nawet konstrukcje obciążone siłami skierowanymi poprzecznie do ich osi podłużnych będą ulegały znacznym pozasprężystym przemieszczeniom poprzecznym, co oznacza, że konstrukcja nie jest zdolna przenosić naprężeń zginających, zwłaszcza po stronie rozciągania i zaczyna pracować jako konstrukcja mimośrodowo ściskana z wyraźnymi predyspozycjami do przenoszenia ściskających sił osiowych. Dodatkowo nadmierne przemieszczenia poprzeczne, szczególnie skłonność konstrukcji zarysowanych do poślizgu stanie



Rys. 5.7. Upodatkienie konstrukcji na przemieszczenia poprzeczne: 1 – oś obojętna konstrukcji, 2 – przemieszczenie osi konstrukcji ciągłej, 3 – przemieszczenie osi konstrukcji zdegradowanej

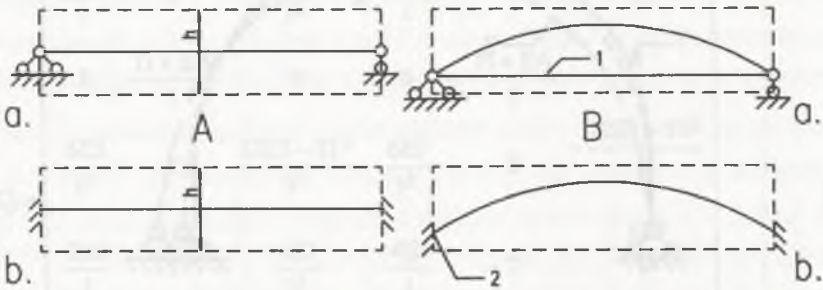
Fig. 5.7. Flexibility of structure in relation to transverse displacement: 1 – neutral axis of the structure, 2 – displacement of axis of a continuous structure, 3 – displacement of axis of a degraded structure

się pretekstem do wzbudzenia suchego tarcia, które w stanie naprężeń ściskających ewidentnie uodporni konstrukcję na ścinanie. Ogólnie można więc skonstatować, że mimo lokalnej nieciągłości niektórych przekrojów konstrukcji masywnej, na skutek redystrybucji sił wewnętrznych ustrój pracuje jako układ ciągły – sprężysto odkształcalny. Jego końcowy stan naprężeń i odkształcenia zależy od jego sztywności na mimośrodowe lub czyste ściskanie. Jego przemieszczenia pozasprężyste lub jego częściowa degradacja są jedynie czynnikiem tworzenia nowego układu nośnego. Mimo więc uszkodzeń czy częściowej degradacji konstrukcji możemy ją traktować jako konstrukcję ciągłą o cechach konstrukcji sprężystej, jeśli potrafimy ustalić właściwy schemat obliczeniowy uwzględniający proces degradacji i redystrybucji sił wewnętrznych. Możemy nadal wykorzystywać zasadę superpozycji oddziaływań.

5.4. Zasady obliczeń statycznych uszkodzonych konstrukcji masywnych

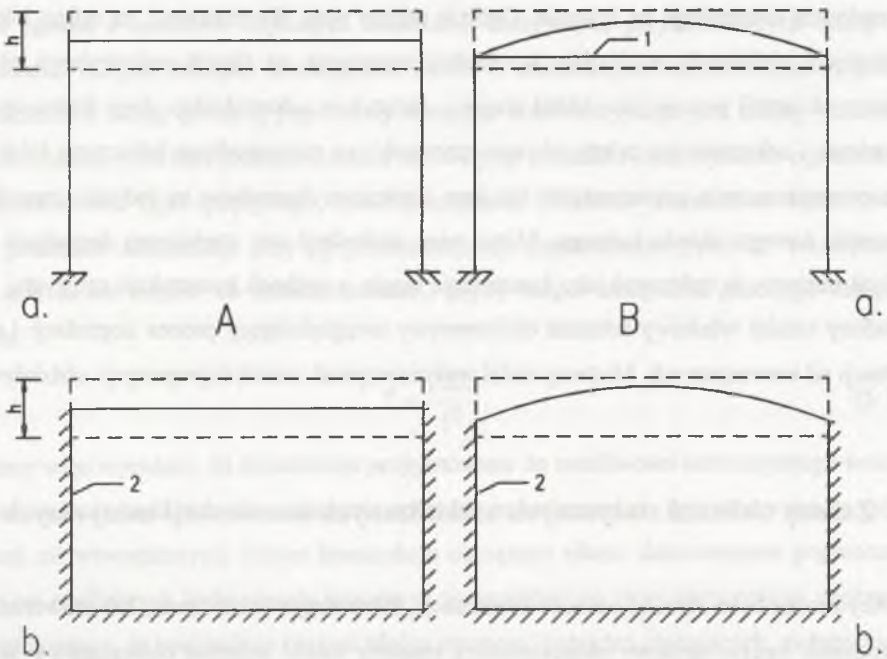
Aby można było określić nośność konstrukcji, która uległa uszkodzeniu lub wówczas, gdy uszkodzenie będzie możliwe (dopuszczalne), musimy ustalić schemat obliczeniowy, w którym część przekroju konstrukcji może ulec lokalnej degradacji, głównie przy zginaniu po stronie rozciągania. Zamieniamy więc:

- konstrukcje zginane – wysokie belki lub grube płyty – na płaskie łuki lub sklepienia, w których rozpór, jako wynik redystrybucji sił wewnętrznych, jest równoważony podłużnymi ściągnięciami bądź przyczółkami (rys.5.8),



Rys.5.8. Schematy obliczeniowe: A – belki jako ustroju nieuszkodzonego, B – łuku płaskiego jako belki uszkodzonej, a – ustrój swobodnie podparty, b – ustrój utwierdzony, 1 – ciegno, 2 – utwierdzenie, przyczółek, h – wysokość belki

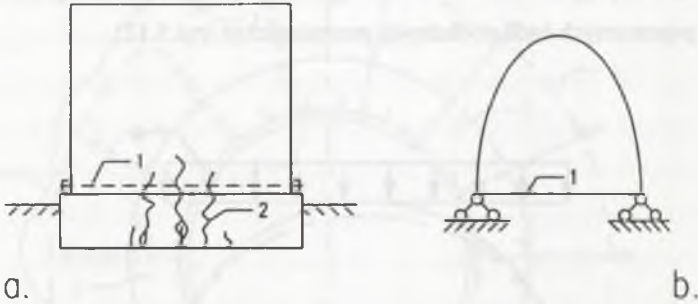
Fig.5.8. Calculation diagrams: A – of a beam as an undamaged structure, B – of a flat arch as a damaged beam, a – free-supported structure, b – fastened structure, 1 – tension member, 2 – fastening, abutment, h – height of beam



Rys.5.9. Schematy obliczeniowe: A – rygla lub płyty ciągłej, B – łuku lub sklepienia płaskiego, a – rama, b – płyta oparta na ścianach zagłębionych w ziemi, 1 – ciegno, 2 – ściana, przyczółek, h – wysokość rygla, grubość płyty

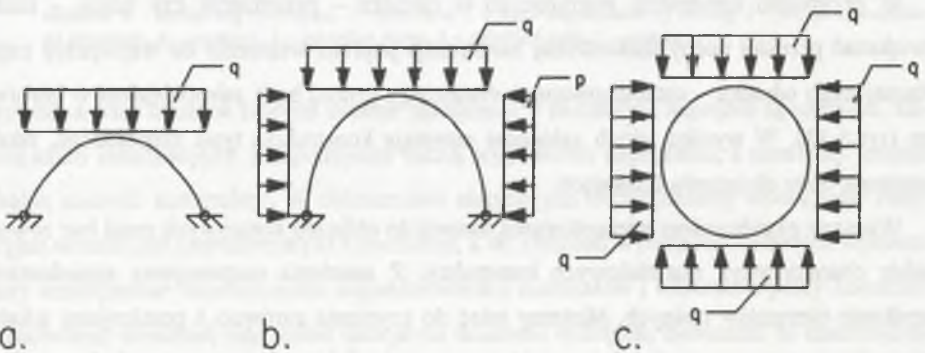
Fig.5.9. Calculation diagrams: A – of a spandrel beam or continuous slab, B – of arch or flat vault, a – frame, b – slab leaning against walls buried in the ground, 1 – tension member, 2 – wall, abutment, h – height of spandrel beam, slab thickness

- podobnie rygle lub płyty konstrukcji ramowych – na elementy krzywoliniowe wywołujące rozpór, przekazywany na ściągi lub na ścianę budowli; w konstrukcjach zagłębionych poniżej terenu – na ścianę oporową (rys.5.9),
- bloki masywne – filary, przyczółki bądź ściany oporowe w układzie podłużnym – na konstrukcje łukowe rozpięte nad uszkodzonym fragmentem budowli (rys.5.10).



Rys.5.10. Schemat obliczeniowy spękanego, a następnie skotwionego filara: a – filar jako blok – fundament, b – praca filara jako sklepienia z ciągnem, 1 – kotew, ciągną, 2 – spękania
 Fig.5.10. Calculation diagram of a cracked and then anchored pier: a – pier as block substructure, b – operation of a pier as a vault with tension member, 1 – anchor, tension member, 2 – crackings

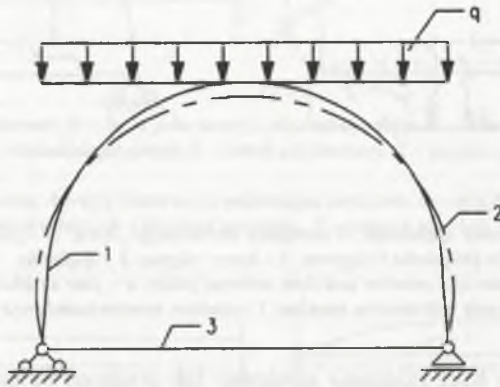
Konstrukcje łukowe bądź sklepione zamknięte lub osadzone na przyczółkach wymagają jedynie poprawienia osi obojętnej przekroju, zbliżenia jej kształtu do osi racjonalnej: paraboli przy jednoosiowym obciążeniu, elipsy przy dwuosiowym zróżnicowanym parciu pionowym i poziomym, a koła – przy hydrostatycznym (rys.5.11).



Rys.5.11. Racjonalne osie konstrukcji łukowych: a – paraboliczna, b – eliptyczna $q > p$, c – kołowa
 Fig.5.11. Rational axes of arch structures: a – parabolic, b – elliptic $q > p$, c – circular one

Operacja przekształcenia konstrukcji z wyjściowego układu nośnego w nowy ma za zadanie ustalić, czy istnieją warunki umożliwiające lokalnie uszkodzonej konstrukcji pracować

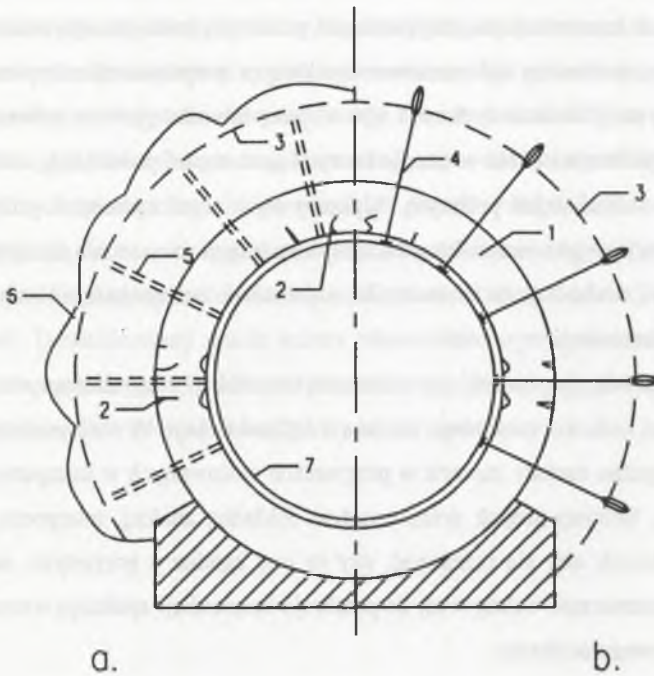
nadal jako ustrojowi ciągłemu, sprężyście odkształcalnemu w części nieuszkodzonej. W analizie tej bierzemy również pod uwagę możliwość przystosowania konstrukcji do nowych warunków jej pracy. Dokonujemy takich zabiegów technicznych, które skutecznie przekształcają konstrukcję i mimo uszkodzeń czynią ją nadal przydatną do eksploatacji. Spośród wielu skutecznych zabiegów należy przede wszystkim wymienić te, które sprzyjają redystrybucji sił wewnętrznych, a więc głównie kotwienie ściągami, sprężanie konstrukcji lub blokowanie, ograniczanie poprzecznych bądź podłużnych przemieszczeń (rys.5.12).



Rys.5.12. Ograniczenie przemieszczeń poprzecznych konstrukcji ściągami: 1 – oś obojętna konstrukcji, 2 – przemieszczenie osi konstrukcji zdegradowanej, 3 – ściąg blokujący nadmierne przemieszczenia
 Fig.5.12. Limiting of the structure transverse displacements by brace: 1 – neutral axis of the structure, 2 – relocation of degraded structure axis, 3 – brace blocking excessive displacements

W przypadku konstrukcji pograżonych w ośrodku – przepustów czy tuneli – można zwiększać przekrój nośny uszkodzonej konstrukcji poprzez włączenie do współpracy części otaczającego ośrodka – ustabilizowanego cementacją gruntu bądź zakotwieniem w górotworze (rys.5.13). W wyniku takich zabiegów powstaje konstrukcja typu zespolonego, zdolna przenosić duże obciążenia ściskające.

Ważnym zagadnieniem przygotowania danych do obliczeń statycznych musi być również dobór charakterystyk materiałowych konstrukcji. Z założenia rozpatrujemy niejednorodne przekroje elementów nośnych. Możemy mieć do czynienia zarówno z przekrojami lokalnie nieciągłymi, zarysowanymi, jak i ze zróżnicowanymi właściwościami materiału konstrukcyjnego, zwłaszcza jeśli przekrój obliczeniowy składa się z różnych warstw tworzących konstrukcję typu zespolonego. Zakładając w obliczeniach jednorodność materiału lub równoważne przekroje zastępcze, ujednorodnione, należy uwzględnić, że rozważamy konstrukcje



Rys.5.13. Zwiększenie przekroju nośnego konstrukcji otoczonej ośrodkiem: a – cementacja ośrodka gruntowego, b – kotwienie górotworu, 1 – konstrukcja, 2 – lokalna degradacja obudowy, 3 – zarys konstrukcji zespolonej, 4 – kotwie, 5 – otwory iniekcyjne, 6 – grunty zeskalone, 7 – torkret

Fig.5.13. Increase of load carrying intersection of a structure surrounded by medium: a – cementation of ground medium, b – anchoring of orogen, 1 – structure, 2 – local degradation of casing, 3 – profile of combined structure, 4 – anchors, 5 – injection holes, 6 – petrified soils, 7 – gunit

masywne, a więc takie, w których lokalne zakłócenia w rozkładzie naprężeń są możliwe, stanowią szum informacyjny. Rozpatrujemy raczej wypadkowe naprężenia, a oceniamy jedynie globalną nośność konstrukcji. W obliczeniach statycznych uwzględniamy wobec tego statystycznie uśrednione charakterystyki konstrukcji, a do obliczeń wytrzymałościowych wprowadzamy zmniejszone współczynniki niejednorodności materiałów i warunków pracy konstrukcji, zakładając obniżoną odporność ustroju na działanie obciążeń, zwłaszcza że analizujemy możliwość ich zmian, wywołanych destabilizacją podłoża. Współczynniki przeciążenia konstrukcji muszą być również wyraźnie zwiększone, aby ogólny przedział ufności wyników obliczeń obejmował całe spektrum niedoskonałości zdegradowanej budowli inżynierskiej. Ogólnie mówiąc, zakładamy, że w warunkach mimośrodowego lub czystego ściskania przekrój konstrukcji masywnej może się przystosować do przeniesienia wypadkowej naprężeń

ściskających, jeżeli jej wielkość nie przekracza globalnej nośności przekroju. Dopuszcza się więc lokalne wyrównanie naprężeń w wyniku częściowego płynięcia plastycznego bądź reologicznego wynikającego z lokalnej koncentracji naprężeń lub intruzji odmiennego materiału. O odkształceniach konstrukcji decydują te części przekroju, które pracują w zakresie sprężystym, a ich cechy, parametry obliczeniowe wynikają ze statystycznej oceny całego przekroju budowli masywnej. Badania tych cech wykonujemy laboratoryjnie na pobranych z konstrukcji próbach bądź bezpośrednio w terenie korzystając z metod pośrednich, zwłaszcza badań nieniszczących lub obciążeń próbnych. Wykorzystując wyniki obciążeń próbnych, możemy określić charakterystyki materiałowe badanej konstrukcji na zasadzie analizy wstecznej (back analysis), czyli dochodząc do ich wartości na podstawie oceny obciążeń i wynikających z nich deformacji konstrukcji.

Ogólnie możemy więc powiedzieć, że obliczenia konstrukcji zdegradowanych traktujemy jako ocenę globalnej nośności ustalonego schematu tej konstrukcji. W obliczeniach wykorzystujemy znane klasyczne metody zawarte w programach stosowanych w komputerowej technice obliczeniowej. Musimy jednak przeprowadzić dokładną analizę, interpretację uzyskanych wyników obliczeń, aby się przekonać, czy są one zgodne z przyjętymi założeniami. Wyniki muszą jednoznacznie wskazywać, że przekroje konstrukcji spełniają warunek mimośrodowego lub osiowego ściskania:

$$0 \leq \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq R_c \quad (5.13)$$

gdzie: N i M – siła normalna i moment zginający, R_c – wytrzymałość na ściskanie, A i W – pole przekroju poprzecznego konstrukcji i jego wskaźnik wytrzymałości.

Układ musi też spełniać warunek wytrzymałości na ścinanie, który ogólnie można zapisać następująco:

$$Q \leq Nf + Ac \quad (5.14)$$

gdzie: Q – siła poprzeczna, f – współczynnik tarcia wewnętrznego, c – spójność materiału.

Cięgno spinające konstrukcję, skotwienie musi zrównoważyć jej rozpór:

$$T \leq A_k R_r \quad (5.15)$$

gdzie: T – rozpór, A_k – przekrój poprzeczny cięgna, R_r – wytrzymałość na rozciąganie.

Podobnie wielkość rozporu nie może przekraczać nośności, oporu przyczółka na przemieszczenie poziome:

$$T \leq N_p \quad (5.16)$$

gdzie: N_p – nośność przyczółka.

Ważnym czynnikiem oceny pełnej przydatności budowli inżynierskiej do dalszej eksploatacji jest stabilizacja procesu jej degradacji. Wymaga to prowadzenia bieżącej kontroli, monitoringu w zakresie aktywności spękań konstrukcji:

- pojawianie się nowych rys świadczy, że układ nie jest jeszcze ustabilizowany,
- podobnie o braku stabilizacji sygnalizuje rozwarście jego rys bądź szczelin,
- proces wietrzenia szczelin – wycieki wody, kruszenie materiału, wysalanie cementu – to również sygnał dalszej degradacji konstrukcji, zapowiedź jej niestabilności.

Dopiero po pełnym uspokojeniu się wszelkich procesów degradacji można powiedzieć, że ustrój nadaje się do bezpiecznej eksploatacji. Aby taki stan osiągnąć, musimy sukcesywnie dokonywać takich napraw, które okażą się całkowicie skuteczne i zatrzymają proces degradacji budowli. Ustabilizowany obiekt należy odpowiednio wyremontować z zabezpieczeniem, zastąpieniem spękań włącznie. Obiekt przystosowany do nowych warunków pracy musi być ustrojem stabilnym, trwałym jak każdy inny obiekt budowlany.

6. UWAGI KOŃCOWE

6.1. Uwagi ogólne

Przedstawiona próba modyfikacji zasad oceny nośności, czy bardziej ogólnie – stabilności budowli inżynierskich posadowionych na deformującym się, z różnych przyczyn, podłożu, jest fragmentem bardziej ogólnego problemu relacji między budowlą a podłożem. Szlaki komunikacyjne czy zabezpieczenia mas ziemnych – to zespolony system nośny. Większość konstrukcji inżynierskich wraz z podłożem stanowi więc fragment masywu gruntowego lub skalnego, który bierze udział we wszystkich procesach, jakie zachodzą w górnej części skorupy ziemskiej. Niezwykła mnogość tych procesów w jakiś sposób oddziałuje na każdą budowlę, ale ustalenie i opisanie tych oddziaływań jak dotychczas nie jest możliwe, a nawet – nie zawsze potrzebne. Chodzi przede wszystkim o wyłowienie tych czynników, które w istotny sposób wpływają na konstrukcję i decydują o jej zachowaniu. Rozstrzygającym czynnikiem, istotą wszelkich rozważań musi więc być próba opisanie i oceny tych właśnie głównych czynników, wypadkowej ich działania. Z mechanicznego i matematycznego punktu widzenia oznacza to opis wypadkowej procesu, jego trendu, a pominięcie w opisie czynników przypadkowych, noszących znamiona szumu informacyjnego.

Można uznać, że taki właśnie charakter ma, szeroko dziś stosowana, teoria obniżenia terenu w zasięgu wpływów eksploatacji górniczej. Jest to niewątpliwie proces niezwykle złożony, odznaczający się wyjątkową losowością, przypadkowością zdarzeń, a jednak dzięki bardzo ogólnemu, prostemu ujęciu matematycznemu daje się opisać w dostatecznym zakresie dla potrzeb technicznych. Trafnie założony generalny przebieg obniżenia terenu posłużył również do ogólnej charakterystyki rodzaju i zakresu deformacji podłoża budowlanego. Szczegółowym uzupełnieniem ogólnej oceny podłoża są pomiary geodezyjne, które wzbogacają informację, wiedzę o konkretnym terenie narażonym na szkody górnicze. W tym świetle można przypuszczać, że ocena przydatności budowli inżynierskich oparta na podobnej zasadzie będzie ścisłym powiązaniem tych budowli nie tylko z podłożem, ale z całym górotworem, który ulega różnym procesom przemian. Ogólna analiza konstrukcji powinna więc dotyczyć jej

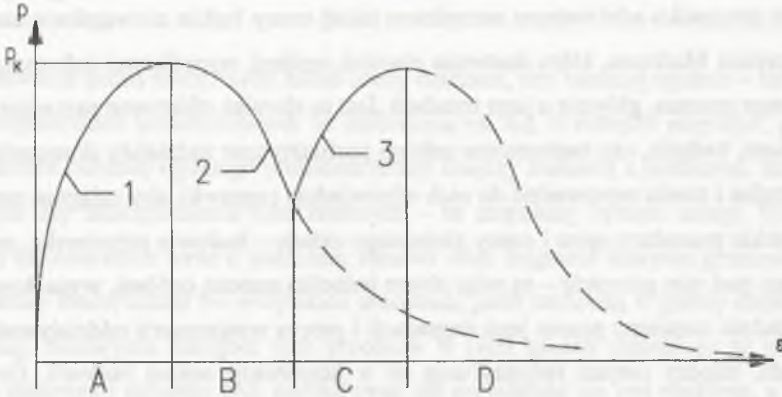
głównych cech użytkowych, jej globalnej nośności i przydatności do eksploatacji. Taką ocenę prezentują niewątpliwie obliczenia oparte na rachunku dystrybucyjnym traktującym o wypadkowych procesach, z pominięciem jego szumu informacyjnego. Podobnie jak w przypadku podłoża monitoring zachowania się budowli inżynierskiej będzie dostarczał nam dodatkowych, szczegółowych informacji o stanie i przydatności konkretnego obiektu.

Ważnym czynnikiem obiektywnej oceny sytuacji, w jakiej się znajdujemy i jakiej możemy się spodziewać w przyszłości, jest interpretacja wyników pomiarów i obserwacji – monitoringu. W tym przypadku adekwatnym narzędziem takiej oceny będzie niewątpliwie analiza macierzy przejścia Markowa, która dostarcza również ogólnej, wypadkowej informacji o przebiegu danego procesu, głównie o jego trendach. Jest to również efektywne narzędzie sterowania procesem, badania, czy zastosowane zabiegi profilaktyczne zadziałały skutecznie, czy też nie były trafne i trzeba wprowadzić do nich odpowiednie poprawki, aby osiągnąć zamierzony cel. Wszystkie procedury opisu i oceny globalnego układu – budowla inżynierska, jej podłoże i zalegający pod nim górotwór – są więc objęte jednolitą metodą ogólnej, wypadkowej analizy. W układzie oceniamy proces jego degradacji i proces wzajemnych oddziaływań elementów układu, między innymi redystrybucję sił w konstrukcji nośnej budowli. Dopiero po stwierdzeniu, na podstawie monitoringu, pełnej stabilizacji procesu zmian w całym układzie możemy rozpatrywać konstrukcję budowli inżynierskiej jako wydzielony obiekt ciągły, w którym spełnione są relacje między naprężeniami (siłami wewnętrznymi) i jej odkształceniami. Możemy przeprowadzić klasyczne obliczenia statyczne i wytrzymałościowe w celu ustalenia niezbędnych wzmocnień i zabezpieczeń budowli.

6.2. Podsumowanie realizacji postawionego celu pracy

Korzystając z rachunku dystrybucyjnego i macierzy przejść Markowa, jesteśmy w stanie analizować zarówno ciągłe, jak i nieciągłe przebiegi współpracy konstrukcji inżynierskich z podłożem ulegającym destabilizacji z różnych przyczyn naturalnych bądź działalności gospodarczej człowieka. Możemy ocenić zakres degradacji obiektu, wydzielić tę jego część, która może nadal przenosić obciążenia, ocenić jej nośność i sformułować warunki, co do dalszej przydatności obiektu do eksploatacji. Podano dwie zasady kształtowania schematu nośnego konstrukcji lokalnie zdegradowanej:

- konieczność istnienia wewnętrznego sprzężenia procesu degradacji konstrukcji z procesem redystrybucji sił wewnętrznych,
- potrzebę ukształtowania w niezdegradowanej części konstrukcji masywnej ustroju nośnego przenoszącego mimośrodowe lub czyste ściskanie i ścinanie z uwzględnieniem sił tarcia wewnętrznego materiału. Mimo lokalnej degradacji tak ukształtowany ustrój nośny jest ustrojem pracującym w zakresie przedniszczeniowym (rys.6.1 – zakres A).



Rys. 6.1. Nośność konstrukcji w pełnym zakresie: 1 – przed uszkodzeniem, 2 – po uszkodzeniu, 3 – po wzmocnieniu, A – przedział pracy konstrukcji przed zniszczeniem, B – zakres nośności degradującej się konstrukcji, C – zakres pracy konstrukcji po jej zrehabilitowaniu, D – zakres nośności po ponownej degradacji

Fig. 6.1. Load capacity of a structure in full range: 1 – before damage, 2 – after damage, 3 – after reinforcement, A – range of the structure operation before destruction, B – range of load capacity of a degrading structure, C – range of structure operation after its re-establishment, D – range of load capacity after renewed degradation

W sytuacjach wątpliwych, gdy przebieg sprzężenia procesu degradacji konstrukcji z redystrybucją jej sił wewnętrznych nie jest jednoznacznie rozpoznany, należy zastosować monitoring umożliwiający ocenę tego przebiegu, a po stwierdzeniu, że nie jest on zgodny z założeniami, trzeba zastosować zabiegi techniczne zmieniające trend w kierunku stanu oczekiwanego. Jeśli zabiegi będą skuteczne, to mimo że układ nośny pracował już w przedziale pozniszczeniowym (zakres B), zaczyna on ponownie działać jako układ ciągły w przedziale przedniszczeniowym (zakres C). Zaistniałe w ustroju nieciągłości ulegają zaciśnięciu bądź zostają wypełnione lepiszczem, albo scementowane.

Metody wzmocnienia i zabezpieczeń konstrukcji zdegradowanych – to nie tylko zabiegi konstrukcyjne, jej przebudowa, ale przede wszystkim kotwienie wewnętrzne brył konstrukcyjnych bądź ich zespolenie z przyległymi bryłami stabilnego, zeskalonego podłoża bądź przylegającego do budowli inżynierskiej masywu geologicznego. Ważnym elementem robót

zabezpieczających budowle są roboty iniekcyjne umożliwiające stabilizację układu: konstrukcja i jej podłoże. Zarówno kotwienie, jak i iniekcja pozwalają na czynne oddziaływanie na układ nośny – wstępne jego sprężenie – co stanowi skuteczne narzędzie techniczne w zakresie sterowania procesem redystrybucji sił i stwarza możliwości całkowitej rehabilitacji uszkodzonej konstrukcji nośnej. Zrehabilitowane konstrukcje, mimo wcześniejszego osłabienia, stają się pełnowartościowymi ustrojami nośnymi, często mogą być przystosowane do przenoszenia większych obciążeń niż zaprojektowane w stanie pierwotnym.

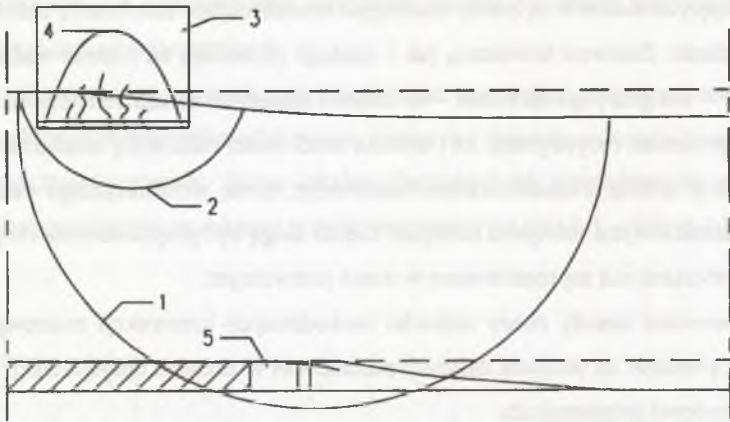
Zaproponowane zasady oceny nośności uszkodzonych konstrukcji mostowych i oporowych mogą posłużyć do podjęcia dalszych poszukiwań w zakresie optymalizacji utrzymania i remontów budowli inżynierskich.

6.3. Zarys dalszych poszukiwań

Dobrze wyważone procedury rozpoznawania stanu budowli w czasie jej eksploatacji, niezależnie od zagrożeń, dają szansę na korzystne, optymalne warunki jej utrzymania - zapewnienia ciągłości jej eksploatacji przy możliwie najmniejszym ryzyku zagrożenia bezpieczeństwa i przy minimalnych kosztach remontowo – naprawczych. Pozwolą na podejmowanie decyzji w zakresie rektyfikacji budowli, jej wzmocnienia i dalszego użytkowania. Wprowadzenie procedur do szerszego systemu komputerowych programów nadzoru i utrzymania budowli inżynierskich znacznie poprawi komfort gospodarki niezwykle licznymi ich zasobami. Ogólny model obliczeniowy przedstawia tabela 5 (rys.6.2).

Tabela 5

Stan komputeryzacji	Wpływ eksploatacji górnictwa na budowlę inżynierską		
	Zachodzący proces	skutki procesu	opis wzajemnych relacji procesu i jego skutków
Skomputeryzowany opis procesów [82]	Degradacja górotworu	obniżenie terenu	funkcja wpływów, pomiary geodezyjne
	Degradacja podłoża budowlanego	nachylenie terenu, krzywizna powierzchni, odkształcenia poziome	pochodne funkcji wpływów, pomiary geodezyjne, monitoring
Potrzeba wyboru programów i rozszerzenia komputeryzacji	Degradacja budowli masywnej	kinematyczny podział na bryły, spękania wytrzymałościowe i redystrybucja sił wewnętrznych	monitoring, macierz przejść – łańcuch Markowa, rachunek dystrybucyjny
	Odkształcenia ciągłe konstrukcji nośnej	siły wewnętrzne i wytężenie konstrukcji	liniowo-sprężyste związki fizyczne



Rys.6.2. Ogólny schemat obliczeniowy bloku wydzielonego na terenie szkód górniczych: 1 – blok wpływu robót górniczych, 2 – blok degradacji podłoża budowli, 3 – budowla zdegradowana, 4 – konstrukcja nośna, 5 – eksploatacja górnicza

Fig.6.2. General calculation diagram of a block isolated in the area of mining damages: 1 – block of the effect of mining operations, 2 – block of degradation of the structure foundation, 3 – degraded structure, 4 – load bearing structure, 5 – mining

Opisuje on zależności między zjawiskami zachodzącymi w górotworze, podłożu budowlanym, w budowni jako masywnej bryle spoczywającej na niestabilizowanym podłożu oraz w jej fragmentach tworzących ciągły ustrój nośny a skutkami, jakie zjawiska te wywołują na powierzchni terenu, w podłożu budowlanym, w bloku budowli i wreszcie w wydzielonej konstrukcji nośnej.

Relacje, związki między przebiegiem procesu a jego skutkami są opisywane w następujący sposób:

- za pomocą funkcji wpływów eksploatacji górniczej na obniżenie powierzchni terenu,
- na podstawie wyników pomiarów geodezyjnych wykonywanych bezpośrednio w terenie,
- z wykorzystaniem pochodnych funkcji wpływów eksploatacji górniczej opisujących nachylenie terenu, jego krzywiznę oraz odkształcenia poziome – ściskające lub rozciągające,
- stosując monitoring – obserwacje i pomiary za pomocą aparatury przystosowanej do pomiaru konkretnej wielkości i zainstalowanej w terenie,
- wykorzystując macierze przejść Markowa do obiektywnej oceny trendu monitorowanego procesu,
- posługując się w obliczeniach wielkościami decydującymi o przebiegu procesu rachunkiem dystrybucyjnym, w którym traktujemy szum informacyjny jako wielkości drugiego rzędu, - pomijalne,

- korzystając ze związków fizycznych między odkształceniami i naprężeniami przy obliczeniach wydzielonego ustroju nośnego.

Część opisanego modelu jest już skomputeryzowana i można oczekiwać, że dalsze prace w tym zakresie obejmą cały model.

LITERATURA

1. Adamczyk L. i inni: Doświadczenia wykonawcy w zakresie realizacji i utrzymania dróg oraz mostów na terenach górniczych. Mat. Konf. Problemy budownictwa drogowego na terenach górniczych, Katowice 1997, ss. 83-96.
2. Ajdukiewicz A., Majewski S.: Próba statycznej oceny wskaźników deformacji terenu górniczego do celów racjonalnego zabezpieczenia budynków. Materiały VI Naukowo-Technicznej Konferencji nt. „Budownictwo na terenach górniczych” w Kamieniu, 1992, ss. 26-34.
3. Ajdukiewicz A., Mames J.: Konstrukcje sprężone. Arkady, Warszawa 1984.
4. Ananiew W.P., Korobkin W.J.: Inżynierska geologia. Izd. „Wyszaja Szkola”, Moskwa 1973.
5. Abielew J.M., Abielew M.J.: Osnovy projektirovanija i stroitelstwa na posadocznich makroporistych gruntach. Moskwa 1968.
6. Awierszin S.G.: Gornyje raboty pod sooruzenijami i wodojomami. Ugletechizdat, Moskwa 1954.
7. Awirom L.S.: Nadjożność konstrukcji sbornych zdaniy i sooruzenij. Leningrad 1971.
8. Anigacz W., Maślankiewicz J.: Pomiarы geodezyjne jako doraźna metoda diagnozowania obiektu mostowego. Mat. Konf. Powódź'97, Wisła 1998, ss. 27-31.
9. Bezpieczeństwo budowli mostowych. Wrocław, 1982. II Konf. Inst. Inż. Łąd. P. Wr.
10. Barycz S., Kocot W., Wodyński A.: Zagrożenia dla konstrukcji mostów na terenach górniczych. Bezp. Pracy i Ochr. Środ. W Górnictwie Nr 1, 1994, ss. 47-52.
11. Boczkaj B.K.: Retaining Walls on Subsidence Areas. Proceedings of conf. Vol 4, Pittsburgh 1994, pp. 66-74.
12. Bieniek K., Burski Z., Mucha A.: Katastrofa powodziowa mostu kolejowego na Sole w Milówce. Mat. Konf. Powódź'97, Wisła 1998, ss. 33-45.
13. Bień J., Gładysz M.: Uszkodzenia kolejowych obiektów inżynierskich w wyniku powodzi. Mat. Konf. Powódź'97, Wisła 1998, ss. 47-55.
14. Biernatowski K.: Fundamenty obiektów i urządzeń przemysłowych. Wrocław 1979.

15. Biliszczuk J., Kmita J.: Odporność na zarysowanie konstrukcji sprężonych w świetle teorii odkształcenia betonu. Konferencja naukowa „Bezpieczeństwo Budowli Mostowych”. Wrocław, wrzesień 1982.
16. Biliszczuk J.: Reologiczna dystrybucja stanu naprężenia w niejednorodnych, izostatycznych konstrukcjach betonowych. PWN, Warszawa – Łódź 1982.
17. Biliszczuk J., Edlebi R.: Analiza efektywności sprężenia betonowej płyty pomostu w wyniku wymuszenia deformacji ciągłych przęseł mostu zespolonego. „Inżynieria i Budownictwo”, 3/1996.
18. Błaszczuk M., Kwiatek J.: Parcie gruntu sypkiego poziomo zagęszczonego na ściany oporowe. Ochrona Terenów Górniczych nr 55, WUG, Katowice 1981.
19. Borcz A.: Teoria konstrukcji żelbetowych. Wybrane zagadnienia. Wrocław 1973.
20. Bielyj L.D., Popow W.W.: Inżynierska geologia. Strojizdat, Moskwa 1975.
21. Bendat J.S., Piersol A.G.: Random Data: Analysis and Measurement Procedures. Wiley-Inters., New York 1974.
22. Bojarski W.W.: Wprowadzenie do oceny niezawodności działania układów technicznych. PWN, Warszawa 1967.
23. Bolszakow W.D., Gajdajew P.A.: Teoria matematycznej obróbki geodezycznych pomiarów. Nedra, Moskwa 1977.
24. Bołotin W.W.: Metody statyczne w mechanice budowli. Arkady, Warszawa 1968.
25. Budryk W., Knothe S.: Wpływ eksploatacji podziemnej na powierzchnię z punktu widzenia zabezpieczenia obiektów. Przegląd Górniczy, nr 11, 1950.
26. Budzianowski Z.: Działanie wygiętego podłoża na sztywną budowlę znajdującą się w obszarze wpływów eksploatacji górniczej. Inżynieria i Budownictwo, nr 6 i 7, 1964.
27. Budzianowski Z.: Zginanie niskich budowli na zboczu niecki górniczej. Inżynieria i Budownictwo, nr 7, 1965.
28. Budzianowski Z., Lessaer S.: O osiadaniach fundamentów posadowionych na sypkim gruncie podlegającym rozpełzaniu w czasie eksploatacji górniczej. Archiwum Inżynierii Lądowej, Warszawa 1966.
29. Budzianowski Z., Lessaer S.: O krzywiznach odkształconej powierzchni terenu podlegającego wpływom eksploatacji górniczej w zakresie potrzeb budownictwa. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 14, nr 3, 1968.
30. Budzianowski Z., Lessaer S.: Zmiany naprężeń w niskich budynkach przy równoczesnym działaniu sił od pełzania gruntu i ugięcia podłoża. Inżynieria i Budownictwo, nr 7, 1969.

31. Czudek H., Zobel H.: Niektóre aspekty pracy zespolonej belki skrzynkowej. III Konferencja Naukowo-Techniczna „Bezpieczeństwo Budowli Mostowych” Wrocław 1987.
32. Dembicki E. i in.: Fundamentowanie. Podłoże budowlane. Arkady, Warszawa 1987.
33. Duff P.M.D., Walton A.H.E.K.: Cyclic sedimentation. Elsevier, New York 1967.
34. Davis J.C.: Statistics and Data Analysis in Geology. Wiley, New York 1973.
35. Fedorowicz L., Fedorowicz J.: Wpływ sztywności monolitycznej kondygnacji piwnicznej na wartości sił osiowych w ławach rusztu fundamentowego przy poziomym rozluźnieniu terenu. Ochrona Terenów Górniczych, 88, 1989, ss. 14-23.
36. Fidels E. i in.: Matematyczne podstawy oceny niezawodności. PWN, Warszawa 1966.
37. Fizdel I.A.: Diefekty i metody ich ustranienija w konstrukcjach i sooruzenijach. Strojizdat, Moskwa 1970.
38. Fijałkowski Z i in.: Doświadczenia Krakowskiego Biura Projektów Dróg i Mostów „Transprojekt” w projektowaniu dróg i obiektów inżynierskich na terenach podlegających wpływom eksploatacji górniczej. Mat. Konf., Katowice 1997.
39. Flaga K., Kaczmarczyk S.: Wpływ granicznych odkształceń w betonie na zarysowanie rozciąganej strefy żelbetowych belek mostowych. II Konferencja „Bezpieczeństwo Budowli Mostowych” Wrocław 1982.
40. Gawęcki A.: Mechanika materiałów i konstrukcji prętowych. Poznań 1998.
41. Gil-Kleczeńska B.: Wpływ rozpełzania podłoża gruntowego na osiadanie budowli o fundamentach płytowych. Dysertacja doktorska, GIG, Katowice 1978.
42. Glinko H.: Przebieg procesu rozluźnienia gruntów spoistych na terenach górniczych w świetle badań wytrzymałościowych i mikrostrukturalnych. Prace Inst. Inż. Budowl. i Sanit. Pol. Lubel., S.: A, nr 10, Lublin 1984.
43. Głomb J.: Drogowe budowle inżynierskie. WKiŁ., Warszawa 1988.
44. Główny Instytut Górnictwa: Instrukcja 12, Katowice 2000.
45. Głomb J.: Wyposażenie mostów. WKiŁ., Warszawa 1976.
46. Griffiths J.G.: Scientific Method in Analysis of Sediments. McGraw – Hill, New York 1967.
47. Gryczmański M.: Zastosowanie metody elementów skończonych do określania naprężeń w podłożu budowli na terenach górniczych. Konferencja PAN „Budownictwo na terenach górniczych o dużych deformacjach”. Katowice 1976, ss. 128-139.

48. Gryczmański M.: Analiza statyczna układu „konstrukcja sprężysta-podłoże górnicze” mieszaną metodą elementów skończonych i brzegowych. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej „Komputerowe metody projektowania budowli na terenach górniczych”, Katowice 1981, ss. 103-121.
49. Hahn G.J., Shapiro S.S.: Statistical Models in Engineering. Wiley, New York 1967.
50. Harbaugh J.W., Bonham-Carter G.: Computer Simulation in Geology. Wiley, New York 1970.
51. Janas M.: Nośność graniczna łuków i sklepień. Arkady, Warszawa 1967.
52. Kamiński M., Szechiński M., Ubysz A.: Teoretyczne i praktyczne podstawy obliczania ugięć elementów żelbetowych. DWN, Wrocław 1998.
53. Kaniewski Z.M.: Rachunek prawdopodobieństwa. WNT, Warszawa 1969.
54. Kawulok M., Śliwka J., Śliż W.: Ocena wpływu eksploatacji górniczej na budowaną estakadę w ciągu ul. Wrocławskiej w Bytomiu. Mat. konf., Konstrukcja i wyposażenie mostów, Wisła 1997, ss 161-170.
55. Kawulok M.: Identyfikacja warunków pracy budynku wielkopłytkowego podlegającego wpływom eksploatacji górniczej. Praca doktorska, Pol. Śląska, Gliwice 1980.
56. Kawulok M.: Doświadczalna analiza współczynnika podatności podłoża. I Nauk.-Techn. Konf. „Budownictwo na terenach górniczych”, Katowice – Kamień k. Rybnika 1985, ss. 65-80.
57. Kisiel J., Dimitruk S., Lysik B.: Zarys reologii gruntów. Arkady, Warszawa 1969.
58. Kisiel J. i in.: Budowle przemysłowe. Budownictwo betonowe XII. Arkady, Warszawa 1970.
59. Kłeczek Z.: Geomechanika górnicza. Śląsk, Katowice 1994.
60. Kłosek K.: Napór gruntu na przyczółki mostowe w warunkach deformacji terenu górniczego. Mat. Konf. Konstrukcja i wyposażenie mostów, Wisła 1997, ss. 197-188.
61. Kłosek K.: Wpływ odkształceń podłoża górniczego na współpracę podtorza z nawierzchnią dróg kolejowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, z. 66, nr 929, Gliwice 1988.
62. Kłosek K.: Wpływ górniczych deformacji na rozkład naprężeń poziomych w podsypce kolejowej w ujęciu mechaniki ośrodków dyskretnych. Konf. Nauk. – „Drogi Kolejowe”, Gdańsk 1981, ss. 333-339.
63. Kłosek K.: Podłoże rusztu torowego w ujęciu rozwiązań mechaniki ośrodków dyskretnych. Mat. II Krajowej Konf. Nauk. „Drogi Kolejowe”, Poznań-Rydzyna 1983, ss. 89-96.

64. Kmita J.: Mosty betonowe. Część I, Podstawy wymiarowania; Część II. Podstawy kształtowania. WKiŁ, Warszawa 1994.
65. Kmita J., Bień J., Machelski C.: Komputerowe wspomaganie projektowania mostów, WkiŁ, Warszawa 1989.
66. Król W.: Statyka fundamentów żelbetowych. Arkady, Warszawa 1964.
67. Konwiński A.: Powódź, lipiec 1997. Środkowe Nadodrze. PKP Zielona Góra. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1998.
68. Kratzsch H.: Bergschadenkunde. Deutscher Markscheider-Verein e.v. Bochum 1997.
69. Kubański A., Leszczyński J.: Iniekcyjna modyfikacja podłoża gruntowego pod obiektami inżyneryjnymi. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1988, ss. 195-203.
70. Kubik J.: Reologia kontaktu konstrukcji z górotworem. Zeszyty Naukowe WSI w Opolu, Opole 1982.
71. Kwiatek J.: O działaniu budowli na podłożu górnicy. Rozprawa habilitacyjna. Prace GIG, seria dodatkowa, Katowice 1969.
72. Kwiatek J.: Niesprężyste winklerowskie podłoża górnicy. Ochrona Terenów Górniczych, nr 49, 1979.
73. Kwiatek J.: Ława fundamentowa na częściowo sprężystym podłożu w rejonie eksploatacji górnicy. Inżynieria i Budownictwo, nr 8, 1981.
74. Kwiatek J.: Wybrane problemy geotechniki terenów górnicy. Wyd. PAN, 1984.
75. Kwiatek J.: Zachowanie się podłoża budowli pod wpływem wielokrotnych eksploatacji górnicy. Ochrona Terenów Górniczych, nr 70, 1984.
76. Kwiatek J., Glinko H., Zawora J.: Stany graniczne w gruncie na terenach objętych wpływami podziemnej eksploatacji górnicy. Prace GIG, nr 532, Wydawnictwo „Śląsk”, Katowice 1972.
77. Kwiatek J. i in.: Eksploatacja górnicy w aspekcie jej oddziaływania na budownictwo drogowo-mostowe. Mat. Konf. Problemy budownictwa drogowego na terenach górnicy, Katowice 1997, ss. 17-28.
78. Kwiatek J i in.: Ochrona obiektów budowlanych na terenach górnicy. GIG, Katowice 1997.
79. Ledwoń J.A.: Budownictwo na terenach górnicy. Arkady, Warszawa 1983.
80. Luetkens O.: Bauen im Bergbauggebiet – Bauliche Maßnahmen zur Verhütung von Bergschäden. Springer – Verlag, Berlin (Göttingen) Heidelberg, 1957.
81. Madaj A., Wołowicki W.: Mosty betonowe, wymiarowanie i konstruowanie. WKiŁ, Warszawa 1998.

82. Majewski S.: Fizycznie nieliniowy model podłoża górniczego współpracującego ze sprężystą konstrukcją budynku. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Mechanika, z. 103, nr 1112, Gliwice 1991, ss. 149-152.
83. Majewski S.: Numeryczna analiza interaktywnego układu budynek-podłoże poddanego działaniu poziomych deformacji terenu górniczego. Inżynieria i Budownictwo, 1992, nr 8, ss. 288-293.
84. Majewski S.: Numeryczna analiza fizycznie nieliniowego układu budynek-podłoże w warunkach poziomych deformacji górnich. Materiały XXXVII Konferencji KIL PAN i KN PZITB w Krynicy, tom: Konstrukcje betonowe, 1991, ss. 79-84.
85. Majewski S.: Analiza żelbetowej ściany poddanej wpływowi poziomych i pionowych deformacji górnich. Materiały XXXVIII Konferencji Naukowej KIL PAN i KN PZITB w Krynicy, tom: Konstrukcje betonowe, 1992, ss. 91-96.
86. Majewski S.: Sprężysto-plastyczny model współpracującego układu budynek-podłoże poddanego wpływom górnich deformacji terenu. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, z. 79, nr 1271, Gliwice 1995.
87. Mańko Z.: Wzmocnienie uszkodzonych przyczółków betonowych stalowego wiaduktu kolejowego. Mat. Konf. Konstrukcja i wyposażenie mostów, Wisła 1997, ss. 277-289.
88. Mańko Z.: Stadium nad wzmocnieniem pomostu w stalowym moście drogowym o konstrukcji kratownicowej z jazdą dołem. Mat. Konf. Naukowo-Technicznej „Mosty w drodze do XXI wieku”, Gdańsk – Jurata 3-5 września 1997, ss. 485-513.
89. Murzewski J.: Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Arkady, Warszawa 1989.
90. Müller L.: Der Felsbau. Theoretischer Teil. Verlag, Stuttgart 1963.
91. Niechoroszew J.P., Korotkow M.W.: Wyjemka uгля pod magistralnymi żelaznymi drogami. Niedra, Moskwa 1968.
92. Olszak W.: Konstrukcje wstępnie sprężone, T. 1. PWN, Warszawa 1955.
93. Pisicyn M.E.: Woprosy projektowania i stritelstwa małych iskustwiennych sooruzenij. Transport, Moskwa 1966.
94. Popow S.A.: Mosty i tonneli. Transport, Moskwa 1977.
95. Poliakov S.: Design of Eartquake Resistant Structures. Mir, Moskwa 1974.
96. Pienta H.: Wpływ eksploatacji górnich na stan sieci drogowej DOKP Katowice. Mat. Konf. Problemy budownictwa drogowego na terenach górnich, Katowice 1997.
97. Problemy projektowania, budowy i utrzymania mostów małych. Konferencja Naukowo-Techniczna. Wrocław 1994.

98. Radomski W.: Analiza wpływu technologii na efektywność budowy mostów betonowych. Biblioteka drogownictwa. Zagadnienia budowy współczesnych mostów betonowych, WKiŁ, Warszawa 1982, ss. 90-115.
99. Radomski W., Trochymiak W., Gryszkiewicz M.: Analiza numeryczna katastrofy postępującej mostu kratownicowego. Mat. Konf., Powódź '97, Wisła 1998, ss. 297-309.
100. Reuter F., Klengel K.J., Pašek J.: Ingenieurgeologie. Verlag, Leipzig 1980.
101. Riabinin I.A.: Reliability of Engineering Systems. Principles and Analysis. Mir, Moskwa 1976.
102. Rozin Ł.A.: Stierzniewyje sistemy kak sistemy kaniecznych elementow. I.L.U., Leningrad 1976.
103. Rosikoń A.: Budownictwo komunikacyjne na terenach objętych szkodami górnictwami. WKiŁ, Warszawa 1979.
104. Ryżyński A., Apanas L.: Obliczanie ugięć belek żelbetowych z uwzględnieniem skokowych zmian sztywności, Materiały XXV Konferencji Krynickiej, t. III, 1980, ss. 205-212.
105. Ryżyński A.: Stany graniczne użytkowania mostów betonowych, Rozprawy nr 108, Wyd. Pol. Poznańska, 1980.
106. Sawicki J.M.: Prognozowanie jako narzędzie ochrony przed powodzią. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1998, ss. 309-314
107. Superniak Sz., Antosz M., Pałus M.: Rozpoznanie obrazowe zjawisk meteorologicznych i powodziowych południowego regionu Polski. Mat. konf. Powódź '97, Wisła 1998, ss. 353-362.
108. Schindowski E., Schurz O.: Statistische Qualitätskontrolle. Verlag, Berlin 1974.
109. Starosolski W.: Uwzględnienie nośności granicznej i odporności na rysy przy projektowaniu konstrukcji sprężonych, Inżynieria i Budownictwo, 1/1967.
110. Strang G., Fix G.J.: An Analysis of the Finite Element Method. Prentice – Hall, 1973.
111. Strycharz B.: Funkcjonowanie systemu zarządzania utrzymaniem dróg w aspekcie braku bazy danych o deformacjach górnictwowych oraz braku wymagań techniczno-budowlanych dla dróg na terenach górnictwowych. Mat. Konf. Problemy budownictwa drogowego na terenach górnictwowych. Katowice 1997, ss. 29-38.
112. Szumierz W.: Statyka budowli liniowych poddanych działaniu sił poziomych od pełzania podłoża górnictwowych. Prace GIG, Seria dodatkowa, Katowice 1980.
113. Śliwka J.: Analiza pracy żelbetowych przęseł płytowych w zakresie pozasprężystym. Praca doktorska, Politechnika Wrocławska, Instytut Inżynierii Lądowej, Komunikat nr 16/75, Wrocław 1975.

114. Śliwka J., Burcek B.: Określenie możliwości przejścia wpływów eksploatacji górniczej przez wiadukt drogowy w Mysłowicach. Mat. Konf. Konstrukcja i wyposażenie mostów, Wisła 1997, ss. 425-432.
115. Śliwka J., Burcek B., Żywioł M.: Analiza techniczno-ekonomiczna wariantów przebudowy mostów nad rzeką Wisłą w Górze. Mat. Konf. Konstrukcja i wyposażenie mostów, Wisła 1997, ss. 433-442.
116. Śliwka J., Żywioł M.: Adaptacja wiaduktu drogowego małej rozpiętości do przyjmowania wpływów od szkód górniczych. Mat. Konf. Konstrukcja i wyposażenie mostów, Wisła 1997, ss. 453-462.
117. Śliwka J.: Techniczna ocena zachowania się obiektów mostowych na terenach górniczych. Mat. Konf. Problemy budownictwa drogowego na terenach górniczych, Katowice 1997, ss. 59-68.
118. Śliwka J.: Analysis of Kinematics and Loads of Bridge Structures in Mining Areas. Proceedings of Conf., Vol. 4, Poster Session, Pittsburgh 1994.
119. Śliwka J., Boruch J., Żywioł M.: Wpływ wezbranych wód Soły na stan techniczny mostu kolejowego w Żywcu. Mat. Konf., Powódź '97, Wisła 1998, ss. 373-378.
120. Śliwka J., Burcek B., Łukasik S.: Koncepcja odbudowy zniszczonego przez powódź mostu drogowego przez Odrę w Krzyżanowicach. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1998, ss. 379-389.
121. Śliwka J., Burcek B., Słomczyński R.: Przyczyny uszkodzenia mostu kolejowego nad rzeką Odrą w Olzie. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1998, ss. 391-395.
122. Śliwka J., Łukasik S., Żywioł M.: Ocena stanu technicznego mostu na przejściu drogowym w Chałupkach po przejściu fali powodziowej. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1998, ss. 399-404.
123. Śliwka J i in.: Odbudowa mostu kolejowego w km. 70,560 linii Katowice – Legnica w Kędzierzynie-Koźlu. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1998, ss. 405-413.
124. Śliwka J i in.: Odbudowa mostu drogowego w Trzcianie. Mat. Konf. Powódź '97, Wisła 1998, ss. 415-420.
125. Śliwka J., Magiera L.: Analiza wpływu odształceń terenu spowodowanych eksploatacją górniczą na pracę dwóch wiaduktów kolejowych. Prace Nauk. P.Wr. Nr 13, 1987, ss. 227-233.
126. Śliwka J. i in.: Ekspertyzy i opracowania techniczne jako prace niepublikowane, a dotyczące terenów górniczych:
- wiadukt kolejowy w Chorzowie, 1991,

- wiadukt kolejowy nad torami Dąbrowa Górnicza – Maczki, 1995,
 - projektowany wiadukt nad torami w Dąbrowie Górniczej, 1988,
 - projekt naprawy wiaduktu drogowego w Jastrzębiu – Bziu, 1993,
 - wiadukt w Katowicach przy ul. 15 Grudnia, 1989,
 - wiadukt linii kolejowej Jastrzębie – szyb kopalni Moszczenica, 1995,
 - most kolejowy w linii kolejowej Orzesze – Wodzisław, 1996,
 - obiekty mostowe położone na obszarze górniczym kopalni Gen. Zawadzki, 1990,
 - obiekty mostowe W3, W4, W5, 1997,
 - most drogowy nad rz. Szotkówką w Gogołowej, 1988,
 - wiadukt kolejowy nad ul. Wyzwolenia w Pawłowicach, 1996,
 - wiadukt kolejowy nad ul. Bytomską, 1998,
 - ochrona obiektów mostowych na szlaku kolejowym Rybnik-Sumina, 1990,
 - wiadukt w Rudzie Śląskiej, 1991,
 - wiadukt drogowy W-7 w Moszczenicy, 1985,
 - wiadukt drogowy w Jastrzębiu Zdroju, 1987,
 - projekt usuwania szkód górniczych – przepusty, 1991,
 - przejście podziemne pod torami kolejowymi w Świętochłowicach, 1989,
 - wiadukt kolejowy na stacji Katowice – Muchowiec, 1990,
 - budowa wiaduktu w Bytomiu, 1994,
 - wiadukt na stacji Piekary Śląskie, 1989.
127. Tołmaczew K.Ch.: Specjalnyje sooruzenija na gomnych dorogach. Moskwa 1963.
128. Wasilkowski F.: Pełne zabezpieczenie budowli przed szkodami górniczymi. Inżynieria i Budownictwo Nr 7/8 – 1951, Nr 4 – 1952, Nr 3 – 1953.
129. Wasilkowski F.: Zabezpieczenie budowli przed pętlaniem gruntu na terenach górniczych. Inżynieria i Budownictwo Nr 3, 1954, ss. 74-82.
130. Wasilkowski F.: Ruchy budowli na terenach górniczych. Inżynieria i Budownictwo Nr 4, 1956, ss. 135-145.
131. Weseli J., Bętkowski P.: Projektowanie belek z betonu sprężonego przy użyciu algebry rozmytej. Mat. Konf. Naukowo-Technicznej „Mosty w drodze do XXI wieku”, Gdańsk-Jurata 3-5 września 1997, ss. 847-859.
132. Zawora J.: Wpływ poziomych odkształceń podłoża na ławy fundamentowe usytuowane poprzecznie do kierunku tych odkształceń. Rozprawa doktorska. GIG, Katowice 1974.

133. Żakowski W., Leksiński W.: Matematyka część IV. WNT, Warszawa 1994.
134. PN-87-B-03002 Konstrukcje murewe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Kanon, Gdańsk 1997.
135. Subsidence Engineers' Handbook. National Coal Board Mining Department, 1975.

NOŚNOŚĆ MOSTOWYCH I OPOROWYCH KONSTRUKCJI USZKODZONYCH PRZEMIESZCZENIAM PODŁOŻA

Streszczenie

Przemieszczenie podłoża konstrukcji mostowych i oporowych stanowi potencjalne zagrożenie bezpieczeństwa nie tylko szlaków komunikacyjnych, ale całej technicznej infrastruktury terenów zagospodarowanych. W pracy przeanalizowano skutki pozasprężystych przemieszczeń podłoża dla budowli inżynierskich, ze szczególnym uwzględnieniem osiadania powierzchni na terenach szkód górniczych. Zasygnalizowano możliwość opisu nieregularnych przemieszczeń podłoża, stosując metody rachunku dystrybucyjnego. Podano zasady i możliwości wykorzystania tego rachunku w przypadku degradacji budowli wraz z odkształceniem podłoża, w celu dokonania opisu redystrybucji sił wewnętrznych w uszkodzonych lokalnie elementach konstrukcji nośnej. Skonstatowano rolę monitoringu w relacji, jaka zachodzi między lokalną degradacją budowli a redystrybucją panujących w niej sił wewnętrznych. Wskazano na procedury Markowa jako narzędzie umożliwiające opracowanie i wykorzystanie wyników monitoringu w procesie nadzoru i profilaktycznego zabezpieczenia budowli przed awarią. Omówiono niektóre rodzaje uszkodzeń konstrukcji nośnych i możliwości ich ograniczenia poprzez zabiegi profilaktyczne lub ich wyeliminowanie poprzez pełne zabezpieczenie przed skutkami ruchów podłoża. Zwrócono uwagę na szczególną rolę kotwienia budowli, zwłaszcza jej masywnych elementów zdolnych przenosić bardzo duże siły ściskające. Wyeksponowano mechanizm stopniowego zróżnicowania uszkodzeń prowadzących do dwóch odmiennych stanów awaryjnych – do podziału budowli na oddzielne segmenty (uszkodzenia kinematyczne) lub do uszkodzenia lokalnego i redystrybucji sił wewnętrznych (uszkodzenia wytrzymałościowe).

Opracowano metodę oceny nośności lokalnie zdegradowanej, uszkodzonej konstrukcji masywnej z uwzględnieniem redystrybucji sił wewnętrznych i stosunkowo dużej wytrzymałości tego typu konstrukcji na ściskanie, a także ścinanie. Wyprowadzono macierz sztywności dyskretnego elementu spękanego w warunkach mimośrodowego lub osiowego ściskania. Ustalono granice determinujące możliwość zachowania nośności elementu mimo jego lokalnego uszkodzenia, spękania.

LOAD CAPACITY OF BRIDGE AND RESISTANCE STRUCTURES DAMAGED BY RELOCATION OF FOUNDATION

Summary

Relocation of foundation of bridge construction and supports constitutes a potential danger to safety not only to the communication routes but also the whole technical infrastructure of developed areas.

The study analysed the results relocation of engineering construction, taking into particular consideration the settlement of ground in the areas damaged by mining. The possibility to describe the existence of dislocated irregularities the ground was signaled using the method of distribution calculation. The basis for it were given as well as the utilisation of this calculation in the case of degradation of engineering structure, together with the deformation of its foundation, to obtain a description of redistribution of internal force, of locally damaged elements of load-bearing structures. The role of monitoring was stressed in relation to what takes place between local degradation of a engineering structure and the redistribution of its internal force. The procedure of Markow was shown as an objective way of working out the use of monitoring results in the application to supervision and profilactic prevention of building breakdown. Certain types of damages to load-bearing structures were discussed and the possibilities of limiting them through preventative measures, or elimination by adopting full protection against the effect of foundation movement. Attention was drawn to the particular role or function of building ties or anchors and to their massive elements capable of exerting very large compressive force. The mechanism was worked out to a gradual development of diversity of damages, leading to two different states of break-down:

- a) division of engineering structure to separate segments (kinematic damages),
- b) local damages and the redistribution of internal force (strength or tenacity damages).

A method was worked out of evaluating the load-bearing of a locally degraded, damaged massive construction, taking into consideration the redistribution of internal force and the

relatively large resistance of this type of construction to compressive and shearing force. Matrix was derived for rigidity of a discretely cracked element in condition of eccentric or axial compression. The limits were established determining the possibility of retaining the load capacity of the element in spite of its local damage or cracks.

Structural
analysis

The text of this page is extremely faint and largely illegible. It appears to contain a detailed technical discussion, likely related to the structural analysis mentioned in the header. The text is organized into several paragraphs, with some lines appearing to be bolded or serving as section breaks. The overall content seems to be a continuation of the research or theoretical work described in the first paragraph, focusing on the mechanical behavior of cracked elements under various loading conditions.