Prof. dr hab. inż. Wojciech RADOMSKI *w.radomski@il.pw.edu.pl*
Politechnika Warszawska

DYNAMICZNE PRZYCZYNY AWARII MOSTÓW

DYNAMIC CAUSES OF BRIDGE FAILURES

Streszczenie Przedstawiono klasyfikację i opis obciążeń dynamicznych działających na obiekty mostowe. Zanalizowano efekty dynamiczne, które prowadzić mogą do różnych pod względami zasięgu i znaczenia awarii tych obiektów. Podano przykłady awarii mostów zaczerpnięte z krajowego i światowego mostownictwa.

Abstract Dynamic loads occurring in the bridge structures are classified and characterized. Dynamic effects leading to bridge failures of various types are analyzed. The bridge failures are exemplified by the cases have been occurred in Poland and other countries.

1. Przedmiot, cel i zakres opracowania

Przedmiotem niniejszego opracowania jest zdefiniowanie i opis przyczyn awarii oraz katastrof obiektów mostowych spowodowanych dynamicznym działaniem obciążeń. Obiekty te ze swej natury podlegają różnego rodzaju obciążeniom dynamicznym, wywołującym różnego rodzaju efekty. W szczególnych, dalej przedstawionych, przypadkach mogą być nimi właśnie awarie lub nawet katastrofy tych budowli, mające ze względu na swe konsekwencje (ograniczenie lub przerwanie komunikacji) bardzo ważne znaczenie społeczne.

Celem opracowania jest zwrócenie uwagi na mniej powszechnie znane, nawet wśród ekspertów budowlanych, zjawiska towarzyszące dynamicznemu działaniu obciążeń występujących w mostownictwie lub zjawiska będące konsekwencją tych obciążeń. Zjawiska te są z reguły inne od obserwowanych w przypadku statycznego działania obciążeń. Wynika to zarówno z dynamicznych cech samych obciążeń, jak i odmiennych często cech materiałów konstrukcyjnych w porównaniu z obserwowanymi w warunkach statycznych, na przykład zależności niektórych podstawowych właściwości materiałowych od prędkości wywieranego obciążenia.

Zakres opracowania jest z oczywistych względów ograniczony. Jest to podyktowane zarówno rozległością tematyki, co jest czynnikiem obiektywnym, jak i bezpośrednimi zainteresowaniami autora, co stanowi czynnik subiektywny. Wybór szczegółowej problematyki tego opracowania może być zatem (i zapewne jest) dyskusyjny. Tu, po przedstawieniu ogólnego tła tematu opracowania, główna uwaga zostanie w nim skupiona na zagadnieniach dotyczących mostów betonowych. Poza wspomnianym już czynnikiem subiektywnym, można to uzasadnić tym, że mosty betonowe stanowią obecnie w Polsce około 70 % wszystkich tego rodzaju konstrukcji inżynierskich, wiedza zaś o zachowaniu betonu pod obciążeniami dynamicznymi jest jak dotychczas na ogół mniejsza od wiedzy na

ten temat dotyczącej stali. Dodatkowym i zamierzonym ograniczeniem zakresu opracowania jest rozpatrywanie dynamicznych przyczyn awarii i katastrof mostów występujących w stanie eksploatacji tych konstrukcji – pominięta jest, skądinąd bardzo ważna tematyka awarii i katastrof też o podłożu dynamicznym, ale mogących zaistnieć w stadiach budowy. Wszystkie inne, bardziej szczegółowe ograniczenia zakresu przedstawianych dalej analiz, są każdorazowo sygnalizowane w odpowiednich miejscach tekstu.

2. Awarie i katastrofy mostów – kilka uwag

Mimo, że awarie i katastrofy mostów budzą dość szerokie zainteresowanie i to nie tylko wśród specjalistów, to brak jest zwartych i zarazem obszernych pozycji wydawniczych o tej tematyce. Do nielicznych wyjątków należy książka polskich autorów [1], wydana przed 21 laty. Nie lepiej jest pod tym względem w skali światowej. Wynika to głównie z pewnej poufności dociekań dotyczących rzeczywistych przyczyn powstania awarii lub katastrof oraz, będącej ich konsekwencją, odpowiedzialności prawnej i finansowej. Często sprawy te są „wygaszane" i trudno jest zdobyć rzetelne informacje o nich. Nieco łatwiej jest o próby syntez, ale raczej w odniesieniu do lat dawniejszych. Przykładem może tu być cytowana w pozycji [1] analiza D.W. Smitha z 1976 roku, dotycząca 143 katastrof obiektów mostowych. Katastrofy te sklasyfikował on według czasu wystąpienia i podstawowej przyczyny. Stwierdził on, że 23 katastrofy (16 %) wystąpiły w trakcie budowy, przy czym ponad połowa z nich była skutkiem wadliwych rusztowań. Przed upływem 2 lat eksploatacji było 7 katastrof 95%) i wynikały one przede wszystkim z wad materiałów i błędów wykonawczych. Po użytkowaniu dłuższym od 2 lat nastąpiło 113 katastrof (79 %), przy czym aż 67 było skutkiem podmycia podpór podczas powodzi, 16 – skutkiem wad materiałów i błędów wykonawczych, 13 – skutkiem przeciążenia konstrukcji, uderzeń taboru i innych przyczyn spowodowanych przez użytkowników.

W Polsce awarie mostów oczywiście zdarzają się, choć na szczęście nie są częste i groźne w skutkach. Mimo wysoce niezadowalającego stanu technicznego obiektów mostowych (według danych Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA) z września 2006 roku, przeciętna ocena obiektów na sieci drogowej zarządzanej przez tę Dyrekcję wynosi 3,002 w skali sześciopunktowej 0 ÷ 5, czyli odpowiada stanowi określonemu jako „niepokojący") katastrofy eksploatowanych obiektów w postaci ich zawalenia na szczęście nie wystąpiły w ostatnich dekadach. Wyjątkiem są tu zawalenia mostów wywołanych powodziami, zwłaszcza tej w lipcu 1997 roku na Dolnym Śląsku. Były to jednak zdarzenia spowodowane katastrofalnym żywiołem, których tu nie będziemy rozpatrywać.

Zupełnie incydentalne, ale groźne w skutkach katastrofy wystąpiły natomiast ostatnio w Polsce w stadium budowy. Jedna z nich w 2003 roku, druga – w 2006. Ta wcześniejsza wynikała głównie z wadliwości rusztowania i była relacjonowana podczas XXII Konferencji „Awarie Budowlane" w dwóch referatach [2] i [3]. Ta późniejsza jest jeszcze w fazie dociekań stosownych instytucji i dlatego na jej temat nie ukazały się jeszcze powszechnie dostępne publikacje.

Katastrofy i awarie użytkowanych obiektów mostowych powodują określone skutki społeczne, których skala może być różna zależnie od znaczenia komunikacyjnego tych konstrukcji, jak i zasięgu i lokalizacji powstałych uszkodzeń. Temat owych społecznych konsekwencji był przedmiotem jednego z poprzednich opracowań autora [4] i dlatego nie będzie tu już podjęty. W nawiązaniu do tematyki niniejszego opracowania należy podkreślić, że niezależnie od przyczyn powstania awarii lub katastrofy i to wszelkich konstrukcji, nawet przyczyn traktowanych jako statyczne, każde takie zdarzenie ma przebieg dynamiczny. Nawet jeśli ograniczyć się do elementarnego przykładu belki żelbetowej niszczonej wskutek

działania obciążenia statycznego, to trzeba zauważyć, że bezpośrednim następstwem wystąpienia w niej zarysowań jest wyzwolenie fal naprężeń o określonej energii, które są propagowane w całym tym elemencie i zanikają wskutek tłumienia materiałowego i konstrukcyjnego. Efekty dynamiczne, także falowe, występujące podczas awarii i katastrof obiektów mostowych będą przedmiotem bardziej szczegółowego opisu w dalszej części opracowania.

3. Dynamiczne obciążenia konstrukcji mostowych – źródła i klasyfikacja

Źródła dynamicznych obciążeń konstrukcji mostowych są różnorakie i mogą być różnie klasyfikowane. Ponadto, w zależności od rodzaju i materiału konstrukcji różne może być znaczenie poszczególnego rodzaju obciążeń i różny ich wpływ na ewentualne wystąpienie awarii. Biorąc te wymienione uwarunkowania pod uwagę, w tabl. 1 przedstawiono autorską klasyfikację obciążeń działających na obiekty mostowe, natomiast w tabl. 2 – autorską klasyfikację źródeł obciążeń dynamicznych w mostownictwie. Celem obu jest uporządkowanie dalszych rozpatrywań.

Tablica 1. Klasyfikacja obciążeń działających na konstrukcje mostowe w stadium ich eksploatacji

Lp.	Rodzaj obciążenia	Kryteria klasyfikacji					
		Stałość występowania w funkcji czasu i miejsca		Sposób działania		Zasadnicze części mostu bezpośrednio przenoszące obciążenia	
		Obciążenia stałe	Obciążenia zmienne	Obciążenia statyczne	Obciążenia dynamiczne	Podpory	Przęsła
1.	Ciężar własny konstrukcji	+		+		+	+
2.	Ciężar wyposażenia, balastu, etc.	+		+		+	+
3.	Ruchome obciążenia użytkowe		+		+	+	+
4.	Parcie gruntu	+	+[1)]	+		+	+[2)]
5.	Wiatr		+		+	+	+
6.	Parcie wody	+[3)]		+[3)]		+	
7.	Obciążenia hydrodynamiczne		+		+	+	
8.	Parcie lodu		+	+	+[4)]	+	
9.	Obc. sejsmiczne lub parasejsm.		+		+	+	

+ oznacza przynależność danego rodzaju obciążenia do określonej grupy.
[1)] W przypadku zmiennego obciążenia naziomu (np. przez pojazdy); [2)] w przypadku tzw. mostów zintegrowanych (bez wydzielonych przyczółków); [3)] przy wolnych zmianach poziomu wody; [4)] np. uderzenia kry w filar.

Oprócz obciążeń wymienionych w pozycjach 1 ÷ 9, siły wewnętrzne w konstrukcjach mostowych mogą być wywoływane przez:

a) efekty termiczne, głównie dobowe i sezonowe zmiany temperatury (równomierne lub nierównomierne ogrzewanie i ochładzanie konstrukcji);
b) zjawiska reologiczne (skurcz i pełzanie betonu, relaksacja stali);
c) nierównomierne osiadanie gruntu;
d) siły tarcia (np. opory łożysk).

Czynniki a) ÷ c) mają szczególnie ważne znaczenie w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych.

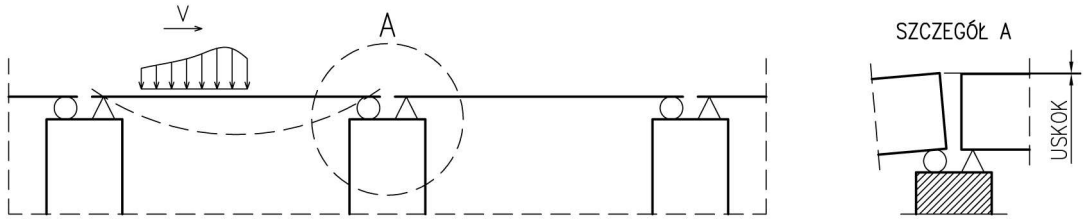
Spośród zestawionych w tabl. 1 obciążeń, szczególne znaczenie mają ruchome obciążenia użytkowe (pozycja 2), którymi w zależności od rodzaju komunikacji na moście może być tabor samochodowy, kolejowy, tramwajowy oraz piesi (tłum ludzi, grupy pieszych lub pojedyncze osoby, co ma bardzo istotne znaczenie zwłaszcza w przypadku tzw. kładek dla pieszych), bądź też kombinacje obciążeń wymienionych rodzajów. Znaczenie to wynika z prostego faktu, że to właśnie w celu przeniesienia tych właśnie obciążeń użytkowych budowane są obiekty mostowe, niezależnie od tego, że muszą one też przenosić inne, wymienione w tabl. 1.

Trzeba ponadto wyjaśnić, że pod pojęciem „ruchome obciążenia użytkowe" będziemy tu rozumieć nie tylko naciski pionowe wywierane przez te obciążenia, lecz również inne siły, które obciążenia te powodują, a więc siły hamowania i przyspieszenia oraz różnego rodzaju siły uderzenia. Siły uderzenia stanowić będą przedmiot dalszych szczegółowych rozważań, ponieważ mają w poruszanej w tym opracowaniu tematyce podstawowe znaczenie. W tym miejscu wspomnimy tylko, że uderzenia mogą być wywoływane przez pojazdy na obiekcie mostowym oraz - czego nie ujęto w tabl. 1 – przez pojazdy przejeżdżające lub tabor wodny przepływający pod nim. W myśl wielu norm krajowych lub międzynarodowych (Eurokodów), siły pochodzące od uderzeń zaliczane były i są do tzw. obciążeń wyjątkowych (dawniej) lub wyjątkowych sytuacji obliczeniowych (obecnie).

Ze względu na tematykę niniejszego opracowania zajmiemy się dalej tylko tymi obciążeniami spośród wymienionych w tabl. 1, których natura jest dynamiczna. Ze względu jednak na zapowiedzianą w punkcie 1 konieczność ograniczenia zakresu rozpatrywań i subiektywizm dokonywanych wyborów, nie będziemy tu poruszać następstw obciążeń typu sejsmicznego lub parasejsmicznego oraz obciążeń hydrodynamicznych, spowodowanych na przykład uderzeniami fal w podpory mostów.

Dynamiczne źródła obciążeń w tak określonym zakresie, sklasyfikowano ogólnie w tabl. 2. Są one różne i mogą wywoływać w obiektach mostowych efekty o mniejszej lub większej skali, co zależy także od układu i materiału ich konstrukcji. Dlatego te czynniki również uwzględniono w tabl. 2. Klasyfikacja ta wymaga kilku dodatkowych, niżej sformułowanych komentarzy.

- Pewne rozwiązania konstrukcyjne obiektów mostowych są ze swej natury bardziej podatne na skutki oddziaływań dynamicznych od innych, a co więcej w samej ich konstrukcji tkwią ogniwa wyzwalające lub zwielokratniające oddziaływania dynamiczne. Bardzo spektakularny i bardzo często u nas spotykany przykład stanowią obiekty mostowe, będące zbiorem przęseł, z których każde jest o konstrukcji swobodnie podpartej. Są to bardzo licznie do niedawna budowane w Polsce obiekty z belek prefabrykowanych bez zastosowania uciąglenia. Pomijając już konieczność stosowania w takich obiektach dużej liczby urządzeń dylatacyjnych, to wspomniany brak uciąglenia powoduje uskok przy przejeździe obciążenia z przęsła na przęsło, co jest źródłem uderzeń (rys. 1). Dlatego też można sformułować tezę, że wszystkie układy konstrukcyjne o nieciągłej linii ugięcia (poza podanym już, innym przykładem są choćby liczne u nas mosty o schemacie belek Gerbera), są bardziej podatne na oddziaływania dynamiczne od układów konstrukcyjnych o ciągłej linii ugięcia.



Rys. 1. Uskok przy przejeździe obciążenia z przęsła na przęsło w układach o przęsłach swobodnie podpartych

Tablica 2. Klasyfikacja źródeł dynamicznych obciążeń konstrukcji mostowych w stadium ich eksploatacji

Lp.	Rodzaj obciążeń i źródła ich efektów dynamicznych	Materiał i układ konstrukcji obiektu mostowego[1)]	Mosty drogowe	Mosty kolejowe	Mosty dla pieszych
1.	Prędkość przejazdu taboru lub ruchu pieszych, hamowanie i przyspieszanie taboru	Mosty betonowe, stalowe i zespolone (stal-beton) wszystkich układów konstrukcyjnych	+	+	+
2.	Efekty zmęczeniowe wynikające z powtarzalności (cykli) obciążeń użytkowych w funkcji czasu	Mosty stalowe i zespolone (stal-beton) wszystkich układów konstrukcyjnych	+	++	+
3.	Uderzenia pojazdów na obiekcie (w krawężniki, bariery, elementy konstrukcji)	Mosty betonowe, stalowe i zespolone (stal-beton) wszystkich układów konstrukcyjnych	+		
4.	Uderzenia w elementy konstrukcji w przypadku wykolejenia taboru na lub pod obiektem	Mosty betonowe, stalowe i zespolone (stal-beton) wszystkich układów konstrukcyjnych	+[2)]	+	+[2)]
5.	Uderzenia w podpory lub w przęsła pojazdami drogowymi lub taborem pływającym pod obiektami	Mosty betonowe, stalowe i zespolone (stal-beton) wszystkich układów konstrukcyjnych	+	+	+
6.	Uderzenia boczne taboru szynowego na obiekcie	Mosty betonowe, stalowe i zespolone (stal-beton) wszystkich układów konstrukcyjnych		+	
7.	Uderzenia wynikające z nierówności nawierzchni lub torowiska i jego typu oraz niedoskonałości taboru, np. spłaszczeń kół	Mosty betonowe, stalowe i zespolone (stal-beton) wszystkich układów konstrukcyjnych	+	+	
8.	Oddziaływania wiatru	Mosty podwieszone i wiszące o pomostach stalowych (niezależnie od rozpiętości) oraz betonowe i zespolone (dużych rozpiętości), stalowe mosty kratownicowe i łukowe dużych rozpiętości.	+	+	+
9.	Wzbudzanie drgań przez pieszych	Konstrukcje stalowe, wiszące, podwieszone i wstęgowe			+

+ oznacza, że dany efekt ma znaczenie; [1)]wymieniono rodzaj obiektów, w których dany efekt dynamiczny może mieć istotne znaczenie; [2)]w przypadku torów kolejowych pod obiektami.

- Spośród źródeł efektów dynamicznych wymienionych w tabl. 2 jedne mają większe, a inne mniejsze znaczenie, zależnie od rodzaju i materiału konstrukcji oraz rodzaju i intensywności ruchu po obiekcie. Wiadomo na przykład, że efekty zmęczeniowe mają największe znaczenie w kolejowych mostach stalowych, zwłaszcza o połączeniach spawanych. Wszystkie jednak te efekty są uwzględniane w normach projektowania obiektów mostowych w formie zeschematyzowanych ujęć. Na przykład w odniesieniu do uderzeń w elementy konstrukcji mostowej są to obciążenia w postaci sił skupionych lub równomiernie rozłożonych, działających w założonych kierunkach i w założonych miejscach tych elementów. Mimo ewidentnie dynamicznego sposobu działania uderzeń, są one w normach odwzorowywane jako obciążenia statyczne (tzw. zastępcze siły statyczne). Ma to oczywiście swoje konsekwencje, na które zwrócona zostanie uwaga w dalszej treści tego opracowania. Warto jednak zwrócić uwagę, że w najnowszych ujęciach normowych [5], proponowane jest znacznie bardziej zaawansowane niż dotychczas projektowanie konstrukcji, także mostowych, na działanie uderzeń.
- Skutkiem wszystkich wymienionych w tabl. 2 obciążeń dynamicznych jest wprawienie konstrukcji i poszczególnych jej elementów w drgania. Zależnie od rodzaju konstrukcji i wielkości obciążeń, drgania te mogą mieć różne częstotliwości i amplitudy, być bardziej lub mniej odczuwalne dla użytkowników, bardziej lub mniej groźne ze względu na bezpieczeństwo konstrukcji – podczas eksploatacji obiektów mostowych występują jednak zawsze. W zależności od kierunku wymuszeń największe znaczenie w mostownictwie mają drgania giętne i skrętne lub kombinacja obu. Jeżeli częstotliwość wymuszeń odpowiada częstotliwości drgań własnych konstrukcji lub poszczególnych jej elementów i wymuszenia te trwają dostatecznie długo, to może wystąpić znane i groźne zjawisko rezonansu, prowadzące częstokroć do awarii lub katastrof. Dlatego między innymi bardzo ważna jest znajomość tzw. charakterystyk dynamicznych konstrukcji, zwłaszcza częstotliwości ich drgań własnych oraz współczynników tłumienia. Ponadto, zwłaszcza w konstrukcjach stalowych, drgania mogą być źródłem efektów zmęczeniowych.
- Drgania konstrukcji mogą wynikać z obciążeń dynamicznych występujących podczas normalnej eksploatacji (np. przejazdów taboru drogowego lub kolejowego – poz. 1, 2, 6, 7, 8, 9 w tabl. 2), ale także być następstwem obciążeń występujących wyjątkowo, najczęściej jako skutki wypadów komunikacyjnych (poz. 3, 4, 5 w tabl. 2). W tym drugim przypadku skutki w postaci awarii lub katastrof konstrukcji są zwykle natychmiastowe i towarzyszą im dalej opisane efekty (por. punkt 6).
- Jeżeli zachowane są procedury przewidziane w normach projektowania w odniesieniu do każdego z wymienionych w tabl. 2 efektów oraz rzeczywiste cechy zastosowanych materiałów konstrukcyjnych odpowiadają założonym w projekcie lub je przewyższają, to - teoretycznie przynajmniej – do żadnych poważniejszych awarii wskutek tych oddziaływań dynamicznych nie powinno dochodzić. Tak jednak nie jest, a to z kilku powodów, z których za najważniejsze można uznać następujące:
  - uszkodzenia lub awarie mogą występować w obiektach projektowanych według dawnych norm, w których niektóre efekty dynamiczne nie były uwzględniane lub wartości tzw. sił zastępczych były niższe od występujących lub wymaganych obecnie;
  - cechy materiałów konstrukcyjnych są inne od przewidywanych w projekcie, szczególnie pod działaniem obciążeń dynamicznych (wrażliwość materiałów na prędkość wywieranych obciążeń);
  - rzeczywiste oddziaływania dynamiczne są w danych sytuacjach większe od wynikających z aktualnych norm lub przebiegają inaczej od przewidywań projektowych;
  - aktualne normy nie ujmują dostatecznie ściśle rzeczywistych oddziaływań dynamicznych czyli procedury projektowania są w tym zakresie niewystarczające.

Również i te zagadnienia będą bardziej szczegółowo przedstawione w dalszej treści niniejszego opracowania.

6. Zjawisko uderzenia i towarzyszące mu efekty

Ze źródeł dynamicznych obciążeń konstrukcji mostowych zestawionych w tabl. 2 wynika, że najczęściej występującym źródłem są różnego rodzaju uderzenia. Dlatego temu właśnie zjawisku poświęcimy tu szczególną uwagę.

W naturalnym dążeniu do uproszczenia procedur projektowania, siły uderzenia są zazwyczaj traktowane jako tzw. zastępcze siły statyczne. Jeżeli wartości sił statycznych mnożone są przez współczynniki dynamiczne $\varphi > 1$, to współczynniki te *de facto* spełniają rolę współczynników bezpieczeństwa. Należyte zaprojektowanie elementów konstrukcji podlegających uderzeniom lub urządzeń chroniących konstrukcje przed skutkami uderzeń, wymaga jednak dobrego zrozumienia zjawiska uderzenia i towarzyszących mu efektów. Jest to także niezbędne przy wyjaśnianiu przyczyn i postaci ewentualnych uszkodzeń lub awarii konstrukcji mostowych. Wiedza na ten temat nie jest w świecie budowlanym zbyt powszechna i dlatego warto w koniecznym skrócie i możliwie prosto przybliżyć tę tematykę.

Uderzenie jako zjawisko fizyczne trudno jest zdefiniować tak, aby w sposób zwięzły i ścisły określić wszystkie podstawowe jego cechy. Za jedną z najlepszych i najbardziej ogólnych definicji w ujęciu mechaniki, można uznać podaną przez M. T. Hubera w monografii [6], s. 534: *„Gdy poruszająca się cząstka lub układ materialny napotyka na swym torze cząstkę lub układ materialny tak, iż ruchy obu doznają zmiany na skutek wzajemnego działania przy zetknięciu, to mówimy o uderzeniu cząstek lub układów materialnych (ciał, brył, itp.). Siły wywarte przy uderzeniu na powierzchni zetknięcia obu ciał nazywamy siłami uderzenia”*. W ujęciu inżynierskim i to dotyczącym bezpośrednio konstrukcji, definicję uderzenia przytoczymy według [5] wraz z dalszymi podanymi tam komentarzami: *(1)„Uderzenie jest zjawiskiem polegającym na interakcji między ruchomym obiektem i konstrukcją, w której energia kinetyczna obiektu jest w sposób nagły przetwarzana w energię deformacji. Aby wyznaczyć siły interakcji, należy rozpatrzyć właściwości mechaniczne zarówno uderzającego obiektu, jak i uderzanej konstrukcji. Projektowanie jest zwykle oparte na wzorach wyrażających zastępcze siły statyczne”; (2) „Zaawansowane projektowanie na oddziaływania spowodowane uderzeniem może ujmować w sposób jawny jedno lub kilka z następujących zagadnień: - dotyczących efektów dynamicznych, - dotyczących nieliniowego zachowania materiału”* (Załącznik C, punkt C.1. – tłumaczenie autora).

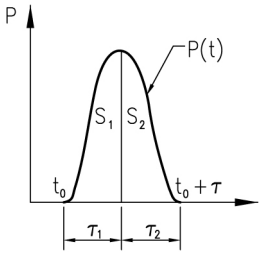
Znamienną cechą uderzenia jest powstanie tzw. sił chwilowych, działających bardzo krótko (w niektórych przypadkach nawet w ciągu milionowych części sekundy) i osiągających w ciągu tego czasu duże wartości w porównaniu do innych występujących sił, na przykład sił ciężkości lub tarcia.

Jeżeli pojawienie siły chwilowej $P(t)$ następuje w chwili $t = t_o$ i siła ta działa w ciągu czasu τ, to impulsem siły chwilowej lub impulsem uderzeniowym nazywamy wielkość

$$S = \int_{t_o}^{t_o + \tau} P(t)\, dt \qquad (1)$$

Na rys. 2 pokazano przykład przebiegu siły chwilowej $P(t)$ w czasie przy uderzeniu jednego ciała w drugie. Na rysunku tym odróżnić można dwie fazy uderzenia: pierwszą, trwającą przez czas τ_1, w którym następuje wzrost wartości siły chwilowej od zera do maksimum, oraz drugą, w której siła ta maleje od maksimum do zera w czasie τ_2. Czas

trwania uderzenia, czyli działania siły chwilowej, jest oczywiście równy $\tau = \tau_1 + \tau_2$. Podobnie $S = S_1 + S_2$.



Rys. 2. Przykład pojedynczego impulsu uderzeniowego

Linia przebiegu siły chwilowej wykreślona w układzie współrzędnych *(P,t)* wyznacza kształt impulsu uderzenia. Kształt ten może być różny, zależnie od sprężysto-plastycznych właściwości materiałów, ukształtowania powierzchni ciał, zwłaszcza w miejscu ich zetknięcia przy uderzeniu, następnie od kierunku, prędkości i energii uderzenia, a także od swobody odkształceń i od wymiarów ciał. Kształt impulsu oraz czas τ wyznaczane są na ogół doświadczalnie. Niemniej w projekcie normy [5] zalecany jest prostokątny kształt impulsu uderzeniowego, co wynika z dążenia do uproszczenia analizy obliczeniowej.

Znajomość kształtu impulsu umożliwia ocenę energii uderzenia. Oceny takiej można również dokonać badając wartość współczynnika restytucji *k*, który może być uważany za ogólną miarę strat energii uderzenia [7]. Współczynnik restytucji wskazuje jaka część impulsu występującego w pierwszej fazie uderzenia (obciążenia) została odzyskana w jego drugiej fazie (odciążenia). W nawiązaniu do rys. 2 można zatem napisać:

$$k = S_2/S_1 \tag{2}$$

Przypadek $k = 1$ odpowiada uderzeniu idealnie sprężystemu, natomiast $k = 0$ – idealnie plastycznemu. W sytuacjach dotyczących udarowych obciążeń konstrukcji inżynierskich jest zawsze $0 < k < 1$. Współczynnik *k* bywa też wyrażany inaczej, tu przedstawiono tylko najbardziej elementarną jego postać.

Ponadto należy odróżnić dwa przeciwstawne rodzaje uderzenia:

- tzw. uderzenia twarde (ang. *hard impact*);
- tzw. uderzenie miękkie (ang. *soft impact*).

Uderzenie twarde występuje wtedy, gdy odkształcalność uderzanego ciała jest znacznie mniejsza od odkształcalności ciała uderzającego, innymi słowy, gdy energia uderzenia jest dysypowana (rozpraszana) głównie przez ciało uderzające. Przykładem twardego uderzenia może być uderzenie samochodu w masywną ścianę betonową.

Uderzenie miękkie występuje wtedy, gdy odkształcalność ciała uderzanego jest znacznie większa od odkształcalności ciała uderzającego, innymi słowy gdy energia uderzenia jest absorbowana głównie przez ciało uderzone. Przykładem miękkiego uderzenia może być uderzenie samochodu w podatną barierę ochronną lub inne elementy projektowane w celu przejmowania energii uderzenia przez deformację.

W rzeczywistości mamy także często do czynienia z uderzeniami o naturze pośredniej między uderzeniem twardym i uderzeniem miękkim. Tak jest na przykład w przypadku uderzenia rozpędzonego samochodu (lub wykolejonego taboru) w element stalowej kratownicy, którego skutkiem są znaczne niekiedy deformacje ciała uderzonego (kratownicy) i uderzającego (samochodu lub wagonu).

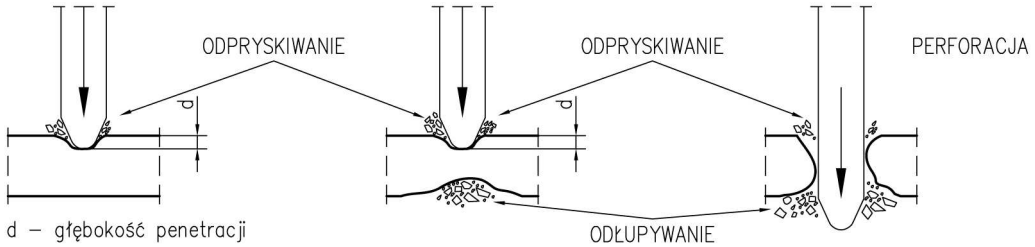
Z technicznego punktu widzenia najważniejszym efektem uderzenia są odkształcenia konstrukcji lub poszczególnych jej elementów. Należy tu odróżnić:

- odkształcenia lokalne;

- odkształcenia propagowane w postaci fal zaburzeń (odkształceń, naprężeń).

Odkształcenia lokalne występują na stosunkowo małym obszarze, bezpośrednio przylegającym do miejsca uderzenia. Powstają one wskutek działania siły chwilowej, wywierającej znaczne naciski miejscowe i zależą głównie od lokalnej podatności oraz ukształtowania powierzchni styku w miejscu uderzenia. Są to na ogół odkształcenia trwałe, które mogą być co do wartości zupełnie różne (zwykle znacznie większe) od odkształceń występujących w innych obszarach uderzonego elementu. W skrajnych przypadkach jest to po prostu strefa lokalnego zniszczenia.

W przypadku uderzenia w elementy z betonu zjawiska lokalne o cechach zniszczenia mogą przybrać cztery podstawowe postacie: penetracji, odpryskiwania (ang. *spalling*), odłupywania (ang. *scabbing*) oraz przebicia. Zjawiska te pokazano schematycznie na rys. 3.



Rys. 3. Penetracja, odpryskiwanie, odłupywanie i przebicie w przypadku uderzenia w element z betonu

Odłupywanie (*scabbing*) polega na opadaniu kawałków betonu od strony przeciwnej od miejsca uderzenia, natomiast odpryskiwanie (*spalling*) – na odpadaniu kawałków betonu od strony uderzonej. Bardziej szczegółowe informacje na temat tych zjawisk oraz innych jeszcze efektów lokalnych w uderzanych elementach betonowych można znaleźć w dawnych już, ale mało u nas znanych publikacjach, np. [8], [9] lub [10]. Przy okazji warto tu nadmienić, że efekty odłupywania i odpryskiwania betonu są znacznie słabsze lub nawet eliminowane w przypadku zastosowania do betonu zbrojenia rozproszonego w postaci włókien [11].

Na podstawie badań doświadczalnych sformułowano wzory empiryczne, służące do wyznaczania głębokości penetracji w elementy betonowe ciał uderzających oraz na warunki, w których następuje perforacja tych elementów. Są one znane bardzo wąskiej grupie specjalistów. Obecnie przebieg zjawisk pokazanych na rys. 3 można modelować cyfrowo. Jednym z najbardziej zaawansowanych programów komputerowych jest w tym zakresie LS-Dyna, oparty na metodzie elementów skończonych.

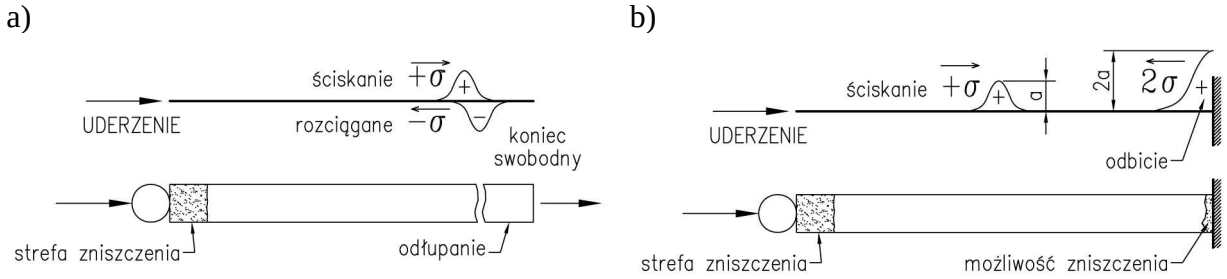
Obszar, na którym występują odkształcenia lokalne, jest źródłem propagacji odkształceń w postaci fal zaburzeń, rozpatrywanych jako fale odkształceń lub naprężeń. Fale te, w ogólnym przypadku wywołują w rozpatrywanym elemencie szybko zmienny w czasie przestrzenny stan odkształcenia. Fale ulegają interferencji oraz odbiciom od granicznych powierzchni elementu. Jedną z konsekwencji tych zjawisk jest wzrastanie lub zmniejszanie poszczególnych składowych odkształceń w funkcji czasu. Prędkości propagacji fal zleżą głównie od właściwości ośrodka (materiału), w którym ulegają rozprzestrzenianiu. W elementarnym przykładzie fal sprężystych w prętach (zagadnienie jednowymiarowe), ich prędkość c wyraża wzór:

$$c = \sqrt{E/\rho} \tag{3}$$

w którym E jest modułem Younga i ρ gęstością materiału. W stali $c \approx 5000$ m/s, w betonach - w zależności od ich klasy - w granicach 3000 ÷ 4000 m/s.

Analizowanie procesów falowych jest przedmiotem dynamicznej teorii sprężystości i plastyczności. Z rozważań przeprowadzonych na podstawie klasycznego (nie mikropolarnego) ujęcia tych teorii oraz z badań doświadczalnych wynika, że w ogólnym przypadku przestrzennym w każdym z trzech kierunków założonego ortogonalnego układu współrzędnych *x*, *y*, *z* mogą być wyodrębnione dwa główne rodzaje fal: wzdłużne i poprzeczne. Prócz nich występować mogą jeszcze fale powierzchniowe o dość szczególnych właściwościach. Przenikają one wgłąb ośrodka stosunkowo nieznacznie. Zanikanie ich spowodowane jest przede wszystkim wzajemnym oddziaływaniem fal wzdłużnych i poprzecznych. Nie mają zwykle większego znaczenia w przypadku uderzeń w elementy konstrukcji.

Bardzo interesującym i znanym, ale mało w praktyce analizowanym zjawiskiem związanym z propagacją fal zaburzeń jest to, że fale te odbijając się od swobodnych (zewnętrznych) granic elementu zmieniają znak. Jeśli więc w elemencie z betonu propagowana jest fala ściskająca, to po dotarciu do jego powierzchni granicznych odbije się od nich jako fala rozciągająca. Zjawisko to wyjaśniono schematycznie na rys. 4 a) na elementarnym przykładzie propagacji jednokierunkowego impulsu uderzeniowego w betonowym pręcie. Ponieważ, jak wiadomo beton ma znacznie mniejszą wytrzymałość na rozciąganie niż na ściskanie, to po odbiciu fali - jeśli zostanie przekroczona dynamiczna wytrzymałość betonu na rozciąganie - nastąpi odłupanie kawałka materiału. Z kolei jeśli graniczne powierzchnie elementu są utwierdzone (np. belka lub płyta utwierdzona w ścianach), to fala padająca przy odbiciu od tych powierzchni nie zmienia wprawdzie znaku, ale jej amplituda zwiększa się dwukrotnie, jak to znów pokazano schematycznie na rys. 4 b). Powoduje to oczywiście dwukrotny wzrost naprężeń ściskających lub rozciągających, zależnie od znaku propagowanego w elemencie impulsu uderzeniowego. Wzrost ten też może oczywiście prowadzić do określonych uszkodzeń uderzonych elementów konstrukcyjnych.



Rys. 4. Propagacja impulsu uderzeniowego w pręcie i jego odbicie od powierzchni granicznej: a) swobodnej oraz b) utwierdzonej

Podobnie do sytuacji statycznych, również i w następstwie propagacji fal zaburzeń, w miejscach nieciągłości lub karbów konstrukcyjnych może następować koncentracja naprężeń, zwykle bardziej jeszcze intensywna, co prowadzi zwykle do mniejszych lub większych uszkodzeń elementów konstrukcyjnych lub ich połączeń.

Znajomość natury uderzenia i towarzyszących mu efektów dynamicznych może być bardzo przydatna w analizach dotyczących przyczyn i form uszkodzeń lub awarii konstrukcji. Na przykład znajomość energii propagowanej w postaci fal zaburzeń pozwala wyjaśnić dlaczego uszkodzenia konstrukcji, często nawet bardzo poważne, wystąpiły w miejscach nawet dość odległych od miejsca bezpośredniego uderzenia. Dobrym przykładem mogą być tu katastrofy mostów spowodowane uderzeniami taboru pływającego w masywne podpory, powodujące stosunkowo niewielkie ich uszkodzenia, ale powodujące uszkodzenia przęseł [12].

7. Niektóre dynamiczne przyczyny uszkodzeń i awarii obiektów mostowych spowodowane przejazdami taboru

7.1. Obciążenie ruchome, a obciążenia stałe obiektów mostowych

Z obszernej tematyki dotyczącej wytrzymałości eksploatacyjnej i trwałości obiektów mostowych oraz związanej z nią problematyki efektów zmęczeniowych, stanowiących przedmiot kilku już obszernych ujęć w krajowym piśmiennictwie [13], [14]. [15], [16], zwrócimy tu uwagę na jeden tylko aspekt, najbardziej uniwersalny, a mający przy tym bezpośredni związek z przedmiotem niniejszego opracowania.

Otóż jednego z podstawowych źródeł dynamicznych przyczyn uszkodzeń i awarii obiektów mostowych można upatrywać w stosunku obciążeń ruchomych p do obciążeń stałych g obiektów mostowych.

Stosunek $p/(g+p)$ jest ważnym wskaźnikiem trwałości konstrukcji mostowych. Jest tak dlatego, że o trwałości wytrzymałościowej decyduje w największym stopniu amplituda naprężeń zmiennych $\Delta\sigma$, natomiast o wytrzymałości doraźnej – naprężenie maksymalne σ_{max}. W przypadkach, w których $\Delta\sigma \neq \sigma_{max}$, o trwałości decyduje współczynnik intensywności uszkodzeń $\lambda(k)$, zdefiniowany jako [14]:

$$\lambda(k) = \Delta\sigma/\sigma_{max} = \sigma(p)/[\sigma(g) + \sigma(p)] \tag{4}$$

Czym współczynnik $\lambda(k)$ jest mniejszy, tym wytrzymałość zmęczeniowa $\Delta\sigma_R$ (odpowiadająca $(2 \div 8) \cdot 10^6$ cyklom zmian) jest większa, a zatem i trwałość konstrukcji wzrasta. Analiza przeprowadzona przez autorów publikacji [16] wykazała, że w mostach o rozpiętościach przęseł od 10 m do 100 m, $\lambda(k) = 0{,}2 \div 0{,}6$ w przypadku mostów betonowych, $\lambda(k) = 0{,}5 \div 0{,}9$ w przypadku mostów stalowych oraz $\lambda(k) = 0{,}4 \div 0{,}8$ w przypadku mostów zespolonych typu „stal-beton”. Nie wdając się w bardziej szczegółowe rozważania, warto zauważyć, że przy tym samym obciążeniu użytkowym (ruchomym) konstrukcje lekkie są bardziej podatne na efekty zmęczeniowe od konstrukcji ciężkich. Nie jest to stwierdzenie nowe, ale w dążeniu do nadawania współczesnym obiektom bardzo smukłych form, warto o nim pamiętać. Dotyczy to szczególnie nowoczesnych kładek dla pieszych, w których wartości $\lambda(k)$ są zwykle stosunkowo duże. Dlatego też obiekty te są szczególnie wrażliwe na dynamiczne przyczyny uszkodzeń lub awarii [17], [18].

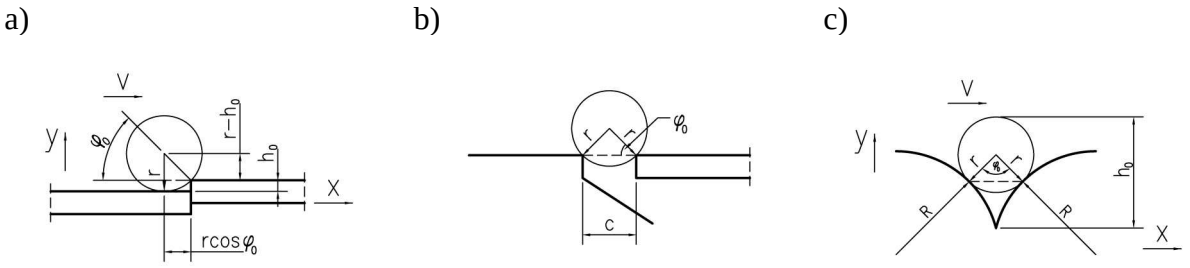
7.2. Uderzenia w nierówności nawierzchni i nieciągłości konstrukcji

Jak wspomniano w punkcie 3, uderzenia w konstrukcjach mostowych i ich drgania występują podczas normalnej eksploatacji tych obiektów, czyli podczas przejazdu po nich taboru drogowego, kolejowego lub jeszcze innego.

W nawiązaniu do rys. 1, na rys. 5 przedstawiono schematycznie sytuacje, w których cechy samej konstrukcji oraz nierówności nawierzchni drogowej na obiekcie (progi, wyboje) potęgują oddziaływania dynamiczne tego taboru.

Wielkości geometryczne pokazane na rys. 5 pozwalają na wyznaczenie składowych pionowej i poziomej sił uderzenia. W najbardziej elementarny, ale przydatny praktycznie sposób można to zrobić na podstawie bilansu energetycznego. Na przykład w odniesieniu do sytuacji pokazanej na rys. 5a bilans taki ma postać, wyrażoną wzorem:

$$E_{k1} = E_o + E_p + E_{k2}, \tag{5}$$



Rys. 5. Uderzenia kołem pojazdu wywołane: a) nierównością nawierzchni (progiem); b) wjazdem na wspornik lub nieciągłością toru; c) nieciągłością linii ugięcia (np. przejazdem przez przegub Gerbera)

w którym: $E_{k1} = ½\ m\ v^2$ jest energią koła o masie m przed uderzeniem, E_o jest energią włożoną w uderzenie, $E_p = m\ g\ h_o$ jest energią zużyta na pokonanie poziomów, $E_{k2} = ½\ m\ v_1^2$ jest energią kinetyczną koła po uderzeniu, v i v_1 są prędkościami liniowymi koła przed i po uderzeniu. Oczywiście masę m koła należy traktować jako masą części pojazdu na koło to przypadającą, co zależy miedzy innymi od systemu jego resorowania.

Obecnie zarówno pojazdy jak i konstrukcje mostowe są do celów analizy dynamicznej analizowane z zastosowaniem bardzo złożonych, wieloparametrowych modeli, w postaci mas oddziaływujących na siebie za pośrednictwem sprężyn i tłumików o różnych charakterystykach. Tu przedstawiono jedynie istotę zagadnienia w najprostszym ujęciu energetycznym. W największym skrócie chodzi tu bowiem o to, że wielokrotnie uderzane elementy mostów mogą kumulować w sobie energię, która z kolei może wyzwolić się w postaci różnego rodzaju uszkodzeń. Tu również ma swój zakres zastosowań metoda sumacyjna *Palmgrena-Minera* (mimo, że oparta jest na założeniu liniowej kumulacji uszkodzeń), znana bardziej powszechnie raczej z analiz zniszczenia wskutek obciążeń cyklicznych.

Uderzenia w nierówności nawierzchni lub spowodowane nieciągłościami konstrukcji są o tyle jeszcze warte uwagi, że to one stanowić mogą źródło wysoce szkodliwych, niekiedy nawet niebezpiecznych następstw. Na przykład w przypadku tzw. idealnie gładkiego przejazdu (nawierzchnia bez żadnych nierówności), jego prędkość wpływa stosunkowo nieznacznie na tzw. nadwyżki dynamiczne. Na przykład w przypadku belek, ich ugięcie dynamiczne nie wzrasta więcej niż o kilka procent w stosunku do ugięcia statycznego pod tym samym obciążeniem. Tzw. prędkości krytyczne, czyli powodujące rezonans mostów belkowych, są bardzo wysokie bo przekraczające w przypadku konstrukcji stalowych 1000 km/h, w przypadku zaś konstrukcji betonowych - 2000 km/h, przy czym wraz ze zmniejszaniem rozpiętości przęsłowych prędkości te wzrastają.

Inaczej jest natomiast w przypadku wspomnianych uderzeń. Otóż jeśli nierówność, na przykład w postaci progu, jest usytuowana w środku rozpiętości belkowego przęsła swobodnie podpartego i jeśli w próg ten w regularnych odstępach czasowych uderzać będą koła pojazdów, przy czym odstępy te odpowiadać będą okresowi drgań własnych przęsła, to wartości prędkości krytycznych są wtedy realne, w niektórych przypadkach dotyczących mostów stalowych mogą nawet niewiele przekraczać 50 km/h [19]. Opisana sytuacja należy oczywiście do wyjątkowych, ale nie jest całkowicie nierealna. Podobnie tzw. nadwyżki dynamiczne, będące skutkami uderzeń w nierówności są znacznie wyższe od spowodowanej samą tylko prędkością przejazdu i mogą osiągnąć nawet 50 % (czasami więcej) odpowiadających im wielkości statycznych. Z uwag tych wynika zupełnie praktyczny wniosek o potrzebie likwidowania wszelkich nierówności nawierzchni na obiektach mostowych.

8. Niektóre przyczyny uszkodzeń i awarii obiektów mostowych spowodowane uderzeniami taboru wskutek wypadków i kolizji

8.1. Uderzenia taboru drogowego lub kolejowego

Uderzenia wymienione w tabl. 2 w pozycjach 3, 4, 5 należą do najczęściej występujących, ale z natury rzeczy traktowane są jako sytuacje wyjątkowe. Mimo to ich skutki powinny być przewidywalne, aby nie prowadziły do poważnych awarii lub nawet katastrof. Dlatego odpowiednie procedury projektowania są ujęte w odpowiednich normach i innych przepisach.

Znane są przypadki przebicia przez rozpędzone pojazdy barier ochronnych i balustrad na obiektach mostowych i tragicznego zwykle w skutkach wypadnięcia pojazdów na zewnątrz konstrukcji. Świadczy to o tym, że nie zawsze projektowane zabezpieczenia (jeśli są) są wystarczające. Opisanej sytuacji towarzyszy zwykle poważne lokalne zniszczenie konstrukcji lub elementów jej wyposażenia, zwłaszcza barier i innych urządzeń ochronnych.

Podobne uszkodzenia mogą wystąpić w wyniku kolizji pojazdów na obiekcie mostowym lub uderzenia w konstrukcję wskutek wykolejenia taboru szynowego. Przypadki takie, jakkolwiek na szczęście nieczęste, są dobrze znane nie tylko mostowcom, ale i szerokim kręgom społecznym, gdyż z zasady są relacjonowane w środkach przekazu.

Do najczęstszych jednak należy uderzenie w spód lub w bok konstrukcji wywołane próbą przejazdu pod obiektem pojazdu o przekroczonej wysokości skrajni (z ładunkiem lub bez). Dochodzi do takich zdarzeń mimo dość powszechnego stosowania różnego rodzaju zabezpieczeń, sygnalizacji i ostrzeżeń (np. bramek o określonej wysokości przy wjazdach do miast lub przed wiaduktami o ograniczonej wysokości skrajni). W nowych normach projektowania przewidziano możliwość wystąpienia takiej sytuacji. Na przykład w normie [5] podane są wartości zastępczych sił statycznych zależnie od rodzaju drogi pod obiektem (w przypadku autostrad jest to siła 1000 ÷ 2000 kN) oraz sposób ich przykładania do dolnych części konstrukcji. Spełnienie odpowiedniego warunku wytrzymałościowego oznacza, że nie zostanie przekroczony (przynajmniej teoretycznie) określony stan graniczny i nie powinno nastąpić zawalenie przęsła wskutek działania siły o zdefiniowanej w normie wartości. Nie oznacza to jednak eliminacji większych lub mniejszych uszkodzeń spodu konstrukcji lub innych jej części (por. komentarze w punkcie 3 oraz treść punktu 6). Doświadczenie wskazuje, że do uszkodzeń takich dochodzi niezależnie od wymagań stawianych w starych lub nowych normach projektowania. Są to zwykle uszkodzenia jednego (zewnętrznego) elementu (np. belki z betonu lub dźwigara stalowego), lub zewnętrznej części konstrukcji (np. płytowej), których zasięg może być bardzo różny, zależnie przede wszystkim od prędkości i energii uderzenia, ukształtowania uderzającej części pojazdu i uderzanej części konstrukcji oraz jakości materiału tworzącego uderzony element konstrukcji.

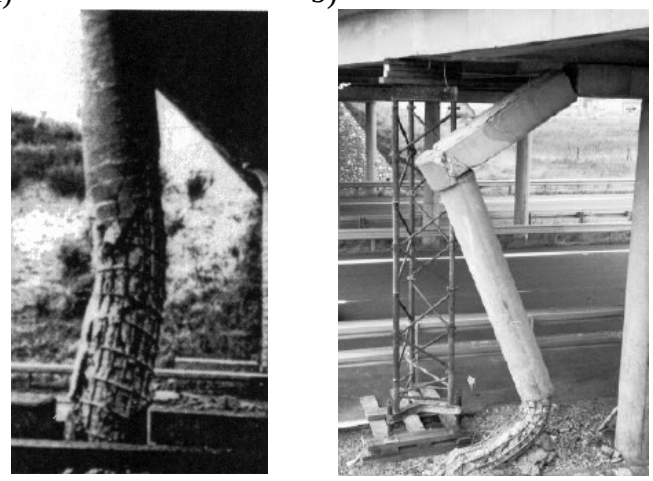
Ze względu na cechy samego uderzenia w spód lub w bok konstrukcji, to zależnie od okoliczności może być to uderzenie twarde (por. punkt 6) – wtedy energia uderzenia przetwarzana jest przede wszystkim w deformacje części uderzającego pojazdu, lub uderzenie cechach pośrednich między twardym i miękkim – wtedy energia uderzenia absorbowana jest częściowo przez deformacje pojazdu uderzającego i częściowo przez deformacje (uszkodzenia) uderzonej konstrukcji. Najczęściej spotykana jest ta druga sytuacja. Dobrze ją ilustruje rys. 6, zaczerpnięty z własnych doświadczeń inżynierskich autora.

Drugim przypadkiem ważnym zarówno ze względu na bezpieczeństwo konstrukcji i uczestników ruchu, jak i ze względu na procedury projektowania (por. np. [5]), jest uderzenie taboru drogowego (relatywnie często) lub kolejowego (relatywnie rzadko) w podpory wiaduktów. Różnica jednak między poprzednio przedstawionymi uderzeniami w spód konstrukcji i uderzeniami w podpory polega przed wszystkim na tym, że dolne części konstrukcji nie są na ogół zabezpieczone przed uderzeniami, podczas, gdy podpory oddzielają

Rys. 6. Zewnętrzna belka wiaduktu żelbetowego uszkodzona przez uderzenie pojazdu o przekroczonej wysokości skrajni (widok od spodu)

zwykle od jezdni bariery ochronne, podatne (częściej) lub sztywne (rzadziej). Wskutek tego uderzenie w samą podporę (jeśli do niego dochodzi) jest osłabione przez ubytek energii zaabsorbowanej przez deformacje barier. Mimo to skutki uderzeń w podpory bywają tragiczne. Wynika to między innymi z tego, że uderzenie to bliższe jest zwykle uderzeniu twardemu (por. punkt 6) – deformowany jest głównie pojazd uderzający. Nie jest to jednak regułą, zwłaszcza w przypadku uderzeń dużymi samochodami ciężarowymi z ładunkiem (tzw. tirami), co pokazano na rys. 7, zaczerpniętym z pracy [20].

a) b)



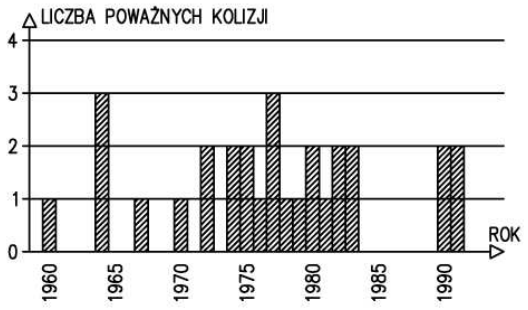
Rys 7. Przykłady skutków uderzeń w podpory pośrednie wiaduktów [20]

8.2. Uderzenia taboru pływającego

Ten rodzaj obciążeń występuje w Polsce jak dotychczas zupełnie incydentalnie, co wynika ze znanych uwarunkowań geograficznych i gospodarczych. Niemniej już w normie [21] jest oddzielny rozdział 13 „Uderzenia statków o podpory mostów”, co musiało wynikać z potrzeb praktyki. Sprawdzanie podpór na takie właśnie obciążenia są oczywiście uwzględnione w normie [5].

Przedstawione zagadnienie ma jednak bardzo duże znaczenie w wielu krajach na świecie. Najlepszym tego dowodem jest wydanie już kilkanaście lat temu specjalnego opracowania [12] pod auspicjami International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). Z tego właśnie opracowania zaczerpnięto rys. 8, ilustrujący liczbę poważnych katastrof

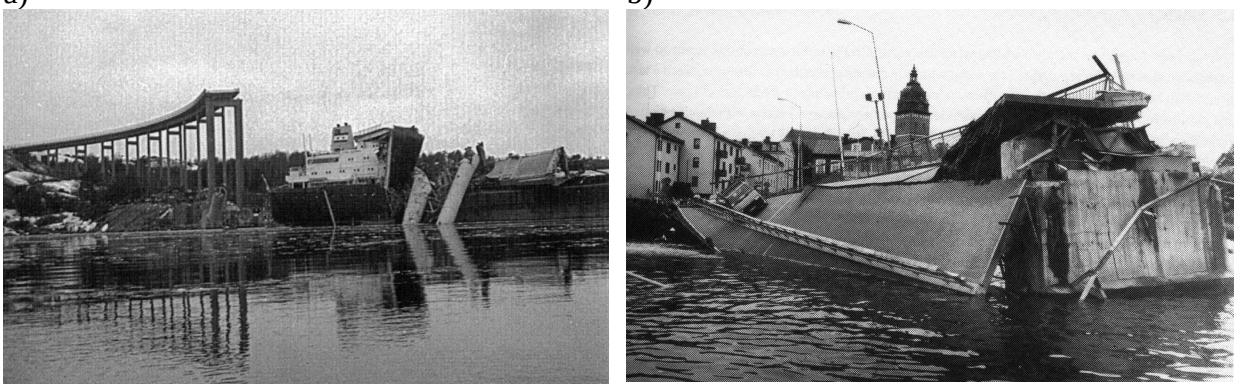
spowodowanych uderzeniami statków w podpory w latach 1960 – 1991. Jest rzeczą znamienną, że katastrofy tego rodzaju powodowane są niemal zawsze uderzeniami w podpory, nie zaś - jak to ma miejsce w przypadku taboru drogowego - w przęsła. Wynika to oczywiście z zachowania koniecznych wysokości skrajni żeglugowej, przewidywanych na ogół z dość dużym zapasem.



Rys. 8. Liczba katastrof spowodowanych uderzeniami statków w podpory w latach 1960 – 1991 [12]

Pierwsza, najbardziej głośna katastrofa tego rodzaju nastąpiła w 1964 roku. Całe przęsło słynnego mostu przez jezioro Maracaibo w Wenezueli, projektu Ricardo Morandiego, uległo wtedy całkowitemu zawaleniu po uderzeniu w podporę przez tankowiec. Na rys. 9 przedstawiono skutki katastrof w Szwecji, które nastąpiły w roku 1989 i 1991.

a) b)



Rys. 9. Katastrofa mostu: a) Tjörn (1980) i b) mostu Strängnäs (1990) [12]

Takie katastrofy oraz wzrost intensywności żeglugi (a także tonażu statków) spowodowały rozwój budowy różnego rodzaju zabezpieczeń podpór mostowych przed skutkami uderzeń statków. Jest to w wielu krajach, na przykład w Japonii, bardzo poważna dziedzina inżynierii mostowej. Rozwinięta jest też odpowiednia sygnalizacja nawigacyjna, której zadaniem jest zapobieganie kolizji statków z podporami mostów.

W zależności od rodzaju pływającego taboru (np. lekkie statki czy potężne tankowce) oraz konstrukcji podpór, może wystąpić uderzenie twarde lub miękkie, których skutki mogą być różne. W przypadku uderzeń przez duże jednostki pływające (np. tankowce), mamy jednak do czynienia z sytuacją pośrednią – katastrofie mostu towarzyszy deformacja statku, głównie dość dużej części jego kadłuba.

Można spodziewać się, że w miarę rozwoju infrastruktury komunikacyjnej i żeglugowej w naszym kraju, znaczenie przedstawionego tu zagadnienia będzie wzrastać.

9. Oddziaływania wiatru

Na oddziaływania wiatru są szczególnie wrażliwe mosty wiszące i podwieszone o pomostach stalowych oraz – w nieco mniejszym stopniu – stalowe mosty kratownicowe i łukowe (por. tabl. 2, poz. 8). Oddziaływania te mogą być poważnym dynamicznym źródłem awarii, a nawet katastrof tego rodzaju konstrukcji. Podkreślić jednak warto słowo mogą. Prawda jest bowiem taka, że od słynnej katastrofy mostu Tacoma w USA dnia 11 listopada 1940 roku, nie zarejestrowano katastrofy mostu wiszącego wskutek oddziaływania wiatru. Ta bowiem katastrofa była genezą powstania i szybkiego rozwoju współczesnej aerostatyki i aerodynamiki mostów – zaawansowanych analiz teoretycznych i badań doświadczalnych. Co więcej to zawalnie mostu Tacoma nadal stanowi inspirację do analiz przeprowadzanych z zastosowaniem metod niedostępnych jeszcze w latach czterdziestych XX wieku [22].

Aerostatyka i aerodynamika mostów jest bardzo złożoną dziedziną wiedzy, stanowiącą ważną część stale rozwijanej inżynierii wiatrowej. Analizy aerodynamiczne mostów są w ostatnich latach przeprowadzane w naszym kraju i w odniesieniu do dużych obiektów [23] (np. Mostu Siekierkowskiego w Warszawie [24]), jak i stosunkowo małych, ale o nowatorskiej konstrukcji kładek dla pieszych [17].

Nie wdając się z oczywistych względów w dokładne rozważania (autor nie jest zresztą wysoce wyspecjalizowany w inżynierii wiatrowej), wskażemy tylko hasłowo na zakres zagadnień wiatrowych we współczesnym mostownictwie. Zagadnienia te obejmują: aerostatykę i mogące być następstwem statycznego działania sił wiatru zwichrzenie elementów konstrukcji, dywergencję (flatter dywergencyjny) aerodynamiczną, działania wirów (ang. *vortex shedding*), trzepotanie (ang. *buffeting*), niestabilność skrętną oraz galopowanie (ang. *galloping)*. Do tego należy jeszcze dodać wzbudzenia wiatrowo-deszczowe (ważne zwłaszcza w odniesieniu do wzbudzania drgań kabli systemu podwieszenia) [25]. Wszystkie te efekty, które w znacznej mierze zależą od prędkości wiatru i jej zmian w czasie i przestrzeni, powodują drgania giętne, skrętne oraz poprzeczne konstrukcji oraz pewne szczególne efekty, dotyczące pojedynczych jej elementów. Gdy jest taka potrzeba, oddziaływania wiatru są w sposób racjonalny łagodzone przez najrozmaitsze urządzenia, stanowiące wyposażenie mostów, na przykład specjalnie wyprofilowane owiewki, tłumiki drgań, etc. Dobór kształtu przęseł dużych mostów wiszących i podwieszonych też dobierany jest na podstawie teoretycznych analiz wiatrowych i badań aerodynamicznych (prowadzonych zwykle w tunelu aerodynamicznym na tzw. modelach sekcyjnych konstrukcji).

Trzeba podkreślić, że sposób projektowania z uwzględnieniem oddziaływań wiatru jest obecnie tak zaawansowany, że - jak wspomniano na wstępie – od 1940 roku nie zanotowano żadnej katastrofy mostu w stadium jego eksploatacji, która spowodowana byłaby efektami wiatrowymi. Niemniej jednak nie wszystkie te efekty są w procesie studiów wstępnych, a następnie projektowania uwzględniane na tyle wystarczająco, aby skutki działania wiatru nie powodowały zagrożeń komfortu użytkowania mostów.

Dobitnym tego przykładem jest oddany do użytku w 1995 roku podwieszony most Normandie we Francji, o rekordowym w Europie przęśle głównym rozpiętości 856 m (rys. 10). Mimo, iż most ten był projektowany z zastosowaniem najnowszych metod analiz i badań, w pewnych warunkach wiatrowych ruch po nim jest zamykany lub ograniczany. Nie chodzi tu jednak o zagrożenie katastrofą lecz o przekroczenie wymaganego progu komfortu użytkowania przez zbyt duże drgania, wzbudzające niepokój użytkowników. Kryterium komfortu użytkowania jest wobec coraz lżejszych konstrukcji coraz częściej kryterium decydującym, zwłaszcza w odniesieniu do kładek dla pieszych (patrz punkt 10). Duże drgania konstrukcji mają też zwykle wpływ na efekty zmęczniowe. Tak więc wiele jest jeszcze wyzwań związanych z inżynierią wiatrową w mostownictwie.

Rys. 10. Most Normandie we Francji

W Polsce oddziaływania wiatru są szczególnie istotne w przypadku lekkich kładek dla pieszych o tzw. nietypowych formach konstrukcyjnych. Wiele informacji na ten temat można znaleźć w wydawnictwie [17].

Podsumowując można stwierdzić, że oddziaływania wiatru są potencjalnie dynamicznym źródłem uszkodzeń i awarii niektórych typów konstrukcji mostowych. Podejmowane jednak przeciwdziałania poprzedzające ich realizacje (studia, badania) są na tyle skuteczne, że – o ile autorowi wiadomo - nie odnotowano u nas dotychczas szkodliwych skutków działania wiatru na eksploatowane obiekty mostowe, zagrażające ich bezpieczeństwu.

10. Oddziaływania pieszych

Oddziaływania pieszych na konstrukcje mostowe mają swoje historyczne odniesienia związane z katastrofami mostów (legendarne już zawalenie mostu wskutek wprowadzenia go w rezonans przez oddział maszerujący „w nogę”). Dziś oczywiście do tego rodzaju zdarzeń nie dochodzi. Niemniej oddziaływania pieszych w przypadku wiotkich, lekkich konstrukcji może spowodować wprowadzenie ich w drgania giętne lub skrętne o amplitudach na tyle dużych, że zaburzają one poważnie komfort użytkowania obiektów. Dotyczy to przede wszystkim kładek dla pieszych. Dlatego w ich projektowaniu spełnienie owego kryterium ma podstawowe znaczenie. Tematyka ta jest przedmiotem licznych już analiz teoretycznych i badań doświadczalnych, prowadzonych także w kraju (np. [26] i [27]).

Ponieważ we współczesnych rozwiązaniach konstrukcyjnych i materiałowych kładek dla pieszych wartość współczynnika $\lambda(k)$ (patrz punkt 7.1.) jest stosunkowo duża (może być nawet $\lambda(k) \geq 1$), to konstrukcje te są szczególnie podatne na efekty zmęczeniowe, mogące prowadzić do awarii lub nawet katastrof. Stąd projektowanie ich jest trudne, bo - żargonowo rzecz ujmując – „ może im brakować masy i sztywności”.

Najbardziej spektakularnym przykładem skutków owego braku, jest słynna już kładka: bardzo nowoczesny i o niebanalnej konstrukcji Most Milenijny w Londynie (rys. 11), wybudowany kosztem 18,2 milionów £ (o 12 %) przekroczono planowane koszty), który został otwarty w dniu 10 czerwca 2000 roku i tegoż dnia zamknięty z powodu wprawienia go w zbyt duże drgania przez tłum przechodzących ludzi. Kosztem dodatkowych 5 milionów £

obiekt ten usztywniono wbudowując 37 tłumików wiskotycznych i 52 tłumiki masowe. Most powtórnie oddano do użytku 22 lutego 2002. Okresowo jest on jednak zamykany. Na przykład ostatnio, dnia 18 stycznia 2007 roku w obawie przed możliwością „zdmuchnięcia" przechodniów przez szczególnie silny wiatr sztormowy.

Rys. 11. Most Milenijny w Londynie – dwukrotnie oddawany do użytku

Podsumowując ten punkt tekstu można stwierdzić, ze oddziaływanie pieszych może w pewnych sytuacjach stanowić potencjalnie dynamiczne źródło przemieszczeń konstrukcji kładek dla pieszych, które nie tylko znacznie obniżają komfort ich użytkowania, ale mogą doprowadzić je do stanów przedawaryjnych.

11. Uwagi końcowe

Jest rzeczą oczywistą, że w niniejszym opracowaniu zaledwie zasygnalizowano dynamiczne przyczyny awarii konstrukcji mostowych. Zgodnie z zapowiedzią w punkcie 1, przedstawiono tylko niektóre, subiektywnie wybrane przez autora, zagadnienia.

Zjawiska dynamiczne mają inny przebieg od statycznych. Dlatego oceniając ich wpływ na konstrukcje mostowe trzeba znać naturę tych zjawisk. Ponadto (o czym tu prawie nie pisano) w warunkach dynamicznego działania obciążeń, materiały konstrukcyjne maja inne cechy od wykazywanych przy obciążeniach statycznych, co ma swoje konsekwencje w zachowaniu (odpowiedzi) konstrukcji. Na przykład moduł Younga betonu wzrasta wraz z narastaniem prędkości obciążenia i to bardziej w przypadku betonów niższych klas niż w przypadku betonów klas wyższych.

Opisane tu dynamiczne przyczyny awarii mostów mogą mieć inne znaczenie w odniesieniu do obiektów mostowych z materiałów nowej generacji, zwłaszcza kompozytów polimerowych. Chodzi tu głównie o drgania takich konstrukcji i związane z nimi efekty zmęczeniowe, zwłaszcza w połączeniach elementów. Niewiele jeszcze o tym wiadomo.

Przedstawione tu niektóre przykłady wskazują, ze mimo zaawansowanych metod analitycznych i doświadczalnych oraz procedur projektowania, nie wszystkie zjawiska dynamiczne i ich skutki mogą być dostatecznie dokładnie określone. Stąd wynika potrzeba doskonalenia tych metod.

Bibliografia

1. Jarominiak A., Rosset A., : Katastrofy i awarie mostów, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1986.
2. Flaga K., Refleksje na temat katastrofy budowlanej przy budowie wiaduktu drogowego w Ogrodzonej, XXII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane". Szczecin – Międzyzdroje, 17 – 20 maja 2005 roku, s. 53-66.
3. Rymsza J., O przyczynach katastrofy budowlanej, ibid., s. 503-510.
4. Radomski W., Społeczne skutki awarii mostów – przykład warszawski, XXI Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane", Szczecin – Międzyzdroje, 20-23 maja 2003 roku, s. 209-235.
5. Eurokod 1 – oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wyjątkowe, maj 2003 roku, tłumaczenie wersji angielskiej – listopad 2003 roku.
6. Huber M.T., Stereomechanika techniczna, PWN, Warszawa 1958.
7. Gryboś R., Teoria uderzenia w dyskretnych układach mechanicznych, PWN, Warszawa 1969.
8. Kennedy R.P., A review of procedures for the analysis and design off concrete structures to resist missile impact effects, Nuclear Engineering Design, 37, 2, 1976, 183-203.
9. Chang W.S., Impact of solid missiles on concrete barriers, Journal of the Structural Division, ASCE, 107 ST2, 1981, 257-271.
10. Glinicki M. A. i Radomski W., Badania postaci zniszczenia płyt fibrobetonowych obciążanych uderzeniami, Archiwum Inżynierii Lądowej, XXXII, 3, 1986, 483-502.
11. Radomski W., Fibre reinforced concrete, Japan, Kanazawa University 1991.
12. Larsen O.D., Ship collision with bridges. The interaction between vessel traffic and bridge structures, IABSE, Structural Engineering Documents 4, 1993.
13. Czudek H. i Pietraszek T, Trwałość stalowych konstrukcji mostowych przy obciążeniach zmiennych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1980.
14. Czudek H., Trwałość mostów drogowych, Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Warszawa 1992.
15. Czudek H. i Wysokowski A., Trwałość mostów drogowych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2005.
16. Furtak K., Nośność przekrojów normalnych w zginanych elementach poddanych obciążeniom zmiennym ze szczególnym uwzględnieniem obiektów mostowych, Politechnika Krakowska, Zeszyt naukowy nr 4/64, Kraków 1985.
17. Projektowanie, budowa i estetyka kładek dla pieszych, Monografia, Edytorzy: Kazimierz Flaga i Wojciech Średniawa, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Mostów i Tuneli, Kraków 2003.
18. Biliszczuk J. et al., Projektowanie stalowych kładek dla pieszych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2004.
19. Czudek H. i Radomski W., Podstawy mostownictwa, PWN, Warszawa 1983.
20. Trouillet P., Truck impacts on French toll-motorways bridges's piers, IABSE International Conference "Safety, Risk and Reliability – Trends in Engineering", Malta, March 21-23, 2001, p. 729-734.
21. PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia.
22. Larsen A., Aerodynamics of the Tacoma Narrows Bridge – 60 years later, Structural Engineering International, 4, 2000, p.243-248.
23. Biliszczuk J., Mosty podwieszone – projektowanie i realizacja. Arkady 2005.
24. Budowa Mostu Siekierkowskiego w Warszawie, praca zbiorowa pod red. Stefana Filipuka, Qax Manufaktura Artystyczna, Bydgoszcz – Gdańsk 2004.

25. Wardlaw R.L., Cable supported bridges under wind action, Proceedings of the Seminar "Cable-Stayed Bridges – Recent Developments and their Future, Yokohama, Japan, 10-11 December 1991, Elsevier 1991, p. 213-234.
26. Pańtak M. i Flaga A., Krzywa komfortu wibracyjnego w odniesieniu do mostów dla pieszych wg normy ISO/CD 10137:2005 i propozycje własne. Inżynieria i Budownictwo, 10, 2006, s. 541-547.
27. Żółtowski K., Zjawisko interakcji idącego człowieka i drgającego podłoża konstrukcji inżynierskiej, w [17], s. 51-70.