

Analiza obliczeniowa możliwości zabezpieczenia ramowniczego obiektu mostowego na znaczne wpływy górnice

Piotr Bętkowski¹, Stefan Pradelok²

¹ *Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, e-mail: piotr.betkowski@polsl.pl*

² *Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, e-mail: stefan.pradelok@polsl.pl*

Streszczenie: W referacie została dokonana analiza obliczeniowa wpływu eksploatacji górniczej na pewien obiekt mostowy o konstrukcji ramowej. Górnicze deformacje podłoża powodują powstanie dodatkowych sił wewnętrznych w tego typu konstrukcjach. Ze względu na ramową konstrukcję obiektu szczególną uwagę zwrócono na interakcję konstrukcji i podłoża oraz na powstanie dodatkowych sił wewnętrznych w konstrukcji. Określono rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji oraz wzrost wyężenia w wybranych, niewralgicznych dla bezpieczeństwa, elementach obiektu. Zaproponowano zmianę schematu statycznego jako rozwiązanie techniczne dostosowujące konstrukcję do przeniesienia planowanych dodatkowych odkształceń od górniczych deformacji terenu. Podano przykład analizy obliczeniowej.

Słowa kluczowe: szkody górnicze, mechanika budowli, MES, mosty

1. Wprowadzenie

Na terenach Górnego Śląska znajduje się wiele betonowych obiektów mostowych o konstrukcji ramowej. Takie obiekty były często budowane w latach 50-tych i 60-tych XX w., w czasie intensywnego rozwoju gospodarczego regionu związanego m.in. z wydobyciem węgla kamiennego.

Postępująca zmiana lokalizacji obszarów eksploatacji górniczej sprawia, że część tych obiektów, nie projektowana na wpływy górnicze, znajduje się na obszarach poddanych wpływom górniczych deformacji terenu. Obiekty mostowe, pomimo że mają ponad 50 lat, są często w dobrym stanie technicznym. Problemem trudnym w przypadku kruchych konstrukcji betonowych są znaczne deformacje terenu. [1], [2], [3], [4]

W referacie poddano analizie obliczeniowej sposób zabezpieczenia betonowego ramowego obiektu mostowego na wpływy górnicze przez wzmocnienie filarów oraz stworzenie warunków do powstania przegubu plastycznego w miejscu połączenia filarów z dźwigarami.

2. Problem w określeniu nośności konstrukcji

Na ogół nie można wprost ustalić obecnej nośności obiektu na podstawie analizy obliczeniowej, tj. obliczeń wytrzymałościowych. Systemy norm uległy zmianie, zarówno odnośnie do obciążeń ([5], [6], [7]) jak i wymagań dotyczących stali i betonu, np. popularne w latach 50-tych ubiegłego wieku pręty gładkie średnicy $\phi 36$ nie są obecnie stosowane, stąd nie można użyć wzorów z aktualnej normy mostowej w odniesieniu do żelbetu [8]. Podobnie beton żwirowy, często stosowany w obiektach podobnych do analizowanego w referacie, nie może być w ogóle obecnie stosowany w mostownictwie. Tysiące konstrukcji zostało jednak zaprojektowanych i wykonanych prawidłowo, zgodnie z ówczesnym stanem wiedzy technicznej i do dziś doskonale pełnią swoją rolę. Co więcej, okazuje się, że często posiadają rezerwy nośności większe niż w obecnie projektowanych konstrukcjach. Do właściwego przyjęcia zabezpieczeń na wpływy górnicze (skutecznego

i ekonomicznie uzasadnionego wzmocnienia konstrukcji) konieczne jest właściwe określenie wyężenia poszczególnych elementów konstrukcji od obciążeń użytkowych.

Nie da się wiarygodnie zidentyfikować zbrojenia w starej konstrukcji. Skanowanie zbrojenia daje wyniki wątpliwej jakości. Ponadto, aby ustalić przebieg i rozkład zbrojenia konieczne byłoby wykonanie ogromnej liczby badań (co jest nieuzasadnione ekonomicznie). Ustalenie przebiegu zbrojenia poprzez liczne "odkuwki" również jest kosztowne, ponadto trudno uzyskać dostęp do drugiej i trzeciej warstwy zbrojenia bez zniszczenia konstrukcji. Badanie konstrukcji to nie projekt nowego obiektu, gdzie określa się nośność wielu przekrojów (m.in. różnicując/projektując liczbę wkładek zbrojeniowych, rozstaw strzemion). W przypadku zabezpieczenia istniejącej konstrukcji obiekt jest już wybudowany, a liczba wkładek zróżnicowana – wystarczająca jest więc analiza wybranych, reprezentatywnych dla analizy przekrojów.

3. Opis zaproponowanej metody zabezpieczenia konstrukcji

Dopuszczalny poziom sił wewnętrznych zostanie ustalony przez porównanie sił wewnętrznych na które zaprojektowano obiekt i tych, które powstają od obowiązujących obecnie obciążeń i od wpływów górniczych. Takie podejście pozwoli określić rozkład sił wewnętrznych od obciążeń na które zaprojektowano konstrukcję (tzw. nośność projektową) i porównać wyniki obliczeń otrzymane przy aktualnych obciążeniach zmiennych, zmianie schematu statycznego konstrukcji i wymuszeniach górniczych. Celem analiz jest określenie sił wewnętrznych i porównanie wyężenia w pewnych reprezentatywnych w konstrukcji przekrojach – przyjęto za punkt odniesienia (i poziom bezpieczny) poziom sił wewnętrznych na jakie zaprojektowano obiekt. Taka analiza jest o wiele bardziej wiarygodna niż wyznaczenie naprężeń przy szeregu niepewnych danych.

Dla konstrukcji ramowych istotne są poziome deformacje podłoża wywołane górniczymi rozpelzaniem lub splezaniem terenu. W wielu przypadkach w obiektach podobnych do analizowanego w referacie, przemieszczenia poziome podpór spowodowane eksploatacją górniczą przekraczają 5 cm. Mniej istotne dla konstrukcji ramowych są na ogół nierównomierne osiadania podpór. Ze względu na znaczną głębokość na której prowadzona jest eksploatacja górnicza (na ogół ponad 600 m) promienie krzywizny terenu są duże (ponad 30 km), a nierównomierne osiadania podpór nie przekraczają 1 cm, czyli wartości którą zarówno w latach 50-tych ubiegłego wieku [5], jak i obecnie [7] przyjmuje się jako jedno z obciążeń na etapie projektowania konstrukcji.

Elementem konstrukcji szczególnie narażonym na powstanie dodatkowych sił wewnętrznych są słupy rami. Te siły wewnętrzne przenoszą się również na pomost.

W referacie omówiono metodę zabezpieczenia obiektu przez zmianę schematu statycznego konstrukcji: stworzenie warunków do powstania przegubu plastycznego w miejscu połączenia filarów z dźwigarami (usztywnienie głowicy słupa ramką z kątowników stalowych i nacięcie otuliny prętów zbrojeniowych na filarach tuż pod dźwigarami - szerokość i głębokość nacięcia po 4 cm oraz wypełnienie szczeliny silikonem - nastąpić może zmiana schematu statycznego, gdzie pomost będzie pracować jak belka ciągła) i wzmocnienie filarów kątownikami stalowymi umieszczonymi w narożach słupów.

Szczególne uwagę należy zachować przy analizowaniu wpływów górniczych na obiekty o skośnej płycie pomostowej. W referacie analizowano model takiego obiektu.

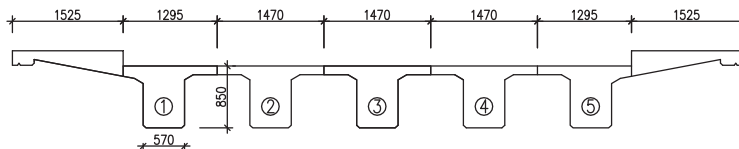
4. Przykład obliczeniowy

4.1. Opis modelu MES

Poniżej zestawiono podstawowe informacje o geometrii przykładowego obiektu mostowego potrzebne do stworzenia modelu MES [9]:

- schemat statyczny: ciągły, rama, 3 przęsła,
- rozpiętość przęseł (mierzone w osiach podpór): $13,3 + 18,5 + 13,3$ m,
- szerokość obiektu (pomostu): 10 m,
- wysokość filarów (podpór): 5,50 m,
- kąt skrzyżowania z przeszkodą (skos płyty): $58,8^\circ$,
- rodzaj dźwigarów: belki monolityczne żelbetowe, 5 belek (rys.1)

- rodzaj pomostu: płytowy, żelbetowy monolityczny (rys.1),
- filary (dwie podpory pośrednie): 5 słupów na każdą podporę na wspólnej ławie, przekrój słupów prostokątny 0,57x0,57m,
- przewiązka pomiędzy słupami filarów: przekrój prostokątny 037x0,40 m,
- szerokość jezdni: 7 m – 2 pasy ruchu.

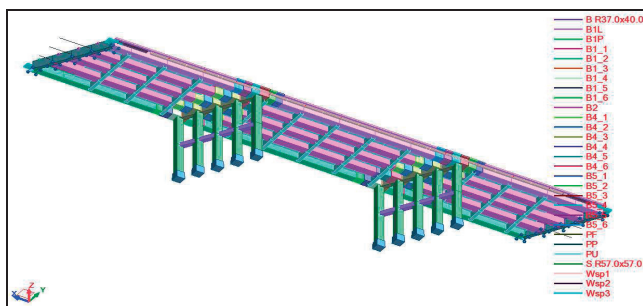


Rys. 1. Przekrój poprzeczny

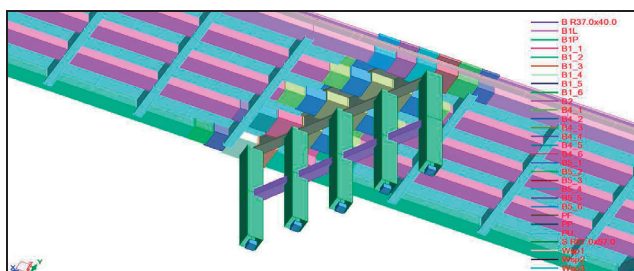
Przekroje zdefiniowano bezpośrednio w programie MES jako teowe (dźwigary, poprzecznicę), prostokątne (pasma płytowe, wsporniki pochodnikowe, filar z przewiązką), zgodnie z geometrią elementów (przekrój poprzeczny rys.1).

W modelu założono, że obiekt wykonano z betonu odpowiadającego klasie B-15 wg [8]. Taki materiał dobrze oddaje właściwości popularnego w latach 50-tych XX w. betonu żwirowego, takie jak np. niska wartość modułu Younga. Odpowiednie przyjęcie parametrów betonu jest istotne, ponieważ w dalszej części referatu analizowany będzie wpływ wymuszonych przemieszczeń węzłów podporowych, a sztywność elementów ramy wpływa na wielkość sił wewnętrznych wywołanych tymi przemieszczeniami.

Model obliczeniowy to rama przestrzenna z nałożonym nieważkim panelem. W modelu uwzględniono skos płyty pomostowej i skośne usytuowanie podpór względem osi podłużnej obiektu. Model wykonano z elementów prętowych jako przestrzenny (3W) – Rys. 2. Podpory to wahacze na przyczółkach (zablokowany tylko kierunek pionowy) i utwierdzenie w przypadku filarów.



Rys. 2. Model wiaduktu w programie MES - wizualizacja



Rys. 3. Model wiaduktu w programie MES - wizualizacja zmiennej szerokości dźwigarów

Uwzględniono zmienną (większą) szerokość dźwigarów nad podporami - typową dla wielu rzeczywistych obiektów (Rys. 3). Celem przy tworzeniu modelu rzeczywistej konstrukcji o skośnej płycie pomostowej powinno być zawsze możliwie wierne

odzwierciedlenie geometrii i sztywności poszczególnych elementów, ponieważ zbyt duże uproszczenia zmieniają rozkład sił wewnętrznych.

4.2. Obciążenia

4.2.1. Obciążenia stałe

Model obciążono ciężarem własnym i elementami wyposażenia pomostu (nawierzchnia asfaltowa, kapy chodnikowe, poręcze). Obciążenia stałe uległy na przestrzeni lat (wg [5] i wg [7]) jedynie niewielkim zmianom.

4.2.2. Obciążenia zmienne

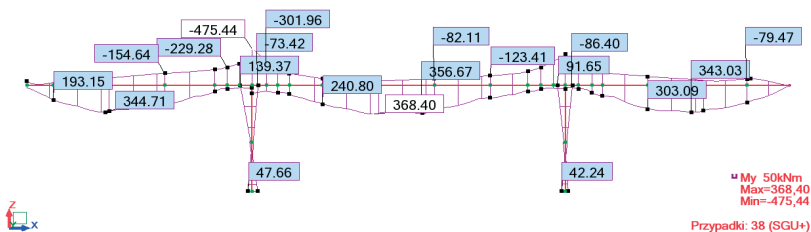
W wielu podobnych konstrukcjach brak określenia aktualnej klasy obciążenia właściwej dla danego obiektu. Stąd należy wykonać analizę porównawczą obciążeń aktualnych i tych, na które zaprojektowano obiekt. Analizowano trzy przypadki obciążenia (wiadukt drogowy): wg norm aktualnych w czasie projektowania obiektu [5], wg aktualnej normy mostowej [7], w instrukcji GDDKiA do określania nośności użytkowej [6].

Wg normatywu z 1952 r. [5] obiekty mostowe drogowe należy obciążać obciążeniem zastępczym taboru samochodowego. Obciążenie zastępcze składa się z obciążenia p w T/m^2 , równomiernie rozłożonego na całej jezdni i z obciążenia dodatkowego P w T/m , równomiernie rozłożonego wzdłuż linii stycznej kół z nawierzchnią na całej szerokości jezdni. W klasie I [5] (na taką klasę obciążenia projektowano w latach 50-tych obiekty mostowe na drogach łączących miasta): $p=0,4T/m^2$ (4 kN/m^2), $P=8T/m$ (czyli 80 kN/m).

Dawnym obciążeniem klasy I wg [5] odpowiada obecnie obciążenie klasy C wg [7]. Schemat obciążenia klasy C składa się z obciążenia równomiernie rozłożonego q oraz obciążenia K w postaci sił skupionych (4 pary sił, odległość sił w parze $2,7\text{ m}$, odległość par sił mierzona wzdłuż obiektu to $1,2\text{ m}$, odległość osi ciągnika K od zewnętrznej krawędzi krawężnika/kapy to $2,0\text{ m}$) nałożonego na obciążenie q w miejscu najniekorzystniejszym dla obliczanej wielkości. W klasie C: $q=2\text{ kN/m}^2$, $K=400\text{ kN}$.

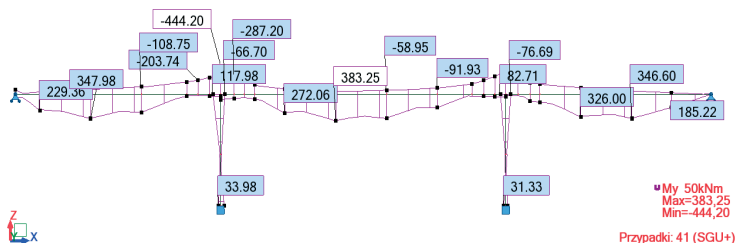
Analizowano także obciążenie użytkowe wg „Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych” [6]. Przyjęty model obciążenia (pojazd o pięciu osiach, z trzema osiami z tyłu) dobrze opisuje rzeczywiste pojazdy, które są dopuszczone do ruchu na polskich drogach, zarówno pod względem ilości i rozstawu osi (i kół), jak i wartości obciążeń (nacisków osi). Przyjęto kategorię/pojazd: 1/S42. Model obciążenia składa się z pojazdu o masie 42 ton i obciążenia liniowego $q=5\text{ kN/m}$.

Poniżej podano obwiednie momentów od powyższych obciążeń zmiennych.

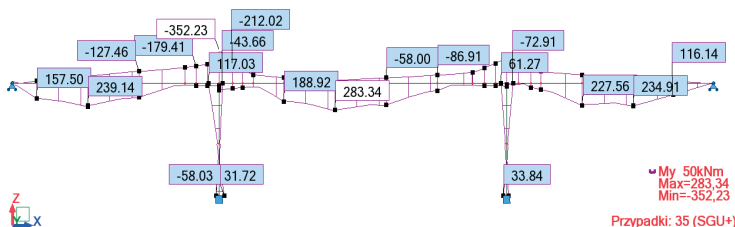


Rys. 4. Obwiednia momentów od obciążenia $P+p$ [5]

Wielkości wewnętrzne od obciążeń klasy I wg [5] (rys.4) i klasy C [7] (rys.5) są podobne. Wielkości wewnętrzne od obciążeń wg Instrukcji GDDKiA [6] (rys.6) są mniejsze niż te na które zaprojektowano obiekt. Po obiekcie (zgodnie z [6]) dopuszczalny jest przejazd wszystkich pojazdów, które spełniają warunki dopuszczenia do ruchu po drogach publicznych w Polsce. Różnica pomiędzy wielkościami na które zaprojektowano konstrukcję (rys.4) a wyznaczonymi wg Instrukcji GDDKiA [6] (rys.6) to zapas nośności, który może być wykorzystany przy projektowaniu zabezpieczeń na wpływy górnicze.



Rys. 5. Obwiednia momentów od obciążenia K+q [7]



Rys. 6. Obwiednia momentów od obciążenia S+q [6]

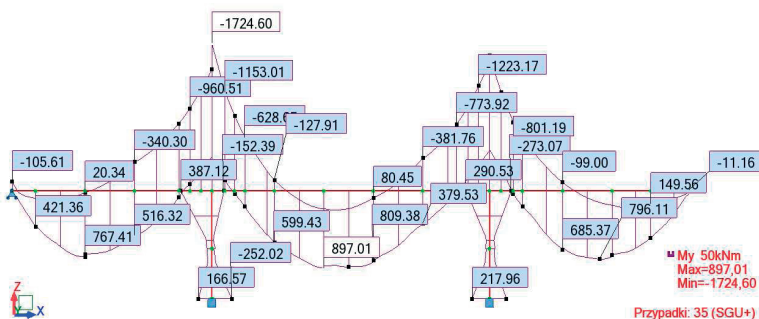
4.2.3. Obciążenia inne

Nierównomierne osiadanie podpór.: W przepisach z 1952 roku [5] przyjmowano osiadanie 1 cm, podobną wartość osiadań zakłada aktualna mostowa norma obciążeń [7]. W obliczeniach przyjęto osiadanie 1 cm, niezależnie dla każdej podpory.

Wpływ temperatury.: Zarówno wg przepisów z 1952 roku [5] jak i obecnych norm mostowych [7] należy analizować dwa przypadki: a) nierównomierne nagrzewanie/ozimienie elementu (różnica na krawędziach przeciwnych $\Delta t=5^{\circ}\text{C}$), b) zmiany temperatury w zakresie od -15 do $+30^{\circ}\text{C}$ (poziom odniesienia $t=+10^{\circ}\text{C}$). Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej zarówno w przeszłości jak i obecnie przyjmowano podobnie: $\Delta t=0,00001$.

4.2.4. Obwiednia momentów

Obwiednię momentów od wszystkich obciążeń wg [5] na które zaprojektowano obiekt pokazano nr rys 7.

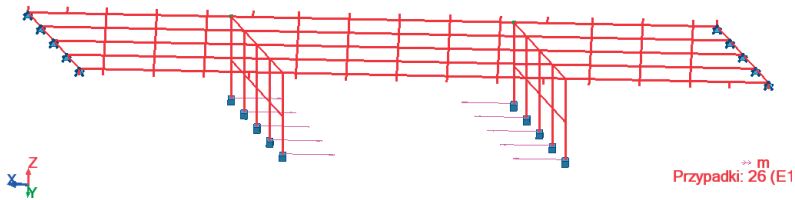


Rys. 7. Obwiednia momentów od wszystkich obciążeń (wg przepisów z 1952 roku [5])

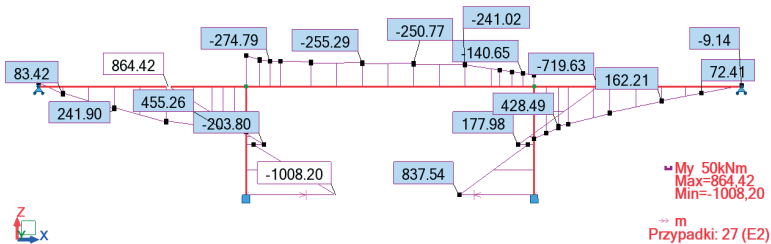
4.3. Wpływy górnicze

Wpływ poziomych deformacji terenu na konstrukcję wymodelowano przykładając zadane przemieszczenia do węzłów podporowych filarów, czyli jako obciążenie zewnętrzne wprowadzone do modelu wykonanego w programie MES (Rys.8).

Przyjęto przemieszczenie 36 mm (spężanie) na kierunku prostopadłym do płaszczyzny filara.



Rys. 8. Modelowanie poziomych deformacji terenu jako przemieszczeń węzłów podporowych

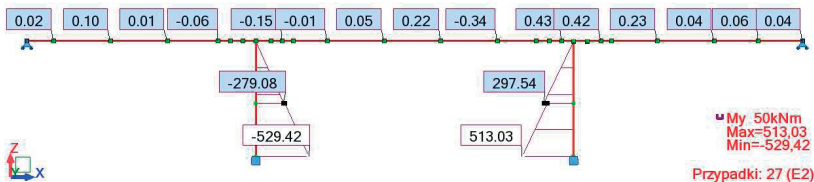


Rys. 9. Wykres momentów zginających od przemieszczenia węzłów - istniejąca konstrukcja

Wzrost momentów w dźwigarach w stosunku do momentów na które zaprojektowano obiekt (rys.7) nie przekracza 30%. Istotnie natomiast, bo prawie 5 razy (ok. 500%), rośnie moment zginający w filarach.

Konieczne są działania zabezpieczające konstrukcję na wpływ poziomych deformacji terenu (spężań).

4.4. Zmiana schematu statycznego pracy konstrukcji



Rys.10. Wykres momentów zginających od przemieszczenia węzłów - konstrukcja zabezpieczona

Konstrukcja sama dostosuje się do odkształceń terenu.

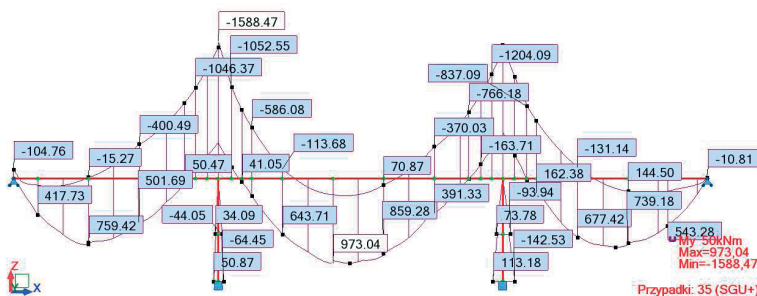
Założono możliwość obrotu filarów w miejscu mocowania ich w pomoście (powstanie przegub plastyczny). Zmianie ulegnie schemat statyczny pracy konstrukcji. Nowy model jest podobny jak ten opisanym w punkcie 4.1., jednak filary nie są już połączone sztywno z dźwigarami.

Na skutek zwolnienia możliwości obrotu filarów w miejscach połączenia z dźwigarami nastąpił w filarach dwukrotny spadek maksymalnych momentów zginających pochodzących od wpływów górniczych, w przeszle brak natomiast momentów zginających pochodzących od wpływów górniczych (przeszło uwolniono od wpływów górniczych). Wyniki podano na rys. Rys. 10.

Na skutek zwolnienia możliwości obrotu filarów w miejscach połączenia z dźwigarami zmiana momentów zginających pochodzący od wszystkich obciążeń stałych i zmiennych określonych wg [5] działających na obiekt jest niewielka. Niewielki wzrost momentów zginających w pomoście rekompensuje różnica momentów powstających w konstrukcji od obciążeń użytkowych na jakie zaprojektowano obiekt wg [5] (rys. 5)

a nośnością użytkową wg [6] (rys 6).

Filary są wiotkie w stosunku do dźwigarów, stąd powstanie przegubów plastycznych w miejscu ich połączenia z dźwigarami (przecięcie zbrojenia) nie spowoduje znacznych zmian wartości momentów od ciężaru własnego konstrukcji, elementów wyposażenia, taboru w przęsłach (zmiana konstrukcji z belkowej ramowej na belkową), ale istotnie zredukuje momenty w filarach pochodzące od wpływów górniczych.



Rys. 11. Obwiednia momentów od wszystkich obciążeń (wg [5]) po nacięciu filarów

4.5. Zabezpieczenie filarów

W przypadku filara nawet po zmianie schematu statycznego pracy konstrukcji nastąpiło przekroczenie momentów o $M_{f,k} = -94,8 + 142,5 + 529,4 = 577,1$ kNm ($M_{f,k}$ dotyczy pojedynczego słupa, każda podpora składa się z pięciu słupów).

Typowe wzmocnienie filarów to umieszczenie w narożach filarów kątowników stalowych. Kątowniki powinny być tak dobrane, aby przemieścić w całości dodatkowe momenty zginające. W przykładzie obliczeniowym przyjęto kątowniki L150x150x12.

Wartość maksymalna momentu zginającego słupa/filary wyznaczona programem MES jest znacznie zawyżona. Obciążenie (przemieszczenie) narasta powoli, dojdzie więc do znacznej relaksacji naprężeń pochodzących od tego wpływu - stąd maksymalne obciążenie potraktowano jako wyjątkowe, współczynnik obciążenia (wg [7]) $\gamma_f = 1,15$.

Moment bezwładności pojedynczego kątownika 150x150x12 (względem jego osi obojętnej): $J_1 = 0,00000738$ m⁴. Moment bezwładności czterech współpracujących kątowników J_c (wzmocnienie całego słupa):

$$J_c = 4J_1 + 4F_1r_1^2 = 0,00089952\text{m}^4 \quad (1)$$

gdzie: $F_1 = 00348$ m² – pole przekroju pojedynczego kątownika, $r_1 = 0,25$ m – odległość środka ciężkości pojedynczego kątownika od środka ciężkości filara.

$$W_c = \frac{J_c}{r_1} = 0,003598\text{m}^3 \quad (2)$$

$R_a = 200$ MPa – wytrzymałość kątowników ze stali miękkiej

$$\sigma = \frac{\gamma_f M_{f,k}}{W_c} = 185\text{MPa} < R_a \text{ warunek spełniony} \quad (3)$$

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

Koszt zabezpieczenia ramowego obiektu mostowego na wpływy górnicze, wg opisaną w referacie metody, jest kilkukrotnie niższy niż wymiana obiektu. Czas realizacji prac budowlanych jest wielokrotnie krótszy niż wymiana obiektu. Ponadto prace budowlane nie wymagają wyłączenia obiektu z eksploatacji, co ogranicza uciążliwości komunikacyjne, ponieważ tego typu obiekty znajdują się często w ciągu ważnych dla miast arterii komunikacyjnych.

Problem dotyczy nie tylko obiektów mostowych. Podobne idee zmiany schematu

statycznego konstrukcji mogą być realizowane w dowolny sposób w innych masywnych konstrukcjach betonowych. Możliwe jest nie tylko zwolnienie swobody obrotów czy przemieszczeń, ale także blokowanie obrotów czy przemieszczeń przy lokalnym wzmocnieniu elementów.

Podane rozwiązanie analityczne można stosować w praktyce inżynierskiej. Jest to podejście uproszczone, dopuszczalne ponieważ przyrost odkształceń jest powolny. Dokładniejsze obliczenia wymagają analizy w zakresie pozasprężystym.

Metoda może być stosowana pod warunkiem zaznaczenia w dokumentacji mostowej faktu wykonania zmian.

Literatura

- 1 Bętkowski P. Problem identyfikacji szkód górniczych na przykładzie wiaduktu drogowego ramowego. VI Ogólnopolska Konferencja Mostowców, Wisła 2012, s.11-18.
- 2 Bętkowski P. Elementy oceny bezpieczeństwa drogowego wiaduktu ramowego położonego na terenach górniczych. Prace naukowe GIG. Górnictwo i środowisko. Kwartalnik Nr 2/1/2011 s.23-29.
- 3 Rosikoń A. Budownictwo komunikacyjne na terenach objętych szkodami górniczymi. WKŁ, Warszawa, 1979.
- 4 Wytyczne techniczno-budowlane projektowania i wykonywania obiektów mostowych na terenach eksploatacji górniczej. Ministerstwo Komunikacji, Warszawa 1977.
- 5 Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych i miejskich. Część ogólna –O. Ministerstwo Transportu drogowego i lotniczego. Warszawa, 1952.
- 6 Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA, Warszawa 2004.
- 7 PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia.
- 8 PN-91/S-10042. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- 9 Autodesk Robot Structural Analysis 2011.

Computational analysis of possibility protection of frame bridge object on considerable mining influences

Piotr Bętkowski¹, Stefan Pradelok²

¹ Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology, e-mail: piotr.betkowski@polsl.pl

² Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology, e-mail: stefan.pradelok@polsl.pl

Abstract: Computational analysis of influences of mining exploitation on certain frame object was described in this paper. The mining deformations of the area give rise to additional internal forces in such constructions. The method of static scheme change as a technical solution is discussed, in which the construction that can take additional loads from mining deformations of the area is adapted. The example of computational analysis is given.

Keywords: mining damages, mechanics of building, FEM, bridge