ARS TECHNICA

CZASOPISMO WYDZIAŁOWYCH KÓŁ NAUKOWYCH STUDENTÓW POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ.

WYDANE Z ZAPOMOGI M. W. R. I O. P.

WARSZAWA W MARCU 1923 R. ZESZYT 1—2.

PROF. ST. KUNICKI.

W kwestji norm do obliczania mostów żelaznych kolejowych.

(Ciąg dalszy).

Dla blachownic (belek podłużnych i poprzecznych jezdni, oraz dla głównych dźwigarów mostów blachowych) analogiczne wzory będą miały następującą formę:

Dopuszczalne natężenie na zgięcie w pasach:

$$\sigma_s = \frac{12,5}{1 + \mu\left(1 \mp \frac{min.\ M}{max.\ M}\right)} \text{ kg./mm.}^2 \quad . . . \quad (8)$$

gdzie M — moment zginający w danym przekroju belki.

Dopuszczalne natężenie tnące w sciankach blachownic:

$$\tau_s = \frac{0,75 \times 12,5}{1 + \mu\left(1 \mp \frac{min.\ V}{max.\ V}\right)} \text{ kg./mm.}^2 \quad . . . \quad (9)$$

gdzie V — poprzeczna siła w danym przekroju belki.

W wiatrownicach pręty kraty oczywiście znajdują się w innych warunkach co do intensywności zmienności natężeń niż skosy, i słupki kraty w średniej części głównych dźwigarów, w których znak natężenia może zmieniać się nagle, i znaczenie wiatrownic dla bezpieczeństwa mostów jest znacznie mniejsze niż znaczenie skosów i krzyżulców głównych dźwigarów. Z tego powodu w wielu przepisach, jak naprzykład, w ostatnich niemieckich (12 maja 1922 roku), nie uwzględnia się wpływu zmiany kierunku wiatru na natężenie w kracie wiatrownic, gdyż taka zmiana bardzo rzadko bywa nagłą, a zwykle następuje w pewnym odstępie czasu.

Wobec tego, żeby nie powiększać bez potrzeby zbytnio wagi wiatrownic, proponuje się analogicznie z ostatniemi niemieckiemi przepisami w wiatrownicach*) dla prętów kraty wiatrownic (krzyżulców i poprzeczników) jednego przęsła, przyjmować jednakowe $\lambda = \frac{L}{2}$, gdzie L — jest rozpiętością dźwigara.

Dla kraty poziomych wiązań między podłużnemi belkami należy przyjmować $\lambda = \frac{l}{2}$, gdzie l — jest długość podłużnej belki, czyli długość pola dźwigara między sąsiedniemi węzłami. Z powyższego wypada także, że dla tychże prętów kraty wiatrownic i wiązań należy przyjmować *min.* $S = O$, czyli nie uwzględniać zmienności znaków natężeń przy zmianie kierunku wiatru.

Przy obliczaniu przekrojów wiatrownic należy przyjmować większy z dwóch przekrojów, a mianowicie: jednego odpowiadającego największej sile wyciągającej (*max.* S' na wyciąganie) i ewentualnie drugiego, odpowiadającego największej sile ściskającej (*max.* S'' na ściskanie) z uwzględnieniem wyboczenia.

Do powyższych wzorów należy dodać wzory, uwzględniające natężenie wywołane działaniem zmiany temperatury, dla ustrojów, w których jednakowa zmiana temperatury wywołuje natężenia. Takimi ustrojami są, naprzykład, łuki z dwoma przegubami i łuki bezprzegubowe.

Pisząc ogólne zrównanie jak poprzednio, otrzymamy:

$$\mathit{max.}\ \sigma_{dt} = \sigma_s + \mu\sigma_s \left(\frac{\mathit{max.}\ S \mp \mathit{min.}\ S}{\mathit{max.}\ S} \right) + \sigma$$

lub:

$$\mathit{max.}\ \sigma_{dt} = \sigma_s + \mu\sigma_s \mp \mu\sigma_s \frac{\mathit{min.}\ S}{\mathit{max.}\ S} + \sigma_t\,,$$

gdzie *max.* σ_{dt} — jest to suma natężeń od ciężaru własnego, ciężaru ruchomego, z uwzględnieniem dynamicznego działania sił, i od temperatury. Mając na uwadze, że suma wszystkich wpływów na natężenia w danym pręcie nie powinna przekraczać granicy płynności materjału, możemy dla *max* σ_{dt} przyjąć wielkość o 0,5 kg./mm² większą od σ_d.

Stąd otrzymamy analogicznie do poprzednich wzorów dopuszczalne natężenia (σ_s) i (σ_{sw}) w tym wypadku:

1) od ciężaru własnego i obciążenia ruchomego:

$$\sigma_s = \frac{13 - \sigma_t}{1 + \mu \left(1 \mp \frac{\mathit{min.}\ S}{\mathit{max.}\ S} \right)} \text{ kg./mm.}^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

---

*) Pasy wiatrownic jednocześnie stanowią pasy dźwigarów i obliczają się stosownie do podanych wyżej wzorów, z uwzględnieniem *min.* S_w i *max.* S_w.

2) od ciężaru własnego, obciążenia ruchomego i wiatru: *)

$$\sigma_{sw} = \frac{15 - \sigma_t}{1 + \mu\left(1 \mp \dfrac{min.\ S_w}{max.\ S_w}\right)} \text{kg./mm.}^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

gdzie σ_t — oznacza natężenie w danym pręcie wskutek zmiany temperatury.

Oczywiście należy w danym wypadku naprzód według wzorów (1) i ewentualnie (2) określić zasadnicze natężenia i w pierwszym przybliżeniu dobrać przekroje, później określić σ_t i wreszcie sprawdzić dopuszczalne natężenia według wzorów (10) i ewentualnie (11).

Te same wzory (10) i (11) mogą być zastosowane do obliczenia dopuszczalnych natężeń i przy uwzględnieniu niejednakowej zmiany temperatury (o ile jednakowa zmiana temperatury nie wywołuje w danym ustroju natężeń), naprzykład temperatury zaciągu i górnego pasa w belkowych mostach łukowej formy z zaciągiem; lecz różnica temperatury w tych razach bierze się tylko $\mp 15^0$ *C*. Natężenia zaś od jednakowej dla całego ustroju zmiany temperatury oblicza się na zasadzie różnicy temperatury montowania i najniższej temperatury (-25^0 *C*), lub najwyższej ($+40^0$ *C*).

Zasadnicze dopuszczalne natężenia obliczone według powyższego wzoru (8) stosują się do jezdni, w której szyny leżą na poprzecznych mostownicach. W wypadku gdy szyny leżą wprost na podłużnicach, to wspomniane dopuszczalne natężenia dla jezdni powinny być zmniejszone o 0,5 kg./mm.^{2}.

Jeżeli na moście jest ułożony tor żwirowy, to zasadnicze dopuszczalne natężenia dla jezdni mogą być powiększone o 0,5 kg./mm.^{2}.

Wszelkie pochodne natężenia od zasadniczych natężeń powinny być obliczone według ogólnie przyjętych stosunków. Co do wyboczenia, to takowe powinno być uwzględnione za pomocą zmniejszających współczynników (φ') i (φ), stosownie do nowego Rozporządzenia Ministerstwa Kolei Żelaznych z dnia 29 maja 1922 roku № V—3227, ogłoszonego w roku 1922 № 19 Dziennika Urzędowego M. K. Ż. Przytem należy szczególnie podkreślić, że dla stosunku $\left(\dfrac{l}{r}\right)$ długości wolnej pręta do najmniejszego promienia bezwładności poprzecznego przekroju pręta mniejszego od 105**) dla żelaza zlewnego, trzeba stosować zamiast wzorów Euler'a (które mylnie stosowano w Niemczech ***) i w tym wypadku wzór *Jasińskiego-Tetmajera*, lub nowy wzór Profesora Politechniki Warszawskiej Pana *Leona Karasińskiego* ****) (ogłoszony w Comptes Rendus de l'Académie des Sciences w Paryżu, Séance du 11 Juillet 1921, pod tytułem: „Flam-

---

*) W pasach dźwigarów.

**) Lub względnie 110, jeśli stosować poprawiony wzór *Tetmajera-Jasińskiego*.

***) Co spowodowało katastrofę w Hamburgu.

****) Wzór ten podajemy, gdyż, prawdopodobnie, nie wszystkim jeszcze czytelnikom jest znany: $\sigma_w = \sigma_{pg} + \alpha E_g (i : L)^2$, gdzie σ_w oznacza naprężenie wyboczenia niesprężystego, σ_{pg} i E_g — granica proporcjonalności i spółczynnik sprężystości przy zginaniu, L — długość pręta o końcach prowadzonych, i — promień bezwładności przekroju, $\alpha = m : 2 (m - 1)$ gdzie m — stosunek wydłużenia osiowego do poprzecznego. *(Przyp. Red.)*.

bage élastique", oraz w Kursie „Wytrzymałości Tworzyw" tegoż profesora, wydanym w Warszawie w roku 1921).

Co do współczynników bezpieczeństwa na wyboczenie, to należy koniecznie sprawdzić przy obliczeniu na $\varphi'\sigma_s$ lub $\varphi\sigma_s$, albo względnie na $\varphi'\sigma_{sw}$, lub $\varphi\sigma_{sw}$, czy współczynniki bezpieczeństwa na wyboczenie, t. j. wartości $m = \frac{K_{wyb}}{\varphi\sigma_s}$, lub $m' = \frac{K'_{wyb}}{\varphi'\sigma_s}$ i względnie $m_1 = \frac{K_{wyb}}{\varphi\sigma_{sw}}$ lub $m_1' = \frac{K'_{wyb}}{\varphi'\sigma_{sw}}$, lub względnie wartości K_{wyb}, podzielone przez rzeczywiste naprężenie σ na ściskanie w danym pręcie, nie wypadły mniejsze od najmniejszych dopuszczalnych współczynników bezpieczeństwa na wyboczenie. Teoretycznie te współczynniki powinny być nie mniejsze od współczynników bezpieczeństwa na wyciąganie, t. j. od wartości $\frac{37}{12} \approx 3.10$, lub względnie $\frac{37}{14} \approx 2.65$, gdyż pewność konstrukcji powinna być jednakowa we wszelkich wypadkach działania sił

Oprócz tego należy uwzględnić przy obliczaniu prętów ściskanych na wyboczenie te wypadki, kiedy siły działają jawnie mimośrodowo, lub kiedy oprócz wyboczenia ma miejsce poprzeczne gięcie. Te okoliczności powinny być bezwarunkowo uwzględnione.

Wreszcie największe znaczenie K'_w przy sprawdzaniu współczynnika (m') lub (m_1') bezpieczeństwa na wyboczenie należy brać nie wyżej 2400 kg./cm.², t. j. nie wyżej granicy płynności, co wypływa z rezultatów doświadczeń robionych nad wyboczeniem słupów ściskanych z mostów, zbudowanych na kanale Kaiser-Wilhelm w Niemczech*), oraz z doświadczeń nad całkowitemi słupami mostowemi, wykonanych w Stanach Zjednoczonych Północnej Ameryki, w arsenale Watertown, na co rząd Amerykański asygnował, w swoim czasie, wielkie sumy.

Rezultaty tych doświadczeń były ogłoszone w Transactions of the Americàn Society of Civil Engineers w latach przedwojennych. Z tych prób wypada, że dla słupów o wysmukłości $\frac{l}{r}$ mniejszej od 60, największe krytyczne natężenie na wyboczenie nie przekracza granicy płynności żelaza, czyli że ta granica stanowi największą możliwą wytrzymałość na wyboczenie. Ten sam wynik potwierdzają ostatnie doświadczenia niemieckie**) z prętami ściskanemi z mostów na kanale Kaiser-Wilhelm, przyczem okazuje się, że dla niektórych prętów wytrzymałość na wyboczenie była nawet od 5% do 15% mniejsza od granicy płynności. Ponieważ granica płynności dla żelaza zlewnego, o najmniejszej wytrzymałości na rozerwanie 37 kg./mm.², przy ciągliwości nie mniejszej 20%, odpowiada najniższej cyfrze 24 kg./mm.², więc teoretyczny współczynnik bezpieczeństwa na wyboczenie, przy naprę-

*) Der Bauingenieur 1922. Heft I. Prüfung von Druckstäben für Brücken des Kaiser-Wilhelm Kanals. *Von Fr. Voss* in Kiel.

**) Der Bauingenier 1922. Heft I. Prüfung von Druckstäben *Von Voss.*

żeniu dopuszczalnem żelaza na ściskanie np. $\sigma = 12$ kg./mm.^{2} byłby tylko $m_t = 2$, a przy $\sigma = 10$ kg./mm.^{2} mielibyśmy $m_t = 2{,}4$.

Z tego wynika, że pewność konstrukcji żelaznej zależy nie od współczynnika bezpieczeństwa żelaza w prętach pracujących na rozciąganie, który przy najmniejszej wytrzymałości żelaza na rozerwanie 37 kg./mm.^{2}, stanowiłby $\frac{37}{12} \lesssim 3{,}1$, ale od wytrzymałości prętów ściskanych na wyboczenie. Ten współczynnik jest znacznie mniejszy i przedstawia w wielu egzystujących konstrukcjach cyfrę 2 lub 2,5, zamiast pewności 4 lub 5, jak wogóle oceniano dawniej pewność żelaznych konstrukcji.

Cała moc konstrukcji żelaznej zależy od sztywności, t. j. wytrzymałości na wyboczznie prętów ściskanych. Dlatego też przy wyzyskaniu wytrzymałości żelaza w celach oszczędnościowych należy być nader ostrożnym. Podane powyżej granice dopuszczalnych natężeń należy zatem uważać za najwyższe cyfry, które przy danym gatunku żelaza nie mogą być przekraczane.

Jeszcze wyższe cyfry dopuszczalnych natężeń mogą być osiągnięte tylko dla materjałów o większej wytrzymałości, jak naprzykład stal zwyczajna, niklowa, chromo-niklowa, molibdenowa lub wanadjowa.

Wskazane wyzej współczynniki bezpieczeństwa, lub inaczej cyfry pewności konstrukcji, są to cyfry teoretyczne. Praktycznie sprawa ta przedstawia się jeszcze niekorzystniej. Mianowicie, rezultaty badań nad przyczynami katastrof w Niemczech i w innych krajach, w ciągu ostatnich lat 20-tu, t. j. katastrofy w Hamburgu ze zbiornikiem gazu (Gasbehälter), katastrofy z halą lotniczą (Luftschiffhalle) i wielu innych*) wskazują, że pręty ściskane żelazne łamały się, chociaż obliczenie wykazywało współczynnik bezpieczeństwa około $m_c = 1{,}5$. To wskazuje, iż w samej konstrukcji była pewna mimośrodkowość, oraz wady montażu, lub materjału. Przy tak małym współczynniku bezpieczeństwa konstrukcja mogła pracować jakiś czas tylko, dając stałe odkształcenia, a potem załamała się, jak wskazują wspomniane fakty.

Otóż jeżeli wziąść stosunek teoretycznego współczynnika bezpieczeństwa na złamanie m_t do czasowego współczynnika bezpieczeństwa m_c, to $\frac{m_t}{m_c}$ zawiera się w granicach od 1,33 do 1,67, czyli średnio 1,5. Zatem rzeczywisty zapas stanowi tylko 50% przeciw granicy stałych odkształceń.

Takiż sam wynik otrzymamy co do prętów wyciąganych, przy powiększonem dopuszczalnem natężeniu, gdyż stałe odkształcenia, powodujące po pewnym czasie działania sił pęknięcie pręta, następują już przy granicy płynności materjału.

Przy największem dopuszczalnem natężeniu, na wyciąganie żeleza zlewnego $\sigma_s = 16$ kg./mm.^{2}, mamy $m_c = \frac{\sigma_{gr.p.}}{\sigma_s} = \frac{24}{16} = 1{,}5$. Czyli rzeczywisty współczynnik bezpieczeństwa jest tylko 1,5; zapas stanowi 50%.

---

*) Znaną jest również katastrofa mostu Quebec-Bridge w Kanadzie od niedostatecznej sztywności na wyboczenie prętów pasa.

Te zapasy są niewielkie i dlatego dalsze wyzyskanie wytrzymałości zwykłego żelaza zlewnego mostowego jest niedopuszczalne.

Trzeba zwrócić uwagę, jak to już mówiono wyżej, że wzór Euler'a dla określenia wytrzymałości prętów ściskanych na wyboczenie można stosować tylko w pewnych granicach. Ponieważ w Niemczech stosowano ten wzór przez długi czas, bo aż do roku 1922, bezwzględnie co do granic, przy współczynniku bezpieczeństwa $m = 5$, miały więc miejsce niejednokrotnie katastrofy, które wykazały, że rzeczywisty współczynnik bezpieczeństwa dla złamanych prętów wynosił zaledwie 1,45 do 1,5, co praktycznie było niedostateczne.

Wzór Euler'a ma znaczenie tylko w granicach sprężystości żelaza t. j. dla żelaza zlewnego $\frac{l}{r} > 105$*); dla $\frac{l}{r} < 105$ należy posiłkować się wzorem *Tetmajera-Jasińskiego* lub wzorem Profesora *L. Karasińskiego*.

Dla wysmukłych prętów (t. j. przy $\frac{l}{r} > 105$), dla których stosuje się wzór Euler'a, ważnym jest umyślnie przyjmować większy współczynnik bezpieczeństwa niż dla prętów w granicach $\frac{l}{r}$ od 20 do 105, gdyż wysmukłe pręty znacznie łatwiej podlegają wyboczeniu od działania chwilowych poprzecznych sił i innych przyczyn, wywołujących odkształcenia.

Ale jeśli przyjąć w tym wypadku współczynnik bezpieczeństwa $m_t = 4$, lub $m_t > 3$, to rzeczywisty współczynnik bezpieczeństwa ze względu na łamanie się prętów już przy $m_t = 1,5$, będzie i w tym wypadku zaledwie 2 do 2,67.

Z przyczyn tych kwestja wytrzymałości prętów na wyboczenie powinna być postawiona do pewnego stopnia niezależnie. Jeśli dla prętów małej wysmukłości, jak wskazuje praktyka egzystujących żelaznych konstrukcji, można dopuścić w granicach $\frac{l}{r}$ od 20 do 60 współczynnik $m_t = 2,5$ i nawet 2, przyjmując dla wysmukłych prętów, t. j. dla $\frac{l}{r} > 105$, współczynnik $m_t = 4$ i nie mniej 3, to dla $\frac{l}{r}$ od 60 do 105 należałoby określać wartość współczynnika m_t przez prostolinijną interpolację. W ten sposób można byłoby osiągnąć do pewnego stopnia i cele oszczędnościowe i zabezpieczyć niezbędną sztywność, t. j. wytrzymałość prętów ściskanych na wyboczenie. W takim kierunku postawiona jest sprawa w ostatnim niemieckim okólniku z roku 1922 i przez wielu badaczy, jak naprzykład Prof. *Krohn*.

---

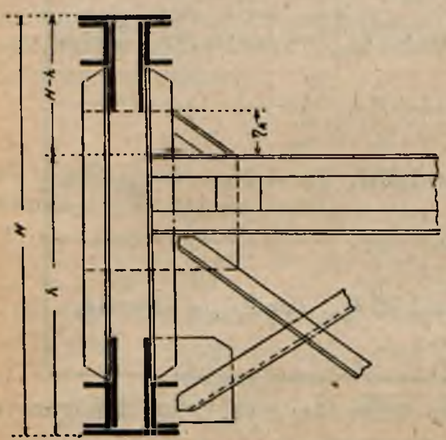
*) Lub względnie $\frac{l}{r} > 110$, jeśli przyjąć poprawiony wzór *Tetmajera-Jasińskiego* $K_w = \left[3387 - 14{,}83 \frac{l}{r}\right]$ kg./cm.² dla wytrzymałości na wyboczenie poza granicą sprężystości.

Jednakże potrzeba zastrzedz, że o ile mimośrodkowość występuje jawnie, lub ma miejsce zgięcie poprzeczne, to te okoliczności powinny być nieodzownie uwzględniane przy obliczeniu ściskanych prętów, oprócz zwykłego wyboczenia.

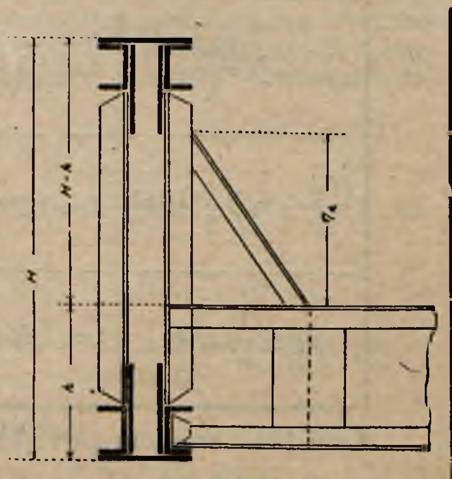
O małej wartości zapasu, czyli współczynnika bezpieczeństwa, jednakże należy stale pamiętać i zastosować wszelkie środki ostrożności przy projektowaniu i wykonaniu konstrukcji.

Wreszcie w wypadkach mostów odkrytych, lub wogóle pasów ściskanych niestężonych, lub niedostatecznie stężonych w obu kierunkach, należy zastosować ścisłe obliczenie na wyboczenie, np. według teorji naszych uczonych: Profesora *Jasińskiego* i Inżyniera *Wierzbickiego*, lub Profesorów *Engesser'a*, *Krohn'a* i innych, o ile chodzi o ścisłość i oszczędność materjału.

Jako pierwsze przybliżenie praktyczne z pewnym zapasem, można zastosować wskazówki austryjackiego okólnika o obliczaniu ściskanych pasów w mostach odkrytych, przyjąwszy jednak najmniejszą długość wolną pasa równą długości półtora pola i zastosowawszy skrzynkowe przekroje pasów i, o ile możności, wysokie poprzeczne belki ze sztywnemi konsolami, jak wskazano na rys. 3-cim i 4-tym. Te praktyczne wskazówki dla wolnej długości pasów ściskanych w mostach odkrytych, podaje załączona na str. 8-mej tablica i rys. 3-ci i 4-ty.



Rys. 3.



Rys. 4.

W tej tablicy wskazane są wolne długości (l) pasów niestężonych (w mostach odkrytych) w stosunku do odległości (l_0) między sąsiedniemi węzłami, t. j. do długości pola dźwigara.

Dla wartości pośrednich należy interpolować według prostej linji.

Kończąc uwagi o wyboczeniu, czuję się w nadzwyczaj przyjemnym obowiązku skonstatować, że nasi uczeni rodacy: Prof. *Przerwa-Tetmajer*, Prof. *Jasiński*, Prof. *L. Karasiński* i Inżynier *Wierzbicki* (asystent Politechniki Warszawskiej) położyli znaczne zasługi w zbadaniu kwestji wyboczenia i poprawili omyłkę Niemców co do granic stosowania wzoru Euler'a.

Żeby zabezpieczyć konstrukcje żelazne od wyboczenia i jednocześnie osiągnąć możliwą oszczędność żelaza, należy przy projektowaniu nie tylko pasów, ale i krzyżulców i słupków, używać przekroi formy skrzynkowej, t. j. materjał umieszczać na konturze przekroju, pozostawiając przekrój wewnątrz pustym, przyczem osiąga się, przy najmniejszej ilości materjału, największe momenty bezwładności. W małych mostach daje się to osiągnąć przy pomocy ceowników, czyli żelaza korytkowego; w większych konstrukcjach przy pomocy kątowników i blach, oraz krat łączących kątowniki.

Wysokość konsoli η_k	$\frac{H}{h} \leqq 2$	$\frac{H}{h} \leqq 2.5$	$\frac{H}{h} \leqq 5$	$\frac{H}{h} \leqq 10$
$\eta_k > \frac{H\text{-}h}{2}$	$l = 1,5\, l_0$	$l = 1,5\, l_0$	$l = 1,65\, l_0$	$l = 2,25\, l_0$
$\frac{H\text{-}h}{2} > \eta_k > \frac{1}{5}(H\text{-}h)$	$l = 1,5\, l_0$	$l = 1,65\, l_0$	$l = 1,75\, l_0$	$l = 2,75\, l_0$
$\eta_k \leqq \frac{1}{5}(H\text{-}h)$	$l = 1,65\, l_0$	$l = 1,75\, l_0$	$l = 2\, l_0$	$l = 3\, l_0$

Przy jednoczesnem powiększeniu stosunku wysokości dźwigara do jego rozpiętości do $\frac{1}{5}$ i przy przyjęciu takiegoż stosunku dla belek jezdni, można otrzymać znaczne zmniejszenie wagi żelaznych konstrukcji, nawet przy powiększonych obciążeniach, w porównaniu z egzystującemi konstrukcjami, obliczonemi na mniejsze obciążenia.

Wykonane przez autora projekty mostów dla dróg Północno-Donieckiej, Poleskich, Syberyjskiej, Riazańsko-Uralskiej (most koło Astrachania długości 430 sążni z dwoma zwodzonemi częściami) przy zastosowaniu tych uwag dały pod względem wagi bardzo dodatnie wyniki, co powoduje i obecnie posiłkowanie się w Polsce przy projektowaniu nowych mostów żelaznych wspomnianemi przykładami.

Po podaniu głównych zarysów kwestji norm do obliczania żelaznych mostów kolejowych, możemy przystąpić do więcej szczegółowych uzasadnień proponowanych norm.

Przy tem należy skonstatować, że u nas w Polsce kwestja ta była już przedtem niejednokrotnie poruszana. W tym kierunku mamy obszerne prace drukowane w Przeglądzie Technicznym, przez p. Inż. *Obrębowicza*, oraz cenne referaty Docenta Politechniki Warszawskiej Inż. *B. Hummla*, wygłoszone w Towarzystwie Politechnicznem. *(D. c. n.)*