

gające się powierzchnie łożyska.

Wracając do mostów kamiennych i żelbetowych, należy ustalić, na jakie wahania temperatury należy liczyć. Mamy tu następującą praktyczną wskazówkę: przypuszczając, że podczas budowy temperatura w murze /ew. betonie/ jest około 10° , przyjmuje się, że może ona następnie spaść do -10° , względnie podnieść się do $+25^{\circ}$. W każdym razie pamiętać trzeba, że nie może ona nigdy wahać się w tak szerokich granicach, jak w otaczającej atmosferze, a to z uwagi na mniejsze przewodnictwo muru /względnie betonu/.

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

W poprzednich rozdziałach oświetlona została kwestja obciążeń stałych i ruchomych. Wypada obecnie zaznajomić się ze sprawą dopuszczalnych naprężeń, jakie przyjmowane są za podstawę przy projektowaniu mostów, a które w rozmaitych krajach niezupełnie jednakowo się przedstawiają. Z natury rzeczy wypada przedewszystkiem wyświecić, jak ta sprawa przedstawia się w stosunku do najbardziej rozpowszechnionych - mianowicie: żelaznych mostów.

Historycznie biorąc, dawne mosty konstruowane były na mocy pewnych empirycznych danych, przy bu

dowie zaś pierwszych żelaznych mostów, opartej już na rachunku wytrzymałości. - zostały przyjęte - również empirycznie - pewne normy /ok. 700 - 800 kg/cm^2 /, - które - jak się okazuje, wybrane były dosyć szczęśliwie. W dalszym rozwoju studia różnych badaczy doprowadziły z jednej strony do bliższego zapoznania się z warunkami pracy dźwigarów pod wpływem ruchomego obciążenia i wogóle do pogłębienia metod obliczania statycznego, - z drugiej zaś strony do lepszego poznania praw wytrzymałości tworzyw, a zwłaszcza do wnिकnięcia w istotę zjawisk, powstających na tle swoistego zachowania się żelaza i stali pod działaniem powtarzających się wielokrotnie naprężeń. Mianowicie, niemiecki inżynier Wöhler drogą bezpośrednich doświadczeń wykonanych z żelazem i stalą w okresie od 1859 do 1870 r. stwierdził, że rozerwanie, względnie zgniecenie - materiału następuje niekoniecznie przy naprężeniach, przekraczających normę wytrzymałości, ale może nastąpić i przy mniejszych naprężeniach, o ile te wielokrotnie powtarzają się, wahając się przytem w pewnych granicach.

Późniejsze prace Spangenberg'a i Bauschinger'a nad tem zagadnieniem pogłębiły, wyjaśniły - po czę-

ści nawet sprostowały - wyniki doświadczeń Wohle-
ra i pozwoliły na sformułowanie następujących
twierdzeń.

Powstającym pod działaniem stopniowo wzrastają-
cej siły rozciągającej lub gniotącej naprężeniom
towarzyszą wydłużenia /dodatnie lub ujemne/, które
do pewnego punktu, zwanego "granica sprężystości"
są prawie ściśle sprężyste, dalej mieszczą w sobie
- oprócz części sprężystej - pozatem jeszcze i stop-
niowo wzrastające aczkolwiek nieznaczne wydłużenia
trwałe, jednak pozostają proporcjonalnymi do na-
prężeń, aż wreszcie powyżej pewnego punktu, zwane-
go "granica proporcjonalności", wydłużenia zaczyna-
ją wzrastać szybciej od naprężeń.

Jeżeli teraz takie naprężenia będą raz po raz
powtarzać się, wahając się w pewnych granicach,
to każde następne naprężenie /sięgające wyższej
granicy wahań/ będzie musiało powodować coraz to
większe wydłużenie trwałe, ponieważ te pozostają
i sumują się wzajemnie; ostatecznym zatem następ-
stwem tego rodzaju procesu musi być wreszcie pęk-
nięcie materiału.

Okazuje się jednak, że przez powtarzanie stop-
niowo wzrastających naprężeń, ale koniecznie jednokierun-
kowych, to znaczy: albo tylko rozciągających, albo tylko ściskających,

można dosyć znacznie podwyższyć wspomnianą granicę proporcjonalności, jednak nie ponad pewien punkt charakterystyczny /według Bauschingera w języku niemieckim "Streckgrenze" - przy rozciąganiu, wzg. "Quetsgrenze" - przy ściskaniu/. Poniżej tej granicy żadne wahające się, lecz jednokierunkowe naprężenia - choćby je powtarzano powyżej 10 milionów razy - pęknięcia nie wywołują. Okazuje się przytem - w razie dokonania takiego eksperymentu - że materiał, z którym to zrobiono, po zerwaniu go spokojnie działającą siłą ujawnia nieco wyższą - niż przedtem ujawniał - wytrzymałość. Należy mieć na uwadze, że materiał w podobnych wypadkach, o ile chodzi o żelazo zlewne lub stal - musi być bez wad i uszkodzeń; żelazo spawalne mniej jest pod tym względem wrażliwe.

Nieco odmiennie rzecz się ma w tym wypadku, jeżeli powtarzające się naprężenia są na zmianę 2-ech przeciwnych kierunków. Okazuje się wtedy, że wszelkie - choćby najmniejsze przekroczenie granicy proporcjonalności przy rozciąganiu obniża bardzo silnie granicę proporcjonalności w kierunku ściskania i odwrotnie. Wogóle zaś w razie działania zmiennych naprężeń - w kierunkach prze-

ciwnych, ale o amplitudzie wahań, nie tak znacznej - analogiczna do poprzednio zaznaczonej, Bauschingerowska granica osiąga najwyższą wartość dla żelaza, stanowiącą 30 % wytrzymałości.

Bauschinger nazwał ten punkt granicą „naturalnej” proporcjonalności.

Wartość zaś granicy, odnoszącej się do wypadku naprężeń jednokierunkowych dochodzi wogóle dla żelaza do 57 % /zaś dla stali do 48 % / wytrzymałości. W ten sposób pierwsza granica sięga mniej więcej połowy drugiej. Weyrauch określa ją nawet na połowę.

Gdyby można było przypuszczać, że stosowane przez nas metody statycznego obliczania naprężeń w dźwigarach mostowych dają wyniki zupełnie dokładne, t.j. zgodne z tym co istotnie ma miejsce w naturze, - to zadanie nasze byłoby łatwe, mianowicie: należałoby tak dobierać odpowiednie przekroje, ażeby naprężenia nie przekraczały 57 %, względnie 30 %, wytrzymałości. ^{Tak jednak nie jest.} Statyczne obliczanie połączone jest z różnymi przypuszczeniami uproszczającymi, które atoli w rzeczywistości mogą się nie ziszczać; nie bierze ono pod uwagę niedokładności wykonania konstrukcji, skąd jednak

mogą wynikać dodatkowe naprężenia; nie docenia wad i braków materiału samego oraz wpływu nieuniknionego rdzewienia żelaza z czasem. Chcąc to wszystko należycie uwzględnić, należałoby zawsze zwiększać otrzymywane drogą statycznego obliczenia wysiłki, mnożąc je przez pewien współczynnik μ , którego wartość zależałaby od konstrukcji mostu, a który tylko drogą empiryczną mógłby być ustalony. Nie wyczerpuje to jednak kwestji w zupełności. Pozostaje jeszcze bowiem sprawa swoistego działania obciążeń ruchomych. Chodzi o to, że dynamiczne działanie kół - zwłaszcza taboru kolejowego - duże różni się od działania spokojnego - statycznego. Wchodzi tu w grę następujące okoliczności: przedewszystkiem - jeżeli mowa o mostach kolejowych - to należy pamiętać o przeciwwagach na kołach parowozowych, których obecność - wskutek siły odśrodkowej - wywołuje w pewnych momentach powiększenie nacisku na szyny. Wskutek znów gry resorów, powstającej z jednej strony pod wpływem kołysań, właściwych parowozowi jako maszynie, - z drugiej zaś - pod wpływem nierówności toru, - następuje raz wraz podczas jazdy chwilowe przeciążanie niektórych osi, - względnie kół. Zjawisko to może mieć

miejsce zresztą i w mostach drogowych, obciążonych różnemi innemi wahikułami, - nie parowozami.

Bezwzględnie zaś i w jednym i w drugim wypadku - ujawnia się w innej jeszcze formie działanie różnych nierówności w jezdni. Gdy bowiem koło zapadnie w jaki dołek, to wtedy następuje uderzenie, czyli jakby powiększenie nacisku tegoż koła. Poza-tem należy zaznaczyć jeszcze jedno ważne zjawisko: oto każdy dźwigar, jako ciało elastyczne, po ustąpieniu ciężaru, który wywołał naprężenie, zostaje wprowadzony w ruch vibracyjny; jeżeli teraz w dolnem położeniu fali vibracyjnej dźwigar ten zostanie obciążony nadbiegającym nowym ciężarem, to musi otrzymać przez to większą strzałkę ugięcia, niż by to odpowiadało tylko temu drugiemu ciężarowi. Stąd większe naprężenie. Oczywiście, w zależności od stosunku szybkości biegu ciężarów do długości przęsła - wpływ powyższy może mniej lub więcej potęgować się. W mostach mniejszych zjawisko to występuje w słabym stopniu. Za to te ostatnie, znacznie silniej, niż duże - odczuwają bezpośredni wpływ uderzeń oraz wpływ przeciążenia poszczególnych kół - z tej mianowicie racji że tych ostatnich na małym przęsle mieści się niewiele; stosunkowo więc jedno choćby przeciążone koło w ogólnej sumie momentu gra tutaj już znaczną rolę.

Rozważmy teraz to, co wyżej powiedziano o dynamicznem działaniu ruchomych ciężarów, wypada stwierdzić, że wskutek wymienionych przyczyn, naogół w tym wypadku, powstaje jakby spotęgowanie obciążenia. Z tego powodu - oczywiście - otrzymywane drogą statycznego obliczenia, naprężenia w dźwigarach będą mniejsze od rzeczywistych. Jeżeli zatem chcielibyśmy - idąc drogą racjonalnego postępowania - przy projektowaniu mostów doprowadzać do-puszczalne naprężenia do granic najwyższych, jakie wyżej podane zostały, - to nie dosyć byłoby wprowadzać do obliczonych statycznie naprężeń jedną ogólną poprawkę, w postaci wyżej wspomnianego współczynnika μ , trzeba by zaś jeszcze wprowadzić dodatkowy współczynnik dynamiczny φ - mnożąc przezeń jednakże tylko tę część S_v ogólnego wysiłku S /względnie momentu/, która powstaje pod działaniem obciążenia ruchomego.

Mielibyśmy zatem następujący wzór:

$$\frac{\mu \cdot [S_c + (1 + \varphi) S_v]}{F} \leq mR \quad \text{skąd} \quad F = \frac{\mu [S_c + (1 + \varphi) S_v]}{mR} \dots (\infty)$$

gdzie S_c - wysiłek od obciążenia stałego, m - współczynnik, który wyżej określiliśmy jako $= 0,57$

względnie 0,3 , R - wytrzymałość, zaś F - pole przekroju.

Posiłkowanie się jednak podobną metodą byłoby może nieco przedwczesne i zbyt ryzykowne. Aczkolwiek, bowiem na podstawie prac i badań nad zbudowanymi już mostami ze strony całego szeregu uczonych inżynierów, jak: Fairbairn, Unwin, Brösse, Winkler, Weyrauch, Zimmerman, Turneure, Greiner, Philips, Cooke, Solowjow i t.d. - posiadamy już niektóre dane, co do wartości współczynników μ i φ - to jednak daleko jeszcze jest do tego, ażeby sprawę całą można było uważać za należycie wyjaśnioną, a wartości powyższe - za dostatecznie pewne.

Idąc jednak konsekwentnie omawianą drogą racjonalnego rozumowania, dochodzimy do następującego wyniku: oznaczmy przez k , to miarodajne dopuszczalne naprężenie, w którym - sposobem niejawnym, że tak powiemy - były już uwzględnione te wszystkie poprawki, jakie są konieczne: z jednej strony - wskutek niedoskonałości naszych metod obliczania, z drugiej zaś - z powodu niezależnych od nas braków materiału i wykonania. Jeżeli nazwiemy przez F - żądane pole przekroju danego pręta, to będziemy mieli:

$$\frac{S_c + S_v}{F} = k \quad \text{albo} \quad F = \frac{S_c + S_v}{k} \quad \dots (\beta')$$

gdzie S_c i S_v są to statycznie obliczone wielkości wsłków od obciążenia stałego i ruchomego.

Zestawiając (α) z (β) mamy:

$$\frac{S_c + S_v}{k} = \frac{\mu [S_c + (1 + \varphi) S_v]}{m R}$$

skąd

$$k = \frac{m R}{\mu} \cdot \frac{S_c + S_v}{S_c + (1 + \varphi) S_v},$$

albo dzieląc wszystko przez S_v i nazywając

$$\frac{S_c}{S_v} = \alpha \text{ mamy ostatecznie:}$$

$$k = \frac{1}{\mu} \cdot m R \frac{1 + \alpha}{1 + \alpha + \varphi}.$$

Wartości: m , R i α /to ostatecznie oblicza się dla każdego danego pręta konstrukcji/, są to wielkości wiadome. Gdybyśmy mogli dobrać jeszcze dostatecznie pewne wartości dla μ i φ , - to dla każdego wiadomego α moglibyśmy wtedy znaleźć właściwe k , jako prostą funkcję od R . To ostatecznie zaś można określać w pewnych wypadkach za pomocą umysłnych prób; naogół zaś można przyjmować dlań jakąś wartość średnią. W rzeczywistości, jak już wiemy, zagadnienie powyższą drogą - przynajmniej obecnie - rozwiązać się nie da. Wprowadzony wzór wskazuje w każdym razie - jaka naogół powinna istnieć zależność między k i R . Decydujący

wpływ ma tutaj oczywiście współczynnik \mathcal{P} , który - jak to wskazują różne dla jego określenia podawane empiryczne wzory, zależy jest od rozpiętości. Wskutek tego wypada, że i zależność między k a R przedstawia się między innemi jako pewna funkcja od ℓ . Mianowicie - dla większych rozpiętości k może być większe, dla małych - musi być mniejsze. Należy podkreślić tę ważną okoliczność. Ponieważ - jak to zaznaczono wyżej - dokładnej postaci omawianej funkcji nie można jeszcze ustalić - z powodu braku dostatecznych danych, - przeto w różnych krajach usiłowano dawać na to miejsce wzory empiryczne, któreby mogły służyć do praktycznego użytku. I oto w ten sposób powstał szereg urzędowych przepisów co do dopuszczalnych naprężeń, które w wynikach swoich naogół nie wiele się różnią między sobą.

U nas w Polsce Ministerjum Kolei zaleciło stosować przepisy, podane w Dzienniku Urzędowym M-stwa Nr.11 z r.1923.

Oprócz naprężeń zasadniczych, dozwalanych przy działaniu sił pionowych, podane są tam również i takie, które mają być brane pod uwagę w razie działania sił poziomych, a więc przede wszystkim wiatru /oprócz innych ubocznych oddziaływań, o których mowa już wyżej/.

Podane są również przepisy co do sposobu uwzględniania t.zw. wyboczenia.

Odnosnie do mostów kołowych kierować się należy przepisami Ministerjum Robót Publicznych z r.1920.

W uzupełnieniu obu wyżej wspomnianych rozporządzeń urzędowych należy odnośnie co do wytrzymałości gruntów budowlanych zauważyć co następuje

Rodzaj i wytrzymałość gruntu bada się uprzedni zazwyczaj przez sondowanie, w razach zaś ważniejszych i przez odpowiednie próbne obciążenie aż do wartości spodziewanych ciśnień najwyższych w fundamencie. Dla określenia naprężeń dopuszczalnych gruntu będą przy tych próbach miarodajne prócz bezwzględnej wartości osiadania, także różnice osiadań w sąsiednich dołach próbnych.

Ogólnie biorąc można uznać za dopuszczalne następujące obciążenia jednostkowe gruntu w kg/cm^2 :