

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



~~15004~~

L. inw.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000262736

ZWIĄZEK STUDENTÓW INŻYNIERII
PRZY A. G. w KRAKOWIE
Biblioteka i Czytelnia

Nr. ~~204/c~~ 207/1

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA TOM VII.

MOSTY DREWNIANE.

CZĘŚĆ I.

MOSTY BELKOWE I JARZMA.

WYKŁADY

D^{ra} MAKSYMILIANA THULLIEGO,

radcy dworu, profesora Szkoły politechnicznej we Lwowie.



A. TEKST.

WYDANIE TRZECIE.

Cena za tekst i atlas 12 K. 50 h.



LWÓW, 1913.

Główny skład w księgarni Zienkowicza i Chęcińskiego we Lwowie.

I, Związkowa drukarnia we Lwowie, ulica Lindego 1, 4.

~~ZBIÓREK STUDENTÓW INŻYNIERII
PRZY A. G. w KRAKOWIE
Biblioteka i Czytelnia~~

~~Nr. 204/2
207/1~~

XVI C





~~III 15004~~

II - 338588

M-476/2012

~~Akc. Nr.~~

~~297/64~~

Przedmowa do pierwszego wydania.

Zeszyt niniejszy ułożyłem jako podręcznik dla moich słuchaczy; sądę jednak, że przydać się może także i inżynierom, którzy mają budować lub utrzymywać mosty drewniane, zwłaszcza wobec ubóstwa naszej literatury technicznej.

Co do układu wzorem moim był mistrz mój Dr. E. Winkler. Rozumie się jednak, że w wykładzie musiałem uwzględnić nowsze poglądy i wyniki doświadczeń, zwłaszcza w rozdziale, dotyczącym belek złożonych, co do których w ostatnich latach odbywała się żywa wymiana zdań.

Zeszyt drugi, omawiający belki kratowe i rozporowe wyjdzie za dwa lata.

Dr. Maksymilian Thullie.

We Lwowie, w lipcu 1895.

Przedmowa do trzeciego wydania.

W trzecim wydaniu przerobić musiałem całkowicie wzory dla ciężaru własnego ze względu na rozporządzenie ministerjalne z r. 1904. Atlas znów się nieco powiększył, ze względu na nowe publikacje, zresztą zmiany w tekście nie były znaczne.

Trzecie to wydanie oddaję moim słuchaczom i polskim inżynierom do użytku i proszę o tak życzliwe przyjęcie go, jakiego doznały wydania dawniejsze.

Dr. Maksymilian Thullie.

We Lwowie, w czerwcu 1913.

SPIS RZECZY.

| | Str. |
|--|------|
| Wstęp. | |
| §. 1. Podział mostów drewnianych | 1 |
| A. Mosty belkowe. | |
| I. Materiał. | |
| §. 2. Rodzaje drzewa i wymiary belek | 1 |
| §. 3. Trwałość i ciężar drzewa | 3 |
| §. 4. Spółczynnik sprężystości | 4 |
| §. 5. Wytrzymałość na ciągnięcie i ciśnienie | 5 |
| §. 6. Wytrzymałość na zginanie | 7 |
| §. 7. Wytrzymałość na ścinanie | 8 |
| §. 8. Zestawienie współczynników wytrzymałości | 9 |
| §. 9. Natężenie dopuszczalne | 9 |
| §. 10. Wytrzymałość na wyboczenie | 11 |
| II. Pomost. | |
| §. 11. Ogólne uwagi | 14 |
| §. 12. Pomost właściwy mostów drogowych | 14 |
| §. 13. Żwirówka | 18 |
| §. 14. Bruk kamienny i drewniany | 19 |
| §. 15. Chodniki | 20 |
| §. 16. Szerokość pomostu mostów kolejowych | 21 |
| §. 17. Podkłady poprzeczne | 22 |
| §. 18. Podkłady podłużne | 27 |
| §. 19. Dylina | 27 |
| §. 20. Odbojnice | 28 |
| §. 21. Poręcze | 29 |
| §. 22. Słupki poręczowe | 30 |
| §. 23. Pochwyty | 31 |
| §. 24. Krata poręczy | 31 |
| §. 25. Wymiary poręczy | 32 |
| §. 26. Gzyms | 33 |

III. Belki mostów leżajowych.

| | Str. |
|--|------|
| §. 27. Belki główne | 33 |
| §. 28. Odstęp belek głównych | 34 |
| §. 29. Łożyska na przyczółkach | 36 |
| §. 30. Łożyska na środkowych jarzmach lub filarach | 37 |
| §. 31. Obliczenie belek głównych | 37 |
| §. 32. Ilość belek głównych mostów kolejowych | 38 |
| §. 33. Obciążenie mostów drogowych | 39 |
| §. 34. Ciężar własny | 40 |

IV. Mosty leżajowe wzmocnione.

| | |
|--|----|
| §. 35. Siodełka | 44 |
| §. 36. Belki ciągle z siodełkami | 45 |
| §. 37. Siodełka pod zetkniętymi belkami niepołączone z belkami | 47 |
| §. 38. Siodełka połączone z belkami | 49 |
| §. 39. Belki ciągle przegubowe | 51 |
| §. 40. Siodełka z zastrzałami | 53 |
| §. 41. Obliczenie zastrzałów | 54 |
| §. 42. Obliczenie siodełek | 55 |
| §. 43. Długość siodełek | 56 |
| §. 44. Obliczenie śrub | 57 |
| §. 45. Ciężar własny | 57 |
| §. 46. Belki wzmocnione | 58 |
| §. 47. Belki rozparte | 61 |

V. Mosty o dźwigarach złożonych.

| | |
|--|----|
| §. 48. Dźwigary złożone | 61 |
| §. 49. Dźwigary zazębione | 62 |
| §. 50. Dźwigary klinowane | 64 |
| §. 51. Dźwigary klockowe | 65 |
| §. 52. Porównanie dźwigarów złożonych | 66 |
| §. 53. Zetknięcia i łożyska | 67 |
| §. 54. Tężniki poprzeczne | 68 |
| §. 55. Tężniki poziome | 70 |
| §. 56. Natężenie dopuszczalne | 71 |
| §. 57. Obliczenie przekroju | 76 |
| §. 58. Wysokość siodełek | 78 |
| §. 59. Obliczenie odstępu klinów lub zębów | 81 |
| §. 60. Obliczenie śrub i szerokość klocków | 86 |
| §. 61. Natężenie drugorzędne | 87 |
| §. 62. Kliny nad siodełkami | 88 |
| §. 63. Ciężar dźwigarów mostów drogowych | 89 |
| §. 64. Największe rozpiętości i odstępy dźwigarów mostów drogowych | 92 |
| §. 65. Ciężar dźwigarów mostów kolejowych | 93 |
| §. 66. Przykład | 96 |

B. Jarzma.

VI. Ustrój jarzm.

| | | Str. |
|--------|---|------|
| §. 67. | Jarzma pojedyncze | 102 |
| §. 68. | Jarzma podwójne | 104 |
| §. 69. | Jarzma mostów rozporowych i zastrzałowych | 105 |
| §. 70. | Jarzma nasadzone | 105 |
| §. 71. | Połączenie jarzma górnego z dolnym | 106 |
| §. 72. | Jarzma na cokołach | 107 |
| §. 73. | Przyczółki | 108 |
| §. 74. | Mosty bez przyczółka | 108 |
| §. 75. | Jarzma piętrowe | 109 |
| §. 76. | Jarzma rusztowaniowe | 109 |
| §. 77. | Filary kratowe | 110 |

VII. Obliczenie jarzm.

| | | |
|--------|-------------------------------------|-----|
| §. 78. | Wymiary pali i słupów | 110 |
| §. 79. | Ilość słupów i pali | 111 |
| §. 80. | Wpływ uderzenia kry | 113 |
| §. 81. | Jarzma z parciem poziomem | 115 |

VIII. Izbice.

| | | |
|--------|---------------------------------|-----|
| §. 82. | Cel izbic | 116 |
| §. 83. | Części składowe izbic | 116 |
| §. 84. | Izbice szerokie | 118 |
| §. 85. | Izbice nasadzone | 118 |
| | Dodatek. Literatura | 119 |



WSTĘP.

§. 1. Podział mostów drewnianych.

Mosty drewniane były dawniej obok kamiennych jedynie używane. Od czasu wprowadzenia żelaza a w ostatnich czasach betonu wzmocnionego (żelbetu), jako materiału do budowy mostów ważność ich się znacznie zmniejszyła. Jednak i obecnie w okolicach lesistych budujemy bardzo często stałe mosty drewniane dla kolei drugorzędnych i dróg, a tymczasowe nawet i dla kolei głównych.

Jak przy innych mostach, rozróżniamy przy mostach drewnianych filary, belki i pomost. Filary mogą być drewniane lub kamienne, belki główne mogą być albo proste albo rozporowe i wieszarowe albo łukowe. Wobec tego otrzymamy następujący podział przedmiotu:

- A. Mosty belkowe.
- B. Jarzma.
- C. Mosty kratowe.
- D. Mosty rozporowe i wieszarowe.
- E. Mosty łukowe.
- F. Wykonanie i utrzymanie mostów drewnianych.

A. Mosty belkowe.

I. Materiał.

§. 2. Rodzaje drzewa i wymiary belek.

Do budowy mostów używamy następujących rodzajów drzew iglastych i liściastych:

A. Iglaste:

1. Sosna (n. *die Kiefer*, *Fähre*, fr. *le pin astre*, an. *the fir*).
2. Świerk (n. *die Fichte*, *Rothtanne*, fr. *le sapin rouge*, an. *the pine*).
3. Jodła (n. *die Tanne*, *Weiss- oder Edeltanne*, fr. *le sapin*, an. *the deal*).
4. Modrzew (n. *die Lerche*, fr. *le mélère*, *le larin*, a. *the larch*).

B. Liściaste :

1. Dąb (n. *die Eiche*, fr. *le chêne*, an. *the oak*).
2. Buk (n. *die Buche*, *Rothbuche*, fr. *le hêtre*, an. *the beech*).
3. Olsza (n. *die Erle*, fr. *l'aune*, *l'aulne*, an. *the alder*).

Z drzew iglastych są drzewa modrzewiowe, sosnowe i świerkowe najtrwadsze i z powodu znacznej zawartości żywicy trwają bardzo długo nawet w wilgoci i w wodzie, znacznie dłużej, niż drzewo jodłowe, a prawie tak długo, jak dębowe.

Liściaste drzewa są mniej używane do budowy mostów, ponieważ nie rosną tak prosto jak iglaste i mają wiele sęków. Najwięcej używanem jest drzewo dębowe na belki a bukowe tylko na dylinę, olszowego zaś używa się tylko do robót podwodnych.

Drzewo, przeznaczone na budulec, ścinać należy wtedy, gdy zawiera najmniej soków, zatem w zimie, najlepiej w grudniu.

Drzewo, używane jako budulec mostowy, dzielimy na:

1. krągłaki (n. *Rundholz*, fr. *le bois en grume*, an. *the round timber*), t. j. drzewo nieociosane;

2. drzewo obrobione siekierą lub piłą (n. *Kantholz*, fr. *le bois d'équarrissage*, an. *the squared timber*) o przekroju prostokątnym, obrobione piłą lub siekierą. Jeżeli krawędzie są ostre, nazywa się drzewem obrobionem czysto do krawędzi, krawędziowem (n. *vollkantiges Holz*), jeżeli zaś dla oszczędności zostawiamy na krawędziach część krzywej powierzchni, nazywamy je drzewem obrobionem z oflisem, oflisowem (n. *baumkantig*, fr. *flacheux*);

3. drzewo tarte (n. *Schnittholz*). Jeżeli grubość drzewa tartego nie przekracza 5 cm, nazywamy je deskami (n. *das Brett*, fr. *le planche*, an. *the deal*, *the plank*), grubsze drzewa tarte do grubości 15 cm nazywamy dylami (n. *die Bohle*, *der Pfosten*, fr. *le madrier*, an. *the plank*). Szerokość dyli i desek jest 20 do 32 cm.

Łatami (n. *die Latte*) nazywamy drzewo tarte 2½ do 5 cm grube, 5 do 10 cm szerokie.

Co się tyczy grubości i długości belek rozróżniamy przy drzewach iglastych:

1. wielki budulec (n. *starkes oder Balkenbauholz*, fr. *bois de qualité*), długi do 15 m, do 40 cm w cienkim końcu gruby;

2. średni budulec (n. *mittel-starkes Bauholz*, fr. *bois refaits*) zwykle 10 do 12 m długi przy grubości w cienkim końcu do 25 cm, a w grubym 32 do 36 cm;

3. mały budulec (n. *kleines Bauholz*) 9 do 10 m długi, w cienkim końcu 16 cm.

Normalne przekroje belek zestawilo Towarzystwo niemieckich przemysłowców budowlanych, jak następuje:

| | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 28 | 30 |
|----|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| cm | 8/8 | 8/10 | 10/12 | 10/14 | 12/16 | 14/18 | 14/20 | 16/22 | 18/24 | 20/26 | 22/28 | 24/30 |
| | | 10/10 | 12/12 | 12/14 | 14/16 | 16/18 | 16/20 | 18/22 | 20/24 | 24/26 | 26/28 | 28/30 |
| | | | | 14/14 | 16/16 | 18/18 | 18/20 | 20/22 | 24/24 | 26/26 | 28/28 | |
| | | | | | | | 20/20 | | | | | |

Dla drzewa tartego:

normalna długość 3·5, 4, 4·5, 5, 5·5, 6, 7, 8 m;

„ grubość 1·5, 2, 2·5, 3, 3·5, 4, 4·5, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15 cm szerokości zmieniają się co cm.

Pnie dębowe, używane jako budulec, są do 7 m i wyżej długie o średnicy 25 do 75 cm.

Średnica pnia zmienia się na 1 m długości przy drzewach szpilkowych około 10 do 15 mm, przy liściastych 15 do 25 mm.

§. 3. Trwałość i ciężar drzewa.

W miejscu suchem trwałość drzewa szpilkowego jest bardzo znaczną, dębowego wynosi setki lat. Jeżeli woda i powietrze mają dostęp, drzewo podlega gniciu i ma znacznie mniejszą trwałość, szpilkowe najwyżej 20 lat, dębowe do 50 lat. Aby zapobiec gniciu, staramy się nie dopuścić, o ile możności, wody do części drewnianych budowli, osłaniając je opierzeniem lub dachem, a aby powiększyć jeszcze trwałość drzewa, suszymy je, zwęglamy jego powierzchnię lub powlekamy smołą ziemną lub karbolineum, albo wreszcie nasycamy drzewo solami metalicznymi n. p. chlorkiem rtęci lub cynku, siarczanem miedzi lub kreozotem.

Przy powlekanii drzewa smołą lub inną powłoką, należy dolną stronę belki zostawić niesmarowaną, aby drzewo wyschło, trzeba się też starać, aby do wszystkich części zeskładu dochodziło powietrze.

Niektóre gatunki drzewa lepiej się przechowują w wodzie, aniżeli na powierzchni n. p. olsza i dąb. Pale niektórych mostów rzymskich w Renie zachowały się do dzisiejszego dnia.

Ciężar drzewa zależy od gatunku drzewa i wilgoci. Dla gatunków, do budowy mostów używanych, możemy przyjąć następujący ciężar gatunkowy:

| | | | | | | |
|------------------------|------|----|------|---------|------|--------|
| dla drzewa szpilkowego | 0,57 | do | 0,90 | średnio | 0,73 | } . 1) |
| " " twardego | 0,78 | " | 1,00 | " | 0,90 | |

Dla części dobrze zakrytych możemy przyjąć średnie, dla wystawionych na deszcz największe wartości.

Melan przyjmuje dla

| | | | | | |
|----------------------------|------|----|------|---------|-------|
| drzewa szpilkowego suchego | 0·46 | do | 0·75 | średnio | 0·60 |
| " " mokrego | 0·70 | " | 1·29 | " | 0·90 |
| " dębowego suchego | 0·63 | " | 0·92 | " | 0·80 |
| " " mokrego | 0·90 | " | 1·90 | " | 1·00 |
| " bukowego suchego | | | | | 0·72 |
| " " mokrego | | | | | 1·00. |

Rozporządzenie austr. min. kol. żelazn. z dnia 28. sierp. 1904 brzmi §. 7 ust. 4.

Za podstawę obliczenia ciężaru własnego zeskładu mostowego i obciążenia stałego służą dla poszczególnych materiałów budowlanych następujące ciężary gatunkowe, a mianowicie:

| | |
|---|---------|
| dla 1 m ³ żelaza spawalnego | 7·80 t. |
| " " " zlewnego | 7·85 " |
| " " drzewa świerkowego, modrzewiowego, jodłowego, sosnowego | 0·90 " |
| " " " dębowego i bukowego | 1·00 " |
| " " bruku drzewianego | 1·10 " |

§. 4. Spółczynnik sprężystości.

Spółczynnik sprężystości na ciągnięcie i ciśnienie jest według doświadczeń różny, a mianowicie na ciśnienie około 15% mniejszy, niż na ciągnięcie.

Dla poszczególnych drzew jest też współczynnik sprężystości różny, a mianowicie wynosi średnio:

| | | |
|-----------------------|--------|--------------------|
| dla jodły | 117000 | kg/cm ² |
| " świerka | 116000 | " |
| " sosny | 110000 | " |
| " modrzewia | 104000 | " |
| " dęba | 115000 | " |
| " buka | 116000 | " |

Możemy więc średnio przyjąć:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla drzewa miękkiego } \varepsilon = 112000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ „ dębowego } \varepsilon = 115000 \text{ „ } \end{array} \right\} \dots 2)$$

Właściwie należałoby rozróżnić współczynniki sprężystości dla ciągnięcia, ciśnienia i zginania. Powyższe wartości są dla ciągnięcia, dla ciśnienia zaś o 10% mniejsze.

Jeśli co do współczynnika sprężystości z doświadczeń otrzymujemy bardzo różne wyniki, to tem większa niepewność panuje co do granicy sprężystości.

Doświadczenia *Bauschingera* stwierdzają, że granica sprężystości dla ciągnięcia leży bardzo wysoko, tak, że spada prawie ze współczynnikiem wytrzymałości μ . *Tetmajer* przyjmuje wprawdzie granicę sprężystości przy 0.52μ , lecz i po za tą granicą współczynnik sprężystości bardzo mało się zmienia. Inaczej rzecz się ma z ciśnieniem. Tam leży granica sprężystości średnio przy $0.5 \mu_1$.

§. 5. Wytrzymałość na ciągnięcie i ciśnienie.

Liczne doświadczenia co do wytrzymałości drzewa na ciągnięcie lub ciśnienie robiono w ten sposób, że drzewa odrazu rozrywano lub zgniatano. Nie wiele tylko mamy doświadczeń co do wpływu na wytrzymałość wilgoci, czasu trwania obciążenia, pochodzenia drzewa, czasu ścinania, części pnia i czy kawałek próbny pochodzi z rdzenia (n. *Kern*, fr. *coeur*), czy z bieli (n. *Splint*, fr. *aubier*).

Przeciętnie możemy przyjąć dla drzewa suchego współczynnik wytrzymałości

| | μ | μ_1 | |
|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | na | |
| | | ciągnięcie | ciśnienie |
| | | w kierunku włókien | prostopadle do włókien |
| dla jodły | 780 kg/cm ² | 280 kg/cm ² | 40 kg/cm ² |
| „ świerka | 750 „ | 280 „ | 40 „ |
| „ sosny | 750 „ | 300 „ | 40 „ |
| „ modrzewia | 750 „ | 350 „ | 40 „ |
| „ dęba | 960 „ | 380 „ | 120 „ |
| „ buka | 1000 „ | 400 „ | 120 „ |

Dörr*) otrzymuje jako przeciętne z rozmaitych doświadczeń dla świerka . . . $\mu = 576 \text{ kg/cm}^2$ $\mu_1 = 189 \text{ kg/cm}^2$
 „ sosny . . . „ 656 „ „ 173 „

Z powyższej tabliczki wynika, że w przybliżeniu μ jest nieco większe, niż $2\mu_1$.

Spółczynnik na ciągnięcie rozumie się w kierunku równoległym do włókien, bo w kierunku prostopadłym jest znacznie mniejszy i wynosi dla drzew szpilkowych około 125, dla dęba około 150, a buka 160 kg/cm^2 .

Spółczynnik wytrzymałości jest, jak już wspomnieliśmy, zależny od wielu okoliczności, a jedną z najważniejszych jest wilgoć drzewa. *Bauschinger* wykazał doświadczeniami, że od wilgoci zależą w wysokim stopniu ciężar gatunkowy i wytrzymałość drzewa i tak otrzymał n. p. dla pewnego modrzewia:
 dla wilgoci 29 25·3 14·3 8·1 7·7%
 wytrzymałość na ciśnienie μ_1 294 374 532 818 884 kg/cm^2 .

Dla drzewa suszonego w otwartej szopie wynosi wilgoć 15%, co znaczy, że przez suszenie dalsze sztuczne można ciężar zmniejszyć jeszcze o 15%. Otóż widzimy, że drzewo suszone w otwartej szopie posiada wytrzymałość blisko dwa razy większą od drzewa mokrego.

Doświadczenie Janki wykonane w Mariabrunn**) okazały, że przy ciśnieniu musimy rozróżnić, czy kierunek ciśnienia jest równoległy do włókien czy prostopadły. W pierwszym przypadku wzrastają skrócenia proporcjonalnie do ciśnienia aż do granicy sprężystości, po której przekroczeniu następuje zaraz zgniecenie. Jeżeli siła działa prostopadle do włókien, to nie można stwierdzić właściwego zgniecenia. Zwiększające ciśnienie wywołuje tylko znaczne ugniecenie. Ważnym jest wpływ wilgoci, wyrażony w procentach zwiększonej przez wilgoć wagi. Wytrzymałość jest największą przy wilgoci 0%, którą możemy osiągnąć tylko dłuższem suszeniem sztucznem przy 100° C. Wilgoć 10—13% występuje w suchych opalanych ubikacjach, 13—16% w suchych, opalanych, 16—20% w wilgotnych piwnicach, 20—30% na wolnem powietrzu bez dachu, 100—200% pod wodą. Do 25% wilgoci zmniejsza się zna-

*) Deutsche Bauzeitung 1910 str. 508.

**) Zeits. d. österr. Ing. u. Arch. Vereins. 1907 str. 565.

cznie wytrzymałość i tak n. p. dla drzewa świerkowego otrzymano:

| | wytrzymałość w kg/cm^2 |
|---------------|--------------------------|
| dla wilgoci 0 | 615 |
| „ 10% | 430 |
| „ 15 „ | 340 |
| „ 20 „ | 260 |
| „ 100 „ | 180 |

Wytrzymałość zależna też jest od ciężaru gatunkowego i tak otrzymano dla drzewa świerkowego przy 15% wilgoci dla ciężaru gatunkowego drzewa suchego

| | | | | | | |
|--------------|------|------|------|------|------|-----------------|
| | 0 34 | 0 38 | 0 42 | 0 46 | 0 50 | 0 54 |
| wytrzymałość | 300 | 330 | 366 | 405 | 450 | 490 kg/cm^2 . |

Dla drzew liściastych otrzymano dla drzewa bukowego średnio przy wilgoci 13–14% 625 kg/cm^2 , dębowego 570 kg/cm^2 , najmniejszą wytrzymałość miało drewno jodłowe, średnio 410 kg/cm^2 .

Dalsze doświadczenia *Bauschingera* wykazały też, że wytrzymałość drzewa szpilkowego zmienia się przez leżenie przez pewien przeciąg czasu. I tak wzrosła n. p. wytrzymałość na ciśnienie w pewnym wypadku w ten sposób, że gdy wynosiła w trzy miesiące po zrąbaniu 338 kg/cm^2 , to w pięć lat wynosiła 451 kg/cm^2 . Dalej stwierdził *Bauschinger*, że to zwiększenie wytrzymałości jest większe u drzew rąbanych w lecie, niż w zimie, tak że drzewa rąbane w lecie, wykazujące niedługo po zrąbaniu mniejszą wytrzymałość, niż rąbane w zimie, po kilku latach mają już tę samą wytrzymałość.

Dalej zmienia się też wytrzymałość wedle tego, czy drzewo pochodzi ze środka pnia czy też z bieli. *Tetmajer* otrzymał z licznych doświadczeń współczynnik wytrzymałości na ciągnięcie dla samego rdzenia n. p. dla jodły 314 kg/cm^2 , a dla drzewa bocznego z tego samego pnia 924 kg/cm^2 , na ciśnienie oba współczynniki były prawie równe.

§. 6. Wytrzymałość na zginanie.

Przy zginaniu występują, jak wiadomo, natężenia na ciśnienie i ciągnięcie. Belka drewniana łamie się w ten sposób, że albo ciągnięte włókna się przerywają, albo ciśnione zgniatają. Zdawałoby się, że ponieważ μ_1 na ciśnienie jest znacznie

mniejsze, niż μ na ciągnięcie, więc belka się złamie, gdy nateżenie na ciśnienie dosięgnie współczynnika wytrzymałości na ciśnienie. Tymczasem doświadczenie okazuje, że jeśli liczymy nateżenie przy złamaniu według zwykłego wzoru,

$$\mu_2 I = Me^*) \dots \dots \dots 3)$$

pomimo tego, że jest on ważnym tylko do granicy sprężystości, to dla μ_2 , współczynnika wytrzymałości na złamanie, otrzymujemy wartości leżące między μ i μ_1 .

Doświadczenia okazały, że dla przekroju prostokątnego współczynnik wytrzymałości na złamanie μ_2 ma przeciętnie następujące wartości:

| | μ_2 <i>kg/cm²</i> |
|--------------------------|----------------------------------|
| drzewo jodłowe | 470 |
| „ świerkowe | 430 |
| „ sosnowe | 540 |
| „ modrzewiowe | 520 |
| „ dębowe | 600 |
| „ bukowe | 700 |

Z powyższej tabliczki widzimy, że w przybliżeniu

$$\mu_2 = \frac{\mu + \mu_1}{2} = 0.7 \mu$$

Wyjaśnienie powodu tego zjawiska należy do statyki budowli **).

§. 7. Wytrzymałość na ścinanie.

Przy wytrzymałości na ścinanie musimy rozróżnić kierunek płaszczyzny ścinania, czy jest ona równoległą, czy też prostopadłą do włókien, gdyż wytrzymałość w obu wypadkach znacznie się różni.

Na podstawie doświadczeń możemy przyjąć następujące przeciętne wartości:

| rodzaj drzewa | wytrzymałość na ścinanie μ' w <i>kg/cm²</i> | |
|------------------|---|-------------|
| | równoległe do włókien | prostopadle |
| jodła | 44 | 230 |
| świerk | 50 | 280 |

*) Por. Podr. Stat. Budow. II. wyd. str. 108 rów. 147.

**) " " " " " " " 188.

| rodzaj drzewa | wytrzymałość na ścinanie μ' w kg/cm^2 | |
|-------------------|--|-------------|
| | równoległe do włókien | prostopadłe |
| sosna | 45 | 230 |
| modrzew | 60 | 300 |
| dąb | 75 | 270 |
| buk | 80 | 300 |

§. 8. Zestawienie współczynników wytrzymałości.

Dla drzew szpilkowych możemy przyjąć jeden średni współczynnik, ponieważ wytrzymałość ich mało się różni przy różnych rodzajach drzew. Możemy więc ustawić następującą tabliczkę:

| Spółczynnik wytrzymałości | drzewo | |
|---|---------------|--------|
| | miękkie | twarde |
| na ciągnięcie | $\mu = 750$ | 980 |
| „ ciśnienie w kierunku włókien . | $\mu_1 = 300$ | 390 |
| „ „ prostopadłe do włókien μ_1' | $= 40$ | 120 |
| „ zginanie | $\mu_1 = 490$ | 650 |
| „ ścinanie równoległe do włókien μ' | $= 50$ | 77 |
| „ „ prostopadłe „ „ μ'' | $= 260$ | 285 |

§. 9. Natężenie dopuszczalne.

Natężenie τ , jakie w zeskładach budowlanych chcemy jeszcze dopuścić, jest znacznie mniejsze od współczynnika wytrzymałości *), mianowicie równe $\frac{1}{n}$ współczynnika wytrzymałości,

zatem $\tau = \frac{\mu}{n}$ 4).

Liczbę n nazywamy współczynnikiem pewności.

Spółczynnik pewności musi być dość wielkim ze względu na niedokładność obliczenia przy połączeniach drzewnych i sęki. Przyjmujemy go zmiennym ze względu na wielkość wstrząśnień, na dokładność obliczenia i trwałość zespołu. Także przyjmujemy zwykle mniejszy współczynnik pewności na ciśnienie, niż na ciągnięcie, z powodu, że jeżeli natężenie na ciągnięcie wzrośnie aż do przerwania, to zwykle cały zespół się wali,

*) Por. Podr. Stat. Bud. wyd. II, str. 54.

gdy przy ciśnieniu następuje tylko zgniecenie pojedynczych włókien mniej niebezpieczne dla całości zespołu.

W uwzględnieniu powyższych uwag i dotychczasowego doświadczenia przyjąć możemy natężenie dopuszczalne wedle następującej tabliczki.

Natężenie dopuszczalne w kg/cm^2 :

| Rodzaj mostu | na ciągnięcie τ | na ciśnienie | | na zgięcie σ^2 | na ścinanie | |
|------------------------------|-------------------------|-----------------------|-------------|--------------------------|-----------------------|-------------|
| | | w kierunku do włókien | prostopadle | | w kierunku do włókien | prostopadle |
| | | | | | | |
| <i>a) Drzewo miękkie.</i> | | | | | | |
| 1. Mosty tymczasowe: | | | | | | |
| dla pieszych i drogowych . . | 135 | 110 | 16 | 120 | 20 | 60 |
| „ kolei drugorzędnych . . | 125 | 100 | 14 | 110 | 18 | 55 |
| „ „ głównych | 115 | 90 | 12 | 100 | 15 | 50 |
| 2. Mosty stałe: | | | | | | |
| dla pieszych i drogowych . . | 90 | 75 | 14 | 85 | 12 | 50 |
| „ kolei drugorzędnych . . | 85 | 70 | 12 | 80 | 10 | 40 |
| <i>b) Drzewo twarde.</i> | | | | | | |
| 1. Mosty tymczasowe: | | | | | | |
| dla pieszych i drogowych . . | 135 | 120 | 55 | 125 | 30 | 64 |
| „ kolei drugorzędnych . . | 125 | 110 | 50 | 115 | 25 | 58 |
| „ „ głównych | 115 | 100 | 40 | 105 | 20 | 52 |
| 2. Mosty stałe: | | | | | | |
| dla pieszych i drogowych . . | 95 | 80 | 50 | 90 | 16 | 52 |
| „ kolei drugorzędnych . . | 90 | 75 | 40 | 85 | 12 | 42 |

Powyższe wartości odnoszą się do belek głównych mostów; dla części mostów, narażonych bezpośrednio na wstrząśnienie, przyjmujemy jeszcze niższe natężenie dopuszczalne.

Melan przyjmuje następujące natężenie dopuszczalne:

| Rodzaj natężenia | Mosty drogowe | | | | Mosty kolejowe | | | |
|-----------------------|-----------------------|---------|------------------|---------|-----------------------|---------|------------------|---------|
| | tymczasowe obciążenie | | stałe obciążenie | | tymczasowe obciążenie | | stałe obciążenie | |
| | pośrodku | w przód | pośrodku | w przód | pośrodku | w przód | pośrodku | w przód |
| Ciągnięcie τ . . | 160 | 150 | 115 | 105 | 150 | 120 | 105 | 90 |
| Ciśnienie | 75 | 70 | 50 | 47 | 70 | 55 | 50 | 40 |
| Złamanie | 120 | 110 | 85 | 80 | 110 | 90 | 80 | 70 |

Oдносны устѣп розпорѣдження министeryального аустрыackiego з р. 1904 brzmi:

Drzewo: 8. Przy mostach kolejowych, przy mostach na gościńcach i drogach, tudzież przy zeskładach chodnikowych natężenia drzew, spowodowane działaniem wszystkich pionowych obciążeń (z wyłączeniem sił pionowych, spowodowanych przez wiatr) nie może przekraczać 80 kg/cm^2 przy ciągnięciu lub ciśnieniu w kierunku włókien, 10 kg/cm^2 przy ścinaniu równoległym, zaś 20 kg/cm^2 przy ścinaniu prostopadłym do kierunku włókien. Przy działaniu wszystkich obciążeń (a więc także i sił poziomych) dopuszcza się powiększenie tych wartości skrajnych aż do 90 kg/cm^2 , względnie aż do 15 i 30 kg/cm^2 .

10. Dla mostów drewnianych tymczasowych, które nie mają być dłużej używane niż sześć miesięcy, dopuszczalne jest przy działaniu wszystkich pionowych obciążeń (z wyłączeniem sił pionowych, spowodowanych przez wiatr), natężenie przy ciągnięciu lub ciśnieniu w kierunku włókien, wynoszące 120 kg/cm^2 , jeżeli zaś mostów tych używać się ma dłużej i to aż do dwu lat, w takim razie należy powyżej oznaczoną granicę natężenia zniżyć co najmniej na 100 kg/cm^2 .

Jako dopuszczalne największe natężenie przy ścinaniu równoległym lub prostopadłym do kierunku włókien przyjąć należy w obydwu przypadkach czasu trwania używania 15 kg/cm^2 względnie 30 kg/cm^2 .

Mosty tymczasowe drewniane, których ma się używać dłużej niż dwa lata, podlegają postanowieniom powyższego ustępu 8.

§. 10. Wytrzymałość na wyboczenie.

Jeżeli długość pręta drewnianego, pracującego na ciśnienie, przenosi 5-krotną najmniejszą szerokość przekroju i jeśli siła wzrośnie do pewnej granicy, pręt się wybacza. Pręty takie należy zatem obliczać na wyboczenie.

Jeżeli do prętów żelaznych wzór Eulera *) nie da się zawsze w praktyce z korzyścią użyć, to tembardziej dla drzewa nie można go używać, gdyż połączenia belek i prętów drewnianych nie mogą być tak dokładne, abyśmy mogli przypuścić, że siła działa dokładnie w osi, a na wytrzymałość mają sęki tak wielki wpływ, że zakrywa on nawet wpływ utwierdzenia końców pręta **).

Dla prętów drewnianych używano więc dawniej wzoru doświadczalnego Rankina ***)

$$= A \frac{P}{\tau} \left(1 + \alpha \frac{Al^2}{I} \right) = \frac{P\zeta}{\tau}, \quad = 1 = A_0 \zeta \dots \dots 5)$$

*) Patrz Podr. Stat. Budowli II. wyd. str. 289, rów. 493.

**) „ Tetmajer. Mittheilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien. 2-gi zeszyt, str. 42. Zurych, 1884.

***) Por. Podr. Stat. Budowli II. wyd. str. 291.

gdzie A oznacza powierzchnię przekroju, P siłę działającą w kierunku osi pręta, τ natężenie dopuszczalne na ciśnienie, l długość wolną, I moment bezwładności powierzchni przekroju. Spółczynnik wybożenia dla drzewa można przyjąć $\alpha = 0,00015$.

Doświadczenia jednak Tetmajera wykazały, że współczynnik wybożenia α nie jest ilością stałą, ale współczynnik zwiększający ζ jest funkcją $\frac{l}{a}$ i to do pewnej granicy funkcją prostoliniową. Zamiast współczynnika zwiększającego można wprowadzić w rachunek jego odwrotność $\zeta' = \frac{1}{\zeta}$, współczynnik zmniejszający (n. *Abminderungskoeffizient*), a zatem

$$A = \frac{A_0}{\zeta'}, \quad \tau = \frac{P}{A\zeta'} = \frac{\tau_0}{\zeta'}$$

zatem $\tau_0 = \frac{P}{A} = \tau\zeta' \dots \dots \dots 6).$

Tetmajer otrzymał, jeżeli τ oznacza natężenie dopuszczalne na złamanie dla drzewa miękkiego,

$$\begin{array}{l} \text{dla } 5 < \frac{l}{a} < 100 \quad \zeta' = 1,04 - 0,00693 \frac{l}{a} \\ \text{„ } 100 < \frac{l}{a} \quad \zeta' = 3525 \left(\frac{\alpha}{l}\right)^2 \end{array} \quad \left. \dots \dots \dots 7) \right.$$

Stąd obliczył on następującą tabliczkę:

| $\frac{l}{a}$ | ζ' | $\frac{l}{a}$ | ζ' | $\frac{l}{a}$ | ζ' | $\frac{l}{a}$ | ζ' |
|---------------|----------|---------------|----------|---------------|----------|---------------|----------|
| 10 | 0,979 | 60 | 0,632 | 110 | 0,293 | 160 | 0,136 |
| 15 | 0,943 | 65 | 0,596 | 115 | 0,268 | 165 | 0,129 |
| 20 | 0,907 | 70 | 0,561 | 120 | 0,246 | 170 | 0,121 |
| 25 | 0,871 | 75 | 0,525 | 125 | 0,225 | 175 | 0,114 |
| 30 | 0,839 | 80 | 0,493 | 130 | 0,207 | 180 | 0,107 |
| 35 | 0,804 | 85 | 0,457 | 135 | 0,193 | 185 | 0,104 |
| 40 | 0,771 | 90 | 0,421 | 140 | 0,179 | 190 | 0,096 |
| 45 | 0,736 | 95 | 0,387 | 145 | 0,168 | 195 | 0,093 |
| 50 | 0,700 | 100 | 0,353 | 150 | 0,157 | 200 | 0,089 |
| 55 | 0,664 | 105 | 0,321 | 155 | 0,146 | | |

Promień bezwładności jest dla

$$\left. \begin{array}{l} \text{prostokąta} \dots \dots \dots a = 0,289 h \\ \text{kwadratu} \dots \dots \dots a = 0,289 b \\ \text{koła} \dots \dots \dots a = 0,25 d \end{array} \right\} \dots \dots \dots 8)$$

Przy obliczaniu wymiarów nie znamy jednak jeszcze a , więc i $\frac{l}{a}$, dlatego trzeba je tymczasem przyjąć dowolnie, wyznaczyć stąd ζ' z tabliczki, A według 6), a stąd a wedle 8). Jeśli to a nie zgadza się z przyjętym, to obliczenie to należy raz lub więcej razy powtórzyć, dopóki nie osiągniemy dostatecznej zgodności wyniku z założeniem.

Na tabl. 1. rys. 1. wykreślimy według powyższej tabliczki linię krzywą, której rzędne są ζ' , a odcinki $\frac{l}{a}$, $\frac{l}{d}$ lub $\frac{l}{h}$ według tego, w jakiej podziałce je odczytamy.

Ministerstwo kolejowe austr. wydało rozporządzenie w r. 1907, według którego nakazuje obliczać wedle wzorów Tetmajera, przyjmując następujące współczynniki zwiększające ζ :

| | | | | | | | | |
|-----------------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|
| $\frac{l}{a} =$ | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| $\zeta =$ | 1.023 | 1.101 | 1.193 | 1.300 | 1.429 | 1.586 | 1.782 | 2.032 |
| $\frac{l}{a} =$ | 90 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 |
| $\zeta =$ | 2.365 | 2.828 | 3.433 | 4.085 | 4.794 | 5.560 | 6.383 | 7.262 |
| $\frac{l}{a} =$ | 170 | 180 | 190 | 200 | | | | |
| $\zeta =$ | 8.199 | 9.141 | 10.241 | 11.348 | | | | |

co odpowiada powyższej tabliczce, przyczem $\zeta = \frac{1}{\zeta'}$

Przykład. Jeżeli siła $P=10 t$, długość wolna $l=5 m$, $\tau=70 kg/cm^2$, a przekrój pała okrągły, to gdybyśmy liczyli tylko na ciśnienie, to $A_0 = \frac{P}{\tau} = \frac{10000}{70} = 143 cm^2$, zatem $d_0 = 13.5 cm$. Ze względu na wyboczenie będzie d większe n. p. 20 cm. Stąd otrzymamy $a = 5 cm$, $\frac{l}{a} = \frac{500}{5} = 100$. zatem $\zeta' = 0.353$, stąd $A = 143 : 0.353 = 406 cm^2$, więc $d = 22.8 cm$, $a = 5.7$. dokładniej więc będzie $\frac{l}{a} = \frac{500}{5.7} = 88$, zatem $\zeta' = 0.435$, stąd $A = 143 : 0.435 = 328 cm^2$, $d = 20.5 cm$, $a = 5.12 cm$. Jeżeli jeszcze raz powtórzmy rachunek, to przyjąwszy a nieco większe $= 5.3$, otrzymamy $\frac{l}{a} = \frac{500}{5.3} = 94.2$, zatem w przybliżeniu $\zeta' = 0.300$, więc $A = 143 : 0.300 = 366 cm^2$, stąd $d = 21.6 cm$ a $a = 5.4 cm$. W ten sposób przybliżamy się do prawdziwej ilości $d = 21.5 cm$. Dlatego otrzymawszy dla przyjętego $d = 20$ przybliżony wynik $d = 22.8$ powinniśmy byli przyjąć dla dalszego rachunku średnią wartość między 20 i 22.8 więc n. p. 21.4 czyli $a = 5.35$ a otrzymalibyśmy od razu $\frac{l}{a} = \frac{500}{5.35} = 93$, $\zeta' = 0.394$, $A = 143 : 0.394 = 363$, zatem $d = 21.5 cm$. Zamiast tego przyjmujemy jednak $d = 22 cm$, więc i poprzednie obliczenie było wystarczające.

II. Pomost.

§. 11. Ogólne uwagi.

Część mostu, spoczywająca bądźto bezpośrednio na belkach głównych, bądźto pośrednio na poprzecznicach i podłużnicach, a służąca do utworzenia płaszczyzny, po której się poruszają ciężary, nazywamy pomostem (n. *die Bahn*). Pomost dzieli się na część niosącą, pomost właściwy (n. *die Brückentafel*) i na części, na którą działają ciężary bezpośrednio, pokrycie pomostu (n. *die Brückendecke*), często jednak jeden zeskład zastępuje obie części pomostu, które wtedy stanowią tylko jedną.

Szerokość pomostu, a zarazem i mostu, zależy od tego, czy budujemy most dla przejazdu jednego, czy dwu lub więcej wozów równocześnie. Licząc 2.5 m szerokości na jeden wóz, a 0.75 m do 1.5 m na jeden chodnik, będziemy potrzebować dla przejazdu jednego wozu i chodników około 4 m, dla dwu wozów i dwu chodników do 8 m szerokości. Przy mniejszych mostach, na drogach mniej uczęszczanych nie robimy wcale chodników, w którymto wypadku może być most węższy. Dłuższe mosty powinny być szerokie na dwa wozy, bo inaczej nie można się na moście rozminąć, co sprawia dołkliwą przerwę ruchu *).

§. 12. Pomost właściwy mostów drogowych.

Jako pomost właściwy przy mostach drewnianych używaną jest prawie wyłącznie dyli na lub ściel (n. *der Bohlenbelag, die Brückenstreu*, fr. *le tablier du pont*, an. *the planking of bridge*), warstwa dyli, leżąca albo na belkach głównych (tabl. 2. rys. 2), albo na poprzecznicach lub podłużnicach (tabl. 5. rys. 1).

Przy mniej uczęszczanych mostach dajemy jedną warstwę dyli, która jest więc zarazem pomostem właściwym i pokryciem pomostu (tabl. 4. rys. 1 b). Przy więcej uczęszczanych dajemy dwie warstwy dyli, grubszą warstwę niosącą da dole i cieńszą,

*) Rozporządzenie austr. minist. spraw wewnętrznych z r. 1892 odnoszące się do szerokości mostów na drogach państwowych, podano w „Mostach kratowych żelaznych“ str. 113.

służącą jako pokrycie pomostu, którą się też odnawia w miarę zużycia przez koła, lub też na dylinie dajemy inne pokrycie pomostu, jak żwirówkę, bruk itp. (tabl. 2. rys. 2, tabl. 5. rys. 2. Górną dylinę (n. *der obere Bohlenbelag*, fr. *le platelage, les planches de recouvrement*), urządzamy często prostopadle do kierunku jazdy, bo w przeciwnym razie dylina prędzej się niszczy (tabl. 5. rys. 2).

Górną dylinę układamy szczelnie, przy dolnej zaś zostawiamy odstęp 3 do 5 *cm* dla lepszego odwodnienia. Czasem w tym celu urządzamy spad poprzeczny, wtedy trzeba wszystkie dyle zetknąć w połowie mostu, aby uniknąć zginania dyli i aby ułatwić zdjęcie dyliny z połowy mostu dla naprawy.

Dyle przytwierdzamy grubymi gwoździami, deskalami do belek, dobrze jest także końce dyli przytrzymać krawężnikiem (n. *Saumholz*, cz. *obrubnice* (tabl. 4. rys. 2, tabl. 5, rys. 2).

Górną dylinę 4 do 6 *cm* grubą, dajemy zwykle z drzewa twardego, dolną z miękkiego. Na podstawie doświadczeń zebranych w Prusiech, okazało się, że wprawdzie dylina bukowa jest twardsza, mniej się zużywa przy wielkim ruchu, niż dębowa lub sosnowa, to jednak prędko podlega zniszczeniu przez próchnienie od dołu i ma skłonność do paczenia się. Oprócz tego jest ona podczas deszczu i szronu bardzo śliska. Dlatego dyliny z drzewa bukowego należy używać tylko, gdy pomost jest poziomy i to tam tylko, gdzie jest bardzo wielki ruch, więc w wielkich miastach. W Berlinie n. p. musiano dylinę dębową wymienić po roku, bukowa okazała się trwalszą.

W celu wyznaczenia grubości dyliny c nazwijmy ciężar koła P , ciężar własny na cm^2 g , szerokość dyliny b , odstęp belek podpierających dylinę w świetle e , natężenie dopuszczalne τ , to przyjąwszy teoretyczne punkty podparcia dyliny oddalone od krawędzi belki 5 do 8 *cm*, otrzymamy $a = e + 10$ *cm* (tabl. 23 rys. 1) i możemy napisać

$$\tau I = Me \text{ czyli } \tau \frac{1}{12} bc^3 = \left(\frac{1}{4} Pa + \frac{1}{8} gba^2\right) \frac{c}{a}, \text{ a stąd}$$

$$c = \sqrt{\frac{3a}{2\tau b} \left(P + \frac{1}{2} abg\right) + c_1}, \dots \dots \dots 9)$$

jeżeli o c_1 zwiększymy grubość ze względu na zużycie.

Jeżeli dylina jest pojedyncza, to ciężar jej jest w sto-

sunku do P bardzo mały, możemy więc napisać, przyjmując $c_1 = 2 \text{ cm}$ i licząc wszystko w kg i cm

$$c = \sqrt{\frac{3 a P}{2 \tau b}} + 2 \text{ cm} \dots \dots \dots 10)$$

Jeżeli teraz przyjmiemy ze względu na wstrząśnienie dla drzewa miękkiego $\tau = 70 \text{ kg/cm}^2$ a twardego 80 kg/cm^2 , szerokość zaś dyla $b = 25 \text{ cm}$, to otrzymamy

| dla drogi klasy | I. | II. | III. |
|-------------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|
| P | 3 | 2 | 0.75 t |
| drzewo miękkie | $c = 1.60 \sqrt{a} + 2$ | $1.31 \sqrt{a} + 2$ | $0.8 \sqrt{a} + 2$ |
| „ twarde | $c = 1.50 \sqrt{a} + 2$ | $1.22 \sqrt{a} + 2$ | $0.75 \sqrt{a} + 2$ |
| n. p. dla $a = 50 \text{ cm}$ | | | |
| drzewo miękkie | $c = 14$ | 12 | 8 cm |
| „ twarde | $c = 13$ | 11 | 7 „ |

Jeżeli na dolnej dylinie spoczywa górna, prostopadle do niej leżąca, to ciśnienie koła rozdziela się na dwa lub trzy dyle. Jeżeli górna dylina jest do dolnej równoległą, to możemy przyjąć, że ciśnienie koła rozdziela się na półtora dyla.

W pierwszym wypadku, to jest gdy dylina górna leży prostopadle do dolnej wstawmy $\frac{P}{2}$ zamiast P w równ. 10) i opuścimy dodatek na zużycie 2 cm , to otrzymamy

$$c = \sqrt{\frac{3 a P}{4 \tau b}} \dots \dots \dots 11)$$

Dla $\tau = 70$ względnie 80 kg/cm^2 a $b = 25 \text{ cm}$ otrzymamy

| dla drogi klasy | I. | II. | III. |
|-------------------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| drzewo miękkie | $c = 1.13 \sqrt{a}$ | $0.93 \sqrt{a}$ | $0.57 \sqrt{a}$ |
| „ twarde | $c = 1.06 \sqrt{a}$ | $0.87 \sqrt{a}$ | $0.53 \sqrt{a}$ |
| n. p. dla $a = 60 \text{ cm}$ | | | |
| drzewo miękkie | 9 | 8 | 5 cm |
| „ twarde | 9 | 7 | 5 „ |

W drugim wypadku, gdy dylina górna jest do dolnej równoległą, wstawimy w rów. 10) $\frac{2}{3} P$ zamiast P i opuścimy dodatek 2 cm na zużycie, a otrzymamy

$$c = \sqrt{\frac{a P}{\tau b}} \dots \dots \dots 12)$$

Dla $t = 70$ względnie 80 kg/cm^2 a $b = 25 \text{ cm}$ otrzymamy dla drogi klasy

| | I. | II. | III. |
|----------------|--------------------|----------------|----------------|
| drzewo miękkie | $c = 1.29\sqrt{a}$ | $1.07\sqrt{a}$ | $0.65\sqrt{a}$ |
| „ twarde | $c = 1.23\sqrt{a}$ | $1.00\sqrt{a}$ | $0.61\sqrt{a}$ |

a dla $a = 60 \text{ cm}$

| | | | |
|----------------|----|---|------|
| drzewo miękkie | 10 | 9 | 5 cm |
| „ twarde | 10 | 8 | 5 „ |

Jeżeli na dylinie znajduje się żwirówka, to ciśnienie koła przez żwirówkę rozdziela się stożkowato na powierzchnię koła, którego średnica jest równą w przybliżeniu trzykrotnej wysokości żwiru *).

Przy zmiennej wysokości żwiru z przyjmujemy najmniejszą, a więc zwykle 10 do 15 cm, a że szerokość dyłu wynosi 25 do 30 cm, więc $\frac{b}{z} = 1.7$ do 3. Wtedy ciśnienie na dyl jest

$$P' = P \left(0.87 + 0.042 \frac{b}{z} \right) \text{ **) 13)$$

a mianowicie dla

$$\frac{b}{z} = 1.5 \quad 2.0 \quad 2.5 \quad 3.0$$

$$P' = 0.87 \quad 0.96 \quad 0.99 \quad 1.0 P,$$

a grubość dyliny otrzymamy wedle 9)

$$c = \sqrt{\frac{3 a (P_1 + \frac{1}{2} abg)}{2 \tau b}} \text{ 14)}$$

Jeżeli mamy uwzględnić także ciężar wałka parowego, co należy zrobić dla mostów klasy I. i II., jeżeli rzeczywiście należy się spodziewać przejazdu wałka, to albo $b_1 > e$ (t. 23. r. 2), a wtedy mamy belkę zupełnie obciążoną, więc

$$M = \frac{1}{8} \frac{P}{b_1} a^2, \text{ zatem}$$

dla pojedynczej dyliny

$$c = a \sqrt{\frac{3 P}{4 \tau b b_1}} + 2 \text{ cm 15)}$$

dla podwójnej dyliny, jeżeli górna jest prostopadłą do dolnej

$$c = a \sqrt{\frac{3 P}{8 \tau b b_1}} \text{ 16)}$$

*) Por. „Mosty Blaszane“ str. 88.

**) „ „ „ „ 89. rów. 148.

$\frac{21}{7} = 3$

jeżeli górna jest równoległa do dolnej

$$c = a \sqrt{\frac{P}{2\tau b b_1}} \dots \dots \dots 17)$$

Rozporządzenie austr. minist. kolei z 1904 r. §. 7. ust. 37. Rozdzielenie ciśnienia koła uwzględnia się, przyjmując, że ciśnienie na pomoście żwirowanym lub betonowanym o średniej wysokości „ h ” pokrycia rozdziela się na szerokość $10 + 2h$ w centymetrach, a jeżeli nad pokryciem leżą jeszcze ewentualnie kamienie brukowe o szerokości „ b ”, na szerokość „ $b + 2h$ ”.

Jeżeli na dylinie znajduje się żwirówka (t. 23 r. 3), to przyjmując wedle rozporządzenia austriackiego ministerstwa kolei rozdział ciśnienia, mamy $b_2 = b_1 + 2h$, wtedy

$$c = a \sqrt{\frac{3}{4\tau b} \left(\frac{P}{b_2} + bg \right)} \dots \dots \dots 18)$$

Jeżeli $b_1 < e$ (t. 23. r. 4), to $M = \frac{\chi P}{8 b_1} (2e - b_1)$,

więc

$$c = \sqrt{\frac{3}{4\tau b b_1} Pa} (2a - b_1) \dots \dots \dots 19)$$

względnie przy pokryciu żwirówką

$$c = \sqrt{\frac{3}{4\tau b} \left(\frac{P(2a - b_2)}{b_2} + abg \right)} \dots \dots \dots 20)$$

Jeżeli mamy podwójną dylinę, przyczem górna jest prostopadłą do dolnej (t. 23. r. 5), to możemy przyjąć, że ciężar koła wałka rozdziela się w kierunku prostopadłym do kierunku jazdy na długość $b_1 + b$, zaś w kierunku jazdy na szerokość dwu dyków. Jeżeli górna dylina jest równoległa do dolnej (t. 23. r. 6), to możemy przyjąć, że rozdziela się ciśnienie w kierunku jazdy na półtora dyla, a w kierunku prostopadłym na długość b_1 .

Ciężar 1 m^2 mokrej dyliny c cm grubej wynosi
 dla drzewa miękkiego . . . $g = 9 c \text{ kg/m}^2$ }
 „ „ twardego . . . $g = 10 c$ „ } 21)

§. 13. Żwirówka.

Żwirówki (n. *Beschotterung*, fr. *l'empierrement*, an. *the ballasting, the graveling, the metalling*, cz. *stérkové ložé*) używamy często przy mostach drewnianych. Spoczywa ona na pojedynczej dylinie, robi się z grubego ale czystego żwiru, jest zwykle 10 do 15 cm grubą i ograniczoną krawężnikami (n. *das Saumholz, die Saumschwelle*, cz. *ovrubný prah*) (t. 7.

rys. 3, t. 8. rys. 2, 5). Chroni ona dyle od zużycia i rozdziela nieco ciśnienie koła, jak to wyżej widzieliśmy, zwiększa jednak znacznie ciężar własny mostu i zatrzymuje w sobie długo wilgoć.

Podkład kamienny, jakiego używają pod żwirówkę na drogach, a czasem i na mostach (t. 8 r. 2) jest tu niepotrzebnym i szkodliwym z powodu wielkiego ciężaru.

Powierzchni żwirówki nadajemy zwykle w celu lepszego odwodnienia spad około 4% , jeżeli więc najmniejsza grubość na kraju wynosi 10 do 12 *cm*, to dla szerokości 5 *m* wynosi w środku 20 do 22 *cm*, czyli średnio 15 do 17 *cm*.

Przy dłuższych mostach wpływ ciężaru własnego żwiru na belki jest znacznym, a przytem powstaje ta niedogodność, że dla peryodycznej rewizyi dyliny, względnie naprawy, trzeba żwir zgartywać, a potem znów rozrzucić, co pociąga za sobą i koszta i przerwę ruchu, dlatego lepiej w takim razie żwirówki wcale nie używać.

Ciężar jednego m^3 żwirówki *c cm* grubej wynosi w przybliżeniu $g = 19 c \text{ kg/m}^3 \dots\dots\dots 22)$

§. 14. Bruk kamienny i drewniany.

Bruk kamienny (n. *das Steinpflaster*, fr. *le pavé de pierre*, *le pavement en pierre*, an. *the stone-pavement*, cz. *dlažba kamenna*) (t. 8. r. 6.) nie jest stosowny dla mostów drewnianych z powodu wielkiego swego ciężaru, zatrzymywania wilgoci, trudności nadzoru i wymiany dyliny; pomimo tego używany jest czasem w miastach dla jednostajności drogi. Należy jednak wtedy dylinę pokryć warstwą nieprzepuszczalną. Dawniej używano w tym celu 6 *cm* warstwy gliny, która jednak przesiąknięta wodą mięknie i nie tworzy wtedy dobrej podstawy dla bruku i dlatego lepiej używać warstwy asfaltu lub pilśni asfaltowej, na której dajemy warstwę 10 *cm* piasku, a w nim układamy kostki około 16 *cm* wysokie.

Bruk drewniany (n. *das Holzpflaster*, fr. *le pavement en bois*, an. *the wood pavement*, cz. *dlažba špaličková*) (t. 5. r. 2.) jest o tyle lepszy od kamiennego, że jest lżejszy i zmniejsza wstrząśnienia, ma jednak tę wadę, że wskutek wilgoci pęcznieje. Zapobiec najlepiej można wsiąkanii wody

przez nasycenie kostek smołą lub asfaltem *). Kostki drewniane nasyczone, 10 do 12 cm szerokie z drzewa miękkiego lub bukowego układa się na warstwie 5 cm grubej piasku, albo też wprost na dylach ze szwami bardzo wąskimi.

Ciężar bruku drewnianego na m^2 wynosi $g = 11 c$ kg/m^2
 " " kamiennego c cm wysokie-
 go z c_1 cm grubą podsypką
 na m^2 wynosi $g = 25 c + 19 c_1$ " } 23)

§. 15. Chodniki.

Powiedzieliśmy już, że przy mniej uczęszczanych mostach nie robimy wcale osobnych chodników (n. *Fussweg*, cz. *chodnik*) (t. 45. r. 1, t. 7. r. 3, t. 8. r. 1, 2 i 5). W miastach jednak na drogach więcej uczęszczanych, odgraniczamy chodnik od drogi. Najprostszy sposób jest pokrycie górną dyliną tylko drogi, podczas gdy na chodniku jest tylko pojedyncza (t. 5. r. 2a), ale wtedy błoto z drogi spływa na chodnik i zanieczyszcza go.

Aby tego uniknąć, najlepiej jest podnieść chodnik około 10 cm ponad poziom drogi i oprzeć dylinę chodnika albo podłużną na poprzecznicach (t. 4. r. 2, t. 5. r. 2) lub też poprzeczną na podłużnicach (t. 4. r. 3, t. 8. r. 3). Podłużnice spoczywają albo na przedłużonej dolnej dylinie (t. 4. r. 3) albo na poprzecznicach (t. 8. r. 4) albo też wprost na belkach głównych.

Uważać przytem trzeba na dobre odwodnienie. Wodę zbiera się albo w osobne rynny (t. 4. r. 3), z których w pewnych odstępach spuszcza się wodę na dół albo też zostawia się szczelinę między chodnikiem a drogą dla odpływu wody (r. 4., t. 5. r. 2).

Do obliczenia grubości dyliny możemy użyć wzoru 9), przyczem $P=0$, $c_1=1$ cm, a obciążenie $gb=170$ $kg/m=1.7$ kg/cm . Jeżeli teraz przyjmiemy dla drzewa miękkiego $\tau = 75$ kg/cm^2 a dla twardego $\tau = 85$ kg/cm^2 , to otrzymamy

$$c = \sqrt{\frac{3 a^2 1.7}{4 \tau b}} + 1 = \frac{1.3 a}{\sqrt{b \tau}} + 1 \dots 24)$$

*) Mosty Blaszane str. 83.

a zatem dla $b = 25 \text{ cm}$, otrzymamy dla

drzewa miękkiego . . . $c = 0.026 a + 1 \text{ cm}$

„ twardego . . . $c = 0.025 a + 1 \text{ cm}$.

Dla $a = 60 \quad 80 \quad 100 \quad 200 \text{ cm}$

otrzymamy więc dla

drzewa miękkiego $c = 3 \quad 3.5 \quad 4 \quad 6.5 \text{ cm}$

„ twardego $c = 2.5 \quad 3 \quad 3.5 \quad 6 \text{ cm}$.

§. 16. Szerokość pomostu mostów kolejowych.

Szerokość pomostu mostów kolejowych zależy od przekroju wolnego przejazdu (n. *Profil des lichten Raumes*) t. j. od przekroju, który musimy zostawić wolnym dla przejazdu pociągów. Rys. 1a na t. 9. przedstawia według norm związku kolei niemieckich połowę przekroju wolnego przejazdu dla kolei o normalnej szerokości toru, rys. 1b przekrój wolnego przejazdu dla kolei o szerokości toru $= 0.75 \text{ m}$, rys 1c dla kolei o takiejże szerokości toru z jazdą na podwoziach. Ze względu na możliwą niedokładność w ułożeniu toru zwykle powiększamy odstęp środka toru od belki głównej lub poręczy o 10 do 20 *cm*, więc odstęp belek głównych, wystających ponad pomost lub poręcze, wynosić powinien

przy zwykłej szerokości toru $b = 4.30 \text{ m}$

„ szerokości toru 0.75 m $b = 3.50 \text{ m}$

„ „ „ 0.75 m z jazdą na podwoziach $b = 3.75 \text{ m}$.

Rozporządzenie austr. minist. kolej. z r. 1904 §. 3.: 1. Wszystkie ponad poziom główki szyn wystające części składowe dźwigarów mostowych łącznie z poręczami na przyczółkach na szlaku kolei adhezyjnych, poruszanych zapomocą pary, mają być w ten sposób założone, aby zachowano przynajmniej przekroje wolnego przejazdu przedstawione na tabl. 9. w rysunkach 1 *abc*. Pomost górą lub wgłębiony musi być tak szeroki, aby na każdym miejscu mostu pomiędzy osią przekroju a najbliższym słupkiem poręczy pozostawał wolny odstęp, który wynosi przy kolejach o pełnej szerokości torów najmniej 2.15 m , przy kolejach o szerokości torów wynoszącej 760 mm bez jazdy na podwoziach najmniej 1.75 m , a przy kolejach o szerokości torów wynoszącej 760 mm z jazdą na podwoziach najmniej 1.875 m . Co najmniej w takiej samej mierze aż do 2 m ponad dyliną muszą być u pomostów dołem lub pośrodku oddalone od osi przekroju pasy tudzież zastrzały dźwigarów. Słupy pionowe i pionowe usztywnienia tudzież wszystkie tu niewymienione części ustrojowe mają być tak urządzone, aby na wszystkich miejscach mostu zachowano przynajmniej przekrój wolnego przejazdu, przedstawiony w rysunkach 1, 2 i 2a linią pełną.

2. Przy mostach nowo wybudować się mających (dźwigary i przyczółki), które leżą w obrębie stacyi, należy uwidocznione w rysunkach 1, 2 i 2a wymiary szerokości dla ciągłych krawędzi powiększyć przynajmniej o 0.85 m; przy takich zaś, które leżą w odległości do 400 m — przy kolejach niższego rzędu do 200 m — od końcowej zwrotnicy stacyi powiększyć przynajmniej o 0.35 m.

3. Przy torach w łuku uwzględnić należy pochyłość przekroju wolnego przejazdu, odpowiadającą przechyłce zewnętrznego toku. Nadto uwzględnić należy ruch długich wozów i przewóz drzewa długiego, jeżeli potrzeba, przez odpowiednie rozszerzenie przekroju wolnego przejazdu.

4. Przy mostach z pomostem górą lub wgłębionym bez poręczy musi być pomost tak szeroki, aby każdego czasu umieścić można poręczę w przepisany odstęp. Przy mostach mających mniej niż 50 m rozpiętości w świetle (mierząc w kierunku toru) na kolejach, których dozwolona chyżość ruchu nie wynosi więcej, niż 35 km na godzinę, można pozwolić jeszcze, aby pomost był tak szeroki jak przyległy nasyp.

§. 17. Podkłady poprzeczne.

Szyny kolejowe układamy na moście na podkładach drewnianych poprzecznych (n. *die Querschwelle*, fr. *la traverse*, an. *the traverse sleeper*, cz. *prah příčni prázec*) albo podłużnych (n. *die Langschwelle*, fr. *la longrine*, an. *the floorbeam*, *longitudinal sleeper*, cz. *prah podélny*).

Podkłady poprzeczne rozmieszczamy w odstępach nie większych, niż na szlaku, a więc około 80 do 90 cm, zwykle mniejszych spoczywają one na belkach głównych (t. 4. r. 1, t. 9. r. 3), bardzo rzadko na podłużnicach (t. 9. r. 2). Jeżeli most jest dwutorowy, to dajemy dla każdego toru osobny podkład (t. 11. r. 5), bo inaczej podkłady nierównoby były obciążone i powstawałyby oddziaływania ujemne, szkodliwe dla połączeń podkładu z belką i szyną.

Podkłady poprzeczne łączymy z belkami robiąc w nich wcięcia około 2 cm głębokie i łącząc każdy podkład z belką dwiema śrubami (t. 4. r. 1b, t. 11. r. 1) 20 do 24 mm grubości. Szerokość ich najmniejsza wynosi $b = 20$ cm.

Aby obliczyć wymiary podkładu poprzecznego, musimy uwzględnić sposób jego podparcia. Pod tym względem różnić musimy następujące wypadki:

a) Belki leżą bezpośrednio pod szynami (t. 10. r. 2. i 3). W takim razie podkłady nie pracują na zgięcie; możemy więc przyjąć dla nich takie same wymiary,

jak na szlaku, więc dla kolei głównych $b = 24 \text{ cm}$, $h = 16 \text{ cm}$, chociaż zwykle przyjmujemy $h \geq 18 \text{ cm}$.

b) Podkłady poprzeczne leżą na dwu belkach (t. 10. r. 4). Nazwijmy a odstęp osi szyny od idealnego punktu podparcia podkładu, który możemy przyjąć, że jest około 5 cm oddalony od krawędzi belki (z powodu ściśliwości drzewa), P ciśnienie koła parowozu, to oddziaływanie $O_1 = O_2 = P$, zatem najw. moment $M = Pa$, więc gdy b oznacza szerokość a h wysokość podkładu, $bh^2 = \frac{6Pa}{\tau}$. Ze względu na siłę poprzeczną $Q = P$ musi być $P \leq \frac{2}{3}\tau_1 bh$. . . 25) przyczem τ_1 wynosi 10 względnie 15 kg/cm^2 .

Przyjąwszy z powodu wielkich wstrząśnień dla drzewa miękkiego $\tau = 65 \text{ kg/cm}^2$, dla dębowego $\tau = 70 \text{ kg/cm}^2$ otrzymamy

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla drzewa miękkiego } h = 0.30 \sqrt{\frac{Pa}{b}} \\ \text{„ „ dębowego } h = 0.29 \sqrt{\frac{Pa}{b}} \end{array} \right\} \dots 26)$$

Szerokość b przyjmujemy od 20 do 30 cm , średnio 25 cm .

Dla $b = 25 \text{ cm}$, $P = 8000 \text{ kg}$ otrzymamy

$$\begin{array}{l} \text{dla } \dots \dots \dots \alpha = 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \text{ cm} \\ \text{„ drzewa miękkiego i dębowego } h = 17 \quad 21 \quad 24 \quad 27 \text{ „} \end{array}$$

Mniejszej wysokości, niż 18 cm , nie używamy jednak do podkładów poprzecznych. Ze względu na równ. 25), otrzymamy dla $P = 8000$, $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$

$$bh = 1200 \text{ cm}^2, \text{ więc dla } b = 30 \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{dla } \tau = 15 \text{ kg/cm}^2, bh = 800 \text{ cm}^2, \text{ więc dla } b = 25 \quad h = 32 \text{ cm}.$$

Wynikałoby z tego, że wymiary podkładów obliczać należy nie wedle momentu lecz ze względu na siły poprzeczne.

Dla $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$ otrzymamy niemożliwe wymiary, należy więc co najmniej dopuścić 15 kg/cm^2 , a to ze względu na to, że ciśnienie koła nie przenosi się tylko na jeden podkład, lecz także na sąsiednie. Zazwyczaj nie uwzględniamy tego, licząc podkłady tylko ze względu na momenty, co jednak jest za niekorzystnym. Należałoby więc albo przyjmować przynajmniej $\tau_1 = 15 \text{ kg/cm}^2$ i liczyć wedle 25) albo uwzględniać też

*) P w kg , wymiary w cm .

i rozkład ciśnienia na więcej podkładów, co szczególnie wtedy jest wskazanem, gdy odstęp podkładów jest mniejszy, 40 do 50 *cm*, jak w Rosyi.

Przypuścimy, że siła P działa na szynę podpartą podkładami i że siła ta rozdziela się wskutek ugięcia szyny na 3 podkłady (t. 23. r. 7) tak, że na dany podkład działa siła P_1 , na dwie sąsiednie po P_2 , więc $P = P_1 + 2P_2$. Niechaj μ będzie ugięcie szyny pod ciężarem równem jedności, to $f_1 = \mu P_1$, $f_2 = \mu P_2$.

Na dany podkład działają więc dwie siły P_1 (t. 8. r 8). Dla długości AE mamy wtedy, jeżeli ε_1 i I_1 oznaczają współczynnik sprężystości i moment bezwładności pokładu,

$$M = P_1 x = \varepsilon_1 I_1 \frac{d^2 y}{dx^2},$$

$$P_1 \frac{x^2}{2} + C_1 = \varepsilon_1 I_1 \frac{dy}{dx},$$

$$P_1 \frac{x^3}{6} + C_1 + C_2 = \varepsilon_1 I_1 y.$$

Dla długości EE_1 jest $M = P_1 c = \varepsilon_1 I_1 \frac{d^2 y}{dx^2}$,

$$P_1 cx + C_1' = \varepsilon_1 I_1 \frac{dy}{dx},$$

$$P_1 c \frac{x^2}{2} + C_1' x + C_2' = \varepsilon_1 I_1 y,$$

Dla $x = 0$, $y = 0$, więc $C_2 = 0$, dla $x = \frac{l}{2}$ $\frac{dy}{dx} = 0$, więc

$$P_1 \frac{l}{2} + C_1' = 0, \quad C_1' = -\frac{P_1 cl}{2}. \quad \text{Dla } x = c, \quad \frac{dy}{dx} \text{ to samo,}$$

więc $P_1 \frac{c^2}{2} + C_1 = P_1 c^2 - \frac{P_1 cl}{2}$, stąd $C_1 = -\frac{P_1 c}{2} (l - c)$,

a także y to samo, więc

$$\frac{P_1 c^3}{6} + C_1 c = \frac{P_1 c^3}{2} + C_1' c + C_2', \quad \text{stąd } C_2' = \frac{P_1 c^3}{6}$$

dla $x = c$ $y = f_1$, więc

$$f = \mu P_1 = \frac{c^2 P_1}{2 \varepsilon_1 I_1} (l - \frac{1}{3} c), \quad \text{stąd } \mu = \frac{c^2}{2 \varepsilon_1 I_1} (l - \frac{1}{3} c) \quad . \quad . \quad 27)$$

Zbadajmy teraz ugięcie szyny. Ponieważ będzie ono symetryczne, więc możemy przyjąć połowę szyny jako poziomo utwierdzoną (t. 9. r. 9). Ugięcie pod następnym podkładem wynosi $f_1 - f_2 = \mu (P_1 - P_2)$. Mamy wtedy jeżeli ε i I oznaczają współczynnik sprężystości i moment bezwładności szyny,

$$M = P_2 x = \varepsilon I \frac{d^2 y}{dx^2}, \quad \varepsilon I \frac{dy}{dx} = P_2 \frac{x^2}{2} + C_1, \quad \varepsilon I y = \frac{P_2 x^3}{6} + C_1 x + C_2$$

$$\text{dla } x = a \quad y = 0, \quad \frac{dy}{dx} = 0, \quad \text{więc } 0 = \frac{P_2 a^2}{2} + C_1, \quad C_1 = -\frac{P_2 a^2}{2},$$

$$0 = \frac{P_2 a^3}{6} + C_1 a + C_2, \quad \text{więc } C_2 = \frac{P_2 a^3}{3}. \quad \text{Zatem}$$

$$\varepsilon I y = \frac{P_2 x^3}{6} - \frac{P_2 a^2}{2} x + \frac{P_2 a^3}{3}. \quad \text{Dla } x=0 \quad y=f_1-f_2, \quad \varepsilon I (f_1-f_2) = \frac{P_2 a^3}{3},$$

$$\text{stąd } f_1 - f_2 = \frac{P_2 a^3}{3 \varepsilon I} = \mu (P_1 - P_2) = \frac{c^2}{2 \varepsilon_1 I_1} (l - \frac{4}{3}c) (P_1 - P_2),$$

$$P_1 - P_2 = \frac{2}{3} \frac{\varepsilon_1 I_1}{\varepsilon I} \frac{P_2 a^3}{c^2 (l - \frac{4}{3}c)} = 2 \cdot K P_2 \dots \dots \dots 28)$$

$$\text{jeżeli } K = \frac{a^3}{c^2 (cl - 4c)} \frac{\varepsilon_1 I_1}{\varepsilon I} \dots \dots \dots 29)$$

$$\text{a że } P_1 + 2 P_2 = P, \dots \dots \dots 30)$$

zatem z równ. 28) i 30) otrzymamy

$$P_1 = \frac{1 + 2K}{3 + 2K} P \dots \dots \dots 31)$$

$$P_2 = \frac{1}{3 + 2K} P \dots \dots \dots 32)$$

Przykład. Niechaj będzie $a = 70 \text{ cm}$, $c = 15 \text{ cm}$, $l = 180 \text{ cm}$
 $\varepsilon = 2150000$, $I = 1000 \text{ cm}^4$, $\varepsilon_1 = 110000$, wymiary podkładu $b = 25 \text{ cm}$,
 $h = 26 \text{ cm}$. To otrzymamy, $I_1 = \frac{1}{12} 25 \cdot 26^3 = 34490 \text{ cm}^4$, stąd

$$K = \frac{70^3}{15^2 (2 \cdot 180 - 4 \cdot 15)} \frac{215 \cdot 1000}{11 \cdot 34490}, \quad K = 2 \cdot 72, \quad \text{stąd } P_1 = 0 \cdot 765 P, \quad P_2 = 0 \cdot 117 P,$$

z przykładu tego widzimy, że nawet przy dość znacznym odstępnie podkładów zmniejszenie się ciężaru, działającego na podkład, jest wielkie.

e) Podkłady poprzeczne spoczywają na trzech belkach (t. 4. r. 1 b). Tutaj podkłady poprzeczne są belkami ciągłymi, musimy więc zastosować tu teorię belki ciągłej o równo wysokich podporach.

Chcąc dokładnie liczyć, należy przyjąć 4 punkty podparcia, dwa na belkach skrajnych (t. 11. r. 6), oddalone o e_1 (n. p. 5 cm) od krawędzi wewnętrznych i dwa na belce środkowej w odstępach c . Jeżeli nazwiemy szerokość toru s , odstęp podpór skrajnych e , ciśnienie koła P , moment dodatni pod szyną M a ujemny na średnich podporach M_1 , to dla podpór równo wysokich otrzymamy *):

$$M_1 = \frac{\vartheta}{3 + 2\vartheta} \mathfrak{R}_1'', \text{ a że } \vartheta = \frac{e-c}{2e}, \text{ więc}$$

$$M_1 = \frac{e-c}{2(2e+c)} \mathfrak{R}_1'' = -\frac{e-c}{2(2e+c)} \frac{P(e-s)[(e-s)^2 - (e-c)^2]}{2(e-c)^2},$$

$$M_1 = -\frac{P(e-s)(s-c)(2e-s-e)}{4(e-c)(e+2c)} \dots \dots \dots 33)$$

a zatem

$$O = \frac{M_1 + P \frac{s-c}{2}}{\frac{e-c}{2}} = \frac{2M_1 + P(s-c)}{e-c} \quad **)$$

a wstawivszy wartość za M_1 ,

$$O = \frac{P(s-c)[(s+c)(3e-s)-4c^2]}{2(e-c)^2(e+2c)} \dots \dots \dots 34)$$

$$M = O \cdot \frac{e-s}{2} = \frac{P(s-c)(e-s)[(s+c)3e-s-4c^2]}{4(e-c)^2(e+2c)} \dots \dots 35)$$

Jeżeli przyjmiemy n. p. $s = 1.5 \text{ m}$, $c = 0.12 \text{ m}$, to otrzymamy, nazwawszy $\frac{e-s}{2} = a$, dla

| | | | | | | | | |
|----------|-----------|------|------|------|------|------|------|----------|
| | $e = 1.5$ | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 m |
| $+M =$ | 1.0 | 0.90 | 0.77 | 0.63 | 0.54 | 0.47 | 0.40 | 0.35 Pa |
| $-M_1 =$ | 0.39 | 0.40 | 0.40 | 0.39 | 0.38 | 0.36 | 0.32 | 0.29 Pa, |

a więc zawsze $+M > -M_1$.

Obliczamy zatem podkłady poprzeczne wedle momentu dodatniego M . Mianowicie mamy, jak wiadomo, $bh = \frac{6M}{\tau}$ (***)

*) Por. Podr. Teor. Most. wyd. 2. tom II. str. 37.

**) " " " " " 2. " II. " 8. rów. 25.

***) Por. Podr. Stat. Budow. II. wyd. str. 180.

Licząc w przybliżeniu możemy przyjąć $e=0$, a wtedy z rów. 33), 34) i 35) otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= - \frac{P(e-s)(2e-s)}{4e^2} \\ M &= + \frac{Ps^2(e-s)(3e-s)}{4e^3} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 36)$$

$$O = \frac{Ps^2(3e-s)}{2e^3} \dots \dots \dots 37)$$

d) Podkłady spoczywają na czterech belkach (tabl. 11. rys. 3). Tu możemy użyć tych samych wzorów (33, i 35), tylko tu e ma większą wartość. Dla $e=50$ cm otrzymamy

| | | | | | | | | |
|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| $e = 1.5$ | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.4 | 2.8 | m |
| $+M = 1.00$ | 0.89 | 0.71 | 0.59 | 0.50 | 0.43 | 0.37 | 0.32 | Pa |
| $M_1 = 0.20$ | 0.21 | 0.22 | 0.22 | 0.22 | 0.21 | 0.21 | 0.21 | $Pa.$ |

I tu jest $+M > -M_1$, obliczamy więc przekrój wedle $+M$. Spółczynniki Pa niewiele się tu różnią dla $e=0.12$ i $e=0.50$.

§. 18. Podkłady podłużne.

O obliczeniu podkładów podłużnych (n. *Langschwelle*) mówiliśmy w Mostach Blaszanych (str. 27).

Zwykle układamy je pionowo (tabl. 12. r. 2), a górną powierzchnię ścinamy odpowiednio do kąta nachylenia szyny ($\frac{1}{17}$ do $\frac{1}{20}$). *Winkler* proponuje układać je nachylone w kierunku osi szyny (r. 4), wskutek czego są one wytrzymalsze na ciśnienie ukośne.

Podłużne podkłady łączymy z poprzecznicami zapomocą śrub, przyczem głowa śruby znajduje się pod szyną na górze, naśrubek na dole. Zetknięcie podparte, rozumie się, poprzecznicą może być proste (r. 5) lub też na nakładkę (r. 6).

Obecnie używamy podkładów podłużnych tylko bardzo rzadko, bo przy podkładach podłużnych trudno utrzymać normalną szerokość toru, gdyż podkłady się paczą, a także siły poziome działają tu szkodliwie.

§. 19. Dylina.

Mosty kolejowe otrzymują prawie zawsze pomost z dyliny, o której już zresztą poprzednio mówiliśmy. Między szynami dajemy dyle podłużne, poza szynami albo także podłużne (t. 7.

r. 2, t. 10. rys. 1), albo też poprzeczne na beleczkach podłużnych wystające tak daleko, aby ochraniały belki główne od deszczu (t. 12. r. 1).

Dla lepszego odwodnienia zwykle zostawiamy między dyliną odstęp 2 *cm* i ścinamy górne krawędzie dyla (t. 10. r. 1).

Grubość dylu wyznaczamy wedle 24).

Dla ochrony przeciw pożarowi czasem pokrywamy dylinę między szynami cienką 3 do 4 *cm* grubą warstwą żwiru (t. 12. r. 1) lub blachą falistą, bo często się zdarza, że węgle wypadają z popielnika parowozu i spadają między szyny. Czasem pokrywają nawet cały pomost żwirem (t. 9. r. 2). W Anglii czasem dają tak grubą warstwę żwiru, że szyny spoczywają na pokładach poprzecznych, umieszczonych w żwirówce, jak na szlaku (t. 12. r. 3). Wprawdzie przeto tor na szlaku i na moście jest zupełnie tak samo podparty, wstrząśnienia mniej się przenoszą na belki i jest większe bezpieczeństwo przeciw pożarowi i przy wykolejeniu, ale ciężar żwirówki jest bardzo wielki i wymaga silniejszych belek, a dylina prędzej gnije i musi być wymieniana.

§. 20. Odbojnice.

Przy dłuższych mostach potrzeba zastosowania pewnych środków, aby w razie wykolejenia na moście parowóz nie uderzył o belki lub poręcze i aby albo nie złamał belek albo aby pociąg nie spadł z mostu. Najprostszym środkiem, używanym w tym celu przy mostach drewnianych, jest oprócz wspomnianej już żwirówki umieszczenie odbojnic (n. *die Sicherheitschwelle*, fr. *contre-longrine*, an. *the guard sleeper*), belek drewnianych, równoległych do szyn, umieszczonych na zewnątrz (t. 12. rys. 8) lub na wewnątrz szyn tak, aby odstęp w świetle wynosił 16 *cm* (t. 19. rys. 1). W szczelinę między szyną a odbojnicą wpada przy wykolejeniu koło parowozu i nie może się już więcej oddalić od toru. Ażeby odbojnice uczynić skuteczniejszymi, robi się je tak wysokie, jak tylko na to pozwala przekrój wolnego przejazdu.

Odbojnice przytwierdzamy do każdego podkładu poprzecznego śrubami i zacinamy je dla lepszego połączenia 2,5 *cm* na podkłady poprzeczne.

Rozporządzenie austr. minist. kolejow. z roku 1904 §. 5. Przy mostach wyż 20 m całej długości (mierząc między murami żwirowymi przyczółków) należy umieścić wewnątrz toru odbojnice szynowe lub drewniane. Ich górne krawędzie mają co najmniej leżeć w równej wysokości z szynami toru, nie mogą jednak wystawać ponad nie więcej, niż 3 cm. Wolny odstęp między główką szyny toru a odbojnicą szynową lub drewnianą ma wynosić 16 cm; w powstałej szczelinie należy wykonać pomost drewniany lub żelazny. Odbojnice szynowe lub drewniane mają być przytwierdzone do każdego podkładu poprzecznego i muszą wystawać po za mur żwirowy przyczółków. Przy mostach na szlakach jednotorowych należy przedłużyć je o 10 m po obydwu stronach mostu, przy mostach zaś na szlakach dwutorowych tylko po stronie wjazdu na most, i pod kątem ostrym złączyć je razem w osi toru.

Ciążar pomostu kolejowego bez poręczy t. j. podkładów, szyn i dyliny, wynosi przeciętnie wedle *Melana* na 1 m b. toru

| | kolej główna | drugorzędna | wąskotor. 1 m |
|--------------------------|--------------|-------------|---------------|
| szyny i połączniki . . . | 100 | 70 | 50 |
| podkłady i dylina . . . | 500 | 450 | 300 |
| śruby i gwoździe . . . | 10 | 10 | 7 |
| Razem . . . | 610 | 530 | 357 |

4/10 921
3/10 921

§. 21. Poręcze.

Poręcze (n. *das Geländer*, fr. *le gardecorps*, *le parapet*, an. *the balustrade*, *the parapet*, cz. *zábradlí*) umieszczamy przy mostach w celu zabezpieczenia przeciw spadnięciu z mostu ludzi i wozów, a stanowią one mogą także ozdobę mostu. Przy mostach drogowych dajemy zawsze poręcze, dla kolejowych są wprawdzie mniej potrzebne, ale ze względu na służbę kolejową zaopatrujemy dłuższe zwłaszcza mosty kolejowe zawsze w poręcze.

Rozporządzenie austr. minist. kolejow. z r. 1904 §. 5. Wszystkie mosty, u których odstęp między murami żwirowymi przyczółków wynosi więcej niż 20 m, lub przy których wolna wysokość murów wynosi 3 m lub więcej, muszą mieć poręcze; poręcze te ustawić należy z reguły po obydwu stronach kolei, a przy nowych budowlach w wysokości co najmniej 1.1 m nad pomostem chodnika.

Podobnie mają otrzymać poręcze wszystkie mosty, leżące w obrębie sygnałów przedstacyjnych (na przyszłość sygnałów wjazdowych) stacyj, przystanków lub odgałęzień albo też po za obrębem tych sygnałów aż do odległości, odpowiadającej największej długości pociągu odnośnego szlaku, tak samo wszystkie mosty, które nie są oddalone więcej niż 200 m od zwrotnicy końcowej niezaopatrzonej w sygnały stacji, wymijanki lub przy-

stanku, w których odbywa się wymijanie pociągów lub manipulacya z posyłkami; wreszcie wszystkie mosty, które od środka przystanku, w którym nie odbywa się wymijanie pociągów lub manipulacya z posyłkami, nie są oddalone więcej niż 200 m, a przy kolejach niższego rzędu więcej, niż 100 m.

Poręcze składają się ze słupków (n. *der Pfosten*, fr. *le poteau*, an. *the post*, cz. *zàbradelni sloupek*), z pochwytu (n. *die Brustlehne*, *der Brustriegel*, *Geländerholm*, fr. *la lisse*, an. *the head-tie*, *the breastrail*, cz. *zàbradelni lišta*) i z kraty poręczy (n. *die Geländerfüllung*, fr. *le panneau*, an. *the pane*, cz. *zàbradelni výplne*).

Poręcze mostów drewnianych robimy prawie zawsze drewniane (tabl. 8. rys. 1), bardzo rzadko żelazne, czasem mieszane (t. 8. r. 4).

§. 22. Słupki poręczowe.

Słupki poręczowe mają zwykle przekrój kwadratowy. Należy je dobrze połączyć z belkami (t. 8. r. 4 i t. 14. r. 5), z krawężnikiem (t. 15. r. 1) lub z podkładem poprzecznym (t. 8. r. 1) tak, aby obrót słupka na zewnątrz i na wewnątrz uniemożliwić.

Z belką główną łączy się słupek zazwyczaj z boku nacięciem i śrubami (t. 14. r. 5) zwłaszcza przy wysokich belkach (r. 2). Przy niskich belkach (t. 14. r. 2-c) musimy silnie przytwierdzić słupek raz dość nisko śrubą do belki, drugi raz do poprzecznic, w takim razie najlepiej podwójnych. Z krawężnikiem i podkładem poprzecznym łączymy słupek zapomocą czopa (r. 6., t. 15. r. 1), w pierwszym wypadku łączy się jednak jeszcze słupek z krawężnikiem i belką zapomocą opaski żelaznej zakończonej śrubą (t. 14. r. 6), w drugim wpuszcza się słupek w krawężnik i przytwierdza śrubami (tabl. 15. rys. 1). Czasem łączymy słupek z podkładem poprzecznym z boku zapomocą zacięcia i śrub (rys. 4).

Oprócz tego podpieramy zwykle słupek zastrzałem, który przy mostach kolejowych, umieszczamy zwykle wewnątrz mostu (t. 15. r. 1.), gdyż na to pozwalają schodki przekroju wolnego przejazdu (t. 9. r. 1). Przy mostach drogowych zastrzały te zawadzałyby przechodniom, umieszczamy więc je zwykle na zewnątrz (t. 15. r. 1, t. 14. r. 3 i 5), opieramy o przedłu-

żone poprzecznice (t. 9. r. 2) albo nawet o przedłużone dyle (t. 14. r. 5). Jeśli dyle te są za cienkie, to wzmacniamy je krótkimi dylami położonymi poprzecznie (t. 15. r. 2) lub też podłużnie (t. 13. r. 1). Czasem zamiast drewnianych używają zastrzałów żelaznych (t. 8. r. 4), które wprawdzie dają się dobrze połączyć ze słupami i poprzecznicami, ale nieładnie wyglądają i są droższe. Przy drogach krajowych galicyjskich używają podwójnych zastrzałów wewnątrz i zewnątrz (t. 13).

§. 23. Pochwyty.

Pochwyty stanowią górne ograniczenie poręczy i muszą być wytrzymałym na siły poziome. Zwykle jest to belka o grubości równej lub większej od szerokości słupka o przekroju zbliżonym do prostokątnego, u góry najczęściej zaokrąglonym (t. 15. r. 5a). Czasem ścina się górne krawędzie pochwyty płaszczyznami dla lepszego odwodnienia (r. 2d, 4b). Przy ozdobniejszych mostach zarys przekroju pochwyty jest więcej urozmaicony (r. 4).

Słupki łączymy z pochwytem zapomocą czopa i klamer lub śrub (r. 5) iub też zapomocą gwoździ drewnianych. Zetknięcie pochwyty urządzamy na słupie albo proste albo na nakładkę ukośną i łączymy klamrą pojedynczą lub podwójną (r. 6., t. 18. r. 2).

§. 24. Krata poręczy.

Krata mostów drogowych w miastach powinna być dość gęstą, aby dzieci, przechodzące przez most, nie wypadły przez poręcz; przy mostach na wsi i kolejowych może być rzadszą. Ma ona także cel architektoniczny ograniczenia mostu, a ten zależy od położenia mostu i jego ważności.

Przy prostych mostach drogowych i mostach kolejowych używamy najczęściej poziomych prętów (n. *horizontale Riegel*) pojedynczych (t. 16. r. 2b) lub podwójnych (r. 1b). Pręty te mają przekrój kwadratowy, okrągły lub prostokątny (r. 2a) i połączone są albo ze słupami zapomocą czopów lub też przybite są z boku i nieco wpuszczone, czego jednak używa się tylko tam, gdzie względy piękności nie mają zastosowania.

Pręty poziome nie zabezpieczają poręczy przeciw przesunięciu podłużnemu. Jeżeli o to idzie, potrzeba użyć krzyża ukośnego (n. *das Andreaskreuz*, cz. *Ondřejov kříž*) (r. 16). Między dwoma słupkami umieszczamy też często dwa krzyże (r. 4., t. 5. r. 2). Więcej ozdobne krzyże ukośne widzimy na moście na Izarze w Monachium (t. 17. r. 3), na Wiedence w Wiedniu (r. 1), którego krata stanowi już przejście do kraty siatkowej (n. *das Netzgeländer* (r. 2).

Poręcze mostu na Reussie w Lucernie (t. 14. r. 1) mają kratę w ściślejszem znaczeniu tego wyrazu i to kratę z żelaza lanego ze słupkami drewnianymi.

Krata słupkowa (n. *das Stabgeländer*), składającą się z pionowych słupków, nie stęża poręczy dostatecznie w kierunku podłużnym i wymaga z tego powodu silnych słupków narożnych.

Nareście zamiast kraty możemy użyć ścianek wyci-nanych w rozmaite wzory (n. *die Laubsägenfüllung*), których kilka przykładów zamieściliśmy na tabl. 17. (rys. 4, 5, 6, 7). Składają się one z desek wycinanych, które dla ochrony przed gniciem nie sięgają u dołu aż do dyliny, lecz przybite są z wewnątrz do podwaliny.

§. 25. Wymiary poręczy.

Wysokość poręczy wynosi od 90 do 120 *cm*, obecnie jednak najmniej 1.1 *m*, rachując od powierzchni mostu. Wymiary poszczególnych części dałyby się obliczyć na tej podstawie, że ludzie, opierający się o poręcz, wywierają pewne parcie, którego wielkość zależną jest od gęstości tłumu. Możemy przyjąć parcie poziome $p = 60 \text{ kg/m}$ dla mostów drogowych, a $p = 40 \text{ kg/m}$ dla mostów kolejowych, gdzie nie należy się spodziewać zbitego tłumu.

Z obliczenia wypadają jednak wymiary ze względów praktycznych za małe, dlatego podajemy tu wymiary głównejsze poręczy i ich części składowych, jakich zazwyczaj w praktyce używamy.

| | | | |
|--|---------------|-----------|-----------|
| Odstęp słupów | od 160 do 250 | śred. 200 | <i>cm</i> |
| grubość słupów o przekroju kwadratowym | " 12 | " 16 | " 14 " |
| grubość pochwytu | " 14 | " 16 | " 15 " |

| | | | | |
|--|-------|-------|-----------|----|
| szerokość zastrzałów | od 10 | do 14 | średn. 12 | cm |
| wysokość zastrzałów | " 12 | " 16 | " 14 | " |
| grubość dłuższych prętów kraty | " 8 | " 12 | " 10 | " |

Ciężar jednej poręczy na m b. wynosi od 50 do 180 kg ,
 przeciętnie lekka poręcz $g = 55 kg/m$
 „ ciężka „ $g = 100$ „

Rozporządzenie austr. minist. kolejow. z 1904 §. 6. 1. Wszystkie mosty na gościńcach i drogach otrzymają w tym razie, gdy ściany dźwigarów nie wystarczają dla ochrony osób i wozów, używających mostu, poręcze o gęstej kracie, które przy nowych budowlach nie mogą być niższe niż $1.1 m$, a na przyczółkach muszą być postawione także na leżących w nawierzchni gościńca płytach, pokrywających skrzydła przyczółków. Wyjątki są dopuszczalne tylko przy małych przepustach o świetle do $1.0 m$ bez równoległych skrzydeł, gdzie można postawić także pacholki.

§. 26. Gzyms.

Przy zwykłych prostych mostach niema potrzeby użycia $g z y m s u$ (n. *das Gurtgesims*, fr. *la moulure*, an. *the moulding*). Przy ozdobniejszych nieco mostach musimy jednak gzymsem odznaczyć powierzchnię pomostu i uwydatnić ochronę niższych części mostu od deszczu. Czasem dajemy zamiast gzymsu deskę okapową (n. *das Wetterbrett*) (t. 8. r. 5). Gzyms tworzymy albo wycinając odpowiednio skrajną belkę podłużną (t. 4. r. 3), lub też przybijając w tem miejscu odpowiednio wyciętą beleczkę lub deskę (r. 2).

Różne używane przekroje gzymsów oznaczyliśmy na tabl. 17. rys. 8.

III. Belki mostów leżajowych.

§. 27. Belki główne.

Mostami leżajowymi (n. *die einfache Balkenbrücke*) nazywamy takie mosty, których belki główne składają się z pojedynczych belek, jedna obok drugiej leżących.

Ponieważ ustrój tych mostów jest nadzwyczaj prosty, więc używane są one bardzo często dla małych rozpiętości.

Przekrój belek jest zwykle prostokątny (t. 20. r. 3). Gdzie nie chodzi o piękność, używamy belek niezupełnie ociosanych i to albo ociosanych z jednej strony (r. 1) albo u góry i u dołu

(r. 2), przez co nietylko zaoszczędzamy pracy ociosania, ale też i zwiększamy wytrzymałość belek.

Trzeba się starać, aby woda nie zaciekała na belki, gdyż łatwo gniją. W celu zwiększenia odporności przeciw gniciu powlekamy zwykle belki podwójnie smołą lub karbolineum, przy czem jednak dolnej powierzchni nie należy powlekać, aby umożliwić wyschnięcie. Często robimy daszki nad belkami (r. 4 i 5) w celu ochrony od wilgoci, wsiąkającej szczelinami dyliny. Lepiej jest na belki położyć szereg klocków, a na nie dopiero dylinę (t. 4. r. 1 b, t. 18. r. 3).

Büscher i *Hoffmann* proponują przykrycie belek głównych i innych poziomych powierzchni ław, oczepów grubą pilśnią asfaltową (t. 20. r. 6), którą przeprowadzamy też ponad trójkątnymi listwami, przytwierdzonemi do belek, przezco tworzy się mały daszek.

Dawniej łączono belki główne często podciągami (n. *die Tragschwelle, der Unterzug*) (t. 19. r. 1 i 2), belkami poprzecznymi, przytwierdzonemi do belek głównych u dołu. Podciągi rozdzielają ciśnienie ciężaru ruchomego na poszczególne belki, ale że dostatecznie robi to już dylina, więc obecnie przy mostach leżajowych nie używamy podciągów, tylko przy mostach o dźwigarach wyższych, złożonych, gdzie stanowią część składową tężników.

§. 28. Odstęp belek głównych.

Przy mostach drogowych rozmieszczamy zwykle belki główne w równych odstępach (t. 4. r. 1 b), tylko dajemy nieraz przy szerszych mostach belki więcej oddalone pod chodnikami z powodu mniejszego obciążenia, a we środku pomostu zbliżamy belki, aby przy naprawie jednej połowy można utrzymać ruch na drugiej połowie (t. 2. r. 2).

Im większy odstęp belek, tem mniej belek potrzebujemy, ale muszą one być tem grubsze, a dylina musi być też grubszą. Co więc zaoszczędzimy na belkach, to dołożyć musimy na dylinie tak, że gdy odstęp belek zmienia się od 0.7 do 1.2 m, ilość materiału zmienia się najwyżej o 3%.

A zatem przyjąć możemy jako odstęp belek głównych od środka do środka 0.8 do 1 m.

Przy mostach kolejowych używamy dwóch, trzech, czterech lub sześciu belek. Przy użyciu dwu belek (t. 20. r. 14) umieszczamy belki albo pod szynami (. 12. r. 7) albo przy użyciu podkładów poprzecznych o tyle tylko na zewnątrz szyn, aby można było wygodnie podkłady połączyć śrubami z belkami (t. 20. r. 14).

Jeżeli użyjemy trzech belek (r. 15), to należy przyjąć taki odstęp belek skrajnych, aby ciśnienie na wszystkie trzy belki było równe.

Jeżeli przypuścimy podparcie w dwu punktach na średniej podporze w odstępie e , to według 34) otrzymamy

$$\frac{2}{3} P = \frac{P(s-c) [(s+c)(3e-s) - 4c^2]}{2(e-c)^2(e+2c)} \quad \text{czyli}$$

$$4e^3 - 3e(c^2 + 3s^2) + 3s(3c^2 + s^2) - 4c^3 = 0.$$

Dla $e = 0.12 m$, $s = 1.5 m$ otrzymamy

$$4e^3 - 11.293 e + 10.313 = 0, \text{ a stąd}$$

$e = 2.024 m = 1.35 s$, a odstęp środków belek skrajnych

$$e_1 = 2.024 + 2 \times 0.07 = 2.164 m = 1.44 s \quad . \quad . \quad 38)$$

A zatem belki skrajne powinny być ułożone w odstępie $2.16 m = 1.44 s$, aby ciśnienie rozdzielało się równo na wszystkie trzy belki. Ponieważ jednak równy rozdział ciśnienia zależny jest od równej zupełnie wysokości podpór, co przy belkach drewnianych nie da się z zupełną dokładnością osiągnąć, ponieważ zresztą podparcie może być nieco inne, niżesmy przypuścili, więc rozkład równy będzie tylko przybliżony i należałoby obliczać wtedy belki zamiast dla $\frac{2}{3} P$ przynajmniej dla $0.8 P$. Przy innym odstępie belek skrajnych należy obliczyć O i O_1 wedle równ. 34).

Jeżeli użyjemy czterech lub sześciu belek, to albo kładziemy pod każdą szyną po dwie lub trzy belki (t. 21. r. 9 i 10, t. 22. r. 2), przyczem przyjmujemy, że ciśnienie P rozdziela się równo na dwie lub trzy belki, albo też dajemy dwie belki we środku (t. 11. r. 3), a dwie na zewnątrz toru. Wtedy znów należy takie przyjąć e , aby $O = O_1 = \frac{1}{2} P$.

Na podstawie rów. 34) możemy wtedy napisać

$$\frac{1}{2} P = \frac{P(s-c) [(s+c)(3e-s) - 4c^2]}{2(e-c)^3(e+2c)}, \text{ a stąd}$$

$$e^3 - 3es^2 + s(s^2 + 3c^2) - 2e^3 = 0.$$

Wstawmy $c = 0.5 \text{ m}$, $s = 1.5 \text{ m}$, to

$$e^3 = 6.75 e + 4.25 = 0, \text{ a stąd}$$

$$e = 2.195 \text{ m} = 1.47 \text{ s} \dots \dots \dots 39)$$

a odstęp środków belek skrajnych

$$e_1 = 2.20 + 2 \times 0.07 = 2.34 \text{ m} = 1.56 \text{ s} \dots \dots \dots 40)$$

Czasem używamy dla podparcia chodników osobnych belek chodnikowych, rozumie się, o mniejszych wymiarach (t. 10. r. 2).

§. 29. Łożyska na przyczółkach.

Przy drewnianych przyczółkach, które budujemy tylko dla mostów tymczasowych, kładziemy belki wprost na oczep (n. *der Kronbalken, Jochholm*, fr. *le travon, le chapeau*, an. *the cap, the capping piece*) (t. 20 r. 7), zacinamy oczep i belki na 2.5 cm, przyczem belka wystaje poza oczep 30 do 35 cm, bo końce belek ulegają prędzej próchnieniu. Ziemię odgraniczamy poziomą i pionową warstwę dylów, chroniącą zarazem końce belek.

Czasem wstawiają końce belek w gruby żwir (r. 10), starając się wodę prędko tym żwirem na zewnątrz odprowadzić. Zawsze jednak końce belek narażone są wtedy na gnicie.

Przy większych mostach kładziemy czasem belki na oczepie, a poza końcem belek bijemy drugi rząd pali, który wraz z opierzeniem tworzy ograniczenie nasypu (t. 3. r. 1 a).

Przy murywanym przyczółkach podpieramy belki ławą (n. *Mauerschwelle, die Mauerbank*, fr. *le filet de mur*, an. *the wallplate*) (t. 11. r. 1, t. 21. r. 3 i t. 22. r. 1), która spoczywa na murze. Aby ławę od gnicia zabezpieczyć, kładzie się ją na wystające kamienie, a reszcie muru między tymi kamieniami daje się odpowiedni spad dla łatwiejszego odpływu wody (t. 20. r. 8).

Końce belek zabezpiecza się deskami, które opieramy o przyczółek (t. 11. r. 8). Jeżeli przyczółek jest szeroki, to końce belek zasłaniamy murem zamykającym, żwirowym (n. *die Abschlussmauer, die Schottermauer*) (tabl. 11. rys. 1), na który kładziemy próg zamykający, albo przy mostach drogowych tylko dylinę dla odgraniczenia żwirówki (tabl. 18. rys. 1).

Lepiej jest próg zamykający umieścić nieco niżej, (t. 33. r. 2), aby ciśnienie koła nie przenosiło się na mur żwirowy, który wskutek wstrząśnień łatwo niszczeje.

ważne

§. 30. Łożyska na środkowych jarzmach lub filarach.




Na murowanych filarach najczęściej urządzamy dwie ławy (t. 20. r. 9), przez co zmniejszamy rozpiętość. To samo robimy często przy jarzmach (t. 4 r. 1*d*). Urządzamy wtedy zetknięcie belek proste, przyczem każda belka podparta jest jedną ławą lub oczepem.

Jeżeli mamy tylko jedną ławę lub jeden oczep, to kładziemy belki dwu sąsiednich przeseł jedna obok drugiej (t. 21. r. 5, 6 i 10*b*), przezco jedntak otrzymujemy nieregularny rozkład belek. Aby tego uniknąć, układamy nieraz belki dwu przeseł w jednej prostej, stykamy je na ławie lub oczepie i łączymy je zapomocą łubków drewnianych (r. 8), któryto ustrój używany jest przy mostach amerykańskich. Najlepszem jednak podparciem przy użyciu jednej, a nawet i dwu ław lub oczepów, są siodełka (n. *das Sattelholz*) (t. 3. r. 1*d*), o których będziemy mówić później.

§. 31. Obliczenie belek głównych.

Belki główne obliczamy na zginanie wedle znanego wzoru $\tau I = Me$ *).

Belki mogą być albo czysto do krawędzi obrobione, albo też z ofisem (t. 13. r. 1 i 2). Momenty bezwładności dla przekroju prostokątnego i ofisowego, ograniczonego płaszczyzną tylko u góry lub też u góry i u dołu zestawiliśmy wedle *Winklera* w następniej tabliczce:

| | e | A | I | $\frac{I}{e}$ | |
|--|-----------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|---------|
|  | 0.5 h | bh | 0.083 bh ³ | 0.167 bh ² | } . 41) |
|  | $b = \frac{1}{3} d$ 0.476 d | 0.779 d ² | 0.048 d ⁴ | 0.101 d ³ | |
| | $b = \frac{1}{2} d$ 0.447 d | 0.763 d ² | 0.044 d ⁴ | 0.098 d ³ | |
|  | $b = \frac{1}{3} d$ 0.471 d | 0.714 d ² | 0.047 d ⁴ | 0.100 d ³ | |
| | $b = \frac{1}{2} d$ 0.433 d | 0.711 d ² | 0.043 d ⁴ | 0.099 d ³ | |
| | | | | | |

*) Por. Podr. St. Bud. wyd. II. str. 108.

gdzie w jed d² może przekrój belki a tu ja wtem?

A więc w przybliżeniu dla belek ofisowych $\frac{M}{\tau} = \frac{I}{e} = 0.1 d^3$,
a stąd

$$d = \sqrt[3]{\frac{10 M}{\tau}} \dots \dots \dots \frac{10M}{9} = d^3 \dots \dots \dots 42)$$

którego wzoru możemy tembardziej używać, że grubość belek ofisowych jest niezupełnie stała.

Dla belek o przekroju prostokątnym mamy

$$\left. \begin{aligned} b h^2 &= \frac{6 M^*}{\tau} \\ \text{albo} \\ h &= \sqrt[3]{\frac{6 M}{\tau n}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 43)$$

jeżeli $b = nh$.

§. 32. Ilość belek głównych mostów kolejowych.

Jeżeli przyjmiemy jako największe przekroje dla drzewa miękkiego $d = 42 \text{ cm}$, $b = 32 \text{ cm}$ i $h = 34 \text{ cm}$, to otrzymamy z 42) dla belek ofisowych, przyjmąwszy $\tau = 80, 100$, względnie 120 kg/cm^2 .

najw. $M = 7409 \text{ kg/cm}$, a z 43) dla belek prostokątnych
najw. $M = 6165 \text{ kg/cm}$. A zatem otrzymamy najw M

| | mosty stałe | mosty tymczasowe | |
|-------------------------|-------------|------------------|---------------|
| | | do 2 lat | do 6 mies. |
| belki ofisowe | 5.9 ✓ | 7.4 | 8.9 <i>tm</i> |
| „ prostokątne | 4.8 | 6.2 | 7.4 „ |

Jeżeli przyjmiemy dla mostów kolei głównych ciężar belek i pomostu w przybliżeniu 680 do 1100 kg/m i przyjmie-
my obciążenie wedle austr. rozporządzenia ministeryalnego
z roku 1904**), to otrzymamy

| | dla $l = 1$ | 2 | 3 | 4 | 5 <i>m</i> |
|-------------------------------------|-------------|------|--------------|----------------|------------|
| „ $M = 4.09$ | 8.40 | 14.5 | 27.8 | 42.3 <i>tm</i> | |
| a zatem potrzeba | | 2 | 4 | 6 belek | |
| m. tymcz. { b. prostok. dla $l = 0$ | 2.6 | 3.8 | 4.6 <i>m</i> | | |
| „ do 2 lat { b. ofisowe „ $l = 0$ | 2.9 | 4.1 | 5.1 „ | | |
| m. tymcz. { b. prostok. dla $l = 0$ | 2.9 | 4.1 | 5.1 <i>m</i> | | |
| „ do 6 mies. { b. ofisowe „ $l = 0$ | 3.2 | 4.5 | 5.6 „ | | |

*) P. Podr. St. Bud. II. wyd. str. 180.

**) Osobno wydane przez autora.

Dla mostów kolei drugorzędnych przyjmujemy ciężar belek i pomostu 600 do 1000 kg/m i uwzględniając obciążenie według II-ej normy, otrzymamy

| | | | | | | |
|-------------|------|------|------|------|------|-----|
| dla $l = 1$ | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | m |
| $M = 3.57$ | 7.34 | 15.6 | 27.1 | 39.1 | 51.2 | m |

a zatem potrzeba

| | | | | | | |
|----------------------|---|-----------------------|-----|-----|-----|-------|
| | | | 2 | 4 | 6 | belek |
| m. stałe | { | b. prost. dla $l = 0$ | 2.2 | 3.4 | 4.0 | m |
| | | b. offis. „ $l = 0$ | 2.3 | 3.7 | 4.7 | „ |
| m. tymcz. „ do 2 lat | { | b. prost. dla $l = 0$ | 2.6 | 3.8 | 4.9 | „ |
| | | b. offis. „ $l = 0$ | 2.8 | 4.1 | 5.4 | „ |
| m. tymcz. do 6 mies. | { | b. prost. dla $l = 0$ | 2.8 | 4.1 | 5.4 | „ |
| | | b. offis. „ $l = 0$ | 3.2 | 4.8 | 6.2 | „ |

Dla mostów kolei wąskotorowych ($s = 0.75 m$) przyjmujemy ciężar belek i pomostu od 400 do 900 kg/m i uwzględniając obciążenie wedle III-ej normy, otrzymamy

| | | | | | | |
|--------------|------|------|------|------|------|------|
| dla $l = 1$ | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | m |
| „ $M = 2.30$ | 5.31 | 11.9 | 19.4 | 28.2 | 40.1 | tm |

a zatem potrzeba

| | | | | | | |
|----------------------|---|-----------------------|-----|-----|-----|-------|
| | | | 2 | 4 | 6 | belek |
| m. stałe | { | b. prost. dla $l = 0$ | 2.6 | 3.9 | 5.1 | m |
| | | b. offis. „ $l = 0$ | 3.0 | 4.5 | 5.6 | „ |
| m. tymcz. „ do 2 lat | { | b. prost. dla $l = 0$ | 3.1 | 4.6 | 5.7 | „ |
| | | b. offis. „ $l = 0$ | 3.3 | 5.1 | 6.4 | „ |
| m. tymcz. do 6 mies. | { | b. prost. dla $l = 0$ | 3.3 | 5.1 | 6.4 | „ |
| | | b. offis. „ $l = 0$ | 3.8 | 5.6 | 7.1 | „ |

§. 33. Obciążenie mostów drogowych.

Belki główne mostów drogowych obciążamy albo ciężarem jednostajnie rozłożonym albo też wozami, a często też walkiem parowym *). Z wszystkich tych rodzaj obciążeń zatrzymujemy do dalszego obliczenia najniekorzystniejszy. Jeżeli odstęp belek głównych od środka do środka wynosi $e m$, a obciążenie tłumem ludzi $p t/m^2$, to

$$\text{najw. } M = \frac{1}{8} (p + g) e l^2 \dots \dots \dots 44)$$

Jeżeli obciążymy most wozami, to ustawiamy je tak, aby jedno koło wpadło wprost na belkę, wtedy ciśnienie na belkę C

*) Por. rozporządzenie ministerstwa austr.

jest albo równe ciśnieniu koła, albo też większe, jeśli odstęp drugiego koła tego samego lub sąsiedniego wozu jest mniejszy, niż c . Wielkość C da się obliczyć łatwo wedle prawa belki prostej i otrzymamy dla ciężarów C zamiast 3 t , 2·0 t , względnie 0·75 t , następujące wartości:

| c | 0·6 | 0·8 | 1·0 | 1·2 | 1·4 | 1·6 | 1·8 | 2·0 | m |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| I. klasa $C =$ | 3·00 | 3·10 | 3·30 | 3·75 | 4·0 | 4·31 | 4·50 | 4·65 | t |
| II. „ $C =$ | 2·00 | 2·09 | 2·20 | 2·50 | 2·71 | 2·87 | 3·00 | 3·10 | t |
| III. „ $C =$ | 0·75 | 0·82 | 0·92 | 0·98 | 1·06 | 1·14 | 1·23 | 1·31 | t |

Na tej podstawie obliczymy momenty *) i otrzymamy w przybliżeniu dla $c = 0·6$ do 1·3 m

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla drogi I. klasy } M = l (1·22 + 0·3 c) - 0·3 c \text{ tm} \\ \text{„ „ II. „ } M = l (0·86 + 0·31 c) + 0·34 - 0·31 c \\ \text{„ „ III. „ } M = l (0·18 + 0·08 c) + 0·04 - 0·08 c \end{array} \right\} \dots 45)$$

Oprócz tego musimy uwzględnić ciężar własny mostu.

§. 34. Ciężar własny.

Do obliczenia belek głównych potrzeba oprócz ciężaru ruchomego i ciężaru pomostu uwzględnić także ciężar własny belek. Postaramy się więc o ustawienie przybliżonych wzorów dla ciężaru belek głównych.

1. Mosty drogowe. Według rów. 43) $bh^2 = \frac{6M}{\tau}$. Ciężar jednej belki w kg/m otrzymamy, przyjmawszy dla belek, jako części mostu zakrytych, ciężar gatunkowy $\gamma = 0·75$ licząc b i h w cm , $g = 750 \cdot 1 \cdot \frac{b}{100} \cdot \frac{h}{100} = 0·075 bh$, a z uwzględnieniem rów. 43), licząc M w kg/cm ,

$$g = 0·075 \frac{6M}{h\tau} = 0·45 \frac{M}{h\tau} \text{ kg/m} \dots \dots 46)$$

Przyjmijmy w przybliżeniu $h = 30 \text{ cm}$, $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$, to, jeżeli M wstawimy w kg/cm , $g = 0·000187 M$, a na m^2

$$g' = 18·7 \frac{M}{c} \text{ kg/m}^2 \dots \dots \dots 47)$$

jeżeli c wstawimy w m a M w tm .

*) Por. Mosty kratowe żelazne (str. 133).

Moment M z powodu ciężaru ruchomego wyznacza równ. 45). Oprócz tego przyjmijmy tymczasowo ciężar własny pomostu i belek na m^2

| | dylowany | żwirowany |
|------------------------------|----------|--------------|
| | pomost | |
| dla mostu I. klasy | 370 | 560 kg/m^2 |
| " " II. " | 290 | 450 " |
| " " III. " | 230 | 390 " |

a otrzymamy w ten sposób g' ciężar belek głównych na m^2

| dla mostów stałych na drogach | dylowany | pomost | żwirowany |
|---|----------|--|-----------|
| I. klasy $\frac{l}{c}(22.8+5.6c+0.87l)-5.6$ | | $\frac{l}{c}(22.8+5.6c+1.3l)-5.6$ | kg/m^2 |
| II. " $\frac{l}{c}(16.1+5.9c+0.67l)-5.9+\frac{6.5}{c}$ | | $\frac{l}{c}(16.1+5.9c+1.05l)-5.9+\frac{6.5}{c}$ | kg/m^2 |
| III. " $\frac{l}{c}(3.4+1.5c+0.54l)-1.5+\frac{0.75}{c}$ | | $\frac{l}{c}(3.4+1.5c+0.91l)-1.5+\frac{0.75}{c}$ | " |

dla kładek $1.48 \frac{l^2}{c}$

We wzorach tych c i l należy wstawić w .

Ciężar g , a zatem i g' , jest według 46) odwrotnie proporcjonalny do h i τ . Jeżelibyśmy więc zamiast $h = 30$ cm i $\tau = 80$ kg/cm^2 przyjęli inne wartości, to wartość dla g' otrzymane z poprzednich wzorów należy odpowiednio zmienić.

Melan podaje następującą tabliczkę dla ciężaru belek głównych na $1 m^2$ w kg

| dla wysokości belek $h =$ | 30 | 40 |
|---------------------------|---------------|-----------------|
| | g' | g' |
| | do l | do l |
| klasa I. żwirowany, wałek | $25l+1.8l^2$ | $18.8l+1.35l^2$ |
| " II. " " " | $21l+1.6l^2$ | $15.8l+1.2l^2$ |
| " I. " tylko wozy | $20l+1.6l^2$ | $5.6l+1.74l^2$ |
| " II. dyłow. " " | $9l+l^2$ | $5.5l+l^2$ |
| " III. żwirow. " " | $3.8l+1.6l^2$ | $2.85l+1.2l^2$ |
| " III. dyłow. " " | $3.8l+0.6l^2$ | $2.85l+0.45l^2$ |

przyczem przyjęto ciężar belek 900 kg/m^2 a $c = 0.9$ m.

2. Mosty kolejowe. Jeżeli użyjemy m belek na tor, to moment na jedną belkę jest $\frac{M}{m}$, co wstawiwszy w 43), otrzy-

mamy $h = \sqrt[3]{\frac{6M}{\tau mn}}$, albo, gdy $n = 0.8$,

$$h = 1.957 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau m}} \dots \dots \dots 48)$$

Dla kolei głównych przyjmujemy dla mostów stałych $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$, dla tymczasowych $\tau = 100$ i 120 kg/cm^2 , a otrzymamy

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla mostów stałych} \quad \dots \quad h = 0.454 \sqrt[3]{\frac{M}{m}} \text{ cm} \\ \text{" " tymczasowych do 2 lat} \quad h = 0.429 \sqrt[3]{\frac{M}{m}} \text{ " } \\ \text{" " " " 6 mies.} \quad h = 0.397 \sqrt[3]{\frac{M}{m}} \text{ " } \end{array} \right\} . \quad 49)$$

przyczem M wyrazić należy w kgcm .

Ciężar g' belek głównych na metr bieżący toru będzie, jeśli przyjmiemy $\gamma' = 0.75 \text{ t/m}^3 = 0.75 \text{ kg/cm}^3$

$$g' = 0.75 m \frac{0.8 h^2}{100} 10 = 0.06 m h^2 \quad \dots \quad 50)$$

Jeżeli teraz wstawimy wartość za M z §. 32. w równanie dla h i g' , to otrzymamy

dla mostów tymczasowych do lat dwu:

| | $l = 1$ | 2 | 3 | 4 | 5 | m |
|---------|--|--|--|--|--|---|
| $m = 2$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = 25.0 \\ g' = 74.2 \end{array} \right.$ | $\left\{ \begin{array}{l} 31.6 \\ 119.8 \end{array} \right.$ | | | | $\left. \begin{array}{l} \text{cm} \\ \text{kg/m} \end{array} \right\}$ |
| $m = 4$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = \\ g' = \end{array} \right.$ | $\left\{ \begin{array}{l} 25.2 \\ 151.0 \end{array} \right.$ | $\left\{ \begin{array}{l} 30.2 \\ 217.6 \end{array} \right.$ | $\left\{ \begin{array}{l} 37.4 \\ 335.4 \end{array} \right.$ | | $\left. \begin{array}{l} \text{cm} \\ \text{kg/m} \end{array} \right\}$ |
| $m = 6$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = \\ g' = \end{array} \right.$ | | | $\left\{ \begin{array}{l} 32.6 \\ 384.0 \end{array} \right.$ | $\left\{ \begin{array}{l} 37.5 \text{ cm} \\ 508.0 \text{ kg/m} \end{array} \right.$ | |

Możemy więc napisać

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } 0 < l < 2.5 \text{ m} \quad m = 2 \quad g' = -29 + 45 l \text{ kg/m} \\ \text{" } 2.5 < l < 3.4 \text{ " } \quad m = 4 \quad g' = -50 + 97 l \text{ " } \\ \text{" } 3.4 < l < 4.2 \text{ " } \quad m = 6 \quad g' = -112 + 124 l \text{ " } \end{array} \right\} \quad 51)$$

Dla mostów tymczasowych do 6 miesięcy

$$\text{jest } \hat{h} = h_0 \sqrt[3]{\frac{100}{120}} = 0.921 h_0,$$

$g' = g_0 \cdot 0.921^2 = 0.886 g_0$, zatem ciężar belek głównych jest dla mostów tymczasowych do 6 miesięcy 11.4% mniejszy, niż dla mostów tymczasowych do dwu lat. Dwu belek użyjemy do 2.9 m , 4 belek do 4 m , 6 belek do 4.9 m .

Dla kolei drugorzędnych przyjmiemy M z §. 32, a wstawiwszy tę wartość w równaniu 48) i 49), otrzymamy

dla mostów stałych

| | $l = 1$ | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | m |
|---------|--|------|------|------|------|--------|------------|
| $m = 2$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = 25.6 \\ g' = 78.4 \end{array} \right.$ | 32.4 | 41.8 | | | | cm kg/m |
| $m = 4$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = \\ g' = \end{array} \right.$ | 25.8 | 33.2 | 39.9 | | | cm kg/m |
| $m = 6$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = \\ g' = \end{array} \right.$ | | 29.0 | 34.8 | 39.4 | (48.3) | cm kg/m |
| | | | 303 | 437 | 558 | (668) | |

Możemy więc napisać

dla mostów stałych:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } 0 < l < 2.3 \text{ m } \quad m = 2 \quad g' = 10 + 67 l \text{ kg/m} \\ \text{„ } 2.3 < l < 3.1 \text{ „ } \quad m = 4 \quad g' = -70 + 110 l \text{ „ } \\ \text{„ } 3.1 < l < 3.9 \text{ „ } \quad m = 6 \quad g' = -20 + 115 l \text{ „ } \end{array} \right\} . 52)$$

Dla mostów tymczasowych do 2 lat jest ciężar belek głównych $g' = g_0 \cdot 0.928^2 = 0.861 g_0$, więc o 14% mniejszy, niż dla mostów stałych, $h = h_0 \sqrt[3]{\frac{80}{100}} = 0.928 h_0$

Dwu belek używamy do 2.3 m, czterech do 3.6 m, sześciu do 4.5 m.

Dla mostów tymczasowych do 6 miesięcy

$$h = h_0 \sqrt[3]{\frac{80}{120}} = 0.874 h_0$$

a $g' = g_0 \cdot 0.874^2 = 0.763$. Dwu belek używamy do 2.8 m, czterech do 3.7 m, sześciu do 4 m.

Dla kolei o szerokości toru 0.75 m wstawimy we wzory 49) i 50) wartości za M z §. 32.

Dla mostów stałych otrzymamy:

| | $l = 1$ | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | m |
|---------|--|------|------|-------|------|------|------------|
| $m = 2$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = 22.0 \\ g' = 58.2 \end{array} \right.$ | 29.2 | 38.2 | | | | cm kg/m |
| $m = 4$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = \\ g' = \end{array} \right.$ | | 30.3 | 35.7 | 40.6 | | cm kg/m |
| $m = 6$ | $\left\{ \begin{array}{l} h = \\ g' = \end{array} \right.$ | | | 220.5 | 305 | 396 | cm kg/m |
| | | | | 31.1 | 35.3 | 39.7 | cm kg/m |
| | | | | 350 | 449 | 567 | |

Możemy więc napisać w przybliżeniu

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } 0 < l < 2.4 \text{ m } \quad m = 2 \quad g' = 58 l \text{ kg/m} \\ \text{„ } 2.4 < l < 3.8 \text{ „ } \quad m = 4 \quad g' = -70 + 93 l \text{ „ } \\ \text{„ } 3.8 < l < 4.7 \text{ „ } \quad m = 6 \quad g' = -60 + 103 l \text{ „ } \end{array} \right\} . 53)$$

Dla mostów tymczasowych do 2 lat

$$\text{jest } h = h_0 \sqrt[3]{\frac{80}{100}} = 0.928 h_0 \text{ a } g' = g_0 \sqrt{0.928^2} = 0.861 g_0,$$

więc o 14% mniejszy, niż dla stałych. Dwu belek używamy do 2.8 m, czterech do 4.2 m, sześciu do 5.4 m.

Dla mostów tymczasowych do 6 miesięcy jest $h = 0.874 h_0$, $g' = 0.763 g_0$, a zatem o 24% mniejszem, niż dla stałych. Dwu belek używamy do 3.2 m, czterech do 4.4 m, sześciu do 5.7 m.

Melan podaje ciężar belek głównych na metr ciężący toru w kilogramach:

| jeżeli wysokość belek $h =$ | 30 | 40 | m | |
|-----------------------------|-----------------|--------|-----------------|-----|
| | g' | do l | g' | |
| | | | do l | |
| koleje główne. | $54l + 19.8l^2$ | 3.8 | $40l + 14.8l^2$ | 5.5 |
| „ drugorzędne | $48l + 15l^2$ | 4.2 | $35l + 11l^2$ | 7.0 |
| „ wąskotorowe 0.75 m | $27l + 16.2l^2$ | 5.2 | $20l + 10.4l^2$ | 7.7 |

IV. Mosty leżajowe wzmocnione.

§. 35. Siodelka.

Mostami leżajowymi wzmocnionymi (n. *die verstärkte Balkenbrücke*) nazywamy takie mosty, których belki główne wzmacniamy, albo podpierając je na podporach krótkimi beleczkami, które nazywamy siodelkami (n. *das Sattenholz*, fr. *le corbeau*, *la souspoutre*, an. *the bolster*, *the corbelpiece*) albo też zapomocą żelaznych ściągien, albo dla których używamy belek rozpartych. Najprzód będziemy mówić o podpartych siodelkami belkach mostów drogowych dla rozpiętości do 10 m. Wzmocniają one most już to robiąc belki ciągłymi, już to skracając rozpiętości (t. 4. r. 3).

Używamy albo samych tylko siodełek, albo też podpartych zastrzałami (n. *das Kopfband*, fr. *l'aisselier*, *l'épaule*, *le lien en aisselle*, an. *the strut*, *the shoulder-tree*) (t. 27. r. 6 i 7) dla większych rozpiętości dla mostów kolejowych do 7 m, dla drogowych do 12 m.

§. 36. Belki ciągłe z siodełkami.

Jeżeli przypuścimy podpory zwykłej belki ciągłej wszystkie dokładnie leżące w należytej wysokości, to linia największych momentów bez względu na znak przedstawi się nam według t. 28. r. 2 i 3 (linia kreskowana *). Jeżeli więc belkę obliczymy według *najw.* ($-M$) na podporach, to przy belce dwuprzęsłowej nic nie zyskujemy, bo *najw.* ($-M$) = $-\frac{1}{8}ql^2$, przy trzyprzęsłowej i więcejprzęsłowej moment jest mniejszy około 8^o/₁₀. Jeżeli średnie podpory zniżyjemy (r. 5 b), to *najw.* ($-M$) jeszcze się zmniejszy, *najw.* ($+M$) powiększy **) i możemy przy stosownem zniżeniu uzyskać oszczędność 14 do 20^o/₁₀.

Jednak wykonanie zeskładów drewnianych nie może być tak dokładnem, jak tego teoria wymaga. Wiadomo mianowicie, że zmiana wysokości punktów podparcia belki ciągłej tem większy ma wpływ na momenty, im mniejsze są rozpiętości ***). Przy zmianie wysokości podpory o 10 mm wynosi zmiana *najw.* M dla $l = 10 m$ 25^o/₁₀, widzimy więc, że używając belek ciągłych dla tak małych rozpiętości, z tego powodu nie możemy liczyć na oszczędność materiału.

Jeżeli belki ciągłe podeprzemy siodełkami, to możemy i bez zniżenia podpór uzyskać dobry rozkład materiału (t. 28. r. 4 i 5). Obliczamy wtedy belki według *najw.* ($+M$), które jest mniejsze od *najw.* ($-M$), a dla większych momentów na podporach wzmacniamy przekrój siodełkami, łącząc je z belką za pomocą klinów (t. 27. r. 2) lub zębów (rys. 1) i śrub. Ponieważ *najw.* ($+M$) dla dwóch przęseł = $0.096 pl^2$, dla więcej około $0.082 ql^2$, zatem w stosunku do $0.125 ql^2$ belki w dwu punktach podpartej otrzymamy moment mniejszy około 30^o/₁₀. Wysokość h' siodełek wypada z rachunku bardzo mała, około $0.15 h$, a że w praktyce nie przyjmujemy jej mniejszej, niż $0.8 h'$, więc dałaby się jeszcze większa oszczędność osiągnąć podniesieniem średnich podpór (t. 27. r. 1), czego jednak dotychczas nie zastosowano.

W rzeczywistości korzyści będą znacznie mniejsze z powodów powyżej wyłuszczonych, a także z tego powodu, że

*) Por. Podr. Teor. Most. cz. I. t. 2. wyd. 2. str. 37 i nast.

**) " " " " " I. t. 2. " 2. " 111

***) " " " " " I. t. 2. " 2. " 113

połączenie zębami lub klinami nie może być nigdy tak wykonane, aby dźwigar złożony działał zupełnie, jak jednolity.

Gdyby siodełka nie były zupełnie połączone z belką, to belka obciążona wygięłaby się na podporze do góry (t. 28. r. 8), a rozpiętość skróciła się o a . Z powodu jednak podniesienia się belki C , powstających stąd wstrząśnień i trudniejszego obliczenia, nie używamy tego ustroju w praktyce.

Co do obliczenia belek ciągłych odsyłamy czytelnika do Podręcznika Teorii Mostów cz. I. t. II. wyd. II., a tu przypomniemy tylko niektóre wyniki.

Dla przekroju stałego i podparcia takiego, że przeto nie powstają żadne sztuczne natężenia, otrzymamy następnę najw. momenty podporowe M_1 i momenty dodatnie M , względnie M' , jeżeli nazwiemy l_1 i l rozpiętości przęsł skrajnych i średnich i $l_1 = \vartheta l$.

1. Dwa przęsła:

$$-M_1 = 0.125 ql^2, \quad M = 0.0703 gl^2 + 0.0957 pl^2 \dots 54)$$

2. Trzy przęsła:

W przybliżeniu otrzymamy (dla $\vartheta = 0.9$)

$$\left. \begin{aligned} -M_1 &= -0.090 gl^2 - 0.051 p_1 l_1^2 - 0.052 pl^2 \\ \text{przęsło skrajne} + M &= 0.08 gl^2 + 0.094 p_1 l_1^2 \\ \text{„} \quad \text{średnie} + M' &= 0.035 gl^2 + 0.073 pl^2 \end{aligned} \right\} 55)$$

Wzory te oparte są na przypuszczeniu, że przekrój jest stały. Jeżeli użyjemy siodełek, przekrój staje się zmienny, przez co momenty na podporach stają się większe, momenty dodatnie zaś się zmniejszają. *Winkler* obliczył, że dla długości a siodełek po obu stronach podpory $= 0.1 l$ momenty ujemne pomnożyć należy dla siodełek śrubowanych i dwóch przęsł przez 1.13, dla trzech przęsł przez 1.03, a dla siodełek klinowanych przez 1.25, względnie 1.14. Wskutek nierówno wysokich podpór zwiększenie to M_1 jest zwykle w praktyce mniejsze i wynosi około 10%. Momenty dodatnie zmniejszają się w przęsle skrajnem o 0.4 zwiększenia M_1 , a w przęsłach środkowych o zwiększenie M_2 , M_3 i t. d.

Belki obliczamy według *najw.* (+ M) przy belce trzyprzęsłowej, rozumie się, według największego z tych momen-

tów. Najkorzystniej jest więc, gdy obie największości będą równe, $M = M'$, a zatem w przybliżeniu otrzymamy:

$$0.08 gl^2 + 0.094 p_1 l_1^2 = 0.035 gl_1 + 0.073 pl^2.$$

Dla $g = 0$, $p = p_1$, otrzymamy $l_1 = 0.881 l$ 56)

Z powodu, że niepodobna wykonać tak mostu, aby podpory średnie leżały ściśle w należytej wysokości, trzeba, uwzględniając możliwe niedokładności w wysokości podpór, dodać około 10% tak dla momentów dodatnich, jak i ujemnych.

§. 37. Siodełka pod zetkniętymi belkami, niepołączone z belkami.

Jeżeli belki stykamy na podporach, to przy pojedynczych oczepach zyskujemy przez użycie siodełek lepsze podparcie belek, przy podwójnych możemy połączyć je i zrobić belkami ciągłymi lub przynajmniej zmniejszyć rozpiętość.

Jeżeli chcemy liczyć belki jako ciągłe, to musimy siodełka połączyć silnie z belką klinami (t. 31. r. 1), lub zębami (t. 27. r. 4). Przekrój belek obliczamy wtedy według *najw.* (+ M), siodełek według *najw.* (− M), jakto dla belek w poprzednim paragrafie wyluszczyliśmy.

Jeżeli nie połączymy siodełek z belkami klinami lub śrubami, tylko jedną śrubą z każdej strony oczepu, to przez użycie siodełek uzyskujemy tylko skrócenie rozpiętości, jakto zaraz wykażemy.

Siodełka pracują najwięcej, gdy oba przęsła przyległe są obciążone (t. 28. r. 9). Siodełka się wtedy uginają tak, że belka opiera się na krawędzi siodełka w B , jeżeli długość siodełka nie jest zbyt wielką ($a < 0.135 l$). Wtedy ciśnienie na siodełko $D = \frac{1}{2} ql$, jeśli q oznacza obciążenie jednostkowe zupełne, a moment w A jest $M_1 = \frac{1}{2} qla$. Jeżeli grubość i wysokość siodełka nazwiemy b i h' , to $bh'^2 = \frac{6 M_1}{\tau} = \frac{3 qla}{\tau}$ 57)

Dla belki nie jestto najkorzystniejsze obciążenie, gdyż rozpiętość l' jest większa, gdy sąsiednie przęsła są obciążone tylko ciężarem własnym g (t. 28. r. 9). Jeżeli nazwiemy O_1 oddziaływanie przęsła obciążonego w punkcie E , odległym o a' od A , a O_2' oddziaływanie w B przęsła o rozpiętości l_1 obciążonego tylko ciężarem własnym, to dla równowagi około

punktu A będzie $O_1 a' = O_2 a$, albo, gdy podstawimy wartości,

$$\frac{1}{2} q l a' = \frac{1}{3} g l_1 a, \text{ a stąd } a' = a \frac{g l_1}{q l}, \text{ a dla } l = l_1 \text{ } a' = a \frac{g}{q},$$

$$\text{zatem } l' = l - \frac{2g}{q} a \dots \dots \dots 58)$$

Największy moment w punkcie C będzie:

$$M = \frac{q l}{2} \cdot \frac{l'}{2} - \frac{g l}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{1}{8} q l (2l' - l) = \frac{1}{8} q l^2 \left(l - \frac{4 a g}{q l} \right) \dots \dots 59)$$

Jeżeli teraz grubość i wysokość belki nazwiemy b i h , to

$$b h^2 = \frac{6 M}{\tau} = \frac{3 q l^2}{4 \tau} \left(1 - \frac{4 a g}{q l} \right) \dots \dots \dots 60)$$

Z porównania równań 59) i 60) otrzymamy:

$$\frac{h}{h'} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{l}{a} - \frac{4g}{q}}, \dots \dots \dots 61)$$

z którego równania możemy obliczyć h' , jeżeli h jest dane.

Chcąc wyznaczyć najkorzystniejsze a , należałoby wyznaczyć objętość belki i siodełka i szukać najmniejszości. Długość siodełka wypada jednak wtedy tak małą, że ze względu na dobre podparcie musimy przyjąć większą, a więc najmniej

$$a = 0.1 l \dots \dots \dots 62)$$

Przyjąwszy tę wartość za a i wstawiwszy wartości za $\frac{g}{q}$, otrzymamy dla

$$\begin{array}{cccccc} g = 0.2 & 0.3 & 0.4 & 0.5 & 0.6 & q \\ h' = 0.64 & 0.67 & 0.69 & 0.71 & 0.72 & h. \end{array}$$

A więc w tych granicach możemy w przybliżeniu przyjąć:

$$h' = \left(0.605 + 0.2 \frac{g}{q} \right) h \dots \dots \dots 63)$$

W przeszłe skrajnem umieszczają niektórzy także siodełka na przyczółku (t. 28. r. 6 i 7), co jednak jest zupełnie niepotrzebnem, bo tu moment jest zerem i nie zachodzi potrzeba wzmocnienia przekroju. Jeżeli rozpiętość przeszła skrajnego nazwiemy l_1 , dla równowagi otrzymamy:

$$\frac{1}{2} g l a = O_1 a', \text{ a } O_1 (l_1 - a') = \frac{q l_1^2}{2}, \text{ zatem } \frac{1}{2} g l a = \frac{q l_1^2 a'}{2(l_1 - a')}, \text{ a stąd}$$

$$a' = \frac{a g l l'}{a g l + q l_1^2} \dots \dots \dots 64)$$

Moment w dowolnym punkcie, odległym od jarzma o x , otrzymamy $M = O_1(x - a') - \frac{1}{2}qx^2$, a zatem największy M dla $\frac{dM}{dx} = 0 = O_1 - qx_0$, więc dla $x_0 = \frac{O_1}{q} = \frac{l_1^2}{2(l_1 - a')}$, a

$$\text{najw } M = \frac{ql_1^2}{8(l-a')^2} [l_1^2 - 4a'(l_1 - a')] = \frac{ql_1^2}{8} \left(\frac{l_1 - 2a'}{l_1 - a'} \right)^2 \quad \dots \quad 65)$$

Jeżeli teraz wstawimy wartość za a' z równania 64), to otrzymamy

$$\text{najw. } M = \frac{(ql_1^2 - agl)^2}{8ql_1^2} \quad \dots \quad 66)$$

W przybliżeniu możemy napisać, opuszczając wyraz z a^2 , mały w stosunku do l^2 ,

$$\text{najw. } M = \frac{1}{8} (ql_1^2 - 2agl) \quad \dots \quad 67)$$

Najkorzystniejszym byłoby użycie tych samych belek dla przęseł skrajnych, co i średnich. Wtedy muszą być momenty wedle równ. 59) i 67) równe, a zatem

$$\frac{1}{8} ql^2 \left(1 - \frac{4ag}{ql} \right) = \frac{1}{8} (ql_1^2 - 2agl), \text{ a stąd}$$

$$l_1 = l \sqrt{1 - 2 \frac{a g}{l q}} \quad \dots \quad 68)$$

$$A \text{ zatem dla } a = 0.1 f \text{ i } g = 0.2 \quad 0.4 \quad 0.6 \quad q \\ l_1 = 0.98 \quad 0.96 \quad 0.94 l$$

Przęsło skrajne powinno być małowcõ mniejsze, niż średnie.

§. 38. Siodełka połączone z belkami.

Jeżeli belki są zetknięte nad siodełkami (t. 27. r. 4), to siodełko musi wziąć na siebie cały moment ujemny podporowy M_1 , więc gdy wymiary siodełka są b i h' a belki b i h , to $bh'^2 = \frac{6M_1}{\tau}$, a $bh^2 = \frac{6M}{\tau}$, jeśli M oznacza największy moment dodatni, wedle którego obliczamy belkę.

A zatem $h'^2 : h^2 = M_1 : M$, a stąd

$$h' = h \sqrt{\frac{M_1}{M}} \quad \dots \quad 69)$$

Dla belki dwuprzęsłowej otrzymamy z równ. 54)

$$-M_1 = 0.125 ql^2, \text{ a dla } g = 0.2 \quad 0.6 \quad q \\ M = 0.0816 \quad 0.0805 ql^2, \text{ a zatem}$$

w przybliżeniu $\frac{M_1}{M} = \frac{125}{81} = 1.54$.

Z powodu zmiany przekroju na podporach stosunek ten będzie większy. Jeżeli dodamy 10%, to $\frac{M_1}{M} = 1.69$, stąd $h' = 1.30 h$.

Jeżeli ta wysokość jest za wielka, to robimy dwa siodełka. (t. 29. r. 2). Jeżeli są one połączone tylko śrubami, to obliczamy każde siodełko dla momentu $\frac{1}{2}M_1$, zatem

$$h' = h \sqrt{\frac{M_1}{2M}} \dots \dots \dots 70)$$

Dla belki dwuprzęsłowej będzie $\frac{M_1}{2M} = 0.89$, więc $h' = 0.95 h$.

Jeżeli oba siodełka są połączone klinami lub zębami, to należy je obliczać jako dźwigiary złożone. Otrzymamy wtedy w przybliżeniu wysokość obu siodełek

$$2h' = h \sqrt{\frac{M_1 \tau}{M \tau_1}} \dots \dots \dots 71)$$

a gdy przyjmiemy dla belki dwuprzęsłowej $\tau = 80$, $\tau_1 = 65 \text{ kg/cm}^2$,

$$\frac{M_1}{M} = 1.54, \text{ to } h' = \frac{1}{2}h \sqrt{1.69 \frac{80}{65}} = 0.77 h.$$

Jeżeli siodełka połączymy z każdą belką dwiema śrubami (t. 27. r. 3) i nazwiemy odstęp pierwszej śruby od końca siodełka a_1 , drugiej a_2 , a ciągnięcie powstałe w skutek momentu M_1 w śrubie pierwszej S_1 , w drugiej S_2 , to $M_1 = S_1 a_1 + S_2 a_2$. Przytem przypuścić możemy, że S_1 i S_2 są proporcjonalne do odstępów od końca siodełka, więc $S_1 : S_2 = a_1 : a_2$. Z obu tych równań otrzymamy

$$S_1 = \frac{a_1 M_1}{a_1^2 + a_2^2}, S_2 = \frac{a_2 M_1}{a_1^2 + a_2^2} \dots \dots \dots 72)$$

Zetknięcia zwykle wcale nie kryjemy (t. 27. r. 4, i t. 29. rys. 2), czasem kryjemy łubkiem żelaznym (t. 27. rys. 3), nie uwzględniamy jednak tego w obliczeniu.

Jeżeli belka nie jest zetkniętą nad siodełkiem, to moment M_1 dzieli się na dwie części M' , działające na belkę i M'' na siodełko, więc $M_1 = M' + M''$. Ponieważ promień krzywizny r przy ugięciu musi być taki sam, więc $\frac{1}{r} = \frac{12M'}{\epsilon b h^3} = \frac{12M''}{\epsilon b h'^3}$.

Z obu tych równań otrzymamy

$$M' = M_1 \frac{h^3}{h^3 + h'^3}, M'' = M_1 \frac{h'^3}{h^3 + h'^3} \dots \dots \dots 73)$$

Belkę obliczamy według momentu dodatniego, więc $bh^2 = \frac{6M}{\tau}$. Nazwijmy największe nateżenie w siodełku v , to

$$v = \frac{6M''}{bh'^2} = \frac{6M_1 h'}{b(h^3 + h'^3)} = \frac{M_1 h' h^2 \tau}{M(h^3 + h'^3)}$$

Przyjawszy $\frac{M_1}{M} = 1.69$, otrzymamy $v = \frac{1.69 h' h^2 \tau}{h^3 + h'^3}$.

Widzimy stąd, że jakiegokolwiek będzie h' , zawsze $v < \tau$. Przyjmiemy więc h' tak wielkie, aby belka nie pracowała za- nadto na podporach, zatem aby $M = M' = M_1 \frac{h^3}{h^3 + h'^3}$, a stąd otrzymamy

$$h' = h \sqrt[3]{\frac{M_1}{M} - 1} \dots \dots \dots 74)$$

Dla $\frac{M_1}{M} = 1.69$, otrzymamy $h' = 0.88 h$.

Jeżeli siodełko z belką jest nietylko śrubami połączone, ale także klinami (t. 27. r. 2) lub zębami (r. 1), to wysokość potrzebna siodełka jest o wiele mniejszą. Ze względów praktycznych przyjmujemy jednak wtedy wysokość nie mniejszą, niż

$$h' = 0.80 h \dots \dots \dots 76)$$

Połączeniem więc klinami lub zębami nie uzyskamy wprawdzie zaoszczędzenia materiału, ale zawsze zmniejszenie nateżeń i ugięcia belki. Grubość śrub możemy przyjąć $d = 0.07 h$.

§. 39. Belki ciągłe przegubowe.

Wiadomo, że belki ciągłe przegubowe są statycznie wyznacalne, a jako takie łączą korzyści belek ciągłych bezprzegubowych z niezależnością momentów od małych zmian wysokości podpór. Przy mostach żelaznych używają tych belek coraz częściej, drewnianych mostów jeszcze nie budowano według tego układu.

Belka ciągła przegubowa (t. 28. r. 7) składa się z części wystających GE i z części wiszących EF *). Dla części wystających najdogodniej jest, gdy największy moment dodatni M' w środku pierwszego przęsła o rozpiętości l_1 i M'' drugiego o rozpiętości l równają się momentowi podporowemu M_1 .

*) Por. Podr. Teorii Mostów cz. I. t. I. wyd. II. str. 77.

Jeżeli w przęśle średnim niema przegubów, tylko w skrajnych przęsłach, to

$$M' = -\frac{q}{2}a(a+b) = -\frac{qal_1}{2}^* , = -\frac{1}{2}(g+p)al_1$$

$$M' = \frac{1}{8}(g+p) - (l_1 - a)^2$$

$$M'' = \frac{1}{8}ql^2 - \frac{g}{2}a(a+b) = \frac{1}{8}(g+p)l^2 - \frac{1}{2}gal_1$$

Stąd otrzymamy, zrobiwszy — $M_1 = M' = M''$,

$$\frac{a}{l} = 0.21 \sqrt{\frac{p+g}{p+2g}}, \quad l_1 = 5.83 a, \quad l_1 = 1.20 \sqrt{\frac{p+g}{p+2g}} l . \quad 75)$$

Dla $g = 0.2 \quad 0.4 \quad 0.6 \quad q$ otrzymamy

$$a = 0.19 \quad 0.17 \quad 0.16 \quad l$$

$$l_1 = 1.10 \quad 1.04 \quad 0.95 \quad l.$$

Przegub możemy w ten sposób wykonać, że obie belki, wiszącą i wystającą połączymy na nakładkę, ścinając z każdej $\frac{1}{4}$ do $\frac{1}{3}$ grubości. Połączenie śrubą, pokrycie dyliną lub poprzecznice zapobiegają przypadkowemu przesunięciu.

Na podporze średniej B może powstawać także oddziaływanie ujemne, a to wtedy, gdy oba przyległe przęsła nie będą obciążone, a trzecie będzie obciążone. Wtedy otrzymamy

$$O_1 = \frac{1}{2}g(l+2a+b) - \frac{pa(a+b)}{2l}.$$

$$O_1 \geq 0, \text{ gdy } \frac{1}{2}g(l+2a+b) \geq \frac{pa(a+b)}{2l},$$

więc gdy
$$\frac{g}{p} \geq \frac{a(a+b)}{l(l+2a+b)} \dots \dots \dots 76)$$

Wstawiliśmy wartości za a i $b = l_1 - a$ z 75), otrzymamy,

nazwawszy $\frac{g}{q} = n, \quad \frac{p}{q} = 1 - n,$

$$n^4 + 0.462n^3 - 0.395n^2 - 0.643n + 0.0655 \geq 0, \text{ stąd}$$

$$n = \frac{g}{q} \leq 0.098, \quad 1 - n = 0.902 = \frac{p}{q}, \text{ więc } p \geq 9.1g.$$

Ujemne oddziaływanie mogłoby więc powstać tylko przy bardzo wielkim ciężarze ruchomym ($p > 9.1g$).

*) Por. Podr. Teorii Mostów cz. I, t. I. wyd. II. str. 85 i nast.

§. 41. Obliczenie zastrzałów.

Ciśnienie D na siodełko w punkcie A (t. 30. r. 1) jest $D = \frac{1}{2} qL$, jeśli L oznacza cały odstęp jarzm. Siła ta rozkłada się na siły H i P , działające poziomo i w kierunku zastrzału, przy czem $P = D$ siecz a , $H = \frac{1}{2} qL$ siecz a , $H = D$ st $a = \frac{1}{2} qL$ st a .

Jeżeli zastrzał połączony jest z siodełkiem w sposób, uwi doczniony na t. 30. r. 5, to siła P działa mimośrodowo.

Przypuszczenie będzie najniekorzystniejsze, jeśli przy jmiemy mimośród $= \frac{1}{2} s$, gdy s oznacza wysokość zastrzału. Wtedy, gdy szerokość zastrzału $= b_1$, otrzymamy

$$\tau = \frac{P}{sb_1} + \frac{P \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{s}{2}}{\frac{1}{12} b_1 s^3} = \frac{4P}{sb_1}. \quad \text{Więc}$$

$$b_1 s = \frac{4P}{\tau} = \frac{2qL}{\tau \text{ dost } a} \dots \dots \dots 80)$$

Jeżeli zamiast jednego wcięcia przy połączeniu zastrzału z siodełkiem zrobimy dwa, to największy mimośród będzie $\frac{s}{4}$,

$$\text{zatem } \tau = \frac{P}{sb_1} + \frac{P \frac{s}{4} \cdot \frac{s}{2}}{\frac{1}{12} b_1 s^3} = 2.5 \frac{P}{b_1 s}, \quad \text{a więc}$$

$$b_1 s = \frac{2.5 P}{\tau} = \frac{5 qL}{4 \tau \text{ dost } a}, \quad \dots \dots \dots 81)$$

przyczem τ należy jeszcze zmniejszyć ze względu na wyboczenie.

Melan uwzględnia tę okoliczność, że siodełko przy skró ceniu zastrzału musi się ugiąć, a więc wspomaga też zastrzał. Oblicza on najmniejszość pracy odkształcenia i nazwawszy mo ment, przypadający na siodełko, M_1

otrzymuje $P = \mu D$ siecz a , $M_1 = (1 - \mu) Da \dots \dots \dots 82)$

$$\text{przyczem } \mu = \frac{2(4 + 3 \frac{b}{a} \text{ st } a)}{(2 + \frac{h}{a} \text{ st } a)^3 + 6 \frac{b}{b_1} \frac{h^3}{a^2 h_1} \frac{\text{siecz } a^2}{\text{wst } a}} \dots \dots \dots 83)$$

μ wynosi w przykładzie, który podaje *Melan* 0.75.

Długość zastrzału jest $\frac{a}{\text{wst } a}$, a objętość

$$V = \frac{5}{4} \frac{qL}{\tau \text{ dost } a} \frac{a}{\text{wst } a} = \frac{C}{\text{wst } 2a}.$$

Najmniejszą objętość otrzymamy dla wst $2\alpha = 1$, $2\alpha = 90^\circ$ czyli $\alpha = 45^\circ$. Ze względu na zastrzały najkorzystniejszy kąt ich nachylenia jest więc 45° , ze względu na wielkość parcia poziomego H kąt α jak najmniejszy. Zwykle $\alpha = 45^\circ$, wyjątkowo tylko przy wysokich jarzmach, gdzie chodzi o zmniejszenie parcia i zniżenie punktu jego zaczepienia, używamy kątów mniejszych aż do $\alpha = 30^\circ$ (t. 32. r. 1).

§. 42. Obliczenie siodełek.

Musimy tu rozróżnić znów dwa wypadki wedle tego, czy belka połączoną jest z siodełkiem, czy nie.

Jeżeli belka połączona jest z siodełkiem śrubami w C i C' (t. 29. r. 1), to na długości AA' powstanie moment $M_1 = -\frac{1}{12}ql^2$, jeżeli przypuścimy, że belka jest w A poziomo utwierdzoną. Ponieważ, jak wiemy, utwierdzenie nie będzie zupełnie poziome, więc moment będzie mniejszy, przyjmijmy więc $M_1 = -0.08ql^2$, a co najmniej $M_1 = (1-\mu)Da = (1-\mu)\frac{q(l+a)}{2}a$. Ponieważ belki są w B zetknięte, więc cały ten moment przenosi się na siodełko. Oprócz tego działa na siodełko pozioma siła $H = \frac{1}{2}qL \operatorname{st} \alpha$ mimośrodkowo. Niech będzie mimośród $= 0.3h_1$, to moment, wskutek tego powstały, jest $+0.3h_1H$, zatem

$$\tau = \frac{H}{bh_1} + \frac{(0.08ql^2 - 0.3h_1H)\frac{1}{2}h_1}{\frac{1}{12}bh_1^3} = \frac{0.48ql^2}{bh_1^2} - \frac{0.4q(l+2a)\operatorname{st} \alpha}{bh_1}$$

Dla belki wedle 77) $\tau = \frac{6 \times 0.10ql^2}{bh^2}$, a zatem

$$\frac{0.6ql^2}{bh^2} = \frac{0.48ql^2}{bh_1^2} - \frac{0.4q(l+2a)\operatorname{st} \alpha}{bh_1}$$

Jeżeli wstawimy $\operatorname{st} \alpha = \operatorname{st} 45^\circ = 1$, to otrzymamy

$$h_1 = \frac{h^2(l+2a)}{3l^2} = \sqrt{\frac{(l+2a)^2h^4}{9l^4} + 0.8h^2} = \frac{h^2(l+2a) + 2.68hl^2}{3l^2}$$

Stąd możemy napisać $\frac{h_1}{h} = \frac{h}{3l} \left(1 + \frac{2a}{l} \right) + 0.89 \dots$ (84)

Przyjąwszy $a = 0.15l$, otrzymamy dla

$$\begin{array}{lll} h & = & 0.1 \quad 0.08 \quad 0.06l \\ h_1 & = & 0.94 \quad 0.93 \quad 0.92h. \end{array}$$

Widzimy więc, że wysokość siodełka ma być prawie równa wysokości belki.

Jeżeli belka nie jest połączona z siodełkiem, lecz tylko spoczywa na siodełku, to na siodełko działa siła $H = \frac{1}{2}L$ st α i $M_1 = (1 - \mu) \frac{q(l - a)}{2} a$. Wedle tego obliczamy wymiary siodełka, które będą zazwyczaj jeszcze mniejsze, niż poprzednie.

§. 43. Długość siodełek.

Objętość belki jest bhL , siodełek z powodu przedłużeń po za punkt podparcia $2.75 bh_1 a$, zaś zastrzałów $2 b_1 h' a$ dosiecz $a = \frac{5 qLa}{2 \tau \text{ dost } a \text{ wst } a} = \frac{5 qLa}{\tau \text{ wst. } 2a}$. $V = bhL + 2.75 bh_1 a + 2 b_1 h' a$ dosiecz a .

Wstawmy teraz $h = \sqrt{\frac{0.6 ql^2}{b\tau}} = \sqrt{\frac{0.6 q}{b\tau}}$, $h_1 = h$, przyjmijmy $a = 45^\circ$, to objętość zastrzałów będzie $\frac{5 qLa}{\tau}$, zatem

$$V = (L + 2.75 a) (L - 2a) \sqrt{\frac{0.6 qb}{\tau}} + \frac{5 qLa}{\tau}$$

Chcąc wyznaczyć najmniejsze V , otrzymamy

$$\frac{dV}{da} = (0.75 L - 11 a) \sqrt{\frac{0.6 qb}{\tau}} + \frac{5 qL}{\tau} = 0,$$

a stąd
$$a = 0.59 qL \sqrt{\frac{1}{qb\tau}} + 0.068 L \dots \dots \dots 85)$$

Przyjąwszy $q = 1 t/m$, $\tau = 600 t/m^2$, $b = 0.3 m$, otrzymamy $a = 0.112 L$.

Dla $q = 0.5 t/m$, $b = 0.2$, będzie $a = 0.107 L$.

Możemy więc przyjąć z dostateczną dokładnością najkorzystniejsze $a = 0.11 L \dots \dots \dots 86)$

Melan poleca przyjęcie nieco większych a 0.15 L do 0.2 L .

Siodełko należy przedłużyć po za punkt podparcia a (t. 30. r. 5 i 6), aby siła pozioma nie ścięła go w kierunku włókna ab . Jeżeli długość ab nazwiemy c , to

$$c = \frac{H}{b\tau_1} = \frac{qL \text{ st } \alpha}{2 b \tau_1} \dots \dots \dots 87)$$

Wstawmy n. p. $L = 10 \text{ m}$, $\alpha = 45^\circ$, $q = 1 \text{ t/m}^2$, $b = 0.3$,
 $\tau_1 = 70 \text{ t/m}^2$, a otrzymamy $c = \frac{1 \cdot 10 \cdot 1}{2 \cdot 0.3 \times 70} = 0.24 \text{ m}$.

§. 44. Obliczenie śrub.

Przypuśćmy, że belka jest nad siodełkiem zetknięta i połączona ze siodełkiem dwiema śrubami, po jednej z każdej strony jarzma (t. 30. r. 1), to przez to połączenie śrubą staje się belka prawie poziomo utwierdzoną i powstaje skutek tego w A wedle 77) moment $M_1 = 0.1 ql^2 = Sa_1$, jeżeli S oznacza siłę, działającą w śrubie. Możemy więc napisać

$$S = \frac{d^2 \pi}{4} \tau_3 = \frac{ql^2}{10 a_1} \dots \dots \dots 88)$$

jeżeli τ_3 oznacza natężenie dopuszczalne żelaza na ciągnięcie,

a d średnicę śruby. Ponieważ $bh^2 = \frac{6 M_1}{\tau}$, to $bh^2 = \frac{6 Sa_1}{\tau} =$

$= \frac{3 d^2 \pi}{2 \tau} \tau_3 a_1$, a przyjąwszy $\tau_3 = 12 \tau$, otrzymamy

$$d = 0.133 h \sqrt{\frac{b}{a_1}} \dots \dots \dots 89)$$

Jeżeli damy po dwie śruby w odstępach a_1 i a_2 od punktu A , to $S = S_1 + S_2$, $M_1 = S_1 a_1 + S_2 a_2$. Jeżeli dalej, jak w §. 38. przypuścimy, że $S_1 : S_2 = a_1 : a_2$, to

$$S_1 = \frac{a_1 M_1}{a_1^2 + a_2^2}, \quad S_2 = \frac{a_2 M_1}{a_1^2 + a_2^2} \dots \dots \dots 90)$$

w któreto równanie jeśli wstawimy $M_1 = 0.1 ql^2$, obliczyć możemy S_1 i S_2 , a stąd odnośne średnice śrub.

Śruby na końcu siodełka umieszczone, mają tylko zadanie przeszkodzenia przypadkowemu przesunięciu, możemy tu przyjąć

$$d = 0.06 h \dots \dots \dots 91)$$

Zamiast śrub używają też we Francyi opasek (t. 31. r. 3).

§. 45. Ciężar własny.

1. Siodełka bez zastrzałów. Ponieważ belki obliczamy wedle momentu dodatniego M zamiast wedle M_1 , więc ciężar belek będzie równy a razy ciężarowi belek leżajowych,

przyczem $a = \frac{1}{1.54} = 0.65$, jeżeli belki są połączone z siodełkami, zaś a dla belek niepołączonych jest wedle 59)

$$a = 1 - \frac{4ag}{ql} = 1 - \frac{0.4g}{q} = 0.88.$$

Ciężar siodełka otrzymamy $\gamma bh' 2a$. W pierwszym przypadku jest $h' = 1.3h$, w drugim $h' = 0.7h$; przyjmąwszy dalej $a = 0.1l$ (l rozpiętość), otrzymamy w pierwszym wypadku $0.26\gamma bhl$, w drugim $0.14\gamma bhl$. W pierwszym przypadku wynosi więc ciężar całkowity siodełek 26%, w drugim 14% ciężaru całkowitego belek. Jeżeli więc uwzględnimy ciężar belek i siodełek odrazu, to możemy napisać:

jeżeli belki są połączone z siodełkami, $a = 0.82$)
 „ „ nie są „ „ „ $a = 1.00$) 92)

2. Siodełka z zastrzałami. Jeżeli l nazwiemy rozpiętość między górnymi końcami zastrzałów, to wedle równania 77) $M = 0.1ql^2$, a że dla belki w dwu punktach podparte $M = 0.125ql^2$, więc tu $a = 0.80$.

Ciężar zastrzałów jest wedle 81) $C = \frac{5\gamma qLa}{\tau}$, albo wstawiając $a = 0.11L$, $C = \frac{0.55\gamma qL^2}{\tau}$, a że ciężar belek jest $bh\gamma L = \frac{0.6ql^2\gamma L}{\tau h}$, to przyjmąwszy $\tau = \frac{3}{4}\tau$ i $\frac{l}{h} = 25$, widzimy, że ciężar całkowity zastrzałów wynosi około 5% całkowitego ciężaru belek. Ponieważ siodełka mają ten sam wymiar, co belki, to ciężary mają się jak długości, więc jak 2 ($0.11 + 0.03$):1 = 0.26:1. Ciężar zatem siodełek wynosi około 26% ciężaru belek.

A zatem jeżeli uwzględnimy ciężar belek, siodełek i zastrzałów odrazu, możemy napisać

$$a = 0.80 + 0.04 + 0.21 = 1.05 \dots \dots \dots 93)$$

Przy obliczaniu ciężaru własnego, działającego na belki, nie należy, rozumie się, uwzględniać ciężaru siodełek i zastrzałów.

§. 46. Belki wzmocnione.

Dawniej używano często dla większych rozpiętości, dla których nie wystarczały już zwykle belki drewniane, belek

wzmocnionych (n. *der armierte Balken*) niskim wieszarem lub rozpornicą. O belkach rozporowych lub wieszarach, będziemy mówić w jednym z późniejszych rozdziałów. Jeżeli jednak ta rozpornica lub wieszar są bardzo niskie, tak, że mało wystają nad belką prostą, to belkę taką nazywamy wzmocnioną i o tych teraz parę słów powiemy. Belki takie mogą być albo raz albo dwa razy wzmocnione, wedle tego, czy przez wzmocnienie uzyskujemy jeden (t. 34. r. 2 i 3), czy też dwa punkty podparcia (t. 34. r. 1). Raz wzmocnione belki mogą być wykonane albo jako wieszary albo jako rozpornice (t. 34. r. 4) i używają się dla rozpiętości od 6 do 8 *m*. Ściągna wieszaru robimy zwykle podwójne, żelazne, z żelaza okrągłego lub płaskiego (t. 34. r. 2 i 3). Są one połączone sworzniem przechodzącym popod belkę, drugi ich koniec zakończony śrubą opiera się zapomocą płyty żelaznej o koniec belki. Przy moście na Oosbachu w Baden-Baden (t. 35. r. 3 i 4), widzimy nieco odmienny ustrój, ściągna są tu pojedyncze. Zastrzały rozpornicy (t. 34. r. 4) są to zwykle podwójne dyle, które wpuszczone w belkę zapomocą zębów przenoszą ciśnienie na belkę.

Belki dwa razy wzmocnione budują prawie wyłącznie jako wieszary trapezowe (t. 34. r. 1) dla rozpiętości 8 do 10 *m*. Punkty podparcia znajdują się w odstępnie $\frac{1}{3}l$ do $\frac{2}{3}l$ od końca. Ustrój ścięgien żelaznych jest zresztą taki sam, jak poprzednio. Na t. 35. r. 1 i 2, widzimy belki rozporowe trapezowe mostu na Tauberze pod Bischoffsheim o rozpiętości 13·2 *m*.

Dokładne obliczenie belek wzmocnionych możliwe jest na podstawie teorii belek rozporowych, o której później będziemy mówić. W przybliżeniu możemy je w następujący sposób obliczyć.

Jeżeli belka *ABC* (t. 34. r. 5) obciążona jest ciężarem *P* w środku, to możemy przypuścić, że część tego ciężaru *P*₁ działa na belkę, część zaś *P*₂ na wieszar. A jeżeli natężenie dopuszczalne jest τ_1 , wymiary belki *b*, *h'* i *l*, to

$$bh' = \frac{6 P_1 l}{\tau_1 4}, \text{ a stąd } P_1 = \frac{2}{3} \frac{bh'^2 \tau_1}{l} \dots \dots \dots 94)$$

$$\text{Dalej mamy } P_2 = P - P_1 \dots \dots \dots 95)$$

Niech będzie kąt nachylenia ścięgna do poziomu *a*, *H* ciśnienie poziome w *AB*, *D* ciągnięcie w ścięgnach,

to $P_2 = 2H \operatorname{st} a = 2D \operatorname{wst} a$, $\operatorname{st} a = \frac{2h}{l}$, więc

$$H = \frac{P_2 l}{4h}, \quad D = \frac{P_2}{4h} \sqrt{l^2 + 4h^2} \dots \dots \dots 96)$$

Zwrócić tu musimy uwagę, że natężenie dopuszczalne τ_1 we wzorze 94) należy brać niższe, niż zwykle, z powodu, że siła H wywołuje ciśnienie, które dodaje się do ciśnienia wywołanego siłą P_1 , a suma tych natężeń nie powinna przekraczać dozwolonej granicy.

Jeżeli belka jest w inny sposób obciążona, to licząc w przybliżeniu, możemy obliczyć największy moment M i część tego momentu M_1 , jaką może unieść sama belka, resztę zaś M_2 ma nieść wieszak. Obliczyć teraz możemy urojony ciężar P_2 , działający w środku belki i wywołujący M_2 , a stąd potem H i D .

Jeżeli belka dwa razy wzmocniona AB (t. 34. r. 6), obciążona jest dwoma ciężarami P w punktach C i D , to licząc znów w przybliżeniu, otrzymamy w podobny sposób jak pierwszej,

$$bh^2 = \frac{6}{\tau_1} P_1 l_1, \quad \text{a stąd } P_1 = \frac{\tau_1 bh^2}{6 l_1} \dots \dots \dots 97)$$

$$\text{Dalej mamy } P_2 = P - P_1 \dots \dots \dots 98)$$

Nazwijmy siły wywołane ciężarami P_2 w belce drewnianej H , w ścięgnach D , a w pręcie poziomym H_1 , to $P_2 = H \operatorname{st} a = = D \operatorname{wst} a$, dalej $H_1 = H$ i $\operatorname{st} a = \frac{h}{l_1}$, stąd otrzymamy

$$H = H_1 = \frac{P_2 l_1}{h}, \quad D = \frac{P_2}{h} \sqrt{l_1^2 + h^2} \dots \dots \dots 99)$$

Tych samych wzorów można użyć też dla rozpornic.

Obliczenie powyżej podane jest bardzo niedokładne; przy dokładniejszym, znacznie zawilszem obliczeniu trzeba uważać belkę jako ciągłą i uwzględnić zniżenie się podpór, zależne od współczynników sprężystości drzewa i żelaza. Ponieważ dalej ścięgna naciągamy śrubami, przyczem powstają natężenia drugorzędne, więc wogóle wielkość natężeń w takich belkach nie da się dokładnie wyznaczyć. Z tych powodów zaniechano obecnie takich ustrojów belek w zastosowaniu do mostów prawie zupełnie.

§. 47. Belki rozparte.

Ponieważ moment bezwładności belki jest tem większy, im dalej znajduje się materiał od osi obojętnej, więc jeżeli według Lavesa belkę drewnianą przez pół przepiłujemy na pewnej długości ku środkowi belki, i gdy dla zabezpieczenia rozłupania końce ściśniemy śrubami lub opaskami żelaznymi, jeśli dalej obie części (t. 33. r. 1) lub tylko górną (t. 34. r. 7) wygniemy i rozeprzemy drewnianymi rozporami lub kleszczami, to powiększymy wytrzymałość belki. Zamiast rozłupywania belek możemy taką belkę, zwaną belką *Lavesa* lub rozpartą (n. *der gespreizte Balken, der Lavessche Träger*), złożyć z dwu belek i połączyć końce zapomocą zębów i śrub (t. 34. r. 10). Belkę w ten sposób zbudowaną możnaby uważać jako belkę kratową, w której rozpory zastępują miejsce słupów, przekątni zaś wcale niema. Belka taka jest więc chwiejną *) (*labil*) i nadaje się bardziej jako belka obciążona ciężarem jednostajnym zupełnym, niż jako belka mostowa, która może być obciążoną jednostronnie.

Z tego powodu bardzo rzadko używano tych belek dla mostów, a teraz zupełnie prawie wyszły one z użycia.

Ponieważ belki rozparte nie dopuszczają urządzenia zeknięcia, więc możnaby je używać tylko do rozpiętości 6 do 10 *m*. Dla mostów wygodniej jest jedną belkę zostawić poziomą, ażeby można na niej oprzeć poprzecznicę, niosące pomost. Jeśli oba pasy są krzywe, to poprzecznicę trzeba dla wyrównania wysokości wycinać.

V. Mosty o dźwigarach złożonych.

§. 48. Dźwigary złożone.

Dla większych rozpiętości, dla których nie wystarczają już mosty leżajowe, budujemy mosty o dźwigarach złożonych (n. *die zusammengesetzte Balkenbrücke*). Jeżeli dwie lub trzy belki położymy jedna na drugiej, to uniosą one dwa lub trzy razy tyle, co jedna belka. Inaczej się jednak rzecz

*) Por. Podr. Stat. Most. wyd. II. str. 325.

ma, gdy te belki w ten sposób połączymy, że przeszkodzimy przesunięciu się jednej belki po drugiej podczas ugięcia się belek. Wtedy zachowywać się będą te belki jako całość, a wiemy, że wytrzymałość belki wzrasta w stosunku kwadratowym do wysokości *). Belki w ten sposób połączone tworzą dźwigar złożony (n. *zusammengesetzter Balken*, fr. *la poutre composée*, wł. *trave composte*, a. *the built beam*). Połączenie to belek możemy wykonać albo przez zazębienie, albo przez klinowanie. Według rodzaju połączenia rozróżniamy dźwigary zazębione (n. *verzahnter Balken*, fr. *la poutre à crémailleres*, a. *indented beam*) (t. 19. r. 1), lub klinowane (n. *verdübelter Balken*, a. *the built beam with keys*) (t. 30. r. 1). Jeżeli między belkami zostawimy większy odstęp i belki połączymy klockami, to powstaje wtedy dźwigar klockowy (n. *der Klötzelholzträger*) (t. 37. r. 1).

§. 49. Dźwigary zazębione.

Przy dźwigarach zazębionych należy nachylenie zębów stosować do kierunku zamierzonego przesunięcia poziomego belek. Kierunek ten zaś zależny jest od znaku siły poprzecznej. Otóż w każdym przęśle istnieje, jak wiemy, pewna długość w środku belki, na której siła poprzeczna zmienia swój znak wedle obciążenia belki, w skrajnych częściach belki jest siła poprzeczna albo zawsze dodatnia albo ujemna **). Kierunek zębów musi być więc w skrajnych częściach wprost przeciwny, w środkowej zaś części musiałby zęby być w obu kierunkach naprzemian nachylone, czego się jednak nie robi ze względu na tę okoliczność, że siły poprzeczne są w środku bardzo małe. A zatem nachylenie zębów zmieniamy dla dźwigaru w dwu punktach podpartego tylko w środku belki (t. 35. r. 5 i 6), dla ciągłego tam, gdzie siła poprzeczna jest najmniejszą, a przesunięciu staramy się przeszkodzić przez naciągnięcie śrub.

Wykonanie dźwigarów zazębionych musi być bardzo dokładne, aby zęby dokładnie przystawały i aby nie dopuszczały przesunięcia belek. Pomimo najlepszego wykonania jednak drzewo zsycha się i mogą powstać małe szczeliny między nie-

*) Por. Podr. Stat. Budownictwa wyd. II. str. 180.

**) Por. Podr. Teorii Mostów część I. t. I. wyd. II. str. 61.

którymi zębami, które zatem nie działają. Przez to inne zęby muszą pracować znacznie więcej, granica sprężystości materiału może być przekroczoną i nastąpi małe przesunięcie belek, które sprawia zmniejszenie wytrzymałości dźwigaru, bo dźwigar nie działa już więcej zupełnie jako całość. W razie, gdy spostrzeżemy takie szczeliny, należy je więc dokładnie wypełnić, najlepiej przez wbicie odpowiednio grubych blaszek. Czasem zostawia się umyślnie większe szczeliny i wbija się w nie albo kliny drewniane, albo też blaszki żelazne 8—10 mm grube, aby się końce włókien nie wżerały (t. 34. r. 9). W celu zapobieżenia tworzeniu się szczelin, wyginają też belki przed wycięciem zębów w górę. W tak wygiętych belkach wrysowuje się i wycina zęby i łączy się belki w dźwigar, poczem gdy ten się wyprostowuje, dolne włókna górnej belki mają dążność przedłużenia się, górne zaś dolnej belki zwięzienia się, przez co powstaje sztuczne ciśnienie w zębach, które sprawia, że zęby dokładnie muszą przystawać bez żadnych szczelin.

Przez wygięcie w górę jednak powstają natężenia, które nie powinny przekraczać dozwolonej granicy. Belki wyginamy, podpierając je we środku, a obciążając na końcach; odpowiada to obciążeniu belki jedną siłą P we środku. Strzałka ugięcia

jest wtedy $f = \frac{Pl^3}{48 \varepsilon I}$ *), jeżeli l oznacza rozpiętość belki a I moment bezwładności.

Przy takim ugięciu powstaje moment $M = \frac{1}{4} Pl$, więc jeżeli natężenie dopuszczalne jest τ , to gdy wysokość jednej belki jest h' , $\tau I = M \cdot \frac{h'}{2} = \frac{Plh'}{8}$.

Z porównania obu

tych równań otrzymamy $f \leq \frac{l^2 \tau}{6 \varepsilon h} \dots \dots \dots 100)$

Dla $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$. $\varepsilon = 115.000 \text{ kg/cm}^2$

$$f \leq 0.000.116 \frac{l^2}{h'} \dots \dots \dots 101)$$

dla $\frac{h'}{l} = \frac{1}{25}, \quad \frac{1}{36},$

otrzymamy $f \leq 0.0029 \quad 0.035 l,$

z czego widzimy, że wygięcie może wynosić najwięcej około $\frac{l}{300}$, zazwyczaj jednak nie jest większem niż $\frac{l}{400}$.

*) Por. Podr. St. Bud. wyd. II. str. 248.

Jeżeli dźwigar złożony jest z dwu belek zazębionych, a każdą wprzód wygniemy w górę, to powstaną w nich nateżenia oznaczone na rys. 5. tabl. 37 prostemi fg i ih , przyczem niech $af = v$. Jeżeli dźwigar obciążymy i powstaną wskutek tego nateżenia, oznaczone prostą ed , to dodają się one do pierwotnych nateżeń i otrzymamy nateżenia, oznaczone prostemi lg i im . Widzimy więc, że przez wygięcie odpowiednie w górę belek zmniejszyć możemy o połowę największe nateżenie, które zresztą rozdziela się równo na całą belkę, a więc znacznie korzystniej, niż bez wygięcia w górę. A zatem wytrzymałość dźwigara możemy powiększyć w dwójnasób przez wygięcie poprzednie belek w górę. Jednak przez osiadnięcie się belek i wżeranie się włókien strzałka wygięcia zmniejsza się, dlatego nie możemy liczyć w zupełności na korzyść wygięcia w górę. Zresztą włókna skrajne są raz ciśnione, drugi raz ciągnione, co niekorzystnie działa na materiał, w praktyce więc nie uwzględniamy wygięcia w górę przy obliczaniu dźwigarów złożonych.

Dźwigary zazębione składają się zwykle z dwu belek (t. 32. r. 1 i t. 37. r. 3), rzadko z trzech belek (t. 24. rys. 1 t. 40. rys. 1).

§. 50. Dźwigary klinowane.

Przy dźwigarach klinowanych łączymy poszczególne belki zaporkami klinowatemi, klinami (n. *der Dübel*. fr. *le goujon*, *la cheville en bois*, a. *the dowel*, *the peg*), przyczem albo belki spoczywają jedne na drugiej (t. 3. r. 1), albo też, co lepiej, zostawiamy między belkami mały odstęp (2 do 3 *cm*) (t. 37. r. 6, t. 38. r. 1—5), przezco powiększamy moment bezwładności i oporu dźwigaru i ułatwiamy wysychanie drzewa przez dostęp powietrza.

Klinów używamy z twardego drzewa, są one zwykle podwójne (t. 39. r. 2 i t. 42. r. 4) i to zazwyczaj poziome, czasem ukośne (t. 36. r. 1). Poziome są łatwiejsze do wykonania, ukośnych używamy często na podporach, gdzie siła poprzeczna jest wielka *) (t. 42. r. 1 *a* i *b*).

Kliny ukośne muszą być pochylone odpowiednio do kierunku siły poprzecznej, jak zęby (t. 36. r. 1). Aby zapobiec

*) Por. Podr. St. Bud. wyd. II. str. 219.

obrotowi klinów i wywołać równomierne natężenie, proponuje *Forchheimer* używania klinów z odsadkami (t. 38. r. 7).

Zamiast drewnianych czasem używają żelaznych zaperek z odsadzkami (t. 42. r. 5), które jednak są droższe i nie będąc klinowatemi, nie dadzą się regulować. Dla połączenia belek, używamy oprócz klinów także śrub, które przeszkadzają przesunięciu się przypadkowemu i wywołują tarcie. W miejscach, przez które przechodzą śruby, umieszczamy między belkami wkładki, aby otrzymać stały odstęp belek (tabl. 38. rys. 2—5). Śruby te przechodzą też często przez poprzecznice (t. 39. r. 3 b).

Jeżeli dźwigar składa się z trzech lub więcej belek, to urządzamy kliny tak, aby dźwigaru zanadto nie osłabiać, aby więc w jednym przekroju był tylko jeden klin (t. 41. r. 1).

Jeżeli robota jest nagła, a niema odpowiednio uzdolnionych rzemieślników na miejscu, czasem robi się dźwigary tylko ześrubowane i sklamrowane (t. 43. r. 2), klamry daje się rozmaitej długości, aby uchwycić rozmaite włókna, najlepiej pod kątem 45° . Kierunek klamer z jednej strony jest prostopadły do kierunku z drugiej strony. Dźwigary takie wymagają jednak wiele żelaza, są więc droższe od zazębionych i klinowanych.

§. 51. Dźwigary klockowe.

Jeżeli dla uzyskania większego odstępu belek użyjemy zamiast klinów klocków, to otrzymamy dźwigary klockowe (n. *der Klötzelholzträger*). Klocki te mogą być podłużne (n. *Längsdübel*) (t. 43. r. 1) albo poprzeczne (n. *Klötzel*) (t. 44. r. 2). Często używano też podkładów poprzecznych jako klocków (t. 43. r. 4).

Klocki poprzeczne są wywrotne, łatwo się rozchełtują, jeżeli są użyte jako poprzecznice i mało wytrzymałe na ciśnienie w kierunku prostopadłym do włókien. Dlatego też zaniechano teraz zupełnie tego ustroju.

Według nowszych doświadczeń majora *Bocka* *) da się jednak z korzyścią zastosować dźwigar klockowy z klockami podłużnymi, z tego samego drzewa wyciosanymi (t. 43. r. 3). Belki dźwigarów klockowych łączymy albo śrubami (t. 44. r. 2), albo opaskami (t. 42. r. 3), zakończonemi gwintami tak, że się

*) Por. *Wochenschrift d. österr. Ing. u. Arch. Vereines* 1891. str. 21.

dadzą naciągnąć. Naśrubki opasek leżeć mogą albo u dołu (t. 43. r. 5), albo u góry (t. 42. r. 3), co ułatwia naciąganie śrub. Śruby wymagają mniej materiału od opasek i dadzą się lepiej naciągnąć, zato osłabiają belki.

§. 52. Porównanie dźwigarów złożonych.

Przy wykładzie statyki budowli *) porównywaliśmy już dźwigary zazębione i klinowane. Tutaj powtórzemy jeszcze, że dźwigary klinowane są korzystniejsze od zazębionych z następujących powodów:

a) Dźwigary zazębione muszą być bardzo dokładnie wykonane, aby zęby dokładnie przystawały, gdy przy klinowanych przystawanie można osiągnąć przez pobicie klinów.

b) Wskutek zsuchania się tworzą się szczeliny między zębami, przy klinowanych dźwigarach dadzą się wycięcia znowu dokładnie wypełnić przez pobicie klinów.

c) Przez wycięcie zębów tracimy na wysokości, przez założenie klinów zyskujemy na wysokości, zatem dźwigar klinowany, składający się z takich samych belek, co zazębiony, potrafi znacznie więcej unieść.

Wady dźwigarów klinowanych są następujące:

a) Przy wielkich wstrząśnieniach rozchełtują się kliny, przezco dźwigary się uginają, a wytrzymałość ich się zmniejsza. Aby niedogodność tę usunąć, możemy także po dokładnem spojeniu belek i wbiciu klinów zabić gwoździe na cieńszych końcach klinów. Zawsze jednak wymagają dźwigary klinowane większego nadzoru.

b) Ciśnienie na kliny, działające prostopadle do włókien, nie może być tak wielkie, jak ciśnienie na zęby lub klocki, równoległe do włókien. Dlatego też używamy klinów tylko z drzewa twardego.

c) Kliny łatwiej się odkształcają, wskutek czego następuje przesunięcie wzajemne belek i zmniejszenie wytrzymałości dźwigarów.

Jeżeli porównamy dźwigary klinowane z klockowymi, to te ostatnie przedstawiają następne korzyści:

*) Por. Podr. Stat. Budowli wyd. II, str. 205.

belkę, górną zaś około środka przęśła, ale nie w tem miejscu, gdzie moment jest największy. Jeżeli dźwigar składa się z trzech belek (rys. 2c i d), to w średniej belce są zawsze natężenia dodatnie i ujemne, najlepiej więc urządzić zetknięcie średniej belki w tych miejscach, gdzie moment jest prawie równy zeru. Przy dźwigarach ciągłych musimy bardzo na to uważać, aby belki zetknięte rzeczywiście się dotykały. W tym celu wbija się w szczelinę kliny z twardego drzewa lub blaszki, a aby się belki nie przesunęły, daje się śruby blisko zetknięcia.

Jeżeli dźwigary chcemy urządzić jako ciągłe, to obliczamy je zwykle według najw. momentu dodatniego, a na podporach, gdzie moment ujemny jest większy, dajemy siodełka (t. 46. r. 1).

Bardzo często stykamy wszystkie belki na podporze (t. 49. r. 2 i t. 32. r. 1). Wtedy, rozumie się, dźwigary są tylko w dwu punktach podparte, a nie ciągłe, bo siodełka musiałyby być za wysokie, aby wytrzymały cały moment ujemny. Ponieważ belki ciągłe wymagają dokładnie równo wysokich podpór i starannego utrzymania, co przy moście drewnianym trudno osiągnąć, więc lepiej jest budować dźwigary nie ciągłe, lecz w dwu punktach podparte. Raczej dałyby się tu z korzyścią użyć dźwigary ciągłe przegubowe, które posiadają korzyści, lecz nie mają wad belek ciągłych (por. §. 39). Przegub można tu w ten sposób wykonać, że urządzamy zetknięcia belki górnej i dolnej w małym odstępnie n. p. 30 cm, przyczem zetknięcia górnej belki części wystającej leży bliżej podpory.

Co do łożysk zauważymy tu, że dla podpór skrajnych, gdzie ciśnienie na podporę jest stosunkowo mniejsze, przyjmujemy zwykle jedną ławę (t. 3. r. 1 i t. 10. r. 1); na jarzmach zaś dajemy prawie zawsze dwie ławy (t. 41. r. 1 i 2, t. 44. r. 2 i t. 49. r. 3), gdyż tu ciśnienie jest większe, a zresztą, jeżeli belki nie są ciągłe, wymaga tego zwykle dostateczne podparcie.

§. 54. Tężniki poprzeczne.

Ponieważ tu wysokość dźwigarów i rozpiętość jest większa niż przy mostach leżajowych, więc, aby zapobiec przechylaniu się dźwigarów, musimy dźwigary mostowe w kierunku poprzecznym silnie stężyć ze względu na siły poziome, a głównie na parcie wiatru. Musimy więc tu użyć tężników poprzecz-

cznych czyli pionowych (n. *die Querversteifung*. fr. *l'entretroise, la traverse*, a. *cross bracing*, cz. *příčni ztužení* *).

Jako tężników poprzecznych najczęściej używamy krzyża ukośnego, św. Andrzeja (n. *das Andreaskreuz*, fr. *la croix de Saint-André*, a. *cross of St. Andrew*, cz. *Ondřejuv kříž*), który składa się z dwu ukośnych zastrzałów (t. 3. r. 1b, t. 49. r. 4). Zastrzały te są to deski lub dyle o grubości 3 do 12 cm, które przytwierdzamy zwykle zapomocą słabych śrub do pionowych słupków (t. 48. r. 2), połączonych zapomocą śrub z dźwigarami i poprzecznicami. Zwykle dajemy także podciągi (n. *der Unterzug*), które więc razem ze słupkami i poprzecznicami tworzą prostokątną ramę, której przekątniami są zastrzały. Zastrzały przytwierdzamy albo do słupków z tej samej strony (r. 2), umieszczając je w jednej płaszczyźnie i wycinając przy krzyżowaniu się do połowy, albo też z obu stron słupka (r. 3), przyczem wycinamy zastrzały we środku albo bardzo mało, albo wcale nie. Słupki czasem dają podwójne (t. 39. r. 3), a między nimi zastrzały. Czasem znów opuszcza się zupełnie słupki (t. 45. r. 3, t. 45. r. 1 i t. 49. r. 1) i przytwierdza się zastrzały z boku do poprzecznic i podciągu. Jednak słupki wiele się przyczyniają do lepszego stężenia mostu i przeszkadzają przypadkowemu przesunięciu się belek, dlatego lepiej ich nie opuszczać.

Jeżeli odstęp między dźwigarami jest za mały tak, że zastrzały byłyby za strome, wtedy używamy stężenia prostokątnego (t. 51. r. 1 a, b, c). Do słupków pionowych, utwierdzonych śrubami do dźwigarów, przytwierdzamy także śrubami z obu stron dwa lub więcej dyli poziomych, rębem stojących, a sięgających od dźwigaru do do dźwigaru w małych odstępach około 5 cm. Dyle te tworzą dwie ściany pionowe między dźwigarami i stężają je należycie.

Na jarzmach i przyczółkach stężamy często dźwigary także na zewnątrz zastrzałami (t. 24. r. 5, t. 50. r. 1, t. 49. r. 1), lub też krzyżami (t. 49. r. 4).

Jeżeli używamy kilku dźwigarów głównych w większych odstępach, to dla mostów kolejowych stężenie urządzić musimy między wszystkimi dźwigarami (t. 44. r. 3, t. 47. r. 2), co też

*) Por. Mosty Blaszane str. 20.

zwykle robimy i dla mostów drogowych (t. 31. r. 1). Na r. 1 t. 40. widzimy przekrój mostu kolei Hatna Kimpolung, dla którego użyto sześć dźwigarów złożonych w dwu grupach. Tych sześć dźwigarów wraz z słupkami ma tak szeroką podstawę, że nie dano tu wcale ani zastrzałów ani też stężenia prostokątnego (t. 47. r. 1 i t. 48. r. 1).

Tężniki poprzeczne urządzamy zawsze na podporach, bo tu są stałe punkty oparcia. Dla mostów drogowych to wystarcza. Przy mostach kolejowych o rozpiętości, od 5 m począwszy, urządzamy oprócz tego zwykle jeszcze tężniki w odstępach dwu do trzech metrów (t. 30. r. 3).

§. 55. Tężniki poziome.

Pod wpływem sił poziomych, a zwłaszcza parcia wiatru, wyginają się dźwigary w kierunku poziomym. Połączenie dźwigarów tężnikami poprzecznymi ma ten skutek, że parcie poziome rozdziela się równo na wszystkie dźwigary. Lecz jeżeli dźwigary te połączymy kratą poziomą, to wtedy dźwigary z kratą tworzą belkę kratową poziomą, która jest ze względu na siły poziome bardzo wytrzymałą. Kratę tę poziomą nazywamy tężnikami poziomymi*) (n. *die Windverstrebung, die Windstreben*, fr. *le contreventement*, a. *the horizontal bracing, the wind bracing*, cz. *příčka zavětrací*).

Tężników poziomych używamy zwłaszcza dla mostów kolejowych, począwszy od 4 m rozpiętości. Składają się one z dyli 6 do 10 cm grubych (t. 5. r. 2), ułożonych na krzyż, o ile możliwości, pod kątem 45°. Umieszczamy je zwykle albo w dolnej płaszczyźnie dźwigarów (t. 41. r. 1), albo co lepiej na podciągach (t. 47. r. 3).

Pożądanemby wprawdzie było połączenie osiowe tężników poziomych, podciągów i dźwigaru, ale ze względów konstrukcyjnych zadowolnić się musimy, gdy osie tężników przecinają się na osi podciagu niedaleko dźwigaru (t. 52. r. 2). Tężniki wpuszczamy nieco w belki i przytwierdzamy śrubą do podciagu (t. 47. r. 3).

O obliczaniu tężników pionowych i poziomych będziemy mówić dopiero przy mostach kratowych żelaznych.

*) Por. Mosty Blaszane str. 48.

Ponieważ przecięte dla klinów lub zębów włókna skracają się wskutek ciśnienia podobnie, jak i kliny, a to proporcjonalnie do ciśnienia, i ponieważ wykonanie nie może być zupełnie dokładne, następuje małe przesunięcie włókien dwu belek sąsiednich, co spowodowuje różnicę nateżeń w tych włóknach $\Delta\sigma$. Nateżenia w danym przekroju dźwigaru złożonego rozłożą się wtedy w sposób, wskazany na tabl. 52. rys. 3 b.

Nateżenie w odstępzie v od osi obojętnej jest wtedy

$$\left. \begin{array}{l} \text{w \u015bredniej belce } \sigma = \alpha v \\ \text{w skrajnych } \sigma_1 = \alpha v \end{array} \right\} \dots \dots \dots 102)$$

gd y v oznacza odst\u0119p w\u0142\u00f3kna danego od osi ci\u0119\u017ck\u00f3sci, a α sp\u00f3\u0142czynn y k, przedstawiaj\u0105cy nate\u017czenie w odst\u0119pie $v = 1$.

Suma moment\u00f3w si\u0142 zewn\u0119trznych musi by\u0107 r\u00f3wn\u0105 sumie moment\u00f3w si\u0142 wewn\u0119trznych *), a wi\u0119c moment

$$M = 2 \int_0^{1/6 h} \sigma^2 v dA + 2 \int_{1/6 h}^{1/2 h} \sigma_1 v dA, \text{ je\u017celi}$$

$dA = b dy$ oznacza element powierzchni. Wstawiwszy warto\u015b\u0107 za v z r\u00f3w. 102), otrzymamy

$$M = 2ab \int_0^{1/6 h} v^2 dy - 2b \int_{1/6 h}^{1/2 h} v \Delta\sigma dy, \text{ czyli}$$

$$M = 2ab \frac{1}{3} \frac{h^3}{8} - 2b \Delta\sigma \frac{h^2}{9} = \frac{1}{12} abh^3 - \frac{2}{9} \Delta\sigma bh^2 \dots \dots 103)$$

Nazwijmy teraz nate\u017czenie w\u0142\u00f3kna skrajnego belki skrajnej s , to z drugiego r\u00f3wnania 102) otrzymamy dla $v = \frac{h}{2}$

$$s = \frac{ah}{2} - \Delta\sigma, \text{ a st\u0105d } a = \frac{2(s + \Delta\sigma)}{h},$$

co wstawiwszy w r\u00f3w. 103), b\u0119dziemy mieli

$$M = (s + \Delta\sigma) \frac{bh^2}{6} - \frac{2}{9} \Delta\sigma bh^2 = \frac{bh^2}{18} (3s - \Delta\sigma) \dots \dots 104)$$

Je\u017celi nazwemy s_0 najwi\u0119ksze nate\u017czenie obliczone wedle zwyk\u0142ego $s_0 = \frac{6M}{18s_0}$ **), to $bh^2 = \frac{6M}{s_0}$, co wstawiwszy

*) Por. Podr. Stat. Bu\u0142own. wyd. II. str. 107.

**) " " " " " " r\u00f3wn. 222).

w równ. 104), otrzymamy $M = \frac{6M}{18s_0} (3s - \Delta\sigma)$, a stąd

$$s_0 = s - \frac{1}{3}\Delta\sigma \dots\dots\dots 105)$$

Jeżeli dźwigar złożony składa się z dwóch belek, otrzymamy w ten sam sposób

$$s_0 = s - \frac{1}{4}\Delta\sigma \dots\dots\dots 106)$$

a jeśli z czterech belek

$$s_0 = s - \frac{3}{8}\Delta\sigma \dots\dots\dots 107)$$

Ogólnie możemy więc napisać

$$s_0 = s - \delta \cdot \Delta\sigma \dots\dots\dots 108)$$

przyczem $\delta = \frac{1}{4}, \frac{1}{3}$ lub $\frac{3}{8}$ według tego, czy dźwigar składa się z 2, 3 lub 4 belek.

Dalej przypuszcza *Melan*, że różnica natężenia $\Delta\sigma$ jest proporcjonalną do ciśnienia z na kliny lub zęby, a zatem

$$\Delta\sigma = \beta z \dots\dots\dots 109)$$

co jednakże tylko w przybliżeniu jest ważne, bo przesunięcia, powstałe wskutek niedokładnego wykonania nie są proporcjonalne do ciśnienia tak, że właściwie powinniśmy napisać $\Delta\sigma = \beta_0 + \beta z$, gdzie β_0 i β są ilości stałe. Ale że trudno ocenić, jak wielkie w praktyce może być β_0 , więc przypuściwszy bardzo staranną robotę, założymy $\beta_0 = 0$, więc $\Delta\sigma = \beta z$.

Możemy więc napisać zamiast rów. 108)

$$s_0 = s - \beta\delta z \dots\dots\dots 110)$$

A więc wedle *Melana* obliczać możemy dźwigary złożone jako dźwigary jednolite według zwykłych wzorów, jeżeli zamiast natężenia dopuszczalnego s przyjmiemy natężenie dopuszczalne mniejsze s_0 wedle 110).

Na podstawie doświadczeń *Bocka* wyznaczył *Melan* dla rozmaitych dźwigarów złożonych współczynniki β , gdyż w każdym wypadku znanem było w chwili złamania s_0 , s , δ i z .

$$\left. \begin{array}{l} \textit{Melan} \text{ otrzymał dla belek klinowanych } \beta = 7 \cdot 2 \\ \text{ " " zazębionych } \beta = 4 \cdot 6 \\ \text{ " " klockowych } \beta = 3 \cdot 7 \end{array} \right\} \dots\dots 111)$$

Ale powyższe wyniki *Melana* nie były uzasadnione, bo gdyby były one prawdziwe, otrzymalibyśmy tak małe natężenia dopuszczalne, że użycie dźwigarów złożonych nie byłoby możliwem w praktyce, co się nie zgadza z rzeczywistością.

Przyczyną tego jest, że rów. 111) odnosi się do chwili złamania, a nie może być wprost zastosowane do natężenia dopuszczalnego. Jeżeli natężenie dopuszczalne dla belek pojedynczych nazwiemy τ a dla złożonych dźwigarów τ_0 , ciśnienie dopuszczalne na ząb τ' , a współczynnik pewności n , względnie dla ciśnienia n' , to

$$\tau_0 = \frac{s_0}{n}, \quad \tau = \frac{s}{n}, \quad \tau' = \frac{z}{n'}, \quad \text{a stąd}$$

$$n \tau_0 = n \tau - \beta \delta n' \tau', \quad \text{zatem}$$

$$\tau_0 = \tau - \beta \delta \frac{n'}{n} \tau' \dots \dots \dots 112)$$

Oprócz tego zwrócić należy uwagę, że *Melan* wyznaczył β , z doświadczeń na złamanie na podstawie wzoru zwykłego, ważnego jednak tylko do granicy sprężystości. Po przekroczeniu tej granicy rozdzielają się natężenia w przekroju zupełnie wedle innego prawa. Jeżeli więc chcemy korzystać z doświadczeń na złamanie, musimy wyznaczyć natężenia, które powstają w chwili złamania i na tej podstawie wyznaczyć współczynnik β .

Granica sprężystości drzewa dla ciągnięcia leży bardzo wysoko tak, że spada prawie ze współczynnikiem wytrzymałości μ , granica sprężystości zaś dla ciśnienia leży przy 130 do 150 kg/cm^2 . Jeżeli to uwzględnimy, jakoteż i różnicę w natężeniu $\Delta\sigma$ włókien sąsiednich dwu belek, to natężenia rozłożą się w chwili złamania w dźwigarze złożonym wedle t. 52. r. 6 b.

Linia natężeń będzie tu kilka razy łamaną. Linie natężeń poza granicą sprężystości *cd* i *fg* są naturalnie stromsze, niż inne. Ponieważ przekroje zostały osłabione przez wcięcia na kliny, więc musimy to także uwzględnić i nie przyjmujemy w tych częściach przekroju żadnych natężeń.

Z warunku, że suma natężeń dodatnich i ujemnych musi być równą zeru, da się udowodnić*), że oś obojętna po przekroczeniu sprężystości znacznie się zniża (poniżej czwartej części wysokości). Z drugiego warunku, że moment sił zewnętrznych musi być równy momentowi sił wewnętrznych w przekroju, otrzymaliśmy w przybliżeniu $\Delta\sigma$, z którego wynika

dla dźwigarów klinowanych $\beta = 2.1$

„ „ zazębionych $\beta = 1.5$

„ „ klockowych $\beta = 1.1$

*) Por. art. autora: „Przegląd Techniczny“ 1891. str. 200.

Ponieważ to wyznaczenie nie było zupełnie dokładne, przyjmijmy dla pewności

| | |
|---------------------------|------------------|
| dla dźwigarów klinowanych | $\beta = 3$ |
| „ „ zazębionych | $\beta = 2.2$ |
| „ „ klockowych | $\beta = 1.6^*)$ |

Teraz trzeba by jeszcze zbadać, jak wielkie możemy przyjąć τ i τ' , względnie jak przyjmujemy wartość dla n i n' . Podobnie jak dla nitów przyjmujemy większe ciśnienie dopuszczalne na ściankę dziury, niż w ogóle ciśnienie w pręcie, tak i tu możemy przyjąć mniejszy współczynnik pewności dla ciśnienia na kliny, więc gdy n. p. $n = 4$, możemy przyjąć $n' = 1.7$, zatem $\frac{n'}{n} = 0.425$. Dla dźwigarów zazębionych i klockowych przyjmijmy $\frac{n'}{n} = 0.9$, bo tu w obu wypadkach chodzi o ciśnienie w kierunku włókien.

Ogólnie mamy $n' = \frac{z}{\tau}$, $n = \frac{s}{\tau}$, więc $\frac{n'}{n} = \frac{z}{s} \frac{\tau}{\tau'}$, a zatem $\tau_0 = \tau - \beta \cdot \delta \frac{z}{s} \frac{\tau}{\tau'} \tau'$, czyli $\tau_0 = \tau \left(1 - \beta \delta \frac{z}{s} \right)$ 113)

Dla dźwigarów klinowanych możemy przyjąć
 $s = 450 \text{ kg/cm}^2$, $z = 120 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 3$ więc
 $\tau_0 = \tau (1 - 0.80 \delta)$.

Dla dwu belek więc $\tau_0 = 0.80 \tau$ dla trzech $\tau_0 = 0.73 \tau$. . . 114)

Dla dźwigarów zazębionych przyjmijmy
 $s = 450 \text{ kg/cm}^2$, $z = 300 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 2.2$
 więc $\tau_0 = \tau (1 - 1.46 \delta)$

Dla dwu belek więc $\tau_0 = 0.64 \tau$, dla trzech $\tau_0 = 0.51 \tau$. . . 115)

Dla dźwigarów klockowych jest
 $s = 450 \text{ kg/cm}^2$, $z = 300 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 1.6$, więc
 $\tau_0 = \tau (1 - 1.06 \delta)$ więc

dla dwu belek będzie $\tau_0 = 0.74 \tau$, dla trzech $\tau_0 = 0.65 \tau$. . . 116)

Przy zastosowaniu tych wzorów należy pamiętać o zachowaniu stosunku $\frac{2}{9}$, a $\tau' = \frac{n}{n'} \frac{z}{s} \tau = 2 \frac{z}{s} \tau$ więc

*) *Melan* przyjmuje teraz w „Hölzerne Brücken“ (str. 126) dla dźwigarów klinowanych $\beta = 3$ do 5, zazębionych 2, klockowych 3, nie uzasadniając tego bliżej.

dla dźwigarów klinowanych $\tau' = 0.625 \tau$, dla dźwigarów zazębionych i klockowych $\tau' = 0.74 \tau$, przyczem τ należy przyjąć 80, 100 względnie 120 kg/cm^2 .

Z powyższego widzimy, że dźwigary złożone musimy obliczać dla nateżeń dopuszczalnych, znacznie niższych, mianowicie niższych dla 2 belek o 20 do 36%, dla trzech belek o 17 do 49% tak, że korzyść z użycia dźwigarów złożonych, zwiększająca się w stosunku kwadratowym do wysokości, staje się znów z tego powodu coraz mniejszą, im więcej belek do dźwigaru używamy.

Rozporządzenie austr. minist. kolej. z r. 1904 §. 8. 9. Przy dźwigarach z drzewa, złożonych z dwu lub więcej belek (dźwigary klinowane lub zazębione) oblicza się moment oporu całego przekroju poprzecznego dźwigaru:

| | |
|----------------------------|--------------|
| przy 2 belkach zazębionych | tylko na 80% |
| „ 3 „ „ „ „ | 60 „ |
| „ 2 „ klinowanych | 70 „ |
| „ 3 „ „ „ „ | 50 „ |

§. 57. Obliczenie przekroju.

1. Dwie belki.

Nazwijmy wysokość całego dźwigaru (t. 52. r. 4) h , wysokość i szerokość jednej belki h' i b , średnicę śruby d , wysokość klinów i klocków h_1 , zębów h_2 , odstęp między belkami h_0 , to możemy napisać:

a) dla dźwigaru klinowanego:

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{1}{12} (b-d) (h^3 - h_1^3) \\ \tau I &= \frac{1}{2} h M \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 117)$$

Przyjmijmy $h_0 = 0.1 h'$, to $h = 2 h' + h_0 = 2.1 h'$, a stąd $h' = 0.476 h$.

Przyjmijmy dalej tymczasowo $b = 0.75 h'$, $h_1 = 0.3 h'$, $d = 0.1 b$, to wstawivszy te wartości w rów. 117), otrzymamy

$$I = \frac{1}{12} 0.9 b [h^3 - (0.3 \times 0.466 h)^3], \text{ a dalej} \\ \tau \cdot \frac{3}{40} 0.75 h [h^3 - 0.0029 h^3] = \frac{1}{2} h M, \text{ nareszcie}$$

$$h = 2.66 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 118)$$

Jestto jednak tylko wartość przybliżona; po dokładnem obliczeniu klinów i śrub i wstawieniu dokładnych wartości w rów. 117) otrzymamy dokładną wartość h .

Jeżeli przyjmiemy wszystkie wartości, jak poprzednio, tylko $b = h'$, otrzymamy

$$h = 2.42 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 119)$$

W ogóle jeżeli przyjmiemy szerokość b k razy większą, to wysokość h otrzymamy $\frac{1}{\sqrt{k}}$ mniejszą.

b) Dźwigar zazębiony.

Tutaj mamy $h = 2h' - h_2$. Przyjawszy $h_2 = 0.2h'$, otrzymamy $h = 1.8h'$, a stąd $h' = 0.556h$, dalej gdy $h = \frac{3}{4}h'$ a $d = .1b$, otrzymamy zupełnie w ten sam sposób

$$h = 2.52 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 120)$$

Dla $b = h'$ otrzymamy podobnie $h = 2.29 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots 121)$

c) Dźwigar klockowy.

Tutaj znów $h = 2h' + h_0$. Przyjmijmy $h_0 = 0.4h'$, to $h = 2.4h'$, więc $h' = 0.417h$. Przyjmijmy dalej $b = 0.75h'$, $h_1 = 0.8h'$, $d = 0.1b$, to otrzymamy

$$I = \frac{1}{12} 0.9 \times 0.75 h' (h^3 - 0.8 \times 0.417 h^3) = 0.02205 h^4,$$

więc $\tau \cdot 0.02205 h^4 = \frac{1}{2} h M$, a stąd

$$h = 2.83 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 122)$$

Dla $b = h'$ otrzymamy podobnie $h = 2.57 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots 123)$

2. Trzy belki.

a) Dźwigar klinowany. Jeżeli wymiary dźwigarów klinowanych (t. 52. r. 5) oznaczymy w ten sam sposób, co pierwej, otrzymamy podobnie

$$I = \frac{1}{12} (b-d) \{h^3 - h' + h_0 + h_1\}^3 + (h' + h_0 - h_1)^3 \} \dots \dots 124)$$

i $\tau I = \frac{1}{2} h M$

Przyjawszy tymczasowo, jak pierwej, $b = 0.75h'$, $h_0 = 0.1h_1$, otrzymamy $h = 3h' + 2h_0 = 3.2h$, a stąd $h' = 0.313h$.

Wstawiwszy te wartości w równanie 178), otrzymamy

$$I = 0.01650 h^4, \text{ a stąd}$$

$$h = 3.12 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 125)$$

Dla $b = h'$ otrzymamy podobnie

$$h = 2 \cdot 83 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 126)$$

b) Dźwigar zazębiony. Podobnie otrzymamy dla dźwigarów zazębionych dla tych samych przypuszczeń, co dla dwu belek, $h = 3h' - 2h_2 = 2 \cdot 6h'$, stąd $h' = 0 \cdot 385h$, $h_2 = 0 \cdot 2h' = 0 \cdot 077h$. $I = 0 \cdot 02166h^4$, a więc

$$h = 2 \cdot 85 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 127)$$

Dla $b = h'$ otrzymamy podobnie

$$h = 2 \cdot 59 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 128)$$

c) Dźwigar klockowy.

Przyjmijmy jak pierwiej $h_3 = 0 \cdot 4h'$, $h_1 = 0 \cdot 8h'$, to $h = 3h' + 2h_0 = 3 \cdot 8h'$, a stąd $h' = 0 \cdot 263h$. Wtedy otrzymamy dla $b = 0 \cdot 75h'$, $d = 0 \cdot 1b$

$$I = 0 \cdot 01198h^4 \text{ a } h = 3 \cdot 47 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 129)$$

Dla $b = h'$ otrzymamy $h = 3 \cdot 15 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} \dots \dots \dots 130)$

Wzorów dla dźwigarów, składających się z czterech belek, nie podajemy, bo przy tak wielkich wysokościach lepiej użyć belki kratowej, w której materiał lepiej jest wyzyskany. Dla tego też w praktyce nie używamy dźwigarów złożonych z więcej belek, niż trzy.

§. 58. Wysokość siodełek.

Jeżeli dźwigary główne są ciągłe, to, jeżeli dźwigar składa się z dwu belek, z których dolna jest zetknięta (t. 52. r. 8), przekrój wraz z siodełkiem ma wystarczyć dla *najw* $M = M_1$, na podporze średniej.

Otrzymamy wtedy $I = \frac{1}{12} b \left[h''^3 - \left(\frac{h}{2} \right)^3 \right]$, a że $\tau I = M_1 e$,

więc $\frac{6 M_1 h''}{b \tau} = h''^3 - \left(\frac{h}{2} \right)^3$.

Dźwigar obliczamy wedle największego momentu dodatniego M , więc dla dźwigaru zazębionego $bh^2 = \frac{6M}{\tau}$,

a stąd
$$h''^3 - \frac{h^3}{8} = \frac{M_1}{M} h^2 h''.$$

Przyjmijmy podobnie, jak w §. 38. $\frac{M_1}{M} = 1.54$,

to $h''^3 - 1.54 h^2 h'' - 0.125 h^3 = 0$, a stąd $h'' = 1.24 h$, więc $h_1 = 0.28 h$, zatem wysokość siodełka wynosić powinna $0.28 h = 0.56 h'$. Dla dźwigaru klinowanego wypada wysokość ta jeszcze mniejsza. Jeżeli uwzględnimy jeszcze wysokość zęba $h_2 = 0.2 h'$, to wysokość siodełka $h_1 = 0.7 h'$ do $1.0 h'$ (t. 37. rys. 3 i t. 41. rys. 2).

Dla dźwigarów złożonych z trzech belek otrzymamy, przyjmując w przybliżeniu przekrój całkowity (przy zetknięciu belki ciśnionej szczelina musi być dobrze wypełniona), $I = \frac{1}{12} b h^3$, więc $\frac{6M_1}{\tau} = b h''^2$. Dla dźwigaru złożonego mamy w ogóle

$$h = C \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}}. \text{ Przyjmijmy } M_1 = 1.56 M, b = n h, \text{ to } \frac{9.36 M}{n h \tau} = h''^2$$

$$\text{i } h^3 = C^3 \frac{M}{\tau}, \text{ więc } h'' = h \sqrt[3]{\frac{9.36}{n C^3}} \dots \dots \dots 131)$$

Wstawmy teraz wartość za C i n z §. 57., to otrzymamy, jeżeli h' oznacza wysokość jednej belki a h_1 siodełka,

| dźwigar | | C | n | $\frac{h''}{h}$ | $\frac{h_1}{h'}$ |
|-----------|----------------------|------|-------|-----------------|------------------|
| klinowany | $b = \frac{3}{4} h'$ | 3.12 | 0.235 | 1.095 | 0.30 |
| " | $b = h'$ | 2.83 | 0.313 | 1.097 | 0.31 |
| zazębiony | $b = \frac{3}{4} h'$ | 2.85 | 0.289 | 1.119 | 0.31 |
| " | $b = h'$ | 2.59 | 0.385 | 1.118 | 0.31 |
| klockowy | $b = \frac{3}{4} h'$ | 3.47 | 0.197 | 1.044 | 0.17 |
| " | $b = h'$ | 3.15 | 0.263 | 1.044 | 0.17 |

W praktyce przyjmujemy wysokość siodełka h'' znacznie większą, od $0.75 h'$ do $1.1 h'$ (t. 35. r. 5 i 6, t. 3. r. 1, t. 40. r. 1).

W danym wypadku możemy zawsze na podstawie dokładnych M i M_1 obliczyć dokładnie potrzebne h_1 , które jednak zwykle w praktyce przyjmujemy większe, niż obliczone.

Długość siodełka a od środka jarzma do ostatniego klina lub zęba obliczamy w ten sposób, że przy końcu siodełka powinien sam dźwigar bez siodełka wystarczyć ze względu na największy moment. W przybliżeniu otrzymamy wtedy wedle *Winklera*

$$a = 0.072 l \dots \dots \dots 132)$$

Jeżeli dźwigary główne są w dwóch punktach podparte, to siodełka pracują najwięcej, gdy oba przęsła przyległe są obciążone (t. 28. r. 9). Siodełka się wtedy uginają tak, że dźwigar opiera się na krawędzi siodełka w B *), Moment wtedy w A wynosi $M_1 = \frac{1}{2} q l a$, jeżeli q oznacza obciążenie jednostkowe zupełne. Jeżeli szerokość i wysokość siodełka nazwiemy b i h_1 , to

$$b h_1^2 = \frac{6 M_1}{\tau} = \frac{3 q l a}{\tau} \dots \dots \dots 133)$$

W §. 37. udowodniliśmy, że dźwigary obliczać mamy wedle rów. 61), więc najw $M = \frac{1}{8} q l^2 \left(1 - \frac{4 a g}{q l} \right)$

Gdy dalej przyjmiemy, jak pierwiej, $h = C \sqrt[3]{\frac{M}{\tau_0}}$, $b = n h$, to z równ. 133) otrzymamy

$$h_1 = h \sqrt[3]{\frac{24 a \tau_0}{\tau n C^3 l \left(1 - \frac{4 a g}{q l} \right)}} \dots \dots \dots 134)$$

Jeżeli przyjmiemy wysokość siodełka równą wysokości jednej belki, więc $h_1 = h' = m h$, to otrzymamy z równ. 134)

$$a = \frac{n m^2 C^3 l \tau}{24 \tau_0 + 4 m^2 n C^3 \frac{g}{q} \tau} \dots \dots \dots 135)$$

Przyjawszy n. p. $g = \frac{1}{2} q$, otrzymamy $a = \frac{n m^2 C^3 l}{24 \frac{\tau_0}{\tau} + 2 m^2 n C^3}$

a stąd następną tabliczkę

*) Por. §. 37.

ogólnie możemy więc napisać $\sigma = \mu \frac{Q}{h}$ 138)

przyczem μ oznacza pewien współczynnik, mianowicie dla dźwigara złożonego z dwu belek $\frac{3}{2}$, z trzech belek $\frac{4}{3}$. Liczby te nie są dla dźwigarów klinowanych i klockowych zupełnie dokładne, ponieważ nie uwzględniliśmy tu odstępów h_0 . Po dokładniejszym obliczeniu otrzymamy następujące wartości dla μ :

| | 2 belki | 3 belki | |
|-----------------------------|---------------|---------|------------|
| dźwigar zazębiony | $\mu = 1.5$ | 1.333 | } |
| „ klinowany | $\mu = 1.497$ | 1.319 | |
| „ klockowy | $\mu = 1.460$ | 1.396 | |
| | | | . . . 139) |

a) Odstęp klinów.

Nazwijmy szerokość klinów b_1 , głębokość wcięcia w , odległość klinów od środka do środka c , szerokość i wysokość belek b i h' (t. 53. r. 2), to σc siła ścinająca pozioma, działająca na długości c , wywołuje ciśnienie powierzchni wcięcia mn na klin, a zatem gdy t' oznacza natężenie dopuszczalne na ciśnienie na kliny prostopadle do włókien, to

$$\sigma c = \mu \frac{Q}{h} c = b w t', \text{ a stąd}$$

$$c = \frac{b h w t'}{\mu Q} \dots \dots \dots 140)$$

Belka bowiem, starając się przesunąć po drugiej, ciśnię na powierzchnię mn , a ciśnienie to nie powinno wywołać większego ciśnienia, niż dopuszczalne t' .

Tarcia, wywołanego naciągnięciem śrub, nie uwzględniliśmy tu wcale na podstawie doświadczeń *Bocka*. Ponieważ jednak przy małych ugięciach tarcie jeszcze działa, więc śruby dajemy tem gęstsze i grubsze, im większa siła poprzeczna Q , więc niedaleko podpór, a rzadsze i cieńsze w pobliżu środka dźwigaru.

Z równ. 140) wynika, że jeżeli wcięcie w jest wszędzie jednakowe (zwykle $w = 0.1 h'$ do $0.15 h'$), to c jest zmiennem, a mianowicie odwrotnie proporcjonalnem do siły poprzecznej Q , a więc przy podporach c będzie bardzo małe, a w środku wielkie. Aby wyznaczyć położenie klinów, postępujemy w następujący sposób. Obliczamy odległość c z równ. 140) dla rozmaitych punktów belki (t. 52. r. 7), wystawiamy w tych punktach

prostopadle i odcinamy do góry i na dół po $\frac{1}{2} c$. Końce prostopadłych łączymy, a otrzymamy dwie linie krzywe, których odstęp pionowy w każdym punkcie jest równy obliczonej odległości c . Nazwijmy c' odstęp klinów C i D , to jeżeliby $c' = c_1$, byłoby $c' < c_2$, gdy zaś $c' = c_2$, będzie $c' > c_1$. Bierzemy więc $c_1 < c' < c_2$ i wyznaczamy wykreślnie odstępki klinów za pomocą przekątni pod 45° i pionowych.

Jeżeliby przy podporach kliny wypadły zanadto blisko siebie, to przyjmujemy (równ. 140) nieco większe w , przezco się i c powiększy n. p. $0.15 h'$ w środku zaś belki możemy w zmniejszyć, aby c tak bardzo się nie zmieniało.

Równanie 140) da się jeszcze inaczej napisać. Jeżeli wstawimy wartość dla $h = C \cdot \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}}$, czyli $h^3 = \frac{C^3 M}{\tau}$, $h = \frac{C^3 M}{\tau h^2}$ w równ. 140) to otrzymamy

$$c = \frac{bw\tau'}{\mu Q} \frac{C^3 M}{\tau h^2}, \text{ a gdy } b = kh', h' = mh$$

$$c = \frac{C^3 m^2 k \tau' w M}{\mu \tau h' Q} = C_1 \frac{\tau' w M}{\tau h' Q}, \dots \dots \dots 141)$$

$$\text{jeśli } C_1 = \frac{C^3 km^2}{\mu}$$

Wedle poprzedniego możemy przyjąć następujące wartości:

| | dźwigar | k | C | m | μ | C_1 | $\frac{\tau'}{\tau}$ | $C_1 \frac{\tau'}{\tau}$ | C_2 |
|---------|----------------|---------------|------|-------|-------|-------|----------------------|--------------------------|-------|
| 2 belki | klino- wany | $\frac{3}{4}$ | 2.66 | 0.476 | 1.497 | 2.14 | 0.78 | 1.67 | 1.69 |
| | | 1 | 2.42 | | | | | | 1.86 |
| | zazę- biony | $\frac{3}{4}$ | 2.52 | 0.556 | 1.5 | 2.47 | 1.16 | 2.86 | 1.77 |
| | | 1 | 2.29 | | | | | | 1.94 |
| | kloc- kowy | $\frac{3}{4}$ | 2.83 | 0.417 | 1.460 | 2.02 | 1.00 | 2.02 | 1.71 |
| | | 1 | 2.57 | | | | | | 1.89 |
| 3 belki | klino- wany | $\frac{3}{4}$ | 3.12 | 0.313 | 1.319 | 1.67 | 0.85 | 1.42 | 1.73 |
| | | 1 | 2.83 | | | | | | 1.90 |
| | zazę- biony | $\frac{3}{4}$ | 2.85 | 0.385 | 1.333 | 1.93 | 1.45 | 2.80 | 1.76 |
| | | 1 | 2.59 | | | | | | 1.94 |
| | kloc- kowy | $\frac{3}{4}$ | 3.47 | 0.263 | 1.395 | 1.55 | 1.14 | 1.77 | 1.70 |
| | | 1 | 3.15 | | | | | | 1.87 |

We wzorze 141) oznacza M największy moment, wedle którego oblicza się przekrój dźwigaru, Q zaś jest zmienne.

Jeżelibyśmy przyjęli stałe $\frac{w}{h}$; mianowicie 0.1 dla dźwigarów klinowanych a 0.2 dla zazębionych i klockowych, tobyśmy otrzymali

| 2 belki | | | 3 belki | | |
|-------------|---------|---------|---------|---------|---------------------|
| klin. | zazęb. | klock. | klin. | zazęb. | klock. |
| $c = 0.167$ | 0.572 | 0.404 | 0.142 | 0.560 | $0.354 \frac{M}{Q}$ |

Z zestawienia powyższego widzimy, że odstęp klinów jest mniejszy niż połowa odstepu klocków, a mniejszy niż $\frac{1}{3}$ część odstepu zębów.

b) Szerokość klinów. Połączenie belek może być zniweczone także przez ścięcie klinów. Siła pozioma działająca na klin jest $\sigma c = bw \tau'$. Jeżeli nazwiemy natężenie dopuszczalne klina na ścinanie równoległe do włókien τ_2 , to $\sigma c = bw \tau' = bb_1 \tau_2$, a stąd

$$b_1 = \frac{\tau'}{\tau_2} w \dots \dots \dots 142)$$

Jeśli przyjmiemy natężenie na ścinanie dla klinów $\tau_2 = 10 \text{ kg/cm}^2$; to gdy $\tau' = 50$, względnie 60 kg/cm^2 , $b_1 = 5 w$ lub $6 w$.

Dla dźwigarów klockowych obliczamy szerokość klocków według tego samego równania, ze względu na wywrót zwykle jednak b_1 musimy przyjąć większe, o czym pomówimy w następnym paragrafie.

c) Najmniejszy odstęp klinów lub zębów. Siła ścinająca pozioma może zniszczyć połączenie belek także ścinając dźwigar w płaszczyźnie nc (t. 53. r. 2), jeżeli kliny lub zęby zbyt gęsto umieścimy. Aby to nie nastąpiło, musi być dla klinów pionowych

$$\sigma c = bw \tau' \leq \tau_2 (c - b_1) b, \text{ a stąd}$$

$$c \geq \frac{\tau'}{\tau_2} w + b_1 \dots \dots \dots 143)$$

Podobnie otrzymamy dla klinów pochyłych (t. 38. r. 8) i zębów z powodu, że tu chodzi o ścinanie na długości $be = c$

$$c \geq \frac{\tau'}{\tau_2} w \dots \dots \dots 144)$$

Jeżeli przyjmiemy natężenie na ścinanie dla klinów $\tau_2 = 10 \text{ kg/cm}^2$, to gdy $\tau' = 50 \text{ kg/cm}^2$, $b = 5 w$, otrzymamy więc dla klinów pionowych najmn $c = 10 w$, dla zębów i klinów pochyłych $c = 5 w$.

Jeśli z rów. 140) lub 141) wypadło c mniejsze, niż tego wymaga rów. 143), to albo należałoby b_1 zmniejszyć, a aby zapobiec ścięciu klinów, uzbroić kliny blaszkami żelaznymi 2 do 4 mm grubymi (t. 52. r. 10), albo też użyć klinów ukośnych lub zębów, w którymto razie znajduje zastosowanie rów. 144). Ale cóż się stanie, gdy odstęp c , obliczony z rów. 140) lub 141), będzie jeszcze mniejszy od *najmn* c wedle 144)? Wtedy natężenie albo na ścinanie, albo na ciśnienie będzie większe od dopuszczalnego.

Zachodzi więc teraz pytanie, kiedy możemy zadość uczynić obu równaniom 141) i 144). Z obu tych równań otrzymamy

$$C_1 \frac{\tau'}{\tau} \frac{w}{h'} \frac{M}{Q} > \frac{\tau'}{\tau_2} w, \text{ a stąd } \frac{\tau}{\tau_2} < \frac{C_1 M}{h' Q} \dots \dots \dots 145)$$

A zatem, aby można było tak urządzić kliny lub zęby, aby natężenie na ciśnienie i ścinanie nie przekraczało dozwolonej granicy, musi być $\frac{M C_1}{Q h'} > \frac{\tau}{\tau_2}$, a więc gdy n. p.

$$\tau = 50, \tau_2 = 10, \frac{\tau}{\tau_2} = 5.$$

Wstawivszy w rów. 145) $h' = mh = mC \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}}$ i wartość

za C_1 , otrzymamy $\frac{\tau}{\tau_2} < \frac{C^2 km}{\mu} \sqrt[3]{\frac{M^2 \tau}{Q^3}} = C_2 \sqrt[3]{\frac{M^2 \tau}{Q^3}} \dots \dots \dots 146)$

Spółczynnik C_2 obliczyliśmy i zestawiliśmy w powyższej tabliczce.

Dla danego obciążenia jest $\sqrt[3]{\frac{M^2 \tau}{Q^3}}$ stałe, C_2 zależy od ustroju dźwigaru złożonego. A więc gdy C_2 jest za małe, to trzeba się starać przez zmianę ustroju uzyskać C_2 większe, więc użyć dźwigarów zazębionych raczej, niż klockowych lub klinowanych. Dla dźwigarów trójbelkowych jest C_2 prawie takie samo, jak dla dwubelkowych, dla belek klinowanych trochę większe, dla klockowych nieco mniejsze. Dla $k = 1$ jest C_2 zawsze znacznie większe, niż dla $k = \frac{3}{4}$. Przez przyjęcie więc $b = h'$ można często osiągnąć, że rów. 144) uczynimy zadość. Wysokość wcięcia lub zęba w nie wchodzi wcale do rów. 145) lub 146), jest więc w tym względzie obojętna.

Jeżeli przyjmiemy obciążenie ciągle, to najw $M = \frac{1}{8} ql^2$,
 najw $Q = \frac{1}{2} ql$, więc $\frac{\tau}{\tau_2} \leq C_2 \sqrt[3]{\frac{l \tau}{8q}} \dots \dots \dots 147)$

Z równania tego widzimy, że niemożność pogodzenia rów. 140 i 144) zdarzyć się może, gdy l i τ są małe a q wielkie, a więc dla małych rozpiętości i małych nateżeń dopuszczalnych a dla wielkich obciążeń na m bieżący dźwigaru.

Wartości C_2 dla dźwigarów klockowych są właściwie za wielkie, bo obliczone dla przypuszczenia $b_1 = 0$, co dla klocków jest niemożliwym.

§. 60. Obliczenie śrub i szerokości klocków.

Na klin (t. 53. r. 1) działają ciśnienia $\sigma e = bw \tau'$, które tworzą moment $bw \tau' (h_1 - w)$ i wzbudzają oddziaływania pionowe V i V , działające w odstępnie e . Dla równowagi musi być $bw \tau' (h_1 - w) = Ve$, a stąd $V = \frac{bw \tau'}{e} (h_1 - w) \dots \dots \dots 148)$

Odstęp e zależy od punktów zaczepienia sił V , a te od rozkładu ciśnienia na górną i dolną podstawę klina. Jeżeli powierzchnia nateżenia ma kształt trójkąta, to $e = \frac{1}{3} b_1$, a wtedy

$$V = \frac{3 bw \tau'}{b_1} (h_1 - w) \dots \dots \dots 149)$$

albo ze względu na 142), gdy b_2 nazwiemy teoretyczną szerokość klocka wedle 142),

$$V = \frac{3 bb_2}{b_1} (h_1 - w) \tau_2 \dots \dots \dots 150)$$

Z rów. 150) widzimy, że jeżeli V jest mniejsze, to e musi być większe i odwrotnie, a zatem, gdyby śruby nie były dostatecznie naciągnięte, to e może się powiększyć, przyczem najw $e = b_1$. Tej skrajnej wartości nie może jednak przybrać e , bo wtedy działałyby siły V_1 w krawędziach klina, co wywołałoby w tych krawędziach nieskończenie wielkie nateżenie *) a wskutek tego zgniecie krawędzi.

Gdyby śrub nie było, belki przesunęłyby się poziomo, a kliny obróciłyby się, jak to uwidoczono na rys. 3. t. 53. Temu zamierzonemu ruchowi mają przeszkadzać śruby. Widzi-

*) Por. Podr. Stat. Bud. wyd. II. str. 221.

my z rys. 4. t. 53, że, jeżeli na jeden klin przypada jedna śruba, to ciągnięcie $S = V = \frac{bw \tau'}{e} (h_1 - w)$. Ponieważ nie chcemy dopuścić zbyt wielkich ciśnień na kliny ani ich obrotu, więc przyjmiemy $e = \frac{1}{3}b_1$, więc $S = \frac{3bw \tau'}{b_1} (h_1 - w) = \tau_1 \cdot \frac{d^2 \pi}{4}$, jeżeli τ_1 oznacza natężenie dopuszczalne żelaza na ciągnięcie, które możemy przyjąć 750 kg/cm^2 dla mostów kolejowych a 800 kg/cm^2 dla mostów drogowych a d średnicę śruby.

$$\text{A więc} \quad \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{3bw \tau'}{b_1 \tau_1} (h_1 - w)$$

$$\text{a } d = 1.954 \sqrt{\frac{bw \tau'}{b_1 \tau_1} (h_1 - w)} \dots \dots \dots 151)$$

W razie, jeżeli n śrub przypada na jeden klin, to

$$d = 1.954 \sqrt{\frac{bw \tau'}{nb_1 \tau_1} (h_1 - w)} \dots \dots \dots 152)$$

W powyższych równaniach b_1 znajduje się w mianowniku, a zatem tem mniej, względnie tem słabszych możemy użyć śrub, im szersze są kłocę; przeciwnie rzecz się ma z wysokością kłoców h_1 . W razie gdyby z wzorów powyższych wypadło d za wielkie, możnaby przyjąć $e = \frac{1}{2}b$, zamiast $\frac{1}{3}b$. Wtedy otrzymalibyśmy zamiast rów. 152)

$$d = 1.596 \sqrt{\frac{bw \tau'}{nb_1 \tau_1} (h_1 - w)} \dots \dots \dots 153)$$

§. 31. Natężenia drugorzędne.

Dźwigar złożony różni się od dźwigaru litego tem, że siła ścinająca pozioma przenosi się z jednej belki na drugą tylko w pewnych miejscach zapomocą klinów, zębów, czy kłoców, gdy w dźwigarze litym siła ta rozdziela się na całą długość ciągle. Z tego powodu powstają w dźwigarze natężenia drugorzędne, które, rozumie się, są największe przy klinach w miejscu działania siły i są tem większe, im większy jest odstęp klinów lub zębów.

Winkler *) obliczył natężenia drugorzędne i otrzymał natężenie to dla dźwigaru dwubelkowego

*) Por. *Winkler. Die hölzernen Balkenbrücken* wyd. II. str. 167.

$$v_2 = \pm \frac{9}{2} \frac{Qc}{bh^2} \dots \dots \dots 154)$$

Nateżenia te są więc największe tam, gdzie Q jest największe, a więc dla dźwigaru w dwu punktach podpartego na podporach, tam jednak przekrój i tak jest za wielki, a nateżenia bardzo małe, tak, że tam nateżenia drugorzędne nie są szkodliwe. W środku belki, gdzie moment, a zatem i nateżenia, są największe, jest Q bardzo małe, to też *Winkler* obliczył, że największe nateżenie wzrasta wskutek nateżeń drugorzędnych tylko o 1 do 3% a przy klockowych dźwigarach o 2 do 8%.

Inaczej rzecz się ma z dźwigarem ciągłym. Tam na podporach momenty i siły poprzeczne osiągają największą wartość, tam też wzrosnąć może największe nateżenie z tego powodu o 30%. Jestto zatem jeden powód więcej, aby zaniechać używania złożonych dźwigarów ciągłych.

§. 62. Kliny nad siodełkami.

Kliny nad siodełkami są tylko wtedy potrzebne, gdy dźwigary są ciągle, a siodełka są ich wzmocnieniem na podporach. Obliczyć je możemy w następujący sposób. Jeżeli v oznacza odstęp pewnego włókna od osi obojętnej, to nateżenie jest $\frac{M_1 v}{I}$, a suma nateżeń, działających w siodełku na podporze, jest

$$T = \frac{M_1}{I} \int bvdv = \frac{M_1 S^*}{I}$$

Jeżeli po każdej stronie podpory znajduje się n klinów, to na jeden klin wypada siła $\frac{T}{n} = \frac{M_1 S^*}{In}$.

A zatem możemy tu zastosować wyniki obliczenia klinów dla dźwigarów złożonych wedle §. 59, jeżeli tylko zamiast Qc , wstawimy w odnośne wzory $\frac{M_1}{n}$.

$$\text{Z rów. 140) otrzymamy więc } \frac{M_1}{n} = \frac{bh'' w_1 \tau'}{\mu_1} \dots \dots \dots 155)$$

jeśli w_1 nazwiemy głębokość wcięcia, h'' wysokość całego dźwigaru i siodełka, μ_1 odnośny współczynnik. Wedle 140) mamy

*) Por. Podr. St. Bud. wyd. II. str. 147.

$$Qc = \frac{bh\omega\tau'}{\mu}, \text{ a zatem } \frac{M_1}{Qcn} = \frac{h''w_1\mu}{\mu_1h\omega}, \text{ czyli } n = \frac{\mu_1}{\mu} \cdot \frac{h\omega}{h''w_1} \frac{M_1}{Qc},$$

a jeśli przyjmiemy $w = w_1$, a więc głębokość wcięcia klinów lub zębów taką samą, jak dla dźwigaru, to

$$n = \frac{\mu_1}{\mu} \frac{M_1}{Qh''c} \dots \dots \dots 156)$$

Jeżeli przyjmiemy średnio $M_1 = 0.125 ql^2$, $Q = 0.62 ql$, to

$$n = 0.2 \frac{\mu_1 h l}{\mu h'' c}. \text{ Wstawivszy dalej w przybliżeniu dla dźwi-}$$

garu dwubelkowego $\mu_1 = \frac{4}{3}$, $\mu = \frac{3}{2}$, $h = 2 h'$, $h'' = 3 h$, otrzy-
mamy $n = 0.118 \frac{l}{c}$, a dla trójbelkowego dla $\mu_1 = \frac{4}{3}$, $\mu = \frac{4}{3}$,

$h = 3 h'$, $h'' = 4 h'$, $n = 0.126 \frac{l}{c}$, więc w przybliżeniu ogólnie

$$n = 0.12 \frac{l}{c} \dots \dots \dots 157)$$

Jeżeli odstęp klinów c przyjmiemy jak dla dźwigaru, to długość siodełka po każdej stronie jarzma aż do wewnętrznej krawędzi ostatniego klina będzie $nc = 0.12 l$. W każdym wypadku da się jednak n i nc obliczyć dokładnie wedle 156). Zwykle wypada $n = 2$ do 3. Śruby obliczamy wedle rów. 151) i 157).

§. 63. Ciężar dźwigarów mostów drogowych.

Wedle równań 117) do 130) możemy napisać $h = C \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}}$,

jeżeli C oznacza odnośny współczynnik, zawisły od ustroju dźwigaru. Ciężar g jednego dźwigaru w kg/m otrzymamy, przyjąwszy dla dźwigarów jako części mostu zakrytych ciężar gatun-

kowy $\gamma = 0.75$, licząc b i h w cm $g = 0.75 \times 10 \times \frac{b}{10} \times \frac{h}{10} = 0.075 bh$,

a gdy przyjmiemy $b = nh$ i wstawimy wartość za h ,

$$g = 0.075 C^2 n \sqrt[3]{\frac{M^2}{\tau^2}} \dots \dots \dots 158)$$

jeżeli M oznacza moment w kg/cm , a τ natężenie dopuszczalne w kg/cm^2 . Ciężar dźwigarów na m^2 będzie przy ich odstępie c

$$g' = 0.075 \frac{C^2 n}{c} \sqrt[3]{\frac{M^2}{\tau^2}} \dots \dots \dots 159)$$

Moment $M = M_p + M_g$. M_p z powodu ciężaru ruchomego wyznacza nam rów. 45). Oprócz tego wyznaczyć musimy cięż-

żar własny pomostu. I tak dla dyliny podwójnej otrzymamy z rów. 16), 17), 20 i 24) ciężar

| | | |
|--------------------|-------------------|----------------------------------|
| I. kl. | II. kl. | III. kl. |
| $102\sqrt{c} + 45$ | $83\sqrt{c} + 45$ | $51\sqrt{c} + 45 \text{ kg/m}^2$ |

dla żwirówki 15 cm

| | | | |
|--------|---------------------|---------------------|-----------------------|
| grubej | $190\sqrt{c} + 300$ | $162\sqrt{c} + 300$ | $100\sqrt{c} + 300$ „ |
|--------|---------------------|---------------------|-----------------------|

Dodajmy do tego tymczasowo jako ciężar dźwigarów

| | | |
|-----|-----|-------|
| 185 | 175 | 160 „ |
|-----|-----|-------|

to możemy przyjąć jako ciężar pomostu i belek na m^2 w przybliżeniu

dla klasy I. II. III.

dla pomostu dyłow. $102\sqrt{c} + 230$ $83\sqrt{c} + 220$ $51\sqrt{c} + 205 \text{ kg/m}^2$

„ żwir. $190\sqrt{c} + 485$ $162\sqrt{c} + 475$ $100\sqrt{c} + 460$ „

a $M_g = \frac{1}{8} gcl^2$. Wstawiliśmy teraz wartości za $M = M_p + M_g$ w rów. 159), otrzymamy następujące tabliczki:

Tabl. 1. Odstęp dźwigarów $c = 1.0 \text{ m}$

| Ilość belek | Dźwigar | C | n | τ | Po-most | Ciężar belek głównych g' w kg/m^2 | | |
|-------------|-----------|------|-------|--------|---------|---|-----------------|----------------|
| | | | | | | Droga klasy | | |
| | | | | | | I. | II. | III. |
| Dwie belki | klinowany | 2.66 | 0.357 | 64 | dyl. | $17l + 14.6$ | $16.0l + 11.1$ | $12.2l - 26.1$ |
| | | | | | żwir. | $19.5l + 12.2$ | $18.6l + 8.05$ | $16.1l - 33.6$ |
| | zazębiony | 2.52 | 0.417 | 51 | dyl. | $21.1l + 19.2$ | $19.9l + 13.8$ | $15.2l - 32.3$ |
| | | | | | żwir. | $24.3l + 15.2$ | $23.1l + 10.1$ | $20.0l - 42.0$ |
| | klockowy | 2.83 | 0.313 | 59 | dyl. | $18.2l + 16.5$ | $17.2l + 11.86$ | $13.1l - 27.9$ |
| | | | | | żwir. | $20.9l + 13.1$ | $19.9l + 8.62$ | $17.2l - 36.2$ |
| Trzy belki | klinowany | 3.12 | 0.235 | 58 | dyl. | $13.7l + 1.9$ | $13.5l - 4.54$ | $8.6l + 62.8$ |
| | | | | | żwir. | $21.9l - 4.5$ | $21.8l - 11.87$ | $10.6l + 78.7$ |
| | zazębiony | 2.85 | 0.289 | 41 | dyl. | $24.3l + 2.5$ | $24.1l - 5.85$ | $8.3l + 116.4$ |
| | | | | | żwir. | $28.4l - 5.3$ | $28.3l - 15.45$ | $5.2l + 195.8$ |
| | klockowy | 3.47 | 0.197 | 52 | dyl. | $21.0l + 2.0$ | $0.7l - 5.05$ | $9.7l + 70.0$ |
| | | | | | żwir. | $24.5l - 4.7$ | $24.4l - 13.2$ | $11.8l + 88.2$ |

Tabl. 2. Odstęp dźwigarów $c = 1.6 m$

| Ilość belek | Dźwigar | C | n | τ | Po-most | Ciężar belek głównych g' w kg/m^2 | | |
|-------------|-----------|------|-------|----|---------|--|---------------|----------------|
| | | | | | | Droga klasy | | |
| | | | | | | I. | II. | III. |
| Dwie belki | klinowany | 2.66 | 0.357 | 64 | dyl. | 21.0 l + 16.0 | 21.0 l + 1.4 | 17.0 l - 35.0 |
| | | | | | żwir. | 25.1 l + 9.8 | 25.2 l - 4.7 | 22.3 l - 45.8 |
| | zazębiony | 2.52 | 0.417 | 51 | dyl. | 26.1 l + 20.3 | 27.3 l + 1.4 | 21.1 l - 43.6 |
| | | | | | żwir. | 31.3 l + 12.1 | 31.5 l - 5.7 | 27.8 l - 57.0 |
| | klockowy | 2.83 | 0.313 | 59 | dyl. | 22.5 l + 17.3 | 22.6 l + 1.6 | 18.2 l - 37.60 |
| | | | | | żwir. | 26.9 l + 10.5 | 27.0 l - 4.5 | 22.3 l - 39.10 |
| Trzy belki | klinowany | 3.12 | 0.235 | 58 | dyl. | 26.7 l - 23.5 | 26.4 l - 37.5 | 17.4 l - 42.0 |
| | | | | | żwir. | 31.5 l - 34.8 | 30.9 l - 45.4 | 22.8 l - 54.8 |
| | zazębiony | 2.85 | 0.289 | 41 | dyl. | 34.6 l - 30.3 | 34.3 l - 48.7 | 22.5 l - 54.5 |
| | | | | | żwir. | 41.3 l - 47.7 | 40.8 l - 63.8 | 29.6 l - 71.1 |
| | klockowy | 3.47 | 0.197 | 52 | dyl. | 29.8 l - 26.1 | 29.6 l - 42.0 | 19.4 l - 46.9 |
| | | | | | żwir. | 35.6 l - 39.8 | 35.2 l - 54.9 | 25.6 l - 61.7 |

Do tego dodać należy ciężar śrub około 3% ciężaru dźwigarów. Dla dowolnego c należałoby wartości wstawiać wedle linii prostej.

Obliczając przekrój belki według rozporządzenia ministerialnego z r. 1904 (§. 1. postanowień ogólnych), należy przyjąć następujące natężenia dopuszczalne *):

| | |
|-----------------------------------|------------------------------|
| Dla 2 belek klinowanych | $\tau = 0.7.80 = 56 kg/cm^2$ |
| " " " zazębionych | $\tau = 0.8.80 = 64$ " |
| " " " klockowych | $\tau = 0.7.80 = 56$ " |
| " 3 " klinowanych | $\tau = 0.5.80 = 40$ " |
| " " " zazębionych | $\tau = 0.6.80 = 48$ " |
| " " " klockowych | $\tau = 0.5.80 = 40$ " |

Chcąc otrzymać dla tych natężeń ciężar belek głównych w kg/cm^2 należy wyniki zestawione w tabelce 1 i 2:

*) Por. str. 76.

| | | |
|--|-----|---|
| Dla 2 belek klinowanych pomnożyć przez | | $\sqrt[3]{\left(\frac{64}{56}\right)^2} = 1.09$ |
| " " " zazębionych | " " | $\sqrt[3]{\left(\frac{51}{64}\right)^2} = 0.86$ |
| " " " klockowych | " " | $\sqrt[3]{\left(\frac{59}{56}\right)^2} = 1.02$ |
| " 3 " klinowanych | " " | $\sqrt[3]{\left(\frac{58}{40}\right)^2} = 1.28$ |
| " " " zazębionych | " " | $\sqrt[3]{\left(\frac{41}{48}\right)^2} = 0.95$ |
| " " " klockowych | " " | $\sqrt[3]{\left(\frac{52}{40}\right)^2} = 1.18$ |

§. 64. Największe rozpiętości i odstęp dźwigarów mostów drogowych.

Przyjąwszy największy przekrój dźwigaru dwubelkowego $2 \times 32 \times 38 = 2448 \text{ cm}^2$ a trójbelkowego 3642 cm^2 , zatem ciężar największy g' dla dwubelkowego 195 kg/m , dla trójbelkowych 275 kg , możemy obliczyć z powyższej tabliczki największe l .

Tabl. 3. Największe rozpiętości.

| | | Odstęp dźwigarów c | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.6 | 1.0 | 1.6 | |
|------------|-----------|----------------------|----------|------|-----------|------|------------|------|------|
| Dwie belki | Dźwigar | Pomost | klasa I. | | klasa II. | | klasa III. | | |
| | klinowany | dyłow. | | 10.6 | 8.5 | 11.5 | 9.2 | 18.1 | 13.5 |
| | | żwirow. | | 9.4 | 7.3 | 10.7 | 7.6 | 14.2 | 10.8 |
| | zazębiony | dyłow. | | 8.4 | 6.7 | 9.1 | 7.2 | 14.9 | 11.3 |
| | | żwirow. | | 7.4 | 5.8 | 8.0 | 6.4 | 11.8 | 9.1 |
| | klockowy | dyłow. | | 9.8 | 7.1 | 10.6 | 8.6 | 17.0 | 12.8 |
| żwirow. | | | 9.0 | 6.8 | 9.4 | 7.1 | 13.4 | 10.5 | |
| Trzy belki | klinowany | dyłow. | 14.5 | 11.2 | 15.1 | 11.8 | 24.6 | 18.2 | |
| | | żwirow. | 12.8 | 9.8 | 13.2 | 10.4 | 18.5 | 14.4 | |
| | zazębiony | dyłow. | 10.9 | 8.8 | 11.7 | 9.4 | 19.1 | 14.6 | |
| | | żwirow. | 9.9 | 7.8 | 10.3 | 8.3 | 15.2 | 11.7 | |
| | klockowy | dyłow. | 13.0 | 10.1 | 13.5 | 10.7 | 21.2 | 16.5 | |
| | | żwirow. | 11.3 | 8.9 | 11.8 | 9.3 | 16.0 | 13.1 | |

Chcąc się zorientować co do najkorzystniejszego odstepu dźwigarów, obliczmy ciężar pomostu i dźwigarów dla klasy I. pomostu dylowanego, dźwigarów klinowanych dla rozpiętości $l = 5$ i 10 , a otrzymamy z uwzględnieniem rów. 159) dla $c = 1.0$, $l = 5 m$, $g = 102 \sqrt{l} + 45 + 17.5 + 14.6 = 246.6 \text{ kg/m}^2$. Licząc w ten sposób otrzymamy następującą tabliczkę

| | | | | |
|----------|-------------|---------|---------|---------|
| | $c = 1.0$ | | 1.6 | |
| | $l = 5$ | 10 | 5 | 10 |
| klasa I. | $g = 246.6$ | 331.6 | 294.5 | 399.5 |
| „ III. | $g = 130.9$ | 191.9 | 159.3 | 244.3 |

Zatem stosunek ciężaru g dla tych samych rozpiętości przy $c = 1.0$ i $c = 1.6$ wynosi

| | | |
|----------|---------|--------|
| | $l = 5$ | 10 |
| klasa I. | 0.84 | 0.83 |
| „ III. | 0.82 | 0.79 |

Widzimy więc, że dla $c = 1.0$ otrzymujemy znacznie mniejsze ciężary, a to około 17%. Należałoby więc przyjmować c nie większe niż $1 m$.

W praktyce zwykle przyjmujemy

$$c = 1.0 \text{ do } 1.5 m \dots\dots\dots 160)$$

§. 65. Ciężar dźwigarów mostów kolejowych.

a) Koleje główne. Jeżeli użyjemy m dźwigarów na tor, to moment na jeden dźwigar jest $\frac{M}{m}$.

Jeżeli przyjmiemy dla kolei pierwszorzędnych ciężar pomostu 500 kg/m , ciężar tężników $90 + 8.5 l$, to wypada ciężar dźwigarów tężników i pomostu $g = 175 l + 260$.

Na podstawie rów. 118 i nast. otrzymamy więc po uwzględnieniu ciężaru ruchomego $h = C \sqrt[3]{\frac{M}{m\tau}} \text{ cm} \dots\dots\dots 161)$

przyczem M wyrazić należy w kg cm a τ w kg/cm^2 .

Ciężar g' dźwigarów głównych na $m b$. toru będzie, gdy uwzględnimy $\gamma = 0.75 \text{ t/m}^3$, $b = n.h$

$$g' = 0.75 m \cdot n \frac{h^2}{100} \cdot 10 = 0.075 m n h^2 \dots\dots\dots 162)$$

Po wstawieniu odpowiednich wartości otrzymamy następującą tabliczkę dla mostów stałych:

Tabl. 4. Kolej e g ł ó w n e.

| Ilość dźwi- garów <i>m</i> | Ilość belek w dźw. <i>n</i> . | Rodzaj dźwigara | <i>C</i> | <i>n</i> | <i>τ</i> | Rozpiętość w <i>m</i> | | | |
|-------------------------------|----------------------------------|--------------------|----------|----------|----------|-----------------------|-----|------|------|
| | | | | | | 3 | 5 | 8 | 12 |
| 2 | 2 | klinowany | 2·66 | 0·357 | 64 | 221 | 416 | | |
| | | zazębiony | 2·52 | 0·417 | 51 | 256 | 482 | | |
| | | klockowy | 2·83 | 0·313 | 59 | 229 | 432 | | |
| 4 | 2 | klinowany | 2·66 | 0·357 | 64 | 276 | 520 | 893 | |
| | | zazębiony | 2·52 | 0·417 | 51 | 336 | 633 | 1090 | |
| | | klockowy | 2·83 | 0·313 | 59 | 289 | 545 | 938 | |
| 6 | 2 | klinowany | 2·66 | 0·357 | 64 | 315 | 587 | 1021 | |
| | | zazębiony | 2·52 | 0·417 | 51 | 387 | 728 | 1254 | |
| | | klockowy | 2·83 | 0·313 | 59 | 329 | 621 | 1067 | |
| 2 | 3 | klinowany | 3·12 | 0·235 | 58 | 211 | 400 | 686 | |
| | | zazębiony | 2·85 | 0·289 | 41 | 268 | 501 | 866 | |
| | | klockowy | 3·47 | 0·197 | 52 | 240 | 454 | 778 | |
| 4 | 3 | klinowany | 3·12 | 0·235 | 58 | 265 | 500 | 862 | |
| | | zazębiony | 2·85 | 0·289 | 41 | 336 | 554 | 1097 | |
| | | klockowy | 3·47 | 0·197 | 52 | 298 | 561 | 966 | |
| 6 | 3 | klinowany | 3·12 | 0·235 | 58 | | 572 | 984 | 1562 |
| | | zazębiony | 2·85 | 0·289 | 41 | | 733 | 1261 | 2032 |
| | | klockowy | 3·47 | 0·197 | 52 | | 620 | 1091 | 1727 |

b) Kolej e drugorzędne. Przyjmując tymczasowo w przybliżeniu moment dla kolei drugorzędnych o 25% mniejszy od momentu dla kolei pierwszorzędnych, otrzymamy ciężar dźwigarów kolei drugorzędnych mniejszy o 20% od ciężaru dźwigarów kolei pierwszorzędnych.

Wstawiając w równ. 161) momenty rzeczywiste wedle rozporządzenia w podobny sposób, co i pierwiej, otrzymamy następującą tabliczkę 5:

c) Kolej e o szerokości toru 760 mm. Przyjmując znowu tymczasowo w przybliżeniu moment wywołany ciężarem ruchomym dla III normy obciążenia o 20% mniejszy niż dla kolei drugorzędnych, otrzymamy przybliżony ciężar dźwigarów mostów kolei wąskotorowych mniejszy o 15% od dźwigarów mostów kolei drugorzędnych.

Tabl. 5. Koleje drugorzędne.

| Ilość dźwi- garów m | Ilość belek u dźwig. n_1 | Rodzaj dźwigara | C | n | τ | Rozpiętość w m | | | |
|--------------------------|-------------------------------|--------------------|------|-------|--------|------------------|-----|------|------|
| | | | | | | 3 | 5 | 8 | 12 |
| 2 | 2 | klinowany | 2.66 | 0.357 | 64 | 200 | 364 | | |
| | | zazębiony | 2.52 | 0.417 | 51 | 231 | 422 | | |
| | | klockowy | 2.83 | 0.313 | 59 | 207 | 378 | | |
| 4 | 2 | klinowany | 2.66 | 0.357 | 64 | 248 | 454 | 726 | |
| | | zazębiony | 2.52 | 0.417 | 51 | 304 | 555 | 883 | |
| | | klockowy | 2.83 | 0.313 | 59 | 259 | 477 | 761 | |
| 6 | 2 | klinowany | 2.66 | 0.357 | 64 | 283 | 518 | 829 | |
| | | zazębiony | 2.52 | 0.417 | 51 | 346 | 635 | 1015 | |
| | | klockowy | 2.83 | 0.313 | 59 | 298 | 541 | 865 | |
| 2 | 3 | klinowany | 3.12 | 0.235 | 58 | 187 | 345 | 555 | |
| | | zazębiony | 2.85 | 0.289 | 41 | 241 | 439 | 704 | |
| | | klockowy | 3.47 | 0.197 | 52 | 217 | 390 | 631 | |
| 4 | 3 | klinowany | 3.12 | 0.235 | 58 | 239 | 437 | 697 | |
| | | zazębiony | 2.85 | 0.289 | 41 | 303 | 555 | 886 | |
| | | klockowy | 3.47 | 0.197 | 52 | 268 | 489 | 780 | |
| 6 | 3 | klinowany | 3.12 | 0.235 | 58 | 273 | 500 | 798 | 1247 |
| | | zazębiony | 2.85 | 0.289 | 41 | 350 | 641 | 1023 | 1602 |
| | | klockowy | 3.47 | 0.197 | 52 | 301 | 550 | 880 | 1382 |

Wstawiając równ. 161) momenty rzeczywiste wedle rozporządzenia, otrzymamy następującą tabliczkę 6:

Ciężar g' mostów tymczasowych otrzymamy, jeżeli w rów. 162) wstawimy wartość za h z rów. 161), mianowicie

$$g' = 0.075 mn C^2 \sqrt[3]{\frac{M^2}{m^2 \tau^2}} = C_1 \sqrt[3]{\frac{1}{\tau^2}} \dots \dots \dots 163)$$

Jeżeli $\tau = 120 = \frac{120}{80} \tau_0 = \frac{3}{2} \tau_0$, to $g' = 0.76 g'$, czyli ciężar jest o 24% mniejszym.

Dla mostów tymczasowych do dwu lat $\tau = 100 \text{ kg/cm}^2$, więc $g' = 0.86 g'$, czyli zmniejszyć należy ciężar o 14%.

Przyjmując natężenie dopuszczalne wedle rozporządzenia ministeryalnego z 1904 r. należy pomnożyć ciężary w tablicach 4. 5. 6. współczynnikami podanymi w §. 63.

Tabl. 6. Mosty kolei wąskotorowych (sz. 0·76).

| Ilość dźwigarów m | Ilość belek u dźwił. n_1 | Rodzaj dźwigaru | C | n | τ | Rozpiętość w m | | | |
|---------------------|----------------------------|-----------------|------|-------|--------|------------------|-----|-----|------|
| | | | | | | 3 | 5 | 8 | 12 |
| 2 | 2 | klinowany | 2·66 | 0·357 | 64 | 166 | 292 | | |
| | | zazębiony | 2·52 | 0·417 | 51 | 192 | 338 | | |
| | | klockowy | 2·83 | 0·313 | 59 | 173 | 303 | | |
| 4 | 2 | klinowany | 2·66 | 0·357 | 64 | 217 | 364 | 653 | |
| | | zazębiony | 2·52 | 0·417 | 51 | 252 | 444 | 796 | |
| | | klockowy | 2·83 | 0·313 | 59 | 218 | 383 | 686 | |
| 6 | 2 | klinowany | 2·66 | 0·357 | 64 | 236 | 416 | 744 | |
| | | zazębiony | 2·52 | 0·417 | 51 | 290 | 510 | 916 | |
| | | klockowy | 2·83 | 0·313 | 59 | 247 | 434 | 779 | |
| 2 | 3 | klinowany | 3·12 | 0·235 | 58 | 158 | 278 | 496 | |
| | | zazębiony | 2·85 | 0·289 | 41 | 201 | 353 | 630 | |
| | | klockowy | 3·47 | 0·197 | 52 | 180 | 318 | 555 | |
| 4 | 3 | klinowany | 3·12 | 0·235 | 58 | 199 | 350 | 628 | |
| | | zazębiony | 2·85 | 0·289 | 41 | 253 | 445 | 797 | |
| | | klockowy | 3·47 | 0·197 | 52 | 223 | 393 | 701 | |
| 6 | 3 | klinowany | 3·12 | 0·235 | 58 | | 401 | 718 | 1136 |
| | | zazębiony | 2·85 | 0·289 | 41 | | 513 | 922 | 1460 |
| | | klockowy | 3·47 | 0·197 | 52 | | 441 | 792 | 1253 |

§. 66. Przykład.

Jako przykład obliczymy trójprzęsłowy most na Słońcu kolei Hatna-Kimpolung, przedstawiony na tabl. 24. i 25. z tą zmianą, że uważać go będziemy za drugorzędny most tymczasowy do 6 miesięcy.

Z góry zaznaczyć musimy, że dziś obowiązują inne przepisy obciążenia, że zatem rysunek dziś już nieistniejącego mostu nie będzie zgodny z obliczeniem. Na rysunku wykonano cztery dźwigary trójbelkowe, a wedle dzisiejszych wymogów trzeba ich sześć.

1. Wybór ilości dźwigarów. Dźwigary obliczamy tu jako w dwu punktach podparte. Rozpiętość teoretyczna między podporami $l = 10·15 m$. Wedle tablicy 2-iej w poprzednim

ustępie dla kolei drugorzędnych musimy użyć sześciu dźwigarów trójbelkowych. Obieramy dźwigary zazębione.

2. Natężenia dopuszczalne. Wedle rozp. z 1904, mamy następujące natężenia dopuszczalne. Dla drewna:

na ciśnienie i ciągnienie $0.60.120 = 72 \text{ kg/cm}^2$

„ ścinanie 15 „

dla żelaza (śruby) 700 „

W przykładzie tym idąc za wywodami teoretycznymi, przyjmiemy natężenie dopuszczalne na ciśnienie i ciągnienie przy zginaniu dla dźwigarów głównych złożonych wedle tablicy 5-ej (str. 94) i uwag do równ. 163). Wedle powyższego:

$$\tau = \frac{120}{80} \cdot 41 = 1.5 \cdot 41 = 61.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ i to natężenie będziemy uważali za obowiązujące.}$$

Dla dyliny przyjmiemy ze względu na termin sześciomiesięczny $\tau = 120 \text{ kg/cm}^2$.

3. Długość siodełka. Należałoby przyjąć długość siodełka $a \leq 0.07 l$, na rysunku przyjęto $1.1 m$. ($a = 0.1 l$), co nie jest do polecenia.

4. Obliczenie wymiarów dyliny. Wewnątrz toru jest dylina podparta podkładami poprzecznymi w odstępach $0.74 m$, zaś największy odstęp podparcia zewnątrz toru wynosi $1.65 m$. Ze względu na szerokość podkładów poprzecznych, możemy przyjąć rozpiętość teoretyczną dla dyliny $a_1 = 0.6 m$, $a_2 = 1.5 m$. Wedle równ. 9) dla $P=0$ i $c_1 = 1 \text{ cm}$, dla $g=460 \text{ kg/m}^2$ i $\tau = 120 \text{ kg/cm}^2$,

$$C = \sqrt{\frac{3 a^2 g}{4 \tau}} + 1 = 0.0169 a + 1, \text{ więc}$$

dla $a = 50 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$ (1.85); $a = 150 \text{ cm}$, $c = 4 \text{ cm}$ (3.5).

Przyjmujemy jednak wedle §. 15. 170 kg/m b dyla wraz z ciężarem własnym, a przyjmąwszy szerokość dyla 20 cm , otrzymujemy

$$c = \sqrt{\frac{6 M}{b \cdot \tau}} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{20 \cdot 120}} = 0.05 \sqrt{M} + 1 \text{ cm na zużycie.}$$

Przyjmując $g = 0.170 t/m$, otrzymujemy $M = 0.022 a^2$, a stąd dla

$$\begin{aligned}
 a &= 0.60 & 1.50 \text{ m} \\
 M &= 792 & 4950 \text{ kg/cm} \\
 c &= 3 (2.5) & 5 \text{ cm},
 \end{aligned}$$

więc nieco grubszą niż poprzednio.

5. Moment dla dźwigarów głównych. Ciężar własny na *mb.* mostu wyznaczony wedle tabelki 5-ej i następujących uwag. Dźwigary:

$$g' = 0.76 \left[1023 + \frac{1602 - 1023}{4} \cdot 2.15 \right] = 1020 \text{ kg}$$

| | |
|---|-----------|
| dźwigary główne | 1.02 t/m |
| tężniki poprzeczne i poziome | 0.18 " |
| pomost (podkłady, szyny, dylina i poręcze) 0.51 " | |
| razem | 1.71 t/m. |

Moment z ciężaru własnego $M' = (1.71 \cdot 10.15^2) : 8 = 22.05 \text{ tm}$.

Moment z ciężaru ruchomego wedle rozp. z 1904 $M'' = 94.22 \text{ tm}$,

zatem całkowity moment $M_1 = M' + M'' = 116.27 \text{ tm}$, zaś na jeden

dźwigar przypada $M = \frac{M_1}{6} = 19.4 \text{ tm}$.

6. Obliczenie przekroju dźwigaru głównego. Ze względu na to, żeby wysokość dźwigaru, a temsamem i pojedynczej belki ograniczyć, przyjmujemy $b = h'$ i wedle równ. 128)

$$h = 2.59 \sqrt[3]{\frac{1940000}{61.5}} = 81.7 \text{ cm},$$

$b = h' = 0.385 h = 32 \text{ cm}$. Przyjmijmy na razie średnicę śruby 25 mm, głębokości wcięcia na ząb 0.12 $h' = 3.5 \text{ cm}$ i wymiar belki 30/30 cm, to użyteczna szerokość $b = 30 - 2.5 = 27.5 \text{ cm}$, $h = 3 \cdot 30 - 2 \cdot 3.5 = 83 \text{ cm}$ i natężenie w obranym przekroju

$$\tau = \frac{6 \cdot 1940000}{27.5 \cdot 83^2} = 61.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (dop. } 61.5)$$

Przyjmujemy zatem 6 dźwigarów o wymiarach belek 30 30 cm. Na rysunku widzimy 4 dźwigary $96 \times 30 \text{ cm}$ o wymiarach belek pojedynczych $30/32 \text{ cm}$.

7. Siły poprzeczne. Dla ciężaru własnego wyznaczamy je wedle wzoru $Q_y = \frac{g}{2} (l - 2x)$, a dla ruchomego wedle rozporządzenia z 1904 r.

Ciężar belek głównych z wymiarów obranego przekroju $g' = 6(0.83 \cdot 0.30 \cdot 0.75) = 1.120 \text{ kg/m}$ (0.10% większy od przyjętego w pierwszym obliczeniu). Poprawione $g = 1.71 + 0.1 = 1.81 \text{ t/m}$. Licząc na całą szerokość mostu mamy dla:

| | | | | | | |
|---------|------|------|------|------|------|-----|
| $x =$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | m |
| $Q_g =$ | 9.3 | 7.4 | 5.6 | 3.8 | 2.0 | t |
| $Q_p =$ | 43.7 | 35.9 | 31.0 | 25.4 | 20.5 | $"$ |
| $Q' =$ | 53.0 | 43.3 | 36.6 | 29.2 | 22.5 | t |

Na jeden dźwigar przypada $Q = Q' : 6$

| | | | | | | |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $Q =$ | 8.9 | 7.3 | 6.1 | 4.9 | 3.8 | t |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|

8. Obliczenie odstępów zębów. Z równ. 140.

$$c' = \frac{b \cdot h \cdot w \cdot \tau'}{\mu \cdot Q} = \frac{27.5 \cdot 83 \cdot 3.5 \cdot 89}{1.333 \cdot Q} = \frac{533.000}{Q}$$

wstawiając Q w kg , otrzymujemy c' w cm dla

| | | | | | | |
|--------|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| $x =$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | m |
| $c' =$ | 100 | 124 | 148 | 183 | 237 | cm |

na podstawie c' wyznaczamy w znany sposób **) odstępów zębów wykreślnie. Odstępy te zestawiamy poniżej w tabelce „odciętych“ z początkiem układu na podporze.

$$x = 0, \quad 111, \quad 263, \quad 450 \text{ cm},$$

zamiast tych wartości przyjmujemy zaokrąglone

$$x = 0, \quad 110, \quad 260, \quad 450 \text{ cm}$$

zaś odstępów między zębami

$$c = 110, \quad 150, \quad 190 \text{ cm}.$$

Najmniejszy odstęp zębów dla użytecznej szerokości $b = 27.5 \text{ cm}$, wcięcia czyli głębokości zęba 3.5 cm i $\tau_2 = 15 \text{ kg/cm}$ w^2 , otrzymamy z równ. $b w \tau = b \cdot c \tau_2$

$$c = \frac{w \tau}{\tau_2} = \frac{3.5 \cdot 89}{15} = 120.8 \text{ cm}.$$

Przyjęto najmn. $c = 110 \text{ cm}$.

9. Obliczenie wymiarów śrub. W praktyce obliczamy najw. wymiar śruby i dajemy je w zmiennej odległości podobnie jak zęby lub kliny. Wprawdzie przy belce zażębionej zachodzą inne warunki, niż przy klinowanej, gdzie śruby są konieczne dla zachowania równowagi; tu właściwie

*) Por. §. 56 str. 76.

**) Dr. M. Thullie. Statyka budowli, wyd. II. str. 216.

śrub nie potrzeba, możemy jednak obrachować je jak dla klinów i zmniejszyć wymiary o 50%. Śruby będą tu miały znaczenie stężenia w kierunku poprzecznym, jako środek ubezpieczenia dźwigaru przed wstrząśnieniami, a w końcu jako łącznik poszczególnych belek, wyrównujący niedokładności w robocie. Z wzoru

$$d = 1.954 \sqrt{\frac{b w}{b_1} \cdot \frac{r'}{\tau_1} (h_1 - w)} = 1.954 \sqrt{\frac{27.5 \cdot 3.5}{40} \cdot \frac{89}{700} (30 - 3.5)} = 5.5 \text{ cm},$$

przyjmiemy więc $d = 0.5 \cdot 5.5 = \simeq 2.7 \text{ cm} \simeq 1''$, a śruby umieścimy między zębami.

10. Obliczenie ciężaru przęsła.

| L. p. | Wyszczególnienie | Ilość | Ciężar jednostkowy kg | Ciężar całkowity kg |
|---------------------|---|-------|--------------------------|------------------------|
| I. Dźwigary. | | | | |
| 1 | Dźwigary zazębione 30 cm szerokie, 83 cm wysokie, 11.2 m długie, $30 \times 83 \times 0.75$ | 6 | 187 | 12300 |
| 2 | Siodełka 1.3 m długie, 29 cm wysokie, 35 cm szerokie, $3.5 \times 2.9 \times 13 \times 0.75$ | 6 | 90 | 540 |
| 3 | Śruby 20 mm grube, 90 cm długie | 30 | 3.6 | 11 |
| 4 | " 20 " " 180 " " | 30 | 5.2 | 15 |
| 5 | " 20 " " 120 " " | 30 | 4.8 | 15 |
| | Razem | . | . | 12881 |
| II. Pomost. | | | | |
| 6 | Podkłady poprzeczne $2\frac{3}{35}$ cm 6 sztuk po 2.8 m, 5 sztuk po 4 m i 4.5 sztuk po 5 m ($2.3 \times 2.5 \times 10 \times 0.75$) | 59.3 | 43 | 2450 |
| 7 | Dylina 5 cm gruba (2×1.14) 11.02 m ² | 25.12 | 45 | 1131 |
| 8 | " 3 " " 0.72. 11.02 m ² | 7.93 | 27 | 214 |
| 9 | Odbojnice $2\frac{6}{20}$ cm $16 \times 2 \times 10 \times 0.75$ | 22.04 | 24 | 529 |
| 10 | Krawężniki $1\frac{8}{18}$ cm $1.8 \times 1.8 \times 10 \times 0.75$ | 22.04 | 24 | 536 |
| 11 | Szyny i drobne żelaziwo | 11.02 | 71 | 782 |
| 12 | Śruby do przytwierdzenia odbojnic i krawężników 48 cm długie | 28 | 1.03 | 29 |
| 13 | Gwoździe do przytwierdzenia dyliny 18 mm grube (0.5 %) | 260 | — | 5 |
| | Razem | . | . | 5696 |

| L p. | Wyszczególnienie | Ilość | Ciężar jednostkowy kg | Ciężar całkowity kg |
|---------------------------------|--|-------|--------------------------|------------------------|
| III. Tężniki poprzeczne. | | | | |
| 14 | Podciąg $2\frac{3}{25}$ m długie, $2.3 \times 2.5 \times 30 \times 0.75$ | 4 | 129.— | 616 |
| 15 | Słupki 1.45 m wysokie $\frac{20}{20}$ cm $3 \times 2 \times 14.5 \times 0.75$ | 24 | 43.5 | 1044 |
| 16 | Zastrzały 1.2 długie $\frac{20}{20}$ cm $2 \times 2 \times 12 \times 0.75$ | 4 | 36.— | 144 |
| 17 | Zastrzały 1.0 długie $\frac{20}{20}$ cm $2 \times 2 \times 10 \times 0.75$ | 12 | 30.— | 360 |
| 18 | Śruby do połączenia słupków z dźwigarami 110 cm długie, 18 mm grube | 36 | 2.— | 85 |
| 19 | Śruby do połączenia słupków z podkładami poprzecznymi i podciągami 40 cm długie, 18 cm grube | 22 | 0.99 | 22 |
| 20 | Śruby do połączenia słupków z zastrzałami 43 cm długie 18 mm grube . . . | 24 | 1.03 | 25 |
| 21 | Śruby do połączenia zastrzałów między sobą 20 cm długie, 18 cm grube . | 6 | 0.60 | 4 |
| | Razem | . | . | 2300 |
| IV. Poręczce. | | | | |
| 22 | Słupki poręczowe 1.2 m wysokie $\frac{15}{15}$ m $1.5 \times 1.5 \times 12 \times 0.75$ | 10.— | 20.2 | 202 |
| 23 | Pochwyty $\frac{15}{15}$ cm $1.5 \times 1.5 \times 10 \times 0.75$. | 22.04 | 17.9 | 395 |
| 24 | Pręt poziomy $\frac{8}{6}$ cm $0.8 \times 0.6 \times 10 \times 0.75$. | 22.04 | 3.60 | 79 |
| 25 | Śruby dla połączenia słupków z krawęźnikiem 18 cm grube, 31 cm długie | 16.— | 0.8 | 13 |
| 26 | Śruby dla połączenia słupków z podkładami poprzecznymi 38 cm długie, 18 cm grube | 10.— | 0.86 | 9 |
| 27 | Śruby dla połączenia pochwyty ze słupkami 18 cm długie 15 cm grube . | 10.— | 0.70 | 4 |
| | Razem | . | . | 702 |

Z e s t a w i e n i e .

| Część | Wyszczególnienie | Ciążar całkowity | Ciążar na m b |
|-------|------------------------------|------------------|---------------|
| I. | Dźwigary | 12880 | 1170 |
| II. | Pomost , | 5700 | 520 |
| III. | Tężniki poprzeczne | 2300 | 210 |
| IV. | Poręcze | 700 | 60 |
| | Razem | 21580 | 1960 |

11. Dokładne obrachowanie dźwigara. W obliczeniu przybliżonem przyjęliśmy $g = 171 \text{ t/m}$ (ust. 5), a jedynie w obliczeniu sił Q uwzględniliśmy poprawkę na $c = 1.81 \text{ t/m}$. Po dokładnem obliczeniu wzrosło c do $g = 1.96 \text{ t/m}$.

Poprawmy: $M' = 25.2 \text{ tm}$, $M = 19.9 \text{ tm}$

zatem $\tau = \frac{6.1990000}{27.5 \cdot 83^2} = 63 \text{ kg/cm}^2$, (dop. 61.5)

czyli o 2.5% większe. Należałoby więc wymiary dźwigarów nieco powiększyć.

B. Jarzma.

IV. Ustrój jarzm.

§. 67. Jarzma pojedyncze.

Filar drewniany, w najprostszym swym kształcie szereg pali, połączonych oczepem, na którym leżą belki, nazywamy jarzmem (n. *das Joch*, fr. *la palée*, an. *the pier*, *the pile-work*). Przy niskich jarzmach wszystkie pale wbite są w ziemię, dla tego nazywamy takie jarzma wbitemi (n. *das eingerammte Joch*). Jeżeli jarzmo składa się z jednego rzędu pali, to nazywamy je pojedynczem, (n. *einfaches Joch*) (t. 55. r. 10).

Części składowe jarzma są następujące:

1. Pale (n. *der Pfahl*, *der Jochpfahl*, *die Jochpilote*, fr. *le pilotis*, *le pieu*, an. *the pile*, *te bridgepile*), są to najczęściej krągłaki, albo też o tyle tylko ociosane pnie, o ile tego potrzeba do przytwierdzenia opierzenia. Dolny koniec pala jest

stożkowato ścięty i często uzbrojony trzewikiem, którego ustrój, jakoteż i wbijanie pali należy do budownictwa wodnego. Pale muszą być tak silnie wbite w ziemię, aby się nie ruszały i pod ciężarem nie zapadały. Zależy to od jakości gruntu, przy projektach możemy tymczasowo przyjąć, że długość pala, tkwiąca w ziemi, jest połową (przy niskich jarzmach) lub jedną trzecią częścią całej długości pala (przy wysokich). Pale zwykle wbijają się pionowo (t. 57. r. 2), pierwszy i ostatni pal jednak wbijamy zwykle ukośnie (t. 53. r. 5), nazywamy je palami ukośnymi (n. *der Strebepfahl*) i dajemy im nachylenie od $\frac{1}{10}$ do $\frac{1}{20}$, aby uczynić jarzmo wytrzymałszem na siły poziome, uderzenia kry i wstrząśnienia poziome parowców. Dlatego też przy mostach kolejowych wbijamy i środkowe pale ukośnie (t. 56. r. 2). Rzadko bardzo daje się wszystkie pale ukośne (t. 55. r. 1), ale jest to trudniejsze do wykonania, niż wbijanie środkowych pali pionowych a skrajnych ukośnych, co też ogólnie przyjęto dla mostów drogowych (t. 55. r. 6).

2. Oczep czyli kaptur (n. *die Kron- oder Jochschwelle, der Holm, das Kappholz*, fr. *le chapeau*, an. *the cap, the capping*), jest to belka pozioma, służąca do połączenia górnego pali, na której spoczywają belki główne. Pale połączone są z kapturem zapomocą czopów (t. 55. r. 2 i 10) około 8 cm wysokich.

3. Kleszcze (n. *die Zange*, fr. *la moise*, an. *the fie, the bindig piece*) są to belki poziome, służące do połączenia pali, przytwierdzone do nich z obu boków, używane przy jarzmach wyższych niż 3 m (t. 55. r. 1, t. 57. r. 1). Kleszcze dajemy zwykle w wysokości małej wody, a dla jarzm wyższych niż 5 m, drugie w wysokości wielkiej wody (t. 55. r. 1).

4. Opierzenie (n. *die Verschabung*, fr. *la planchéiage*, an. *the boarding*). Przy jarzmach rzecznych przybijamy z obu boków jarzma dyle w celu ochrony pali przed uszkodzeniem przez krę i przedmioty pływające (t. 56. r. 2). Zwykle używamy dyli 7 do 9 cm grubych, które przybijamy gwoździami do pali. Jeżeli na rzece jest wielka kra, używamy grubszych dyli (t. 3. r. 1 a), a nawet belek grubości do 20 cm (t. 37. r. 3). Opierzenie sięga tylko od poziomu małej wody do poziomu wielkiej wody (t. 56. r. 2), bo tylko w tej wysokości może kra uderzać o jarzmo. Między dylami zostawiamy odstępy najmniej 3 cm,

aby ułatwić wyschnięcie, czasem dają odstępy znacznie większe (t. 3. r. 1.) 10, 15 do 20 *cm*. W takim razie należałoby jednak z przodu jarzma w te odstępy wstawić jeszcze cieńsze dyle, ażeby kra nie mogła wejść między dwa dyle (t. 59).

5. *Zastrzały* (n. *die Strebe*, fr. *le jambe, le contrefiche, l'écharpe*, an. *the strut*) służą do stężenia jarzma w kierunku jego długości. Są to dyle ukośne, a czasem belki do 20 *cm* grube, które przybijamy na krzyż z obu stron jarzma, wycinając je trochę dla połączenia z palami (t. 8. r. 1, t. 53 r. 5, t. 55. r. 1. i 6). Jeżeli jarzmo jest opierzone, to musiałyby zastrzały być przytwierdzone na opierzeniu, ale w takim razie łatwoby zostały uszkodzone, dlatego opuszcza się je wtedy zwłaszcza, gdy opierzenie dostatecznie stęży jarzmo. Czasem dla lepszego stężenia układano dyle opierzenia ukośnie, ale nie jest to do polecenia, bo kra łatwiej uszkadza takie opierzenie.

6. *Stróż, pal przedni* (n. *der Eispfahl, der Eisbaum*, fr. *le chapeau incliné, la pièce inclinée*, an. *the fenderbeam*). Jeżeli rzeka niesie wielką krę, to gdy niema osobnych izbic, dobrze jest na pierwszy pal ukośny utwierdzić jeszcze osobny pal przedni, który w razie uszkodzenia da się łatwo wymienić (t. 59). Często jeszcze uzbraja się stróża blachą lub też kształtówką (t. 59, t. 55. r. 8 i 9). Zamiast stróża lepiej jest jednak zbudować osobne izbice, o których później będziemy mówić.

§. 68. Jarzma podwójne.

Jarzma pojedyncze używają się tylko dla mostów drogowych o mniejszych rozpiętościach. Dla mostów drogowych o większych rozpiętościach i mostów kolejowych używamy z powodu większego tu działającego ciężaru i większych wstrząśnień *jarzm podwójnych* (n. *das Doppeljoch*), składających się z dwu rzędów pali.

Przy mostach drogowych bijemy oba rzędy pali pionowo (t. 37. r. 1.), przy kolejowych zaś pochylamy oba rzędy pali ku górze i dajemy nachylenie $\frac{1}{10}$ do $\frac{1}{15}$ (t. 54. r. 1., t. 53. r. 5). Przy większych wysokościach używamy nawet trzech rzędów pali, w którymto razie środkowy rząd jest pionowy, a skrajne pochyle (t. 46. r. 1.).

Jarzmo podwójne może mieć albo przy małych mostach kolejowych do 4 *m* rozpiętości jeden ocep (t. 58. r. 1., t. 58.

r. 5.) albo przy większych dwa oczepy (t. 58. r. 6. i 7.). Często też łączymy każdą parę pali krótkimi poprzecznymi oczepami, na które kładziemy dwie ławy (t. 37. r. 3., t. 24. r. 1. i 4., t. 58. r. 7.). Nareszcie kładziemy na oczepy podłużne poprzeczne belki, na których spoczywają dwie ławy (t. 3. r. 1*d*).

Zastrzały umieszczamy zwykle przy jarzmach podwójnych wewnątrz pali (t. 60. r. 1*a*). Jeżeli niema opierzenia, to możemy dla lądowych jarzm jeszcze dać zastrzały i zewnątrz (t. 59. r. 5*a* i *b*). Oprócz tego łączymy każdą parę pali w różnych wysokościach poziomemi rozporkami (n. *der Riegel*, fr. *l'entretoise*, an. *the intertie*) (t. 57. r. 3) i kleszczami poprzecznymi (t. 24. r. 1, 2, 3, t. 54. r. 1), które zwykle łączą się z kleszczami podłużnymi (t. 58. r. 3). Czasem do połączenia pali służą rozpory podłużne, których grubość wypełnia odstęp dwu pali (t. 58. r. 1); rozpory te i kleszcze łączymy z palami pomocą śrub.

Na przodzie i z tyłu jarzma podwójnego umieszczamy jeden pal ukośny, wskutek czego powstają przez opierzenie jarzma podwójnego trójkątne głowice (t. 24. r. 2 i 4). Na większych rzekach, gdy niema izbic, bijemy nieraz dwa pale ukośne na przodzie jeden za drugim, a na nich umieszczamy stróża (t. 59).

§. 69. Jarzma mostów rozporowych i zastrzałowych.

Przy mostach drogowych, rozporowych i zastrzałowych możemy użyć dla małych rozpiętości jarzm pojedynczych (t. 61. r. 1), jak to zrobiono przy moście na Hère nawet dla rozpiętości 10 *m* (t. 5. r. 1). Dla większych jednak rozpiętości przy mostach drogowych i zawsze przy mostach kolejowych używamy dla mostów rozporowych i zastrzałowych z powodu znacznego parcia poziomego jarzm podwójnych (t. 41. r. 1), potrójnych (t. 32. r. 1), a nawet poczwórnych (t. 59). Zewnętrzne pale bijemy wtedy zwykle ukośnie dla lepszej stałości jarzma. Sięgają one zawsze tylko do stóp zastrzałów, które opierają się na oczepach skrajnych, między którymi przechodzą wyżej pale średnie (t. 64. r. 1).

§. 70. Jarzma nasadzone.

Część jarzma, znajdująca się powyżej zwierciadła małej wody, naprzemian w wodzie lub na powietrzu, jest więcej na-

rażoną na gnicie, niż część dolna ciągle w wodzie zostająca. Dlatego często składa się ze względów oszczędności jarzmo z dwu części, z jarzma dolnego (n. *das Unterjoch*, fr. *la palée basse*, an. *the foundation piling*), i z jarzma górnego (n. *das Oberjoch*, fr. *la palée haute*, an. *the pier trestle*), które może być łatwo wymieniane. Jarzmo takie nazywamy jarzmem nasadzonem (n. *das aufgesetzte Joch*) (t. 55. r. 11). Wyższe jarzma budujemy także często dlatego jako nasadzone, że długość pali nie wystarcza dla zbudowania jarzma whitego. W takim razie często umieszczamy jarzmo górne ze względów stałości po nad wodą wielką (t. 62). Czasem przy naprawie ucina się pale jarzma 0.6 m poniżej małej wody, łączy się oczepelem i na to zakłada się jarzmo górne. W rzekach, gdzie jest wielka kra, unika się jarzm nasadzonych, w danym razie należy je dobrze stężyć, a przed niemi zbudować izbice.

Aby przy naprawie można utrzymać ruch na moście, składa się czasem jarzmo górne z dwu części (t. 55. r. 11).

§. 77. Połączenie jarzma górnego z dolnem.

Jarzmo górne musi być z dolnem w ten sposób połączone, aby się nie przesunęło ani w kierunku poprzecznym, ani podłużnym. Czasem może się zdarzyć przy bardzo wysokim stanie wody, że parcie do góry może przeważać ciężar jarzma i belek, wtedy trzeba by przytrzymać jarzmo górne, łącząc je klamrami lub opaskami z dolnem.

Przy pojedynczych jarzmach można połączyć jarzmo górne i dolne w ten sposób, że pale jarzma górnego kładziemy wprost na pale jarzma dolnego (t. 63. r. 4), łącząc je klamrami i dwiema parami kleszczy, przyczem pale górne wetknięte są nieco jeszcze i między dolne kleszcze. Aby zabezpieczyć przeciw przesunięciu, łączy się także pale trzpieniami żelaznymi a kleszcze klinami lub zębami. Gorszem jest połączenie, wskazane w t. 61. r. 4. Tu pale jarzma dolnego połączone są są oczepelem, na którym tkwią zapomocą czopów pale jarzma górnego. Dla lepszego utwierdzenia używamy tu także kleszczy. Aby oczepu zanadto nie osłabiać, pale górne są nieco w rzucie pionowym przesunięte.

Przy jarzmach podwójnych połączenie jest łatwiejsze. Kładziemy wtedy także górne pale wprost na dolnych (t. 61.

r. 3) i łączymy każdą parę pali kleszczami poprzecznymi i oprócz tego kleszczami podłużnymi. Także i drugi sposób połączenia jest tu używany. Pale dolne łączymy wysokimi oczepami podłużnymi, w których tkwią pale górne. Pod oczepem a nad oczepem łapiemy każdą parę pali kleszczami (t. 46. r. 1). Ten drugi sposób jest o tyle lepszym, że przy pierwszym drzewo czelne górnego pala się styka z drzewem czelnem dolnego i włókna się wżerają, czego unikamy przy drugim sposobie.

§. 72. Jarzma na cokołach.

Przy jarzmach lądowych gniją łatwo pale, bo są narażone na ciągłe zmiany wilgoci. Dla tego dla mostów stałych lepiej jest ustawić jarzmo na cokole murowanym (t. 65). Dla jarzm mostów tymczasowych możemy użyć pali wbitych, bo cokół zwykle jest kosztowniejszy. Czasem przy mostach tymczasowych dla oszczędności ustawia się jarzmo nie na murze, lecz na słupach murowanych (t. 67. r. 2).

Na niskim cokole kładziemy zwykle podwalinę (n. *die Langschwelle*, fr. *la longrine*, an. *the longitudinal sleeper*), z którą łączymy słupy zapomocą czopów (t. 65. r. 3 b). Aby jak najmniej narazić podwalinę na gnicie, może ona być podparta tylko pod słupami, pomiędzy słupami zaś należy wierzch cokołu ściąć z obu stron, aby woda prędzej spływała. Pomimo tego niszczy się najprędzej podwalina, a że ją trudno wymieniać, więc możnaby użyć dwóch podwalin, między którymi umieszczamy słupy, albo też pod podwaliną podłożyć poprzeczne progi (t. 67. r. 3), które dadzą się łatwiej w razie potrzeby wymienić.

Jarzma na cokołach należy dobrze stężyć w kierunku podłużnym, aby powiększyć ich stałość. Stężamy jarzma zwykle zapomocą zastrzałów, wychodzących poza skrajne słupy u dołu, aby w ten sposób rozszerzyć podstawę (t. 65. r. 1, 2 i 3). Ponieważ też często oczep jarzma musi być więcej słupami podparty, niżby było potrzeba ze względu na ciśnienie pionowe w słupach, więc dajemy słupy ukośne, które zarazem stężają jarzmo (t. 66. r. 2). Czasem też robimy wszystkie słupy podwójne, a między nimi umieszczamy ukośne tężniki (t. 41. r. 2). Na rysunku 3. t. 67 są wszystkie słupy ukośne, spoczywają one na dwóch podwalinach i połączone są jednym oczepem.

§. 73. Przyczółki.

Przyczółki mostów drewnianych mogą być albo murywane *) (t. 24. r. 1) albo drewniane. Tutaj będziemy tylko mówić o tych ostatnich. Przyczółki drewniane (n. *das Endjoch*, fr. *le culée*, an. *the abutment*) służą do podparcia belek głównych mostu i odgraniczają ziemię nasypu, za nimi się znajdującą. Przy większych mostach budujemy czasem dla odgraniczenia ziemi bulwar drewniany (n. *die Bohlwand*, fr. *la palplanche*, an. *the walling timber, the sheet-piling*), a belki podpieramy osobnem jarzmem (t. 3. r. 1, t. 69. r. 1), zwykle jednak te same pale służyc muszą jako bulwar i do podparcia belek (t. 68. r. 3). Ustrój jarzm drewnianych jest więc ten sam, co bulwarów. Za rzędem pali bitych w odstępach około 1 m umieszczamy opierzenie z desek lub dyli (t. 69. r. 2). Pale łączymy u góry oczepem, na którym spoczywają belki. Skrzydła najczęściej ukośne wykonane są w ten sam sposób, oczep ukośny znajduje się w płaszczyźnie stoku i opiera się na najniższym palu, tkwiącym już zupełnie w ziemi.

Dla nieco wyższych przyczółków, od 3 do 4 m począwszy, parcie ziemi na przyczółek staje się tak wielkie, że zachodzi potrzeba zakotwienia go. W tym celu bijemy w odstępach około 2 m po za palami przyczółka krótkie pale w nasypie (t. 3. r. 1) i łączymy ten drugi rząd pali z pierwszym zapomocą kleszczy. Bliższe szczegóły ustroju bulwarów należą do budownictwa wodnego, dokąd też czytelnika odsyłamy.

Przy mostach rozporowych albo łukowych musimy oprócz tego przenieść parcie ukośne rozpornicy lub łuku na pale wewnątrz nasypu (t. 70. r. 1).

W ogóle jednak budowa, a zwłaszcza utrzymanie, wysokich przyczółków drewnianych jest rzeczą trudną z powodu wielkiego parcia ziemi i łatwego gnicia tych części przyczółka, które tkwią w ziemi. Dlatego też przy mostach stałych budujemy teraz prawie zawsze przyczółki murywane, a tylko niskie przyczółki mostów tymczasowych budujemy w sposób powyżej opisany.

§. 74. Mosty bez przyczółka.

Przy małych mostkach nad potokami można oprzeć belki na jarzmach, wbitych blisko brzegu potoku, przyczem belki

*) p. Przyczółki i filary kamienne mostów drewnianych i żelaznych.

sięgają poza jarzmo aż do brzegu (t. 7. r. 1). Podobnie możemy postąpić przy mostach w nasypie, mianowicie skrajne jarzmo robimy pojedyncze i zanurzamy je zupełnie w nasypie (t. 58. r. 1). Wskutek tego pale są otoczone zupełnie ziemią i nie działa na jarzmo prawie wcale parcie ziemi. Ponieważ jednak to jarzmo, znajdujące się całe w ziemi, łatwo gnije, więc trzeba, licząc na to, zrobić je silniejsze, niż zwykle i jak najmniej je obciążać. W tym celu przesuwamy przedostatnie jarzmo jak najbliższej ostatniego, wstawiamy więc je także w nasyp (t. 71. r. 1), jednak tak, aby oczepy znajdowały się ponad stokiem.

§. 75. Jarzma piętrowe.

Dla wysokości wyżej 12 m, dla których nie możemy z korzyścią użyć pali bitych, budujemy jarzma piętrowe (n. *das Etagenjoch, das Geschossjoch*), składające się z dwu lub więcej piąter o wysokości 7 do 10 m (t. 72. r. 3). Ponieważ parcie wiatru na belki działa tu bardzo wysoko, moment więc jego jest bardzo wielki, jarzma takie muszą być dobrze stężone, górne piętra muszą być z dolnemi dobrze zakotwione zapomocą belek podwójnych silnie śrubami i opaskami spojonych, najniższe zaś piętro jest wbite. Dla zwiększenia stałości wypełniamy dolne piętro kamieniami (r. 3), co nieraz się dzieje też przy niskich jarzmach rzecznych (t. 68. r. 2). W tym samym celu zwiększamy też znacznie szerokość podstawy jarzma prostopadle do osi mostu. Aby uchronić jarzmo takie od wielkich sił poziomych, unikamy przy tak wysokich jarzmach zastrzałów.

§. 76. Jarzma rusztowaniowe.

Jeżeli chodzi o zbudowanie mostu tymczasowego, to, aby uniknąć belek złożonych, które wymagają więcej roboty, budujemy jarzma pojedyncze w niewielkich odstępach około 5 m (t. 73. r. 2) a przy użyciu zastrzałów lub też belek rozporowych w nieco większych odstępach 6 do 9 m. Mosty takie budują się zwłaszcza przy przekroczeniu głębokich dolin (t. 73. r. 1a), lub też jako rusztowanie przy budowie wiaduktów wysokich (t. 74. r. 1). W takim razie jednak wysokie jarzma pojedyncze nie byłyby dostatecznie stałe, dlatego łączymy je

poziomymi kleszczami w odstępach 4 do 8 *m* (t. 75. r. 1*b*), a przy większych odstępach czasem oprócz tego zastrzałami (t. 76. r. 1), lub też krzyżami (t. 74. r. 1). Jarzma takie nazywamy rusztowaniami lub połączonymi (n. *der verbundene Pfeiler, der Gerüstpfeiler, an. the trestle-work*), a używane są one przeważnie w Ameryce, gdzie drzewo jest tanie, a robotnik, a zatem i nasyp, drogi. Zamiast więc wysokich nasypów używane są tam często mosty rusztowaniowe, poniekąd czasem dopiero zasypuje je się ziemią lub też wymienia na mosty żelazne.

Jarzmo rusztowaniowe opieramy zwykle przy dobrym terenie na podwalinie (t. 73. r. 2), pod którą podkłada się często progi poprzeczne, aby ją od gnicia zabezpieczyć (t. 78. r. 2). Przy gorszym terenie wbija się pale albo kładzie się jarzmo na cokole (t. 79. r. 3) lub filarze kamiennym (t. 76. r. 1).

§. 77. Filary kratowe.

Dla wysokości większych niż 20 *m* zwłaszcza, gdy niema dostatecznego miejsca do rozszerzenia znacznego podstawy, budujemy też filary kratowe wieżowe (n. *der Fachwerkpfeiler*) podobnie, jak to czynimy, stawiając żelazne filary wieżowe. Na cokole murowanym ustawiamy pewną ilość pionowych lub pochyłych słupów, które połączone są między sobą krzyżami ukośnymi, pionowymi i poziomymi, jakoteż i ścięgniemi poziomymi, które zatem tworzą belkę *Howe'a* (t. 76. r. 1). Słupy te składają się zwykle z czterech belek, z których w jednym przekroju tylko jedna jest zetknięta. Aby włókna sąsiednich belek w przekroju się nie wżerały, wstawiamy między końce belek płyty z żelaza lanego lub przynajmniej blaszki. Słupy spoczywają na cokole za pośrednictwem łożysk z żelaza lanego (t. 77. r. 5) i połączone są kotwicami z murem (t. 77. r. 1). Widzimy więc, że ustrój tych filarów jest zupełnie podobny do ustroju takichże filarów żelaznych.

VII. Obliczenie jarzm.

§. 78. Wymiary pali i słupów.

Zwykle przyjmujemy grubość pali lub słupów, a obliczamy ich ilość. Grubość pali i słupów przyjmujemy tem większą, im większą jest ich długość; z powodu wbijania ich

nie możemy zejść poniżej pewnej granicy. Dlatego gdy l oznacza całkowitą długość pala w m , to możemy przyjąć z *Winklerem* grubość średnią pala z drzewa szpilkowego

$$d = 15 + 2.75 l \dots cm \dots \dots \dots 170)$$

Największe jednak d przyjmujemy 30, czasem 35 cm . Średnicę grubszego i cieńszego końca pala możemy stąd obliczyć zważywszy, że średnica pnia drzewa szpilkowego zmienia się na 1 m długości o 6 do 9 mm , średnio 7 mm .

Grubość a słupa o przekroju kwadratowym przyjmujemy o 30 % mniejszą, możemy więc w przybliżeniu napisać

$$a = 10 + 2 l \dots \dots \dots 171)$$

przyczem najw. $a = 30 cm$.

Słupów o przekroju kwadratowym używamy bardzo rzadko, bo są droższe.

§. 79. Ilość słupów i pait.

A) Jarzma nasadzone.

Dla jarzma górnego, obliczając słupy na wyboczenie, przyjmujemy oba ich końce wolne, zatem długość wolną l równą długości słupa.

Obliczać słupy będziemy według wzoru *Rankina* rów. 5), lub też, co lepiej, na podstawie doświadczeń *Tetmajera*, przyjmując a zmienne lub też współczynnik zmniejszający wedle tabliczki w §. 10.

Nateżenie dopuszczalne możemy przyjąć na ciśnienie dla mostów

drogowych i kolejowych tymczasowych $\tau = 60 kg/cm^2$ }
kolejowych stałych $\tau = 50$ „ } . . 172)

Jeżeli P_0 nazwiemy ciężar, jakim słup możemy obciążyć, licząc tylko na ciśnienie, to otrzymamy

dla pali okrągłych o średnicy

| | | | | | | | | | | |
|----------------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|---|------|
| | $d=20$ | 22 | 25 | 27 | 30 | 32 | 35 | cm | } | 173) |
| dla $\tau=60kg/cm^2$ | $P_0=18.9$ | 22.8 | 29.4 | 34.4 | 42.4 | 48.2 | 57.3 | t | | |
| „ $\tau=50$ „ | $P_0=15.7$ | 19.0 | 24.5 | 28.6 | 35.3 | 40.2 | 48.1 | t | | |

Uwzględniając jednak wyboczenie, pal obciążyć możemy mniejszą tylko siłą P , którą otrzymamy na podstawie rów. 7) i 8)

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } \frac{l}{d} = 0 \quad 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \\ \text{„ } \frac{l}{a} = 0 \quad 20 \quad 40 \quad 60 \quad 80 \quad 100 \quad 120 \quad 140 \quad 160 \quad 180 \quad 200 \\ \text{„ } \frac{P}{P_0} = 1.00 \quad 0.90 \quad 0.77 \quad 0.63 \quad 0.49 \quad 0.35 \quad 0.25 \quad 0.18 \quad 0.14 \quad 0.11 \quad 0.09 \end{array} \right\} 174)$$

Podobnie otrzymamy dla słupów kwadratowych o grubości

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } \tau = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 15 \quad 18 \quad 20 \quad 22 \quad 25 \quad 27 \quad 30 \quad 32 \text{ cm} \\ P_0 = 13.5 \quad 19.4 \quad 24.0 \quad 29.0 \quad 37.5 \quad 43.5 \quad 54.0 \quad 61.5 \text{ t} \\ \text{„ } \tau = 50 \quad \text{„} \quad P_0 = 11.2 \quad 16.2 \quad 20.0 \quad 24.2 \quad 31.2 \quad 36.5 \quad 45.0 \quad 51.2 \text{ t} \end{array} \right\} 175)$$

Uwzględniając wyboczenie, otrzymamy

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } \frac{l}{b} = 0 \quad 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \\ \text{„ } \frac{l}{a} = 0 \quad 12.0 \quad 34.6 \quad 51.9 \quad 69.2 \quad 86.6 \quad 106.7 \quad 124.5 \quad 142.2 \quad 160.0 \quad 178.0 \\ \text{„ } \frac{P}{P_0} = 1.0 \quad 0.97 \quad 0.81 \quad 0.69 \quad 0.56 \quad 0.44 \quad 0.31 \quad 0.23 \quad 0.18 \quad 0.14 \quad 0.11 \end{array} \right\} 176)$$

Przykład. Obliczyć wymiary słupów jarzma górnego mostu drogowego 2-jej klasy o dwu przęsłach po 10 m rozpiętości a szerokości 8 m. Wysokość słupów 6 m. Przypuśćmy, że ciężar własny mostu, dokładnie obliczyć się dający, wynosi 290 kg/m², to ciśnienie na jarzmo

$$C = 8 (0.29 + 0.4) 10 = 55.2 \text{ t.}$$

Wedle rów. 171) przyjmujemy $a = 10 + 2 \times 6 = 22 \text{ cm}$, dla $\tau = 60 \text{ kg/cm}^2$ mamy wedle rów. 173) $P_0 = 29.0 \text{ t}$.

Dalej mamy $\frac{l}{b} = \frac{600}{22} = 27.3$, zatem $\frac{P}{P_0} = 0.36$, $P = 0.36 \times 29 = 10.4 \text{ t}$.

A zatem jeden słup może nieść 10.4 t, a że całe ciśnienie na jarzmo wynosi 55.2 t, więc jeżeli ciśnienie rozdziela się równo na słupy, ilość potrzebna słupów $n = 55.2 : 10.4 = 5.5$ a ponieważ ta ilość musi być liczbą całą, więc potrzeba 6 słupów. Oprócz tego dają się słupy ukośne z przodu i z tyłu jarzma dla stężenia ze względu na siły poziome, których się zatem nie liczy do ilości n .

B) Jarzma wbijane. Dla pali wbijanych możemy przyjąć, że jeden koniec pala jest utwierdzony a drugi przytrzymany, a zatem długość wolna $l = 0.71 l_1$ *) 177)

Znając długość wolną możemy teraz P obliczyć wedle wzorów 173) i 175).

*) Por. Podr. St. Bud. wyd. II. str. 295.

Jeżeli pale są pochyłe, to siła, działająca w pału, jest większa $P = P'$ siecz a , zatem obciążenie dopuszczalne pala jest mniejsze, mianowicie $P' - P$ dost a 178)

Przy większych mostach należałoby jeszcze uwzględnić parcie wiatru H (t. 40. r. 2), które wywołuje moment Hh , jeżeli h oznacza wysokość jarzma. Dla równowagi musi powstać w palach moment $Vb = Hb$, jeżeli b oznacza szerokość jarzma, a zatem $V = \frac{Hh}{b}$.

Ponieważ mamy tu po dwa pale po każdej stronie, więc siła dodatkowa w pału pionowym $P_1 = \frac{V}{2}$, w ukośnym $P_1' = \frac{V}{2}$ siecz a . Siła ta zwiększa ciśnienie w palach prawych, zmniejsza w lewych. Ponieważ jednak wiatr może wiać z obu stron, więc uwzględnimy tylko zwiększenie siły.

Jeżeli pale jarzma są rozdzielone na trzy części (t. 72. r. 2), to ciśnienie pionowe rozkłada się wedle prawa belki prostej, przy obliczeniu zaś ciśnienia w skutek wiatru nie uwzględniamy pala środkowego.

Obliczona w ten sposób ilość pali okazuje się w praktyce często, zwłaszcza dla małych mostów, za małą, wtedy powiększamy ją ze względów ustrojowych, o ile tego potrzeba wymaga. W jarzmach mostów drogowych umieszczamy zwykle pale w równym odstępnie albo pod każdą belką (t. 65. r. 2) albo pod każdą drugą (t. 65. r. 3, t. 33. r. 5), rzadko bez względu na odstęp belek (t. 4. r. 1*b*). W pierwszym wypadku odstęp pali wynosi 0.75 *m* do 1.5 *m*, w drugim do 2 *m*. Przy mostach kolejowych, jeśli jest mało belek głównych, skupiamy pale pod belkami (t. 60. r. 1), przy gęsto ułożonych belkach czasem dajemy równy odstęp pali (t. 24. r. 3 i 4), dodając kilka pali z przodu i z tyłu (t. 40. r. 1).

§. 80. Wpływ uderzenia kry.

Obliczenia poprzednie stosują się wprost tylko do jarzm w miejscu suchem. Dla jarzm rzecznych należy jeszcze uwzględnić wpływ uderzeń kry i innych przedmiotów płynących. Uderzenia takie wywołują osobne nateżenia, dadzą się jednak tylko w przybliżeniu wyznaczyć.

Jeżeli siła P_1 działa na belkę w dwu punktach podpartą, czy też jednym lub obu końcami utwierdzoną, to strzałka ugięcia $f = \alpha \cdot \frac{P_1 l^3}{\epsilon I}$ *), jeżeli α oznacza pewien współczynnik, zależny od podparcia belki i punktu zaczepienia siły, l rozpiętość, ϵ współczynnik sprężystości a I moment bezwładności. Siła ta wywołuje przytem moment $M = \beta \cdot P_1 l$, gdzie β oznacza znów pewien współczynnik i natężenie $\nu = \frac{Me}{I} = \frac{\beta P_1 l e}{I}$, gdy e oznacza odstęp włókna skrajnego od osi ciężkości. Praca wykonana przez tę siłę $A = P_1 f = \alpha \cdot \frac{P_1^2 l^3}{\epsilon I}$, a gdy wstawimy wartość za P_1^2 , mianowicie $P_1^2 = \frac{\nu^2 I^2}{\beta^2 l^2 e^2}$, to $A = \frac{\alpha \nu^2 I l}{\beta^2 \epsilon e^2}$.

Jeżeli teraz G oznacza ciężar płynącego ciała, v chyżość wielkiej wody, g przyspieszenie ciężkości, to praca $A = G \frac{v^2}{2g}$, więc $\frac{Gv^2}{2g} = \frac{\alpha \nu^2 I l}{\beta^2 \epsilon e^2}$, a stąd $\nu = \sqrt{\frac{\beta^2 \epsilon G e^2 v^2}{2 \alpha g I l}}$. A zatem gdy P' nazwiemy obciążenie pala z uwzględnieniem uderzenia kry, to

$$\tau = \frac{P'}{A \zeta} + \nu = \frac{P'}{A \zeta} + \sqrt{\frac{\beta^2 \epsilon G e^2 v^2}{2 \alpha g I l}}, \text{ a stąd}$$

$$P' = A \tau \zeta - A \zeta \sqrt{\frac{\beta^2 \epsilon G e^2 v^2}{2 \alpha g I l}},$$

a że $P_0 = A \tau$, więc

$$P' = P_0 \zeta \left(1 - \sqrt{\frac{\beta^2 \epsilon G}{2 \alpha g v^2}} \frac{ev}{\sqrt{I l}} \right) = P \left(1 - C \frac{ev}{\sqrt{I l}} \right) \dots 179)$$

jeżeli P oznacza obciążenie pala bez uwzględnienia uderzeń kry, a $C = \sqrt{\frac{\beta^2 \epsilon G}{2 \alpha g v^2}}$, które możemy uważać w przybliżeniu jako liczbę stałą, dającą się wyznaczyć przez porównanie z mostami wykonanymi. *Winkler* otrzymuje w ten sposób $C=35$, możemy więc napisać

$$P' = P \zeta \left(1 - \frac{35 ev}{\sqrt{I l}} \right) \dots \dots \dots 180)$$

*) Por. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 248 do 260.

przyczem wymiary, więc e , l i I wyrazić należy w cm , v w $\frac{m}{s}$, siły w kg .

Dla przekroju okrągłego mamy $e = \frac{1}{2}d$, $I = \frac{d^4\pi}{64}$, więc

$$P' = P \left(1 - \frac{35 \cdot \frac{1}{2} d \cdot v}{\frac{d^2}{8} \sqrt{\pi l}} \right) = P \left(1 - 79 \frac{v}{d \sqrt{l}} \right) \dots \dots \dots 181)$$

Dla przekroju kwadratowego mamy $e = \frac{1}{2}b$, $I = \frac{1}{12}b^4$,

więc
$$P' = P \left(1 - \frac{35 \frac{1}{2} b v}{\frac{b^2}{12}} \right) = P \left(1 - 61 \frac{v}{b \sqrt{l}} \right) \dots \dots \dots 182)$$

Przykład. O ile zmniejszy się wytrzymałość pala 30 cm grubego, jeżeli chyżość wody wielkiej $v = 3 m/s$, a długość jego $l = 8 m = 800 cm$?

Mamy $79 \frac{v}{d \sqrt{l}} = 79 \cdot \frac{3}{30 \cdot \sqrt{800}} = 0.28$; zatem o 28%.

§. 81. Jazdza z parciem poziomem.

Jeżeli na pale jazdza działają jeszcze siły poziome n. p. parcie ziemi, lub też parcie zastrzału mostu zastrzałowego lub rozporowego, to musimy tę okoliczność przy obliczeniu uwzględnić. Rozumie się, obciążyc należy przytem most w ten sposób, aby to parcie było jak największem, a więc przy mostach zastrzałowych lub rozporowych obciążyc jedno przesło, a drugiego nie obciążać, aby różnica parć była jak największą. Wskutek tych sił poziomych pracują pale nie tylko na ciśnienie, ale i na złamanie, obliczać więc je musimy wedle wzoru

$$\tau = \frac{P}{A} + \frac{Me}{I} \text{ *)}, \dots \dots \dots 183)$$

przyczem τ należy zmniejszyć jeszcze ze względu na wyboczenie.

Jeżeli różnicę parć poziomych nazwiemy H i jeżeli zaczepia ona w C (t. 79. r. 4) w odstępnie h_1 od podnoża A pala, jeżeli wysokość pala nazwiemy h , to moment w C , jeżeli słup przyjmujemy tylko w obu końcach podparty,

$$M = \frac{Hh_1(h-h_1)}{h} \dots \dots \dots 184)$$

*) Por. Podr. Stat. Bud. wyd. II. str. 283.

Jeżeli zaś przypuścimy, że słup jest u dołu pionowo utwierdzony (t. 79. r. 5), to otrzymamy w A moment ujemny M_0 , w C moment dodatni M_1 , a mianowicie

$$\text{moment w } C \quad M_1 = \frac{Hh_1^2(3h-h_1)(h-h_1)}{2h^3} \dots\dots\dots 185)$$

$$\text{„ w } A \quad M_0 = -Hh_1 \frac{2h^2-h_1(3h-h_1)^*}{2h^2} \dots\dots\dots 186)$$

Aby oba momenty w A i C były bez względu na znak równe, to musi być $M_1 = -M_0$, a stąd $h_1 = (2-\sqrt{2})h = 0.59h$. Jeżeli $h_1 > 0.59h$, to $M_0 > M_1$; jeżeli $h_1 < 0.59h$, to $M_0 < M_1$. Większy moment wstawiamy w rów. 183) i obliczamy τ .

Jeżeli τ otrzymamy za małe lub za wielkie, to musimy odpowiednio przekrój powiększyć lub zmniejszyć.

VIII. I z b i c e.

§. 82. Cel izbic.

Jarzma w rzekach, w których idzie silna kra, są bardzo narażone na uszkodzenie wskutek uderzeń kry. A że uszkodzenie jarzma łatwo wywołać może zawalenie się mostu lub przynajmniej przerwę ruchu, więc lepiej pale przednie, narażone najwięcej na uderzenie, oddzielić od jarzma i zbudować osobną izbicę (n. *der Eisbrecher, der Eisbock*, fr. *le souillard, le brise-glace*, an. *the icebreaker, the iceguard, the streambreaker*) 1 do 3 m przed jarzmem, chroniącą jarzmo od uderzeń kry.

Przy moście na Hère w Essels-Blay (t. 83. r. 2) użyto pali kładki tymczasowej po obcięciu ich odpowiednem do zbudowania izbicy.

W Norwegii są często izbice połączone z jarzmem (t. 52. r. 9), wskutek czego całość przedstawia większy opór uderzeniom. Za to wstrząśnienia, spowodowane uderzeniem kry, przenoszą się też i na jarzmo. Dlatego ustrój ten nie jest gdzieindziej używanym.

§. 83. Części składowe izbic.

Izbica składa się z pali pionowych, bitych w odstępach 1.2 do 2 m, średnio 1.5 m w przedłużeniu jarzma (t. 81. r. 1 i 2).

*) Por. Podr. Stat. Bud. wyd. II. str. 283.

Ostatni pal znajduje się 2 do 3 m przed jarzmem. Pale te połączone są oczepem ukośnym czyli belką izbicową (n. *der Eisbalken, der Eisbaum, der Eisholm*, fr. *le chapeau incliné*, an. *the fenderbeam*), który nachylony jest do poziomu pod kątem 20° do 40° . Belka izbicowa połączona jest z palami zapomocą czopów, śrub i opasek żelaznych. Kra bowiem uderza o belkę izbicową poziomo, siła uderzenia H rozdziela się na siłę prostopadłą do belki N i równoległą P . Pierwsza z tych sił wywołuje z powodu, że belka izbicowa jest belką ciągłą, w niektórych miejscach podparcia oddziaływania ujemne, ażeby więc zapobiec podniesieniu się belki izbicowej, wskazaniem jest połączenie jej opaskami z każdym słupem. Siła P wywołuje ciągnięcie w belce izbicowej, którą należy zatem dobrze połączyć z palami zapomocą czopów, a często też początek jej ujemnie się między dwa pale (t. 81. r. 4) lub też zapomocą ukośnej opaski utwierdza do przednich pali (t. 65. r. 5).

Kra, uderzając o belkę izbicową, posuwa się na niej w górę, a to tem bardziej, im mniej jest stromą, poczem wskutek własnego ciężaru się łamie. Im bardziej belka izbicowa jest stromą, tem bardziej jest też narażoną na złamanie i uszkodzenie, dlatego też kąt nachylenia zwykle nie jest większy, niż 25° (t. 68. r. 1). Dawniej nieraz belkę izbicową objano blachą lub wzmacniano dwiema kątownikami (t. 65. r. 5).

Pale pracują na ciśnienie i wyboczenie, a nawet na złamanie z powodu, że belka izbicowa ciśnie ukośnie na pale. Najbardziej narażone są tu pale najdłuższe, dlatego w celu zmniejszenia długości wolnej łączymy je z innymi palami zapomocą kleszczy, a w celu usunięcia natężeń zginających pochylamy tylne najdłuższe pale prostopadle do belki izbicowej t. 81. r. 4) lub też nieco mniej (t. 68. r. 1) albo też dajemy ukośne zastrzały (t. 65. r. 5, t. 81. r. 5, t. 68. r. 1).

Zwykle dajemy w celu ochrony pali po obu stronach izbicy opierzenie, składające się z dyli 5 do 10 cm grubych, połączonych z palami zapomocą śrub. Przy izbicach pojedynczych odpada przez to potrzeba, a nawet i możliwość, umieszczania zastrzałów (t. 81. r. 3). Przybijanie ukośne dyli, aby działały jako zastrzały (t. 82. r. 1), nie jest do polecenia z powodu, że kra może wtedy łatwiej uszkodzić lub nawet oderwać dyle.

§. 84. Izbice szerokie.

Jeżeli jarzma, przed któremi stawiamy izbice, są podwójne lub potrójne, to i izbice, które je ochraniają od kry, muszą być szersze. Czasem robimy też izbice szersze z powodu wielkiej wysokości lub też wielkiej chyżości wody, aby im więcej nadać stałości.

Izbice takie składają się z 3 lub 5 rzędów pali, przyczem każdy rząd pali łączymy belką izbicową (t. 68. r. 1). Belki te albo umieszczamy tak blisko jedna drugiej, że kra nie może się między nie dostać, albo też odstępów zakrywamy silną dyliną (t. 82. r. 2). Pierwszy sposób jest lepszy, bo kra nie może tak łatwo izbicy uszkodzić, zwłaszcza jeżeli między okrągłe belki izbicowe włożymy jeszcze belki, wypełniające zagłębienia. Zewnętrzne ściany izbicy pokrywamy dyliną, wewnątrz zaś łączymy pale poszczególnych rzędów zapomocą zastrzałów i kleszczy, a także łączymy wszystkie rzędy pali zapomocą rozpór i krzyżów (t. 82. r. 2).

Przy izbicach wielorzędowych zwykle średnią belkę izbicową umieszczamy najwyżej, inne niżej (t. 78. r. 2, t. 81. r. 9).

§. 85. Izbice nasadzone.

Podobnie jak jarzma, tak i izbice budujemy też i nasadzone. Jednak izbice nie są zwykle tak wysokie, aby z tego powodu należało je budować jako nasadzone, to też unikamy stawiania nowych izbic nasadzonych, zwłaszcza, że są mniej stałe, niż wbijane, a stałość jest tu ważną rzeczą ze względu na silne uderzenia kry. Dlatego też zwykle tylko przy odnowieniu izbic zmuszeni jesteśmy użyć izbic nasadzonych, aby uniknąć wyciągania pali. Musimy jednak wtedy górną i dolną część izbicy bardzo silnie połączyć, podobnie jak przy jarzmach nasadzonych (t. 82. r. 3 i 4).

Dla zapewnienia stałości bocznej takich izbic nasadzonych musimy je rozszerzyć. Dlatego nie można robić izbic nasadzonych pojedynczych, a najczęściej daje im się podstawę trójkątną i kształt graniastosłupa trójściennego ściętego. Belkę izbicową podpieramy wtedy krokwiemi i stężamy całość silnie kleszczami i zastrzałami.



DODATEK.

Literatura.

(Ważniejsze dzieła i rozprawy w porządku chronologicznym).

I. Dzieła ogólne o budowie mostów.

- Röder G. *Praktische Darstellung der Brückenbaukunde*. Darmstadt 1845.
- Müller H. *Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange*. Lipsk 1858.
- Becker M. *Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange*. Stuttgart 1866.
- Dengler. *Brücken und Wegebau für Land und Forstwirthe*. 1863.
- Baumeister. *Architektonische Formenlehre für Ingenieure*. Stuttgart 1858.
- Perdonnet & Polonceau. *Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer*. Paryż 1866.
- Bauernfeind. *Vorlegeblätter für Brückenbaukunde*. Monachium II. wyd. 1872.
- Heinzerling Dr. F. *Die Brücken der Gegenwart*. Akwisgran 1874. II. wyd. Lipsk 1891.
- Morandière. *Traité de la construction des ponts et viaducs à charpentier et en métal*. Paryż 1874.
- Ludwig R. *Das Entwerfen einfacher Bauobjecte im Gebiete des Eisenbahn-Ingenieurwesens*. Weimar 1884.

- Croizette Desnoyers. *Cours de construction des ponts*. Paryż 1885.
- Schäfer Dr. Th. i Sonne E. *Der Brückenbau*. II. wyd. Lipsk 1886.
- Riese O. *Die Ingenieurbauwerke der Schweiz*. Berlin 1887.
- Ziffer E. A. *Die Localbahnen in Galizien und der Bukowina*. Wiedeń 1891.
- Housselle. *Der Brückenbau. (Handbuch der Baukunde. Abth. III. Heft 4)*. Berlin 1892.
- Ritter W. *Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Amerikas*. Zurych 1895.
- Landsberg Th. *Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. B. Der Brückenbau. I. Abth. III. wyd.* Lipsk 1899.
- Jorini A. F. *Teoria e pratica della costruzione dei ponti*. Medyolan 1905.
- Arago. *Ponts en bois et en métal*. Paryż 1911.

II. Mosty drewniane belkowe i jarzma.

- Moller. *Zur Lehre von den Constructionen*. Darmstadt 1844.
- Harres. *Die Schule des Zimmermanns*. Lipsk 1861.
- Göring. *Dimensionen hölzerner Brücken der Hannoverschen Eisenbahnen Z. d. Ar. u. In. Ver. zu Hannover* 1861 str. 267.
 — *Versuche über die Tragfähigkeit verschiedenen hölzernen mit Eisen armierten Träger. Z. d. V. der Ing.* 1863. str. 527.
- Hellwag. *Normalien des österr. Nordwestbahn*, 1868—1872.
 — *Hölzerne Brücken der norwegischer Schmalspurbahnen Engin.* 1871. str. 37.
 — *Normalien der Ungarischen Staatsbahn*. 1873.
- Winkler Dr. E. *Vorträge über Brückenbau. — Hölzerne Brücken*, zeszyt 1. i 2. *Allgemeines, Bahn- und Balkenbrücken*. Wiedeń 1874. II. wyd. 1887.
- Pontzen E. *Ueber hölzerne Brücken unter besonderem Hinweis auf amerikanische Gerüst-Brücken*. Wiedeń 1876.
- Beck v. Nordenau u. Juda. *Der Bau der Eisenbahnbrücke über die Saave bei Brood*. Wiedeń 1880.

- Svenson. *Ueber hölzerne Br ckenfahrbahnen, hölzerne Pfeiler und Brückenträger. Norsk teknisk tidsskrift. 1883.*
- Forster. *Wooden trestle bridges. Railr. Gaz. 1890. str. 280*
- Bock M. *Zerbrechversuche mit verzahnten Trägern. Woch. d.  st. Ing. A. V. 1891. str. 21.*
- Skibiński C. *Ueber hölzerne zusammengesetzte Brückenträger. Woch. d.  st. Ing. u. Arch. Ver. 1891. i odbitka.*
- Thullie M. *Zur Berechnung der Holzträger. Woch. d.  st. Ing. u. Arch. Ver. 1891. i odbitka.*
- Brik. *Zur Berechnung der verd belten, verzahnten und der Klötzelholzträger. Woch. d.  st. Ing. Arch. V. 1891.*
- Bock M. *Neue Zerbrechversuche mit verzahnten Trägern. Woch. d.  st. Ing. Arch. V. 1892. str. 406.*
- Thullie M. *Zur Anwendung verzahnter u. verd belter Träger. Cent. d. Bauw. 1895. str. 296.*
- Schneider A. *Ueber hölzerne zusammengesetzte Träger. Zeitschrift d.  st. Ing. u. Arch. Ver. 1899.*
- Thullie M. *Ueber hölzerne zusammengesetzte Träger. Zeit. d.  st. Ing. Arch. Ver. 1901.*
- Normale: Wydzia u krajowego galicyjskiego.
 „ kolei państwowych austriackich.
 „ „ Karola Ludwika.
 „ „ arcyks. Albrechta.
- Melan Dr. J. *Der Brückenbau I. tom. Einleitung und hölzerne Brücken. Lipsk i Wiedeń. 1910.*

III. Opis nowszych wykonanych most w.

- Most na Manawatu (Nowa Zelandya). *Ann. d. Trav. publ. 1889. t. 232.*
- Most tymczasowy na H re w Esserts-Blay. *Ann. d. trav. publ. 1889. str. 2089.*
- Most na Eiderze pod Friedrichstadt (Szląsk). *Z. d. hann. Ing. A. Ver. 1890. t. 15.*
- Rusztowanie wiaduktu w  ervenie na Weltawie. *Z. d.  sterr. Ing. Arch. Ver. 1890. t. 16*

- Most na kanale Union w Edynburgu. *Engineering*. 1890. str. 472.
- Most na Weltawie w Pradze. *Časopis vystavni*. 1892.
- Most tymczasowy pod Budziejowicami. *Z. d. österr. I. A. V.* 1891. t. 34.
- Most tymczasowy pod Kollmann. *Z. d. österr. I. A. V.* 1892. t. 33.
- Mosty zachodnich kolei amerykańskich. *Engin.* 1892/I. t. 20/5.
i 1892/II. str. 382 i n.
- Most tymczasowy Morand i Lafayette w Lagdunie. *Ann. d. p.
et chaus.* 1893. str. 26.
- Mosty kolei Otisa na Cats Kill. *Engineering*. 1894. str. 476.



Omyłki drukarskie.

Str. 15 wiersz 4 z dołu zamiast $(\frac{1}{4} Pa + \frac{1}{8} gba^2) \frac{c}{a}$ ma być:

$$(\frac{1}{4} Pa + \frac{1}{8} gba^2) \frac{c}{2}$$

" 17 " 10 " " $c = \sqrt{\frac{3a(P_1 + \frac{1}{2} abg)}{2\tau b}}$ ma być:

$$c = \sqrt{\frac{3a(P' + \frac{1}{2} abg)}{2\tau b}}$$

" 18 " 10 z góry " $b_2 = b_1 + 2_2$ ma być: $b_2 = b_1 + 2h$

" 18 " 11 " " $c = a \sqrt{\frac{3}{4\tau b} \left(\frac{P}{b_2} + bg \right)}$ ma być:

$$c = a \sqrt{\frac{3}{4\tau b} \left(\frac{P'}{b_2} + bg \right)}$$

" 18 " 12 " " $M = \frac{lP}{8b_1} (2l - b_1)$ ma być:

$$M = \frac{P}{8} (2a - b_1)$$

" 18 " 13 " " $c = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{Pa}{\tau b b_1} (2a - b_1)}$ ma być:

$$c = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{Pa}{\tau b} (2a - b_1)}$$

" 18 " 15 " " $c = \sqrt{\frac{3a}{4\tau b} \left(\frac{P(2a - b_2)}{b_2} + abg \right)}$

$$\text{ma być: } c = \sqrt{\frac{3a}{4\tau b} \left[P(2a - b_2) + abg \right]}$$

str. 38 wiersz 9 z góry zamiast $h = \sqrt[3]{\frac{bM}{\tau n}}$ ma być: $\sqrt[3]{\frac{6M}{\tau n}}$

" 48 " 5 " " $\frac{1}{8} q l^2 \left(l - \frac{4ag}{ql} \right)$ ma być:
 $\frac{1}{8} q l^2 \left(1 - \frac{4ag}{ql} \right)$

" 54 " 10 " " $\tau = \frac{P}{s b_1} + \frac{P \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{s}{2}}{\frac{1}{12} b_1 s^3}$ ma być:

$$\tau = \frac{P}{s b_1} + \frac{P \cdot \frac{s}{2} \cdot \frac{s}{2}}{\frac{1}{12} b_1 s^3}$$

str. 79 wiersz 5 z dołu zamiast h'' ma być: h_1





Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-338588

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000262736