

O DOŚWIADCZENIACH DOKONYWANYCH Z BLACHĄ STALOWĄ, ZE WZGLĘDU NA JEJ ZASTOSOWANIE DO BUDOWY KOTŁÓW PAROWYCH,

według źródeł angielskich,

PODAŁ

S. M. Roguski,

INŻYNIER-MECHANIK.

W zeszycie VI Przeglądu Technicznego z r. 1878 podaliśmy ogólny pogląd na kwestyę zastosowania stali do budowy kotłów. Wszystko co w tym przedmiocie powiedzieliśmy, daje się mniej więcej streścić w następujących słowach. Stal bezwątpienia stanowi doskonały materiał, zastosowanie jej jednakże uwarunkowuje się: — 1^o udoskonaleniem sposobów wytrwania stali, — 2^o dokładną znajomością natury surowego materiału i przetworów, ich własności dodatnich i ujemnych, które tylko do pewnego stopnia dają się wyzyskać i tylko w pewnych granicach nie oddziałują szkodliwie, — 3^o odpowiedniem zastosowaniem sposobów mechanicznej obróbki. Kwestya powyższa, jako zupełnie jeszcze nowa, wymagająca zatem wielu praktycznych badań, oraz ściślejzego roztrząsania teoretycznego, nie daje się na teraz rozbiierać wyzerpująco, — trzymać się więc musimy systemu skrzętnego zbierania wszelkich praktycznych danych, chociażby one przedstawiały najbardziej drobiazgowo wyniki doświadczenia, gdyż zestawienie takowych z czasem doprowadzić musi do stanowczego wyjaśnienia kwestyi. Jakkolwiek na razie zdaleka tylko śledzić możemy za postępem przemysłu w jego gałęziach więcej specjalnych, to jednakże przewidywać wypada, że mniej lub więcej bliską jest chwila, w której ten postępek wyzyskać będziemy mogli albo nawet będziemy zmuszeni, w skutku spółzawodnictwa przemysłu zagranicznego. Poniżej korzystamy ze sprawozdania *p. Boyd'a*, mającego za przedmiot doświadczenia dokonywane z blachą stalową, przeznaczoną do budowy kotłów dla marynarki.

Towarzystwo przemysłowe Wallsend-Slipway w 1877 r. podjęło się budowy maszyny parowej, dla statku przeznaczanego do Bilbao, pod warunkiem iż kocioł wyrobiony będzie całkowicie ze stali. Główne wymiary kotła miały być następujące: 13' 3" średnicy, 10' 8" długości, z trzema ogniskami 3' 3" średnicy; ciśnienie normalne miało wynosić 65 funtów na 1 cal kw., powierzchnia ogrzewalna zaś — 1880 st. kw. Ponieważ kocioł miał być stalowy, przeto projektowano następujące zmniejszenie grubości blach dla rozmaitych jego części. Główny korpus zamiast $\frac{7}{8}$ " tylko $\frac{11}{16}$ ", końce zamiast $\frac{3}{4}$ " — $\frac{9}{16}$ ", ogniska i t. p. zamiast $\frac{1}{2}$ " — $\frac{7}{16}$ ", dna zamiast $\frac{3}{4}$ " tylko $\frac{11}{16}$ ".

Statek podlegał klasyfikacji *Lloyd'a*, zatem projekt kotła przedstawiony został do zatwierdzenia technicznemu wydziałowi Towarzystwa. Wydział zatwierdził rysunek kotła, sposobem próby, postawił jednak jednocześnie następujące warunki:

1. Blachy przeznaczone do budowy kotła, poddane doświadczeniom, winny przedstawiać wytrzymałość na rozciąganie odpowiadającą 26 do 30 tonnom na cal kwadratowy poprzecznego przecięcia.

2. Kilka próbek szwu podłużnego (po zanitowaniu), poddanych doświadczeniu, powinno wykazać wytrzymałość co najmniej w stosunku 70 % pierwotnej wytrzymałości całkowitej blachy, czyli odpowiadającą 14 do 21 tonnom na cal kwadratowy poprzecznego przecięcia.

3. Odcinki blachy przeznaczonej na korpus kotła jak również na jego dna, skrzynie ogniowe i t. d. powinny przebyć w sposób zadawalniający próbę hartu (tempering test) o której wspomnieliśmy w końcu naszej pracy zamieszczonej w zeszycie VI Przegl. Techn. z r. 1878 (str. 349), wreszcie

4. Blachy stalowe różnych grubości winny wykazywać pod ciśnieniem hydraulicznem wytrzymałość równą tej, jaką przedstawiają blachy żelazne, zwykle używane do budowy kotłów, lecz grubsze od stalowych: w korpusie kotła o 21,43 % w końcach o 25 %, w ognisku o 12,5 % w dnach o 8,33 %.

Po za tem, konstruktorowie uznali za stosowne wzmocnić kocioł za pomocą rur stalowych odpowiednio umieszczonych, oraz używać nitów stalowych, ażeby przez wprowadzenie materiału innej natury, w jakikolwiek bądź sposób nie naruszyć jednorodności całego kotła, który stanowić miał doskonały okaz doświadczalny.

Poniżej zestawiliśmy liczby otrzymane przy doświadczeniach, przedsięwziętych w skutku powyższych zastrzeżeń, — poprzedziliśmy jednakże takowe kilkoma uwagami, które zdaniem naszym przyczynić się mogą do zupełniejszego wyjaśnienia rzeczy.

Przy próbach wytrzymałości blach stalowych, ma się głównie na widoku, czy dany okaz nie przekracza pewnych granic, po za obrębem których, z powodu niedostatecznej miękkości metalu, zachodzi trudność mechanicznego obrabiania tego ostatniego Rząd-

ko kiedy zdarza się spotykać blachy stalowe, przedstawiające mniejszą wytrzymałość od blach żelaznych. Próba hartu daje w tym względzie bardziej wyraźne wskazówki, z tego powodu też fabrykanci najczęściej uciekają się do takowej, tak że prawie każda blacha stalowa przechodzi obecnie taką próbę. Z tego co w poprzedniej pracy naszej mówiliśmy w tym względzie, wynika, iż mniejsza wytrzymałość, uwarunkowując miękkość stali, ułatwia mechaniczną obróbkę. Tak np. wybijanie dziur na zimno jest nieszkodliwem tylko wtedy, kiedy się ma do czynienia z materiałem miękim. Praktyka tylko może stanowczo rozwiązać tę kwestyą, co będzie korzystniejszem, czy wiercenie dziur przy użyciu w tym razie materiału więcej wytrzymałego, czy też przeciwnie używanie stali miękiej, która łatwo dziurawić się daje na zimno, w którym to przypadku zmniejszony zostaje koszt mechanicznej obróbki. Dotąd jeszcze na pewno nie wiemy, o ile, podnosząc wytrzymałość czyli moc metalu, zwiększamy koszt obróbki takowego. Przedstawia się również pytanie, czy ogrzewanie blachy, która wystawioną była na działania mechaniczne w warsztacie, jest zawsze koniecznem, czyli też zależnem od charakteru przeróbki. Grubość blachy, niezależnie od innych jej właściwości, stanowi o sposobie mechanicznego jej obrabiania. I tak np. dziury o średnicy 3" do 4" nie dają się wybijać zwyczajnem narzędziem i potrzeba je wiercić albo też używać w tym celu narzędzi ściętych.

Stosunek jaki zachodzi pomiędzy grubością blachy, jej wytrzymałością i zachowaniem się podczas rozmaitych przeróbek warsztatowych, należy dotychczas do najmniej wyświeconych stron przedmiotu; tymczasem stosunek ten powinien być koniecznie dokładnie określonym. Wiadomo, że wszelkie manipulacye warsztatowe, tem łatwiej dają się wykonywać i tem mniej nadwyrężają wewnętrzną budowę danego materiału, np. blachy — im mniejszą jest grubość. Dotąd jednakże, ani dla żelaza ani dla stali, stosunek, jaki w tym względzie zachodzi, nie jest wyraźnie określonym, — pomimo że nieraz już robiono specjalne w tym celu doświadczenia, szczególnież też z inicjatywy Londyńskiego Stowarzyszenia Inżynierów Cywilnych (doświadczenia *Pawsey'a*). Musimy na korzyść blach stalowych przytoczyć tę okoliczność, że wszelkie nadwyrężenia w ich układzie międzycząsteczkowym, będące skutkiem działań warsztatowych, dają się następnie przez ogrzewanie w znacznej przynajmniej części złagodzić, podczas gdy podobnego przymiotu nie posiadają blachy żelazne. Nadwyrężenie układu międzycząsteczkowego skutkiem obróbki mechanicznej a szczególnież też w następstwie wybijania dziur na zimno i wynikające stąd zmniejszenie wytrzymałości, wzrasta w stosunku do grubości blach; tak np. blacha $\frac{1}{4}$ " gruba traci 2%, blacha $\frac{1}{2}$ " 15% a blacha 1" do 30% swej mocy, podczas gdy porównywane blachy mają też samą pierwotną wytrzymałość i są jednakowo miękie. Doświadczenia dokonane z blachą przedstawiającą wytrzymałość około 32 tonn na 1 cal kw. poprzecznego przecięcia wykazały,

że strata pierwotnej mocy blach $\frac{1}{4}$ cal. dochodzi do 5%— $\frac{1}{2}$ calowych do 20% a wreszcie jednocalowych do 40% i że przez ogrzewanie strata ta daje się sprowadzić do wartości powyżej podanych t. j. do 2%, 15% i 30%.

Wielkość nadwyżżenia w układzie międzycząsteczkowym wzrasta oprócz tego, jak na to mamy w praktyce nader liczne dowody, proporcjonalnie do stosunku, jaki zachodzi pomiędzy grubością blach a wymiarem narzędzia używanego do wybijania dziur na zimno: blachy grubsze cierpią z tego powodu więcej jak cienkie,—a przez odpowiednie zastosowanie narzędzia do grubości blachy, możemy do pewnego stopnia złagodzić skutki mechanicznej obróbki, usunąć jednakże takowe całkowicie niepodobna.

Zważywszy że w oddzielnych częściach kotła blacha wystawiona jest na odmienne działania i że części te różnią się między sobą ustrojem, łatwo przychodzi zdać sobie sprawę z różnicy wymagań, jakie stawiane być mogą i muszą. Tak np. w skrzyniach ogniowych parowozów i kotłów, miękkość użytej blachy może się stać powodem znacznego osłabienia konstrukcyi, złożonej z blach całkiem płasko ustawionych, znitowanych i wzmocnionych za pomocą odpowiednich podpórek. Wszelkie ciśnienie wewnętrzne wydyma taką blachę i to niezależnie od systemu wzmocnienia, tem łatwiej im blacha jest więcej miękka i podatna,—blacha stalowa miękka łatwiej się może poddać w tych samych warunkach — aniżeli twardsza, mniej sprężysta, ale za to więcej wytrzymała i więcej sztywna, blacha żelazna.

Jeżeli przy budowie kotłów, zdając sobie sprawę z warunków, w jakich działają siły wewnętrzne czy też zewnętrzne, właściwą zachowamy ostrożność, jeżeli np. w danym razie wzmocnimy blachę stalową w sposób odpowiedni,—to usuniemy możliwość groźnych następstw, a jednocześnie w pełni korzystać będziemy z dodatnich własności użytego materiału. Większe lub mniejsze wydęcie blachy pod ciśnieniem, może nastąpić w niektórych częściach kotła, li tylko skutkiem użycia blachy zbyt miękkiej, która zastosowana w innym miejscu zachowałaby się całkiem dobrze.

Większość techników uważa blachy przynitowane na płask, bez żadnego wygięcia w dwóch końcach, jako belki—i przyjmując jako prawo, że wytrzymałość ich wzrasta w stosunku do kwadratu z grubości,—zasadę tę stosuje zarówno do żelaza kutego jak i do żelaza lanego, stali i miedzi, wprowadzając tylko w każdym szczególnym przypadku odpowiedni współczynnik wytrzymałości. Prawidło powyższe daje się stosować tylko w pewnych granicach, zależnych od stosunku natężenia do grubości blachy. Zmniejszanie grubości blach stalowych, ze względu na większą ich wytrzymałość, wymaga koniecznie jak najdokładniejszego zbadania natury i własności metalu jak również wszystkich możliwych ewentualności, jakim takowe podlegać mogą w praktyce. Zmniejszenie grubości blach stalowych, w stosunku do żelaznych, dojść może w wielu

bardzo wypadkach do 25%, w tym jednakże o którym mówimy, nie powinno przekraczać 13% do 14%.

W ogóle przy zastosowaniu blachy stalowej do budowy skrzyń ogniowych (fire box) i ognisk, oraz przy użyciu jej na dna kotłów, spotykać się przychodzi z rozmaitemi trudnościami, będącemi następstwem powyżej rozważanych okoliczności. Zadość uczynić wszelkim wymaganiom nie łatwo i tem się też tłumaczy że pomimo ciągłych usiłowań, nie udało się jeszcze dotychczas zastąpić ostatecznie blachą stalową — grubszą i droższą blachę miedzianą w skrzyniach ogniowych parowozów. Zauważyć jednakże należy, iż na ostatniej Wystawie Paryskiej, prawie wszystkie parowozy miały kotły i skrzynie ogniowe wyrobione z blachy stalowej — zdaje się więc że następuje stanowczy zwrot w tym kierunku, gdyż i marynarka francuska wprowadziła już stal do budowy kotłów.

Komisya *Lloyd'a*, ze względu na zastosowanie blach stalowych do kotłów marynarki, postanowiła iż największe zmniejszenie grubości nie powinno przenosić 12%, jeżeli blachy tak są umieszczone, iż pod ciśnieniem pary mogą być wydęte. Na posiedzeniach Instytutu Inżynierów marynarki, odbytych w kwietniu r. z., *P. Boyd* podał cenne w tym przedmiocie dane praktyczne, zasługujące na bliższe rozważenie. *P. Boyd* robił między innemi doświadczenia ze skrzynią ogniową zwyczajnej konstrukcyi, z podpórkami nitowanemi, mającą 3 stopy w kwadrat, wyrobioną z blachy stalowej $\frac{7}{16}$ " grubej. Skrzynia ta zaczęła się wydymać przy ciśnieniu wynoszącym 130 funt. na 1 cal kw. a przy ciśnieniu 550 funt. jeden nit puczył. Nie ulega wątpliwości że skutkiem wydymania się blachy, nity więcej pracują na rozerwanie, — takowe mogło jednakże nastąpić także i w skutek wadliwości samego nita, ponieważ przy nitowaniu na gorąco tarcie pomiędzy dwiema blachami wynosi około 5 kgr. na mm. kw. a nawet czasem dochodzi do 7 kgr., jak tego dowodzą doświadczenia dokonane przy budowie mostu Britannia ¹⁾. Jeżeli przyjmiemy jako współczynnik tarcia $\frac{1}{3}$, to siła rozciągająca nit wyniesie 15^{kgr.} na 1^{mm} kw. przecięcia, a w takich warunkach nity żelazne, niezależnie od wszelkich sił jakie w kierunku poprzecznym na nie działają, pracują już prawie po za granicami sprężystości. Inne skrzynie, opatrzone podpórkami śrubowemi z mutrami, zaczęły się wydymać przy 260 funtach ciśnienia i wytrzymały bez rozerwania się ciśnienie 1000 funt. na 1 cal kw. Widzimy z powyższego że odpowiednio urządzone uzbrojenie bardzo wiele przyczynić się może do wzmocnienia budowy i złagodzenia naturalnych następstw międzycząsteczkowego układu i własności metalu. Wzmacnianie za pomocą śrub jest zresztą oddawna w użyciu przy budowie skrzyń ogniowych parowozów i lokomobil.

Dr. C. W. Siemens twierdzi, że w takich razach kiedy blachy ustawiają się swobodnie na płask i tylko po brzegach

¹⁾ Patrz: Gräshof — Festigkeitslehre Str. 157.

są nitowane, lub też są umieszczane równolegle, w pewnym odstepie jedna od drugiej, jak to ma miejsce w skrzyniach ogniowych, należy przeważnie wybierać blachy ze stali zawierającej 0,4% węgla—albowiem taki metal odznaczać się ma większą sztywnością, obok jeżeli nie większej to tej samej przynajmniej wytrzymałości, a nadto jest że tak powiemy więcej plastyczny. Stal zawierająca 0,4% węgla nie da się rozciągnąć więcej jak na 12⁰/.

Wyniki prób, dokonanych w warsztatach *Wallsend Slipway Company*, z blachą stalową przeznaczoną do budowy kotła, dają się streścić w następnych słowach. Średnia wytrzymałość 14 okazów poddanych próbom wynosiła 28,7 tonn na cal kwadratowy przecięcia, granica sprężystości (początek stałego odkształcenia) osiągniętą została przy natężeniu odpowiadającym 16,6 tonnom na cal kw. czyli 58⁰/o najwyższego obciążenia jakie metal wytrzyma. Próba hydraulicznego ciśnienia wykazała dla szwów podłużnych, średnią wytrzymałość 9,22 tonn na cal kw. przecięcia, ponieważ zaś inne doświadczenia stwierdziły, że przy obciążeniu 11 tonn na cal kwadr. przecięcia, można już często osiągnąć granic sprężystości, przeto z zestawienia dwóch powyższych liczb (11 tonn i 9,22 tonn) wypada, że nie należy w próbach hydraulicznych przekraczać normy podwójnego roboczego ciśnienia ¹⁾.

Stałe odkształcenie, otrzymane przy 9 próbkach różnych długości, od 6 1/2" do 12", wynosiło średnio 26 1/2⁰/o pierwotnej długości.

Wspomnieliśmy już powyżej że techniczny wydział *Lloyda* postawił jako konieczny warunek dokonanie odpowiednich prób wytrzymałości szwów podłużnych. Wiadomo jest iż szew podłużny, w każdym razie osłabia bardzo kocioł, ze względu jednakże na zastosowanie blach stalowych, zdania są jeszcze bardzo podzielone co do najlepszego sposobu samego wykonania szwów, wymiarów nitów (gwoździaków), odstępów pomiędzy nimi i t. p. jak również co do sposobu dziurawienia i nitowania, oraz użycia nitów stalowych lub żelaznych.

¹⁾ *P. Olrick*, znany konstruktor angielski, nie uważa za stosowne próbować kotłów przy ciśnieniu wyższem jak 1 1/2 raza normalne ciśnienie robocze, wychodząc z tego mianowicie punktu widzenia, że niewidzialne uszkodzenie kotła, spowodowane samą próbą, wzrastając bezustannie z biegiem czasu, już tylko przy normalnem ciśnieniu może się stać powodem pęknięcia kotła. W praktyce dużo się rzeczywiście zdarza takich eksplozji, których przyczyny nie można odkryć i być bardzo może że w tem co powyżej nadmieniliśmy leży właśnie przyczyna główna i pierwotna. Pokazuje się więc że zwyczaj, mający jakoby na celu zabezpieczenie się od wypadków, w gruncie rzeczy jest szkodliwym dla praktyki przemysłowej, a prztem uciążliwym, ponieważ fabrykant budować musi kocioł nie zastosowany do właściwego przeznaczenia ale 2 lub 3 razy mocniejszy, i że zatem dla otrzymania pewnej siły nie tylko potrzebuje użyć kapitału na zapewnienie sobie zbytecznego nadmiaru wytrzymałości, ale nadto jeszcze spotrzebowywać więcej materiału opałowego, nie mówiąc już o zwiększeniu kosztów składania (montowania), przewozu i t. d.

W celu należytego zbadania rzeczywistej wytrzymałości szwów, przedsięwzięto cały szereg doświadczeń z okazami znitowanymi starannie i podług przyjętych zasad. Okazy szwu, wycięte wzdłuż blach miały 12" szerokości, nity — $1\frac{7}{16}$ cala średnicy, dziury były wiercone w tych częściach blachy, które miały być badane, w innych zaś wybijano je na zimno, blacha była średniej grubości, wynoszącej $1\frac{1}{16}$ cala. Jeden z okazów rozdarł się przy zmocowaniu, z ostrym dźwiękiem; przy całkowitem obciążeniu, wynoszącym 135 tonn czyli 18,51 tonn na cal kwadratowy przecięcia, odkształcenie było bardzo małe lub też wcale się nie objawiło, przecięcie w złomie wynosiło 7,29 cali kw.

Taki wynik doświadczenia nie wydawał się prawidłowym, robiono więc z tego powodu rozmaite przypuszczenia, z których może najwięcej uzasadnionem było to, że przez wybijanie dziur na zimno, nadwyreżono nieco wewnętrzną budowę metalu w szwach zmocowania. Drugi okaz w niczem nie różnił się od pierwszego, chyba tylko wewnętrznym międzycząsteczkowym układem, o ile sobie z takowego zdać sprawy nie można, — rozerwany on został po linii szwu przy całkowitem obciążeniu wynoszącym 149 tonn czyli 24,59 tonn na 1 cal kw. przecięcia. Złom którego powierzchnia wynosiła 6,057 cali kw., był krystaliczny, zmocowanie okazu tak, jak w pierwszym razie, dokonaniem było za pomocą nitów, przyczem dziury wybijano na zimno a przestrzeń pomiędzy szwem zmocowania i szwem doświadczanym pozostawiono dość dużą, ażeby wszelkie nadwyreżenie w wewnętrznym układzie międzycząsteczkowym nie mogło oddziaływać na metal w pobliżu głównego szwu.

Przyjmując 26 do 28 tonn jako największe obciążenie nie-naruszonej blachy, powyżej otrzymane cyfry przedstawiają 69, 46 i 64,5% takowego, wykazują zatem stosunek wytrzymałości szwu do wytrzymałości całkowitej blachy niższy aniżeli żądany. *P. Boyd*, zastanawiając się nad podanemi tu wynikami doświadczeń, przychodzi do przekonania że sposób zmocowania badanego szwu mógł wpłynąć na takowe niekorzystnie i że w praktyce, pod tym względem warunki są nieco odmienne, albowiem końce szwów podłużnych podtrzymywane są przez szwy poprzeczne.

Dwa inne okazy nitowane w szwie głównym tak jak poprzednie, z tą tylko różnicą że jeden z nich miał szew „łańcuchowy“, posiadały taką długość że nie potrzebowały być przy-mocowywanemi do innych blach lecz mogły być wprost obciążane. Pierwszy okaz ujawnił jeszcze mniejszą, drugi zaś znacznie większą wytrzymałość. Szew łańcuchowy, którego przecięcie po środkowej linii nitów wynosiło 6,057 cal. kw., czyli 2,193 cal. kw. mniej jak przecięcie całkowitej blachy (ten sam stosunek zachowany był we wszystkich poprzednich okazach) rozdarł się przy obciążeniu 174 tonn. Wytrzymałość zatem szwu w tym ostatnim wypadku wynosi 75,32 do 81,11% wytrzymałości całkowitej blachy, przyjmując tę ostatnią równą 28 lub 26 tonn. Znaczna przewyżka wytrzy-

małości szwu przy łańcuchowem nitowaniu naprowadza na myśl, czy ten sposób nitowania nie okaże się również lepszym od nitowania w zygzag i dla blachy żelaznej.

Zestawiając wyniki wszystkich doświadczeń i rozważając warunki w obec których takowe dokonywane były, przychodzi się do wniosku, stwierdzonego zresztą późniejszymi doświadczeniami, że sposób wykonania nitowania przy pierwszych 3 szwach mógł rzeczywiście wpływać na ich wytrzymałość. Przy nitowaniu w zygzag skoro niektóre nity wypadną, pozostaje czasem tylko bardzo wąski pasek nietkniętego metalu, który przy obciążaniu łatwiej się rozrywa, a skutkiem jednolitości międzycząsteczkowego układu stali, spowodować może rozerwanie się szwu przy nieco mniejszem obciążeniu. Przypuszczenie powyższe stwierdza bardzo często praktyka, jeżeli nie wprost—to pośrednio; nitowanie a szczególnie wybijanie dziur jak wiadomo nadwyręża materiał i znacznie zmniejsza jego wytrzymałość,—doświadczenia które w dalszym ciągu opiszemy, są również wyraźnym tego dowodem.

Wszystkie powyższe doświadczenia robione były ze szwami o podwójnej nakładce, czyli zetkniętymi (*assemblages bout à bout*); nie dają więc one dokładnego pojęcia o wytrzymałości zwyczajnych szwów nakładanych.

Zauważyć należy, że podczas obciążania, szwy rozciągają się znacznie zanim nastąpi rozerwanie; miało to miejsce przy wszystkich doświadczeniach o których powyżej wspomnieliśmy. Okoliczność tę stwierdza nadto *p. Parker*, opisując doświadczenia robione z kotłem cylindrowym, zbudowanym na wzór kotła parowozu (z pominięciem skrzyni ogniowej), z blachy stalowej $\frac{1}{2}$ " grubej i nitowanym przy zastosowaniu szwu o podwójnej nakładce. Pod ciśnieniem wynoszącym 407 funtów na 1 cal kw. objawiało się już pęknięcie blachy, jednakże dopiero pod ciśnieniem 795 funt. kocioł zaczął przepuszczać wodę i to tak obficie, że stałego jej poziomu nie można już było utrzymać za pomocą pompy; — rozciągnięcie szwów było widoczne przed rozerwaniem. Jeżeli bliżej rzecz rozważymy, to dojdziemy do przekonania, że ostatnia wzmiankowana okoliczność stanowi zaletę kotłów stalowych, które z tego właśnie powodu przy raptownym wzroście ciśnienia większe przedstawiają bezpieczeństwo, aniżeli kotły żelazne.

Na poparcie tego twierdzenia dość będzie przytoczyć doświadczenia *p. p. Deane'a i Swindon'a*, robione umyślnie w celu rozerwania kotła stalowego. Dwa takie doświadczenia nie udały się pomimo bardzo wysokiego ciśnienia. Przekonano się że nie podobna jest raptownie rozerwać stalowego kotła, gdyż metal rozciąga się, para ucieka wraz z wodą i ciśnienie nie wzrasta już więcej. Rozciąganie się i że tak powiemy zwolnienie szwów jest tem większe, im wyższe jest ciśnienie.

Dr. Siemens zgadza się najzupełniej z tem mniemaniem, że sposób umocowania badanych blach mógł znacznie oddziaływać na ich zachowanie się podczas obciążania; zwraca on też uwagę

na tę okoliczność, iż sposób działania sił zewnętrznych oraz drobne a niekiedy bardzo nawet powierzchowne wady metalu mogą prze-
ważnie wpływać na jego wytrzymałość. *Dr. S.* stwierdza w ten
sposób przypuszczenie, że zbliżenie krańcowych nitów do kantów
swobodnie zawieszonej blachy, mogło się stać powodem prędszego
jej rozerwania przy mniejszym wysiłku, albowiem kanty przez samo
nitowanie mogły być już nieco nadwyreżonymi.

Po rozerwaniu pierwszych okazów szwu, przystąpiono do zba-
dania czy rzeczywiście blacha była wadliwą, czyli też tylko takowa
nadwyreżoną została przez nitowanie. W tym celu wycięto z blachy
poddanej doświadczeniu 2 pasy, w jednym z nich przewiercono 2
dziury do zaczepienia, w drugim zaś pozostawiono dziurę przed-
tem już wybitą. Pierwszy pas pękł przy obciążeniu 19 tonnami,
że zaś zarysowane przecięcie miało 0,717 cali kw. powierzchni, przeto
blacha posiadała wytrzymałość wyrażającą się przez 26,49 tonn
obciążenia na 1 cal kw. przecięcia. Taki wynik doświadczenia wska-
zuje dostatecznie, że blacha bynajmniej nie była wadliwą. Drugi okaz
pękł po linii środkowej pozostawionego i wybitego na zimno otwo-
ru, nie zaś w kierunku najmniejszego przecięcia, jak to właściwie
powinno było nastąpić; zarysowane przecięcie miało 1,38 cali kw.
powierzchni, obciążenie wynosiło 18,5 tonny, wytrzymałość przeto
wyraża się liczbą 13,4 tonn na 1 cal kw. Tenże sam okaz podda-
no następnie nowemu doświadczeniu, prowadzonemu w ten sposób,
ażeby koniecznie złom nastąpił w miejscu najsłabszego przecięcia,
mającego 0,717 cali kw. powierzchni. Obciążenie wynosiło w tym
razie 20 tonn czyli 27,89 tonn, na 1 cal kw. Przyjmując jako
średnią normalną wytrzymałość nienaruszonej blachy stalowej 28
tonn na 1 cal kw. przecięcia, widzimy że taka blacha po wybiciu
dziur za pomocą tłoczni (Lochmaszyny), traci około 35,36%, pod-
czas gdy strata wytrzymałości wynosi tylko 2,15%, jeżeli dziury
są wiercone.

(d. n.)

DROGA ŻELAZNA

PRZEZ GÓRĘ SIMPLON.

Streszczenie sprawozdań pp. Huber'a i Lomel'a, przedstawionych Towarzystwu
Inżynierów Cywilnych w Paryżu w r. 1878.

(Dokończenie).

Co się tyczy technicznej strony projektu, to takową przedstawiamy poniżej, przez porównanie z drogą S. Gotarda; skoro bowiem droga przez Simplon ma z nią współzawodniczyć, nie może być mowy o porównywaniu takowej z drogami żelaznymi zbudowanymi na równinie. Tunel przez Simplon, jak już powyżej wspomnieliśmy, ma według projektu p. Lomel'a 18 507 m. długości i leży cały w linii prostej; spadki wewnątrz góry z jednej strony dochodzą do 2, z drugiej do 4,5 na tysiąc. Długość tunelu przez Gotard wynosi 14 920 m. a przez Cenis—tylko 12 233 m., mimo to jednakże zwiększenie długości Simplonu będzie zrównoważone innymi dogodnościami, przez nieznaczne wzniesienie tunelu ponad poziom morza, jak niemniej i przez łatwiejsze warunki budowy dróg dojazdowych. Zanważyć przytem należy, że znaczna długość tunelu nie wytwarza na teraz okoliczności przemawiających na niekorzyść przedsięwzięcia; przy obecnej bowiem praktyce wiercenia gór, zwiększenie długości tunelu o kilka kilometrów, wypada finansowo korzystniej, aniżeli kosztowne i trudne roboty w wąwozach, doprowadzających do tunelu. Wjazd do tunelu Simplonńskiego znajdować się będzie w dolinie rzeki Rodanu, w odległości 3 kilometrów od stacyi Brigue, istniejącej już drogi żelaznej. Wzniesienie główki szyny przy wjeździe ma wynosić 711 m. że zaś zero stanu wody w Rodanie znajduje się na wysokości 676 m. nad poziomem morza, przeto różnica dwóch tych poziomów wyniosłaby zaledwie 35 m. Najwyższy punkt tunelu wzniesiony na 729 m. ponad poziom morza, przypada prawie w połowie jego długości; wzniesienie główki szyn przy wyjściu tunelu od strony Włoch, ma wynosić 687 m. ponad poziom morza.

Dla porównania podajemy tu kilka liczb, uwidoczniających największe wzniesienie szyn ponad poziom morza.

W tunelu Gotarda wzniesienie to wynosi.	1 152 metrów
„ Cenis	1 338 „

przy przejściu Brenneru 1 366 metrów
w projektach tunelu przez Mont-Blanc (stosownie
do kierunku) 1 050 i 1 300 „
w projekcie przez Simplon 729 „

Najwyższy punkt tunelu Simplonńskiego znajdować się będzie 50 metrów poniżej główki szyny drogi żelaznej prowadzącej z Bernu do Lozanny i tym sposobem droga przez Simplon zachowa nieledwie charakter dróg-zbudowanych na równinach. Spadki i wzniesienia dróg dojazdowych do tunelu od strony Szwajcaryi i na sekcji istniejącej już drogi żelaznej, poczynając od stacyi Brigue (którą ze względu na ostatecznie przyjęte wejście do tunelu przełożyć wypadnie) wynoszą 0,011 na długości trzech kilometrów; spadki zaś od strony Włoch, na długości 17 300 m. dochodzą do 0,0237. Tymczasem przy Gotardzie, spadki i wzniesienia w granicach od 0,01725 do 0,0267 napotykamy bez przerwy na długości 90 kilometrów. Trudność budowy dróg dojazdowych można w części tą miarą ocenić, iż gdy przy Simplonie wykazaną została konieczność budowy 12 mniejszych tuneli od strony Włoch, o całkowitej długości wynoszącej 1278 metrów, to przy Gotardzie ogólna długość wszystkich pomniejszych tuneli wynosi 30 000 m., i to przy krzywiznach dochodzących do 300 metrów promienia i przy wzniesieniu wynoszącem według projektu 0,025 w rzeczywistości podobno zwiększonem do 0,0265. Jak już powyżej nadmieniliśmy, wejście do tunelu Simplonńskiego od strony Szwajcaryi znajduje się w odległości tylko 3 kilometrów od stacyi Brigue, a wywołane budową przełożenie linii i przedłużenie takowej aż do tunelu nie przedstawia najmniejszej trudności. Nie ulega wątpliwości, że takie sąsiedztwo z istniejącą już drogą żelazną jest niezmiernie ważną okolicznością ze względu na ułatwienie dowozu wszelkich materiałów budowlanych i mechanicznych przyrządów. Od strony Włoch wypadnie zbudować 52 kilometrów dróg dojazdowych, z których 40 znajdować się będzie w normalnych warunkach a zaledwie na pozostałych 12 kilometrach przyjdzie pokonywać znaczniejsze trudności. Przy budowie d. ż. S. Gotarda, tak od strony Lucerny jak i od strony Lugano, nie jeszcze dotąd nie zrobiono, pomimo że wszystkie materiały i przyrządy muszą być dowożone do tunelu kołmi.

Przedwstępne prace, mające na celu wyrobienie projektu drogi żelaznej przez Simplon, rozpoczęto z wiosną 1876 r. Dla dokonania pomiarów trygonometrycznych obrano dwie podstawy, jedną od strony Szwajcaryi, w dolinie Rodanu, długą na 3224,68 m. pomiędzy miejscowościami Brigue i Gamsen a drugą od strony Włoch, 3172 m. długą, pomiędzy Domo i Crevola,—i takowe związane 23 starannie dobranymi trójkątami. Pierwsza podstawa mierzona była ła-tami i taśmą stalową 6 razy (zmiany długości taśmy stalowej wynikające z różnego stanu ciepłoty nie były brane pod uwagę) a średnia różnica wyników pomiaru wynosiła na długości 3,22468 kilometrów — 0,38 metra. Druga podstawa od strony Włoch, mierzona była w podobny sposób 4 razy, a średnia różnica pomia-

rów wynosiła zaledwie 0,28 metra. Z obliczenia zaś 23 trójkątów wypadło na długość podstawy od strony Włoch 3173,45 czyli różnica pomiędzy wynikiem rachunku i pomiarem dokonany na gruncie wynosiła 0,69 a możliwy z tego tytułu błąd w obliczeniu długości tunelu nie może przenosić 0,30 m. Jakkolwiek tak znaczny stopień dokładności jest niewątpliwie wystarczającym do opracowania projektu, to jednakże przed przystąpieniem do wykonania takowego wypadnie jeszcze raz sprawdzić pomiar.

W wierzchołkach trójkątów należących do sieci trygonometrycznej ustawiono „stałe znaki“ mogące być użytymi i przy budowie. Są to przeszło metrowej wysokości słupy ostrokątowe murowane, dobrze utwierdzone i umocowane w skalistym gruncie. Przez środek słupów przechodzą rury blaszane, w które można wstawiać drzewca sygnałów, lub też spodnią część teodolitu odpowiednio w tym celu zbudowanego. Spód i wierzch słupa zaopatrzone są w wieńce drewniane, związane ze sobą szrubami. Do górnego wieńca można przymocować teodolit w ten sposób, iż środek koła poziomego trafia na oś rury blaszanej i sygnału; tak więc teodolit przy zapewnionej zresztą swobodzie ruchów lunet, jest nieruchomo przytwierdzonym, która to okoliczność jest niezmiernie ważną, z przyczyny zwłaszcza że większa część stałych znaków zbudowaną została na znacznej wysokości (Wasenhorn 3 246 metrów), z której silne wichry tak narzędzie samo jak i operatora z łatwością strącić by mogły. Mierzenie kątów dokonane było przy użyciu teodolitu, którego koło poziome miało 18 centymetrów średnicy. Odczytywanie przy pomocy koła powtarzającego, odbywało się 10 razy. Koło poziome miało podział setny czyli mieściło 400 stopni z podziałami. Plany sytuacyjne sporządzone zostały z odniesieniem takowych do wielokątnej podstawy pomiaru, obranej wzdłuż drogi bitej prowadzącej przez Simplon. Profile poprzeczne zbierane gęsto a niejednokrotnie w odstępach kilkunastometrowych, dały możność naniesienia na plany sytuacyjne krzywych jednakowego poziomu (obwodnic) co każde dwa metry wysokości. Poziomowanie (niwelacja) w kierunku projektowanego tunelu, przez grzbiet góry, nie było wykonaniem; natomiast związanie punktów po obu stronach jej stoków położonych, uskutecznione zostało w sposób pośredni. Trzy kilometry drogi projektowane od strony Szwajcaryi odniesiono za pośrednictwem stacji Brigue do stałego znaku Genewy, związanego z niwelacją całej Szwajcaryi a zarazem odniesionego do ogólnej niwelacji Francji, której płaszczyzna porównawcza wznosi się na 0,400 m. po nad zero portu Marsylskiego. Co się tyczy dróg dojazdowych południowych (od strony Włoch), to przy poziomowaniu takowych związano się ze stałymi znakami (reperami) odniesionymi do karty niwelacyjnej Piemontu, a urządzanymi w latach 1870 i 1873 przez komisją federalną związku Szwajcarskiego, pod dyktando *pp. A. Hirsch'a i E. Plantamour'a*, astronomów. W owym czasie w celu dokonania robót mających na celu zmierzenie części południka wytknięto dwa pomocnicze kierunki przechodzące przez Gotard i Simplon, a liczne stałe znaki umieszczone pomiędzy Isselle

i Domo d'Ossola ułatwiały bezustanne sprawdzanie poziomowania przy przedwstępnych pomiarowych robotach, odnoszących się do budowy tunelu;—to też otrzymane różnice okazały się mało znaczącymi.

Jakkolwiek geograficzny ustrój góry Simplon jest z dawna znany, to jednakże dla uzupełnienia projektu tunelu uznano za właściwe przedsięwziąć w tym kierunku nowe badania i przeprowadzenie takowych powierzono w 1877 r. profesorom *pp. Lory'emu* z Grenobli, *Renavier'owi* z Lozanny i *Heim'owi* z Zurychu. Wyniki nowo podjętych badań stwierdziły pierwotne przypuszczenia, oparte zresztą na sumiennych poszukiwaniach dziś już nieżyjącego geologa *Gerlacha*—i wykazały ostatecznie, że na długości trzech kilometrów od strony północnej (t. j. od Szwajcaryi) napotyka się na wapienie łupkowe, w dalszym zaś ciągu aż do połowy długości tunelu—na mniej lub więcej grube pokłady łupków mikowych amfibolicznych i gnejsów. Według tychże badań południowa część tunelu trafia na skały krystaliczno-łupkowe (metamorficzne), bardzo ściśle, głównie zaś na gnejs granitowy, mogący być z korzyścią użyty jako materyał budowlany, przy dzielach sztuki na zewnątrz tunelu położonych. Stosownie do spostrzeżeń *p. Heim'a*, który jednocześnie jest geologiem tunelu Gotarda, obfite przesiąkanie wody nie jest do przewidzenia, i to mimo sąsiedztwa potoku Saltine. Nie ulega zaś wszelkiej wątpliwości, że takiego napływu wód, z jakim się spotkano na południowej stronie tunelu Gotarda przy Airolo, obawiać się nie ma potrzeby. Gdyby przesiąkanie wód potoku Saltine objawić się miało, to takowe nastąpiłoby na samym początku tunelu od strony Szwajcaryi, — w żadnym więc razie nie wytworzyłoby trudności, któreby pokonywać należało przy prowadzeniu robót w głębi góry.

Po sporządzeniu profilu, podłużnego projektowanego tunelu i ocenieniu warunków budowy dróg dojazdowych, jak niemniej po dokonaniem sprawdzeniu ustroju skały znajdującej się na obranym kierunku, pozostawało jeszcze zbadać i rozpatrzyć środki, mające być zastosowanymi przy wierceniu i przewietrzaniu tunelu. Siły, którą się w tym celu posługiwało przy większych tunelach, dostarczyły w znacznej części spadki potoków, płynących po stokach w pobliżu otworów tunelu. Aby więc przekonać się czego w tym kierunku przy Simplonie oczekiwać należało, poddano ścisłym badaniom wszystkie rzeki i potoki obu stoków góry, tak pod względem spadków jak i ilości wody, jakiej by one były w stanie dostarczyć w każdej porze roku na wytworzenie pracy mechanicznej. Pierwotne w tym kierunku badania dokonywane były w 1876/77 r.,—ponieważ jednakże warunki meteorologiczne okazały się niekorzystnymi, ze względu na ocenienie rzeczywistego stanu rzeczy, gdyż z powodu zbyt łagodnej zimy, niemożliwem było oznaczenie z całą ścisłością tego minimum ilości wody, do którego przy silnych mrozach ogranicza się przepływ po sąsiednich rzekach i potokach,—przeto ponowne poszukiwania podjęte mi być musiały w zimie 1877/78 r.

W 1876/77 r., urządzono na południowym stoku Alp, w łożysku rzeki Diveria, dwa sztuczne koryta drewniane:—jedno w odległości trzech kilometrów od południowego końca tunelu i powyżej takowego, na wysokości 769 m.—drugie zaś w odległości 4 kilom. od tegoż końca, przy granicznym stanowisku Gondo, na wysokości 828 m. czyli około 140 m. ponad poziomem tunelu; nadto, podobneż koryto urządzono w łożysku rzeczki Cherasca, płynącej w odległości 7 kilometrów od otworu tunelu, na przypadek, gdyby wody Diverii okazały się nie wystarczającami. Powyżej wzmiankowane koryta wyłożone balami, miały 3,50 m. szerokości w świetle—0,50 m. wysokości i—10 m. długości; ich dna łączyły się w górnym swym końcu z dnem naturalnego koryta rzeki, również wyłożonem balami, a które rozszerzając się zwolna począwszy od punktu złączenia, tworzyło w tem miejscu rodzaj leja, wstawionego pomiędzy nieregularne naturalne koryto rzeki i rynnę umieszczoną w jej łożysku. Jedno tylko koryto sztuczne zbudowane na rzece Diveria, mogło być spożytkowanem w r. 1878, gdyż wysokie wody letnie zniszczyły w znacznej części wszystkie powyższe tymczasowe urządzenia, a nowsze badania wykazały potrzebę odbudowania tylko jednego z nich. Nadmienić tu należy, że przez urządzenie sztucznego koryta, nie okazało się możebnem zapobiedz stracie wody przez przesiąkanie. Ocenienie ilości rozporządzalnej wody dokonaniem było na podstawie wiadomego przecięcia przepływu, obserwowanego stanu wody i szybkości prądu w wąskim kanale. Spostrzeżenia czynione pierwotnie przez techników kierujących tą robotą, a następnie przez żandarmów granicznej stacji w Gondo, dały następujące wyniki, odnośnie do minimum przepływającej ilości wody:

w zimie r. 1876—1877 dla rzeczki Diveria 1356 litrów na sekundę

"	"	"	Cherasca 1200	"	"
"	1877—1878	"	Diveria 1320	"	"

Ze względu iż zima z 1877 na 1878 r. była niezwykle ostrą na północnym stoku Alp, a o nie wiele łagodniejszą na ich południowym stoku, minimum otrzymane w 1878 r., 1320 litrów na 1", mogło być uważane jako rzeczywiste, a to tem więcej że zauważono obfite przesiąkanie wody przez ścianę drewnianego kanału. Jakkolwiek powyższe minimum dałoby się prawdopodobnie zwiększyć przez dokładniejsze uszczelnienie ścian o 10 do 15 %, to jednakże ze względu na nieprzewidziane straty, powyższa okoliczność nie była brana pod uwagę przy pierwszym obliczeniu. Mając na względzie że całkowity spadek wód, dający się spożytkować w turbinach, wynosi 180 m., obliczono, iż zauważony podczas zimy z 1877 na 1878 r. przepływ w rzece Diveria, odpowiada sile teoretycznej 3166 koni parowych $\left(\frac{1320 \times 180}{75} \right)$. Nie

ulega więc wątpliwości, że można liczyć w praktyce przynajmniej na 2000 koni parowych, a siła ta jest wystarczającą i usuwa potrzebę pożytkowania wód rzeczki Cherasca.

Ze względu na łatwość dozoru, początek kanału bocznego (derywacyjnego) prowadzącego wodę do turbin oznaczono przy stacyi granicznej w Gondo; miejscowe warunki topograficzne, sprzyjające urzadzeniu przewału, przemawiają za tym wyborem,—jakkolwiek przyjmując początek kanału w punkcie nieco niżej położonym, pomimo straty na wysokości spadku, możnaby zyskać na ilości wody, albowiem do rzeczki Diveria wpada w tem miejscu bardzo znaczny potok Stalden, którego wody dałyby się w ten sposób spożytkować. Jakoż zachowując powyżej oznaczoną wysokość dla głównego kanału bocznego, przewidziano możliwość zbudowania drugiego nieco niżej położonego kanału pomocniczego, gdyby ilość wody doprowadzonej przez kanał główny nie mogła być wystarczającą. Plany rzeczek i potoków zdjęto z wszelką starannością, dla ścisłego obliczenia w następstwie kosztów sprowadzenia wody do maszyn.

Na północnym stoku Alp od strony Szwajcaryi, stan rzeczy przedstawia się mniej korzystnie; zbyt niepewnem okazało się tu liczyć wyłącznie na potok Saltine. Skoro w styczniu 1878 r. ilość rozporządzalnej wody wynosiła zaledwie 650 litrów na 1 sekundę, ze względu na taki wynik spostrzeżeń okazało się też niezbędnem zbadać, o ile możebnem będzie uciec się do współdziałania wód Rodanu. Przeptyw wód powyżej połączenia się Rodanu z potokiem Saltine przy moście Naters, obliczono na 11 000 litrów na sekundę (minimum); zagradzając przeto rzekę w punkcie o 2 kilometry powyżej położonym, t. j. tuż po za ujściem potoku Massa, otrzymaćby można spadek wynoszący zaledwie 8 do 9 m., odpowiadający rzeczywistej sile 800 koni parowych. Ponieważ postępując w górę Rodanu, spotyka się spadek znacznie większy, przeto korzystniej będzie cofnąć się z budową przewału w górę rzeki, pomijając wody potoku Massa,—a to tem więcej że rzeczywista z tego powodu strata nie jest znaną. Gdyż jakkolwiek w porze letniej ilość wód potoku Massa jest równie wielką jak i samego Rodanu, to jednakże w czasie zimy stan rzeczy znacznej ulega zmianie, a ilość wód potoku odnośnie do wód Rodanu, wynosi zaledwie $\frac{1}{30}$ do $\frac{1}{20}$. Urządzając przewał w odległości trzech kilometrów powyżej ujścia potoku Massa w miejscowości Hochfluh, w której ścieśnione stokami gór koryto Rodanu ułatwia budowę przewału, zyskać będzie można 50 m. wysokości spadku, dającego 3333 koni parowych, teoretycznej siły. I tu więc tak samo jak na południowym stoku Alp, można będzie liczyć na użyteczną pracę 2000 koni parowych.

Sądząc z wykazanych korzyści i względnie małego kosztu budowy, dostatecznie przemawiających za opisanym tu projektem, wnosiliby należało, iż jeżeli nadzieje projektodawców co do ukończenia tunelu Simplonńskiego przed otwarciem drogi żel. Ś. Gotarda, urzeczywistnionemi nie będą, to w każdym razie budowa takowego, jak również w pewnym z nią związku będąca budowa tunelu mającego połączyć Francją i Anglią, jeszcze przed końcem tego wieku będzie dokonaną.

Al. Sadkowski.