1933 Nr. 16. z dn. 25. VIII. CZASOPISMO TECHNICZNE — Organ Ministerstwa Robót Publicznych (w likwidacji) i Polskiego Towarzystwa Politechnicznego Rocznik LI.

Inż. I. Stella-Sawicki.

W sprawie uregulowania stosunku inżyniera do architekty przy projektowaniu i wykonywaniu budowli nowoczesnych.

W dawniejszych czasach, gdy budownictwo nie było tak skomplikowane jak obecnie — architekt był w stanie opanować całą budowę — konstrukcję jej i architekturę. Z rozwojem techniki ginie jednak ten dawny typ architekty, gdyż projektowanie stało się trudniejszem i wymaga współpracy dwóch ludzi, a mianowicie architekty właściwego i inżyniera konstruktora wzgl. statyka. Dopiero razem są oni w stanie stworzyć całość nienaganną pod względem architektury, celowości pomieszczeń, i celowości konstrukcyj. Chociaż zatem ideałem by było, by funkcje projektanta, konstruktora i kierownika budowy mógł spełniać jeden człowiek, to jednak wobec szalonego rozwoju techniki, nowych sposobów budowania, a przedewszystkiem złączonych z tem nieraz bardzo zawiłych sposobów liczenia, staje się to niemożliwem. Dostosowując się do tej konieczności, architekci chętnie czy niechętnie, zmuszeni są łączyć się z inżynierami. Świadczy o tem cały szereg biur, w których pracują społem architekci i inżynierowie. Praca ta musi być wykonywana przytem w ścisłej łączności, nie zaś przez każdego z nich z osobna, jeśli mają tworzyć arcydzieła nie tylko pod względem architektury lecz i konstrukcji dobre i pod względem gospodarczym bez zarzutu.

Sprawa tej współpracy, na pierwszy rzut oka prosta i nieskomplikowana, kryje szereg niejasności i niedomówień. Z racji tej redakcja *Czasopisma* postanowiła sprawę tę na łamach swych poruszyć [1]). Pracując lata całe w budownictwie lądowem społem z architektami, pragnę parę słów dodać, aby wszczętą dyskusję podtrzymać i artykułem mym posunąć naprzód sprawę uregulowania pracy obu tych kategorji ludzi ku korzyści obu stron, jak i przedewszystkiem samej budowy.

Ogrom materjału nauk technicznych budowlanych spowodował, że od szeregu lat już i na technikach zaprowadzono osobne studjum dla adeptów architektury i inżynierji. Rozdziału tego życie jednak nie uznaje i łączy ich znowu razem, tworząc z nich nie tyle konkurentów jak pracowników zgodnych, którym dzisiejsze nowoczesne budowle zawdzięczają swe powstanie. Aby ta współpraca zgodna i wzajemne uzupełnienie mogły jednak zaistnieć, musi być już na technice, u młodych architektów wyrobione poczucie konstruktywizmu, który na budowlach dzisiejszych wyciska coraz bardziej swe piętno — młodzi inżynierowie zaś muszą zrozumieć, że choć dziś formy architektoniczne wypływają z obliczenia i konstrukcji, to jednak jeśli chcą się poświęcić budownictwu nawet konstrukcyjnemu, zamało być dobrym statykiem i konstruktorem, lecz muszą zaznajomić się z architekturą, gdyż formy nowoczesne nawet wypływające z obliczenia,, muszą odpowiadać poczuciu piękna i estetyki. Często jednak u architektów i inżynierów niema zrozumienia, że tego rodzaju studjum uzupełniające jest im potrzebne. Młodzi architekci uważają, że ich praca kończy się na pięknym rysunku — inżynierowie, że celowość, konstrukcja i pospodarcze walory są wszystkiem. Ogrom wiedzy statycznej, dla której opanowania potrzeba umysłu ścisłego, jest niestety często nie do pokonania dla artysty, u którego polot i fantazję mogą zabić zimne cyfry żmudnych, a często i nudnych obliczeń. Podobnie też dla inżynierów, których wartość jest tem większa, im bardziej są oni we wszystkich swych poczynaniach ściśli i realni — jest nieraz niemożliwą wprost rzeczą, posiąść tę wrażliwość na piękno, które wybrane jednostki tylko mieć mogą. Ponieważ studjum ich oparte jest o nauki ścisłe, o matematykę i teorje rozmaitego rodzaju, myślą oni kategorjami, które nieraz wykluczają szerszą fantazję, potrzebną dla projektowania rzeczy pięknych. To też jest w zwyczaju, że ćwiczenia ze statyki za architektów odrabiają inżynierowie, a fasady inżynierom rysują architekci, ku chwilowemu zadowoleniu obu stron. Mimo wszystko jednak Szkoła Politechniczna dużo może zdziałać w tym względzie. Na architekturze zaniechać należy słuchania fizyki i mechaniki teoretycznej i technicznej, których znajomość w zakresie studjum gimnazjalnego jest zupełnie dla nich wystarczająca, a rozszerzyć studjum statyki praktycznej dostosowanej do potrzeb budownictwa, które to studjum właściwie ujęte doprowadzić można nawet wysoko. Podobnie i na inżynierji dałyby się pewne dyscypliny mniej ważne usunąć, a inne ująć lepiej i celowiej. Studenci słuchają nieraz zamiast encyklopedji pewnych gałęzi wiedzy, jeden kurs szczegółowy z pominięciem kursów dalszych przeznaczonych jako studjum specjalne dla innych wydziałów. Na inżynierji pozatem i dziś jeszcze słucha się tylko części budownictwa, odnoszącej się do surowego stanu robót ,natomiast student nie wynosi nic z robót wykończeniowych, nie umie często należycie powiązać razem elementów poznanych, ani też zaprojektować i obrysować prostej fasady. A jednak wobec uproszczenia form w nowoczesnej architekturze, inżynierom można by łatwo uzupełnić ich braki, bez robienia z nich artystów. Gdy wygląd zewnętrzny nowoczesnego budynku działa prostem, jasnem i celowem ugrupowaniem mas, bez sztucznych ozdób, nie jest to rzeczą niedoścignioną.

Niedawno jeszcze inżynierowie projektowali swoje objekty, obejmując z konieczności odpowiedzialność za ich wygląd zewnętrzny, — architekci zaś budynki użyteczności publicznej, kościoły i muzea biorąc odpowiedzialność znowu za ich konstrukcję. Materjałem inżynierów, obok kamienia rzadziej cegły, były przedewszystkiem beton i żelazo, — architekci budowali zaś w drzewie, kamieniu i cegle, a specjalną ich domeną były sklepienia kościelne najrozmaitszego rodzaju, wykonywane wedle tradycja ustalonych wzorów i wymiarów, których znowu inżynierowie znać zupełnie nie mieli potrzeby. Życie zamknięte dla siebie obu tych grup techników zmienił jednak szalony rozwój techniki budowlanej i statyki, które wznoszą się z dniem każdym na gospodarczo coraz wyższy szczebel. Najpierw ukazał się jakby nowy materjał o niezamkniętych dotąd możliwościach — żelbet. Mimo to, że jest on faktycznie znanym ogółowi nie więcej jak lat trzydzieści, wyparł on z budynków sklepienia piwniczne, łęki i stropy drewniane, wprowadzając się sam w to miejsce, najpierw w formie stropów żebrowych, skrzynkowych i t. p. następnie wpłynął całkowicie na sposób budowania, wypierając mniej lub bardziej strome da-

[1]) Patrz artykuł prof. Inż. Emila Bratry „Architekt a inżynier". *Czasopismo Techniczne* 1933, Nr. 10.

chy drewniane, a zastępując je płaskimi, oraz usuwając grube mury, a zastępując je ustrojem szkieletowym ramowym, wypełnionym cienkiemi i lekkiemi ściankami. Nowy ten materjał zmusił rzesz jasna statyków, do obmyślenia sposobów obliczania nowych tych tworów, nieznanych budownictwu dawniejszemu. Za budownictwem żelbetowem szkieletowem, zjawiło się ostatecznie przed paru laty w Europie t. zw. stalowe budownictwo szkieletowe, stosowane od pół wieku w Ameryce, dla którego jednak Europa początkowo nie miała znaczenia. Budownictwo szkieletowe rozdzieliło funkcję dźwigania, od funkcji odgraniczenia od siebie, jak i od zewnątrz, poszczególnych ubikacyj. Zaczęto dążyć do tego, by szkielet niosący był jak najtańszy, a zatem by miał możliwie jaknajmniejsze wymiary, a to znowu osiągnąć można było przedewszystkiem, stosując możliwie jaknajlżejsze ściany i stropy. — W ten sposób materjały dawne — naturalne, przestały odpowiadać naszym wymaganiom. Na targ weszły rozmaite nowe, sztuczne t. zw. nowoczesne materjały, które zaczęły wypierać z dniem każdym coraz bardziej dawne materjały, a przedewszystkiem cegłę. Cegła bowiem, która ludzkości tyle wieków służyła i była tyle lat dobrą, wobec dzisiejszych poglądów, obarczoną jest jednak szeregiem wad; jest droga i ciężka, wymaga drogiej robocizny ukwalifikowanego murarza, spotrzebowuje wielkie ilości wody. Najważniejsze jednak, że wobec tego, że w budynkach ceglanych cegła jest równocześnie materjałem niosącym i chroniącym od wpływów atmosferycznych, mury ceglane przy większych wysokościach otrzymywać muszą ze względów statycznych grubości nieraz znacznie większe, niż to jest potrzebne ze względów izolacji termicznej. Budynki takie są więc nietylko drogie z racji wielkiej ilości cegły, lecz pozatem grube mury zajmują najdrożej płatną, a zatem i najwartościowszą przestrzeń pięter dolnych, uniemożliwiając ich należyte wykorzystanie. Sztuczne materjały nowoczesne odpowiadać muszą wymaganiom rozmaitym. Muszą być lekkie, w sam raz wytrzymałe i o takiej grubości i ustroju, by nietylko izolowały ciepło i głos, lecz również były akumulatorem ciepła. Dzisiejsze budownictwo, o ile ma być zatem racjonalne i dawać zupełną gwarancję bezpieczeństwa, jest o wiele trudniejsze niż dawne. Konstrukcje monolityczne, wysoce nieraz statycznie niewyznaczalne, trudne nietylko do obliczenia, lecz często i do wykonania z powodu wielkich wysokości i rozpiętości, skupionych nieraz w jednym punkcie ciężarów, wielkich wyładowań, lub sztucznego fundowania — przedstawiają częstokroć ciężkie do trafnego rozwiązania problemy. Statyka opracowana głównie dla potrzeb konstrukcyj żelaznych, a dostosowana w ostatnich trzech dziesiątkach lat do potrzeb żelbetu, przystosowuje się do wymagań stali, która w formie ustrojów statycznie niewyznaczalnych okazuje się mocniejszą niż prawidła statyki wykazują. Obliczenia za pomocą teorji sprężystości i prawa Hooka nie dają należytego obrazu rzeczywistej wytrzymałości tego rodzaju ustrojów. Wielkość jej prawdziwą określamy dzisiaj uwzględniając plastyczność materjału oraz wyrównanie momentów i naprężeń w ustroju. Obecnie zatem, na skutek tej wyższości konstrukcji statycznie niewyznaczalnych, nad konstrukcjami statycznie wyznaczalnemi i ich większej pewności i bezpieczeństwa, zwrócono się obecnie przedewszystkiem do ustrojów hyperstatycznych, dla których obliczenia, potrzebne są głębsze podstawy matematyczne i gruntowna wiedza statyczna. A wieleż to jest rzeczy pozatem w statyce, w których potrzebna jest nietylko jej głęboka znajomość i długoletnia praktyka, lecz przedewszystkiem stałe i nieprzerywane zajmowanie się obliczeniami, które prowadzi do statycznego myślenia, potrzebnego do wczucia się w konstrukcję. Przecież przez trafny dobór wzajemnego stosunku rozpiętości poszczególnych przęseł, długości wsporników, rozmieszczenie przegubów i rozmyślne wzgl. przypadkowe utwierdzenia końców belek, można zmienić przebieg i wielkość momentów, umniejszyć je wydatnie, wyrównać i osiągnąć tem znaczne potanienie budowy. Wobec wysokiego poziomu statyki i dobroci naszych materjałów, a przedewszystkiem cementu i stali, każdy projekt najbardziej niekonstrukcyjny jest do przeprowadzenia; lecz czyż nie powinni istnieć specjaliści stale w tym dziale pracujący, którzyby dzięki swemu doświadczeniu w pracy konstruktorskiej, byli w stanie na niepotrzebne, wynikające stąd koszta zwrócić uwagę. To też dziś, kiedy wykluczone jest, by jeden człowiek znał wszystko, gdy dla każdego z powyższych nawoczesnych sposobów budowania mamy wyszkolonych specjalistów, gdy nowoczesne budownictwo jest tak bardzo uzależnione od nowych sposobów budowania, od nowych nieraz bardzo wartościowych, a nieraz przereklamowanych materjałów, a przedewszystkiem mozolnych ciężkich obliczeń — architekci muszą obowiązkowo łączyć się z inżynierami, aby wyniki ich pracy były dobre.

Budowle nowoczesne są to faktycznie budowle inżynierskie, w których piękno, celowość, statyka, konstrukcja, jak i względy gospodarcze odgrywają równorzędną rolę. Budynki takie, o ile mają odpowiadać zatem wszystkim tym warunkom muszą powstawać nietylko z ścisłej współpracy architektów i inżynierów, lecz równocześnie z wzajemnego ich podporządkowania sobie. Współpraca ta architekty i inżyniera nad projektem, o ile możności powinna się rozpoczynać w czasie, nim myśl jednego lub drugiego przybierze bardziej ustalone formy. Praca ta zatem obu tych ludzi nie powinna iść za sobą w jakimś następstwie, lecz postępować musi naprzód równocześnie i zlewać się w jedną piękną i celową całość. Projektujący artysta musi się dać powodować rozważaniom statyka i konstruktora. Inżynier musi liczyć, rozważać i starać się fantazje architekty przystosowywać do celu bez obniżania ich wartości. Pozatem musi on wciąż myśleć o konstrukcji możliwie prostej i nieskombinowanej, z racji taniości, a tem samem o budowie gospodarczo najlepszej. Gdy tworzy architekt, musi mu inżynier, dobrze w swym zawodzie wyszkolony i zdolny do wniknięcia w jego artystyczne pomysły, służyć swą radą i obliczeniami i patrzyć wciąż, by budowla była celowo zaprojektowana pod względem konstrukcyjnym i gospodarczym. Gdy projektuje inżynier, to znowu architekt musi baczyć, by rozwiązanie rzutu było poprawne, by twór był w proporcjach dobry i odpowiadał poczuciu piękna. Obaj projektując i licząc względnie konstruując powinni na siebie wpływać i wzajemnie się uzupełniać. Obaj każdą rzecz muszą dobrze przemyśleć, przekroje i konstrukcje znormalizować i dążyć do stworzenia powtarzających się, a przeto tańszych typów i seryjnych konstrukcyj. W budownictwie bowiem nowoczesnem tak żelbetowem, jak może i jeszcze bardziej w stalowem, koniecznem jest daleko posunięta normalizacja, która wykonanie budowy przyspiesza i potania. To też ta współpraca powinna zacząć się od pierwszego szkicu, by równocześnie postępowała konstrukcja z rzutem i architekturą, a kończyć się z chwilą ostatecznego wykończenia budowy. Późniejsze wkroczenie architektury, gdy inżynier projekt już wykona, powoduje zazwyczaj szereg zmian i konieczność powtórnego wykonywania statycznych obliczeń. Zapóźne wciągnięcie do współpracy inżyniera, gdy architekt projektuje, powoduje to, że konstrukcja jest niejasna, słupy stoją nieregularnie, każdy jest inaczej obciążony i każdy ma inny przekrój. Podobnie ma się i z belkami, których rozmaita wysokość, w szczególności przy szkielecie stalowym, z uwagi na wysokość konstrukcyjną stropu, może być nawet bardzo przykra. Wszystko to powoduje, że konstrukcje takie, jako nie dające się zestandaryzować są drogie i konkurować nie mogą z konstrukcjami dobrze zaprojektowanemi. Wspomnę tu dla przykładu, że na jednej znacznej i bardzo poważnej budowie o szkielecie stalowym, gdzie projekt architektoniczny był wykonywany najpierw, następnie zaś inżynier statyk dorabiał i obliczał konstrukcję — na ośmdziesiąt kilka słupów, tylko dwie pary słupów dźwigały ciężary identyczne. Czy w tych warunkach można mówić o normalizacji przekrojów, organizacji robót i potanieniu budowy, do którego wszystkiemi siłami dziś dążyć powinniśmy. Czy ma jaki sens oddawanie robót po najniższych często nierealnych cenach, gdy cała budowa to jedno marnotrawstwo materjału i robocizny?

Widzimy z tego, że działalność architekty z działalnością inżyniera zazębia się tak ściśle, że o wykonaniu całkowitej pracy przez jedną osobę przy budowlach nowoczesnych niema mowy, chyba ze stratą tak dla niej, jak i dla zleceniodawcy. W Ameryce konieczność tego podziału pracy dawno już zrozumiano, w Europie sprawa ta obecnie również zaczyna znajdować coraz większe zrozumienie. W zgodnej pracy obu można osiągnąć wielkie korzyści dla budowy, dla właściciela, piękna objektu, jego celowości i ekonomji. Że tak jest w istocie i że tej współpracy architektów z inżynierami i objekta czysto inżynierskie zawdzięczają piękny swój wygląd niech będzie przykładem most ks. Józefa Poniatowskiego w Warszawie. W objekcie tym monumentalnym nietylko żelbet i żelazo tak bardzo celowo uzupełnia się w jedną harmonijną całość, lecz budowla ta stwierdza zarazem, do jak pięknych rezultatów może doprowadzić współpraca architektów (arch. Stefan Szyller) z inżynierami (prof. Paszkowski, projekt ustrojów żelbetowych wiaduktu, oraz inż. Plebiński projekt ustrojów żelaznych mostu i filarów). W budownictwie monumentalnem lądowem mamy przykładów w tej współpracy architektów z inżynierami z dniem każdym coraz więcej, a więc dworzec centralny w Warszawie (Prof. Przybylski arch., Prof. Przenicki konstr.), Gmach Towarzystwa „Prudential" w Warszawie (arch. Weinfeld arch., prof. dr. Bryła konstr.), Gmach Urzędów Skarbowych w Katowicach (arch. Kozłowski arch., Prof. dr. Bryła konstr.) i t. d.

Błędnem wedle mnie zatem w założeniu jest postanowienie art. 362, ustawy budowlanej, z dnia 16 lutego 1928 r. Dz. U. R. P. Nr. 23, poz. 202, które architektom przyznaje wyłączne prawo projektowania i kierowania budową budynków o charakterze monumentalnym, zamiast zastrzec projektowanie ich architektom wraz z inżynierami równocześnie. Monumentalne budowle dzisiejsze są to bowiem przecież nietylko budowle o pięknym wyglądzie zewnętrznym, lecz są to zarazem również w całem tego słowa znaczeniu budowle inżynierskie, o wielkich rozpiętościach, wielkich obciążeniach, trudnych, skomplikowanych, czasem wprost niezwykłych konstrukcjach żelbetowych i stalowych. Tego rodzaju budowle projektowane przez architektów są często tylko pięknemi obrazkami, — opracowane przez inżynierów, choćby w rzutach dobre, nieraz w formie nieudatne. Budynków takich nie powinien zatem projektować ani sam architekt ani sam inżynier, lecz projektować powinni razem, a rozstrzygać konkurs tak pod względem zewnętrznego wyglądu jak i kosztów. Jeden powinien być odpowiedzialny za wygląd i rzuty, drugi za konstrukcję i jej obliczenie. Obaj zatem powinni podpisywać plany razem, jeden jako projektant, drugi jako konstruktor, z wyraźnem zaznaczeniem tego, obaj zaś powinni za budowę odpowiadać, wzgl. budową się chlubić. Tego jednak obecnie niema. Kto jest projektantem fasady i rzutów wie każdy, — komu zawdzięcza budowa to, że z obrazka przeoblekła się w realne kształty, a często że wogóle stoi, o tem nikt nie wie, gdyż to jak dotąd, uważane jest za pracę poniekąd drugorzędną. A jednak tak projektowanie jak i liczenie jest jednako łatwe dla ludzi ukwalifikowanych wzgl. jednako trudne dla ludzi, którzy odpowiednich wiadomości nie posiadają. z tą tylko różnicą, że jeśli coś brzydkie, to każdy nawet laik na tem łatwo pozna się, i do budowy nie dojdzie. Jeśli zaś obliczenie jest złe, poznać się może jedynie specjalista — jeśli zaś nie ma takiego w policji budowlanej, to katastrofa i ruina zleceniodawcy i przeceniającego swe siły architekty. I to jest główną przyczyną, dla której sprawa ta z dniem każdym coraz aktualniejsza musi być przez władze nasze prawnie unormowana.

Zwrócić dalej należy uwagę, że ścisłe odgraniczenie budowli architektonicznych od inżynierskich, jest nieraz wprost niemożliwe. Naogół każda budowa musi powstawać z współpracy szeregu specjalistów. Architekt jeśli ma tworzyć dzieła gospodarczo dobre, które mają być zleceniodawcom przydatne, ludzi tych wyzbyć się nie może. Przecież gdy architekt czy inżynier projektuje budynek fabryczny, to musi się na to zgodzić, że mu inżynier maszynowy, czy też inżynier ruchu, wyznacza następstwo ubikacyj, wymagania ruchu, ustawienie maszyn, umieszczanie transmisyj i t. p. Architekt wie, że dla projektu centralnego ogrzewania, robót instalacyjnych i elekrotechnicznych musi zwrócić się do specjalistów. Tymczasem obliczenie i konstrukcja jest dotąd wciąż ich specjalnością i objęta jest nawet ich taryfą i ich wynagrodzeniem. To też architekt uważa inżyniera, jeśli nie za konkurenta, to za zło konieczne, które mu zarobek umniejsza. Aby koszta obliczeń umniejszyć, posługuje się więc siłami możliwie najtańszemi, a pomija ludzi o pełnych kwalifikacjach. Czy jest to jednak dla budowli zdrowe, to wielkie pytanie. Prace takie dokonywane przez takich przygodnych statyków i konstruktorów, są często wadliwe, nieskoordynowane z planami głównemi, a szereg problemów trudniejszych nierozwiązany. To też w trakcie budowy mamy zmianę za zmianą, następnie zaś rysy lub nawet katastrofy, szkody i procesy, jeśli przedsiębiorca, — który wedle naszej ustawy niepotrzebuje mieć wykształcenia technicznego, lecz tylko kartę przemysłową i pieniądze — tych konstrukcyjnych wad nie spostrzeże. Lecz mimo tak częstych w tym względzie przykrości, nie docenia się roli inżynierów i wartości dobrze zaprojektowanych konstrukcyj. Architekci nie zdają sobie sprawy z tego, jaką na siebie odpowiedzialność biorą i na jakie przykrości i kłopoty a nieraz na dyskwalifikację się narażają, posługując się dla ich taniości siłami podrzędnemi i pracującemi pod ich własną odpowiedzialnością, zamiast pracę oddać ludziom, którzy dzięki mozolnej pracy, studjom i długoletniej praktyce mają rutynę, wyrobione czucie statyczne i zrozumienie konstrukcji. Nowoczesna technika budowlana siłą faktu została pchnięta na takie tory, po których jazda nie jest tak łatwa jak dawniej była, lecz przeciwnie połączona z niebezpieczeństwami, coprawda jednak zazwyczaj niedocenionemi.

Nie przeczę, że przy budowlach lądowych architekt jest tym, którego piętno budowla nosi na sobie, gdyż jego zadaniem jest nadanie budynkowi formy zewnętrznej. On jest tym, który w swej praktyce niczem innem się nie zajmuje tylko projektowaniem budowli najrozmaitszych, dążąc do pięknej formy i celowego rozplanowania. On jest tym, który zmusza inżyniera do myślowego wysiłku, stawiając mu zagadnienia nieraz na pierwszy rzut oka nie do rozwiązania. W jego ręku leży inicjatywa. Może on wedle swej woli szkielet żelbetowy czy stalowy ukryć tak, że domyśleć się trudno, że dźwigającą częścią budynku jest stosunkowo nikły kościec; może on jednak potraktować szkielet ten jako element budowlany. Zależy to od woli i smaku projektującego artysty. Nie da się jednak zaprzeczyć, że na całokształt budynku składa się cały szereg prac szczegółowych, a przedewszystkiem inżyniera statyka i konstruktora, do którego należy obliczenie, konstrukcja, a w przeważnej części i surowy stan budynku. Praca ta nie jest łatwą, przeciwnie żmudną i dlatego należy ją odpowiednio ocenić i odpowiednio ustawowo unormować. Wtedy dla architektów inżynierowie konstruktorzy nie będą balastem i konkurentami, których wszelkiemi siłami należy do pracy nie dopuszczać, przeciwnie praca ich będzie dla architektów pożądana. Gdy ten stosunek zostanie należycie i sprawiedliwie unormowany, architekt i statyk-konstruktor złożą się razem i stworzą tego idealnego projektanta dla nowoczesnych budowli, który ma nietylko wrażliwość na piękno, fantazję, polot i projektować będzie rzeczy skończenie piękne pod względem formy, lecz także celowe, ekonomiczne i obmyślane w szczegółach tak, by pod względem gospodarczym żadnych braków nie było. Tylko w ten sposób unikniemy tych stałych przeróbek i zmian podczas budowy, prucia murów, wzmacniania konstrukcj i it. p. jakie mamy obecnie na porządku dziennym. Wtedy tylko wszystko będzie należycie przez specjalistów, zgodnie do celu dążących z góry obmyślane. Wtedy tylko też może powstać budowla skoordynowana pod względem konstrukcji, celowości, hygjeny, urządzeń nowoczesnych, a przytem artystycznie piękna.

Pragnąc wszystkie problemy współpracy architektów i inżynierów poruszyć, nie można nie podkreślić tego, że to zgranie się obu tych rodzaji ludzi nietylko jest konieczne przy wykonywaniu projektu, lecz i obmyśleniu programu i wykonaniu samej budowy. To szczegółowe opracowanie planów jest przecież tajemnicą szybkiego wykonywania budowli w Ameryce. Plany opracowuje tam zasadniczo architekt wraz z inżynierem konstruktorem bardzo skrupulatnie z specjalnem uwzględnieniem normalizacji. Plany tak opracowane oddaje się następnie rozmaitym specjalistom do obmyślenia i wkreślenia swoich specjalności. Ostatecznie jeszcze raz wszystko kontroluje i uzgadnia się, robi wykazy, szczegóły i kosztorysy, obmyśla w szczegółach sposób samego wykonania budowy i organizację pracy, ustala program i należycie obmyślane terminy, zamawia materjały, i zawiera umowy. To też sama budowa idzie gładko i sprawnie. Ma to nietylko znaczenie dla właściciela, lecz w równej mierze dla kierownictwa budowy oraz przedsiębiorstwa.

Uważałbym sprawę stosunku architektów i inżynierów za nieomówioną należycie, jeślibym nie wyciągnął z wywodów mych pewnych wniosków. Otóż dlaczego stosunek ten architekty do inżyniera tak bardzo wymagający jakiegoś unormowania, nie jest ustalony dotąd. Zdaniem mojem sprawa ta jest wogóle źle postawiona, gdyż zakres działania obu tych rodzaji pracowników nie jest prawnie ustalony, a sprawa cyfrowo nie ujęta. Koniecznem jest mianowicie wynalezienie jakiegoś sposobu współżycia między temi dwoma kategorjami techników. Wiemy, że dobre rachunki robią z ludzi dobrych przyjaciół. Tymczasem sprawę tę jakbyśmy się bali otwarcie poruszyć i jasno postawić. Uważam, że przedewszystkiem z taryfy architektonicznej należy wyłączyć obliczenia statyczne konstrukcyj, jako nie należące wedle obecnego stanu techniki do zagadnień, któremi ma i może zajmować się architekt. Dla prac tych należy stworzyć osobną taryfę, podobnie jak taryfy dla robót instalacyj ogrzewawczych, wodociągowo kanalizacyjnych, elektrotechnicznych i t. p. W wypadku tym zleceniodawca będzie wiedział, za co architekt jest wynagradzany i że otrzymuje on wynagrodzenie za czynności złączone z ogólnym projektem, wykonaniem szczegółów architektonicznych i robót wykończenia, architekturę wnętrz, jak i za nadzór nad całokształtem budowy. Będzie on wiedział, że musi on konstruktora osobno zapłacić za obliczenia, rysunki konstrukcyjne i bezwzględne bezpieczeństwo budowy, oraz dozór specjalny nad wykonaniem robót żelbetowych wzgl. żelaznych, dla których uskutecznienia przy dzisiejszym stanie budownictwa, konieczny jest odnośny specjalista, jedynie za część obliczeniową i konstrukcyjną projektu odpowiedzialny. Wtedy architekt wynagradzany za swoje specjalne wzgl. ogólne czynności, nie zaś za nie należące do niego obliczenia, nietylko że nie będzie się bronił, by obok niego podpisywał plany, w charakterze konstruktora inżynier statyk, lecz sam będzie pilnował nawet tego, by mieć spokojną głowę i nie brać odpowiedzialności za to, co nie leży w zakresie jego specjalności, a sprawić mu może grube nieraz kłopoty. Toż samo powinno też być zrobione z taryfą inżynierską, o ile chodzi o objekta inżynierskie monumentalne, których stronę artystyczną ma opracować architekt. Tam także powinna być pozycja zarezerwowana znowu dla architekty, by ten mógł każdej chwili przystąpić do współpracy na ustalonych z góry warunkach. Jak sprawę tę ująć, muszą to obmyśleć architekci. Odnośnie do prac inżynierskich pragnę podać szkic pod dyskusję kolegów a może i dla konferencji, która tą ważną i bardzo aktualną sprawą winna się zająć.

Wynagrodzenie inżyniera statyka należałoby ustalić zależnie od tego, czy wykonuje on swą pracę równoległe i równorzędnie z architektem i ponosi wszystkie złączone z opracowaniem planów koszta techników, odbitek, oprawy i t. p., czy też wykonuje on pewne czynności tylko oparte o gotowe plany opracowane przez architekta. W pierwszym wypadku zarobkiem winni się oni dzielić, w stosunku, któryby należało ustalić zależnie od zakresu pracy obu pracowników. W drugim wypadku wynagrodzenie inżyniera liczyć się powinno procentowo od honorarjum całkowitego obliczonego od sumy kosztorysowej robót żelbetowych wzgl. żelaznych, a więc np.:

a) Wykonanie statycznych obliczeń wraz z planem konstrukcyjnym dla zawierdzenia Władz budowlanych, na podstawie planów architektonicznych, np. 20%.

b) Wykonanie jak wyżej statycznych obliczeń wraz z planem dla zatwierdzenia Władz, oraz z opracowaniem przedmiaru i kosztorysu robót żelbetowych wzgl. żelaznych na podstawie dołączonej analizy cen, np. 30%.

c) Wykonanie jak wyżej obliczeń, planu przedmiaru, analizy cen, kosztorysu i rysunków szczegółowych, np. 50%.

d) Zwierzchni nadzór nad wykonywaniem robót żelbetowych wzgl. żelaznych i współpraca z architektem pod względem konstrukcyjnym, zależnie od tego czy konstrukcje są łatwiejsze czy trudniejsze, np. 15% do 25% średnio zatem 20%.

e) Praca jak pod *e)* wraz z wykonywaniem rysunków szczegółowych, np. 30% do 50% średnio zatem 40%.

f) Wykonanie jak wyżej obliczeń, planu, kosztorysu, rysunków szczegółowych, wraz z nadzorem robót konstrukcyjnych, np. 70%.

g) Kontrola obliczeń statycznych wykonanych przez osobę trzecią, np. 15%.

Oprócz tych wynagrodzeń należałoby się konstruktorowi zwrot kosztów podróży i ewentualnie innych kosztów. Przy mniejszych, a trudnych budowlach, mógłby konstruktor zamiast powyższego wynagrodzenia żądać wynagrodzenia za zużyty czas.

Jest jasnem przytem, że odnośnie do honorarjum architekty, za roboty żelbetowe czy też żelazne zawarte w jego projekcie, należeć się będzie odpowiedni procent z tego tytułu, że roboty te stanowią integralną część opracowanego przez niego projektu, jak również za ogólny nadzór i uzgodnienie z innemi robotami podczas wykonywania. Sprawę tę możnaby było załatwić podobnie jak sprawę robót instalacyjnych, ogrzewawczych i t. p., od których wynagrodzenie za projekt i nadzór przy wykonywaniu pobiera odnośny specjalista, architekt zaś wynagradzany jest za uzgodnienie robót tych z całokształtem budowy i za ich ogólny nadzór. Honorarjum architekty rzecz jasna, mogłoby być liczone też nie od kosztorysu robót żelbetowych i stalowych, lecz od sumy globalnej kosztorysu całości budowy. Ustalenie tej sprawy mogłoby być rzeczą wewnętrzną Związku Architektów, wzgl. załatwiane na wspólnem posiedzeniu Architektów i Inżynierów, mającem na celu ustalenie taryf dla obliczania honorarjów.

Ostatecznie chciałbym poruszyć sprawę wspólnych stowarzyszeń architektów i inżynierów, jako wykonywujących rozmaite działy tegoż samego zawodu. Stowarzyszenia takie były stale w zwyczaju, tak w Polsce jak i zagranicą. Spotykając się razem mogli ludzie ci na siebie oddziaływać, porozumiewać się, poznawać lepiej i uzupełniać. Z wzrostem specjalizacji jednak, w ostatnich latach nastąpiło rozluźnienie stosunków między dwoma temi kategorjami ludzi, którzy są na siebie skazani i którzy ze sobą od ławy szkolnej powinni być zżyci. Koniecznym jest powrót do dawnych form wspólnych towarzystw, aby kolegów, których zawód i praca łączy, związać razem na gruncie towarzyskim i koleżeńskim i sworzyć podstawy jaknajlepsze dla wspólnej pracy.

Inż. Dr. Włodzimierz Burzyński.

O dwóch twierdzeniach minimalnych teorji sprężystości i zastosowaniu ich do rozwiązań przybliżonych.

(Dokończenie).

Przedstawiliśmy w powyższym szkicu dwie metody przybliżonego rozwiązania zagadnień teorji sprężystości. Obecnie szkic powyższy zaopatrzymy garścią ważnych uwag. Należy przedewszystkiem podnieść wybitną różnicę obu metod, wynikającą zresztą wprost z sposobu ich stosowania. Już w części pierwszej zauważyliśmy, iż możliwość statyczna jest wogóle innego typu aniżeli możliwość geometryczna; obecnie wyjdzie to wyraźnie na jaw. Wyobraźmy w tym celu sobie, iż dla jakiegoś zagadnienia ustalono według (24) i (25) przybliżone u, v, w i zbadajmy jakie konsekwencje z tego wynikną. Przedewszystkiem tedy obliczymy przybliżone ε, γ, mianowicie według (1), a z tych σ, τ a to według (4) czy też (7), i wreszcie wielkości typu r i ϱ, a to przy użyciu (2) i (3). Otóż okaże się, że te ostatnie wielkości nie uczynią zadość równaniom typu: $r+f=o$ wewnątrz układu, tudzież $\varrho-p=o$ na powierzchni układu, a mianowicie tej, którą oznaczyliśmy przez A_p. Otrzymaliśmy tem samem nową kontrolę poprawności a raczej dokładności metody pierwszej, a mianowicie za pośrednictwem obserwacji odnośnych odchyłek tych równań w kolejnych aproksymacjach. Zrobimy z tego niedługo użytek. Pozatem jednak widzimy, iż możliwym jest dobór w miejsce f i p takich sił g i q, że stanie się zadość równaniom typu $r+g=o$, $\varrho-q=o$. Innemi słowy do każdego rozwiązania, geometrycznie możliwego i pełniającego warunki podporowe, można dobrać odpowiednie siły objętościowe i powierzchniowe takie, iż rozwiązanie to będzie również statycznie możliwem i spełni warunki obciążenia. Oczywiście odskoczymy w ten sposób od zagadnienia ustalonego tematem, albowiem w miejsce funkcyj f i p przyjęliśmy funkcje g i q; wspólnym dla obu zagadnień pozostał kształt geometryczny układu, indywidualność sprężysta kontinuum i wreszcie warunki podporowe; reszta uległa zmianie. Wyobraźmy z kolei rzeczy sobie, iż dla pewnego zagadnienia ustalono rozwiązanie przybliżone w postaci (26) i (27) i zbadajmy czego obecnie mamy się spodziewać. Otóż znalezione σ, τ pozwalają nam wprawdzie znaleźć przy pomocy (5) t. j. (9) składowe ε, γ, przyczem te ostatnie najoczywiściej będą miały ten sam stopień dokładności co naprężenia, ale też na tem wszystko się skończy. Zatem niemożliwem wogóle będzie znalezienie u, v, w, a więc w szczególności skontrolowanie, o ile odstąpiono od warunków brzegowych na części powierzchni, oznaczonej przez nas A_o. Sprawa wyjaśnia się tu następująco: Składowe σ, τ są z pewnością możliwe z punktu widzenia ciała sztywnego; aby były one rozwiązaniem geometrycznie możliwem dla danego układu odkształconego, należałoby w analogji do rozumowania poprzedniego coś zmienić względnie coś do tych składowych dostosować; możliwem to jest tylko w jeden sposób — a mianowicie należałoby przydzielić kontinuum pewną specjalną indywidualność. Ponieważ ta ostatnia wyrażała się w użytem twierdzeniu prawem Hooke'a należy je odrzucić i zastąpić innem takiem, że obliczone stąd odkształcenia ε, γ będą geometrycznie możliwe; reszta poszłaby już gładko. Niestety tak wprowadzona fikcja nie miałaby w niczem analogji do fikcji tworzonej niedawno przez przyjęcie wielkości g i q; abstrahując od tego, iż w tym wypadku odnośne twierdzenie minimalne wogóleby nie istniało, bo — jak podkreślaliśmy — ważne jest ono jedynie dla kontinuów, podlegających prawu Hooke'a, musimy wskazać na coś równie ważnego; owe fikcyjne prawo mogłoby się w większości wypadków okazać wogóle nierealnem i niemożliwem; wystarczy sobie wyobrazić, iż prawo to prowadziłoby n. p. do energji sprężystości ujemnego znaku lub podobnych nonsensów. Przy użyciu zatem twierdzenia drugiej kategorji jako jedyna kontrola dokładności nasuwa się obserwacja ciągów Ψ_{*m}, względnie σ'_m, τ'_m.

Obszernie rozwiniętą tu uwagę można obecnie zreasumować następująco: Każde rozwiązanie tylko geometrycznie możliwe możemy przez zmianę warunków uczynić statycznie możliwem, ale — rozwiązanie tylko statycznie możliwe może być również geometrycznie możliwem jedynie dzięki przypadkowi. Tej okoliczności zawdzięczać należy, że przy zwiększaniu dokładności metody pierwszej w grę wchodzą tylko czynniki natury matematycznej, które wyrażają się badaniem ciągłości, zbieżności i t. p.; natomiast przy zwiększaniu dokładności metody drugiej mamy do czynienia z trudnościami natury istotnej, podstawowej, których usunąć wogóle nie możemy. Z tych samych powodów metoda pierwsza ma znaczenie ściśle naukowe, gdy druga znaczenie wyłącznie praktyczne. Pierwsza udoskonalona matematycznie, w prostym sensie przed chwilą wyszczególnionym, nosi nazwę metody Ritz'a, druga niema nazwy specjalnej. Jest rzeczą absolutnie niedopuszczalną mięszać jedną z drugą, jak się to niestety często robi. Oczywiście nie chcę przez to powiedzieć jakoby druga metoda musiała być w zestawieniu z pierwszą niedokładną. Niedługo zauważymy, że przy równym wysiłku rachunkowym sprawa właśnie obróci się na niekorzyść metody pierwszej. Chodzi mi tu przedewszystkiem o stwierdzenie, iż obie metody nie są pod żadnym warunkiem porównywalne i naogół służą innym celom.

Przyjrzyjmy się obu metodom z nieco innej strony. Przyjąć składowe ε, γ tak, by były one geometrycznie możliwe, nie stanowi żadnej wogóle trudności; poprostu należy przerzucić się wprost na przemieszczenia u, v, w; będzie to pozatem nawet racjonalniejszem, albowiem warunki brzegowe ustalają wartości nie ε, γ, lecz właśnie u, v, w. Trzeba oczywiście dodać, że stojąc na gruncie twierdzeń minimalnych nie chcemy wielkości p uważać za pewne kombinacje ε, γ. Praktyka poucza, że nie wiele również trudności towarzyszy obiorowi takich u, v, w, któreby na brzegu A_o przyjmowały wartości u_o, v_o, w_o. Otóż ta wyjątkowa prosta sytuacja jest powodem niezmiernej ilości właśnie kłopotów; kłopoty te rosną w miarę tego im mniejsze jest A_o w porównaniu z $A=A_o+A_p$. Znajdujemy się mianowicie w takiej sytuacji jak podróżny na skrzyżowaniu wielu dróg w nieznanej okolicy; przytem analogja nie jest zupełna, albowiem funkcyj ξ, η, ζ jest znacznie więcej aniżeli tych dróg. Z tego to powodu matematyczny wstęp do metody Ritz'a jest znacznie obszerniejszy aniżeli metoda sama; z tegoż samego powodu stosowanie ściśle naukowe tej metody może nastręczyć tyleż trudności co rozwiązanie ścisłe, opierające się o teorję potencjału w przeróbce Betti'ego. Również z tych samych powodów matematycy (jak n. p. R. Courant), upatrujący w metodzie Ritz'a wogóle obejścia trudności rachunku warjacyjnego starają się w rozmaite wyrafinowane sposoby zwiększyć zbieżność odnośnych szeregów minimalizujących przez dodanie do funkcji Φ_* pewnych celowo zbudowanych dodatków. Za chwilę podamy pewien sposób o charakterze mechanicznym, który ma ten sam cel na oku.

Narazie przyjrzyjmy się jeszcze i metodzie drugiej z tego samego punktu widzenia. Okaże się, że tu sprawa przedstawia się znacznie pomyślniej. Nawet w wypadku, gdy $A_p = o$, znalezienie składowych σ, τ przedstawia pewne trudności i trzeba niekiedy dużej wprawy dla uczynienia odnośnego założenia — mimo, że teoretycznie rzecz biorąc istnieje nieograniczenie dużo takich możliwości. Trudności te leżą w tem, że równania (2) wiążą te naprężenia w sposób niezupełnie prosty. Wzrastają zaś one w miarę tego jak A_p rośnie w porównaniu z A_o, a mianowicie znów z tego powodu, że wielkości ϱ są również pewną kombinacją składowych σ, τ, a pozatem i kształtu układu. Skutkiem tego typów dla funkcyj s, t nie nie da się ustawić zbyt wielu czyli odpadnie niepokojące pytanie, czy obrana droga jest dobrą, bo zazwyczaj lepszej nie widzimy. Dzięki też temu, będziemy mogli zawsze ograniczyć się tu co do ilości nadliczbowych parametrów bardzo wydatnie, a każdym razie będzie ich mniej niż przy stosowaniu metody pierwszej. Stanie się obecnie zapewne jasnem dlaczego to w normalnym kursie wytrzymałości materjałów wspomina się o metodzie pierwszej, natomiast zapomina o drugiej; poprostu druga jest tam również stosowaną, ale przy założeniu $\sigma = \sigma_o = s_o$, $\tau = \tau_o = t_o$ t. j. po odrzuceniu wszelkich parametrów względnie — jeśli kto woli — przy milczącem przyjęciu dla nich wartości $\alpha = \beta = o$ niezależnie od wskaźnika, a przedewszystkiem niezależnie od tego czegoby sobie życzył odnośny warunek minimalny. Dzieje się to oczywiście dla uproszczenia rozważań; ten sam powód skłania autorów do obycia się bardzo małą ileścią paramentów a, b, c w metodzie pierwszej; można to zazwyczaj zrobić z tego powodu, iż w kursie takim stosuje się odnośną metotę w obrębie zagadnień pewnego specjalnego typu i metodę kontroluje się na rozwiązaniu możliwie dokładnem jednego z zagadnień tej samej kategorji.

Wskazaliśmy na pewne kłopoty i trudności, związane z obiorem funkcyj znormalizowanych w obu metodach postępowania. Pewnego rodzaju dowodem słuszności tych zapatrywań może być fakt, iż metoda Ritz'a znalazła w obrębie teorji sprężystości zastosowanie jedynie do pewnych typów zagadnień, a mianowicie w odniesieniu do prętów, płyt i t. p. ustrojów. Wspólną cechą tych zadań jest to, iż wszelkie wielkości charakterystyczne tych zagadnień dadzą się wyrazić jednem przemieszczeniem n. p. u i jego kilku pochodnemi. Oczywiście funkcja Φ_* przybiera w tym wypadku specjalną postać; także i warunki brzegowe odbiegają tu od typów przez nas tu używanych. Zmian tych nie będziemy tu podawali; nie od rzeczy jednak będzie wskazać do jakich rezultatów się tu dochodzi, by w zestawieniu z twierdzeniem stosującem funkcję Ψ_* dojść tu jeszcze raz do pojęcia różnicy między obiema metodami. Przedewszystkiem tedy okazało się (n. p. w przykładach, które przytacza W. Ritz), iż w zagadnieniach o podłożu fizykalnem przy użyciu dość dowolnych funkcyj znormalizowanych stale wartości Φ_{*1}, Φ_{*2},.... tworzą ciąg malejący, posiadający granicę, że obecność owej granicy wystarcza z reguły dla dowodu, iż u_1, u_2,... tworzą ciąg jednostajnie zbieżny, że wreszcie u_m z wzrostem wskaźnika zdąża do rozwiązania ścisłego u; oczywiście ubocznie spełnione tu być muszą zwyczajne wymagania, dotyczące ciągłości i różniakowalności. Na tej podstawie Ritz zaryzykował nawet przypuszczenie, iż w wypadkach konkretnych wystarcza podać rozwiązanie formalne, a kwestje zbieżności i t. p. pozostawić śmiało na uboczu. Abstrahując od tej ostatniej uwagi widzimy, że niezależnie od typu przyjętej funkcji znormalizowanej dla jednego zagadnienia rozmaite ciągi Φ_{*1}', Φ_{*2}',... Φ_{*1}'', Φ_{*2}'',... mają tu wspólną granicę dolną $\Phi_*' = \Phi_*'' = ... = \Phi_*$; zaś rozwiązanie przybliżone u_m polega tu poprostu nie na niczem innem, jak na urwaniu rozwinięcia funkcji u według przyjętej funkcji ξ na odnośnym wyrazie. Tego sposobu zapatrywania nie można pod żadnym warunkiem przenieść na metodę drugą. I tutaj wprawdzie będzie można okazać, iż każdy z ciągów Ψ_{*1}', Ψ_{*2}'..., Ψ_{*1}'', Ψ_{*2}'',... ma dolną granicę, nie ma jednak żadnej przyczyny po temu, by twierdzić, iż granice owe mają wspólną wartość; poprostu okaże się, iż jest $\Psi_*' \neq \Psi_*'' \neq ...$ Z odnośnych kilku rozwiązań oczywiście to będzie lepszem, które wykaże niższą wartość funkcji Ψ_*. Tutaj nawet bardzo dokładna aproksymacja nie będzie równoważna z urwaniem rozwinięcia rozwiązania ścisłego; będzie ona poprostu aproksymacją w znaczeniu ogólnem. Dla wyrazistości wyobraźmy n. p. sobie, że sinusojdę staramy się przedstawić w pewnym przedziale możliwie wiernie zapomocą wielomianu potęgowego — względnie nawet takiegoż szeregu — nie zawierającego jednak wszystkich całkowitych potęg nieparzystych; otóż o takiej mniej więcej aproksymacji jest tu mowa.

Kłopoty towarzyszące ustawieniu wyrażeń (24) wyrażają się — jak wspomniano — ostatecznie tem, iż zmuszeni jesteśmy do wprowadzenia dużej ilości parametrów a, b, c, a tem samem i równań typu (25). Otóż wydaje mi się[5]), iż sprawę dokładności można załatwić pomyślnie, wprowadzając nowe warunki uboczne, którym muszą podlegać owe parametry. Sprawę traktujemy przytem z punktu widzenia mechanicznego. Ponieważ mianowicie w miarę wzrastania wskaźnika m wielkości typu g zmierzają do f, zaś wielkości typu q do p, przeto wskazanem jest wpłynąć na tempo tych zmian; uczynić to można przez zamknięcie wielkości g i q w pewnym korzystnie obranym obszarze takim, któryby odchyłki od wielkości f i p możliwie ograniczał. Trzeba tu dodać, że — ponieważ nowe warunki nie wiążą się niczem z twierdzeniem minimalnem — wielkości g i q możemy z przyjętych u, v, w obliczyć za pośrednictwem prawa wiążącego. Warunków wspomnianych może nam dostarczyć n. p. żądanie, by uogólnione wypadkowe statyczne sił zewnętrznych utrzymywały układ jako całość w równowadze. W tym wypadku parametry a, b, c musiałyby podlegać sześciu ubocznym warunkom typów:

$$\left.\begin{array}{l} \int\limits_{A_o} \varrho_x\, dA + \int\limits_{A_p} p_x\, dA + \int\limits_{V} f_x\, dV = o \\ \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \\ \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \\ \int\limits_{A_o} (y\varrho_z - z\varrho_y)\, dA + \int\limits_{A_p} (yp_z - zp_y)\, dA + \int\limits_{V} (yf_z - zf_y)\, dV = o \\ \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \\ \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \end{array}\right\} \quad (28)$$

W ten sposób ilość paramentów a, b, c wzajemnie niezależnych zmalałaby o sześć. Jeszcze intenzywniej wpłyniemy na stałe a, b, c przyjmując, iż stany q i g mają być statycznie równowarte stanom p i f. Otrzy-

[5]) Oryginalne.

mamy bowiem dla pierwszych i drugich po sześć równań typów jak niżej:

$$\left.\begin{array}{l}\int_{A_p}(q_x-p_x)\,dA=o\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\\ \int_{A_p}[(yq_z-zq_y)-(yp_z-zp_y)]\,dA=o\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\end{array}\right\}\quad\ldots\quad(29)$$

$$\left.\begin{array}{l}\int_{V}(g_x-f_x)\,dV=o\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\\ \int_{V}[(yg_z-zg_y)-(yf_z-zf_y)]\,dV=o\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\\ \quad\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\;\cdot\end{array}\right\}\quad\ldots\quad(30)$$

W tym wypadku są równania (28) identycznie spełnione, o czem przekonać się można rugując z nich przy pomocy równań (29) i (30) wyrażenia typu p i f na korzyść wyrażeń q i g i stosując w dalszym ciągu przekształcenie całek powierzchniowych na objętościowe. Za pośrednictwem związków (29) i (30) możemy obecnie ilość nieznanych parametrów zmniejszyć o dwanaście i do reszty zastosować warunek minimalny (25). Wreszcie należy pamiętać i o tem, że bardzo często istnieją pewne miejsca układu, w których naprężenia są nam z góry — nawet niezależnie od warunków brzegowych — znane; dzieje się to z reguły w załamaniach konturu i t. p. miejscach. Okoliczność tę możemy również wyzyskać celem zmniejszenia ilości nieoznaczonych parametrów zagadnienia.

Możemy wskazać na pewną analogję między postępowaniem tu naszkicowanem, a pomysłami matematyków, starających się o podwyższenie walorów metody Ritz'a. Może się mianowicie zdarzyć — szczególnie przy większej ilości paramentów a, b, c — iż przy rugowaniu pewnych z nich warunkami ubocznemi wątpliwem będzie, jakie ich kombinacje linjowe można uważać za niesprzeczne; wyraźniej mówiąc może się zdarzyć, iż w równaniach (29) (30) wyznacznik spółczynnikow tych parametrów, które dla ustawienia funkcji Φ_* zechcemy wyrugować, okaże się równym zeru. W tym wypadku należałoby w owych równaniach uznać inne paramenty za nadliczbowe. Zamiast powyższych jednak prób można postąpić inaczej jak to wiadomo z rachunku extremum z warunkami ubocznemi. Mianowicie lewe strony warunków ubocznych, sprowadzonych do zera — jak to ma miejsce w naszym wypadku — mnożymy przez dodatkowe paramenty $\lambda_1, \lambda_2, \ldots$ i dodajemy je do funkcji zasadniczej t j. Φ_*. W utworzonej w ten sposób dużej funkcji Ω_* uważamy wszystkie paramenty a, b, c, λ za wzajemnie niezależne i wyszukujemy je z warunku extremum tejże funkcji. Widzimy przeto, iż niedawno mechanicznie uzasadniony sposób polepszenia rachunku jest identyczny z rozszerzeniem funkcji Φ_*. Niestety z braku czasu nie zdołałem ustalić, czy jest tak i naodwrót, a więc w szczególności czy kalkulacje matematyków jak R. Courant'a mają też uzasadnienie mechanicznie pożądane.

Jak wspomniałem, metoda przemieszczeń ma ustalone znaczenie naukowe, którego brak odczuwa metoda naprężeń. Znacznie trudniej będzie rozstrzygnąć pytanie, która z metod ma większe zastosowanie w naukach inżynierskich. Powodem tego jest przedewszystkiem fakt, iż służą one różnym celom — względnie ściślej — że metoda druga ma ograniczony zasięg działania. W każdym razie metoda pierwsza służy naogół do wyznaczania przedewszystkiem przemieszczeń; pewna jej odmiana, do której mogą mieć pretensje Rayleigh, Bryan, Ritz i Timoszenko, służy do obliczenia częstości drgań własnych układów tudzież obciążeń krytycznych przy zmianach stałych postaci równowagi; odmiana ta leży przedewszystkiem w tem, iż dla wydobycia istoty zagadnienia trzeba zrezygnować z podziału układu na części klasyczne; z tego też powodu omówienie jej zachowujemy sobie na przyszłość. Metoda druga służy wyłącznie dla wyznaczania naprężeń i ich ustawień t. j. sił i momentów. Spróbuję mimo wszystko zaryzykować twierdzenie, iż metoda naprężeń znalazła jednak zastosowanie obszerniejsze. Dzieje się to dzięki temu, iż zachowanie równowagi jest kardynalnym, długo wpajanym, wymogiem dla przeważnej ilości nauk inżynierskich. Pozatem warto przypomnieć, iż wiekowa tradycja wpoiła w techników zapatrywanie, iż stopień bezpieczeństwa czy wogóle wytężenia należy wyrazić kombinacją naprężeń. Nie wchodząc tutaj w to, czy jest to rzeczywiście celowem, zakończymy tę część podaniem krótkiego resume.

Z pośród wszelkich wartości nadliczbowych parametrów a, b, c, rozwiązania (24) tylko geometrycznie możliwego (1), a spełniającego warunki podporowe (12) najprawdopodobniejszemi są te, które wynikają z warunku (25) minimum wyrażenia (22), jako funkcji tych parametrów.

Z pośród wszelkich wartości nadliczbowych parametrów α, β rozwiązania (26) tylko statycznie możliwego (2), a spełniającego warunki obciążenia (13) najprawdopodobniejszemi są te, które wynikają z warunku (27) minimum wyrażenia (23) jako funkcji tych paramentów.

Gdy jedno z przemieszczeń n. p. w znika, wtedy mówimy, o zagadnieniu dwuosiowego stanu odkształcenia. Stać się tak może w układach pryzmatycznych, długich w tym wypadku w kierunku osi z; oczywiście w kierunku tejże osi muszą działać stosownie dobrane siły; wszelkie inne leżą w płaszczyźnie xy i zależą od dwóch tylko spółrzędnych x i y; podobnież i dwa pozostałe przemieszczenia u, v są funkcjami tylko dwóch zmiennych. Z powyższych powodów definicje (1) skracają się do postaci:

$$\varepsilon_x=\frac{\partial u}{\partial x},\ \varepsilon_y=\frac{\partial v}{\partial y},\ \varepsilon_z=0,\ \gamma_x=\gamma_y=0,\ \gamma_z=\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\quad.\ (31)$$

Rugując w powyższych wyrażeniach u, v, znajdziemy warunek nierozdzielności w postaci:

$$\frac{\partial^2\varepsilon_x}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\varepsilon_y}{\partial x^2}=\frac{\partial^2\gamma_z}{\partial x\,\partial y}\quad\ldots\quad(32)$$

Zakładając, iż materjał układu podlega prawu Hooke'a, znajdziemy (7) i (6) tudzież (9) i (8) w postaci następującej:

$$\left.\begin{array}{c}\sigma_x=\dfrac{2G}{1-2\mu}[(1-\mu)\varepsilon_x+\mu\varepsilon_y],\ \sigma_y=\dfrac{2G}{1-2\mu}[(1-\mu)\varepsilon_y+\mu\varepsilon_x]\\ \sigma_z=\mu(\sigma_x+\sigma_y),\ \tau_x=\tau_y=0,\ \tau_z=G\gamma_z\\ \varphi(\varepsilon,\gamma)=\dfrac{G}{1-2\mu}[(1-\mu)(\varepsilon_x{}^2+\varepsilon_y{}^2)+\varepsilon_x\varepsilon_y]+\dfrac{G}{2}\gamma_z{}^2\end{array}\right\}(33)$$

$$\left.\begin{array}{c}\varepsilon_x=\dfrac{1}{2G}[1-\mu)\sigma_x-\mu\sigma_y],\ \varepsilon_y=\dfrac{1}{2G}[(1-\mu)\sigma_y-\mu\sigma_x\\ \varepsilon_z=0,\ \gamma_x=\gamma_y=0,\ \gamma_z=\dfrac{1}{G}\tau_z\\ \psi(\sigma,\tau)=\dfrac{1}{4G}[(1-\mu)(\sigma_x{}^2+\sigma_y{}^2)-2\mu\sigma_x\sigma_y]+\dfrac{1}{2G}\tau_z{}^2\end{array}\right\}(34)$$

Warunki równowagi (2) przyjmują obecnie formę:

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial\tau_z}{\partial y}+f_x=r_x+f_x=0,\ \frac{\partial\tau_z}{\partial x}+\frac{\partial\sigma_y}{\partial y}+f_y=r_y+f_y=0\ \ f_z=0\quad(35]$$

Trzeci warunek wymaga nieobecności sił masowych w kierunku osi z. Niech wreszcie l oznacza spółrzędną obwodową konturu płaskiego układu, zaś m tangens kąta nachylenia stycznej do konturu względnie dodatniego kierunku osi x, to na obwodzie jest:

$$\left.\begin{aligned} &\cos(x, n) = \frac{dy}{dl} = \mp \frac{m}{\sqrt{1+m^2}}, \\ &\cos(y, n) = -\frac{dx}{dl} = \pm \frac{1}{\sqrt{1+m^2}}, \ \cos(z, n) = 0 \\ &\pi \geqq (x, n) > o, \ 2\pi \geqq (x, n) > \pi \end{aligned}\right\} \quad (36)$$

przyczem znak górny względnie dolny przyjmować należy zależnie od tego czy kąt normalnej zewnętrznej mieści się w obrębie pierwszej czy też drugiej nierówności. Zatem składowe przekształcenia ortogonalnego a zarazem warunki obciążenia na konturze brzmią:

$$\varrho_x = p_x = \frac{\mp m\sigma_x \pm \tau_y}{\sqrt{1+m^2}}, \ \varrho_y = p_y = \frac{\mp m\tau_z \pm \sigma_y}{\sqrt{1+m^2}}, \ \varrho_o = p_z = o \quad (37)$$

W kierunku prostopadłym do płaszczyzny zagadnienia jest $\cos(x, n) = \cos(y, n) = 0$, zaś $\cos(z, n) = A$. Zatem, aby o zagadnieniu omawianego typu mogła być mowa, obok $f_z = 0$ i $p_z = 0$, jak w (35) i (37) musi też dla ostatnio przyjętej normalnej zachodzić wypadek: $\varrho_x = p_x = \varrho_y = p_y = 0$, $\varrho_z = p_z = \sigma_z = \mu\ (\sigma_x + \sigma_y)$. Ostatecznie przeto jedynemi siłami o kierunku osi z są siły pochodzące od σ_z względnie naodwrót. Rugując w równaniu (32) składowe ε, γ za pośrednictwem związków (34) i w dalszym ciągu naprężenie τ_z przy pomocy warunków (35) otrzymamy warunek geometrycznej możliwości wyrażony naprężeniami, a to:

$$(1-\mu)\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{df_x}{\partial x} + \frac{\partial f_y}{\partial y} = o \quad . \ (38)$$

Dodawszy na zakończenie warunki podporowe w postaci:

$$u = u_0, \ v = v_0, \ w = 0 \quad . \ . \ . \ . \ (39)$$

posiadamy obecnie komplet wzorów dla zagadnienia dwuosiowego stanu odkształcenia; możemy przeto przystąpić do omówienia jakiegoś zadania konkretnego.

Za takie obierzemy przykład ciężkiej przegrody trójkątnej dostatecznie długiej po temu, by jej przekrój można było uważać za kontur zagadnienia dwuosiowego stanu odkształcenia. Umieśćmy początek 0 układu spółrzędnych x, y w wierzchołku górnym trójkąta, wzdłuż pionowej ściany dodatnią oś x, to dodatni kierunek poziomej osi y skierowany będzie nazewnątrz zbiornika; tangens kąta wierzchołkowego oznaczmy literą m, to przy wysokości trójkąta h, wynosi długość poziomej podstawy $h.\ m$.

Rozpatrzmy w dalszym ciągu warunki zadania. Założywszy, że ciężar gatunkowy materjału przegrody wynosi γ_p widzimy że $f_x = \gamma_p$, $f_y = o$. Dla ściany pionowej $y = 0$ przy zbiorniku napełnionym po koronę przegrody jest $p_x = o$. $p_y = \gamma_w . x$, jeśli γ_x oznacza ciężar właściwy wody. Dla ściany uchylonej $y = mx$ jest $p_x = p_y = 0$. Uwzględniając powyższe w (37) możemy dla obu wymienionych ograniczeń wypisać warunki brzegowe, a to:

$$\left.\begin{aligned} &y = 0, \ \tau_z = 0, \ \sigma_y = -\gamma_w . x \\ &y = mx, \ \tau_z = m . \sigma_x . \ \sigma_y = m . \tau_z \end{aligned}\right\} \ . \ . \ (40)$$

Odnośnie do ograniczenia dolnego możemy na tej samej podstawie stwierdzić, że dla równowagi układu muszą tam działać reakcje o natężeniu:

$$x = h, \ \varrho_x = p_x = +\sigma_x, \ \varrho_y = p_y = +\tau_z \ . \ . \ . \ (41)$$

Ponieważ atoli o wielkościach σ_x, τ_z czy też p_x, p_y na tejże podstawie niczego z góry powiedzieć nie możemy przeto związków (41) nie należy uważać — jak (40) — za warunki brzegowe, jedynie za relacje, które po szczęśliwem rozwiązaniu zadania wskażą nam wielkości reakcyj podłoża, względnie naodwrót wartości nacisków przegrody na fundament. Istotnie na podparciu należałoby oczekiwać raczej warunku brzegowego w postaci (39). Jak się okaże, będzie on miał formę dość zawiłą i niestety taką, że jej nawet ująć w formę matematyczną nie będziemy mogli.

Dla uproszczenia przyjmijmy, iż podstawa trójkąta spoczywa na półpłaszczyźnie o ograniczeniu $x = h$, że nadto z nią ściśle współdziała. W dalszym ciągu wyobraźmy sobie, iż znane nam są wszelkie rozwiązania zadania, czyniące zadość warunkom (40); będzie ich nieskończenie wiele z tytułu tego, że na podstawie nie wyszczególniono żadnego warunku brzegowego. Dla każdego z powyżej pomyślanych rozwiązań możemy obliczyć reakcje (41) tudzież przemieszczenia u_p, v_p na podstawie. Odwróćmy obecnie wielkościom obliczonym (41) strzałki, to otrzymamy obciążenie półpłaszczyzny, a to w przedziale $0 \leqq y \leqq mh$: dodatkowe obciążenie jej stanowi napór wody o natężeniu $\gamma_w\, h$ a to na partji $y \leqq 0$. Obciążeń (41) istnieje oczywiście nieskończenie wiele. Z kolei rzeczy wyobraźmy sobie, iż dla każdego wypadku rozwiązaliśmy odnośne zagadnienie półpłaszczyzny; między innemi znamy obecnie wartości przemieszczeń dla brzegu $x = h$ fundamentu w przedziale $0 \leqq y \leqq mh$; oznaczmy je przez u_f, v_f. Obecnie możemy ustawić brakujący warunek brzegowy; mianowicie z pośród wszelkich wyszczególnionych rozwiązań wybrać należy to, dla którego identycznie spełni się równość:

$$x = h, \ u_f = u_p, \ v_f = w_p \quad . \ . \ . \ . \ (42)$$

Oczywiście powyższy warunek ma sens, jeśli faktycznie zachodzi współdziałanie stopy z podłożem. Gdy jednakże tak nie jest, a więc n. p. jeśli na pewnej długości podstawy reakcje są ciągnieniami znacznej wartości, to warunek (42) należy odnieść tylko do pewnych części podstawy; sprawa jednak tak się skomplikuje, że wolimy o tem tutaj nie pisać. Nie zrobimy tego tem chętniej, iż właściwie już nawet w wypadku istnienia współdziałania, nie potrafimy warunkowi (42) nadać wyraźniejszej formy.

W dzisiejszym mianowicie stanie teorji sprężystości nie umiemy dość wyraźnie ustalić wielkości u_f, v_f. Zastanowimy się chwilę nad tem. Przedewszystkiem tedy zauważmy, że i zagadnienie półpłaszczyzny ma swoje warunki brzegowe. Te, które odnoszą się do brzegu $x = h$ zostały już przedstawione; poprostu danem tam jest pewne obciążenie. Reszta przedstawia się niezmiernie prosto; musimy zażądać, by dla punktów o oddaleniu od początku układu $r = \sqrt{x^2 + y^2} \longrightarrow \infty$ znikały przemieszczenia i ich pierwsze pochodne; poprostu słusznie wymagamy, aby w odległościach nieskończenie wielkich obramowanie półpłaszczyzny nie ulegało deformacji, przesunięciom i obrotem. I tu właśnie czeka nas przykrość. Rozwiązanie zagadnienia półpłaszczyzny, obciążonej na brzegu siłą skupioną, posiadamy (Flamant); jest to analogon do powszechnie znanego rozwiązania do półprzestrzeni (Boussinesq). O ile jednak rozwiązanie dla półprzestrzeni nie przedstawia nic do życzenia, o tyle rozwiązanie dla półpłaszczyzny nie nadaje się do powyższego celu. Wprawdzie bowiem naprężenia tego rozwiązania znikają w nieskończoności jak $\frac{1}{r}$, zato przemieszczenia rosną nieograniczenie jak $\log r$. Co najwyżej przeto możemy określić zupełnie dokładnie kształt odkształconego podłoża w miejscu współdziałania z stopą przegrody, nie wiemy jednak jak ten kształt umieścić w układzie spółrzędnych, więc w szczególności jak go przesuwać w kierunku osi x tudzież y i jak go w płaszczyźnie xy obrócić. Tem samem przeto i przemieszczenia przegrody są nam odnośnie tych przesunięć i obrotu nieznane. Te braki powetowałaby w pewnej mierze znajomość stanu napięcia.

Narazie trzeba w każdym razie przyznać, że rozwiązanie dokładne dla przegrody, uwzględniające właściwości podłoża, poprzedzić wpierw musi znalezienie rozwiązania dla półpłaszczyzny, a to innej postaci aniżeli dotychczas nam znanej. W tem miejscu musi być dodaną pewna uwaga. Nieobeznany mianowicie dostatecznie z tą dziedziną wiedzy czytelnik może po ostatniej uwadze stracić zaufanie do teorji sprężystości, ponieważ zdziwienie może wywołać fakt, że można poprostu uciec od niewygodnego rozwiązania i czekać na inne. Zachodzi pytanie czy na takie inne wygodne można liczyć i to na jakiej podstawie. Otóż trzeba tu dodać, że siła skupiona występuje w teorji sprężystości jako pewna osobliwość punktu; z punktu widzenia mechaniki istnieje niezmiernie wiele takich osobliwości statycznie równowartych; którąś z nich obrał Flamant. Przyjęcie jakiejkolwiek innej da inne też rozwiązanie. Wszystkie takie rozwiązania nie będą się praktycznie między sobą różnić, jeśli porównywać będziemy naprężenia; z wzrostem r będą one maleć jak $\frac{1}{r}$. Ostatnie wynika z twierdzenia de Saint-Venant'a. Jednakże powyższe nie stosuje się i do przemieszczeń. Może się przeto zdarzyć, iż w przyszłości uda się znaleźć rozwiązanie zagadnienia półpłaszczyzny obciążonej na brzegu siłą skupioną, w którem przemieszczenia w nieskończoności będą zmierzały do wielkości stałej, a więc w szczególności do zera. Takie rozwiązanie pozwoli nam ustalić wyraźną formę dla warunku (42) i w konsekwencji po pokonaniu trudności natury matematycznej podać rozwiązanie ścisłe dla trójkątnej przegrody, uwzględniając wszystkie szczegóły bliskie rzeczywistości.

Narazie w braku czegoś lepszego stosujemy w praktyce jako rozwiązanie całkę szczególną równań (35) z uwzględnieniem znanych nam warunków (40). Trzeba jeszcze raz tu powiedzieć, że tego rodzaju rozwiązań można podać niezmiernie wiele i niema wobec tego żadnego powodu do przypuszczenia, że stosowane rezultaty są lepsze od innych możliwych. Owo rozwiązanie przedstawia się następująco:

$$\left.\begin{array}{c} \sigma_{0x}=s_{0x}=a_1\,x+a_2\,y,\ \ \sigma_{0y}=s_{0y}=bx,\ \ \tau_{0z}=t_{0z}=cy \\ -a_1=\gamma_p-\dfrac{1}{m^2}\,\gamma_w,\ \ -a_2\,m=\dfrac{2}{m^2}\,\gamma_w-\gamma_p,\ \ -b=\gamma_w, \\ -c=\dfrac{1}{m^2}\,\gamma_w \end{array}\right\} \quad . \quad (43)$$

Łatwo sprawdzić, że istotnie rozwiązanie to czyni zadość równaniom (35), relacji (38) i warunkom (40); pozatem z oznaczeń (41) znajdziemy reakcje podstawy; w szczególności, gdy będzie $m > \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_p}}$, okaże się, iż σ_{0x} jest ujemne czyli reakcja odnośna jest wzdłuż całej podstawy ciśnieniem. Wobec spełnienia się relacji (38), możemy obecnie obliczyć przy pomocy związków (34) składowe ε_x, ε_y, γ_z, wreszcie całkując (31) znaleźć:

$$\left.\begin{array}{l} u=\dfrac{1}{G}\cdot\left[\dfrac{a_1\,(1-\mu)-b\,\mu}{4}\,x^2+\dfrac{a_2\,(1-\mu)}{2}\,xy-\right. \\ \qquad \left.-\dfrac{b\,(1-\mu)-a_1\,\mu-2\,c}{4}\,y^2\right]-\gamma_*\,y+u^* \\ v=\dfrac{1}{G}\left[-\dfrac{a_1\,(1-\mu)}{4}\,x^2+\dfrac{b\,(1-\mu)-a_1\,\mu}{2}\,xy-\right. \\ \qquad \left.-\dfrac{a_2\,\mu}{4}\,y^2\right]+\gamma_*\,x+v_* \end{array}\right\} \quad . \quad (44)$$

gdzie u_*, v_* γ_* oznaczają stałe całkowania. Z rozwiązania (44) wynika, że zdeformowany trójkąt przyjmie kształt, ograniczony trzema krzywemi drugiego stopnia. Równocześnie jednak okazuje się odrazu pierwszy brak tegoż rozwiązania; niewiadomem mianowicie jest ile wynoszą stałe całkowania i nie posiadamy żadnych założeń po temu, by je wyznaczyć. Możemy zatem równie dobrze powiedzieć, że przegroda przesunęła się pionowo w górę, pozatem w kierunku zbiornika nadto obróciła przeciw naporowi wody — jak i naodwrót; jednem słowem nie umiemy umieścić zdeformowanego trójkąta w układzie spółrzędnych. Jeśli przeto — jak się to niekiedy słyszy — ktoś radzi obliczyć z (44) n. p. przesunięcie wierzchołka 0 i potem porównać je z pomierzonem na objekcie celem stwierdzenia odchyłek, to daje tem tylko dowód niezrozumienia rzeczy. Pozatem konstatujemy, że relacje (43) nie zawierają wymiaru h przegrody; musi się przeto przyjąć, że ważne ono jest jedynie dla trójkąta o nieograniczenie dużej wysokości. Za powyższą opinją przemawia fakt, iż omawiane relacje nie zawierają spółczynników, utworzonych ze stałych indywidualnych materjałów przegrody i fundamentu. Oczywiście jednak i w tym wypadku pozostaje otwartą sprawa stałych u_*, v_*, γ_*.

Gdy indywidualność podłoża dojdzie w jakikolwiekbądź sposób do wyrazu, to naprężenia σ_x, σ_y, τ_z ulegną zmianie. Jasnem n. p. jest, że, nawet przy małych stałych sprężystości podłoża w porównaniu z odnośnemi przegrody wobec olbrzymich rozmiarów podłoża nastąpi pewnego rodzaju spłaszczenie przypuszczonego w (44) łuku parabolicznego podstawy, a nawet ewentualne wygięcie go w krzywą z punktem przegięcia. Jakkolwiekby jednak było, pociągnie to za sobą częściowe wyrównanie naprężeń; więc w szczególności pojawią się poprawki w formie mniejszych lub większych ciągnień w podstawie, co doprowadzi do obniżenia wartości dużych niedawno ciśnień. Zapytajmy przeto, czy słusznem jest rezygnować z wszelkich innych rozwiązań i używać stale tego, które obecnie omawiamy. Oczywiście nie.

Wreszcie trzeba jeszcze tu dodać o pewnem niewłaściwem zapatrywaniu, jakie się rozpowszechniło w literaturze technicznej. Twierdzi się mianowicie, iż trud wyszukiwania innego rozwiązania nie opłaca się, albowiem każde inne w niedalekiem sąsiedztwie od podstawy nie wiele różnić się będzie od omawianego. Mniemanie to opiera się o nieodpowiednio pojęte twierdzenie de Saint-Venant'a; ponieważ długość podstawy jest tego samego rzędu wielkością co i wysokość przegrody, przeto istotnie naprężenia różnych rozwiązań będą się niewiele między sobą różnić niezależnie od warunków na podstawie — ale niestety dopiero w miejscach, sąsiadujących bezpośrednio z wierzchołkiem przegrody. Opłaca się przeto znaleźć rozwiązanie inne od używanego.

Niema celu wyszukiwać coraz to nowe rozwiązania, dopuszczając cokolwiekbądź dla stopy; mogłoby się bowiem okazać, że nowe rezultaty posiadałyby podobne luki jak i poprzednie. Zatem przyjmijmy z góry jakieś warunki podporowe. Ponieważ rozwiązanie powszechnie stosowane nie liczy się wogóle z podłożem, postąpimy obecnie naopak przecenimy wartość tego ostatniego; poprostu założymy, że jest ono dokładnie sztywne. Przyjmujemy przeto następujący warunek brzegowy:

$$x=h,\ \ u+u_0=0,\ \ v=v_0=0 \quad . \quad . \quad . \quad (45)$$

Ponieważ wobec (40) i (45) ustaliliśmy warunki na całym obwodzie trójkąta, przeto rozwiązanie takie istnieje tylko jedno; jest niem rozwiązanie ścisłe. Trudności odnośnego rachunku pominiemy, podając rozwiązanie przybliżone.

Zanim to nastąpi zwróćmy jeszcze uwagę na pewien drobny a ciekawy szczegół, który się wiąże z warunkiem (45). W miejscach, w których współdziałają ze sobą dwa różne materjały, można się stale spodziewać jakichś niejasności, stają się one tem wyraźniejsze, im większe różnice indywidualne dzielą oba materjały; tak właśnie jest w naszym wypadku. Nietrudno zauważyć, że warunek (45) kłóci się z jednym z warunków (40). Ponieważ stała Poisson'a wpływa zazwyczaj przedewszystkiem ilościowo, a nie jakościowo na rezultaty rachunku, przeto dla skrócenia połóżmy $\mu=0$; nota bene zauważmy, że teorja sprężystości wymaga dla istnienia rozwiązania spełnienia nierówności $-1<\mu<\frac{1}{1}$, znacznie obszerniejszej od normalnie przez nas stosowanej, a ustawionej na podstawie oceny doświadczalnej. Otóż na podstawie $x=h$ jest według (45) $v=$ constans $=0$; zatem niezależnie od tego czy rozwiązanie jest przybliżonem czy ścisłem tamże jest $\varepsilon_y=\frac{\partial v}{\partial y}=0$, a zatem także $\sigma_y=2\,G\,\varepsilon_y=E\,\varepsilon_y=0$; zatem założenie (45) prowadzi przy uproszczeniu $\mu=0$ między innemi do rezultatu $\sigma_y=0$ dla $x=h$ niezależnie od y, a zatem i dla $y=0$. Z drugiej jednak strony jeden z warunków (40) daje dla $x=h$, $y=0$ wartość $\sigma_y=-\gamma_w\,.\,h$. Stajemy wobec tego w obliczu sprzeczności, którą możnaby wyjaśnić rozmaicie. Naturalnem może być założenie, iż warunek (45) jest niemożliwy dla materjałów nie ulegających zwężeniu poprzecznemu. Równie dobrem jest również stwierdzenie, iż ciśnienie wody $p=\gamma_w x$ jest w głębokości $x=h$ niezdefinjowane, albowiem w głębokości tej istnieje tylko lewostronna pochodna $\frac{dp}{dx}$, z całkowania którejto otrzymuie się w hydrostatyce wartość p. Możliwem też jest, iż z powodu istnienia naroża i to w miejscu zetknięcia się dwóch różnych materjałów należy przyjąć tam raczej pewno wyokrąglenie i wykonać w konsekwencji pewne przejście do granicy; ostatnie na jedno wychodzi z zapatrywaniam, iż w problemie naroża należy obok ε, γ uwzględnić także ich kwadraty i iloczyny. Jakie są jednak przyczyny powyższej sprzeczności, jest dla nas w tej chwili rzeczą obojętną; chodziło nam bowiem tylko o podkreślenie faktu, iż punkt $x=h$, $y=0$ zasługuje na specjalną uwagę t. j., że ewentualnie należy go z rozwiązania wykluczyć.

Naszkicujemy obecnie w kilku zdaniach rozwiązanie przybliżone zagadnienia metodą przemieszczeń. Możemy najprościej założyć dla u, v postać dowolnych wielomianów, których każdy dodajnik pomnożony jest przez dwumian $b-x$. Najwidoczniej założenie takie t. j.:

$$u=\sum_{i,\,k=0}^{m,\,n} a_{ik}\,(b-x)\,x^i y^k,\quad v=\sum_{i,\,k=0}^{m,\,n} b_{ik}\,(b-x)\,x^i y^k \quad . \quad . \tag{46}$$

spełnia warunek podporowy (45). Energja sprężystości układu wynosi: $\int\limits_0^h dx \int\limits_0^{mx} \varphi\,(\varepsilon,\,\gamma)\,dy$; wyznaczymy ją według (21) i (33). Praca sił obojętnościowych wynosi: $\gamma_p \int\limits_0^h dx \int\limits_0^{mx} u\,dy$; wreszcie praca sił powierzchniowych wynosi: $\gamma_w \int\limits_0^h u dx$. przyczem w ostatniej całce jest: $u=u\,(x,\,0)=\sum\limits_i^m a_{io}\,(h-x)\,x^i$. Wykonując odnośne całkowanie znajdziemy energję Φ_* (22) jako funkcję parametrów a_{ik}, b_{ik}, które znajdziemy z warunku (25). Tem samem ustalimy postać oznaczoną dla przemieszczeć (46); w szczególności przesunięcia wierzchołka przegrody wynoszą $u=h\,.\,a_{oo}$, $v=h\,.\,b_{oo}$. Obok ciągu wartości $\Phi_{*\,m,\,n}$ pożądaną wskazówkę dokładności dać może ciąg wartości $a_{oo}^{(m,\,n)}$, $b_{oo}^{(m,\,n)}$. Chcąc zwiększyć tempo rachunku uwzględnimy warunki uboczne; wypadek (28) ilustrują trzy równania:

$$\left.\begin{aligned} &\int\limits_o^{mh} \varrho_x\,dy+\tfrac{1}{2}\gamma_p\,mh^2=0,\ \int\limits_o^{mh} \varrho_y\,dy+\tfrac{1}{2}\gamma_w\,h^2=0 \\ &\int\limits_o^{mh} (\varrho_x\,y-\varrho_y\,x)\,dy+\tfrac{1}{6}\gamma_p m^2 h^3-\tfrac{1}{3}\gamma_w\,h^3=0 \end{aligned}\right| \tag{47}$$

w których ϱ_x, ϱ_y obliczymy według (37) przy użyciu dla znalezienia σ_x, σ_y, τ_z wzorów (33). Przy użyciu warunków (29) i (30) znajdziemy równań dziewięć, mianowicie z tego powodu, że kontur o określonem obciążeniu powierzchniowem dzieli się na dwie części jedną wzdłuż boku $y=0$ i drugą wzdłuż ograniczenia $y=mx$. Odnośnie q_x, q_y, g_x, g_y obliczymy jak p_x, p_y, f_x, f_y według (37) i (35). Komplet równań przedstawi się następująco:

$$\left.\begin{aligned} &\int\limits_o^h q_x\,dx=0,\ \int\limits_o^h q_y\,dx-\tfrac{1}{2}\gamma_w\,h^2=0,\ \int\limits_o^h (q_x y-q_y x)\,dx+ \\ &\qquad\qquad +\tfrac{1}{3}\gamma_w\,h^3=0 \\ &\int\limits_o^l q_x\,dl=0,\ \int\limits_o^l q_y\,dl=0,\ \int\limits_o^l (q_x y-q_y x)\,\mathrm{d}l=0 \\ &\int\limits_o^h dx\int\limits_o^{mx} g_x\,dy-\tfrac{1}{2}\gamma_p\,mh^2=0,\ \int\limits_o^h dx\int\limits_o^{mx} g_y\,dy=0, \\ &\int\limits_o^h dx\int\limits_o^{mx} (g_x y-g_y x)\,dy-\tfrac{1}{6}\gamma_p\,m^2\,h^3=0 \end{aligned}\right\} \tag{48}$$

przyczem l oznacza długość boku pochyłego. Możemy wreszcie niezależnie od tendencji warunku (25) dostosować się lepiej do warunków zadania żądając, by w wierzchołku znikały wszystkie składowe stanu napięcia czy też odkształcenia; dodatkowy warunek brzmi:

$$a_{10}=b_{01}=0;\ a_{01}+b_{10}=0 \quad . \quad . \quad . \tag{49}$$

Przy użyciu wszystkich środków, zatem (49), (48) i (25) ilość stałych przyjętych w (46) musi być większą aniżeli dwanaście. Nastręczający się w ten sposób rachunek jest zupełnie prosty, wymaga jednak dość długiego liczenia tak, że przerwano go; połowicznych rezultatów podawać tu nie chcemy. Dodamy tylko, że celem znalezienia dość dokładnych przybliżeń dla samych tylko przemieszczeń można z warunków (48) zrezygnować i obyć się liczbą stałych mniejszą od wyżej wymienionej.

Znacznie prościej przedstawia się sprawa z rozwiązaniem przybliżonem metodą naprężeń. Odnośne założenie (26) dla σ, σ uskutecznimy w ten sposób, iż składowe (43) uzupełnimy w pewien sposób. Jako pierwsze przybliżenie będziemy mieć przeto:

$$\sigma_{1x}=s_{0x}+s_{1x},\ \sigma_{1y}=s_{0y}+s_{1y},\ \tau_{1z}=t_{0z}+t_{1z} \quad . \tag{50}$$

przyczem s_{1z}, s_{1y}, t_{1z} zawierają jeden tylko parametr nieoznaczony. Uzupełnieniom powyższym możemy nadać rozmaitą postać. Przeprowadzimy tu eksperyment na dwóch postaciach.

Łatwo sprawdzić, że przy przyjęciu:

$$\left.\begin{aligned} &s_{1x}=k\left(x^2-\frac{6}{m}xy+\frac{6}{m^2}y^2\right),\ s_{1y}=ky^2, \\ &t_{1z}=-k\left(2xy-\frac{3}{m}y^2\right) \end{aligned}\right\} \quad . \tag{51}$$

są składowe poprawione (50) statycznie możliwe (35) i czynią zadość warunkom obciążenia (40). Ponieważ pnnadto warunek podporowy ma postać (45), przeto funkcja Ψ_* (23) przyjmuje postać energji sprężystości układu. Przyjmując dla skrócenia rachunku $\mu=0$ znajdziemy za pośrednictwem relacji (34):

$$\begin{aligned} 3\,E\,\Psi_{*1}&=\int\limits_o^h \mathrm{d}x\int\limits_o^{mx} \psi\,(\sigma,\ \tau)\,dy=2\,E\,\Psi_{*0}- \\ &-\tfrac{1}{15}mh^5\gamma_w\,(2\,m^2+1)\,k+\tfrac{1}{90}mh^6\,(3\,m^4+4m^2+3)\,k^2 \end{aligned}$$

gdzie:

$$\left.\begin{aligned} 2E\Psi_{*0} = \frac{h^4}{12m^3}\cdot\Big[\gamma_w{}^2\,(3m^4+2m^2+1)+ \\ +m^2\gamma_p\,(m^2\gamma_p-\gamma_w)\Big]\end{aligned}\right\} \quad (52)$$

wyraża energję sprężystości stanu niepoprawionego (43). Warunek (27) daje w tej chwili:

$$k=\frac{3\gamma_w}{h}\cdot\frac{2m^2+1}{3m^4+4m^2+3} \quad . \quad . \quad . \quad (53)$$

wobec czego będzie:

$$2E\Psi_{*1}=2E\Psi_{*0}-\tfrac{1}{10}mh^4\gamma_w{}^2\,\frac{(m^2+1)^2}{3m^4+4m^2+3} \qquad (54)$$

Moglibyśmy składowe σ, τ uzupełnić następnemi wielomianami jednorodnemi stopnia kolejno 3^{-0}, 4^{-0} i t. d.; okazałoby się, iż wielomiany owe zawierałyby kolejno dwie, trzy i t. d. stałe nieoznaczone. Ogólnie przy użyciu wielomianu stopnia n^{-0} byłoby:

$$s_{n-1,\,x}=\sum_{i=0}^{n}\frac{k_i}{m^i}\,x^{n-i}\,y^i,$$

$$s_{n-1,\,y}=\sum_{i=0}^{n}\frac{k_i}{m^i}\cdot\frac{(n-i)\,(n-i-1)}{(i+1)\,(i+2)}\,x^{n-i-2}\,y^{i+2},$$

$$t_{n-1,\,z}=-\sum_{i=0}^{n}\frac{k_i}{m^i}\cdot\frac{n-i}{i+1}\,x^{n-i-1}\,y^{i+1}$$

Łatwo sprawdzić, że uczynimy zadość wymogom statycznej możliwości i warunkom na brzegach obciążonych, jeśli stałe k_i dobierzemy tak, by było:

$$\sum_{i=0}^{n}\frac{k_i}{i+1}=0,\ \sum_{i=0}^{n}\frac{k_i}{i+2}=0.$$

Rachunek wskazuje na to, że dla celów orjentacyjnych w zupełności wystarcza przybliżenie pierwsze niedawno w szczegółach przedstawione. Z tego też powodu urwiemy go tu, a dla celów porównawczych użyjemy w miejsce (51) innego schematu.

W *Czasopiśmie Technicznem* (1931) można zależć propozycję dla składowych σ, τ w całości jednorodną; mianowicie założenie mieści dodajniki x, y, $\frac{y^2}{x}$, $\frac{y^3}{x^2}$, $\frac{y^4}{x^3}$, ...

Ograniczając się tu do jednego parametru możemy łatwo wykazać, że odnośnym poprawkom trzeba nadać postać:

$$\left.\begin{aligned} s_{1x}=k.\left(x-\frac{6}{m}y+\frac{6}{m^2}\cdot\frac{y^2}{x}\right),\ s_{1y}=k.\frac{1}{m^2}\,\frac{y^4}{x^3}, \\ t_{1z}=-k\left(y-\frac{2}{m^2}\cdot\frac{y^3}{x^2}\right)\end{aligned}\right\}. \quad (55)$$

Postępując jak niedawno znajdziemy:

$$2E\Psi_{*1}=2E\Psi_{*0}-\tfrac{1}{30}mh^4\,\gamma_w\,(3m^2+2)\,k+ \\ +\tfrac{1}{1260}mh^4\,(35m^4+66m^2+63)\,k^2$$

a stąd:

$$\left.\begin{aligned} k=21\,\gamma_w\,\frac{3m^2+2}{35m^4+66m^2+63} \\ 2E\Psi_{*1}=2E\Psi_{*0}-\tfrac{7}{20}mh^4\,\gamma_w{}^2\,\frac{(3m^2+2)^2}{35m^4+66m^2+63}\end{aligned}\right\}. \quad (56)$$

z uzupełnieniem (51).

Porównamy obecnie założenia (51) i (55). Wspólna ich cecha tkwi w tem, że odnośne poprawki są w każdymbądź razie aktualne, albowiem paramenty k przy każdej (rzeczywistej) wartości m istnieją. Wspólnym również jest fakt, iż oba paramenty znikają dla zbiornika pustego; fak ten ma zapewne usprawiedliwienie w przyjęciu upraszczającem $\mu=0$; niezależnie od tego jednak może zależność od γ_p wystąpić w dalszych przybliżeniach. Fakt ten jednak niema prawie żadnego znaczenia; albowiem zarówno teoretycznie jak i doświadczalnie śledzić można jedynie wpływ zaistnienia naporu wody a nie ciężaru przegrody, bo ten ostatni zaistniał na budowie w całkiem innych warunkach, aniżeli tego sobie życzy teorja.

Pozatem jednak oba rezultaty różnią się i to nietylko ilościowo ale i jakościowo. Tak n. p. stosunek ubytków energij Ψ_{*0} obliczony według (54) i (56) wynosi:

$$\frac{2}{7}\left(\frac{2m^2+1}{3m^2+2}\right)^2\cdot\frac{35m^4+66m^2+63}{3m^4+4m^2+3}$$

t. j. dla $m=0{\cdot}8$, $1{\cdot}0$, $1{\cdot}2$ osiąga wartości $1{\cdot}70$, $1{\cdot}69$, $1{\cdot}66$. Ponieważ wartość energji Ψ_* jest w metodzie naprężeń jedynym zasadniczo ogólnym srrawdzianem dobroci rachunku, przeto stwierdzić możemy, że założenie (51) jest znacznie lepszem od (55), albowiem daje miejsce wartości funkcji Ψ_*. Gdyby przeto zależało nam na większej dokładności, to obierzemy raczej drogę (51) aniżeli (55). Oczywiście z tego nie wynika, że nie istnieje inne założenie jeszcze lepsze. Czytelnik, którego ta sprawa interesuje zechce uprzejmie przeprowadzić rachunek dla założenia dwuparametrowego (l, d):

$$s_x=\frac{d}{m^2}.\left[1-\cos\frac{y}{l}-\frac{2}{l}(mx-y)\sin\frac{y}{l}+\right. \\ \left.+\frac{1}{2l^2}(mx-y)^2\cos\frac{y}{l}\right]$$

$$s_y=d.\left[1-\cos\frac{y}{l}\right]$$

$$t_z=-\frac{d}{m}.\left[1-\cos\frac{y}{l}-\frac{1}{l}(mx-y)\sin\frac{y}{l}\right]$$

które można zamienić na jednoparametrowe (d), przyjmując na l dowolnie przyjętą wartość n. p. $l=mh$. Że założenie (55) nie jest odpowiedniem, można o tem było sądzić z góry. Kryje ono bowiem w sobie pewien efekt szczególny, widzimy już w rozwiązaniu (43). Najwidoczniej całkowite składowe tego rozwiązania dadzą się przedstawić w formie: $\sigma_{1x}=x.f_1\left(\frac{y}{x}\right)$, $\sigma_{1y}=x.f_2\left(\frac{y}{x}\right)$, $\tau_{1y}=x.g\left(\frac{y}{x}\right)$ czego absolutnie nie da się uskutecznić w rozwiązaniu pierwszem. Otóż ostatni rezultat jest — z tytułu prostolinijnego ograniczenia badanego przekroju — identyczny z nieprawdopodobnem a priori założeniem, iż wykresy σ_x, σ_y, τ_z dla różnych przekrojów $x=$constans są djagramami podobnemi i linjowo narastającemi wraz z x. Innemi tedy słowy założenie (55) pogwałciło twierdzenie de Saint-Venant'a i pełny wysiłek twierdzenia minimalnego niepotrzebnie się tu zmarnował. Jasnem się staje obecnie dlaczego k (56) w przeciwieństwie do k (53) nie zależy wogóle od wysokości przegrody h.

Jakość wykazanej poprawki (51) wyjdzie wyraźniej na jaw w przykładzie liczebnym. Wielkość m przyjmiemy — jak to się zwyczajnie robi — z warunku, iż stopa przegrody ma być w miejscu $y=0$ przyciśnięta przy pełnym zbiorniku do podłoża naprężeniem σ_{0x} równem liczebnie ciśnieniu wody w tej głębokości. Otóż z warunku tego: $\sigma_{0x}(h,0)=-h\gamma_w$ wynika $m=\sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_p-\gamma_w}}$.

Przyjąwszy $h=50\,m$, $\gamma_p=2300\,kg/m^3$, $\gamma_w=1000\,kg/m^3$ znajdziemy $m=0{\cdot}877$ nadto według (53) $k=19{\cdot}397\,kg/m^4$. Wstawiając powyższe w (43), (51) i (50) znajdziemy przy pominięciu wskaźnika 1:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_x &= -1000\,x - 342{\cdot}243\,y + 19{\cdot}397\,x^2 - 132{\cdot}771\,xy + \\ &\quad + 151{\cdot}298\,y^2 \\ \sigma_y &= -1000\,x + 19{\cdot}397\,y^2 \\ \tau_z &= -1300\,y - 38{\cdot}794\,xy + 66{\cdot}385\,y^2 \end{aligned}\right\} \quad (57)$$

dla zbiornika pełnego, nadto:

$$\sigma_x = -2300\,x + 2623{\cdot}863\,y,\ \sigma_y = 0,\ \tau_z = 0 \quad . \quad . \quad (58)$$

dla zbiornika pustego. Części linjowe w (57) i (58) stanowią rozwiązanie normalnie stosowane t. j. (43); zatem poprawka jest istotną tylko przy zbiorniku pełnym. W powyższych formułach należy spółrzędne x, y wstawiać w metrach; naprężenia otrzymamy w wymiarze kg/m^2. Dla stopy jest $x = 50\,m$, zaś y zmienia się od $0{\cdot}00\,m$ do $43{\cdot}85\,m$. Naprężenia główne znaleść można przy pomocy relacji:

$$\sigma_{\frac{1}{2}} = \tfrac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \tfrac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\,\tau_z^2} \quad . \quad . \quad (59)$$

a odpowiadające im kierunki główne z wzorów:

$$tg\,\varphi_{\frac{1}{2}} = \frac{1}{2\tau_z} \cdot \left[-(\sigma_x - \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\,\tau_z^2}\right] \quad (60)$$

przyczem kąty $\varphi_{\frac{1}{2}}$ mierzone są od dodatniego kierunku osi x.

Ostatnie dwa wzory podano tu nie bez celu. Przyjął się mianowicie zwyczaj, iż dla pewnych objektów podaje się linje równych naprężeń głównych, nadto trajektorje tychże naprężeń; między innemi czyni się to i w projektach przegród. Zachodzi pytanie — jaki też jest cel tego praktyczny. Otóż zdaje się, że tylko jeden, a to kontrola statyczna. Mianowicie według przestarzałych zapatrywań największe naprężenie (a więc główne) jest miarą wytężenia materjału, zaś przekroczenie wytrzymałości objawia się pęknięciem prostopadłem do trajektorji większego naprężenia, więc w szczególności ciągnienia. Zapatrywania te są błędne, albowiem faktem jest, iż wytężenie dowolnego materjału oddaje dość wiernie hipoteza Duguet'a—Mohr'a, względnie jeszcze lepiej hipoteza autora; otóż tylko dla pewnych specjalnych wypadków mogą tego rodzaju teorje pokryć się z przypuszczeniem Galileusza. Według dzisiejszego stanu wiedzy racjonalnem przeto jest w miejsce krzywych, o jakich wspomniałem, kreślić linje równych wytężeń t. j. linje równych naprężeń zastępczych, zredukowanych na jednoosiowe ściskanie i t. p. Znajomość takich linij pozwoli zastosować racjonalne stopniowanie jakościowe materjału przegrody (n. p. betonu o zmiennym składzie), wskaże na racjonalny kształt fugi roboczej czy innej, przewidzianej programem budowy i t. p. Zbadajmy tę sprawę w kilku jeszcze zdaniach. Dla uproszczenia przyjmijmy przytem, iż wytrzymałość na rozciąganie użytego materjału wynosi zero.

Hipoteza Mohr'a operuje jednostkami $\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$, $\tau = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}$. Dwa naprężenia główne σ_1, σ_2 podaje wzór (59), trzeciem jest $\sigma_z = \mu(\sigma_x + \sigma_y) = \sigma_3$, albowiem $\tau_z = \tau_y = 0$; z powodu przyjęcia $\mu = 0$, jest $\sigma_3 = 0$. Ponieważ w obrębie całego zagadnienia jest — jak łatwo sprawdzić — $\sigma_x < 0$, $\sigma_y < 0$, nadto $\sigma_x\,\sigma_y \geq \tau_z^2$, przeto zachodzi nierówność $\sigma_3 = 0 \geq \sigma_1 > \sigma_2$ czyli $\sigma_{max} = 0$, $\sigma_{min} = \sigma_2$, czyli $\sigma = \frac{1}{2}\sigma_2$, $\tau = -\frac{1}{2}\sigma_2$. Przyjmijmy, że w układzie (σ, τ) fakty doświadczalne odnoszące się do równych wytężeń wyrażają się dla danego materjału parabolą: $\tau^2 = -\frac{1}{2}k_c\,\sigma$, gdzie k_c jest bezwzględną wartością naprężenia zredukowanego do jednoosiowego ściskania, to najwidoczniej omawiana hipoteza przybiera tu postać: $\sigma_2 = -k_c$ lub obszerniej:

$$\tau_z^2 - \sigma_x\,\sigma_y - k_c(\sigma_x + \sigma_y) = k_c^2 \quad . \quad . \quad . \quad (61)$$

Okazuje się przeto, iż wyjątkowo przy założeniach jak wyżej i użyciu teorji Mohr'a linje równych naprężeń σ_2 są równocześnie linjami równych wytężeń k_c.

Hipoteza autora operuje w pierwszem przybliżeniu dwoma niezmiennikami stanu napięcia $\omega_1 = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_2)$, $\omega_2 = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 6(\tau_x^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2)}$. Przypuśćmy, że w układzie (ω_1, ω_2) reprezentuje dany materjał również parabola: $\omega_2^2 = -\frac{2}{3}k_c\,\omega_1$, to uwzględniając znaczenie ω_1, ω_2 znajdziemy:

$$3\,\tau_z^2 + \sigma_x^2 - \sigma_x\,\sigma_y + \sigma_y^2 + k_c(\sigma_x + \sigma_y) \quad . \quad . \quad (62)$$

w analogji do (61). Tutaj krzywe równych k_c nie są linjami równych naprężeń głównych.

Na brzegu $y = mx$ zachodzi z powodu (40) równość $\sigma_x\,\sigma_y = \tau_z^2$; wzdłuż przeto tej krawędzi hipotezy (61) i (62) nie różnią się między sobą. Podstawiając w (61) lub (62) rezultaty (57) względnie (58) znajdziemy k_c jako funkcję spółrzędnych x, y dla zbiornika pełnego względnie pustego. Przyjmując za k_c kolejno wartość 0, 2, 4, 6... kg/cm^2 znajdziemy równania krzywych równych wytężeń, zredukowanych na jednoosiowe ściskanie. Dla stopy przegrody jest $x = 50\,m$; uwzględniając to w (61) lub (62) znajdziemy k_c jako funkcję zmiennej y wzdłuż stopy. W ten sposób uzyskano dla stopy przegrody przy pełnym zbiorniku następującą tabelkę:

y	0	10	20	30	40	43·85
$-\sigma_x$	0·15	5·62	8·06	7·48	2·97	1·61
$-\sigma_y$	5·00	4·81	4·22	3·25	1·90	1·27
$-\tau_z$	0·00	2·58	3·82	3·74	2·33	1·43
k_c	5·00	7·82	10·42	9·66	4·76	2·88
k_c	4·72	4·57	7·53	7·84	4·75	2·88

Długości y podano w tem zestawieniu w metrach, zaś naprężenia w kg/cm^2; najniższy wiersz odnosi się do hipotezy autora; ocenia ona sprawę ekonomiczniej aniżeli teorja Duguet'a-Mohr'a; jest to zresztą znana cecha każdej nowszej teorji wytężenia. Czytelnik zechce sam porównać te rezultaty z innemi, uzyskanemi z formuł (43). Zastanawiającym jest w każdym razie fakt, iż w punkcie $x = h$, $y = 0$ naprężenie σ_x podniosło się z wartości $-5.00\,kg/cm^2$ do wartości $-0.15\,kg/cm^2$ t. j., iż stracono gwarancję przeciw zaistnieniu wyporu. Z drugiej jednak strony trzeba pamiętać, że warunek podporowy (45) faktycznie nie może mieć miejsca, że przeto wartości, jakie w rzeczywistości się zdarzą leży pomiędzy (57) i (43); mimo wszystko jednak pożądanem jest zawsze posiadać dolną granicę takiego rachunku chociażby w postaci przybliżonej, za jaką może uchodzić grupa (57).

Na zakończenie tego przykładu pragnę jeszcze krótko poruszyć pewną sprawę. Bardzo często czyta się lub słyszy tego rodzaju powiedzenia: wykresy naprężeń przy zbiorniku pełnym „bez wyporu" lub też „z wyporem". Objaśnienia dodatkowe opatrzone tu cudzysłowem nie mają żadnego wyraźnego sensu i należy ich absolutnie unikać. Dla wygody i uniknięcia nieporozumień przyjmijmy, iż — niezależnie zresztą od metody obliczenia naprężeń — w każdym punkcie stopy ciśnienie $-\sigma_x$ jest większe od odnośnego ciśnienia wyrażającego się rzędną ewentualnego wyporu t.j. $\gamma_w\left(h - \frac{y}{m}\right)$. Założenie te nie jest konieczne; zabezpiecza nas ono tylko przed dodatkową dyskusją na temat ciągnień σ_x i sprawy współdziałania w tym wypadku stopy i dodłoża. Otóż powyższe „dwa" rodzaje naprężeń wyrażają się dokładnie temi samemi liczbami; gdyby zaś tak nie było, to nie do pomyślenia byłaby wogóle równowaga przegrody. Jeśli mianowicie wskutek zaistnienia wyporu pomniejszy się o pewną wielkość wzajemny nacisk między stopą a podłożem, a tem samem pozornie zmniejszy się naprężenie $-\sigma_x$, to nie należy zapominać, że o tę samą wartość ono wzrasta dzięki obecności wyporu t. zn. dodatkowego ciśnienia na stopę. Z powyższego wynika, że mowa tu być może o różnicy nie ilościowej lecz co najwyżej jakościowej. W wypadku „bez wyporu" naprężenie σ_x stopy jest w całości siłą zewnętrzną bierną t. j. reakcją między stopą, a podłożem; w wypadku „z wyporem" naprężenie σ_x da się przedstawić w formie $\sigma_x = \sigma_x' + \sigma_x''$, przyczem σ_x' jest reakcją, zaś σ_x'' jest siłą zewnętrzną czynną t. j. obciążeniem dodatkowem stopy. Ponieważ jednak zarówno σ_x' jak i σ_x'' przynależą do tych samych miejsc i przynależą do tej samej prostej kierunkowej przeto sumują się one algebraicznie i dają w konsekwencji σ_x jak przedtem.

Jeszcze gorzej przedstawia się sprawa z wykazywaniem naprężeń σ_x' w dowolnych przekrojach $x =$ constans $< h$ mianowicie — jak wyżej przez podawanie różnic $\sigma_x - \sigma_x''$. Jest to błąd karygodny. Trzeba bowiem pamiętać, że naprężenia σ_x zostały obliczone jakąś metodą, ale w każdym razie taką, która za podstawę przyjmuje istnienie kontinuum materjalnego. W jakiż tedy sposób zaistniało w tem kontinuum drugie kontinuum t. j. ciecz z jej ciśnieniem $-\sigma_x''$? Jak się zmodyfikują naprężenia σ_y, τ_z — skoro ciśnienie cieczy objawia się w wszystkich orjentacjach? Jak tę sprawę pogodzić z warunkami brzegowemi? Może w tem miejscu słusznie ktoś zauważyć, że jednak n. p. beton jest przepuszczalny. Oczywiście; jednak teorja sprężystości nie zajmuje się ciałami porowatemi, sypkiemi i innemi niekontinuami. Jeśli przeto ktoś chce tego rodzaju czynnik wprowadzić w rachunek, to nie może sprawy załatwić w ten sposób, że zmodyfikuje naprężenie obliczone metodami teorji sprężystości; przeciwnie — w tym wypadku trzeba od tej teorji uciec i stworzyć sobie inną nową. W tej nowej teorji będzie już można mówić o naprężeniach — powiedzmy dla pewności przeciętnych — przegrody z wyporem.

Całe nieporozumienie z wyporem tkwi poprostu w tem, iż czynnik ten ma istotnie znaczenie — jednakże nie przy obliczaniu naprężeń, lecz przy badaniu t. zw. stateczności całego trójkąta przegrody; wypór jako siła zewnętrzna wpływa na tę stateczność rzeczywiście niekorzystnie, gdy bowiem bez istnienia wyporu musi być $m > \sqrt{\frac{\gamma_w}{2\gamma_p}}$, trzeba przy ewentualności zaistnienia go uczynić $m > \sqrt{\frac{\gamma_w}{2(\gamma_p - \gamma_w)}}$.

30-lecie pracy Profesora E. Hauswalda.

W czerwcu 1933 roku ubiegło 30 lat od objęcia katedry Budowy maszyn przez prof. Edwina Hauswalda.

Z inicjatywy byłych studentów Jubilata, będących obecnie profesorami Politechniki lwowskiej, zaprosiła *Rada Wydziału Mechanicznego* wszystkich profesorów, docentów i innych pracowników naukowych do przybycia na zwykły wykład profesora Hanswalda, gdzie do nieprzygotowanego na tego rodzaju miłą niespodziankę Jubilata przemówił imieniem kolegów i byłych uczniów prof. Eberman, zaznaczając, że byli uczniowie Jubilata pragną mu tym sposobem wyrazić swe serdeczne życzenia dalszej pracy dla nauki, młodzieży i Politechniki i przypomnieć sobie na ławach szkolnych dawne a miłe czasy studjów z dziedziny konstrukcji maszynowych. W zebraniu tem uczestniczyli także J. M. Rektor Zipser, dziekani wszystkich Wydziałów Politechniki i liczne grono profesorów nietylko Wydziału mechanicznego ale także innych Wydziałów uczelni razem z gronem młodzieży.

Jubilat wzruszony tak zaszczytną i serdeczną owacją wyraził gronu Kolegów swą szczerą podziękę za pamięć okazaną mu przy sposobności trzydziestolecia jego pracy profesorskiej, poczem odbył przypadający na dany dzień wykład o nowszych sprzęgłach tarciowych, sposobach ich projektowania i obliczania.

Wieczorem następnego dnia odbyła się koleżeńska wieczornica z udziałem pań, w czasie której J. M. Rektor Zipser podał krótką charakterystykę pracy Jubilata, nietylko jako profesora Politechniki ale także na licznych innych polach pracy naukowej, zawodowej, obywatelskiej i w towarzystwach zawodowych, podnosząc niezwykle szeroki zakres wiedzy, zainteresowań i działalności Jubilata. Po przemówieniach kolegów wyraził prof. Hauswald raz jeszcze swą głęboką wdzięczność za tak zaszczytne wyróżnienie jego wieloletniej pracy, poczem przedstawił zebraniu wspomnienia i charakterystykę działalności tych kolegów, którzy go przed 30 laty do swego grona przyjęli, do owego, powszechnie znanego i czcznego *Grona Profesorów*, któremu danem było kłaść podwaliny pod wspaniały dziś gmach naszej najstarszej Politechniki.

Z powyższej okazji podajemy poniżej krótką charakterystykę działalności zawodowej i publicznej Jubilata:

Prof. Edwin Hauswald, mianowany profesorem Budowy maszyn I na Wydziale maszynowym Politechniki lwowskiej w marcu roku 1903, rozpoczął wykłady i ćwiczenia w czerwcu tegoż roku w zakresie Elementów maszyn i Budowy kotłów. Później, w okresie powojennym wykładał też zastępczo Budowę maszyn dźwigowych.

W czasie swej 30-letniej działalności profesorskiej, po odbyciu około 10-letniej pracy praktycznej w przemyśle zagranicznym i w większych robotach technicznych, starał się prof. Hauswald zawsze o utrzymanie bliskiego związku z postępami techniki i przemysłu w kraju i zagranicą, uwzględniając w swych wykładach i na ćwiczeniach nietylko rozpowszechnione u nas postępy techniki niemieckiej, ale także oryginalne wynalazki i metody brytyjskie, amerykańskie, francuskie i inne.

W wykładach swych stosował prof. H. przeważnie metodę wskazywania dróg i sposobów do samodzielnej twórczości, zwaną też metodą wynalazczą czyli heurystyczną, poddaną jednak wymogom wszechstronnej krytyki i dostosowaną do warunków technologicznych i ekonomicznych.

Z dziedziny budowy maszyn ogłosił prof. H. drukiem szereg prac oryginalnych, jak np. o momentach przestrzennych w zastosowaniu do konstrukcyj maszynowych, o teorji działania połączeń nitowych, wytrzymałości i trwałości lin drucianych, o konstrukcji toru względnego dla kół zębatych, o wykonywaniu rysunków konstrukcyjnych, o ogólnych zasadach konstrukcyj maszynowych, o normalizacji, normach rysunków technicznych dla Polskiego Komitetu Norm, o obliczaniu wygiętych wałów korbowych (po franc. w Liége 1931), o wynalazkach i patentach (Lwów 1924), o prawidłowem obliczaniu blach kotłowych, o wytrzymałości kół zamachowych, techniczne podstawy opodatkowania motorów automobilowych i wiele innych.

Prof. Hauswald jest założycielem i wieloletnim prezesem „Koła inż. mechaników" oraz „Koła naukowej organizacji" przy lwowskiem Tow. Politechnicznem. Jubilat jest członkiem „Akademji Nauk Technicznych" i „Instytutu Naukowej Organizacji" w Warszawie a w r. 1929 otrzymał komandorję orderu „Polonia restituta".

Jako inżynier z powołania dążył prof. H. zawsze do budzenia wśród techników i ogółu społeczeństwa zrozumienia dla doniosłości i godności pracy techników, zarówno w praktyce przemysłowej, jak i w dziedzinie nauki, dowodząc w wielu wystąpieniach publicznych i literackich, że technika i nauki techniczne nie są tylko zastosowaniami nauk przyrodniczych i matematycznych, z któremi łączą się na zasadach wzajemnej pomocy i podniety a nie jednostronnej tylko zależności, lecz wielkimi i nader ważnymi działami twórczości ludzkiego genjuszu. Twórczość techniczna wychodzi wprost z podstawowych faktów i zjawisk przyrody, podobnie jakto czynią inne nauki a korzystając umiejętnie z pomocy innych dziedzin wiedzy, sztuki, produkcji, energji i doświadczenia, dążą samodzielnie do corazto doskonalszego rozwiązywania wspaniałych zadań gospodarczych, społecznych i kulturalnych, które tylko twórcza działalność zdolnych techników ogarnąć i naprzód posuwać zdoła.

W pierwszych latach swej działalności profesorskiej zajął się prof. Hauswald gorliwie i z powodzeniem reformą studjów na Politechnikach i w innych szkołach technicznych, starając się o lepsze dostosowanie studjów akademickich do wysokich potrzeb nowoczesnej praktyki technicznej łącznie z osiągnięciem możliwie wysokiej wydatności studjów. (Por. Mowa rektorska z r. 1912). Do tego działu odnoszą się znane jego prace pod tyt. „Zasady kształcenia techników" (Lwów 1900), „Kształcenie techników zagranicą" (1912), „Kształcenie inżynierów mechaników" (Warszawa 1912), II egzamin państwowy; Wydział mechaniczny Politechniki lwowskiej; Pracownie technologiczne; Wnioski inżynierów wiedeńskich w sprawie reformy studjów technicznych; Przygotowanie młodzieży w szkołach średnich i t. d.

Prace te, publikowane w *„Czasopiśmie Technicznem"*, *„Przeglądzie Technicznym"* i w innych czasopismach naukowych oraz w broszurach są szeroko znane i wywarły znaczny wpływ na szybki rozwój metodyki kształcenia techników w różnych działach naszego a po części i zagranicznego szkolnictwa, jakoteż na I-szą ustawę o szkołach akademickich.

Z innych dziedzin wiedzy opracował ten autor nowy system techniczno-gospodarczy pod nazwą „Produktywizmu", ogłoszony po raz pierwszy w Krakowskiem *Czasopiśmie Technicznem* w r. 1917, w krótszem zaś ujęciu w Pamiętniku I międzynarodowego kongresu naukowej Organizacji Pracy (1924), w języku angielskim, pod tyt. „Principles of productivism".

Nadto z dziedziny własnej działalności technicznej: O projektowanej kolei elektrycznej dla Lwowa (C. T. 1893), Elektrische Bahnen mit Akkumulatorenbetrieb (Z. V. D. I. 1901), Oświetlenie elektryczne pociągów kolejowych (P. T. 1905), Wady mieszkań pod względem cieplnym i t. d.

Przekonawszy się w swej działaności przemysłowej zagranicą i w kraju, jak ściśle życie inżyniera wiąże się z produkcją, handlem, transportem, finansami i zjawiskami należycie zorganizowanej pracy ludzkiej, postanowił zaraz po objęciu katedry wprowadzić na Politechnice stałe wykłady, dające szeroki pogląd na powyższe dziedziny życia technicznego, gospodarczego i społecznego. Na podstawie opracowanego przez niego programu, przyjętego przez ówczesne Grono Profesorów Politechniki wprowadził już w roku 1904 wykłady z dziedziny „Organizacji i Zarządu przedsiębiorstw", podówczas pierwsze w Europie. Od tego czasu pracował Jubilat wytrwale i skutecznie nad naukowem rozwinięciem tej do pewnego stopnia nowej dziedziny wiedzy, której doniosłość jest dzisiaj powszechnie uznaną i to nietylko w zakładach przemysłowych i handlowych wszelkiego typu, ale także w administracji nowocześnie kierowanych państw.

Wobec tego wykłady tej nauki odbywają się obecnie we wszystkich szkołach technicznych i handlowych, jako też na Wydziale Prawa Uniwersytetu J. K. we Lwowie.

Z dziedziny organizacji, zarządu i ekonomiki przemysłowej ogłosił Prof. Hauswald szereg prac a mianowicie [1]):

Organizacja i Zarząd przedsiębiorstw I ref. C. T. 1904.

Produktywizm, System techniczno gospodarczy (Streszcz. w dziele „Przemysł"), Kraków 1919.

Principles of productivism. I Kongres Organ. Praga, 1924.

Zasady administracji ogólnej i tech. w Polsce. C. T., 17.

Wynalazki i Patenty, brosz. (Gubrynowicz).

Akord czasowy i systemy premjowe. C. T., 23.

Umarzanie i odnawianie kapitału wytwórczego. P. T., 24.

Koszt wytwarzania w przemyśle (100 str.). Warszawa, 1925, Księgarnia Techniczna.

Wpływ i wydajność stopnia zatrudnienia na rentowność przemysłu. C. T., 25.

Nowoczesna organizacja robót w budownictwie. C. T., 29, 127.

Metody fabrykacji ciągłej. C. T. 25 i C. T. 28.

Zadania administracji przemysłowej (Fayol). P. T. 26.

Paradoks bilansu handlowego. C. T. 26.

System naukowej organizacji Taylora. C. T. 26.

I Kongres N. O. w Pradze. C. T. 25.

Bezrobocie i środki do jego złagodzenia. C. T. 26.

Dzieło „Przemysł". Gubrynowicz i Syn, Lwów.

Produkcja a wydajność. Pamiętnik P. Tow. Politechn. 1927.

Płace premjowe wyrażone w jednostkach produkcji. C. T. 28.

II Polski Zjazd Naukowej Organizacji. C. T. 28.

Nowa metoda dobierania czasów wyznaczonych. Pamiętnik Zjazdu, Warszawa, 1928.

Equalisation of labor costs. Atti Congresso Roma 27.

Calculation and harmonisation of labor costs in offices. Atti Congresso Roma 27.

Międzynarodowy Kongres racj. organizacji w Rzymie. C. T. 27.

Racjonalna organizacja studjów technicznych. *Życie Technickie*, Lwów 28.

Harmonizacja płac premjowych w biurach. C. T. 27.

Sposoby reorganizacji zakładów przem. C. T. 28.

Racjonalizacja przez zwiększenie prędkości. P. T. 29, 259, 486.

Metodyka umiejętnej organizacji. C. T. 29, 266.

Krytyka zestawienia zwanego bilansem handlowym państwa. *Czas. Księgowych* 1929, VI.

Kinetyka kosztów produkcji. C. T. 29.

Koszty wytwarzania jako funkcja czasu. P. O. 29, 46.

Definicja pojęcia sprawności i t. d. P. O. 29, 90.

Postępy racj. organizacji w W. Brytanji. P. T. 29, III, 8.

[1]) Skrócone znaczenia czasopism, roku i strony: *Czasopismo Techniczne* Lwów — C. T.; *Przegląd Techniczny* Warszawa — P. T.: *Przegląd Organizacji* Warszawa — P. O.

Psychologiczny kierunek umiejętnej organ. C. T. 30.
IV kongres Racj. organ. w Paryżu. C. T. 30.
Analiza gospodarczego położenia przemysłu. Rozpr. Tow. Ekon. Lwów, 1930.
Ustrój studjów administracyjnych. *Gazeta administracji*. Warszawa, 1930.
Światowy kongres energetyczny w Berlinie. C. T. 30, 300.
Światowy kongres energetyczny w Berlinie. P. O. 30.
Wartość dochodowa przedsiębiorstwa. P. O. 30, 329.
Wynagrodzenia systemu Emersona i t. p. P. O. 31, 208.
Racjonalizacja, jej działy i następstwa. P. O. 32, 110.
Racjonalizacja. *Przegląd Ekonomiczny* 32.
Metody oceny obrotów handl. z zagranicą. Pamiętnik P. T. Ekon. 33.
Zasady „Organizacji i Zarządu" (dzieło) rękopis. 1932.
Kongres racj. organizacji w Amsterdamie. C. T. 33, 100.
Operation standards in public offices. Pam. Kongr. Amsterdam, 1932.
Sprawność, podnieta i zachęta. P. O. 33.

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— **Olbrzymi program rozbudowy dróg samochodowych w Niemczech.** Niemiecka Rada Ministrów uchwaliła stworzenie przedsiębiorstwa państwowego pod nazwą: Drogi Samochodowe Rzeszy (Reichsautobahnen). Zadaniem tego przedsiębiorstwa będzie budowa całej sieci dróg samochodowych i utrzymywanie ruchu na nich. Oprócz tego dopuszczony będzie ruch samochodów prywatnych za stosownemi opłatami. Generalnego inspektora, któremu powierzone będzie kierownictwo przedsiębiorstwa mianuje kanclerz Rzeszy. W związku z tą sprawą wydano państwową ustawę z 27 czerwca 1933 odnoszącą się do powyższego przedsiębiorstwa.

Roboty około rozbudowy tej sieci mają być niebawem rozpoczęte. Niemieckie koleje państwowe, pod których egidą przedsiębiorstwo ma być sfinalizowane, przeznaczyło na ten cel już pierwszą ratę w kwocie 50 miljonów M. Z kwoty tej udzielono w pierwszym rzędzie 24 miljonów M. na opracowanie odpowiednich projektów i wykonanie próbnej przestrzeni Frankfurt/n. M.-Heidelberg długości około 100 *km*.

Projektowane są na razie następujące ciągi o łącznej długości 4.800 *km*:

1) Główny ciąg północno-południowy łączący miasta Hanzeatyckie przez Hannower - Kassel - Marburg - Giessen-Frankfurt / n. M. - Darmstadt - Mannheim - Heidelberg - Karlsruhe - Baden z Bazyleją. Jest to znany już poprzednio projekt „Hafraba".

2) Drugi ciąg północno - południowy z Tylży przez Królewiec, Gdańsk - Szczecin - Berlin - Lipsk - Altenburg - Greiz-Plauen - Hof - Beyreuth - Norymbergja - Augsburg do Monachium. Niewiadomo dotychczas, w jaki sposób zamierzone jest przekroczenie terenu polskiego w przestrzeni Gdańsk-Szczecin.

3) Pierwszy ciąg zachodnio - wschodni z Akwizgranu, przez Kolonię - Düsseldorf, Essen - Dortmund - Detmold - Hanower - Brunświk - Magdeburg - Brandenburg - Berlin w kierunku do Polski. Od Kolonji pomyślane jest również odgałęzienie do rewiru przemysłowego.

4) Drugi ciąg zachodnio - wschodni z Saarbrücken przez Kaiserslautern - Moguncję - Wiesbaden - Frankfurt/n. M. Hanau - Fuldę - Weimar - Erfurt - Lipsk - Pirna - Drezno - Görlitz-Lignicę - Wrocław - Ohlau - Brieg - Opole - Gliwice - Bytom.

5) Trzeci ciąg zachodnio - wschodni z Saarbrücken przez Landau - Bruchsal - Ludwigsburg - Stuttgart - Esslingen-Ulm - Monachium do Berchtesgaden.

6) Przekątnia łącząca Hamburg z Wrocławiem przez Wittenberg, Berlin, Guben i Głogów.

Wykorzystując dotychczasowe doświadczenia mają być drogi te wykonane w szerokości około 20 *m* z granicznym pasem w środku na wzór drogi Avus pod Berlinem. Jak widzimy jest to program olbrzymi, którego realizacja przeprowadzoną ma być w granicach projektowanege przez partję narodowo-socjalną czterolecia. (*Verkerstechnik* Nr. 13/33).

E. B.

Koleje.

— **Projekt nowej linji kolejowej w Afryce południowej.** W r. 1931, 10 czerwca otwarto w Afryce połud. 522 *km* długą linję kolejową w Katanga z Tenke do Dilolo. W ten sposób zostało zakończone pierwsze związanie siecią kolejową wybrzeża wschodniego Afryki i oceanu Indyjskiego z wybrzeżem zachodniem w Benguella nad oceanem Atlantyckim. („*Archiv. für Eisenbahnwesen*" r. 1932, str. 783").

Obecnie przeprowadzono studja nad takiem drugiem połączeniem, położonem bardziej na południu. Projektowana nowa linja kolejowa prowadziłaby z Matsi, stacji kolei Rodezji południowej na długości 100 mil na zachód przez bezludne pustynie i stepy Betschuna do stacji kolejowej Gobalis, linji Winhuk-Usakos-Zatoka Wielorybia nad Atlantykiem.

Pustynia Betschuana posiada miejscami obszary, porosłe trawą, brak wody, — jak wykazały badania — dałby się pokonać wodą zaskórną. Kolonizacja francuska dla hodowli bydła nieda jednak widoków rentowności kolei. Miarodajnym dla niej byłby tylko ruch przewozowy z Rodezji i Katangi kruszców, przedewszystkiem węgla do Zatoki Wielorybiej. („*Archiv für Eisenbahnwesen*" r. 1933, str. 510).

— **Rekord szybkości autobusu szynowego** na kolejach należał do niedawna do kolei niemieckich („Latający Hamburczyk). Ostatnio światowy rekord w tym zakresie stał się własnością Francji. Autobus konstrukcji francuskiej osiągnął szykość 171 *km/godz* jako stałą przeciętną. *(Kurj. Turystyczny". 16/6 1933).*

— **Próba autobusu syst. „Michelina" na P. K. P.** W nawiązaniu do artykuliku w naszem piśmie p. t. „Samochód dla drogi żelaznej, jadącej na pneumatykach" [1]) nadmieniamy, że w *Inżynierze Kolejowym* zeszyt 3 z 1 marca 1933,

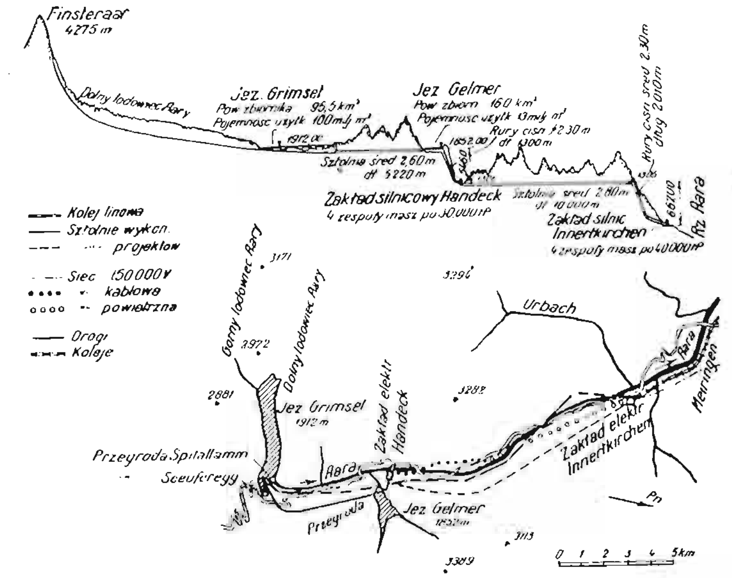
[1]) *Czasopismo Techniczne*, zeszyt 3 z 10 II. 1933, str. 42.

ukazał się artykuł inż. O. Ogureka, omawiający powyższy przedmiot w rozdziałach: 1. opis ogólny, 2. wynik prób, 3. rachunek rentowności autobusu t. j. koszta amortyzacji, obsługi, paliwa i smaru, naprawy i konserwacji. oraz wymiany opon i dętek. *Inż. A. W. Krüger.*

Budownictwo wodne.

— **Polskie porty śródziemne.** W *Zeitschrift für Binnenschiffart* Nr. 3/1933 podnosi Dr. Steinert z Gdańska, że Polska pomimo rozległej sieci dróg wodnych prawie zupełne jej nie wyzyskuje. Z 6-u portów, które na tę nazwę zasługują, wykazują trzy położone w b. Kongresówce (Warszawa-Płock, Włocławek), przeładunek tylko 130.000 ton (1931), zaś dalsze trzy, w dawnym zaborze pruskim położone (Toruń, Poznań, Bydgoszcz), tylko 160.000 ton (1931), co przy tych ostatnich obejmuje zaledwie połowę przeładunku przedwojennego. Zwraca uwagę na fakt, że przeszło milionowa stolica państwa, prawie nie korzysta z drogi wodnej dla sprowadzania materjałów budowlanych i opałowych, jak to się dzieje we wszystkich wielkich miastach leżącą nad drogą wodną. Autor zwraca uwagę na ważność Wisły, dla transportów węgla i ropy, którąby można tłoczyć rurociągiem do najbliższego portu na Wiśle. Podnosi konieczność uregulowania Wisły, budowy portów, dogodnych połączeń kolejowych etc.

— **Wielkie zakłady o sile wodnej na górnej Aarze, z wyzyskaniem jezior Grimsel i Gelmer w Szwajcarji.** Towarzystwo „Société des Forces motrices de l'Oberhasli" puściło z końcem 1932 r. w ruch część urządzeń objętych



tym projektem. Jak wskazuje rysunek, projekt obejmuje spiętrzenie jeziora Grimsel dwiema przegrodami pod Spitallam i Seenferegg jedna 114 *m*, druga 42 *m* wysoka, obie działające ciężarem, pierwsza przytem w ostrym łuku, 90 *m* prom. do rzędnej 1912 n. p. m., przyczem pojemność zbiornika wyniesie 100 miljonów m^3. Budowa tych przegród trwała 7 lat, z powodu krótkiego okresu budowy (100—150 dni rocznie) na tej wysokości. Podobnie spiętrzono przegrodą jezioro Gelmer (działające ciężarem, 35 *m* wysoka). Układ obu stopni, długości i spady podane są na rysunku. Zbiornik Gelmersee ma 13 miljonów m^3 pojemności. Dotychczas uruchomiono zakład silnicowy pod Handeck. Przewód pod ciśnieniem Geelmersee-Handeck, 1300 *m* długości, składa się z rur stalowych, wchodzących w siebie i spojonych, ułożonych w betonie sztolni. Zakład Handeck wybudowano na płycie betonowej wykonanej na skale; rzut poziomy wynosi 25×56 m^2, wysokość 30 *m*. Znajdują się tu 4 turbiny Peltona po 30.000 koni o 500 obrotach na minutę. Generatory wytwarzają prąd trójfazowy o 11.000 V., który przetwarza się na 50.000 V. i trasportuje do Gutannen, a stąd, po ponownem przetworzeniu na 150.000 V., do Bern i Bazylei.

Po ukończeniu drugiego stopnia, w Innertkirchen, cała wyzyskana siła wyniesie 534 miljony *kwg* rocznie. (*Genie Civil* 1933, Nr. 6 i *Die Bautechnik* 1933, Nr. 20).

Dr. M. M.

Lotnictwo.

— **Komunikacja lotnicza w Persji** jest wprowadzona w życie od r. 1927 z centrem wzlotów w Teheranie. Linje lotnicze są następujące: Teheran-Pahlevi-Baku, nad morzem Kaspijskim, Teheran-Ispahan-Schiras-Buschir nad zatoką Perską, Teheran-Meschad i Teheran-Mamadam-Bagdad. Tygodniowo odbywają się jeden do dwa loty na każdej linji. Te linje lotnicze dają najdogodniejsze połączenia z linjami okrętowemi, kolejowemi i lotniczemi zagranicy.

Subwencje państwowe, przeznaczone na urządzenie lotnisk, ustały w r. 1930 zupełnie. Wobec skromności innych środków komunikacyjnych, lotnictwo jako przedsiębiorstwo prywatne, opłaca się w Persji, chociaż ceny lotów są wysokie. (*Verkehrstechnische Woche*). *Inż. A. W. Krüger.*

Kongresy i Zjazdy.

— **VII. Zjazd naftowy.** Prace przygotowawcze do VII Zjazdu naftownego znajdują się już w pełnym toku. Na podstawie uchwały Komisji Programowej, wyłonionej na ostatniem posiedzeniu Rady Zjazdów uchwalono przesunąć termin zjazdu na dnie 8, 9 i 10 grudnia b. r. ze względu na korzystny zbieg dni świątecznych, co pozwoli wziąć udział szerokim kołom przemysłu naftowego.

Jako główny problem zjazdu wysuwa się zagadnienie dokładnego zobrazowania stanu złoża borysławskiego, przedyskutowania środków zmierzających do najracjonalniejszej eksploatacji, tudzież rozpatrzenie możliwości ożywienia produkcji przy pomocy odbudowy ciśnienia i innych środków.

Ponadto będą omówione niektóre ciekawsze fakty z dziedziny wiertnictwa, eksploatacji i gazownictwa, zaobserwowane w ostatnich latach.

Program przewiduje także referaty z dziedziny gospodarczej o kierunkach pracy w okresie kryzysu, jak również stworzenie sekcji rafineryjnej, której organizacją zajmują się PP. dyr. inż. Piotrowski i Wandycz.

Dotychczas zgłoszono 8 referatów; komitet uprasza o dalsze zgłoszenia na tematy wyżej wymienione lub wolne.

Adres Komitetu Organizacyjnego VII Zjazdu Naftowego: Borysław, Stow. Pol. Inż. Przem. Naft. telef. 101.

BIBLJOGRAFJA.

Książki nadesłane. K. Imhof: „Zasady kanalizacji miast i oczyszczania ścieków". Tłumaczyli Inż. A. Szniolis i Inż. C. Bocianowski Warszawa 1933. Do nabycia tylko w Centrali Wydawnictw Higjen. Warszawa, Chocimska 24. Cena 10 zł.

L. Grzyb: „Wcinanie wstecz". Lwów 1933. Nakładem Związku Stud. Inż. Mier. Polit. Lwowskiej.

„Akademja Nauk Technicznych 1920—1932". Warszawa 1932. Nakł. A. N. T.

M. Matakiewicz: „Bilans spadku łożysk przyrodzonych". Warszawa 1933. Nakł. A. N. T.

„Prace Zakładu Metalurgicznego Politechniki Warszawskiej". Tom. III. Warszawa 1933. Nakł. A. N. T.

„Sprawozdanie Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie za okres 1918/19—1929/30". Warszawa 1931.

„Postępy prac przy meljoracji Polesia". Brześć n. Bugiem 1933. Nakładem Biura Mel. Polesia.

Redaktor naczelny i odpowiedzialny Prof. Inż. Emil Bratro. **Nakładem Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie**
Pierwsza Związkowa Drukarnia we Lwowie, ul. Lindego l. 4.