JOSEF WÜNSCH



ŽELEZOBETONOVÉ DESKOVÉ MOSTY

VTN

ING. DR. JOSEF WÜNSCH

ŽELEZOBETONOVÉ DESKOVÉ MOSTY

1951
VĚDECKO-TECHNICKÉ NAKLADATELSTVÍ
PRAHA

Úvodem.

Tento malý svazek, nazvaný *„Železobetonové deskové mosty“*, je zveřejněnou theoretickou částí služební pomůcky: *„Normální plány železničních deskových mostů ze železového betonu“*, kterou autor v roce 1949 vypracoval pro Československé dráhy, národní podnik. Text je k usnadnění studia doplněn poznámkami a práce je rozšířena o nové oddíly VII a VIII.

Jsou tu většinou řešeny jen mosty železniční, silniční mosty je však možné v zásadě navrhovat stejným způsobem — po malých staticky bezvýznamných obměnách, podmíněných úpravou vozovky a odlišně vytvořeným odvodněním. Některé typy těchto mostních konstrukcí byly již provedeny jako mosty železniční, jiné jako mosty silniční.

Při větších rozpětích železobetonových mostů a zejména u mostů deskových je třeba v zájmu jejich hospodárnosti omezovat vlastní váhu nebo ji aspoň zčásti přesunout z oblastí velikých příčinkových pořadnic ohybových momentů do míst, kde přičiňuje jen málo, tedy z středu rozpětí ke krajům. Všeobecného snížení vlastní váhy nosné soustavy se dosahuje nejúčinněji předpjatým betonem. Přesunutí vlastní váhy — vytvoření mostovek proměnného průřezu — je možné u konstrukcí staticky neurčitých. Obé výhody se spojují u mostu z předpjatého betonu a staticky neurčité soutavy, jehož mostovka má od středu ke krajům značně proměnnou výšku.

Staticky neurčité konstrukce, jež jsou úzce spjaty se svým podkladem, se dříve navrhovaly jen na velmi únosných a tuhých základových půdách, dnes však je jasné, že pružnost podkladu není na závadu těmto soustavám a že naopak mnohdy vede k podstatnému zmírnění vlivu všech vedlejších obtížení.

Jak se řeší pružně uložené staticky neurčité konstrukce, ukázal autor ve své práci *„Tuhý základ a pružný poloprostor“*, která vyšla v roce 1947 jako 27. svazek sbírky technických spisů „Konstruktér“. Theoretické studie byly od té doby doplněny zkouškami různých základových půd skalních podkladů i mohutných vrstev betonu a byly již přímo měřeny také složky pružných pohybů mostních opěr při zatěžkacích zkouškách nových objektů.

Problému mostovek jako nosných desek se věnoval autor ve své statické laboratoři, kde byly vypracovány methody pro statické vyšetřování modelů prostorových nosných konstrukcí.

Zkušenosti a poznatky získané na staveništích i v laboratoři byly podkladem pro vzorné statické výpočty deskových mostů, za jejichž uveřejnění vděčí autor Ústřednímu ředitelství československých drah, n. p.

Při zpracování návrhu mostu z předpjatého betonu nově připojeného oddílu VIII dostalo se autoru mnoho cenných rad od Československých stavebních závodů, n. p. — závodu BARABA. Obětavým spolupracovníkem na příslušném statickém výpočtu byl pan Ing. Ladislav Mejzlík z Brna. Zvláštní porozumění pro celou autorovu práci projevily a obtížnou sazbu skvěle provedly Západomoravské tiskárny závod 02 (Polygrafie) v Brně. Všem vyslovuje tu autor svůj dík.

Všeobecné poznámky

Deskové mosty jsou výhodné pro svou jednoduchost a malou stavební výšku. Mostovka může být na opěrách uložena kloubově nebo — při větších rozpětích — kloubově spojena s vyloženými krakorci opěr. Deskové mosty mohou být řešeny též jako konstrukce rámové s příčlemi konstantního či proměnného průřezu. U šikmých deskových mostů je výhodné, co možná využít kolmého rozpětí a zdůraznit tento směr buď jen přiměřeným uspořádáním podélné výztuže nebo vytvořením zvláštního, z ostatního podhledu vystupujícího diagonálního nosníku, který přechází z tupého úhlu na straně jedné opěry k tupému úhlu desky na straně opěry druhé. Při ostrých úhlech je šikmá nosná deska jen málo namáhána a proto není výhodné v těchto místech navrhovat silnější výztuž. Zvláštní pozornost je třeba věnovat volným krajům oboustranně uložených desek. Bylo shledáno, že i při kolmých deskách konstantní tloušťky bývají krajní pruhy nepříznivěji namáhány než části střední; u desek šikmých a u desek s okrajovým ztužením (chodníkové pásy, římsy) stáhnou kraje na sebe zvláště veliké podélné i kroutící momenty.

Oboustranně pevné uložení mostovky na opěrách či vyložených krakorcích opěr není omezeno rozpětím nosné desky, pokud základové patky opěr nespočívají na nepoddajném skalním podkladu a pokud opěry jsou odděleny od křídel. Hladký průběh tepelné dilatace mostovky i jejího smršťování je umožněn vychýlením opěr podmíněným pružností podkladu.

Počítá-li se s pružností zeminy, je možno i na méně „spolehlivých“ základových půdách navrhovat konstrukce staticky neurčité. Ze tří složek přetvoření pružného podkladu v základových spárách mostních objektů, či virtuelného pohybu mostních základových těles v pružném prostředí půdy, to jest z pootočení, svislého zatlačení a vodorovného posunutí, je pro jakoukoliv rámovou konstrukci (tedy i pro „staticky určitý rám“ s vloženým polem) nepříznivé vždy jen vodorovné posunutí základových patek.

Pilotováním nelze získat účinnějšího zpevnění základové spáry proti vodorovným (tangenciálním) silám a proto je třeba někdy neposuvnost základových patek zaručit vzájemným jich stažením. Podzemní táhlo stává se tak příčlí uzavřeného rámu, která přejímá jen osové síly, aniž vzdoruje ohybovým momentům.

Má-li být konstrukce řešena s ohledem na pružnost svého podkladu, je třeba znát vztahy mezi obtížením základových těles a složkami jejich virtuelných pohybů v pružném prostředí základové půdy. Tyto vztahy jsou dány deformačními konstantami základové spáry, jež jsou odvislé jednak od její velikosti a tvaru, jednak od pružnosti základové půdy. U každého podkladu je třeba rozeznávat stlačitelnost při očekávaném měrném tlaku charakterisovanou modulem K_z, a pružnost v mezích dovoleného namáhání definovanou modulem pružnosti E_z.

Obě konstanty K_z i E_z se určují při zatěžkacích zkouškách půdy a ověřují dodatečně přesnými měřeními při odskružení hotových objektů a při zatěžkacích zkouškách mostů. Modul stlačitelnosti K_z se zjišťuje z diagramu zatlačení vykresleného na podkladě výsledků měření při prvotním zatížení zkoušené plochy základové spáry a kontroluje při odskružení mostu; modul pružnosti E_z se vyšetřuje předem: odlehčováním a opětným zatěžováním zkušební plochy a dodatečně: měřeními virtuelných pohybů opěr při zatěžkacích zkouškách dokončených nosných konstrukcí. Při odskružování postačí měřit průhyby nosné konstrukce a zatlačení a vodorovná posunutí opěr indikátorovými hodinkami na 0,01, výjimečně na 0,001 mm. Vratné a daleko jemnější pohyby opěr při zatěžkacích zkouškách mostů se nejvýhodněji měří odečítacími mikroskopy. Zvláštní pozornost je třeba věnovat upevnění měřicích přístrojů, a to jak při zkouškách půdy, tak i při měřeních na dokončených mostech.

Často se ještě pohlíží na pružný podklad jako na soustavu pružných pérových spirál, z nichž se každá volně stlačuje, aniž ovlivní své okolí. Kdyby tomu bylo tak u pružné základové půdy, stačilo by upevnit přístroje, jimiž mají být odečteny absolutní hodnoty zatlačení případně vodorovných posunutí, v bezprostřední blízkosti zatěžované plochy či mostních opěr. Jelikož však se zemní masiv

svým chováním spíše podobá ideálně pružnému tělesu, vyšetřovanému v matematické pružnosti jako pružný poloprostor, je třeba dbát toho, že i plochy nezatíženého okolí se přetvořují, a tudíž všechny pomocné měřicí přístroje ukládat vždy na dlouhá krakorcovitě vyložená ramena, jichž opora a zakotvení nemohou již býti zasaženy šířícím se přetvořením pružných vrstev zeminy.

Při zkouškách únosnosti, pružnosti a stlačitelnosti tužších a zejména skalních podkladů může být zdrojem nepřesností také lokální neúměrně veliké plastické přetvoření na styku různorodého do sebe vtlačovaného materiálu, tedy na styku ocelové zkušební desky a upravené zatěžované plochy podkladu. Zatím co nevhodné upevnění měřidel by mělo za následek, že by moduly K_z i E_z byly stanoveny hodnotami příliš vysokými, mohla by vést právě popsaná plastická přetvoření v blízkosti styčné plochy k závěrům zcela opačným.

Z několika zběžně propočítaných příkladů různě řešených deskových mostů je patrno, že projektant musí znát alespoň zhruba přibližně pružné vlastnosti základové půdy, má-li za daných podmínek správně volit nosnou soustavu mostu a pak řádně zpracovat návrh. Jsou ještě jiné problémy u mostních konstrukcí, které je třeba zkoumat, jako na příklad dynamické účinky vozidel, stupeň bezpečnosti, vliv plastických přetvoření betonu, rozdělení ohybových a kroutících momentů v nosných deskách atd. Nikde však není tolik mezer jako v půdní mechanice. Studiu pružných pohybů základových těles v základové půdě se věnuje ještě málo pozornosti, ač je nesporné, že, zatím co novější poznatky z ostatních naznačených oborů mohou vést nejvýše na centimetrové změny tloušťky nosných konstrukcí, ovlivňuje nová půdní mechanika zásadně a od základu tvar i rozměry celé nosné konstrukce.

Pokud by nebylo předem možné stanoviti deformační konstanty základových spár s větší přesností, postačilo by ve statických výpočtech zatím uvažovat vždy dvě mezní hodnoty modulu stlačitelnosti K_z (obtížení stálé) a modulu pružnosti E_z (obtížení pohyblivé a účinky změny teploty a smršťování) a vyšetřit krajní hodnoty vnitřních sil pro návrh jednotlivých průřezů vždy pro podklad pružnější i tužší. Ve vzorných výpočtech této práce, jež ostatně mají jen osvětlit postup řešení, bylo počítáno jen s modulem pružnosti E_z, a to zpravidla jen s jedinou hodnotou této konstanty.

Přesnější statické vyšetřování vlastních nosných desek se stává nezbytným u mostů šikmých a u mostů se ztuženými volnými kraji. Využití chodníkových pásů jako okrajových ztužení mostovek vede na úsporná řešení deskových mostů a na minimální stavební výšky. V předposledním příkladě je naznačen způsob výpočtu desky proměnného průřezu diferenčními rovnicemi. Pokud nebude větších zkušeností s podobnými soustavami, bude radno přezkoušet v každém jednotlivém případě výsledky početního řešení přímým měřením na modelech. Statické vyšetřování nosných desek na modelu lze provést v laboratoři, a to buď mechanicko-optickým způsobem, který je aplikací původní methody Beggsovy na nosné soustavy prostorové, nebo odporovými pásky „strain gauges“, jimiž se ve vyšetřovaném místě měří přímo protažení.

Těmito methodami mohou být spolehlivě stanoveny pořadnice jakýchkoliv příčinkových ploch a kromě toho od obecného obtížení i nezávisle určeny hodnoty měrných ohybových momentů libovolného směru.

Při statickém vyšetřování modelů mechanicko-optickým způsobem se vnáší do konstrukce ve vyšetřovaném místě impuls hledané vnitřní síly a měří složky přetvoření, jež jsou úměrny příčinkovým pořadnicím. Jde-li o soustavu vystavenou jen svislým obtížením, stačí měřit svislá posunutí, jinak je třeba vyšetřovat i složky přetvoření ve směru vodorovném. Pro stanovení účinku obtížení pohyblivého je třeba vyšetřovat složky přetvoření vždy v těch místech, kde na konstrukci působí tlaky kol. Impuls, který je příčinou přetvoření soustavy v příčinkovou plochu, se může vnášet do modelu buď zvláště k tomu účelu konstruovanými skřipci a kleštěmi nebo jako soustava břemen přesně daných směrů i velikostí, jak je naznačeno též ve výpočtu příčinkových ploch desky proměnného průřezu provedeném diferenčními rovnicemi. V obou případech je třeba uvážit, že v blízkosti singulárních bodů příčinkových ploch se vyskytují lokální neúměrně veliká napětí a přetvoření, jež by snadno mohla skreslovat výsledky měření. Má-li být mechanicko-optické vyšetřování prostorových soustav spolehlivé, je třeba volit měřítko modelů co největší a jich přetvoření co nejmenší. Zatím

co při proměřování rovinných modelů jde o pořadnice pružných přetvoření řádu desetiny až setiny milimetru, je třeba u soustav prostorových pracovat jen s tisícinami milimetru. Kromě toho je třeba využít každou možnost kontroly jednotlivých pořadnic i kubatur celých příčinkových ploch.

Při statickém vyšetřování modelů odporovými pásky „strain gauges" je možno vyšetřovat příčinkové plochy vnitřních sil i napětí tak, že se nosná soustava postupně zatěžuje osamělými břemeny v jednotlivých místech svého povrchu a ve vyšetřovaném místě zároveň měří poměrná protažení či zkrácení. Lineární změny délky, z nichž lze při daném modulu pružnosti snadno vypočítat napětí i vnitřní síly vyšetřovaného průřezu, se měří jako změny odporu tensometrických proužků nalepených na povrchu konstrukce modelu. Philipsovy pásky „strain gauges" jsou na ploše 0,8 . 1,5 cm^2 opatřeny vinutím konstantanového drátu, který má odpor buď 100 Ohmů nebo (pro citlivější měření) 600 Ohmů. Protáhne-li se pásek lineárně o $1^0/_{00}$, stoupne jeho odpor o $2^0/_{00}$. Citlivost Wheatstonova můstku, jímž se změna odporu měří, je vystupňována tak, že se v rozsahu plochy přelepené tensometrickým páskem dají odečíst ještě i poměrné změny délky řádu tisíciny promile, tedy miliontiny. Ve statické laboratoři se elektrické tensometrické měření osvědčilo. Velikou výhodou tu je, že výchozí stav neobtížené konstrukce a stav modelu daným způsobem zatíženého následují rychle po sobě, takže odpadají podružné vlivy teploty a vlhkosti vzduchu, jichž eliminace je dosti obtížná při měřeních prováděných na staveništích na skutečných konstrukcích. Vyšetřené příčinkové plochy se vyčíslují jen pro obtížení pohyblivé, vnitřní síly či napětí od obtížení stálého mohou býti určeny přímo, a to tak, že se na model zavěsí systém závaží vystihující svým zákonem proměnnosti schema zatížení. Závaží se spočátku přidrží podlážkou, po odečtení výchozího stavu se společná podpora sklopí, čímž se napnou závěsy a celá soustava osamělých břemen spočine na vyšetřovaném modelu.

I. Vzorný statický výpočet deskového mostu s oboustranně pevně uloženou mostovkou (rozpěrákový most).

Charakteristické údaje o mostu:

Silniční podjezd světlosti 14,00 m, pod dvoukolejnou tratí o podjezdné výšce 5,20 m. Rozpětí 15,50 m. Konstruktivní rozměry a návrh výztuže odpovídá normálním plánům železničních deskových mostů ze železového betonu pro roznášecí šířku 4,00 m a zatěžovací vlak *N*.

Beton nosné desky B_g, beton opěr, základů a křídel B_c.

Základová půda: dovolené namáhání 3 kg/cm², konstanta $E_z = 3000$ t/m².

Násyp drážního tělesa: úhel přirozené sklonitosti . . . . . $\varrho = 30^0$,
úhel tření mezi zeminou a betonem . . . . . $\delta = 15^0$,
součinitel pro výpočet aktivního zemního tlaku pro odklon rubu od vertikály $\alpha = 0$ . . . . . $\lambda_a = 0{,}302$.

Podélný a příčný řez je patrný z přílohy č. 1 (str. 9).

Na ukázku se vyšetřuje:

a) namáhání základové půdy v prvním stavebním stadiu (před vybetonováním mostovky),
b) namáhání základové půdy od celého stálého obtížení,
c) vliv obtížení pohyblivého,
d) vliv obtížení vedlejšího,
e) nebezpečný průřez opěry.

Namáhání základové půdy v prvním stavebním stadiu.

Síly působící na základovou spáru v prvním stadiu:

Váha nadzákladového zdiva $G_1 = 2{,}00 \cdot 6{,}20 \cdot 9{,}20 \cdot 2{,}2$ . . . . . 251,0 t,
váha základového tělesa $G_2 = 3{,}20 \cdot 1{,}50 \cdot 10{,}50 \cdot 2{,}2$ . . . . . 110,9 t,
normálná síla základové spáry N_I . . . . . 361,9 t.

Moment ke středu základové spáry (se značí kladně, vyvozuje-li na vnitřní straně tah)

$$M_I = (0{,}5 \cdot 3{,}20 - 1{,}40)\, 251{,}0 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 50{,}2 \text{ tm.}$$

Napětí v prvním stadiu:

$$\nu^I_{1,2} = \frac{N_I}{BC} \pm \frac{6\,M_I}{B^2 C} = \frac{361{,}9}{3{,}20 \cdot 10{,}50} \pm \frac{6 \cdot 50{,}2}{3{,}20^2 \cdot 10{,}50} = 10{,}8 \pm 2{,}8 = \begin{cases} 13{,}6 \text{ t/m}^2 \\ 8{,}0 \text{ t/m}^2 \end{cases}.$$

Namáhání základové půdy od celého stálého obtížení.

Akce desky od stálého obtížení podle tabulek konstruktivních rozměrů normálních plánů $A'_g = 28{,}83$ t/m'. (Nepostupuje-li se podle normalisovaných vzorů, převezme se A'_g ze statického výpočtu vlastní nosné desky.

$$A_g = 8 \cdot 28{,}83 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 230{,}6 \text{ t.}$$

Vlastní váha mostovky včetně váhy štěrkového lože a svršku působící za uložením

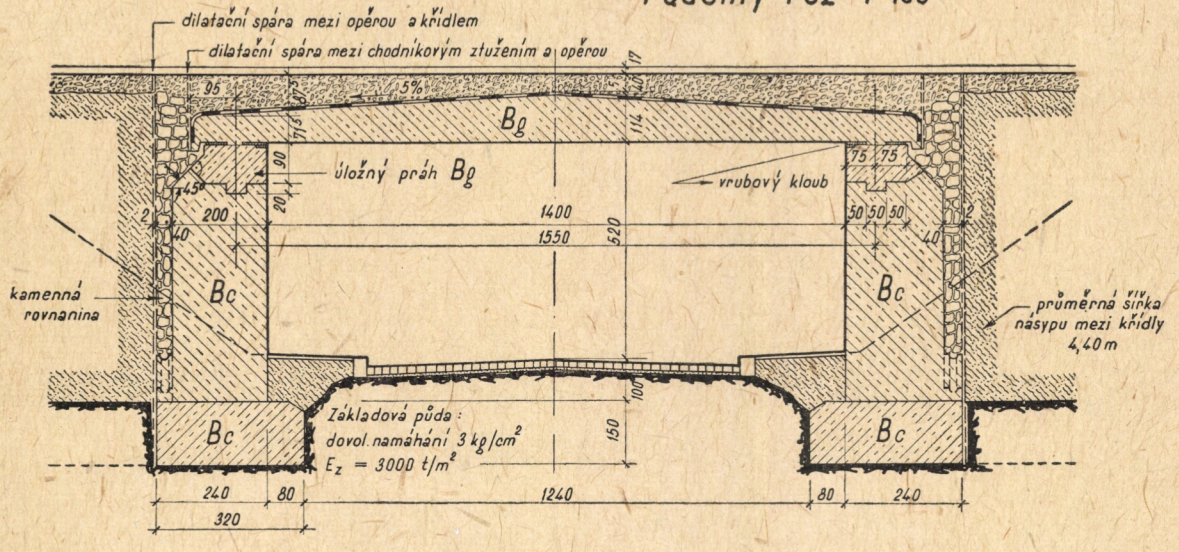
$$G_3 = [(0{,}715 \cdot 2{,}4 + 0{,}875 \cdot 1{,}9)\, 8 + 2 \cdot 0{,}15]\, 1{,}65 \quad . \; . \; . \; . \quad 45{,}1 \text{ t.}$$

Kamenná obrovnávka po spodní hranu nosné desky (bez ohledu na stavební úpravy při styku opěry s křídly)

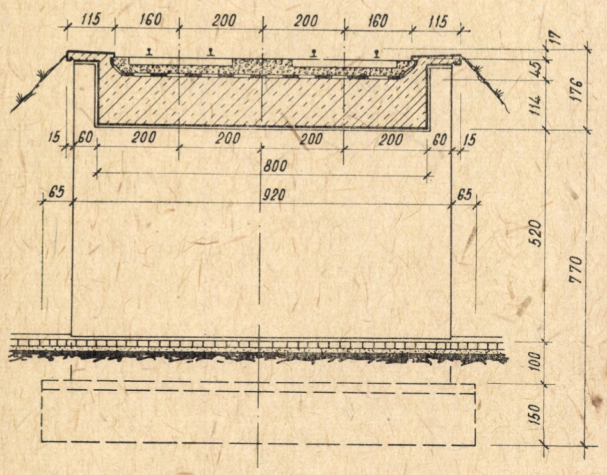
$$G_4 = 0{,}40 \cdot 6{,}20 \cdot 9{,}2 \cdot 2{,}2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 50{,}2 \text{ t.}$$

Příloha č. 1.

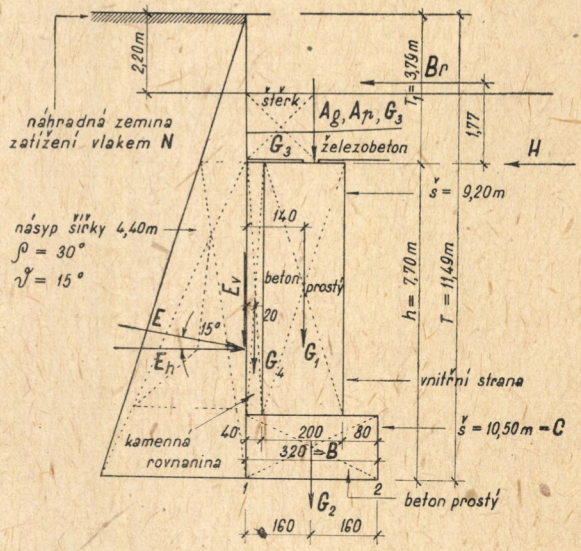
Podélný řez 1:100



Příčný řez 1:100



Schema pro výpočet opěry



Vysvětlivky ke statickému výpočtu.

Rozměry základové spáry: $B = 3{,}20$ m, šířka $C = 9{,}20 + 2 \cdot 0{,}65 = 10{,}50$ m.

Výška nadzákladového zdiva pro výpočet G_1: $5{,}20 + 1{,}00 = 6{,}20$ m.

Výpočet G_3: Výška mostovky (viz podélný řez) . . . . . 0,715 m,
výška štěrkového lože (viz podélný řez) . . . . . 0,875 m,
váha železničního svršku . . . . . 0,15 t/m'.

G_3 působí na délce vzdálenosti líce opěry od rubu obrovnávky zmenšené o rozdíl rozpětí a světlosti, t. j.: $2{,}00 + 0{,}40 - 0{,}5\,(15{,}50 - 14{,}00) = 1{,}65$ m přechází však na opěru kloubem, nikoli v paprsku těžiště.

Výpočet zemního tlaku: Pro násyp železničního tělesa za opěrou jsou dány úhly:
přirozeného sklonu . . . . . $\rho = 30^0$,
tření mezi násypem a obrovnávkou . . . . . $\vartheta = 15^0$.

Součinitel λ_a pro výpočet aktivního zemního tlaku se odečte v tabulkách Kreyových $\lambda_a = f(\rho, \vartheta)$.

Rubová plocha vystavená zemnímu tlaku je zmenšena rovnoběžnými křídly a proto se počítá jen se šířkou 4,40 m, nikoliv 9,20 m.

Z celého zatěžovacího trojúhelníka výšky $T = 11{,}49$ m se přenáší tlak části o výšce $T_1 = 3{,}79$ m přímo mostovkou a štěrkovým ložem; na opěru působí jen tlak zbývajícího lichoběžníka o výšce $h = T - T_1 = 7{,}70$ m.

Rozpěrný účinek mostovky: Kdyby základová spára byla obtížena excentricky, došlo by k přetvoření podkladu ohybovým momentem a tudíž k naklonění opěry. Jelikož však opěry jsou mostovkou rozepřeny (po obou stranách s ní pevně spojeny klouby) nemohou se při žádném symetrickém obtížení vychýlit. Ve výši h kloubů nad základovou spárou vzniká vodorovná síla H, jež svým momentem $H \cdot h$ vyrovná ohybový moment, který by jinak (bez rozpěrného účinku mostovky) v základové spáře vznikl.

Obtížení pohyblivé: Uvažuje se poloha obtížení, při které se vyvodí maximální reakce a předpokládá se dále, že stejná síla působí i na druhou opěru. Ve skutečnosti symetrie obtížení je porušena. Rozdíl obou reakcí vede k vychýlení opěr (obou stejným směrem), a tudíž k nerovnoměrnému obtížení základových spár. Oproti celkové normálné síle základové spáry je však skutečný rozdíl reakcí způsobený nesymetrickou polohou pohyblivého obtížení nepatrný. Může být zanedbán tím spíše, že příslušnému vychýlení vzdorují vždy obě základové spáry zároveň (při pevném spojení s mostovkou se nemůže vychýlit jedna opěra bez druhé).

Obtížení vedlejší: Brzdná síla přechází rovným dílem na obě opěry, takže na jednu opěru připadne polovina rovná dvacetině celkové váhy pohyblivého obtížení. Zatížení se uvažuje jen na jedné koleji, jelikož brzdná síla nemůže být vyvozena týmž směrem na obou kolejích.

Rameno brzdné síly k ose kloubů je dáno svislou vzdáleností hlavy kolejnice od středu dvoucentimetrového kloubového vrubu.

Při sčítání účinku vlastní brzdné síly B_r a svislého přitížení V_{Br} je třeba uvážit, že k těžišti základové spáry vyvozují při navrženém tvaru opěry obě tyto síly momenty různých znamének.

Zemní tlak za předpokladu ideálního nadnáspu o výšce 2,2 m (pro jednoduchost se nepočítá s neobtíženým železničním tělesem) a za předpokladu, že působí i na základové těleso

$$E = \frac{1}{2}\gamma\lambda_a (T^2 - T_1^2) = 0{,}5 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}302\,(11{,}49^2 - 3{,}79^2) = 32{,}0 \text{ t/m'}.$$

Při průměrné volné šířce rubu opěry mezi křídly rovné 4,40 m a funkcích úhlu δ:

$$\sin\delta = 0{,}2588, \qquad \cos\delta = 0{,}9659,$$

je svislá složka zemního tlaku $E_V = E \cdot 4{,}40 \cdot \sin\delta$

$$E_V = 32{,}0 \cdot 4{,}40 \cdot 0{,}2588 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 36{,}4 \text{ t}$$

a vodorovná složka $E_H = E \cdot 4{,}40 \cdot \cos\delta$

$$E_H = 32{,}0 \cdot 4{,}40 \cdot 0{,}9659 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 136{,}0 \text{ t}.$$

Průřezové síly základové spáry od obtížení přistupujících po prvním stadiu bez ohledu na rozpěrný účinek mostovky

$$N_{II} = A_g + G_3 + G_4 + E_V = 230{,}6 + 45{,}1 + 50{,}2 + 36{,}4 \ldots\ldots\ldots\ldots 362{,}3 \text{ t}.$$

$$M_{II} = A_g \cdot (0{,}5 \cdot 3{,}20 - 1{,}65) + G_3 (0{,}5 \cdot 3{,}20 - 1{,}65)^*) + G_4 (0{,}5 \cdot 3{,}20 - 0{,}20) + E_V (0{,}5 \cdot 3{,}20) - E_H h \frac{2 \cdot T_1 + T}{3(T_1 + T)} =$$

$$= 230{,}6\,(-0{,}05) + 45{,}1 \cdot (-0{,}05) + 50{,}2 \cdot 1{,}40 + 36{,}4 \cdot 1{,}60 - 136{,}0 \cdot 7{,}70 \frac{2 \cdot 3{,}79 + 11{,}49}{3\,(3{,}79 + 11{,}49)} =$$

$$= 114{,}7 - 136{,}0 \cdot 7{,}70 \frac{19{,}07}{45{,}84} = 114{,}7 - 435{,}6 = -320{,}9 \text{ tm}.$$

Rozpěrným účinkem mostovky se vyvodí ve výši kloubů, to jest ve výši $h = 7{,}70$ m nad základovou spárou, vodorovná síla $H_g = \frac{-M_{II}}{h} = \frac{320{,}9}{7{,}70} = 41{,}7$ t, takže pod patkou základového tělesa je napětí rozděleno „rovnoměrně“

$$\nu_{II} = \frac{N_{II}}{BC} = \frac{362{,}3}{3{,}20 \cdot 10{,}50} = 10{,}8 \text{ t/m}^2.$$

Výsledná napětí v základové spáře od celého stálého obtížení jsou tedy

na vnější straně $\nu_{g1} = 13{,}6 + 10{,}8 = 24{,}4 \text{ t/m}^2 = 2{,}4 \text{ kg/cm}^2$,

na vnitřní straně $\nu_{g2} = 8{,}0 + 10{,}8 = 18{,}8 \text{ t/m}^2 = 1{,}9 \text{ kg/cm}^2$.

Vliv obtížení pohyblivého.

Maximální akce desky od obtížení pohyblivého bez dynamického součinitele podle tabulek konstruktivních rozměrů normálních plánů $A'_p = 31{,}78$ t/m'.

$$A_p = 8 \cdot 31{,}78 = 254{,}2 \text{ t}.$$

Moment této síly k těžišti základové spáry a vodorovná síla

$$M_p = A_p\,(0{,}5 \cdot 3{,}20 - 1{,}65) = 254{,}2 \cdot (-0{,}05) \ldots\ldots -12{,}7 \text{ tm},$$

$$H_p = \frac{-M_p}{h} = \frac{12{,}7}{7{,}70} = 1{,}6 \text{ t}.$$

„Rovnoměrné“ napětí v základové spáře od obtížení pohyblivého

$$\nu_p = \frac{A_p}{BC} = \frac{254{,}2}{3{,}20 \cdot 10{,}50} = 7{,}6 \text{ t/m}^2,$$

napětí od zatížení hlavního

$$\nu_{q1} = 24{,}4 + 7{,}6 = 32{,}0 \text{ t/m}^2 = 3{,}2 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\nu_{q2} = 18{,}8 + 7{,}6 = 26{,}4 \text{ t/m}^2 = 2{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

---

*) Váha převislého konce desky může přejít do opěry pouze kloubem; pro jednoduchost se připočítává přímo k ní též váha přilehlé části kamenné obrovnávky, štěrkového lože a železničního svršku.

Vliv obtížení vedlejšího.

Brzdné síly. Podle ČSN 1230 — 1937 čl. 79 se počítá s brzdnými silami vyvozenými jen obtížením jedné koleje.

Celá délka mostovky $L = l + 2 \cdot 0{,}95 = 15{,}50 + 1{,}90 = 17{,}40$ m.

Zatížení jedné koleje vlakem N je 13,67 t/m'.

Na jednu opěru připadá brzdná síla

$$B_r = \frac{1}{20} L \cdot 13{,}67 = 0{,}05 \cdot 17{,}40 \quad 13{,}67 = 11{,}9 \text{ t}.$$

V zájmu jednoduchosti a bezpečnosti se předpokládá, že celá brzdná síla přechází do základové spáry, aniž se při tom zmenší odporem tělesa železničního náspu za rubem opěry. V kloubech se účinkem brzdné síly vyvodí

vodorovné síly $H_{Br} = B_r = 11{,}9$ t,

svislé síly $V_{Br} = \pm B_r \frac{r}{l}$, kde r je rameno brzdné síly k ose kloubů

$$r = 0{,}01 + 1{,}14 + 0{,}45 + 0{,}17 = 1{,}77 \text{ m},$$

$$V_{Br} = \pm 11{,}9 \frac{1{,}77}{15{,}50} = \pm 1{,}4 \text{ t}.$$

Jelikož je třeba posoudit případ, kdy vzroste účinkem brzdné síly napětí na straně vnější, kde od hlavního obtížení bylo prokázáno větší napětí než na straně vnitřní, uvažuje se ohybový moment

$$M_{Br} = H_{Br} \cdot h + V_{Br} (0{,}5 \cdot 3{,}20 - 1{,}65) = 11{,}9 \cdot 7{,}70 - 1{,}4 \cdot 0{,}05 = 91{,}6 \text{ tm},$$

$$\nu_{Br1,2} = \frac{V_{Br}}{BC} \pm \frac{6 M_{Br}}{B^2 C} = \frac{1{,}4}{3{,}20 \cdot 10{,}5} \pm \frac{6 \cdot 91{,}6}{3{,}20^2 \cdot 10{,}5} = 0 \pm 5{,}1 \text{ t/m}^2.$$

Změny teploty. Aby bylo dosaženo zvětšení tlaku na straně vnější, uvažuje se oteplení; mostní řád předepisuje $\Delta t = 10^0$ C. Roztažení mostovky $\Delta l = \varepsilon \Delta t l = 0{,}000012 \cdot 10 \cdot 15{,}50 = 0{,}00186$ m. Tímto účinkem se opěry přetvoří, vychýlí a vodorovně posunou v základové spáře. Kromě toho se přetvoří zemní násyp železničního tělesa. V zájmu jednoduchosti a bezpečnosti se všechny tyto důsledky tepelného roztažení mostovky až na pootočení opěr kolem podélné těžištní osy základové spáry zanedbávají.

Pootočení φ je dáno $\varphi = \frac{\Delta l}{2h} = \frac{0{,}00186}{2 \cdot 7{,}70} = 120{,}8 \cdot 10^{-6}$.

Jednotkový ohybový moment otočil by základovou patku na pružném podkladě o úhel $\varphi' = \alpha_M \frac{1}{B^3 C E_z}$.

V tomto vzorci, uvedeném na str. 154 práce Ing. Jos. Wünsch: *„Tuhý základ a pružný poloprostor"*, značí

α_M součinitel odvislý od poměru stran základové spáry

$$\frac{B}{C} = \frac{3{,}20}{10{,}50} = 0{,}305, \quad \alpha_M = 3{,}50.$$

E_z modul pružnosti podkladu daný hodnotou 3000 t/m², B a C strany základové spáry.

Úhel $\varphi' = 3{,}50 \frac{1}{3{,}20^2 \cdot 10{,}50 \cdot 3000} = 10{,}85 \cdot 10^{-6}$.

Moment M_t vyvozený tepelným roztažením plyne z úměry

$$M_t : 1 = \varphi : \varphi', \quad \text{čili} \quad M_t = \frac{\varphi}{\varphi'} = \frac{120{,}8}{10{,}85} = 11{,}1 \text{ tm}.$$

Napětí v základové spáře

$$\nu_{t1,2} = \pm \frac{6 M_t}{B^2 C} = \pm \frac{6 \cdot 11{,}1}{3{,}20^2 \cdot 10{,}50} = \pm 0{,}6 \text{ t/m}^2.$$

Výsledná napětí od obtížení celkového

$$\nu_{c1,2} = \nu_{q1,2} + \nu_{Br1,2} + \nu_{t1,2} = \begin{cases} 32{,}0 + 5{,}1 + 0{,}6 = 37{,}7\ \text{t/m}^2 = 3{,}8\ \text{kg/cm}^2 \\ 26{,}4 - 5{,}1 - 0{,}6 = 20{,}7\ \text{t/m}^2 = 2{,}1\ \text{kg/cm}^2 \end{cases}.$$

Pro hranové napětí je dovoleno $3 \cdot 1{,}3^*) = 3{,}9 > 3{,}8$ kg/cm², pro napětí průměrné je dovoleno $3{,}0 > 0{,}5\,(3{,}8 + 2{,}1) = 2{,}95$ kg/cm².

Nebezpečný průřez opěry.

Minimální napětí, to jest nejmenší tlak nebo největší tah, se vyskytne na vnitřní straně opěry a při nezatíženém mostu.

Zemní tlak na rubu opěry se předpokládá v tomto případě rovnoměrný a rovný měrnému tlaku e_0 ve $^2/_3$ výšky opěry shora, čímž je vystiženo také zvětšení tlaku na horní straně vlivem vychýlení opěr od tepelné dilatace a přetvoření zemního náspu železničního tělesa (viz obr. 42 výše citovaného pramene).

Na opěru působí: v místě kloubu svislá síla $A_g = 230{,}6$ t, váha $G_3 = 45{,}1$ t a vodorovná síla, která s ohledem na zavedený předpoklad rovnoměrného zemního tlaku se vypočte takto:

zemní tlak

$$e_0 = \gamma \lambda_a T_0 = 1{,}8 \cdot 0{,}302 \left(3{,}79 + \frac{2}{3}\,7{,}70\right) = 4{,}85\ \text{t/m}^2,$$

$$e_H = 4{,}40 \cdot e_0 \cdot \cos\delta = 4{,}40 \cdot 4{,}85 \cdot 0{,}9659 = 20{,}6\ \text{t/m}',$$

$$e_V = 4{,}40 \cdot e_0 \cdot \sin\delta = 4{,}40 \cdot 4{,}85 \cdot 0{,}2588 = 5{,}5\ \text{t/m}'.$$

$$M'_{II} = A_g\,(0{,}5 \cdot 3{,}20 - 1{,}65) + G_3\,(0{,}5 \cdot 3{,}20 - 1{,}65) + G_4\,(0{,}5 \cdot 3{,}20 - 0{,}20) + e_V h\,(0{,}5 \cdot 3{,}20) - 0{,}5\,e_H h^2 =$$
$$= 230{,}6\,(-0{,}05) + 45{,}1\,(-0{,}05) + 50{,}2 \cdot 1{,}40 + 5{,}5 \cdot 7{,}70 \cdot 1{,}60 - 0{,}5 \cdot 20{,}6 \cdot 7{,}7^2 =$$
$$= 56{,}5 + 67{,}8 - 610{,}7 = -486{,}4\ \text{tm},$$

$$H'_g = \frac{-M'_{II}}{h} = \frac{486{,}4}{7{,}7} = 63{,}2\ \text{t}.$$

V průřezu vzdáleném po výšce o úsečku x od kloubu působí tyto vnitřní síly:

$$N_x = A_g + G_3 + x e_V + x \cdot (\text{váha opěry na běžný metr výšky}) =$$
$$= 230{,}6 + 45{,}1 + x \cdot 5{,}5 + x \cdot 2{,}0 \cdot 9{,}20 \cdot 2{,}2 = 275{,}7 + 46{,}0\,x,$$

$$M_x = (A_g + G_3)\,(0{,}75 - 0{,}5 \cdot 2{,}00) + H'_g \cdot x + x e_V\,(0{,}5 \cdot 2{,}00 + 0{,}40) - \frac{1}{2}\,e_H x^2 =$$
$$= (230{,}6 + 45{,}1)\,(-0{,}25) + 63{,}2\,x + x \cdot 5{,}5 \cdot 1{,}40 - 0{,}5 \cdot 20{,}6 \cdot x^2 =$$
$$= -68{,}9 + 70{,}9\,x - 10{,}3\,x^2.$$

Napětí v místě x na vnitřní straně opěry je

$$\nu_x = \frac{N}{h\,b} - \frac{6\,M}{h^2\,b} = \frac{N_x}{2{,}00 \cdot 9{,}20} - \frac{6 \cdot M_x}{4{,}00 \cdot 9{,}20} =$$
$$= \frac{275{,}7}{2{,}00 \cdot 9{,}20} + \frac{6 \cdot 68{,}9}{4{,}00 \cdot 9{,}20} + \left(\frac{46{,}0}{2{,}00 \cdot 9{,}20} - \frac{6 \cdot 70{,}9}{4{,}00 \cdot 9{,}20}\right) x + \frac{6 \cdot 10{,}3}{4{,}00 \cdot 9{,}20}\,x^2 =$$
$$= 26{,}22 - 9{,}060\,x + 1{,}679\,x^2.$$

Minimum vyžaduje $\frac{d\nu_x}{dx} = 0$, x lze tedy řešit z rovnice $-9{,}060 + 2 \cdot 1{,}679\,x = 0$, $x = 2{,}70$ m, $x^2 = 7{,}29$ m².

Minimální napětí

$$\nu_{\min.} = 26{,}22 - 9{,}060 \cdot 2{,}70 + 1{,}679 \cdot 7{,}29 = 14{,}0\ \text{t/m}^2 = 1{,}4\ \text{kg/cm}^2.$$

Po celé výšce opěry se nikde nevyskytne tah!

*) Podle čl. 13 ČSN 1150-1944 může hranové napětí překročit dovolenou mez o 30%; $100\% + 30\% = 130\% = 1{,}3$.

II. Vzorný statický výpočet šikmého rozpěrákového deskového mostu s diagonálním a okrajovým ztužením.

Charakteristické údaje o mostu.

Most o šikmé světlosti 20 m převádí dvoukolejnou trať přes silnici. Rozpětí kolmé 11,00 m, šikmé 22,00 m, konstruktivní výška 160 cm. Výška diagonálního nosníku 115 cm, výška chodníkových nosníků okrajového ztužení 165 cm. Úhel šikmosti $\alpha = 30^0$.

Zatěžovací vlak: *N*.

Beton nosné konstrukce: Bg_2, beton opěr Bd_2.

Základová půda: dovolené namáhání 3,0 kg/cm^2, konstanta $E_z = 2000$ t/m^2.

Na ukázku se vyšetřuje:

a) příčinková čára momentu ve středu rozpětí chodníkového nosníku 1 (srov. schema na str. 15),

b) příčinková čára momentu ve středu rozpětí diagonálního nosníku,

c) příčinková čára posouvající síly chodníkového nosníku 1,

d) příčinková čára posouvající síly diagonálního nosníku,

e) vliv tepelné dilatace šikmé, po krajích i diagonálně ztužené desky mostovky.

Pro posouzení správnosti navržených průřezů jsou na konci výpočtu uvedeny nejnepříznivější hodnoty ohybových momentů pro chodníkový a diagonální nosník. Způsob přenášení vlastní váhy nosníků i mostovky a ostatního stálého obtížení je schematicky znázorněn v příloze č. 5 na str. 18.

Podélný a příčný řez, jakož i půdorysné osové schema nosné soustavy jsou patrny z přílohy čís. 2 na str. 14 a 3 na str.

Předpoklady pro řešení příčinkových čar pro vozidla pohybující se po kolejích.

A. Vozidla pohybující se po kolejích zatěžují zpravidla tři nosné prvky (buď chodníkový nosník 1, příčník 1 a diagonální nosník, anebo chodníkový nosník 2, příčník 2 a diagonální nosník nebo pouze příčník 1 a chodníkový nosník 1 atd.).

B. Podíl břemene, který převezme vyšetřovaný prvek, je nepřímo úměrný vzdálenosti působiště břemene od vyšetřovaného prvku; vzdálenost se měří na přímce kolmé k ose příslušného prvku.

C. Podíl břemene, který vyšetřovaný prvek převezme, působí naň v patě kolmice spuštěné na jeho osu z působiště břemene.

D. Takto zatížený chodníkový nebo diagonální nosník se chová jako prostý trám (viz též poznámku pod čarou na str. 20).

E. Nápravové tlaky působí v ose koleje.

Příčinková čára momentu ve středu rozpětí chodníkového nosníku 1.

Značme vzdálenosti působiště břemene od chodníkového nosníku 1 písmenem *a*, vzdálenost od diagonálního nosníku písmenem *b* a vzdálenost od příčníku 1 písmenem *c* (viz příl. 3).

Podíl $\pi_a P$, který od břemene P připadne chodníkovému nosníku, je dán součinitelem π_a, který je v oboru, kde zasáhne účinek břemene tři hlavní nosné prvky, určen vzorcem:

$$\pi_a = \frac{bc}{bc + ac + ab}$$

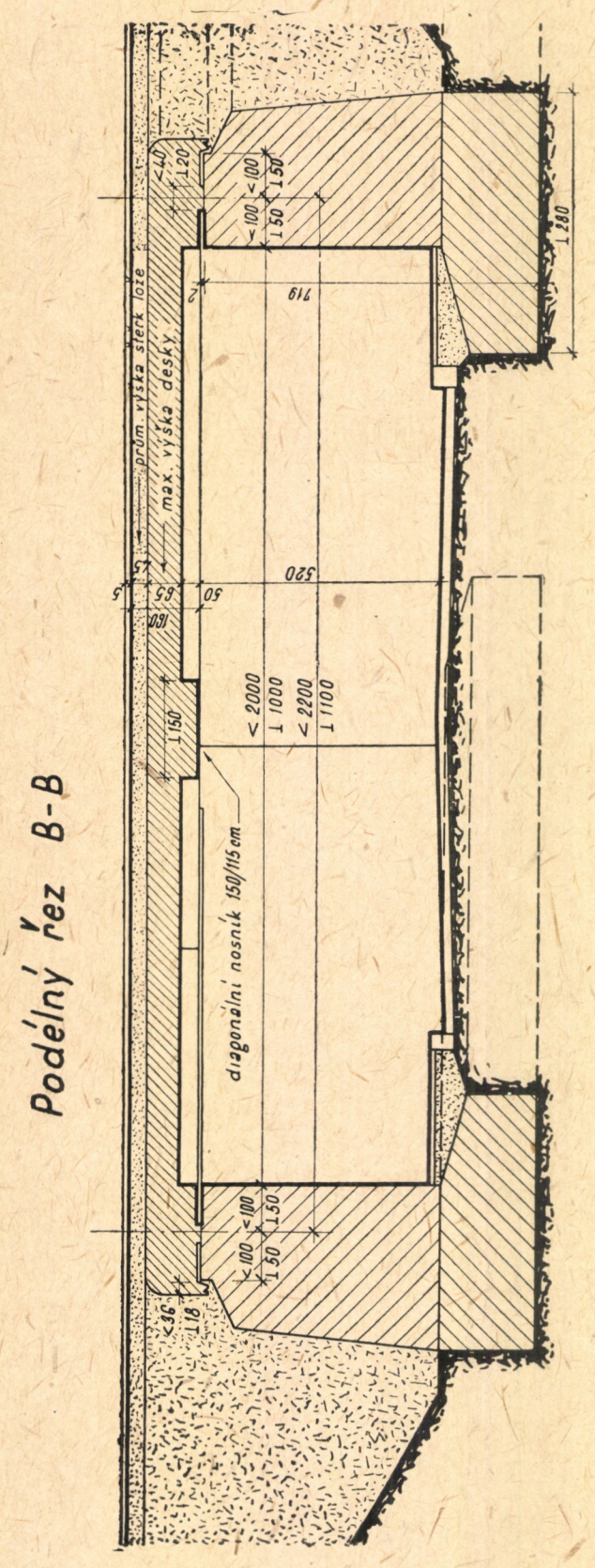
a v oboru, kde zasáhne účinek břemene jen prvky dva, vzorcem:

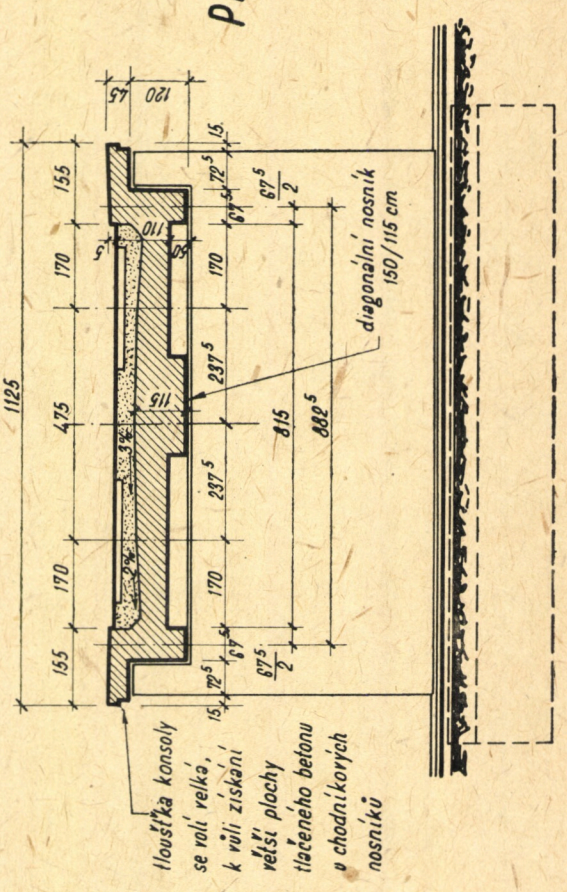
$$\text{buď} \quad \pi_a = \frac{c}{a + c} \qquad \text{nebo} \quad \pi_a = \frac{b}{a + b}.$$

Dále značme písmenem *d* vzdálenost paty příslušné kolmice (tedy působiště podílu $\pi_a P$ na vyšetřovaném nosníku) od levého kraje (uložení).

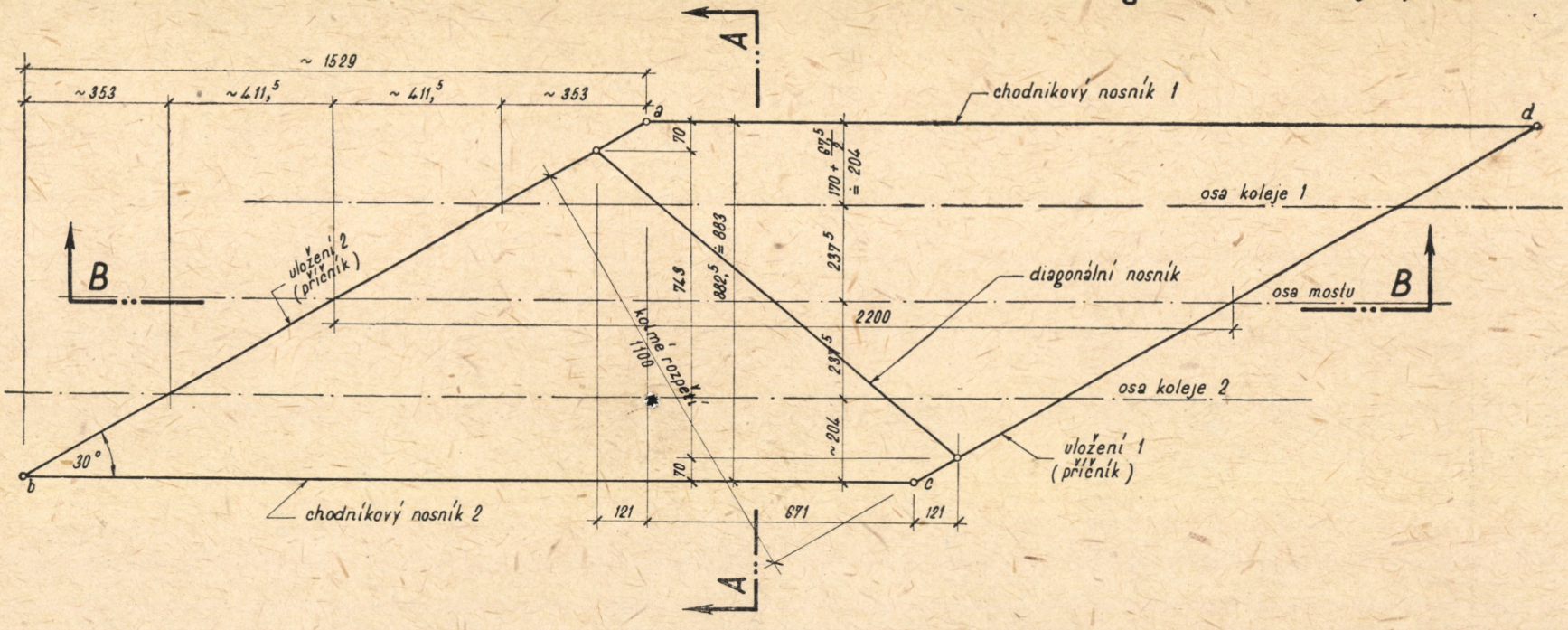
Příčinková pořadnice η_M momentu ve středu rozpětí je pak vzhledem k tomu, že $P = 1$, dána rovnicemi

Příloha č. 2.

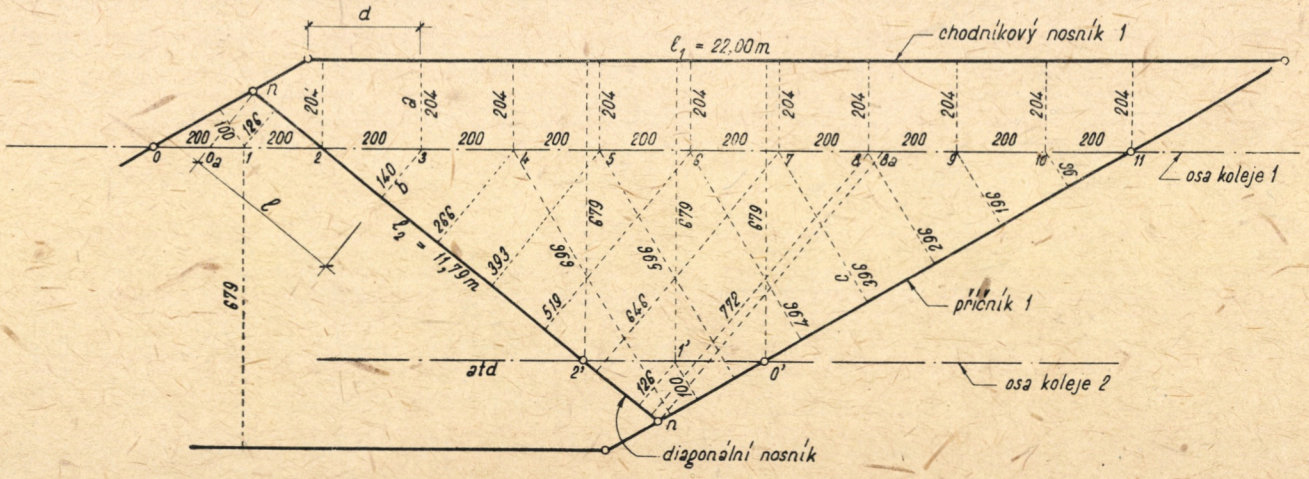

Podélný řez B-B
prům. výška stěrk lože
max. výška desky
diagonální nosník 150/115 cm
719
520
< 2000
1 1000
< 2200
1 1100
1 280
1 150


Příčný řez A-A
diagonální nosník 150/115 cm
1125
475
155
170
237,5
882,5
67,5/2
72,5
tloušťka konsoly se volí velká, k volí získání větší plochy tlačeného betonu u chodníkových nosníků

Půdorysné osové schema nosné konstrukce šikmého deskového mostu s diagonálním a okrajovým ztužením



Schema vzdáleností pro výpočet podílů břemen pohybujících se po kolej 1 a 2



Příloha č. 4.

Výpočet příčinkových pořadnic

dotčené nosné prvky obtížením na koleji K_1 a K_2					působiště na koleji čís.		společná část výpočtu				příčinkové čáry pro									
							vzdálenosti			jmenovatel	chodníkový nosník					diagonální nosník				
											ohybový moment				pos. síla	ohybový moment				pos. síla
chod. n. 1.	chod. n. 2.	diag. nos.	příčník 1.	příčník 2.	K_1	K_2	a	b	c		π_a	d	l_1-d	η_M	η_T	π_b	e	l_2-e	η_M	η_T
					0	(0')					(0)			(0)						
K_2	K_1		K_2	K_1	1	(1')	6,79	1,26	1,00	16,61	(0,076)	(8,30)	(13,70)	(0,32)	(0,05)	0,409	0,41	11,38 (0,41)	0,08	0,39 (0,01)
					2	(2')					0 (0)	0,35	21,65	0 (0)	0 (0)	1	2,00	9,79 (2,00)	1	0,83 (0,17)
					3	(3')		1,40		3,44	0,407	2,35	19,65	0,48	0,36	0,593	3,59	8,20 (3,59)	1,06	0,41 (0,18)
		K_1 K_2			4	(4')		2,66	6,96	38,14	0,485	4,35	17,65	1,05	0,39	0,372	5,18	6,61 (5,18)	0,96	0,21 (0,16)
					5	(5')		3,93	5,96	43,60	0,537	6,35	15,65	1,70	0,38	0,279	6,78	5,01 (6,78)	0,70	0,12 (0,16)
K_1	K_2		K_1	K_2	6	(6')	2,04	5,19	4,96	46,45	0,554	8,35	13,65	2,31	0,34	0,218	8,37	3,42 (8,37)	0,37	0,06 (0,15)
					7	(7')		6,46	3,96	46,84	0,548	10,35	11,65	2,83	0,29	0,172	9,96	1,83 (9,96)	0,16	0,03 (0,15)
					8	(8')		7,72	2,96	44,64	0,512	není zapotřebí	9,65	2,47	0,22	0,135	11,55	0,24 (11,55)	0,02	0 (0,13)
					9	(9')			1,96	4,00	0,490		7,65	1,87	0,17					
					10	(10')			0,96	3,00	0,320		5,65	0,90	0,08					
					11	(11')					0		3,65	0	0					

Poznámky k tabulce.

Sleduje se pohyb břemene $P = 1$ po koleji K_1 a K_2 a vyšetřují se účinky (při polohách tohoto břemene v bodech 0 až 11 osy koleje K_1 a v bodech 0' až 11' osy koleje K_2) na jednotlivé nosné články, tedy na chodníkový nosník a nosník diagonální. Spojitou křivku vynešenou od osy koleje, jejíž pořadnice udávají vnitřní sílu vyšetřovaného průřezu nosného článku od obtížení $P = 1$ v tom kterém místě působícího, nazýváme příčinkovou čárou. Každá takto definovaná příčinková čára má dvě větve, jedna umožňuje vyčíslit účinek vozidel z koleje *1*, druhá vliv pohyblivého obtížení z koleje *2*. Výpočet provedený v tabulce pro větve vynášené od osy koleje *2* je odlišen tak, že jednotlivé pomocné hodnoty i příčinkové pořadnice jsou udány v závorkách.

Nosné články, jež jsou při té které poloze břemene dotčeny zatížením, jsou uvedeny v prvých pěti sloupcích tabulky. Tak na př. při poloze 0 je dotčen příčník *2*, při poloze (0') příčník 1. Při poloze *1* jsou dotčeny chodníkový nosník *2*, diagonální nosník a příčník 2, při poloze (1') chodníkový nosník *1*, diagonální nosník a příčník *1*.

Ve sloupcích označených: „společná část výpočtu" jsou udány vzdálenosti k osám oněch článků, jež jsou při té které poloze dotčeny zatížením. Je-li obecně dotčen jen jeden článek, není vzdáleností zapotřebí (viz poloha 0, 2, 11), jsou-li dotčeny dva články, udávají se dvě vzdálenosti (viz poloha 3, 9, 10), jsou-li dotčeny tři články, udávají se všechny tři vzdálenosti poloha 1, 4—8. Jmenovatel pro výpočet součinitelů π se vypočte z daného počtu vzdáleností podle vzorců v textu uvedených.

Ve sloupcích „příčinkové čáry" se uvádí:

pro chodníkový nosník *1*

součinitel π_a,

vzdálenost d odměřená v půdorysném schematu na str. 15,

výraz $l_1 - d = 22{,}00 - d$,

příčinková pořadnice $\eta_M = \frac{1}{2} d\,\pi_a$ případně $\frac{1}{2}(l_1 - d)\,\pi_a$,

příčinková pořadnice $\eta_T = \frac{l_1 - d}{l_1}\,\pi_a$,

pro diagonální nosník

součitel π_b,

vzdálenost e odměřená v půdorysném schematu na str. 15 od průsečíku osy diagonálního nosníku s příčníkem *2* po patu kolmice spuštěné z působiště břemen na diagonální nosník.

výraz $l_2 - e = 11{,}79 - e$,

příčinková pořadnice $\eta_M = \frac{1}{2} e\,\pi_b$ případně $\frac{1}{2}(l_2 - e)\,\pi_b$,

příčinková pořadnice $\eta_T = \frac{l_2 - e}{l_2}$.

$$\eta_M = \frac{1}{4} l_1 \frac{2d}{l_1} \pi_a P = \frac{1}{2} d \pi_a \quad \text{pro obor} \quad 0 \leqq d \leqq 0{,}5\, l_1,$$

$$\eta_M = \frac{1}{4} l_1 \frac{2(l_1 - d)}{l_1} \pi_a P = \frac{1}{2} (l_1 - d) \pi_a \quad \text{pro obor} \quad 0{,}5\, l_1 \leqq d \leqq l_1.$$

Číselný výpočet, provedený na podkladě vzdáleností a, b, c, d odměřených ve schematu příl. 3, je proveden v tabulce zároveň s výpočtem příčinkových pořadnic ohybového momentu ve středu rozpětí nosníku diagonálního, u kterého se místo l_1 píše l_2 a místo d zavádí označení e, a zároveň s výpočtem příčinkových čar posouvajících sil, pro který se v tabulce uvádějí také rozdíly $l_1 - d$ a $l_2 - e$.

Ostatní příčinkové čáry.

Příčinková čára posouvající síly chodníkového nosníku 1 nad podporou v tupém úhlu má rovnici

$$\eta_T = \frac{l_1 - d}{l_1} \pi_a.$$

Příčinková čára ohybového momentu nosníku diagonálního se počítá ze součinitele π_b, který se určí v oboru, kde zasáhne účinek břemene tři nosné prvky, vzorcem:

$$\pi_b = \frac{ac}{bc + ac + ab}$$

a v oboru, kde zasáhne účinek břemene jen dva prvky, vzorcem:

$$\text{buď} \quad \pi_b = \frac{c}{b + c} \qquad \text{nebo} \quad \pi_b = \frac{a}{a + b}.$$

Rovnice čáry je, značíme-li, jak již uvedeno, vzdálenosti působiště podílu břemene na diagonálním nosníku písmenem e a rozpětí tohoto nosníku l_2:

$$\eta_M = \frac{1}{2} e \pi_b \quad \text{pro obor} \quad 0 \leqq e \leqq 0{,}5\, l_2,$$

$$\eta_M = \frac{1}{2} (l_2 - e) \pi_b \quad \text{pro obor} \quad 0{,}5\, l_2 \leqq e \leqq l_2.$$

Příčinková čára posouvající síly má rovnici

$$\eta_T = \frac{l_2 - e}{l_2} \pi_b.$$

Číselné výpočty viz tabulku na str. 16.

Vliv tepelné dilatace šikmé, po krajích i diagonálně ztužené desky mostovky.

Jelikož šikmá mostovka je po obou stranách kloubově spojena s opěrami, vede její tepelná dilatace na pootočení obou opěr kolem vodorovných os, totožných s podélnými osami symetrie základové spáry a kolem svislých os procházejících těžišti těchto spár a na vodorovný posuv základových spár.

Výpočet se provede podle Ing. Wünsch: *„Tuhý základ a pružný poloprostor“*, str. 147, s tím rozdílem, že se přihlédne také k vodorovnému posuvu základové spáry. Odpor zeminy podél svislých rubových ploch opěr proti jejich vyklonění a pootočení kolem svislých os se zanedbává. Poklesem teploty o $\Delta t = 15^0$ a smršťováním (další $\Delta t = 10^0$) se mostovka o šikmém rozpětí $l = 22{,}00$ m zkrátí o

$$\Delta l = 0{,}000012\ (15 + 10)\ 22{,}00 = 0{,}0066 \text{ m}.$$

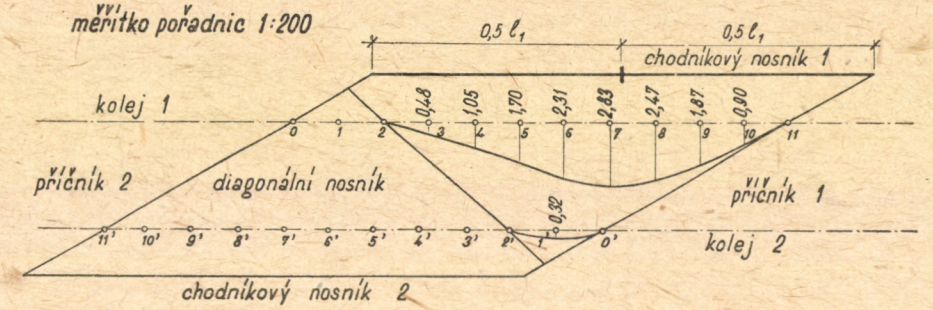
Z tohoto zkrácení vede část $\lambda \frac{\Delta l}{2}$ na vyklonění opěry a její pootočení kolem svislé osy a část $(1 - \lambda) \frac{\Delta l}{2}$ na vodorovný posuv. Součinitel λ se dále vyšetří.

Vyklonění opěr je dáno úhlem φ_t podle rovnice uvedené v citovaném prameni pod čís. 128, v níž na pravé straně přibude násobná konstanta λ:

$$\varphi_t = \frac{\lambda}{2} \varepsilon \Delta t \frac{l}{h \sin \alpha};$$

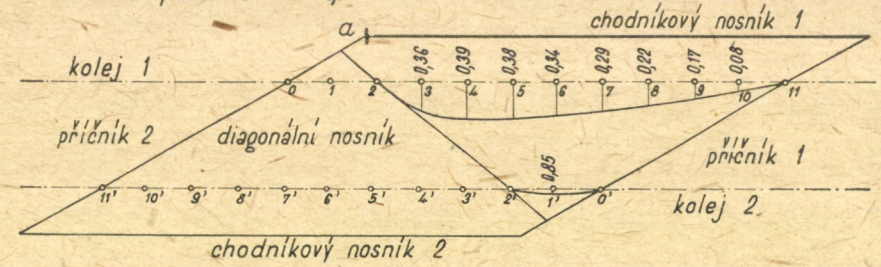
Příčinková čára momentu ve středu chodníkového nosníku 1

měřítko délek 1:200
měřítko pořadnic 1:200



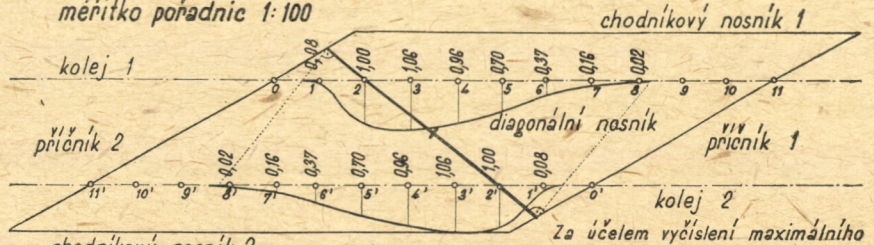
Příčinková čára posouvající síly chodníkového nosníku 1 v průřezu „a"

měřítko délek 1:200
měřítko pořadnic 1cm = 0,5



Příčinková čára momentu ve středu rozpětí diagonálního nosníku

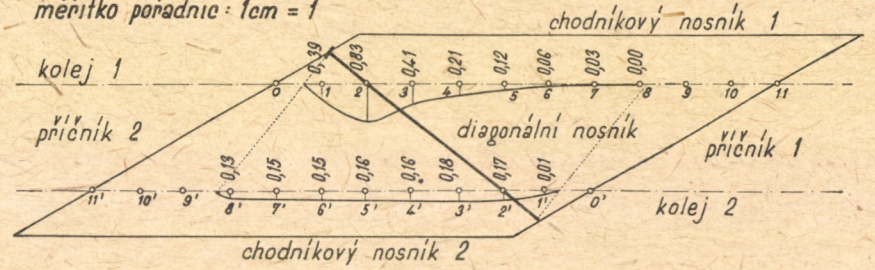
měřítko délek 1:200
měřítko pořadnic 1:100



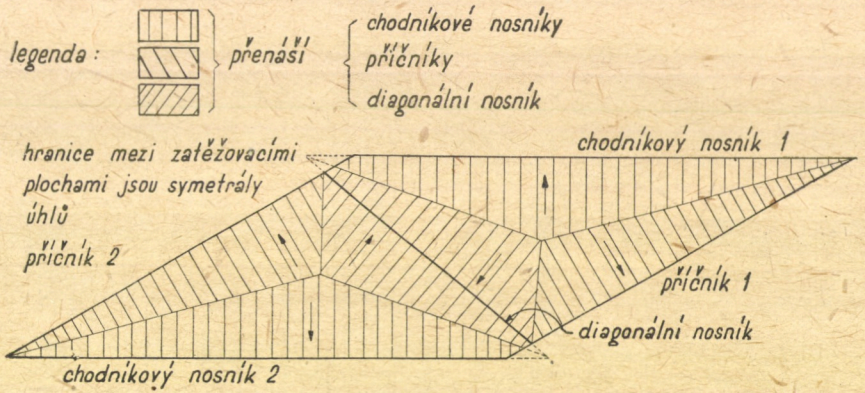
Za účelem vyčíslení maximálního ohybového momentu v diagonálním nosníku od obtížení nahodilého stačí zatížit pouze 1 čáru dvojnásob. nápravovými tlaky.

Příčinková čára posouvající síly diagonálního nosníku

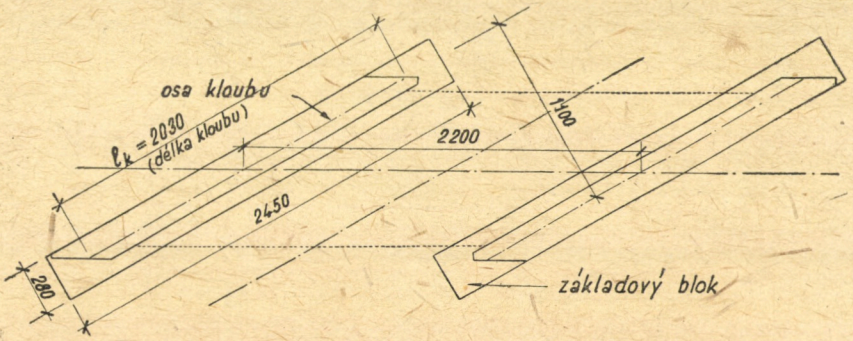
měřítko délek 1:200
měřítko pořadnic: 1cm = 1



Způsob přenášení vlastní váhy



Schematický půdorys opěr



dosadíme-li za výšku kloubových os nad základovou spárou $h = 7{,}20$ m a za $\sin\alpha = \sin 30^0 = 0{,}5$, je

$$\varphi_t = \frac{0{,}5 \cdot 0{,}0066}{7{,}20 \cdot 0{,}5}\lambda = 0{,}000917\,\lambda.$$

Při pružnosti půdy $E_z = 2000$ t/m^2 jsou deformační konstanty základové spáry dány takto: Výška základové spáry $B = 2{,}80$ m (viz přílohy).

Šířka základové spáry $C = 24{,}50$ m, $\frac{B}{C} = \frac{2{,}80}{24{,}50} = 0{,}11$.

Součinitelé α podle tabulek na konci citovaného pramene jsou:

$\alpha_N = 0{,}168$, $\alpha_M = 3{,}70$, $\alpha_H = 0{,}18$ pro výpočet posuvu ve směru kratší strany B,
$\alpha_K = 0{,}99$ $\alpha'_H = 3{,}05$ pro výpočet posuvu ve směru delší strany C.

Jednotkový ohybový moment vyvodí v základové spáře pootočení

$$A_0 = \alpha_M \frac{1}{B^2 C E_z} = 3{,}70 \frac{1}{2{,}80^2 \cdot 24{,}50 \cdot 2000} = 9{,}63 \cdot 10^{-6}.$$

Jednotková vodorovná síla působící ve směru šikmého rozpětí vyvodí v základové spáře ve směru tohoto rozpětí vodorovné posunutí

$$C_0 = \alpha_H \frac{\sin^2\alpha}{B E_z} + \alpha'_H \frac{B}{C}\frac{\cos^2\alpha}{B E_z} = \frac{1}{2{,}80 \cdot 2000}(0{,}18 \cdot 0{,}5^2 + 3{,}05 \cdot 0{,}11 \cdot 0{,}866^2) = \frac{0{,}297}{5600} = 53 \cdot 10^{-6}\text{ m}$$

a ve směru kolmém na toto rozpětí vodorovné posunutí, kterým se základ posune na stranu ostrého úhlu desky

$$C'_0 = \frac{(0{,}11\,\alpha'_H - \alpha_H)\sin\alpha\cos\alpha}{B E_z} = \frac{(0{,}11 \cdot 3{,}05 - 0{,}18)\,0{,}5 \cdot 0{,}866}{2{,}80 \cdot 2000} = 12{,}02 \cdot 10^{-6}.$$

Rovnice pro C_0 a C'_0 jsou odvozeny tak, že se původní jednotková síla, o které předpokládáme, že působí v těžišti základové spáry a ve směru šikmého rozpětí, rozloží do složky rovnoběžné s delší stranou ($\cos\alpha$) a do složky rovnoběžné s kratší stranou ($\sin\alpha$). Obě složky vyvodí pohyby základového tělesa, jichž směry jsou dány jejich paprsky a jichž velikosti se vypočtou podle vzorců a tabulek na str. 156 citovaného díla. Jelikož v tabulce V, z níž se přejímá součinitel α'_H, je označena delší strana písmenem B a kratší strana písmenem C, je třeba násobit součinitele $\alpha'_H = 3{,}05$ ještě poměrem $B/C = 0{,}11$. Pohyby vyvozené složkami původní jednotkové síly ve směru delší strany a ve směru kratší strany se dále rozloží na složky ve směru šikmého rozpětí (pro výpočet C_0) a ve směru kolmém na šikmé rozpětí (pro výpočet C'_0). Účinky rozložené síly se nakonec sečtou v C_0 a C'_0.

Vodorovná síla H_t, která je příčinou shora zmíněného vodorovného posuvu $(1-\lambda)\frac{\Delta l}{2}$, je dána vztahem

$$H_t = \frac{(1-\lambda)\,\Delta l}{2\,C_0} = (1-\lambda)\frac{0{,}0066}{2 \cdot 53} \cdot 10^6 = (1-\lambda)\,62{,}3\text{ t}.$$

Síla H_t přechází do opěr a základových spár ze šikmé desky mostovky oboustranně pevně s opěrami spojené.

Sinusová složka této síly H_t vyvodí v základové spáře moment $M_t = H_t \sin\alpha\, h = (1-\lambda)\,62{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 7{,}20 = (1-\lambda)\,224$ tm, který je příčinou pootočení φ_t, a tudíž dán též rovnicí

$$M_t = \frac{\varphi_t}{A_0} = \lambda\frac{0{,}000917}{9{,}63} \cdot 10^6 = 95{,}2\,\lambda\text{ tm}.$$

Z rovnosti obou hodnot M_t se určí poměr λ:

$$(1-\lambda)\,224 = 95{,}2\,\lambda, \qquad 224 = 319\,\lambda, \qquad \lambda = \frac{224}{319} = 0{,}702.$$

Vzorec pro přímý výpočet poměru λ má tvar

$$\lambda = \frac{h^2 \sin^2\alpha\, A_0}{C_0 + h^2 \sin^2\alpha\, A_0} = \frac{7{,}20^2 \cdot 0{,}5^2 \cdot 9{,}63}{53 + 7{,}20^2 \cdot 0{,}5^2 \cdot 9{,}63} = 0{,}702.$$

Vodorovná síla $H_t = (1 - \lambda)\frac{\Delta l}{2 C_0} = (1 - 0{,}702)\, 62{,}3 = 18{,}6 \doteq 20$ t.

Úhel β pootočení opěr kolem svislé osy, jímž je základová spára namáhána na kroucení, je dán vzorcem uvedeným v citovaném prameni pod čís. 127, k němuž přibude opět λ a další výraz vystihující posuv opěr ve směru kolmo na šikmé rozpětí

$$\beta = \lambda \varepsilon \Delta t \operatorname{cotg} \alpha - \frac{2 H_t C_0}{l} = 0{,}702 \cdot 0{,}0003 \cdot 1{,}732 - \frac{2 \cdot 20 \cdot 12{,}02 \cdot 10^{-6}}{22} = 0{,}00036 - 0{,}00002 = 0{,}00034.$$

Krouticí moment M_k, který je příčinou tohoto pootočení, je dán:

$$M_k = \frac{\beta B C^2 E_z}{\alpha_K} = \frac{0{,}00034 \cdot 2{,}80 \cdot 24{,}50^2 \cdot 2000}{0{,}99} = 1150 \text{ tm}.$$

Tímto účinkem jsou nepříznivě namáhány klouby na usmyknutí. Při délce vrubu $l_k = 20{,}30$ m je smyk S připadající na jednotku délky kloubu při kraji nejnepříznivější a dán: $S = S_1 \dot{+} S_2$.

$$S_1 = \frac{6 M_k}{l_k^2} = \frac{6 \cdot 1150}{20{,}3^2} = 16{,}7 \text{ t/m}',$$

$$S_2 = \frac{H_t}{l_k} = \frac{20}{20{,}3} = 1{,}0 \text{ t/m}',$$

$$S = S_1 \dot{+} S_2 \doteq S_1 = 16{,}7 \text{ t/m}'.$$

Pro návrh kloubových vložek se jako aktivní jejich části uvažují jen tažené pruty z každé dvojice nůžkových vložek a přenášení smyku se přisoudí výhradně oceli. Volíme-li klouby z ⌀ R 20, vychází jejich vzdálenost c při kraji

$$c = \frac{F_a \cdot 1{,}65 \cdot 1200}{S \sqrt{2}} = \frac{1{,}93 \cdot 1{,}65 \cdot 1200}{16700 \sqrt{2}} = 0{,}162 \text{ m} \doteq 15 \text{ cm}.$$

Odmocnina ze dvou vystihuje ve vzorci úklon nůžkových vložek 45°.

Vypočtená vzdálenost platí pro kraje, ve střední části může být vzdálenost kloubových vložek větší.

Krajní hodnoty ohybových momentů ve středech rozpětí chodníkového a diagonálního nosníku. (Viz příčinkové čáry v příloze 5.)

Moment ve středu rozpětí nosníku	g	δp	$g + \delta p$
	tm		
diagonálního	235	310	545
chodníkového	555	435	990

g = obtížení stálé, p = nahodilé, δ = dynamický součinitel.

Při výpočtu ohybových momentů byly chodníkové i diagonální nosníky považovány za staticky určitě uložené trámy; ve skutečnosti se vlivem šikmosti vyskytnou při krajích nosníků i momenty negativní. Míru vetknutí, jež je odvislá hlavně od šikmosti mostu a tuhosti okrajového příčníku, lze stanovit jen modelovým měřením. Přibližně můžeme předpokládat, že u chodníkových nosníků roste úměrně s cosinem úhlu křížení. Při návrhu výztuže ve středu rozpětí diagonálního nosníku je na místě jeho vetknutí zanedbat, při kraji však ohnout co nejvíce vložek a tyto zakotvit v krajním příčníku. U nosníků chodníkových se může v momentové ploše přemístit strana základní tak, aby podporové momenty M_{min} byly dány vztahem $M_{min} = -\frac{2}{3} \mathfrak{M}_{max} \cos \alpha$, v němž značí $\mathfrak{M}_{max}$ maximální moment na prostém trámu a α úhel křížení. Krajní hodnota momentu mezipodporového, daná rozdílem $\mathfrak{M}_{max} - |M_{min}|$, může být v zájmu bezpečnosti a s ohledem na přibližnost řešení přiměřeně zvětšena.

III. Vzorný statický výpočet deskového mostu řešeného jako „staticky určitý rám“.

Charakteristické údaje o mostu.

Most o světlosti 17 m převádí dvoukolejnou trať přes řeku. Rozpětí 18,40 m, vyrovnaná výška rámové příčle ve středu rozpětí 85 cm, vyrovnaná výška krakorců v místě vetknutí $85 + 75 = 160$ cm, konstruktivní výška ve středu rozpětí $85 + 50$ — (výškový rozdíl horní hrany chodníku a štěrkového lože rovný 5 cm) $= 130$ cm.

Zatěžovací vlak: *N*.

Beton celé nosné konstrukce včetně základů: Be_2.

Základová půda: dovolené namáhání 3,0 kg/cm², konstanta $E_z = 1500$ t/m².

Klouby mají vyloučit nebezpečí podružných vlivů od případného nestejnoměrného sedání základů.

Na ukázku se vyšetřuje:

a) příčinková čára vodorovné síly v příčli,

b) příčinkové čáry momentů k jádrovým bodům základové spáry,

c) příčinková čára ohybového momentu v místě vetknutí krakorce,

d) příčinková čára průhybu ve středu rozpětí,

e) příčinková čára vodorovného posuvu těžiště základové spáry.

Pro posouzení správnosti navržených průřezů jsou na konci výpočtu sestaveny nejnepříznivější hodnoty ohybových momentů ve středu vloženého pole a v místě vetknutí krakorce, vyčíslena hranová napětí v základové spáře, jakož i maximální průhyb středu a maximální vodorovný posuv těžiště základové spáry.

Podélný a příčný řez, jakož i osové schema nosné soustavy jsou patrny z přílohy čís. 6.

Výpočet je proveden podle práce Ing. Wünsch: *„Tuhý základ a pružný poloprostor“* (str. 119—132).

Ohybové čáry vetknutého krakorce a staticky určitě uloženého středního pole jsou vypočteny v příloze 7. Theoretická osa celé rámové příčle sestávající z krakorců a vloženého pole se předpokládá přímá. Skutečné vzepětí, jež je rovno 44 cm, se zanedbává*).

Deformační konstanty jednotlivých článků konstrukce a souřadnice ideálných těžišť (počítá se v soustavě tun a metrů a s hodnotami 10^6 krát většími, označení rozměrů se vynechává).

1. Základová spára o_1 (6,34, — 8,15).

Čísla v závorce značí, že její ideálné těžiště o_1 má podle schematu přílohy 6 ve volené soustavě os *X*, *Y* souřadnice $x = 6{,}34$ m, $y = -8{,}15$ m.

Při její výšce $B = 3{,}50$ m, šířce $C = 11{,}95$ m a poměru $\frac{B}{C} = \frac{3{,}50}{11{,}95} = 0{,}29$ je podle tabulek na str. 153, 154, 156 citovaného díla: $\alpha_N = 0{,}330$, $\alpha_M = 3{,}51$, $\alpha_H = 0{,}35$, takže pro modul pružnosti $E_z = 1500$ t/m² platí

$$A_{01} = \alpha_M \frac{10^6}{B^2\ C\ E_z} = 3{,}51 \frac{10^6}{3{,}50^2 \cdot 11{,}95 \cdot 1500} = 15{,}98,$$

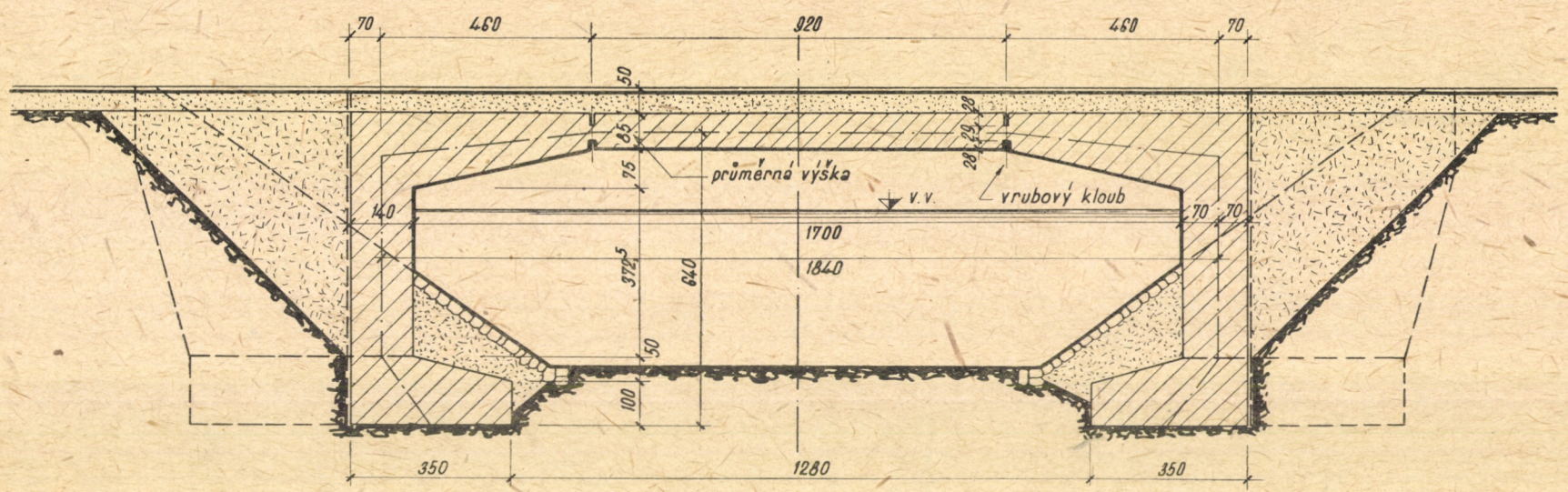
$$B_{01} = \alpha_N \frac{10^6}{B\ E_z} = 0{,}330 \frac{10^6}{3{,}50 \cdot 1500} = 62{,}9,$$

$$C_{01} = \alpha_H \frac{10^6}{B\ E_z} = 0{,}35 \frac{10^6}{3{,}50 \cdot 1500} = 66{,}7.$$

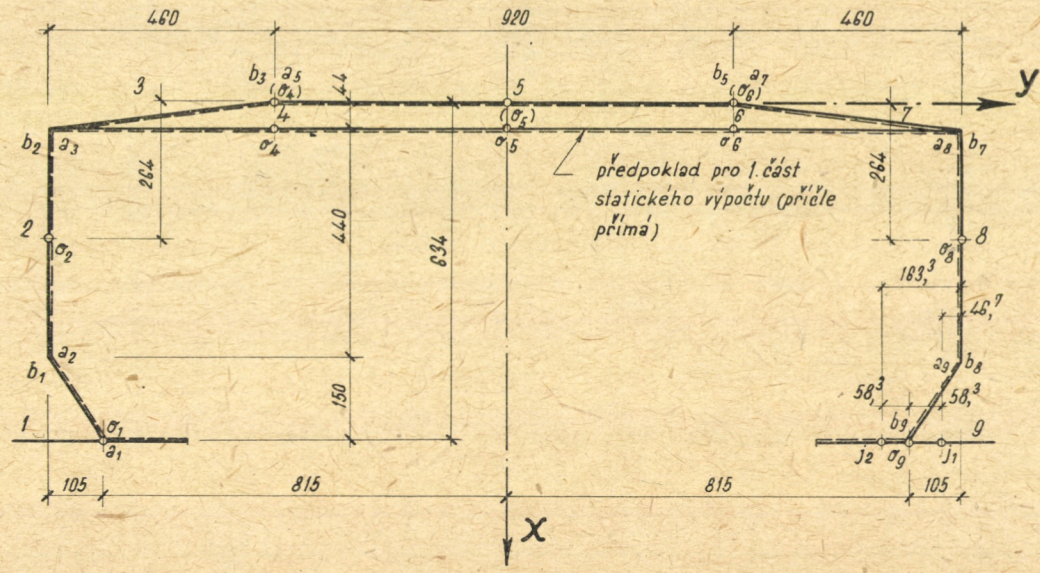
---

*) Tím se u krakorce ušetří přepočítávání deformačních konstant pro šikmou polohu prutu. Kdybychom přímou osu rámové příčle předpokládali ve výši kloubů a styčníky, ve kterých jsou krakorce vetknuty do stojek, posunuli o 44 cm výše, byly by výsledky přesnější. Při dimensování průřezů krakorce — namáhaných na ohyb a tlak — bylo by ovšem třeba excentricitu *c* normálné síly vynášet od předpokládané rámové osy, nikoliv od osy prutu. Příčinkové čáry momentu těchto průřezů mohly by být konstruovány také již s ohledem na tuto odchylku rámové osy od osy prutu, a to tak, že by se k jejich rovnicím připojil člen ΔM rovný součinu vzdálenosti os (měřené v onom průřezu, pro který se čára počítá) a příslušných pořadnic vodorovné síly *H*. Kladné *H* vede na kladné ΔM. Podobný postup je volen při výpočtu příčinkové čáry M_Y v dalším příkladě.

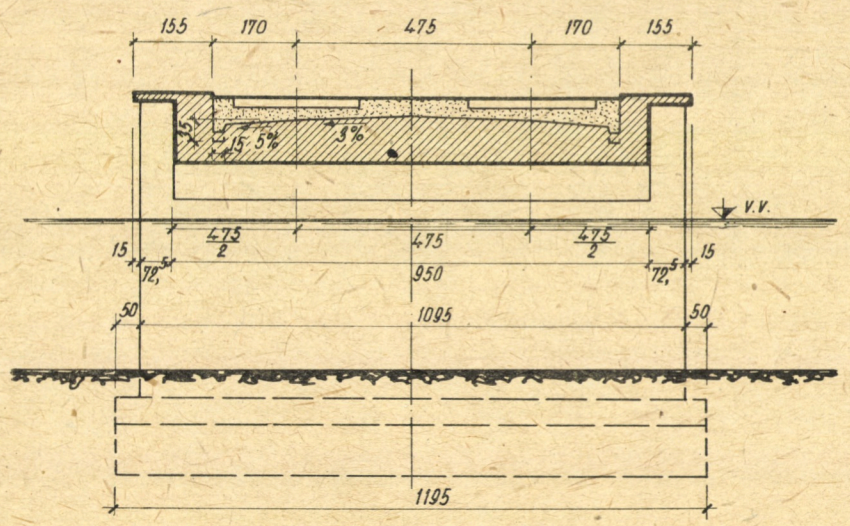
Podélný řez 1:100



Osové schema 1:100



Příčný řez 1:100



2. Základové těleso se považuje za prut dokonale tuhý, všechny jeho konstanty jsou tudíž rovny nule.

3. Rámová stojka o_2 (2,64, — 9,20) je přímý prut konstantního průřezu, délky $l = 4{,}40$ m, výšky $h = 1{,}40$ m a šířky $b = 10{,}95$ m, moment setrvačnosti $J = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 10{,}95 \cdot 1{,}40^3 = 2{,}5$ m^4,

$$A_{02} = \frac{l}{EJ} 10^6 = \frac{4{,}40 \cdot 10^6}{2\,100\,000 \cdot 2{,}5} = 0{,}84,$$

$$B_{02} = 0,$$

$$C_{02} = \frac{l^3}{12\,EJ} 10^6 = \frac{4{,}40^3 \cdot 10^6}{12 \cdot 2\,100\,000 \cdot 2{,}5} = 1{,}35.$$

4. Krakorec o_3 (0,44, — 6,1564). x souřadnice je dána vzdáleností předpokládané rámové osy od volené osy Y, y souřadnice se dále vypočítává.

Za předpokladu dokonalého vetknutí konce tužšího jsou deformační konstanty konce volného a souřadnice ideálného těžiště o_3 přímo dány hodnotami vypočtenými v příloze 7 na str. 24.

Rameno u_{b0} ideálného těžiště je dáno vzorcem 109 na str. 121 citovaného pramene. Deformační konstanta A_b je totožná se součtem Σw sloupce 4 tab. 1 na str. 24 a deformační konstanta D_b je totožná se součtem $\Sigma \mathfrak{P} = \Sigma w x'$ sloupce 7 téže tabulky.

$$u_{b0} = -\frac{D_b}{A_b} = -\frac{\Sigma \mathfrak{P}}{\Sigma w} = -\frac{2{,}519}{1{,}6185} = -1{,}5564 \text{ m},$$

$v_{b0} = 0$, jelikož se předpokládá přímý a vodorovný prut.

Souřadnice těžiště o_3 jsou dány souřadnicemi volného konce (kloubu) zvětšenými o příslušná ramena

$$x_{o3} = x_b + v_{b0} = 0{,}44 \text{ m}, \qquad y_{o3} = y_b + u_{b0} = -4{,}60 - 1{,}5564 = -6{,}1564 \text{ m}.$$

Konstanty vztažené k těžišti o_3 se vypočtou podle vzorců 110 na str. 122 cit. pramene. Při tom se za A_b dosadí součet Σw ze sloupce 4 zmíněné tabulky a za B_b průhybová pořadnice ohybové čáry $\mathfrak{W}'_P$ vypočtená v posledním řádku sloupce 12 zmíněné tabulky.

$$A_{03} = \Sigma w = 1{,}6185 \doteq 1{,}62,$$

$$B_{03} = 6{,}186 - A\,u_{b0}^2 = 6{,}186 - 1{,}6185 \cdot 1{,}5564^2 = 2{,}27,$$

$$\left.\begin{aligned} C_{03} &= 0 \\ F_{03} &= 0 \end{aligned}\right\} \text{ jelikož se předpokládá přímý a vodorovný prut.}$$

5. Kloub o_4 (0,44, — 4,60).

$$A_{04} = \infty, \qquad B_{04} = C_{04} = F_{04} = 0.$$

6. Vložené pole neovlivňuje svými konstantami řešení.

Skládání prutů za sebou.

(Viz postup v číselném příkladu na str. 135 citovaného pramene.)

1. Souřadnice ideálných těžišť prutů vzniklých postupným skládáním jednotlivých článků.

Prut vzniklý složením článků 1, 2 označme 2′:

$$x_{02'} = \frac{x_1 A_{01} + x_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{6{,}34 \cdot 15{,}98 + 2{,}64 \cdot 0{,}84}{15{,}98 + 0{,}84} = \frac{103{,}531}{16{,}82} = 6{,}1552 \text{ m},$$

$$y_{02'} = \frac{y_1 A_{01} + y_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{-8{,}15 \cdot 15{,}98 - 9{,}20 \cdot 0{,}84}{15{,}98 + 0{,}84} = \frac{-137{,}965}{16{,}82} = -8{,}2024 \text{ m}.$$

Tabulka 1. Početní vyšetření ohybové čáry η_P krakorce od obtížení $P=1t$ na volném konci a ohybová čára vloženého pole od obtížení $P=1t$ ve středu rozpětí.

proužek čís.	výpočet pružných vah w			pořadnice průtokové osy měřené na středních prouzků		ideálná břemena $\mathcal{P}$	posouvající síly od ideálných břemen $\mathcal{P}$	ohybová čára η_P				proužek čís.
	d	d^3	$w=\frac{s}{EJ}\times 10^6$	x	x'	$\mathcal{P}=wx'$	$\mathcal{T}$	$\mathcal{T}\times\frac{\Delta x}{2}$	schema	m_P	η_P'	
	podle schematu	② ^{3}	viz poznámka	podle schematu		④×④×1tm	viz poznámku					
	m	m^3	$t^{-1}\times m^{-1}$	m		bez rozměru				m		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	1,645	4,451	0,1243	0	4,14	0,515	2,519	1,159		5,401	0	1
2	1,47	3,177	0,1742	0,92	3,22	0,561	2,004	0,922		3,320	0,236	2
3	1,295	2,172	0,2518	1,84	2,30	0,586	1,443	0,664		1,734	0,968	3
4	1,115	1,386	0,3993	2,76	1,38	0,551	0,857	0,394		0,676	2,227	4
5	0,94	0,831	0,6659	3,68	0,46	0,306	0,306	0,141		0,141	4,010	5
			1,6185	4,60		2,519	0	0		0	6,186	

Poznámky k jednotlivým sloupcům tabulky:

④ pružné váhy „w" se počítají pro celou šířku mostu a hodnotami $10^6\times$ většími, tudíž platí:

$$w=\frac{12\,s}{E\,b\,d^3}\times 10^6=\frac{12\times 0{,}92}{2{,}1\times 9{,}50}\;\frac{1}{d^3}=0{,}55338\;\frac{1}{③}$$

⑧ posouvající síly „$\mathcal{T}$" vyvozené na krakorci ideálnými břemeny „$\mathcal{P}$" se počítají proto, aby ohybová čára mohla býti vyšetřena jako integrální čára posouvajících sil; součet $\Sigma\,\mathcal{P}$ se vepíše do prvního řádku, ostatní síly se postupně odečítají až k nule

⑨ dílčí plochy $\frac{\mathcal{T}\Delta x}{2}$ se počítají proto, aby pořadnice ohybové čáry bylo možno vypočítat přímo pro meze prouzků (nikoliv pod břemeny)

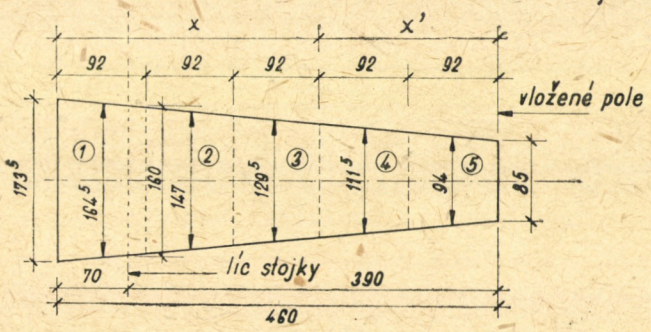
⑪ numerická integrace se provede postupným přičítáváním podle schematu šipek ve sloupci ⑩; do posledního řádku se vepíše 0, do předposledního součet $0+0{,}141=0{,}141$, do dalšího součet $0{,}141+0{,}141+0{,}394=0{,}676$

⑫ čára „η_P'" má nulovou pořadnici a vodorovnou tečnu, její pořadnice se tudíž počítají podle vzorce

$$\eta_P'=2{,}519\,x+m_{\mathcal{P}}-5{,}401,\ \text{čili:}$$

$$⑫=x\,\Sigma\,\mathcal{P}+m_P-m_{P\,max.}=x\times 2{,}519+m_P-5{,}401$$

Schema krakorce



Ohybová čára vloženého pole od obtížení $P=1t$ ve středu rozpětí.

ξ	ξ^3	$3\xi-4\xi^3$	$\frac{\ell^3}{48\,EJ}$	η_P''
bez rozměru			$10^{-6}m$	
1	2	3	4	5
0,1	0,001	0,296	15,889	4,7
0,2	0,008	0,568		9,0
0,3	0,027	0,792		12,6
0,4	0,064	0,944		15,0
0,5	0,125	1,000		15,9

Rovnice čáry: $\eta_P''=\frac{\ell_v^3}{48\,EJ}(3\xi-4\xi^3)$; $\ell_v=9{,}20\,m$, $E=2{,}1\times 10^6\,t/m^2$

$J=\frac{1}{12}\,9{,}50\times 0{,}85^3=0{,}4862\,m^4$

Prut vzniklý složením článků 1, 2, 3 označme 3′:

$$x_{03'} = \frac{(x_1 A_{01} + x_2 A_{02}) + x_3 A_{03}}{(A_{01} + A_{02}) + A_{03}} = \frac{103{,}531 + 0{,}44 \cdot 1{,}62}{16{,}82 + 1{,}62} = 5{,}6531 \text{ m},$$

$$y_{03'} = \frac{(y_1 A_{01} + y_2 A_{02}) + y_3 A_{03}}{(A_{01} + A_{02}) + A_{03}} = \frac{-137{,}965 - 6{,}1564 \cdot 1{,}62}{16{,}82 + 1{,}62} = -8{,}0227 \text{ m}.$$

2. Deformační konstanty prutů 2′ a 3′ vztažené k jejich ideálným těžištím
Vzdálenosti ideálných těžišť původních (nesložených) článků:

$$u_{12} = y_{02} - y_{01} = -9{,}20 + 8{,}15 = -1{,}05 \text{ m},$$
$$v_{12} = x_{01} - x_{02} = 6{,}34 - 2{,}64 = 3{,}70 \text{ m},$$
$$u_{2'3} = y_{03} - y_{02'} = -6{,}1564 + 8{,}2024 = 2{,}0460 \text{ m},$$
$$v_{2'3} = x_{02'} - x_{03} = 6{,}1552 - 0{,}44 = 5{,}7152 \text{ m}.$$

$A_{02'} = A_{01} + A_{02} = 15{,}98 + 0{,}84 \ldots\ldots\ldots\

Deformační konstanty prutu 3′ vztažené k jeho volnému konci b_3 (0,44, — 4,60).

Ramena volného konce vztažená k ideálnému těžišti o'_3 (5,6531, — 8,0227)

$$u_{3'0} = y_{03'} - y_{b3} = -8{,}0227 + 4{,}60 = -3{,}4227 \text{ m},$$
$$v_{3'0} = x_{b3} - x_{03'} = 0{,}44 - 5{,}6531 = -5{,}2131 \text{ m}.$$

Vlastní konstanty

$A_{3'} = A_{03'}$ 18,44
$B_{3'} = B_{03'} + A_{3'} u_{3'0}^2 = 72{,}2356 + 18{,}44 \cdot 3{,}4227^2$ 288,2578
$C_{3'} = C_{03'} + A_{3'} v_{3'0}^2 = 127{,}2415 + 18{,}44 \cdot 5{,}2131^2$ 628,3745
$D_{3'} = -A_{3'} u_{3'0} = 18{,}44 \cdot 3{,}4227$ 63,1146
$E_{3'} = -A_{3'} v_{3'0} = 18{,}44 \cdot 5{,}2131$ 96,1296
$F_{3'} = F_{03'} + A_{3'} u_{3'0} v_{3'0} = 14{,}1785 + 18{,}44 \cdot 3{,}4227 \cdot 5{,}2131$ 343,2011

Rozepření soustavy za účelem jejího přetvoření v příčinkovou čáru vodorovné síly *H*.

Jelikož vložené pole souvisí s ostatní konstrukcí klouby a jelikož tato je symetrická, postačí vyvodit na volném konci b_3 prutu 3′ vodorovnou silou H' vodorovný posuv rovný polovině jednotky délky

$$+ 0{,}5 = H' C_{3'}, \text{ z toho } H' = \frac{0{,}5}{C_{3'}} = \frac{0{,}5}{628{,}3745} = 0{,}7957 \cdot 10^{-3};$$

tímto účinkem se vyvodí též svislý posuv u_{b3} v b_3, který je dán:

$$u_{b3} = H' F_{3'} = 0{,}7957 \cdot 343{,}2011 \cdot 10^{-3} = 0{,}2731 \text{ m},$$

svislý posuv u_{b2} v b_2 je:

$$u_{b2} = H' F_{2'} = -0{,}7957 \cdot 98{,}9993 \cdot 10^{-3} = -0{,}0788 \text{ m}.$$

Rozepření soustavy za účelem jejího přetvoření v příčinkové čáry momentů M_{j1}, M_{j2} k jádrovým bodům pravé základové spáry.

Rozvod výše vypočtené rozpírací síly H' vede v základové spáře na tyto vnitřní síly: moment M_1 v jádrovém bodu j_1 rovný momentu M_2 v jádrovém bodu j_2: $M_1 = M_2 = H' h$, kde h je rameno síly H' k základové spáře dané součtem $1{,}50 + 4{,}40 = 5{,}90$ m.

$$M_1 = M_2 = 0{,}7957 \cdot 5{,}90 \cdot 10^{-3} = 4{,}6946 \cdot 10^{-3}.$$

Tento moment je co do velikosti i znaménka stejný s vodorovnou silou H_M, která se vyvodí rozepřením soustavy za účelem jejího přetvoření v příčinkové čáry momentů k jádrovým bodům j_1 a j_2. Rovnost vyplývá z věty o vzájemnosti vnitřních sil odvozené na str. 83 citovaného pramene.

Svislá posunutí u_{b3} a u_{b2} v místě b_3 případně b_2 jsou dána silou akce H_M a deformačními konstantami $F_{3'}$ a $F_{2'}$:

$$u_{b3} = 4{,}6946 \cdot 343{,}2011 \cdot 10^{-3} = 1{,}6112 \text{ m},$$
$$u_{b3} = 4{,}6946 \cdot (-98{,}9993) \cdot 10^{-3} = -0{,}4648 \text{ m}.$$

Svislá posunutí u_{a7} a u_{a8} v místě a_7 případně a_8 jsou dána silami reakce, a to pro příčinkovou čáru momentu k jádrovému bodu j_1:

$$u_{a7} = u_{b3} - (4{,}60 - 0{,}467) = 1{,}6112 - 4{,}133 = -2{,}5218 \text{ m},$$
$$u_{a8} = u_{b2} - (0 - 0{,}467) = -0{,}4648 + 0{,}467 = 0{,}0022 \text{ m};$$

momentu k jádrovému bodu j_2:

$$u_{a7} = u_{b3} - (4{,}60 - 1{,}633) = 1{,}6112 - 2{,}967 = -1{,}3558 \text{ m},$$
$$u_{a8} = u_{b2} - (0 - 1{,}633) = -0{,}4648 + 1{,}633 = 1{,}1682 \text{ m}^*).$$

*) V příloze čís. 8 na str. 29 je psáno 1,1

Členy v závorce představují vodorovné vzdálenosti bodů a_7 případně a_8 od příslušných jádrových bodů*).

Příčinková čára ohybového momentu v místě vetknutí levého krakorce je trojúhelník, který ve styčníku $b_2 \equiv a_3$ a pravém kloubu o_6 má pořadnice nulové a v levém kloubu o_4 pořadnici — 4,60 m (vzdálenost kloubu o_4 od osy levé rámové stojky).

Příčinková čára průhybu ve středu rozpětí se vyšetří tak, že se střední pole, přetvořené jako prostý nosník obtížením $P = 1$ ve středu svého rozpětí, vloží mezi ostatní části soustavy přetvořené účinkem sil 0,5 P (svislými složkami reakce středního pole) a $H = 0{,}2731\ P$ (vodorovné složky reakce vyšetřené z příčinkové čáry H).

Přetvoření vloženého pole a krakorce, jako dílčích částí, je vypočteno v příloze 7, složky přetvoření ve styčnících $b_2 \equiv a_3$ a $b_3 \equiv a_4$ jsou:

$$u_{b3} = 0{,}5\ P\ B_{3'} - 0{,}2731\ P\ F_{3'} = (0{,}5 \cdot 288{,}2578 - 0{,}2731 \cdot 343{,}2011)\ 10^{-6} = 50{,}4 \cdot 10^{-6}\ \text{m} = 0{,}0504\ \text{mm},$$
$$v_{b3} = 0{,}5\ P\ F_{3'} - 0{,}2731\ P\ C_{3'} = (0{,}5 \cdot 343{,}2011 - 0{,}2731 \cdot 628{,}3745)\ 10^{-6} = 0 \text{ — (kontrola!)}.$$

Na volný konec prutu 2′ působí:

moment $M_{b2} = 0{,}5\ P \cdot 4{,}60 = 2{,}30$,
svislá síla $V_{b2} = 0{,}5\ P = 0{,}5$,
vodorovná síla $H_{b2} = -0.2731\ P = -0{,}2731$.

---

*) Máme-li přetvořit konstrukci v příčinkovou čáru momentu k jádrovému bodu základové spáry, musíme ji zatížit v této spáře momentovým impulsem. Momentový impuls je dvojice vnějších momentů opačného znaménka než momentová dvojice kladného ohybového momentu. (Každá vnitřní síla průřezu je vždy dvojicí sil vnějších a tak i vnitřní moment, to jest moment ohybový, je dvojicí momentů vnějších.)

Pro ohybový moment je zavedeno znaménkové pravidlo, že jako kladný vyvozuje na „spodní", to jest v osovém schematu (str. 22) čárkovaným obtažením definované straně, tah. V základové spáře je touto stranou „spodní" strana vnitřní (na kterou směřuje čárkované obtažení rámové osy). Žádaného rozevření spáry dosáhne se tudíž tak, že se podklad namáhá vnějším momentem záporným (proti ručičkám hodinovým) a vlastní konstrukce vnějším momentem kladným.

Impuls je veličina, jejíž velikost — měřená podle vyvozených sil — se automaticky reguluje podle odporu, který přemáhá při rozevírání průřezu o jednotkovou míru. Klade-li konstrukce velký odpor, je impuls rozevírající její průřez veliký, při nekonečně malém odporu, jaký kladou na příklad ve svých průřezech všechny konstrukce staticky určité, je impuls nekonečně malý.

Při výpočtu složek přetvoření methodou deformačních konstant se postupuje obecně vždy tak, že si celou soustavu v průřezu, ve kterém složky přetvoření chceme vyšetřit, rozdělíme na dvě samostatné části. V místě přerušení nahrazujeme účinek jedné části na druhou u rovinných soustav obecně třemi vnějšími silami vznikajícími rozkladem příslušných sil vnitřních. Jedna z částí, na kterou se rozpadne konstrukce vedeným řezem, je zpravidla zatížena vnějšími silami či impulsy, druhá část je prosta vnějšího obtížení (samozřejmě až na zmíněné tři síly). Účinek části zatížené na nezatíženou je akce, účinek části nezatížené na zatíženou je reakce. Složky přetvoření vypočtené ze sil akce a deformačních konstant dělícího řezu jako volného konce části nezatížené platí absolutně a jsou konečné. Složky přetvoření vypočtené ze sil reakce a deformačních konstant dělícího řezu jako volného konce části zatížené jsou jen posuvy a pootočeními relativními. Výsledná přetvoření obdržíme, přičteme-li k nim ještě účinek vnějšího obtížení. Tento účinek se vyšetřuje na dotčené části jako na zcela samostatné konstrukci.

Chceme-li v našem případě vyšetřit složky přetvoření v bodě a_1, musíme celý rám rozdělit na dvě části a vyšetřovat přetvoření buď nekonečně blízko nalevo nebo napravo. Volíme stranu pravou, jelikož jsou vypočteny deformační konstanty této části jako samostatné konstrukce. Deformační konstanty A až F průřezu a_1 jako volného konce samostatné, v pravé základové spáře vetknuté části konstrukce, jsou totiž, až na opačná znaménka konstant D a F, totožné s konstantami průřezu b_3 jako volného konce samostatné symetrické části levé. Pravá část je ovšem dotčena vnějším obtížením — impulsem.

Máme-li vyšetřit účinek impulsu na zcela samostatnou pravou část, musíme si uvědomit, že jde o konstrukci staticky určitou, kde impuls dosáhne jen nekonečně malé velikosti, a tudíž není s to přetvořit podklad kladoucí odpor, nýbrž pootočí jen horní část (základové těleso, stojku, krakorec) o jednotku. Středem tohoto otáčení je ono místo průřezu, k němuž vztahujeme hledanou příčinkovou čarou vyšetřovaný moment. Impuls momentu M_1 otáčí tedy horní část kolem jádrového bodu j_1, impuls M_2 kolem jádrového bodu j_2. Při otáčení se mění polohy jednotlivých bodů, jejich svislé i vodorovné posuvy jsou dány úhlem vyvozeného pootočení a příslušnými průměty ramen. Pro svislý posuv je směrodatný průmět ramene do osy Y, pro vodorovný posuv by byl směrodatný průmět tohoto ramene do osy X. Ramena bodu a_1 jsou podle osového schematu na str. 22 dány rozdíly:

k bodu j_1 . . . . . $-(4{,}60 - 0{,}467) = -4{,}133$ m,
k bodu j_2 . . . . . $-(4{,}60 - 1{,}633) = -2{,}967$ m.

Záporné znaménko vystihuje skutečnost, že kladným otáčivým pohybem vyšetřovaného dílu soustavy kolem jádrového bodu se bod a_1 posouvá proti směru kladné svislé síly (osy X).

Pro vyšetřování svislých posuvů bodu a_8 platí zcela obdobné úvahy a postup.

Svislý posuv u_{b2} v místě b_2:

$$u_{b2} = M_{b2}\, D_{2'} + V_{b2}\, B_{2'} + H_{b2} \cdot F_{2'} = [2{,}30\,(-16{,}7796) + 0{,}5 \cdot 80{,}5193 - 0{,}2731\,(-98{,}9993)]\,10^{-6} = 28{,}7033 \cdot 10^{-6}\ \text{m} = 0{,}0287\ \text{mm},$$

pootočení φ_{b2} v místě b_2:

$$\varphi_{b2} = M_{b2}\, A_{2'} + V_{b2}\, D_{2'} + H_{b2}\, E_{2'} = [2{,}30 \cdot 16{,}82 + 0{,}5\,(-16{,}7796) - 0{,}2731 \cdot 96{,}1297]\,10^{-6} = 4{,}0432 \cdot 10^{-6}.$$

Rovnice průhybové čáry $\mathfrak{V}_P$, jež je zároveň příčinkovou čarou průhybu,
v rozsahu krakorce

$$\eta_{\mathfrak{V}P} = u_{b2} + \varphi_{b2}\, x + 0{,}5\, \mathfrak{V}'_P \cdot 10^{-6} = (28{,}7033 + 4{,}0432\, x + 0{,}5\, \mathfrak{V}'_P)\,10^{-6}$$

v rozsahu středního pole

$$\eta_{\mathfrak{V}P} = u_{b3} + \mathfrak{V}''_P \cdot 10^{-6} = (50{,}4 + \mathfrak{V}''_P)\,10^{-6};$$

v těchto rovnicích značí $\mathfrak{V}'_P$ a $\mathfrak{V}''_P$ ohybové čáry vyšetřené v příloze 7 pro staticky určitě uložené části, zatížené jednotkovým břemenem: dokonale vetknutý krakorec ($\mathfrak{V}'_P$ — viz sloupec 12 větší tabulky) a vložené pole ($\mathfrak{V}''_P$ — viz sloupec 5 menší tabulky).

Výpočet pořadnic $\eta_{\mathfrak{V}P}$ čáry $\mathfrak{V}_P$ je proveden v mm.

		Vzorec	x krakorce (viz sl. 5 větší tabulky)					
			0	0,92	1,84	2,76	3,68	4,60
	1	2	3	4	5	6	7	8
Krakorce	1	u_{b2}	0,0287	0,0287	0,0287	0,0287	0,0287	0,0287
	2	$\varphi_{b2}\, x$	0	0,0037	0,0074	0,0112	0,0149	0,0186
	3	$0{,}5\ \mathfrak{V}_P'$ (mm)	0	0,0001	0,0005	0,0011	0,0020	0,0031
	4	$\eta_{\mathfrak{V}P}$	0,0287	0,0325	0,0366	0,0410	0,0456	0,0504
	5	Vzorec	ξ vloženého pole (viz sl. 1 menší tabulky)					
			0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Vložené pole	6	u_{b3}	0,0504	0,0504	0,0504	0,0504	0,0504	0,0504
	7	$\mathfrak{V}_P''$ (mm)	0	0,0047	0,0090	0,0126	0,0150	0,0159
	8	$\eta_{\mathfrak{V}P}$	0,0504	0,0551	0,0594	0,0630	0,0654	0,0663

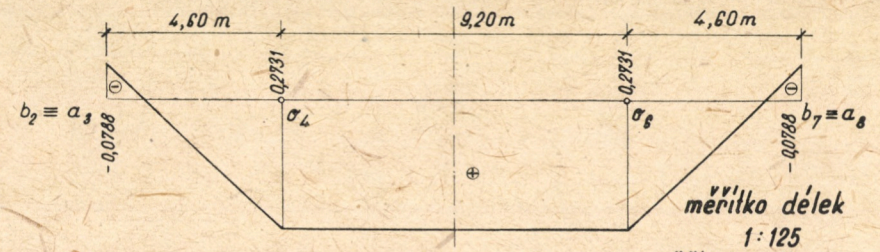
Příčinková čára vodorovného posuvu základové spáry

je násobkem příčinkové čáry H, při čemž konstantní součinitel je roven deformační konstantě C_{01} základové spáry,

pořadnice v b_2: $\eta_{Hb2} \cdot C_{01} = -0{,}0788 \cdot 66{,}7 \cdot 10^{-6} = -5{,}26 \cdot 10^{-6}$ m $\doteq -0{,}0052$ mm,

v b_3: $\eta_{Hb3} \cdot C_{01} = -0{,}2731 \cdot 66{,}7 \cdot 10^{-6} = 18{,}22 \cdot 10^{-6}$ m $= 0{,}0182$ mm.

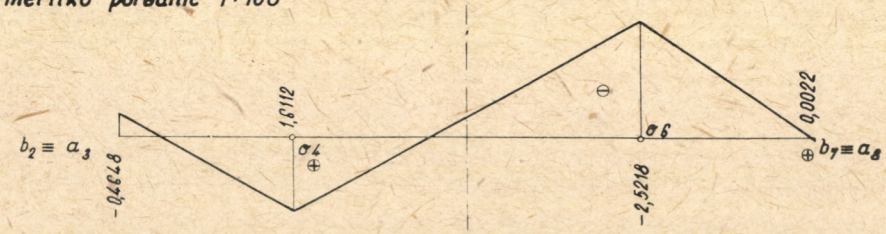
Příčinková čára vodorovné síly „H" v přídi



měřítko délek
1:125
měřítko pořadnic
1cm = 0,1

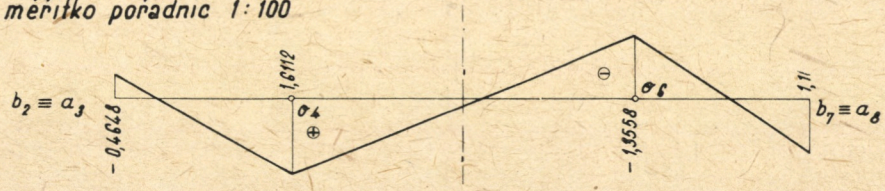
Příčinková čára momentu „M_{j1}" k vnějšímu jádrovému bodu „j_1" základové spáry pravého základového bloku

měřítko délek 1:125
měřítko pořadnic 1:100



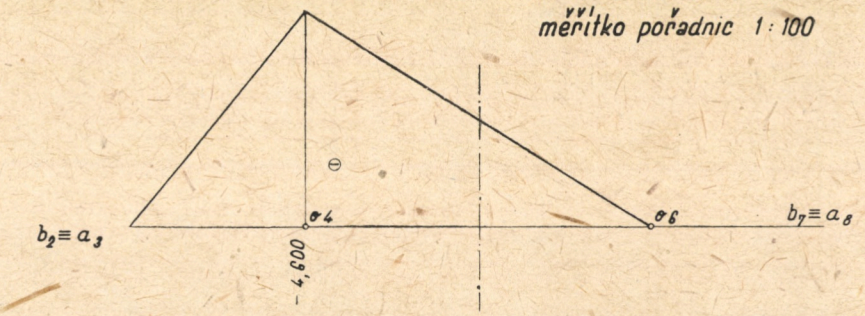
Příčinková čára momentu „M_{j2}" k vnitřnímu jádrovému bodu „j_2" základové spáry pravého základového bloku

měřítko délek 1:125
měřítko pořadnic 1:100

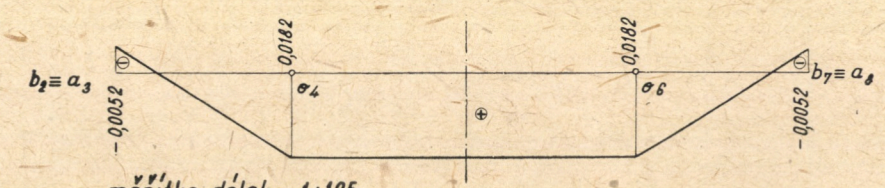


Příčinková čára ohybového momentu v místě vetknutí krakorce (levého)

měřítko délek 1:125
měřítko pořadnic 1:100

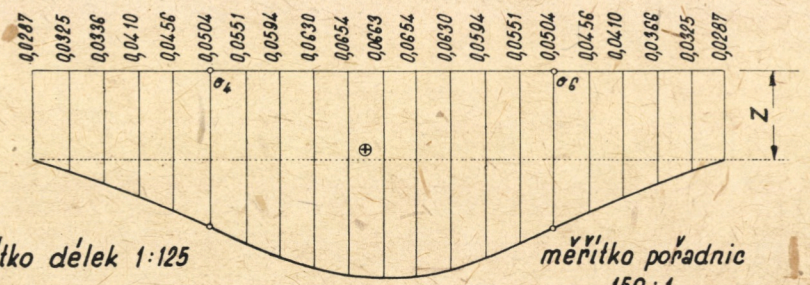


Příčinková čára vodorovného posuvu základové spáry



měřítko délek 1:125
měřítko pořadnic 100:1

Příčinková čára průhybu ve středu rozpětí



měřítko délek 1:125
měřítko pořadnic
150:1

Krajní hodnoty ohybových momentů ve středu vloženého pole a v místě vetknutí krakorce, maximální průhyb středu, maximální vodorovný posuv těžiště základové spáry a hranová napětí v zákl. spáře. (Viz příčinkové čáry v příloze 8.)

			g	δp	Krajní hodnoty max.	Krajní hodnoty min.
Ohybový moment ve středu vloženého pole*)		tm	330	410 / 0	740	330
Ohybový moment ve vetknutí krakorce*)		tm	— 1110	0 / — 1180	— 1110	— 2290
Moment k jádrovému bodu základové spáry	j_1*)	tm	— 265	185 / — 425	— 80	— 690
	j_2*)	tm	445	290 / — 150	735	295
Vodorovný posuv těžiště základové spáry		mm	8	6 / — 1	14	7
Průhyb ve středu vloženého pole		mm	33**)	27***) / 0	60	33

g = obtížení stálé, p = nahodilé, δ = dynamický součinitel.

*) Uvedené hodnoty jsou vztaženy na celou šířku nosné desky vloženého pole, krakorce, případně základové spáry.

**) Z této hodnoty připadá na svislé zatlačení opěr v důsledku pružnosti základové půdy 19 mm. Tato hodnota se zjistí z příčinkové čáry průhybu vykreslené v příloze 8 tím, že se od jednotlivých pořadnic odečítá vždy konstantní hodnota Z rovná pořadnicím v kraji, která právě zmíněné svislé zatlačení představuje.

***) 27 mm $\doteq \frac{1}{673} \cdot l > \frac{1}{700} l$. Toto nepatrné překročení lze připustit, jelikož průhyb je vyšetřen s ohledem na přetvoření vlastní konstrukce i přetvoření podkladu. Toto přetvoření podkladu se vyvodí také břemeny působícími v blízkosti mostu, jak je třeba usuzovat i z toho, že ohybová čára nevychází při kraji od nulových pořadnic. Ve skutečnosti nemůže být ohybová čára přetržitá a má své pokračování i mimo most, kde v jisté vzdálenosti, dané pružností půdy, se její pořadnice prakticky ztotožní s nulou. Příčinková čára průhybu je tedy ve skutečnosti delší než vlastní most (označíme-li její skutečnou délku l' a rozpětí mostu l, platí $l' > l$), a tudíž je na místě přirovnávat maximální průhyb k zlomku délky celé příčinkové čáry $\left(\frac{1}{700} l'\right)$, nikoliv k zlomku rozpětí mostu $\left(\frac{1}{700} l\right)$.

Základová spára má modul odporu

$$W = \frac{1}{6} 11{,}95 \cdot 3{,}50^2 = 24{,}4 \text{ m}^3.$$

Hranové napětí (+ tlak, — tah) je na straně

vnitřní $$\nu_1 = \frac{-M_{j1}}{W} = \frac{690}{24{,}4} = 28{,}3 \text{ t/m}^2 \doteq 2{,}8 \text{ kg/cm}^2,$$

vnější $$\nu_2 = \frac{M_{j2}}{W} = \frac{735}{24{,}4} = 3{,}01 \text{ t/m}^2 \doteq 3{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

(V udaných napětích ν_1, ν_2 je započten též vliv vlastní váhy rámových stojek, který se s ohledem na stavební postup vyšetřil přímo — ne z příčinkových čar.)

IV. Vzorný statický výpočet deskového mostu řešeného jako rám s pružně vetknutými patkami.

Charakteristické údaje o mostu.

Most o světlosti 17 m převádí dvoukolejnou trať přes řeku.

Rozpětí 18,40 m, vyrovnaná výška rámové příčle ve středu rozpětí 85 cm, při kraji 160 cm, konstruktivní výška ve středu rozpětí 130 cm.

Zatěžovací vlak: *N*.

Beton příčle, stojek i základových bloků: $B e_2$.

Základová půda: dovolené namáhání 3,0 kg/cm², konstanta $E_z = 3000$ t/m².

Na ukázku se vyšetřuje:

a) příčinková čára ohybového momentu v místě vetknutí příčle,
b) příčinková čára vodorovné síly v příčli,
c) příčinková čára ohybového momentu ve středu rozpětí příčle,
d) příčinková čára posouvající síly v kraji příčle,
e) příčinkové čáry momentů k jádrovým bodům základové spáry,
f) vliv změny teploty a smršťování betonu.

Pro posouzení správnosti navržených průřezů jsou na konci výpočtu sestaveny nejnepříznivější hodnoty ohybových momentů ve vyšetřovaných průřezech a vyčíslena hranová napětí v základové spáře.

Podélný a příčný řez, jakož i osové schema rámové konstrukce jsou patrny z přílohy 9.

Výpočet je proveden podle práce Ing. Wünsch: *„Tuhý základ a pružný poloprostor"* (str. 119—132).

Deformační úhly α_a, β a ohybová čára $\mathfrak{V}_a$ vyvozená na staticky určitě uložené příčli jednotkovým momentem jsou vypočteny v příloze 10.

Theoretická osa rámové příčle se předpokládá prozatím přímá, takže odpadá vyšetřování pružných posunutí n_a, n_H a ohybové čáry $\mathfrak{V}_H$.

Deformační konstanty jednotlivých článků konstrukce a souřadnice ideálných těžišť (počítá se v soustavě tun a metrů a u konstant s hodnotami $10^6 \times$ většími, označení rozměrů se vynechává).

1. Základová spára o_1 (5,90, — 8,15).

Čísla v závorce značí, že její ideálné těžiště o_1 má podle schematu přílohy 9 ve volené soustavě os *X*, *Y* souřadnice

$$x = 5{,}90 \text{ m}, \qquad y = -8{,}15 \text{ m}.$$

Při její výšce $B = 3{,}50$ m, šířce $C = 11{,}95$ m a poměru $\frac{B}{C} = \frac{3{,}50}{11{,}95} = 0{,}29$ je podle tabulek na str. 153, 154, 156 citovaného díla:

$\alpha_N = 0{,}330$, $\alpha_M = 3{,}51$, $\alpha_H = 0{,}35$, takže pro modul pružnosti $E_z = 3000$ t/m² vycházejí tyto deformační konstanty:

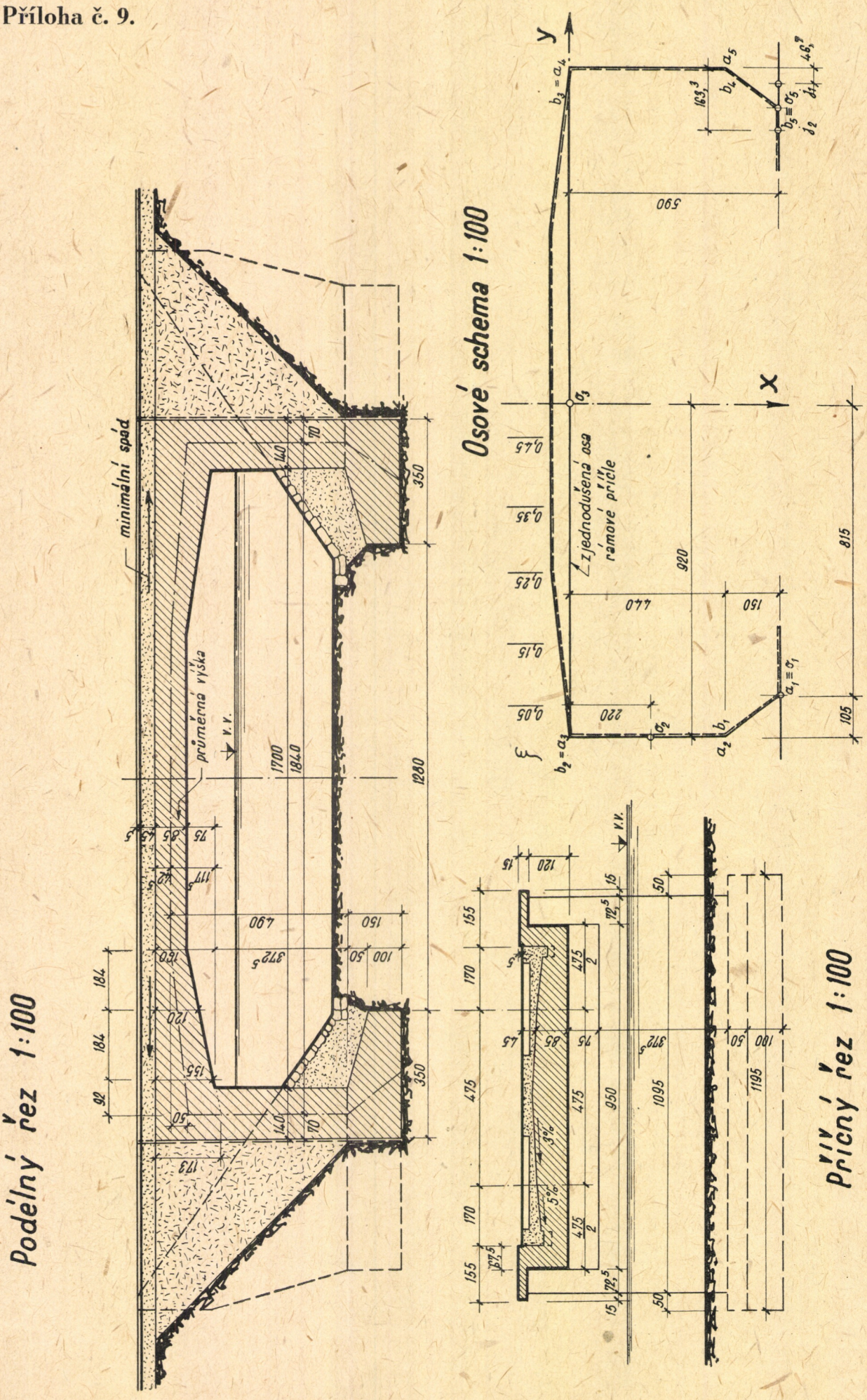
$$A_{01} = \alpha_M \frac{10^6}{B^2\, C\, E_z} = 3{,}51 \; \frac{10^6}{3{,}50^2 \cdot 11{,}95 \cdot 3000} = 7{,}99,$$

$$B_{01} = \alpha_N \frac{10^6}{B\, E_z} = 0{,}330 \; \frac{10^6}{3{,}50 \cdot 3000} = 31{,}4,$$

$$C_{01} = \alpha_H \frac{10^6}{B\, E_z} = 0{,}35 \; \frac{10^6}{3{,}50 \cdot 3000} = 33{,}3.$$

2. Základové těleso se považuje za prut dokonale tuhý, všechny jeho konstanty jsou tudíž rovny nule.

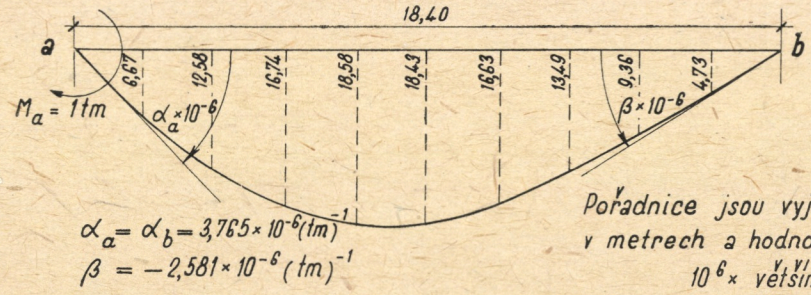
Příloha č. 9.


Podélný řez 1:100
minimální spád
průměrná výška
v. v.
1700
1840
1280
350
140
70
490
150
100
50
372,5
120
155
184
92
173
Osové schema 1:100
y
x
$b_3 = a_4$
a_5
b_4
$163,3$
$b_5 \equiv o_5$
d_2
d_1
$46,9$
590
o_1
0,45
0,35
0,25
0,15
0,05
zjednodušená osa rámové příčle
920
815
440
150
220
105
$a_1 \equiv o_1$
o_2
b_1
a_2
$b_2 = a_3$
Příčný řez 1:100
v. v.
120
15
155
170
475
2
3%
5%
45
85
75
372,5
50
180
950
1095
1195
72,5
27,5

Tabulka: 1. Početní vyšetření ohybové čáry η_a staticky určitě uložené příčle

proužek čís.	výpočet pružných vah w					pořadnice prutové osy měřené na střednicích proužku		ideální břemena $\mathcal{P}$	posouvající síly od břemen $\mathcal{P}$		ohybová čára η_a			proužek čís.
	s	b	d	d^3	$w = \frac{s}{EJ} \times 10^6$	ξ	ξ'	$\mathcal{P} = w\xi'$	na krajích α_a, β	mezi břemeny $\mathcal{P}$	$\mathcal{Z}$	$\mathcal{Z}\frac{\Delta x}{2}$	$m = \eta_a$	
	podle schematu příl. 1.			④ ^{3}	viz poznámku	podle schematu přílohy		⑥×⑧×1tm	Σ⑨×⑦ / Σ⑨×⑧	viz poznámku	viz poznámku			
	m			m^3	$t^{-1} \times m^{-1}$	bez rozměru					m			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1			1,55	3,724	0,297	0,05	0,95	0,282		3,765	3,464		0	1
2			1,20	1,728	0,640	0,15	0,85	0,544		3,483	3,204		6,67	2
3						0,25	0,75	1,352		2,939	2,704		12,58	3
4						0,35	0,65	1,172		1,587	1,460		16,74	4
5						0,45	0,55	0,992	$\gamma' = -\Sigma\mathcal{P}\xi = \beta = -2,581$	0,415	0,382		18,58	5
6	1,84	9,50	0,85	0,614	1,803	0,55	0,45	0,811		− 0,577	− 0,531		18,43	6
7						0,65	0,35	0,631		− 1,388	− 1,277		16,63	7
8						0,75	0,25	0,451		− 2,019	− 1,857		13,49	8
9			1,20	1,728	0,640	0,85	0,15	0,096	$\gamma = \Sigma\mathcal{P}\xi' = \alpha_a = 3,765$	− 2,470	− 2,272		9,36	9
10			1,55	3,724	0,297	0,95	0,05	0,015		− 2,566	− 2,361		4,73	10
								6,346		− 2,581	− 2,375		0	

Vykreslená čára η_a



Pořadnice jsou vyjádřeny v metrech a hodnotami $10^6\times$ většími

Poznámky k jednotlivým sloupcům:

⑥ pružné váhy se do výpočtu zavádějí hodnotami $10^6\times$ většími

$$w = \frac{s}{EJ} \times 10^6 = \frac{12 \times 10^6 s}{E\,b} \times \frac{1}{d^3} = \frac{12 \times 1,84}{2,1 \times 9,50} \frac{1}{d^3} = 1,106767 \frac{1}{⑤}$$

⑪ jelikož úhly pootočení jsou totožné s hodnotami krajních posouvajících sil, vepíše se do prvého řádku α_a ze sloupce ⑩; do dalších řádků se vepisují rozdíly vyplývající postupným odečítáním břemen udaných ve sloupci ⑨ — poslední hodnota souhlasí s úhlem β vypočteným ve sloupci ⑩

⑫ jelikož se momentová čára od břemen $\mathcal{P}$, která je hledanou čarou ohybovou, stanoví jako integrální čára z čáry posouvajících sil, připraví se hodnoty dílčích ploch daných vždy součinem základny (Δx) a výšky ($\mathcal{Z}$); jde-li o to, zjistit pořadnice přímo na mezích proužků a nikoliv pod ideálnými břemeny, připraví se místo $\mathcal{Z}\,\Delta x$ poloviční hodnoty těchto dílčích ploch, tedy $\mathcal{Z}\frac{\Delta x}{2}$ — v daném případě je $\frac{\Delta x}{2} = \frac{l}{20} = \frac{18,40}{20} = 0,92$ m; ve sloupci ⑫ jsou tedy uvedeny hodnoty $0,92 \times \mathcal{Z}$, to jest 0,92 ⑪

⑭ numerická integrace se provede postupným přičítáváním podle schematu šipek ve sloupci ⑬; do prvního řádku se vepíše 0, do druhého součet 3,464 + 3,204 = 6,668, do třetího 6,668 + 3,204 + 2,704 = 12,576 atd. — v posledním řádku vychází opět 0

3. Rámová stojka o_2 (2,20, — 9,20)

je přímý prut konstantního průřezu, délky $l = 4{,}40$ m, výšky $h = 1{,}40$ m a šířky $b = 10{,}95$ m, moment setrvačnosti $J = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 10{,}95 \cdot 1{,}40^3 = 2{,}5$ m^4,

$$A_{02} = \frac{l}{EJ} 10^6 = \frac{4{,}40 \cdot 10^6}{2\,100\,000 \cdot 2{,}5} = 0{,}84,$$

$$B_{02} = 0,$$

$$C_{02} = \frac{l^3}{12 EJ} 10^6 = \frac{4{,}40^3 \cdot 10^6}{12 \cdot 2\,100\,000 \cdot 2{,}5} = 1{,}35.$$

4. Rámová příčle o_3 (0, 0):

$$A_{03} = 2(\alpha_a - \beta) = 2(3{,}765 + 2{,}581) = 12{,}69,$$

$$B_{03} = l^2 (\alpha_a - 0{,}25\, A_{03}) = 18{,}40^2 (3{,}765 - 0{,}25 \cdot 12{,}69) = 200{,}60,$$

$$C_{03} = 0$$ (v důsledku zanedbané křivosti prutu).

5. Deformační konstanty dalších článků není třeba počítat, jelikož konstrukce je symetrická.

Skládání prutů za sebou.

1. Souřadnice ideálných těžišť prutů vzniklých postupným skládáním jednotlivých článků.

Prut vzniklý složením článků 1, 2 označme 2′:

$$x_{02'} = \frac{x_1 A_{01} + x_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{5{,}90 \cdot 7{,}99 + 2{,}20 \cdot 0{,}84}{7{,}99 + 0{,}84} = \frac{48{,}989}{8{,}83} = 5{,}5480 \text{ m},$$

$$y_{02'} = \frac{y_1 A_{01} + y_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{-8{,}15 \cdot 7{,}99 - 9{,}20 \cdot 0{,}84}{7{,}99 + 0{,}84} = \frac{-72{,}847}{8{,}83} = -8{,}2499 \text{ m}.$$

Prut vzniklý složením článků 1, 2, 3 označme 3′:

$$x_{03'} = \frac{(x_1 A_{01} + x_2 A_{02}) + x_3 A_{03}}{(A_{01} + A_{02}) + A_{03}} = \frac{48{,}989 + 0}{8{,}83 + 12{,}69} = \frac{48{,}989}{21{,}52} = 2{,}2764 \text{ m},$$

$$y_{03'} = \frac{(y_1 A_{01} + y_2 A_{02}) + y_3 A_{03}}{(A_{01} + A_{02}) + A_{03}} = \frac{-72{,}847 + 0}{8{,}83 + 12{,}69} = \frac{-72{,}847}{21{,}52} = -3{,}3851 \text{ m}.$$

2. Deformační konstanty prutů 2′ a 3′ vztažené k jejich ideálným těžištím,

Vzdálenosti ideálných těžišť původních (nesložených) článků:

$u_{12} = y_{02} - y_{01} = -9{,}20 + 8{,}15 = -1{,}05$ m.

$v_{12} = x_{01} - x_{02} = 5{,}90 - 2{,}20 = 3{,}70$ m,

$u_{2'3} = y_{03} - y_{02'} = 0 + 8{,}2499 = 8{,}2499$ m,

$v_{2'3} = x_{02'} - x_{03} = 5{,}5480 - 0 = 5{,}5480$ m,

$A_{02'} = A_{01} + A_{02} = 7{,}99 + 0{,}84 \ldots\ldots\ldots\

$$C_{03'} = C_{02'} + C_{03} + \frac{A_{02'} A_{03}}{A_{03'}} v_{2'3}^2 = 45{,}0556 + 0 + \frac{8{,}83 \cdot 12{,}69}{21{,}52} 5{,}5480^2 = 45{,}0556 + 160{,}2703 = 205{,}3259,$$

$$F_{03'} = F_{02'} + F_{03} + \frac{A_{03'} A_{03}}{A_{03'}} u_{2'3} v_{2'3} = -2{,}9530 + 0 + \frac{8{,}83 \cdot 12{,}69}{21{,}52} 8{,}2499 \cdot 5{,}5480 =$$

$$= -2{,}9530 + 238{,}3226 \ldots\ldots\ldots\

Rozpírací síly:

$$V'_V = \frac{A}{AB - D^2} = \frac{30{,}350}{30{,}350 \cdot 4035{,}873 - 279{,}220^2} = 0{,}6816 \cdot 10^{-3},$$

$$H'_H = \frac{A}{AC - E^2} = \frac{30{,}350}{30{,}350 \cdot 633{,}688 - 97{,}976^2} = 3{,}1506 \cdot 10^{-3},$$

$$V'_M = M'_V = \frac{-D}{AB - D^2} = \frac{-279{,}220}{30{,}350 \cdot 4035{,}873 - 279{,}220^2} = -6{,}2711 \cdot 10^{-3},$$

$$H'_M = M'_H = \frac{-E}{AC - E^2} = \frac{-97{,}976}{30{,}350 \cdot 633{,}688 - 97{,}976^2} = -10{,}1707 \cdot 10^{-3},$$

$$H'_V = V'_H = 0 \quad \text{(symetrie)},$$

$$M'_M = \frac{1 - DM'_V - EM'_H}{A} = \frac{1 + (279{,}220 \cdot 6{,}2711 + 97{,}976 \cdot 10{,}1707)\,10^{-3}}{30{,}350} = 123{,}4761 \cdot 10^{-3}.$$

Příčinková čára momentu vetknutí M_b příčle $a_3 - b_3$ v průřezu $b_3 \equiv a_4$.

Vnitřní síly průřezu $b_3 \equiv a_4$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_3:

$$M_{b3} = M'_M = 123{,}4761 \cdot 10^{-3}, \qquad V_{b3} = V'_M = -6{,}2711 \cdot 10^{-3}, \qquad H_{b3} = H'_M = -10{,}1707 \cdot 10^{-3}$$

a na pravou část soustavy v místě a_4:

$$M_{a4} = -M'_M, \qquad V_{a4} = -V'_M, \qquad H_{a4} = -H'_M.$$

Vnitřní síly v průřezu $b_2 \equiv a_3$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_2:

$$M_{b2} = M_{b3} + V_{b3}\,l = (123{,}4761 - 6{,}2711 \cdot 18{,}40)\,10^{-3} = 8{,}0879 \cdot 10^{-3},$$

$$V_{b2} = V_{b3} = -6{,}2711 \cdot 10^{-3}, \qquad H_{b2} = H_{b3} = -10{,}1707 \cdot 10^{-3}$$

a na pravou část soustavy v místě a_3:

$$M_{a3} = -M_{b2}, \qquad V_{a3} = -V_{b2}, \qquad H_{a3} = -H_{a2}.$$

Přetvoření soustavy v jednotlivých styčnících je dáno složkami (kontroly):
pootočení v b_2 vyplývá ze sil akce (srovnej výklad v poznámce pod čarou na str. 27)

$$\varphi_{b2} = M_{b2} A_{2'} + V_{b2} D_{2'} + H_{b2} E_{2'} = (8{,}0879 \cdot 8{,}830 + 6{,}2711 \cdot 8{,}389 - 10{,}1707 \cdot 48{,}988)\,10^{-3} = -0{,}3742,$$

pootočení v a_3 vyplývá ze sil reakce

$$\varphi_{a3} = M_{a3} A_{3'} + V_{a3}(-D_{3'}) + H_{a3} E_{3'} + 1 =$$
$$= (-8{,}0879 \cdot 21{,}520 - 6{,}2711 \cdot 270{,}831 + 10{,}1707 \cdot 48{,}988)\,10^{-3} + 1 = -0{,}3742;$$

správnost výpočtu je potvrzena rovností

$$\varphi_{a3} = \varphi_{b2}.$$

Svislé posunutí v b_2 vyplývá ze sil akce

$$u_{b2} = M_{b2} D_{2'} + V_{b2} B_{2'} + H_{b2} F_{2'} =$$
$$= (-8{,}0879 \cdot 8{,}389 - 6{,}2711 \cdot 40{,}209 + 10{,}1707 \cdot 49{,}497)\,10^{-3} = 0{,}1834 \text{ m},$$

svislé posunutí v a_3 vyplývá ze sil reakce

$$u_{a3} = M_{a3}(-D_{3'}) + V_{a3} B_{3'} + H_{a3}(-F_{3'}) - l =$$
$$= (8{,}0879 \cdot 270{,}831 + 6{,}2711 \cdot 3995{,}664 - 10{,}1707 \cdot 851{,}890)\,10^3 - 18{,}40 = 0{,}1834 \text{ m};$$

správnost výpočtu je potvrzena rovností

$$u_{b2} = u_{a3}.$$

Vodorovná posunutí, jež by se počítala obdobně, se již nevyšetřují.

Pootočení v b_3 vyplývá ze sil akce

$$\varphi_{b3} = M_{b3} A_{3'} + V_{b3} D_{3'} + H_{b3} E_{3'} =$$
$$= (123{,}4761 \cdot 21{,}520 - 6{,}2711 \cdot 270{,}831 - 10{,}1707 \cdot 48{,}988)\, 10^{-3} = + 0{,}4605,$$

pootočení v a_4 vyplývá rovněž ze sil akce

$$\varphi_{a4} = M_{a4} A_{2'} + V_{a4}(- D_{2'}) + H_{a4} E_{2'} =$$
$$= (- 123{,}4761 \cdot 8{,}830 + 6{,}2711 \cdot 8{,}389 + 10{,}1707 \cdot 48{,}988)\, 10^{-3} = - 0{,}5395;$$

správnost výpočtu je potvrzena rovnicí

$$\varphi_{b3} = \varphi_{a4} + 1.$$

Svislé posunutí v b_3 vyplývá ze sil akce

$$u_{b3} = M_{b3} D_{3'} + V_{b3} B_{3'} + H_{b3} F_{3'} =$$
$$= (123{,}4761 \cdot 270{,}831 - 6{,}2711 \cdot 3995{,}664 - 10{,}1707 \cdot 851{,}890) \cdot 10^{-3} = - 0{,}2803 \text{ m},$$

svisle posunutí v a_4 vyplývá rovněž ze sil akce

$$u_{a4} = M_{a4}(- D_{2'}) + V_{a4} B_{2'} + H_{a4}(- F_{2'}) =$$
$$= (- 123{,}4761 \cdot 8{,}389 + 6{,}2711 \cdot 40{,}208 + 10{,}1707 \cdot 49{,}497) \cdot 10^{-3} = - 0{,}2803 \text{ m}$$

správnost výpočtu je potvrzena rovností

$$u_{b3} = u_{a4}.$$

Rovnice čáry

$$\eta_{wb} = M_{a3} \mathfrak{B}_a + M_{b3} \mathfrak{B}_b + u_{a3} \xi' + u_{b3} \xi = - 0{,}0080879\, \mathfrak{B}_a + 0{,}1234761\, \mathfrak{B}_b + 0{,}1834\, \xi' - 0{,}2803\, \xi,$$

kontrola úhlová

$$\varphi_{a3} = M_{a3} \alpha_a + M_{b3} \beta + \frac{u_{b3} - u_{a3}}{l} = - 0{,}0080879 \cdot 3{,}765 - 0{,}1234761 \cdot 2{,}581 - \frac{0{,}2803 + 0{,}1834}{18{,}40}$$
$$= - 0{,}3490 - 0{,}0252 = - 0{,}3742.$$

Tentýž úhel byl vypočten z deformačních konstant.

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí:

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0 6	0,7	0,8	0,9	1
1	$M_{a3}\, \mathfrak{B}_a$	0	— 0 0539	— 0,1017	— 0,1354	— 0,1503	— 0,1491	— 0,1345	— 0,1091	— 0,0757	— 0,0383	0
2	$M_{b3}\, \mathfrak{B}_b$	0	— 0.5840	— 1,1557	— 1,6657	— 2,0534	— 2,2757	— 2,2942	— 2,0670	— 1,5533	— 0,8234	0
3	$u_{a3}\, \xi'$	0,1834	0,1651	0,1467	0,1284	0,1100	0,0917	0,0734	0,0550	0,0367	0,0183	0
4	$u_{b3}\, \xi$	0	— 0,0280	— 0,0561	— 0,0841	— 0,1121	— 0,1402	— 0,1682	— 0,1962	— 0,2242	— 0,2523	— 0,2803
Σ	η_{wb}	0,183	— 0,501	— 1,167	— 1,757	— 2,206	— 2,473	— 2,524	— 2,317	— 1,817	— 1,096	— 0,280

Příčinková čára vodorovné síly H v příčli $a_3 - b_3$.

Vnitřní síly průřezu $b_3 \equiv a_4$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_3:

$$M_{b3} = M'_H = - 10{,}1707 \cdot 10^{-3}, \quad V_{b3} = V'_H = 0, \quad H_{b3} = H'_H = 3{,}1506 \cdot 10^{-3}$$

a na pravou část soustavy v místě a_4:

$$M_{a4} = - M'_H, \quad V_{a4} = 0, \quad H_{a4} = - H'_H.$$

Vnitřní síly v průřezu $b_2 \equiv a_3$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_2:

$$M_{b2} = M_{b3} + V_{b3}\, l = -10{,}1707 \cdot 10^{-3}, \quad V_{b2} = V_{b3} = 0, \quad H_{b2} = H_{b3} = 3{,}1506 \cdot 10^{-3}$$

a na pravou část v místě a_3:

$$M_{a3} = -M_{b2}, \quad V_{a3} = 0, \quad H_{a3} = -H_{b2}.$$

Svislé posunutí v b_2 vyplývá ze sil akce:

$$u_{b2} = M_{b2} \cdot D_{2'} + V_{b2} \cdot B_{2'} + H_{b2} F_{2'} = (10{,}1707 \cdot 8{,}389 + 0 - 3{,}1506 \cdot 49{,}497) \cdot 10^{-3} = -0{,}0706 \text{ m},$$

svislé posunutí v a_3 vyplývá ze sil reakce:

$$u_{a3} = M_{a3} \cdot (-D_{3'}) + V_{a3} B_{3'} + H_{a3} (-F_{3'}) =$$
$$= (-10{,}1707 \cdot 270{,}831 + 0 + 3{,}1506 \cdot 851{,}890) \cdot 10^{-3} = -0{,}0706 \text{ m}$$

správnost výpočtu je potvrzena rovností $u_{b2} = u_{a3}$.

Symetrie vyžaduje: $u_{b3} = u_{a4} = u_{b2} = u_{a3}$.

Rovnice čáry

$$\eta_H = M_{a3}\, \mathfrak{V}_a + M_{b3}\, \mathfrak{V}_b + u_{b3} = 0{,}0101707\, (\mathfrak{V}_a - \mathfrak{V}_b) - 0{,}0706.$$

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$M_{a3}\, \mathfrak{V}_a$		0,0678	0,1279	0,1702	0,1890	0,1874					
2	$M_{b3}\, \mathfrak{V}_b$		0,0481	0,0952	0,1372	0,1691	0,1874	vzhledem k symetrii není třeba počítat				
3	u_{b3}	−0,0706	−0,0706	−0,0706	−0,0706	−0,0706	−0,0706					
4	η_H	−0,071	−0,045	0,153	0,237	0,288	0,304					

Příčinková čára ohybového momentu M_V ve středu rozpětí příčle $a_3 - b_3$.

Pořadnice η_{Mv} této čáry jsou dány rovnicí

$$\eta_{Mv} = \eta_{\mathfrak{M}v} + 0{,}5\, \eta_{Ma} + 0{,}5\, \eta_{Mb} - f\, \eta_H,$$

v níž značí

$\eta_{\mathfrak{M}v}$ pořadnice příčinkové čáry prostého nosníku,

η_{Ma} pořadnice příčinkové čáry momentu vetknutí příčle v průřezu $b_2 \equiv a_3$, jež je zrcadelným obrazem vyšetřené čáry o pořadnicích η_{Mb},

f vzdálenost průřezového těžiště od osy zjednodušené rámové soustavy (s předpokládanou přímou příčlí), jež je rovna 0,5 m.

Výpočet pořadnic v desetinách rozpětí

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	$\eta_{\mathfrak{M}v}$	0	0,9200	1,8400	2,7600	3,6800	4,6000					
2	$0{,}5\, \eta_{Ma}$	−0,1400	−0,5480	−0,9085	−1,1585	−1,2620	−1,2365					
3	$0{,}5\, \eta_{Mb}$	−0,0915	−0,2505	−0,5835	−0,8785	−1,1030	−1,2365	vzhledem k symetrii není třeba počítat				
4	$-f\, \eta_H$	−0,0355	−0,0225	−0,0765	−0,1185	−0,1440	−0,1520					
Σ	η_{Mv}	−0,013	0,099	0,272	0,605	1,171	1,985					

Příčinková čára posouvající síly T_a příčle v místě jejího vetknutí ve styčníku $b_2 \equiv a_3$.

Pořadnice η_{Ta} této čáry jsou dány rovnicí

$$\eta_{Ta} = \xi' + \frac{\eta_{Mb} - \eta_{Ma}}{l} = \xi' + 0{,}0543478\,(\eta_{Mb} - \eta_{Ma}).$$

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	ξ'	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
2	η_{Mb}/l	0,0099	0,0272	0,0634	0,0955	0,1199	0,1344	0,1372	0,1259	0,0987	0,0596	0,0152
3	$-\eta_{Ma}/l$	0,0152	0,0596	0,0987	0,1272	0,1372	0,1344	0,1199	0,0955	0,0634	0,0272	0,0099
Σ	η_{Ta}	1,025	0,932	0,835	0,730	0,617	0,5	0,383	0,270	0,165	0,068	0,025

Příčinkové čáry momentů M_{j1} M_{j2} k jádrovým bodům j_1, j_2 základové spáry pravého základového bloku.

Rozvod rozpíracích sil pro styčník $b_3 \equiv a_4$ vede na tyto vnitřní síly v jádrových bodech pravé základové spáry:

Rozpírání ve směru síly	je vyvozeno rozpíracími silami (násobit 10^{-3})		jež mají rameno k jádrovému bodu		a vyvozují moment (násobit 10^{-3}) k jádrovému bodu	
			j_1	j_2	j_1	j_2
1	2	3*	4**	5**	6	7
M	M'_M	123,4761	(1)	(1)	123,4761	123,4761
	V'_M	— 6,2711	0,467	1,633	— 2,9286	— 10,2407
	H'_M	— 10,1707	5,90		— 60,0071	— 60,0071
	výsledné momenty M'_{M1}, M'_{M2} jsou dány součty***				60,5404	53,2283
V	M'_V	— 6,2711	(1)	(1)	— 6,2711	— 6,2711
	V'_V	0,6816	0,467	1,633	0,3183	1,1131
	H'_V	0	5,90		0	0
	výsledné momenty M'_{V1}, M'_{V2} jsou dány součty***				— 5,9528	— 5,1580
H	M'_H	— 10,1707	(1)	(1)	— 10,1707	— 10,1707
	V'_H	0	0,467	1,633	0	0
	H'_H	3,1506	5,90		18,5885	18,5885
	výsledné momenty M'_{H1}, M'_{H2} jsou dány součty***				8,4178	8,4178

Poznámky ke sloupcům tabulky:

* Vepisují se vyšetřené rozpírací síly podle označení ve sloupci 2.

** Vepisují se ramena kotovaná v osovém schematu přílohy 9; u momentů, jež se přenášejí přímo, se vpisuje jednička, a to v závorce, jelikož tu nejde o rameno.

*** Podle věty o vzájemnosti vnitřních sil odvozené na str. 83 citovaného pramene jsou ohybové momenty vyvozené v jádrovém bodě j_1 případně j_2 základové spáry impulsy ohybového momentu M, svislé síly V a vodorovné síly H působícími na konstrukci ve styčníku $b_3 \equiv a_4$ co do velikosti i znaménka stejné s momentem, svislou silou a vodorovnou silou vyvozenými ve styčníku $b_3 \equiv a_4$ impulsem ohybového momentu vneseným do soustavy v jádrovém bodě j_1 případně s momentem, svislou silou a vodorovnou silou vyvozenou v tomto styčníku impulsem ohybového momentu vneseným do soustavy v jádrovém bodě j_2.

Příčinková čára M_{j1}.

Svislé posunutí u_{b2} v b_2 vyplývá ze sil akce M_{b2}, V_{b2}, H_{b2} takto:

$M_{b2} = M'_{M1} + M'_{V1}\, l = (60{,}5404 - 5{,}9528 \cdot 18{,}40)\, 10^{-3} = -48{,}9911 \cdot 10^{-3}$,

$V_{b2} = M'_{V1} = -5{,}9528 \cdot 10^{-3}$, $H_{b2} = M'_{H1} = 8{,}4178 \cdot 10^{-3}$,

$u_{b2} = M_{b2} D_{2'} + V_{b2} B_{2'} + H_{b2} F_{2'} = (48{,}9911 \cdot 8{,}389 - 5{,}9528 \cdot 40{,}209 - 8{,}4178 \cdot 49{,}497)\, 10^{-3} = -0{,}2450$ m;

svislé posunutí u_{b3} v b_3 vyplývá ze sil akce $M_{b3} = M'_{M1}$, $V_{b3} = M'_{V1}$, $H_{b3} = M'_{H1}$ takto:

$u_{b3} = M'_{M1} D_{3'} + M'_{V1} B_{3'} + M'_{H1} F_{3'} = (60{,}5404 \cdot 270{,}831 - 5{,}9528 \cdot 3995{,}664 + 8{,}4178 \cdot 851{,}890)\, 10^{-3} =$
$= -0{,}2181$ m.

Rovnice čáry

$\eta_{Mj1} = -M_{b2}\, \mathfrak{V}_a + M'_{M1}\, \mathfrak{V}_b + u_{b2}\, \xi' + u_{b3}\, \xi = 0{,}0489911\, \mathfrak{V}_a + 0{,}0605404\, \mathfrak{V}_b - 0{,}2450\, \xi' - 0{,}2181\, \xi$.

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí:

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$-M_{b2}\, \mathfrak{V}_a$	0	0,3268	0,6163	0,8201	0,9103	0,9029	0,8147	0,6609	0,4586	0,2317	0
2	$M'_{M1}\, \mathfrak{V}_b$	0	0,2864	0,5667	0,8167	1,0068	1,1158	1,1248	1,0134	0,7616	0,4038	0
3	$u_{b2}\, \xi'$	0,2450	0,2205	0,1960	0,1715	0,1470	0,1225	0,0980	0,0735	0,0490	0,0245	0
4	$u_{b3}\, \xi$	0	0,0218	0,0436	0,0654	0,0872	0,1091	0,1309	0,1527	0,1745	0,1963	0,2181
Σ	η_{Mj1}	0,245	0,202	0,190	0,234	0,331	0,445	0,539	0,579	0,527	0,393	0,218

Příčinková čára Mj_2.

Postup výpočtu je obdobný jako u čáry M_{j1}

$M_{b2} = M'_{M2} + M'_{V2} \cdot l = (53{,}2283 - 5{,}1580 \cdot 18{,}40) \cdot 10^{-3} = -41{,}6789 \cdot 10^{-3}$,

$V_{b2} = M'_{V2} = -5{,}1580 \cdot 10^{-3}$, $H_{b2} = M'_{H2} = 8{,}4178 \cdot 10^{-3}$,

$u_{b2} = M_{b2} D_{2'} + V_{b2} B_{2'} + H_{b2} F_{2'} = (41{,}6789 \cdot 8{,}389 - 5{,}1580 \cdot 40{,}209 - 8{,}4178 \cdot 49{,}497)\, 10^{-3} =$
$= -0{,}2744$ m,

$u_{b3} = M'_{M2} D_{3'} + M'_{V2} B_{3'} + M'_{H2} F_{3'} = (53{,}2283 \cdot 270{,}831 - 5{,}1580 \cdot 3995{,}664 + 8{,}4178 \cdot 851{,}890)\, 10^{-3} =$
$= 0{,}9773$ m.

Rovnice čáry

$\eta_{Mj2} = -M_{b2}\, \mathfrak{V}_a + M'_{M2}\, \mathfrak{V}_b + u_{b2}\, \xi' + u_{b3}\, \xi = 0{,}0416789\, \mathfrak{V}_a + 0{,}0532283\, \mathfrak{V}_b - 0{,}2744\, \xi' + 0{,}9773\, \xi$.

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$-M_{b2}\, \mathfrak{V}_a$	0	0,2780	0,5243	0,6977	0,7744	0,7681	0,6931	0,5622	0,3901	0,1971	0
2	$M'_{M2}\, \mathfrak{V}_b$	0	0,2518	0,4982	0,7180	0,8852	0,9810	0,9890	0,8910	0,6696	0,3550	0
3	$u_{b2}\, \xi'$	0,2744	0,2470	0,2195	0,1921	0,1646	0,1372	0,1098	0,0823	0,0549	0,0274	0
4	$u_{b3}\, \xi$	0	0,0977	0,1955	0,2932	0,3909	0,4887	0,5864	0,6841	0,7818	0,8796	0,9073
Σ	η_{Mj2}	0,274	0,123	0,002	0,081	0,116	0,139	0,181	0,273	0,447	0,694	0,977

Vliv změny teploty a smršťování.

Pokles teploty o $15 + 10 = 25^0$ C má za následek zkrácení rámové příčle (rozpětí $l = 18{,}40$ m) o délku $\Delta l = \varepsilon \Delta t\, l = 0{,}000012 \cdot 25 \cdot 18{,}40 = 5520 \cdot 10^{-6}$ m.

Účinek tohoto zkrácení střednice je shodný s účinkem rozepření konstrukce ve styčníku $b_3 \equiv a_4$ na míru Δl; síly vyvozené v tomto průřezu jsou tedy Δl kráte větší než rozpírací síly, jimiž se průřez rozepře na míru jednotky délky za účelem přetvoření soustavy v příčinkovou čáru vodorovné síly. Jelikož se od počátku pracuje s deformačními konstantami 10^6 kráte většími, lze vypočítat síly M_{b3t}, V_{b3t}, H_{b3t} vyvozené změnou teploty ve styčníku $b_3 \equiv a_4$ a pojímané jako účinek pravé části soustavy na část levou, ze vzorců

$$M_{b3t} = \Delta l \cdot M'_H \cdot 10^6 = -5520 \cdot 10{,}1707 \cdot 10^{-3} = -56{,}14 \text{ tm},$$
$$V_{b3t} = 0,$$
$$H_{b3t} = \Delta l \cdot H'_H \cdot 10^6 = 5520 \cdot 3{,}1506 \cdot 10^{-3} = 17{,}39 \text{ t}.$$

Ve středu příčle vzniká tímto účinkem ohybový moment M_{vt}, který, pojímaný jako vnitřní síla (to jest se znaménkovým pravidlem: kladný moment způsobuje tah na vnitřní straně), je dán:

$$M_{vt} = -M_{b3t} + H_{b3t} \cdot f = 56{,}14 + 17{,}39 \cdot 0{,}50 = 64{,}8 \text{ tm}.$$

V základové spáře se tímto účinkem vyvodí moment M_{zt}, který jako vnitřní síla (to jest se znaménkovým pravidlem: kladný moment způsobuje tah na vnitřní straně), je dán:

$$M_{zt} = -M_{b3t} - H_{b3t}\, h = 56{,}14 - 17{,}39 \cdot 5{,}90 = -46{,}5 \text{ tm}.$$

Krajní hodnoty vnitřních sil ve vyšetřovaných průřezech vztažené na celou šířku mostu a napětí v zákl. spáře. (Viz příčinkové čáry v příloze 3.)

Vnitřní síla		g_{tm}	δp_{tm}	t_{tm}	Krajní hodnoty tm max.	Krajní hodnoty tm min.
Moment vetknutí příčle		— 885	+ 11	56,1	— 817,9	— 1832,4
			— 925	— 22,4		
Moment ve středu rozpětí		175	425	64,8	+ 664,8	+ 147,1
			— 2	— 25,9		
Moment k jádrovému bodu základové spáry	j_1	— 200	0	18,6	— 181,4	— 456,5
			— 210	— 46,5		
	j_2	+ 465	165	18,6	+ 648,6	+ 398,5
			— 20	— 46,5		

g = obtížení stálé, δp = nahodilé, t = změna teploty a smršťování.

Základová spára má modul odporu

$$W = \frac{1}{6}\, 11{,}95 \cdot 3{,}50^2 = 24{,}4 \text{ m}^3.$$

Hranové napětí (+ tlak, — tah) je na straně

$$\text{vnitřní } \nu_1 = \frac{-M_{j1}}{W} = \frac{456{,}5}{24{,}4} = 18{,}7 \text{ t/m}^2 \doteq 1{,}9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{vnější } \nu_2 = \frac{M_{j2}}{W} = \frac{648{,}6}{24{,}4} = 26{,}6 \text{ t/m}^2 \doteq 2{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

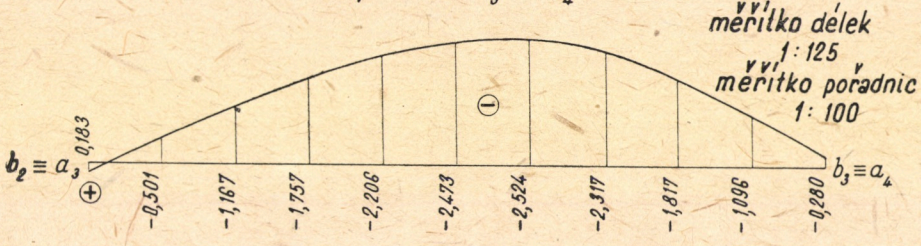
(V udaných napětích ν_1, ν_2 je započten též vliv vlastní váhy rámových stojek, který se s ohledem na stavební postup zjišťuje přímo — ne z příčinkových čar.)

Při libovolné poloze jednotkového břemene je součet rozdílů $M_{j2} - M_{j1}$ vypočtených pro levou i pravou základovou spáru vždy roven třetině výšky základové spáry, tudíž platí

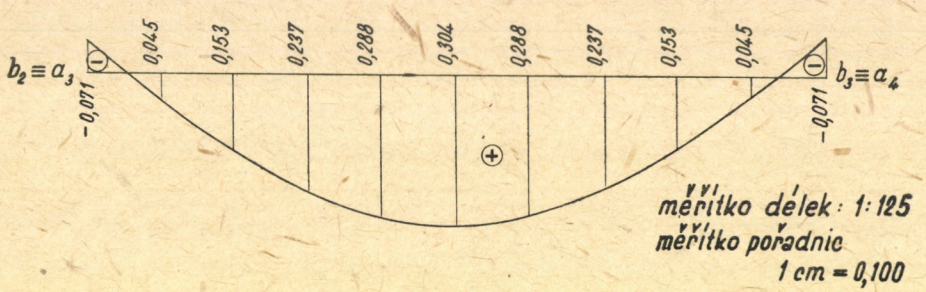
$$0{,}977 + 0{,}218 - 0{,}274 + 0{,}245 = \frac{3{,}50}{3}, \qquad 0{,}694 + 0{,}393 - 0{,}123 + 0{,}202 = \frac{3{,}50}{3} \text{ atd.}$$

Vyšetřené příčinkové čáry jsou vykresleny v příloze č. 11 na další straně.

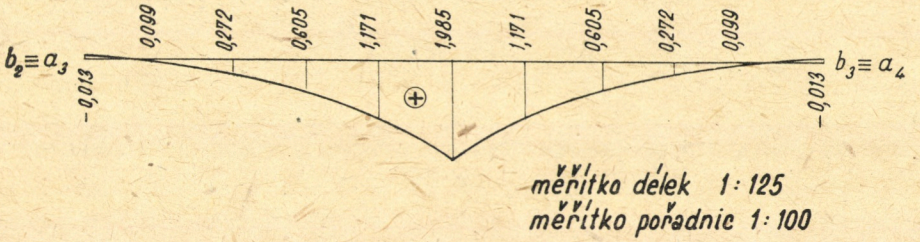
Příčinková čára momentu vetknutí „M_b" příčle $a_3 - b_3$ v průřezu $b_3 \equiv a_4$



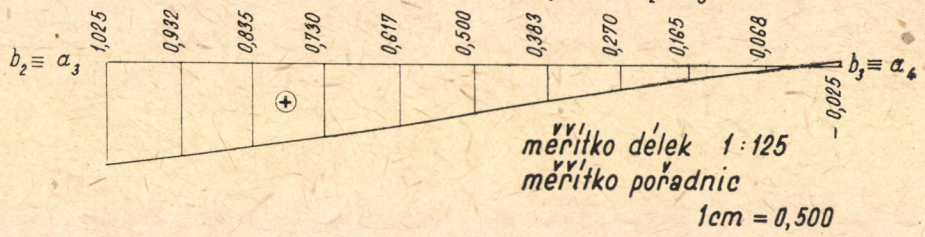
Příčinková čára vodorovné síly „H" v příčli $a_3 - b_3$



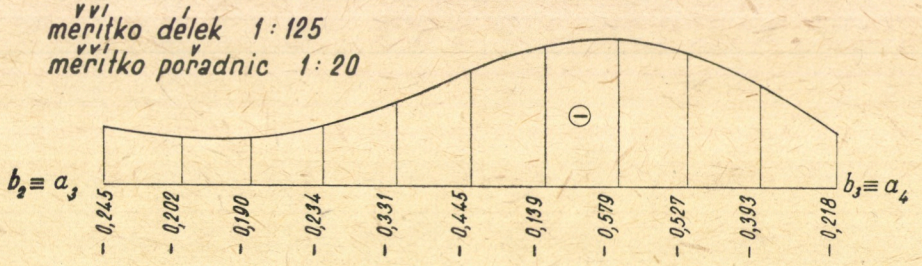
Příčinková čára ohybového momentu „M_v" ve středu rozpětí příčle $a_3 - b_3$



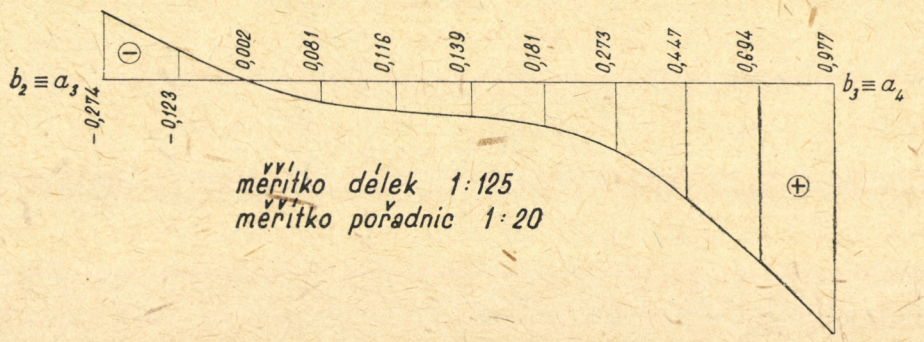
Příčinková čára posouvající síly „T_a" příčle v místě jejího vetknutí ve styčníku $b_2 \equiv a_3$



Příčinková čára momentu „M_{j_1}" k vnějšímu jádrovému bodu „j_1" základové spáry pravého základového bloku



Příčinková čára momentu „M_{j_2}" k vnitřnímu jádrovému bodu „j_2" základové spáry pravého základového bloku



V. Vzorný statický výpočet deskového mostu řešeného jako rám se zakřivenou příčlí proměnného průřezu a s pružně vetknutými patkami staženými táhly.

Charakteristické údaje o mostu.

Silniční podjezd dvoukolejné trati o světlosti 24 m a podjezdné výšce (uprostřed vozovky) 5,20 m. Rozpětí: 26,50 m, vyrovnaná výška rámové příčle ve středu rozpětí: 35 cm, při kraji: 200 cm, konstruktivní výška ve středu rozpětí: 80 cm.

Podhledová plocha je válcová — řídící křivka je kružnice o vzepětí (měřeném na délku rovnou světlosti) 165 cm.

Zatěžovací vlak: *N*.

Beton příčle a stojek Bg_2, beton základových bloků Bd_2.

Táhla jsou dokonale chráněna proti zemní vlhkosti případně předpjatá.

Základová půda: dovolené namáhání 3 kg/cm², konstanta $E_z = 2000$ t/m².

Podélný a příčný řez, jakož i osové schema rámové konstrukce jsou patrny z přílohy 13.

Na ukázku se vyšetřuje:

a) příčinková čára ohybového momentu v místě vetknutí příčle,
b) příčinková čára vodorovné síly v příčli i v táhlech,
c) příčinková čára ohybového momentu ve středu rozpětí příčle,
d) příčinková čára svislé složky akce (zpravidla chybně nazývané „reakce") příčle,
e) příčinkové čáry momentů k jádrovým bodům základové spáry,
f) vliv změny teploty a smršťování betonu.

Pro posouzení správnosti navržených průřezů jsou na konci výpočtu sestaveny nejnepříznivější hodnoty ohybových momentů ve vyšetřovaných průřezech a tahy v táhlech a vyčíslena hranová napětí v základové spáře.

Výpočet je proveden podle práce Ing. Wünsch: *„Tuhý základ a pružný poloprostor"* (str. 119—132).

Deformační úhly α_a, β, α_H, pružná posunutí $n_a = \alpha_H$, n_H a ohybové čáry $\mathfrak{V}_a$, $\mathfrak{V}_H$ vyvozené na staticky určitě uloženém zakřiveném prutu příčle jednotkovými silami jsou vypočteny v příloze č. 13. Ohybové čáry $\mathfrak{V}_a$ a $\mathfrak{V}_H$ jsou kromě toho vykresleny v příloze č. 14.

Deformační konstanty jednotlivých článků konstrukce a souřadnice ideálných těžišť.

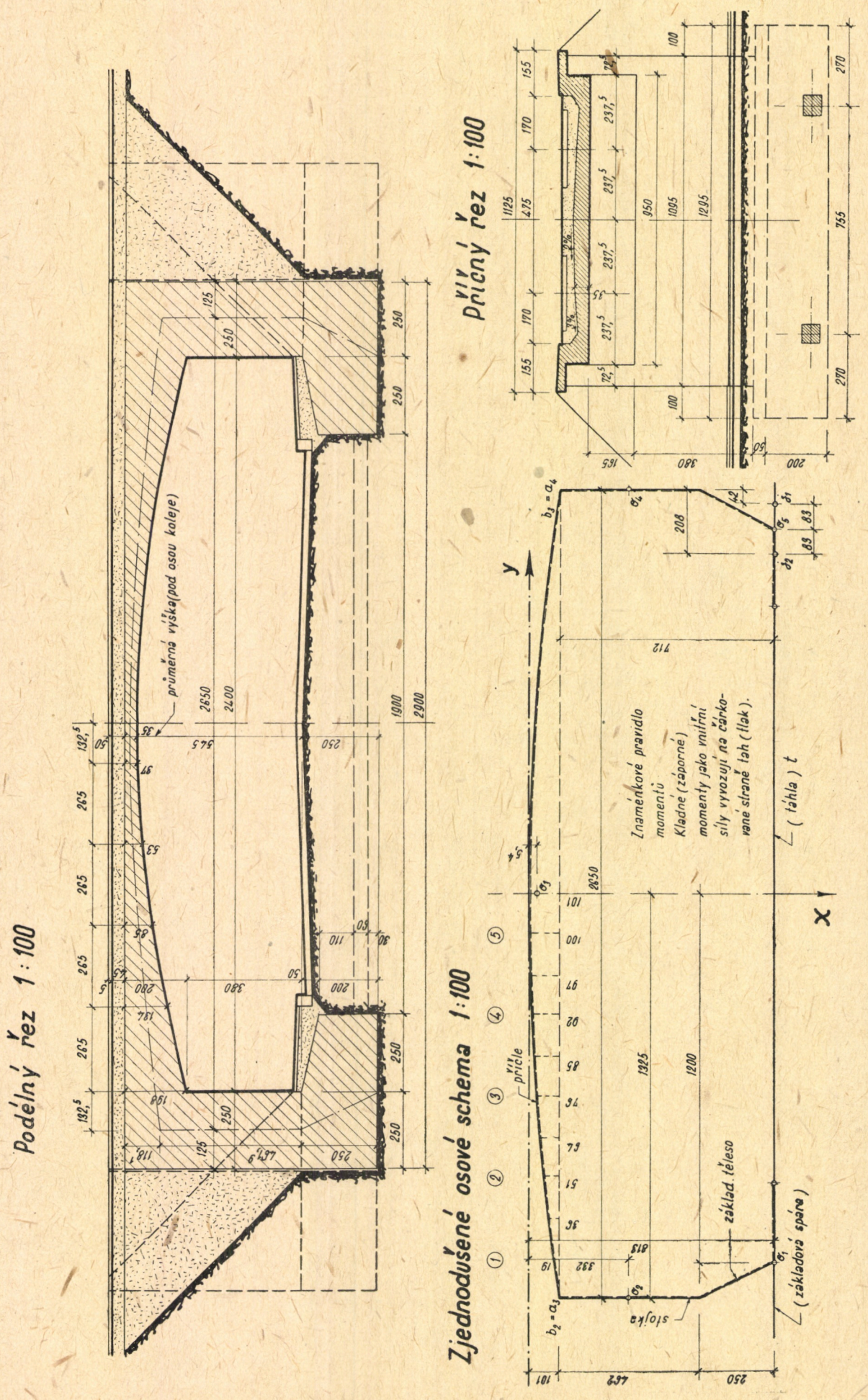
1. Táhlo (to jest prakticky soustava táhel) se vyznačuje tím, že jeho střed zůstává při obecném svislém a symetrickém vodorovném obtížení vždy na místě. Můžeme si je tedy myslit uprostřed tuze vetknuté a vyšetřit konstantu C_T jeho konce, to jest vodorovné posunutí tohoto průřezu vyvozené jednotkovou vodorovnou silou, při dané ploše táhla $F_{aT} = 206$ cm² a jeho délce — měřené mezi vnitřními hranami základových patek — $l' = 19{,}00$ m z rovnice (počítá se v soustavě tun a metrů a s hodnotami 10^6krát většími, označení rozměrů se vynechává):

$$C_T = \frac{1}{E \cdot F_{aT}} \frac{l'}{2} 10^6 = \frac{1}{2\,100\,000 \cdot 0{,}0206} \frac{19{,}00}{2} 10^6 = 22{,}0.$$

2. Základová spára nekonečně blízko v zemině má výšku $B = 5{,}00$ m a šířku $C = 12{,}95$ m; podle tabulky na str. 153, 154, 156 citovaného díla je:

$$\frac{B}{C} = \frac{5{,}00}{12{,}95} = 0{,}386 \doteq 0{,}39, \quad \alpha_N = 0{,}395, \quad \alpha_M = 3{,}41, \quad \alpha_H = 0{,}42.$$

Příloha č. 12.


Podélný řez 1:100
průměrná výška (pod osou koleje)
Příčný řez 1:100
Zjednodušené osové schema 1:100
Znaménkové pravidlo momentů
Kladné (záporné) momenty jako vnitřní síly vyvozují na čárkované straně tah (tlak).
(tahla) t
(základová spára)
základ. těleso
stojka
příčle

Tabulka : 1. **Početní vyšetření ohybových čar η a y staticky určitě uložené příčle**

proužek čís.	výpočet pružných vah w					pořadnice prutové osy měřené na střednicích proužku			ideální břemena $\mathcal{P}$		posouvající síly od břemen $\mathcal{P}$ na krajích		posouvající síly od břemen $\mathcal{P}$ mezi břemeny $\mathcal{P}$		ohybové čáry η a maximální pořadnice čar y čáry η						pořadnice čáry y		proužek čís.
	s	b	d	d^3	$W=\frac{s}{EJ}\times 10^6$	ξ	ξ'	y	$\mathcal{P}_M=w\xi'$	$\mathcal{P}_H=wy$	α_a,β	α_H,β_H	γ_M	γ_H	$\gamma_M\times\frac{\Delta x}{2}$	$m_M=\eta_a$	$\gamma_H\times\frac{\Delta x}{2}$	$m_H=\eta_H$			n_a	n_H	
	podle schematu příl. 1.			④	viz poznámku	podle schematu příl.			⑥×⑧×tm	⑥×⑨×1t	Σ⑧×⑩ / Σ⑦×⑩	$\frac{1}{2}\Sigma$⑪	viz poznámku		viz poznámku						Σ⑩×⑨	Σ⑪×⑨	
	m			m^3	$t^{-1}\times m^{-1}$	bez rozměru		m	bez rozměru						m								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	2,68		1,98	7,762	0,21	0,05	0,95	0,19	0,20	0,04			23,97	43,50	31,76		0	57,64		0			1
2	2,67		1,34	2,406	0,67	0,15	0,85	0,51	0,57	0,34			23,77	43,46	31,50		63,26	57,58		115,22			2
3	2,67		0,85	0,614	2,62	0,25	0,75	0,76	1,97	1,99			23,20	43,12	30,74		125,50	57,13		229,93			3
4	2,66		0,53	0,149	10,74	0,35	0,65	0,92	6,98	9,88			21,23	41,13	28,13		184,37	54,50		341,56			4
5	2,65		0,37	0,051	31,25	0,45	0,55	1,00	17,19	31,25			14,25	31,25	18,88		231,38	41,41		437,47			5
6	2,65	9,50	0,37	0,051	31,25	0,55	0,45	1,00	14,06	31,25			- 2,94	0	- 3,90		246,36	0		478,88			6
7	2,66		0,53	0,149	10,74	0,65	0,35	0,92	3,76	9,88			- 17,00	- 31,25	- 22,53		219,93	- 41,41		437,47			7
8	2,67		0,85	0,614	2,62	0,75	0,25	0,76	0,66	1,99			- 20,76	- 41,13	- 27,52		169,88	- 54,50		341,56			8
9	2,67		1,34	2,406	0,67	0,85	0,15	0,51	0,10	0,34			- 21,42	- 43,12	- 28,39		113,97	- 57,13		229,93			9
10	2,68		1,98	7,762	0,21	0,95	0,05	0,19	0,01	0,04			- 21,52	- 46,46	- 28,52		57,06	- 57,58		115,22			10
									45,50	87,00			- 21,53	- 43,50	- 28,54		0	- 57,64		0			

$\gamma_M=-\Sigma\mathcal{P}_M\times\xi=\beta=-21,53$; $\gamma_H=-\frac{1}{2}\Sigma\mathcal{P}_H=\beta_H=-43,50$

$\gamma_M=\Sigma\mathcal{P}_M\times\xi'=\alpha_a=23,97$; $\gamma_H=\frac{1}{2}\Sigma\mathcal{P}_H=\alpha_H=43,50$

$n_a=\Sigma\mathcal{P}_M\,y=\Sigma$ ⑩×⑨ $=43,50$; $n_H=\Sigma\mathcal{P}_H\,y=\Sigma$ ⑪×⑨ $=84,07$

Poznámky k jednotlivým sloupcům :

⑥ pružné váhy se do výpočtu zavádějí hodnotami $10^6\times$ většími

$$w=\frac{s}{EJ}\times 10^6=\frac{12\times 10^6}{E\,b}\,\frac{s}{d^3}=\frac{12}{2,1\times 9,50}\,\frac{s}{d^3}=0,60150\,\frac{②}{⑤}$$

⑭ jelikož úhly pootočení jsou totožné s hodnotami krajních posouvajících sil, vepíše se do prvého řádku α_a ze sloupce ⑫; do dalších řádků se vepisují rozdíly vyplývající postupným odečítáním břemen $\mathcal{P}_M$ udaných ve sloupci ⑩ — poslední hodnota souhlasí s úhlem β vypočteným ve sloupci ⑫

⑮ do prvého řádku se analogicky napíše α_H ze sloupce ⑬; postupně se odečítají břemena $\mathcal{P}_H$ ze sloupce ⑪ — průběh těchto posouvajících sil je antimetrický ke středu rozpětí

⑯ jelikož se momentová čára od břemen $\mathcal{P}$, která je hledanou čarou ohybovou, stanoví jako integrální čára z čáry posouvajících sil, připraví se hodnoty dílčích ploch dané vždy součinem základny (Δx) a výšky (γ_M); jde-li o to, zjistit pořadnice přímo na mezích proužků a nikoliv pod ideálnými břemeny, připraví se místo $\gamma_M\,\Delta x$ poloviční hodnoty těchto dílčích ploch, tedy $\gamma_M\,\frac{\Delta x}{2}$ — v daném případě je $\frac{\Delta x}{2}=\frac{l}{20}=\frac{26,50}{20}=1,325\,m$; ve sloupci ⑯ jsou tedy uvedeny hodnoty $1,325\times\gamma_M$, to jest 1,325 ⑭

⑱ numerická integrace se provede postupným přičítáváním podle schematu šipek ve sloupci ⑰; do prvního řádku se vepíše 0, do druhého součet 31,76 + 31,50 = 63,26, do třetího 63,26 + 31,50 + 30,74 = 125,50 atd. — v posledním řádku vychází opět 0

⑲ analogická příprava dílčích ploch $\gamma_H\,\frac{\Delta x}{2}$, to jest 1,325 ⑮

㉑ analogická numerická integrace podle schematu šipek ve sloupci ⑳

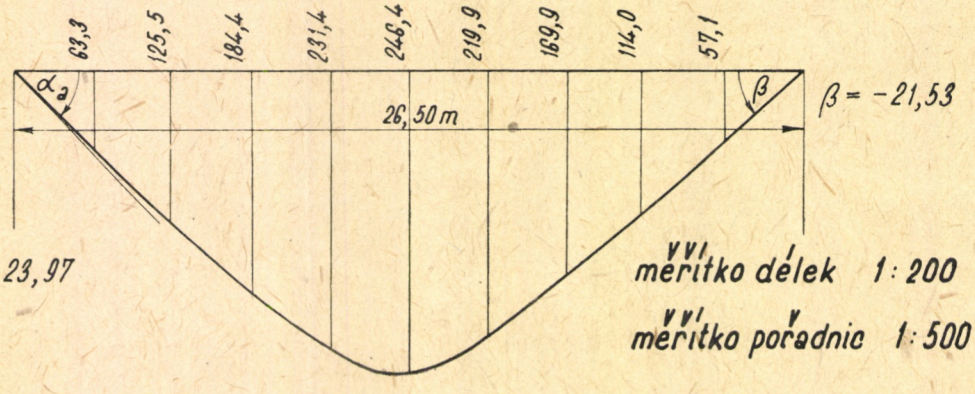
Definice veličin $\alpha_a\,\beta$, $\alpha_H=n_a$, n_H, jakož i význam čar η_a, η_H je udána ve zmíněném pramenu na str. 122

*) čára η_b je až na opačná znaménka zrcadelným obrazem čáry η_a

Příloha č. 14.

Ohybová čára $\mathfrak{M}_a$ vyvozená jednotkovým momentem M = 1tm působícím na levém kraji staticky určitě uložené příčle

(pořadnice opsány ze sloupce 18, tabulky 1 — všechny veličiny nutno násobit 10^{-6})



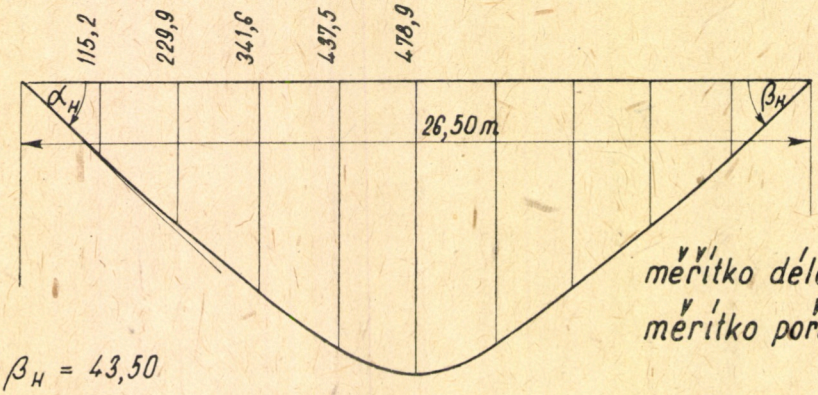
α_a = 23,97

měřítko délek 1 : 200

měřítko pořadnic 1 : 500

Ohybová čára $\mathfrak{M}_H$ vyvozená jednotkovou vodorovnou silou H = 1t působící na příčli staticky určitě uložené

(pořadnice opsány ze sloupce 21, tabulky 1 — všechny veličiny nutno násobit 10^{-6})



měřítko délek 1 : 200

měřítko pořadnic 1 : 1000

$\alpha_H = -\beta_H = 43{,}50$

n_H = 84,07 m (rozevření příčle od H = 1t)

pořadnice mají rozměr metrů

úhly α_a, β, α_H jsou bez rozměrů

Při modulu pružnosti zeminy $E_z = 2000$ t/m² jsou její deformační konstanty

$$A_z = \alpha_M \frac{10^6}{B^2 C E_z} = 3{,}41 \frac{10^6}{5^2 \cdot 12{,}95 \cdot 2000} = 5{,}27,$$

$$B_z = \alpha_N \frac{10^6}{B E_z} = 0{,}395 \frac{10^6}{5 \cdot 2000} = 39{,}5,$$

$$C_z = \alpha_H \frac{10^6}{B E_z} = 0{,}42 \frac{10^6}{5 \cdot 2000} = 42{,}0.$$

3. Základová spára nekonečně blízko v základovém tělese.
Zde se uplatní ztužující vliv táhla a proto je

$$A_{01} = A_z = 5{,}27,$$
$$B_{01} = B_z = 39{,}5,$$
$$C_{01} = \frac{1}{\frac{1}{C_T} + \frac{1}{C_z}} = \frac{1}{\frac{1}{22{,}0} + \frac{1}{42{,}0}} = \frac{1}{0{,}04545 + 0{,}02381} = 14{,}4.$$

Poloha příslušného ideálného těžiště o_1 je určena souřadnicemi

$$x = 1{,}01 + 4{,}62 + 2{,}50 = 8{,}13 \text{ m}, \qquad y = -0{,}5 \cdot 19{,}0 - 2{,}50 = -12{,}0 \text{ m},$$

což se stručně vyznačí takto:

$$o_1\,(8{,}13, \quad -12{,}00).$$

Je-li základová spára namáhána vodorovnou silou H, převezme táhlo podíl

$$\frac{0{,}04545\,H}{0{,}04545 + 0{,}02381} = 0{,}656\,H$$

a zemina podíl

$$\frac{0{,}02381\,H}{0{,}04545 + 0{,}02381} = 0{,}344\,H.$$

4. Základové těleso se považuje za prut nekonečně tuhý, všechny jeho konstanty jsou tudíž rovny nule.

5. Rámová stojka $o_2\,(3{,}32, -13{,}25)$ je přímý prut konstantního průřezu, délky $l = 4{,}62$ m, výšky $h = 2{,}50$ m a šířky $b = 10{,}95$ m.

Moment setrvačnosti $$J = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 10{,}95 \cdot 2{,}50^3 = 14{,}26 \text{ m}^4,$$

$$A_{02} = \frac{l}{EJ} \cdot 10^6 = \frac{4{,}62 \cdot 10^6}{2\,100\,000 \cdot 14{,}26} = 0{,}154,$$

$$B_{02} = 0,$$

$$C_{02} = \frac{l^3}{12\,EJ} \cdot 10^6 = \frac{4{,}62^3 \cdot 10^6}{12 \cdot 2\,100\,000 \cdot 14{,}26} = 0{,}274.$$

6. Rámová příčle $o_3\,(0{,}0540, \ 0)$ výpočet souřadnice x viz čtvrtý řádek níže

$$A_{03} = 2\,(\alpha_a - \beta) = 2\,(23{,}97 + 21{,}53) = 91{,}0,$$

$$v_0 = \frac{2\,\alpha_H}{A_{03}} = \frac{2 \cdot 43{,}50}{91{,}0} = 0{,}9560 \text{ m}.$$

Vzepětí zakřivené osy rámové příčle (podle přílohy č. 12) $f = 1{,}01$ m,
souřadnice $x_{03} = f - v_0 = 1{,}01 - 0{,}9560 = 0{,}0540$ m,
rozpětí příčle (podle přílohy č. 12) $l = 26{,}50$ m,

$$B_{03} = l^2\,(\alpha_a - 0{,}25\,A_{03}) = 26{,}50^2\,(23{,}97 - 0{,}25 \cdot 91{,}0) = 856{,}7,$$
$$C_{03} = n_H - A_{03}\,v_0^2 = 84{,}07 - 91{,}0 \cdot 0{,}9560^2 = 0{,}9.$$
$$F_{03} = 0 \text{ (v důsledku symetrie)}.$$

7. Deformační konstanty dalších článků není třeba počítat, jelikož konstrukce je symetrická.

Skládání prutů za sebou.

1. Souřadnice ideálných těžišť prutů vzniklých postupným skládáním jednotlivých článků.

Prut vzniklý složením článků 1, 2 označme 2′:

$$x_{02'} = \frac{x_1 A_{01} + x_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{8{,}13 \cdot 5{,}27 + 3{,}32 \cdot 0{,}154}{5{,}27 + 0{,}154} = \frac{43{,}356}{5{,}424} = 7{,}9934 \text{ m},$$

$$y_{02'} = \frac{y_1 A_{01} + y_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{-12{,}00 \cdot 5{,}27 - 13{,}25 \cdot 0{,}154}{5{,}27 + 0{,}154} = \frac{-65{,}281}{5{,}424} = -12{,}0354 \text{ m}.$$

Prut vzniklý složením článků 1, 2, 3 označme 3′:

$$x_{03'} = \frac{(x_1 A_{01} + x_2 A_{02}) + x_3 A_{03}}{(A_{01} + A_{02}) + A_{03}} = \frac{43{,}356 + 0{,}0540 \cdot 91{,}0}{5{,}424 + 91{,}0} = \frac{48{,}270}{96{,}424} = 0{,}5006 \text{ m},$$

$$y_{03'} = \frac{(y_1 A_{01} + y_2 A_{02}) + y_3 A_{03}}{(A_{01} + A_{02}) + A_{03}} = \frac{-65{,}281 + 0 \cdot 91{,}0}{5{,}424 + 91{,}0} = \frac{-65{,}281}{96{,}424} = -0{,}6770 \text{ m}.$$

2. Deformační konstanty prutu 2′ a 3′ vztažené k jejich ideálným těžištím. Vzdálenosti ideálných těžišť původních (nesložených) článků:

$$u_{12} = y_{02} - y_{01} = -13{,}25 + 12{,}00 = -1{,}25 \text{ m},$$

$$v_{12} = x_{01} - x_{02} = 8{,}13 - 3{,}32 = 4{,}81 \text{ m},$$

$$u_{2'3} = y_{03} - y_{02'} = 0 + 12{,}0354 = 12{,}0354 \text{ m},$$

$$v_{2'3} = x_{02'} - x_{03} = 7{,}9934 - 0{,}0540 = 7{,}9394 \text{ m},$$

$$A_{02'} = A_{01} + A_{02} = 5{,}27 + 0{,}154 \ldots\ldots\ldots\

$C_{2'} = C_{02'} + A_{2'} v_{2'0}^2 = 18{,}1358 + 5{,}4240 \cdot 6{,}9834^2$ 282,6528,
$D_{2'} = - A_{2'} u_{2'0} = - 5{,}4240 \cdot 1{,}2146$ . . . . . — 6,5880,
$E_{2'} = - A_{2'} v_{2'0} = - 5{,}4240 \, (- 6{,}9834)$ 37,8780,
$F_{2'} = F_{02'} + A_{2'} u_{2'0} v_{2'0} = - 0{,}8996 + 5{,}4240 \cdot 1{,}2146 \, (- 6{,}9834)$ . . . . . — 46,9062.

Deformační konstanty prutu 3′ vztažené k jeho volnému konci b_3 (1,01, 13,25).

Ramena volného konce vztažená k ideálnému těžišti $o_{3'}$ (0,5006, — 0,6770):

$$u_{3'0} = y_{03'} - y_{b3} = - 0{,}6770 - 13{,}25 = - 13{,}9270 \text{ m},$$
$$v_{3'0} = x_{b3} - x_{03'} = 1{,}01 - 0{,}5006 = 0{,}5094 \text{ m}.$$

Vlastní konstanty:

$A_{3'} = A_{03'}$ 96,4240,
$B_{3'} = B_{03'} + A_{3'} u_{3'0}^2 = 1637{,}9094 + 96{,}4240 \cdot 13{,}9270^2$ 20 340,4377,
$C_{3'} = C_{03'} + A_{3'} v_{3'0}^2 = 341{,}7003 + 96{,}4240 \cdot 0{,}5094^2$ 366,7214,
$D_{3'} = - A_{3'} u_{3'0} = - 96{,}4240 \, (- 13{,}9270)$ 1342,8970,
$E_{3'} = - A_{3'} v_{3'0} = - 96{,}4240 \cdot 0{,}5094$ . . . . . — 49,1184,
$F_{3'} = F_{03'} + A_{3'} u_{3'0} v_{3'0} = 488{,}2301 + 96{,}4240 \cdot (- 13{,}9270) \cdot 0{,}5094$ . . . . . — 195,8417.

Rozepření soustavy za účelem jejího přetvoření v příčinkové čáry.

Rozepření se provede ve styčníku $b_3 \equiv a_4$ (1,01, 13,25).

Deformační konstanty $A_{3'} \ldots\ldots F_{3'}$ volného konce b_3 samostatné části levé, jež se označuje jako prut 3′, jsou vypočteny; konstanty $A_{4'} \ldots\ldots F_{4'}$ volného konce a_4 samostatné části pravé, jež se označuje jako prut 4′, jsou stejné jako konstanty volného konce b_2 prutu 2′ až na opačné znaménko hodnot D a F.

Součty:

$A = A_{3'} + A_{4'} = A_{3'} + A_{2'} = 96{,}4240 + 5{,}4240$ 101,8480,
$B = B_{3'} + B_{4'} = B_{3'} + B_{2'} = 20\,340{,}4377 + 47{,}7422$ 20 388,1799,
$C = C_{3'} + C_{4'} = C_{3'} + C_{2'} = 366{,}7214 + 282{,}6528$ 649,3742,
$D = D_{3'} + D_{4'} = D_{3'} - D_{2'} = 1342{,}8970 + 6{,}5880$ 1349,4850,
$E = E_{3'} + E_{4'} = E_{3'} + E_{2'} = - 49{,}1184 + 37{,}8780$ . . . . . — 11,2404.

Rozpírací síly

$$V'_V = \frac{A}{AB - D^2} = \frac{101{,}8480}{101{,}8480 \cdot 20\,388{,}1799 - 1349{,}4850^2} = 0{,}3988 \cdot 10^{-3},$$

$$H'_H = \frac{A}{AC - E^2} = \frac{101{,}8480}{101{,}8480 \cdot 649{,}3742 - 11{,}2404^2} = 1{,}5429 \cdot 10^{-3},$$

$$V'_M = M'_V = \frac{- D}{AB - D^2} = \frac{- 1349{,}4850}{101{,}8480 \cdot 20\,388{,}1799 - 1349{,}4850^2} = - 5{,}2841 \cdot 10^{-3},$$

$$H'_M = M'_H = \frac{- E}{AC - E^2} = \frac{11{,}2404}{101{,}8480 \cdot 649{,}3742 - 11{,}2404^2} = 0{,}1703 \cdot 10^{-3},$$

$H'_V = V'_H = 0$ (symetrie),

$$M'_M = \frac{1 - D M'_V - E M'_H}{A} = \frac{1 + (1349{,}4850 \cdot 5{,}2841 + 11{,}2404 \cdot 0{,}1703) \cdot 10^{-3}}{101{,}8480} = 79{,}8516 \cdot 10^{-3}.$$

Příčinková čára momentu vetknutí M_b příčle $a_3 - b_3$ v průřezu $b_3 \equiv a_4$.

Vnitřní síly průřezu $b_3 \equiv a_4$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_3:

$M_{b3} = M'_M = 79{,}8516 \cdot 10^{-3}$, $V_{b3} = V'_M = - 5{,}2841 \cdot 10^{-3}$, $H_{b3} = H'_M = 0{,}1703 \cdot 10^{-3}$

a na pravou část soustavy v místě a_4:

$$M_{a4} = -M'_M, \qquad V_{a4} = -V'_M, \qquad H_{a4} = -H'_M.$$

Vnitřní síly v průřezu $b_2 \equiv a_3$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_2:

$$M_{b2} = M_{b3} + V_{b3}\,l = (79{,}8516 - 5{,}2841 \cdot 26{,}50)\,10^{-3} = -60{,}1771 \cdot 10^{-3},$$
$$V_{b2} = V_{b3} = -5{,}2841 \cdot 10^{-3}, \qquad H_{b2} = H_{b3} = 0{,}1703 \cdot 10^{-3}$$

a na pravou část soustavy v místě a_3:

$$M_{a3} = -M_{b2}, \qquad V_{a3} = -V_{b2}, \qquad H_{a3} = -H_{b2}.$$

Přetvoření soustavy v jednotlivých styčnících je dáno složkami (kontroly).

Pootočení v b_2 vyplývá ze sil akce:

$$\varphi_{b2} = M_{b2}A_{2'} + V_{b2}D_{2'} + H_{b2}E_{2'} =$$
$$= (-60{,}1771 \cdot 5{,}4240 + 5{,}2841 \cdot 6{,}5880 + 0{,}1703 \cdot 37{,}8780)\,10^{-3} = -0{,}2851,$$

pootočení v a_3 vyplývá ze sil reakce: (Srovnej výklad v poznámce pod čarou na str. 27.)

$$\varphi_{a3} = M_{a3}A_{3'} + V_{a3}(-D_{3'}) + H_{a3}E_{3'} + 1 =$$
$$= (60{,}1771 \cdot 96{,}4240 - 5{,}2841 \cdot 1342{,}8970 + 0{,}1703 \cdot 49{,}1184)\,10^{-3} + 1 = -0{,}2851.$$

Správnost výpočtu je potvrzena rovností $\varphi_{a3} = \varphi_{b2}$.

Svislé posunutí v b_2 vyplývá ze sil akce:

$$u_{b2} = M_{b2}D_{2'} + V_{b2}B_{2'} + H_{b2}F_{2'} =$$
$$= (60{,}1771 \cdot 6{,}5880 - 5{,}2841 \cdot 47{,}7422 - 0{,}1703 \cdot 46{,}9062)\,10^{-3} = 0{,}1360,$$

svislé posunutí v a_3 vyplývá ze sil reakce:

$$u_{a3} = M_{a3}(-D_{3'}) + V_{a3}B_{3'} + H_{a3}(-F_{3'}) - l =$$
$$= (-60{,}1771 \cdot 1342{,}8970 + 5{,}2841 \cdot 20\,340{,}4377 - 0{,}1703 \cdot 195{,}8417)\,10^{-3} - 26{,}50 = 0{,}1360 \text{ m}.$$

Vodorovná posunutí, jež by se počítala obdobně, se již nevyšetřují.

Pootočení v b_3 vyplývá ze sil akce:

$$\varphi_{b3} = M_{b3}A_{3'} + V_{b3}D_{3'} + H_{b3}E_{3'} =$$
$$= (79{,}8516 \cdot 96{,}424 - 5{,}2841 \cdot 1342{,}8970 - 0{,}1703 \cdot 49{,}1184)\,10^{-3} = 0{,}5952,$$

pootočení v a_4 vyplývá rovněž ze sil akce:

$$\varphi_{a4} = M_{a4}A_{2'} + V_{a4}(-D_{2'}) + H_{a4}E_{2'} =$$
$$= (-79{,}8516 \cdot 5{,}424 + 5{,}2841 \cdot 6{,}5880 - 0{,}1703 \cdot 37{,}8780)\,10^{-3} = -0{,}4048.$$

Správnost výpočtu je potvrzena rovnicí

$$\varphi_{b3} = \varphi_{a4} + 1.$$

Svislé posunutí v b_3 vyplývá ze sil akce:

$$u_{b3} = M_{b3}D_{3'} + V_{b3}B_{3'} + H_{b3}F_{3'} =$$
$$= (79{,}8516 \cdot 1342{,}8970 - 5{,}2841 \cdot 20\,340{,}4377 - 0{,}1703 \cdot 195{,}8417)\,10^{-3} = -0{,}2818 \text{ m},$$

svislé posunutí v a_4 vyplývá rovněž ze sil akce:

$$u_{a4} = M_{a4}(-D_{2'}) + V_{a4}B_{2'} + H_{a4}(-F_{2'}) =$$
$$= (-79{,}8516 \cdot 6{,}5880 + 5{,}2841 \cdot 47{,}7422 - 0{,}1703 \cdot 46{,}9062)\,10^{-3} = -0{,}2818 \text{ m}.$$

Správnost výpočtu je potvrzena rovností

$$u_{b3} = u_{a4}.$$

Rovnice čáry

$$\eta_{Mb} = M_{a3}\mathfrak{V}_a + M_{b3}\mathfrak{V}_b + H_{b3}\mathfrak{V}_H + u_{a3}\xi' + u_{b3}\xi$$
$$= 0{,}0601771\,\mathfrak{V}_a + 0{,}0798516\,\mathfrak{V}_b + 0{,}0001703\,\mathfrak{V}_H + 0{,}1360\,\xi' - 0{,}2818\,\xi.$$

Kontrola úhlová

$$\varphi_{a3} = M_{a3}\,\alpha_a + M_{b3}\,\beta + H_{b3}\,\alpha_H + \frac{u_{b3} - u_{a3}}{l} =$$

$$= 0{,}0601771 \cdot 23{,}97 - 0{,}0798516 \cdot 21{,}53 + 0{,}0001703 \cdot 43{,}50 - \frac{0{,}2818 + 0{,}1360}{25{,}50} =$$

$$= -\,0{,}2693 - 0{,}0158 = -\,0{,}2851\,;$$

tentýž úhel byl vypočten z deformačních konstant.

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí:

n	Čára	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	$M_{a3}\,\mathfrak{V}_a$	0	3,8068	7,5522	11,0949	13,9238	14,8252	13,2347	10,2229	6,8584	3,4337	0
2	$M_{b3}\,\mathfrak{V}_b$	0	4,5563	9,1007	13,5652	17,5618	19,6722	18,4761	14,7222	10,0214	5,0514	0
3	$H_{b3}\,\mathfrak{V}_H$	0	0,0196	0,0392	0,0582	0,0745	0,0816	0,0745	0,0582	0,0392	0,0196	0
4	$u_{a3}\,\xi'$	0 1360	0,1224	0,1088	0,0952	0,0816	0,0680	0,0544	0,0408	0,0272	0,0136	0
5	$u_{b3}\,\xi$	0	0,0282	0,0564	0,0845	0,1127	0,1409	0,1691	0,1973	0,2254	0 2536	0,2818
Σ	η_{Mb}	0,136	0,636	1,457	2,401	3,595	4,838	5,282	4,598	3,322	1,838	0,282

Příčinková čára vodorovné síly H_p v příčli $a_3 - b_3$.

Vnitřní síly průřezu $b_3 \equiv a_4$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_3:

$$M_{b3} = M'_H = 0{,}1703 \cdot 10^{-3}, \qquad V_{b3} = V'_H = 0, \qquad H_{b3} = H'_H = 1{,}5429 \cdot 10^{-3}$$

a na pravou část soustavy v místě a_4:

$$M_{a4} = -\,M'_H, \qquad V_{a4} = 0, \qquad H_{a4} = -\,H'_H.$$

Vnitřní síly v průřezu $b_2 \equiv a_3$ jsou dány dvojicemi sil vnějších, z nichž působí na levou část soustavy v místě b_2:

$$M_{b2} = M_{b3} + V_{b3}\,l = 0{,}1703 \cdot 10^{-3}, \qquad V_{b2} = V_{b3} = 0, \qquad H_{b2} = H_{b3} = 1{,}5429 \cdot 10^{-3}$$

a na pravou část soustavy v místě a_3:

$$M_{a3} = -\,M_{b2}, \qquad V_{a3} = 0, \qquad H_{a3} = -\,H_{b2}.$$

Svislé posunutí v b_2 vyplývá ze sil akce:

$$u_{b2} = M_{b2}\,D_{2'} + V_{b2}\,B_{2'} + H_{b2}\,F_{2'} = (-\,0{,}1703 \cdot 6{,}5880 + 0 - 1{,}5429 \cdot 46{,}9062)\,10^{-3} = -\,0{,}0735,$$

svislé posunutí v a_3 vyplývá ze sil reakce:

$$u_{a3} = M_{a3}\,(-\,D_{3'}) + V_{a3}\,B_{3'} + H_{a3}\,(-\,F_{3'}) = (0{,}1703 \cdot 1342{,}8970 + 0 - 1{,}5429 \cdot 195{,}8417)\,10^{-3} = -\,0{,}0735.$$

Správnost výpočtu je potvrzena rovností

$$u_{b2} = u_{a3},$$

symetrie vyžaduje:

$$u_{b3} = u_{a4} = u_{b2} = u_{a3}.$$

Rovnice čáry

$$\eta_H = M_{a3}\,\mathfrak{V}_a + M_{b3}\,\mathfrak{V}_b + H_{b3}\,\mathfrak{V}_H + u_{b3} = 0{,}0001703\,(-\,\mathfrak{V}_a + \mathfrak{V}_b) + 0{,}0015429 \cdot \mathfrak{V}_H - 0{,}0735.$$

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí:

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	$M_{a3}\ \mathfrak{V}_a$	0	— 0,0108	— 0,0214	— 0,0314	— 0,0394	— 0,0420					
2	$M_{b3}\ \mathfrak{V}_b$	0	— 0,0097	— 0,0194	— 0,0289	— 0,0375	— 0,0420					
3	$H_{b3}\ \mathfrak{V}_H$	0	0,1778	0,3548	0,5270	0,6750	0,7389	vzhledem k symetrii není třeba počítat				
4	u_{b3}	— 0,0735	— 0,0735	— 0,0735	— 0,0735	— 0,0735	— 0,0735					
Σ	η_{Hp}	0,074	0,084	0,241	0,393	0,525	0,581					

Pořadnicemi čáry η_{Hp} jsou dány též pořadnice η_{Ht} příčinkové čáry osové síly táhla, a to podle vzorce

$$\eta_{Ht} = 0{,}656\ \eta_{Hp}.$$

Příčinková čára ohybového momentu M_v ve středu rozpětí příčle $a_3 - b_3$.

Pořadnice η_{Mv} této čáry jsou dány rovnicí

$$\eta_{Mv} = \eta_{\mathfrak{M}v} + 0{,}5\ \eta_{Ma} + 0{,}5\ \eta_{Mb} - f\ \eta_{Hp},$$

v níž značí:

$\eta_{\mathfrak{M}v}$ pořadnice příčinkové čáry prostého nosníku,
η_{Ma} pořadnice příčinkové čáry momentu vetknutí příčle v průřezu $b_2 \equiv a_3$, jež je zrcadelným obrazem vyšetřené čáry o pořadnicích η_{Mb},
f vzepětí zakřivené střednice příčle.

Výpočet pořadnic v desetinách rozpětí:

n	Čára	ξ										
		0	0.1	0,2	0 3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	$\eta_{\mathfrak{M}v}$	0	1,3250	2,6500	3,9750	5,3000	6,6250					
2	$0{,}5\ \eta_{Ma}$	— 0,1410	— 0,9190	— 1,6610	— 2,2990	— 2,6410	— 2,4190					
3	$0{,}5\ \eta_{Mb}$	+ 0,0680	— 0,3180	— 0,7285	— 1,2005	— 1,7975	— 2,4190	vzhledem k symetrii není třeba počítat				
4	$-f\ \eta_{Hp}$	+ 0,0747	— 0,0848	— 0,2434	— 0,3969	— 0,5303	— 0,5868					
Σ	η_{Mv}	0,002	0,003	0,017	0,079	0,331	1,200					

Příčinková čára svislé složky V_a akce příčle v místě jejího vetknutí ve styčníku $b_2 \equiv a_3$.

Pořadnice η_{Va} této čáry jsou dány rovnicí

$$\eta_{Va} = \xi' + \frac{\eta_{Mb} - \eta_{Ma}}{l} = \xi' + 0{,}037736\ (\eta_{Mb} - \eta_{Ma}).$$

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí:

n	čára	ξ'										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	ξ'	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
2	η_{Mb}/l	0,0051	— 0,0240	— 0,0550	— 0,0906	— 0,1357	— 0 1826	— 0,1993	— 0,1735	— 0,1254	— 0,0694	— 0,0106
3	$-\eta_{Ma}/l$	0,0106	— 0.0694	— 0,1254	— 0,1735	— 0,1993	— 0,1826	— 0,1357	— 0,0906	— 0.0550	— 0,0240	— 0,0051
Σ	η_{Va}	1,016	0,945	0.870	0.783	0,664	0,5	0,336	0,217	0,130	0.055	— 0,016

Příčinkové čáry momentů M_{j1}, M_{j2} k jádrovým bodům j_1, j_2 základové spáry pravého základového bloku.

Rozvod rozpíracích sil vypočtených pro styčník $b_3 \equiv a_4$ vede na tyto vnitřní síly v jádrových bodech pravé základové spáry:

Rozpírání ve směru síly	je vyvozeno rozpíracími silami (násobit 10^{-3})		jež mají rameno k jádrovému bodu		a vyvozují moment (násobit 10^{-3})	
			j_1	j_2	j_1	j_2
1	2	3*	4**	5	6	7
M	M'_M	79,8516	(1)	(1)	79,8516	79,8516
	V'_M	— 5,2841	0,42	2,08	— 2,2193	— 10,9909
	H'_M	0,1703	7,12		1,2125	1,2125
	výsledné momenty M'_{M1}, M'_{M2} jsou dány součty:***				78,8448	70,0732
V	M'_V	— 5,2841	(1)	(1)	— 5,2841	— 5,2841
	V'_V	0,3988	0,42	2,08	0,1675	0,8295
	H'_V	0	7,12		0	0
	výsledné momenty M'_{V1}, M'_{V2} jsou dány součty:***				— 5,1166	— 4,4546
H	M'_H	0,1703	(1)	(1)	0,1703	0,1703
	V'_H	0	0,42	2,08	0	0
	H'_H	1,5429	7,12		10,9854	10,9854
	výsledné momenty M'_{H1}, M'_{H2} jsou dány součty:				11,1557	11,1557

Poznámky ke sloupcům tabulky:

* Vepisují se vyšetřené rozpírací síly podle označení ve sloupci 2.

** Vepisují se ramena kótovaná v osovém schematu přílohy čís. 1; u momentů, jež se přenášejí přímo, se vpisuje jednička, a to v závorce, jelikož tu nejde o rameno.

*** Viz třetí poznámku na str. 39.

Příčinková čára M_{j1}.

Svislé posunutí u_{b2} v b_2 vyplývá ze sil akce M_{b2}, V_{b2}, H_{b2} takto:

$$M_{b2} = M'_{M1} + M'_{V1}\, l = (78{,}8448 - 5{,}1166 \cdot 26{,}50)\, 10^{-3} = -56{,}7451 \cdot 10^{-3},$$

$$V_{b2} = M'_{V1} = -5{,}1166 \cdot 10^{-3},\quad H_{b2} = M'_{H1} = 11{,}1557 \cdot 10^{-3}.$$

$$u_{b2} = M_{b2} D_{2'} + V_{b2} B_{2'} + H_{b2} F_{2'} =$$
$$= (56{,}7451 \cdot 6{,}5880 - 5{,}1166 \cdot 47{,}7422 - 11{,}1557 \cdot 46{,}9062)\ 10^{-3} = -0{,}3937 \text{ m},$$

svislé posunutí u_{b3} v b_3 vyplývá ze sil akce $M_{b3} = M'_{M1}$, $V_{b3} = M'_{V1}$, $H_{b3} = M'_{H1}$ takto:

$$u_{b3} = M'_{M1} D_{3'} + M'_{V1} B_{3'} + M'_{H1} F_{3'} =$$
$$= (78{,}8448 \cdot 1342{,}8970 - 5{,}1166 \cdot 20\,340{,}4377 - 11{,}1557 \cdot 195{,}8417)\ 10^{-3} = -0{,}3782 \text{ m}.$$

Rovnice čáry

$$\eta_{Mj1} = -M_{b2} \mathfrak{V}_a + M'_{M1} \mathfrak{V}_b + M'_{H1} \mathfrak{V}_H + u_{b2} \xi' + u_{b3} \xi =$$
$$= 0{,}0567451\ \mathfrak{V}_a + 0{,}0788448\ \mathfrak{V}_b + 0{,}0111557\ \mathfrak{V}_H - 0{,}3937\ \xi' - 0{,}3782\ \xi.$$

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí:

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	$-M_{b2} \mathfrak{V}_a$	0	3,5897	7,1215	10,4621	13,1297	13,9797	12,4799	9,6399	6,4672	3,2379	0
2	$M'_{M1} \mathfrak{V}_b$	0	4,4989	8,9859	13,3942	17,3403	19,4242	18 2431	14,5366	9,8950	4,9877	0
3	$M'_{H1} \mathfrak{V}_H$	0	1.2854	2,5650	3,8103	4,8803	5,3422	4,8803	3,8103	2,5650	1,2854	0
4	$u_{b2} \xi'$	0,3937	0,3543	0,3150	0,2756	0,2362	0,1969	0,1575	0,1181	0,0787	0,0394	0
5	$u_{b3} \xi$	0	0,0378	0,0756	0,1135	0,1513	0,1891	0,2269	0,2647	0,3026	0,3404	0,3782
Σ	η_{Mj1}	0,394	0,016	0,310	0,489	0,282	0,488	1,267	1,469	1,244	0,844	0,378

Příčinková čára M_{j2}.

Postup výpočtu je obdobný jako u čáry M_{j1}

$$M_{b2} = M'_{M2} + M'_{V2}\, l = (70{,}0732 - 4{,}4546 \cdot 26{,}50)\ 10^{-3} = -47{,}9737 \cdot 10^{-3},$$
$$V_{b2} = M'_{V2} = -4{,}4546 \cdot 10^{-3}, \qquad H_{b2} = M'_{H2} = 11{,}1557,$$
$$u_{b2} = M_{b2} D_{2'} + V_{b2} B_{2'} + H_{b2} F_{2'}$$
$$= (47{,}9737 \cdot 6{,}5880 - 4{,}4546 \quad 47{,}7422 - 11{,}1557 \cdot 46{,}9062)\ 10^{-3} = -0{,}4199 \text{ m},$$
$$u_{b3} = M'_{M2} D_{3'} + M'_{V2} B_{3'} + M'_{H2} F_{3'}$$
$$= (70{,}0732 \cdot 1342{,}8970 - 4{,}4546 \cdot 20\,340{,}4377 - 11{,}1557 \cdot 195{,}8417)\ 10^{-3} = 1{,}3078 \text{ m},$$
$$\eta_{Mj2} = -M_{b2} \mathfrak{V}_a + M'_{M2} \mathfrak{V}_b + M'_{H2} \mathfrak{V}_H + u_{b2} \xi' + u_{b3} \xi$$
$$= 0{,}0479737\ \mathfrak{V}_a + 0{,}0700732\ \mathfrak{V}_b + 0{,}0111557\ \mathfrak{V}_H - 0{,}4199\ \xi' + 1{,}3078\ \xi.$$

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	9,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	$-M_{b2} \mathfrak{V}_a$	0	3,0348	6,0206	8,8448	11,1000	11,8187	10,5507	8,1497	5,4675	2,7374	0
2	$M'_{M2} \mathfrak{V}_b$	0	3,9984	7,9862	11,9040	15,4112	17,2632	16,2135	12,9194	8,7942	4,4328	0
3	$M'_{H2} \mathfrak{V}_H$	0	1,2854	2,5650	3,8103	4,8803	5,3422	4,8803	3,8103	2,5650	1,2854	0
4	$u_{b2} \xi'$	0,4199	0,3779	0,3359	0 2939	0,2519	0,2100	0,1680	0,1260	0,0840	0,0420	0
5	$u_{b3} \xi$	0	0,1308	0,2616	0,3923	0,5231	0,6539	0,7847	0,9155	1.0462	1,1770	1,3078
Σ	η_{Mj2}	0,420	0,075	0,525	0,850	0,840	0,342	0,166	0,170	0,201	0,725	1,308

Pro kontrolu se vypočte podobně jako v příkladě předešlém několik výrazů, jež musí být rovny třetině výšky základové spáry: (Při libovolné poloze jednotkového břemene je součet rozdílů $M_{j2} - M_{j1}$ vypočtených pro levou i pravou základovou spáru vždy roven třetině výšky základové spáry.)

$$1{,}308 - 0{,}420 + 0{,}378 + 0{,}394 = 1{,}66 = \frac{5{,}00}{3},$$

$$0{,}725 + 0{,}075 + 0{,}844 + 0{,}016 = 1{,}66 = \frac{5{,}00}{3}.$$

Vliv změny teploty a smršťování.

Pokles teploty o $15 + 10 = 25^\circ$ C má za následek zkrácení rámové příčle (o rozpětí $l = 26{,}50$ m) o délku $\Delta l = \varepsilon \Delta t\, l = 0{,}000012 \cdot 25 \cdot 26{,}50 = 7950 \cdot 10^{-6}$ m. Účinek tohoto zkrácení střednice je shodný s účinkem rozepření konstrukce ve styčníku $b_3 \equiv a_4$ na míru Δl; síly vyvozené v tomto průřezu jsou tedy Δl kráte větší než rozpírací síly, jimiž se průřez rozepře na míru jednotky délky za účelem přetvoření soustavy v příčinkovou čáru vodorovné síly. Jelikož se od počátku pracuje s deformačními konstantami 10^6 kráte většími, lze vypočítat síly M_{b3t}, V_{b3t}, H_{b3t}, vyvozené změnou teploty ve styčníku $b_3 \equiv a_4$ a pojímané jako účinek pravé části soustavy na část levou, ze vzorců

$$M_{b3t} = \Delta l \cdot M'_H \cdot 10^6 = 7950 \cdot 0{,}1703 \cdot 10^{-3} = 1{,}35 \text{ tm},$$
$$V_{b3t} = 0,$$
$$H_{b3t} = \Delta l \cdot H'_H \cdot 10^6 = 7950 \cdot 1{,}5429 \cdot 10^{-3} = 12{,}27 \text{ t}.$$

Ve středu rozpětí příčle vzniká tímto účinkem ohybový moment M_{vt}, který, pojímaný jako vnitřní síla (to jest se znaménkovým pravidlem: kladný moment způsobuje tah na spodní straně), je dán:

$$M_{vt} = - M_{b3t} + H_{b3t} \cdot f = - 1{,}35 + 12{,}27 \cdot 1{,}01 = 11{,}0 \text{ tm}.$$

V základové spáře se tímto účinkem vyvodí moment M_{zt}, který jako vnitřní síla (to jest se znaménkovým pravidlem: kladný moment způsobuje tah na vnitřní straně) je dán:

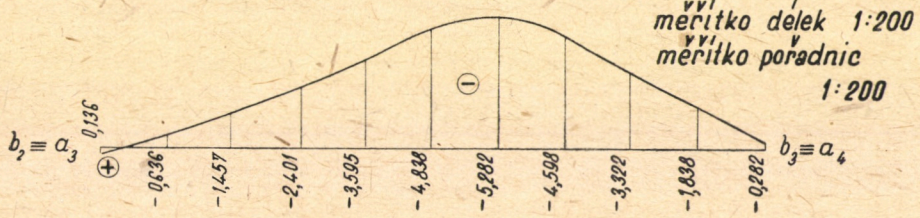
$$M_{zt} = - M_{b3t} - H_{b3t} \cdot h = - 1{,}35 - 12{,}27 \cdot 7{,}12 = - 88{,}7 \text{ tm}.$$

Krajní hodnoty vnitřních sil ve vyšetřovaných průřezech vztažené na celou šířku mostu a napětí v základové spáře. (Viz příčinkové čáry v příloze 15.)

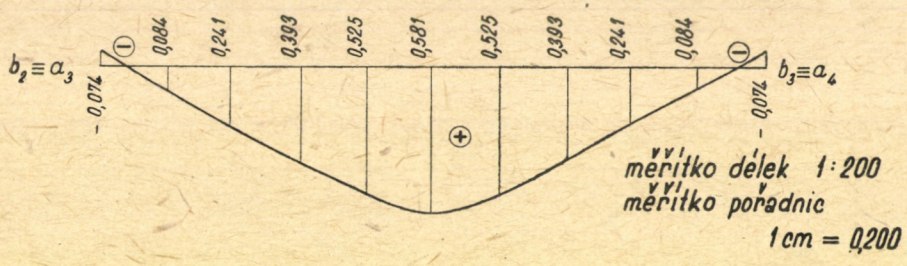
Vnitřní síla		g tm	δp tm	t tm	Krajní hodnoty max. tm	Krajní hodnoty min. tm
Moment vetknutí příčle		— 1950	+ 8 — 2380	0,5 — 1,4	— 1941,5	— 4331,4
Moment ve středu rozpětí		+ 75	+ 171 — 2	12,3 — 4,9	+ 258,3	+ 68,1
Tah v táhlech (+ značí tah)		+ 130	+ 171 — 6	1,7 — 4,2	+ 302,7	+ 119,8
Moment k jádrovému bodu základové spáry	j_1	— 560	+ 95 — 435	35,4 — 88,7	— 429,6	— 1083,7
	j_2	+ 1260	+ 395 — 50	35,4 — 88,7	+ 1690,4	+ 1121,3

g = obtíženi stálé, δp = nahodilé, t = změna teploty a smršťování.

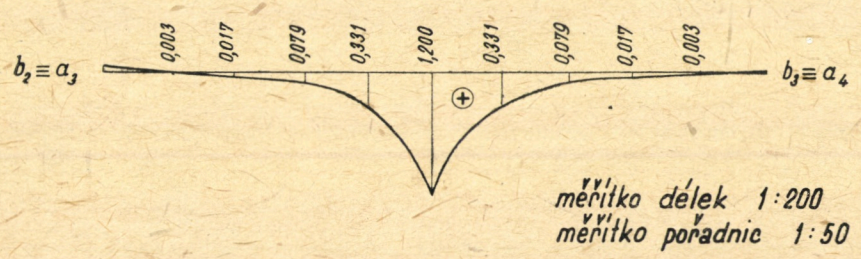
Příčinková čára momentu vetknutí „M_b" přídle $a_3 - b_3$ v průřezu $b_3 \equiv a_4$



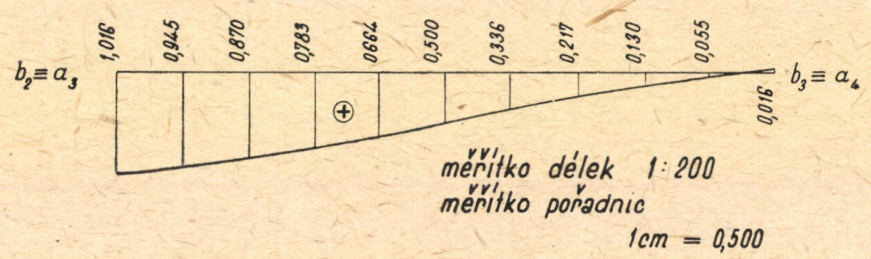
Příčinková čára vodorovné síly „H_p" v přídli $a_3 - b_3$



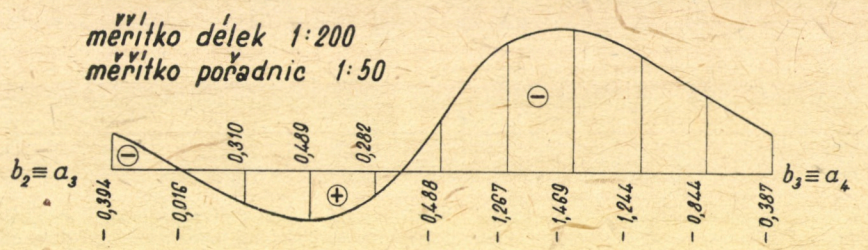
Příčinková čára ohybového momentu „M_v" ve středu rozpětí přídle $a_3 - b_3$



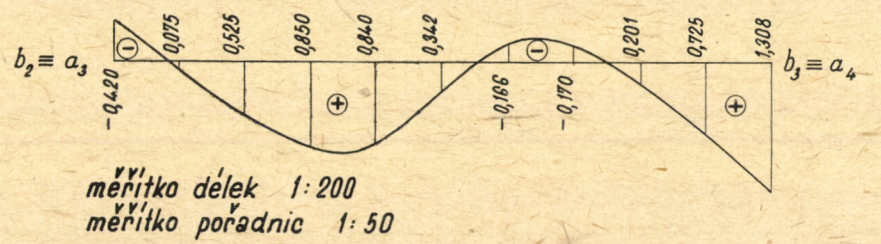
Příčinková čára svislé složky „V_a" akce přídle v místě jejího vetknutí ve styčníku $b_2 \equiv a_3$



Příčinková čára momentu „M_{j_1}" k vnějšímu jádrovému bodu „j_1" základové spáry pravého základového bloku



Příčinková čára momentu „M_{j_2}" k vnitřnímu jádrovému bodu „j_2" základové spáry pravého základového bloku



Základová spára má modul odporu

$$W = \frac{1}{6}\, 12{,}95 \,.\, 5{,}00^2 = 53{,}96 \text{ m}^2.$$

Hranové napětí (+ tlak, — tah) je na straně

vnitřní $$\nu_1 = \frac{-M_{j1}}{W} = \frac{1083{,}7}{53{,}96} = 20{,}1 \text{ t/m}^2 \doteq 2{,}0 \text{ kg/cm}^2,$$

vnější $$\nu_2 = \frac{M_{j2}}{W} = \frac{1690{,}4}{53{,}96} = 31{,}3 \text{ t/m}^2 \doteq 3{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

(V udaných napětích ν_1, ν_2 je započten též vliv vlastní váhy rámových stojek, který se s ohledem na stavební postup zjišťuje přímo — ne z příčinkových čar.)

VI. Vzorný statický výpočet deskového mostu s okrajovým ztužením.

Charakteristické údaje mostu:

Silniční podjezd dvoukolejné trati o světlosti 11,60 m a podjezdné výšce 5,20 m. Rozpětí: 12,64 m, výška desky ve středu rozpětí: 80 cm, konstruktivní výška: 125 cm.

Zatěžovací vlak: *N*.

Beton desky: $B_{g\,2}$.

Podélný a příčný řez, jakož i zjednodušený příčný řez pro statický výpočet a síť volených bodů jsou patrny z přílohy 16 (str. 59).

Na ukázku se vyšetřuje:

a) průhybová plocha od obtížení stálého,

b) průběh podélných momentů od obtížení stálého,

c) příčinková plocha podélného momentu pro střed mostu,

d) příčinková plocha příčného momentu pro střed mostu.

Pro posouzení správnosti navržených průřezů jsou vyčísleny krajní hodnoty podélného momentu ve středu mostu a podélného momentu ve středu rozpětí okrajového ztužení.

Statické vyšetřování se provádí diferenční methodou, její užití při deskách proměnných tlouštěk a při výpočtu příčinkových čar a ploch, jež dosud v literatuře není uváděno, se podrobněji osvětluje v theoretickém úvodu.

K objasnění skutečného průběhu napětí v deskách s mohutnými okrajovými ztuženími je připojena příčinková plocha měrného momentu ve středu rozpětí volného kraje, složená z přiměřených násobků příčinkových ploch napětí při horním i spodním povrchu určených modelovým měřením.

Základní rovnice theorie nosných desek konstantní tloušťky.

Desková konstanta N je určena modulem pružnosti E, tloušťkou desky h a konstantou μ (převrácená hodnota Poissonovy konstanty) takto:

$$N = \frac{E\,h^3}{12\,(1-\mu^2)}. \tag{1}$$

Měrné ohybové momenty m_x (točí kolem osy kolmé na souřadnou osu X), m_y (točí kolem osy kolmé na souřadnou osu Y) a měrný moment kroutící m_{xy} jsou dány derivacemi průhybové plochy takto:

$$m_x = -N\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right),\quad m_y = -N\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right),\quad m_{xy} = -(1-\mu)\,N\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}. \tag{2) (3) (4}$$

Součet měrných momentů m_x a m_y v libovolném místě desky je neodvislý od volené polohy osového kříže X, Y a dán derivacemi průhybové plochy takto:

$$\frac{m_x + m_y}{1+\mu} = m = -N\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right). \tag{5}$$

Intensita p plošného obtížení povrchu nosné desky je dána derivacemi momentových součtů m takto:

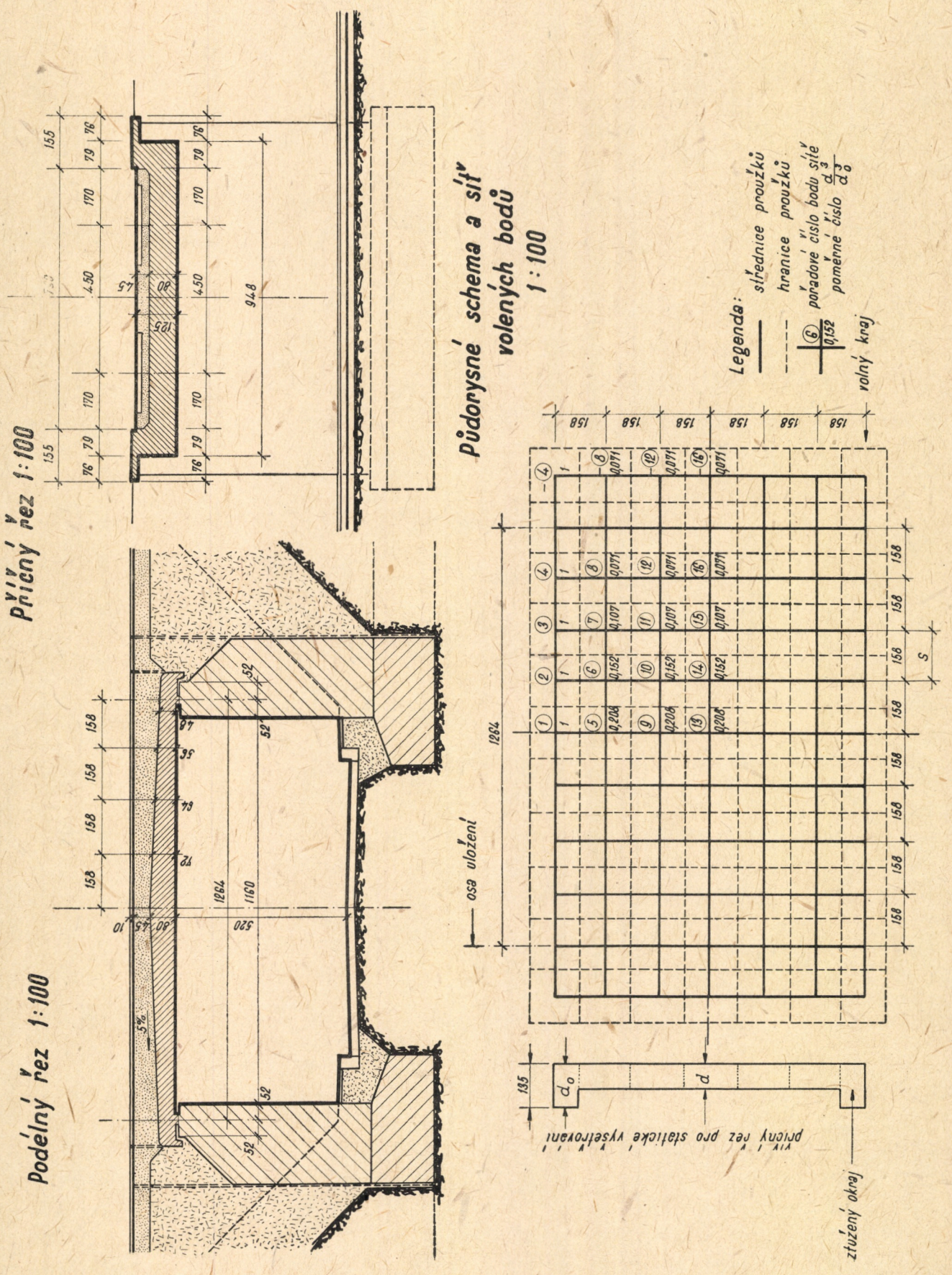
$$-p = \frac{\partial^2 m}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m}{\partial y^2}. \tag{6}$$

Intensita p plošného obtížení povrchu nosné desky je vázána derivacemi w takto:

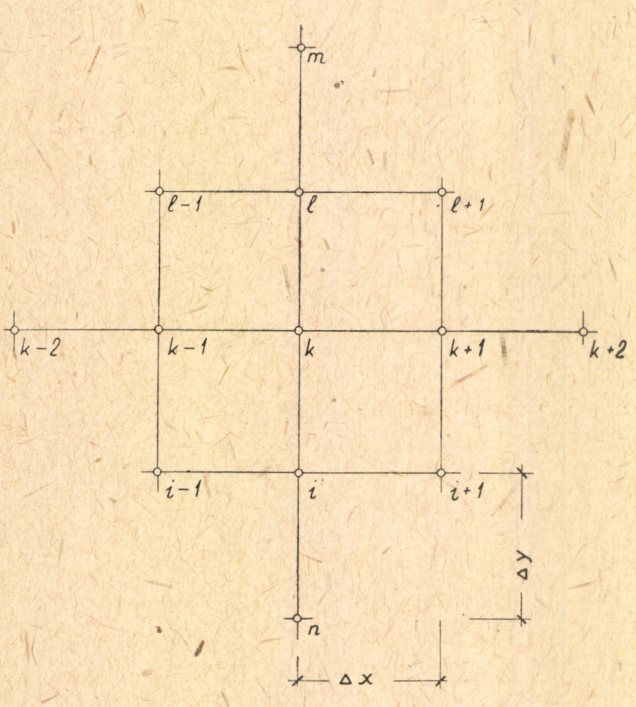
$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{N}. \tag{7}$$

Rovnice (7) vyplývá z rovnice (5) a (6) eliminací m.

Příloha č. 16.

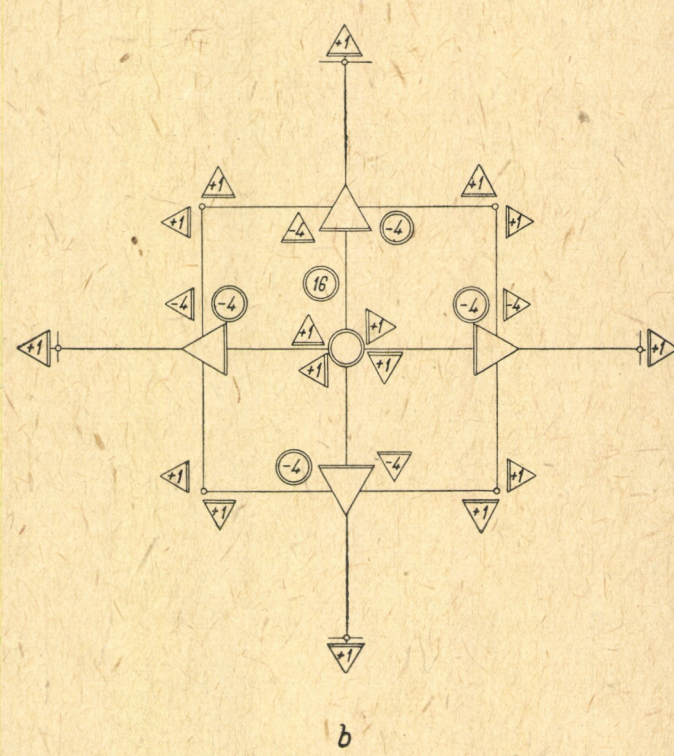

Příčný řez 1:100
Podélný řez 1:100
Půdorysné schema a síť volených bodů 1:100
Legenda:
střednice proužků
hranice proužků
pořadové číslo bodu sítě
poměrné číslo
osa uložení
volný kraj
ztužený okraj
příčný řez pro statické vyšetřování

Řešení nosných desek rovnicemi diferenčními.



je-li $\Delta x = \Delta y$, značí se Δs

a



b

Obr. 1.

Při diferenční methodě se vyjadřují jednotlivé derivace rozdíly průhybových pořadnic bodů volené sítě takto:

$$\left.\begin{aligned}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_k &\to \frac{w_{k+1} - w_{k-1}}{2\Delta x}\\ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_k &\to \frac{w_{k+1} - 2w_k + w_{k-1}}{\Delta x^2}\end{aligned}\right\} \text{analogicky derivace podle } y,$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)_k \to \frac{w_{l+1} - w_{l-1} - w_{i+1} + w_{i-1}}{4\,\Delta x\,\Delta y}.$$

Shora uvedené základní rovnice mají pak tvar (viz obr. 1 a)

$$m_{xk} = \frac{N_k}{\Delta s^2}\left[-w_{k-1} + 2w_k - w_{k+1} + \mu\,(-w_i + 2w_k - w_l)\right] \tag{8}$$

$$m_{yk} = \frac{N_k}{\Delta s^2}\left[\mu\,(-w_{k-1} + 2w_k - w_{k+1}) - w_i + 2w_k - w_l\right] \tag{9}$$

$$m_{xyk} = \frac{N_k(1-\mu)}{4\,\Delta s^2}\,(w_{l-1} - w_{l+1} - w_{i-1} + w_{i+1}) \tag{10}$$

$$m_k = \frac{N_k}{\Delta s^2}\,(-w_i - w_{k-1} + 4w_k - w_{k+1} - w_l) \tag{11}$$

$$p_k\,\Delta s^2 = 4\,m_k - m_{k-1} - m_l - m_{k+1} - m_i. \tag{12}$$

Rovnice (8) až (12) platí též pro desky proměnné tloušťky, dosazuje-li se, jak ostatně je připojeným indexem k již naznačeno, desková konstanta N vypočtená pro vyšetřované místo k. Rovnici (7) nelze přímo převést do tvaru rovnic diferenčních. Vztah mezi intensitou obtížení a průhybovými pořadnicemi můžeme však získat snadno tak, že do rovnice (12) dosadíme za jednotlivé momentové součty výrazy určené podle rovnice (11).

Tímto získáváme pro desky obecně proměnného průřezu rovnici, kterou jsou vázány průhybové pořadnice w ve třinácti bodech volené sítě, deskové konstanty N vypočtené pro pět bodů sítě a intensita obtížení p vztahující se na prostřední bod k takto:

$$\left.\begin{aligned} &w_k\,(16\,N_k + N_l + N_i + N_{k-1} + N_{k+1}) - 4\,w_{k-1}\,(N_k + N_{k-1}) - 4\,w_{k+1}\,(N_k + N_{k+1}) - \\ &- 4\,w_l\,(N_k + N_l) - 4\,w_i\,(N_k + N_i) + w_{l-1}\,(N_l + N_{k-1}) + w_{l+1}\,(N_l + N_{k+1}) + \\ &+ w_{i-1}\,(N_i + N_{k-1}) + w_{i+1}\,(N_i + N_{k+1}) + w_{k-2}\,N_{k-1} + w_{k+2}\,N_{k+1} + \\ &+ w_m\,N_l + w_n\,N_i = p_k\,\Delta\,s^4. \end{aligned}\right\} \quad (13)$$

Pro praktické výpočty je výhodné, vztahy dané rovnicemi vyznačit přímo v síti vykreslené na průhledném (matricovém) papíře a součinitele tu připisovat k příslušným bodům.

Průhledný papír se přikládá postupně na všechna místa vyšetřované desky a podle označení jednotlivých, přiloženou sítí právě překrytých bodů se vpisují součinitelé do tabulky systému lineárních diferenčních rovnic.

V obr. 1 b je znázorněna síť se součiniteli rovnice (13). Součinitelé jsou vpisováni do obrazců (různě natočených trojúhelníků a kruhu), jimiž je zároveň vždy udán onen bod, ze kterého se přejímá do příslušného součinitele hodnota deskové konstanty N.

Sestavíme-li podle vztahu (13) tolik diferenčních rovnic, kolik je neznámých průhybů w, získáme systém lineárních rovnic, jehož kořeny řeší nejen průhybové pořadnice, ale i měrné momenty ohybové — rovnice (8) a (9) — a kroutící — rovnice (10) — ve všech bodech volené sítě.

Průhybové pořadnice poslední řady bodů, to jest podél uložení, jsou vesměs nulové, a tudíž předem známy. Abychom mohli napsat rovnici (13) též pro body řady předposlední, myslíme si, že deska je částí spojitého pruhu, jehož jednotlivá pole jsou vesměs stejně, ale střídavě nahoru a dolů obtížena. Uložení stávají se takto osami antimetrie všech obtížení a přetvoření, podél kterých jsou zároveň splněny i okrajové podmínky desek volně uložených. Pro poslední řadu bodů volných okrajů není třeba psát diferenční rovnice ve tvaru vztahu (13) vůbec. K sestavení těchto rovnic bylo by třeba rozšířit síť i za volné okraje.

Lineární system lze doplnit místo toho stejným počtem rovnic vyplývajících z podmínek rovnováhy v jednotlivých příčných řezech. Plocha podélných měrných momentů každého příčného řezu, kterou při diferenční methodě lze stanovit na příklad podle Simpsonova pravidla, je rovna ohybovému momentu, jejž vyvodí stejné obtížení na prostém nosníku v průřezu stejně vzdáleném od podpory. Přikládáme-li síť průhledného papíru na body předposlední řady před volnými okraji, padne i tu vždy jeden bod mimo obrys vyšetřované desky.

K rovnicím (13) stanoveným kolem bodů předposlední řady je proto třeba přičíst rovnice (9) sestavované kolem bodů volného kraje, jimiž lze vyjádřit podmínku, že na volném kraji jsou příčné ohybové momenty, tedy momenty m_y, rovny nule. Spojením těchto dvou rovnic se vyloučí potřeba rozšířit síť desky mimo volné kraje.

Přímý výpočet příčinkových ploch diferenčními rovnicemi.

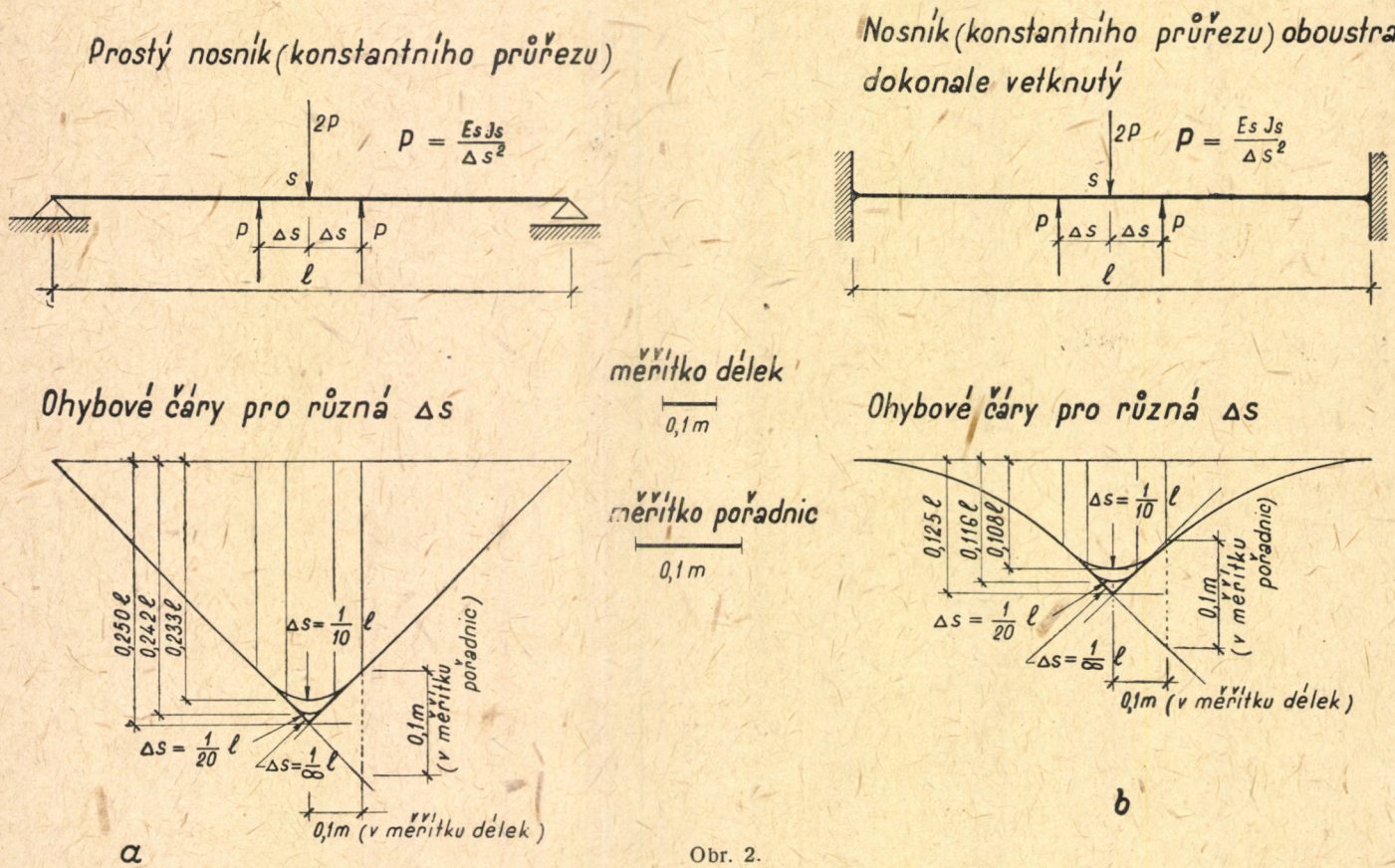
V oddíle VII a VIII práce Wünsch: *„Tuhý základ a pružný poloprostor“* bylo ukázáno, že všechny „impulsy“, jimiž se zatěžují nosné soustavy za účelem jejich přetvoření v příčinkové čáry či plochy, je možno nahradit soustavou nekonečně blízkých břemen přesně daných velikostí i směrů. Přecházíme-li od diferenciálu k diferencím, nahražujeme nekonečně blízká břemena v singulárním bodě soustavou břemen rozložených kolem vyšetřovaného místa v jistých konečných vzdálenostech $\Delta\,s$.

U nosníků je „impuls“, kterým se soustava v průřezu s přetvoří v příčinkovou čáru ohybového momentu totožný se sledem tří břemen P_1, P_2, P_3 vzájemně od sebe vzdálených o nekonečně malou délku $\mathrm{d}\,s$, jichž velikost je:

$$P_1 = P_3 = -\frac{E_s J_s}{\mathrm{d}\,s^2},\quad P_2 = \frac{2\,E_s J_s}{\mathrm{d}\,s^2}.$$

V diferenčním počtu se uvažují břemena ve vzájemné vzdálenosti $\Delta\,s$, jichž velikost je pak

$$P_1 = P_3 = -\frac{E_s J_s}{\Delta\,s^2},\quad P_2 = \frac{2\,E_s J_s}{\Delta\,s^2}. \quad (14)$$



Obr. 2.

Jak je patrno z obrázku 2, kde je vykreslena průhybová čára prostého nosníku a nosníku oboustranně vetknutého vyvozená impulsem sledu tří břemen P_1, P_2, P_3, je řešení tím přesnější, čím menší je volené Δs.

V souhlase s principem Saint-Venantovým se nepřesnost projevuje jen v singulárním místě, to jest na délce Δs před a za vyšetřovaným průřezem. V mezním případě, tedy při nekonečně malé vzdálenosti d s, se omezí singularita na jediný bod s.

Řešíme-li nosníky diferenční methodou, počítáme, jak známo, ohybový moment v průřezu s ze vzorce

$$M_s = -\frac{E_s J_s}{\Delta s^2} w_{s-1} + \frac{2 E_s J_s}{\Delta s^2} w_s - \frac{E_s J_s}{\Delta s^2} w_{s+1}, \qquad (15)$$

ve kterém značí w_{s-1} průhybovou pořadnici ve vzdálenosti Δs před průřezem s, w_s pořadnici průhybu v průřezu s a w_{s+1} průhyb ve vzdálenosti Δs za průřezem s.

Ponecháme-li označení z rovnice (14), můžeme rovnici (15) psát též ve tvaru:

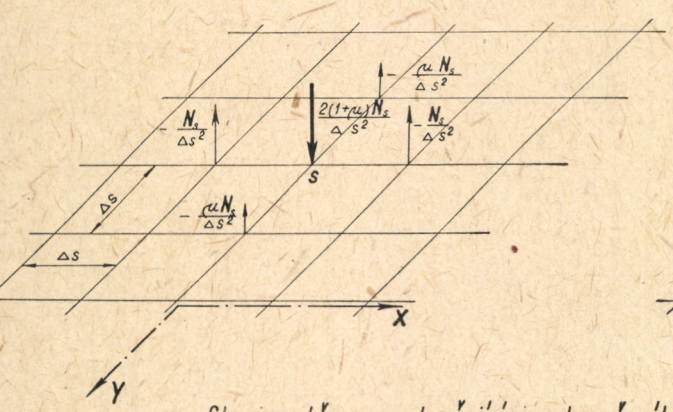
$$M_s = P_1 w_{s-1} + P_2 w_s + P_3 w_{s+1},$$

z čehož plyne obecně platný závěr:

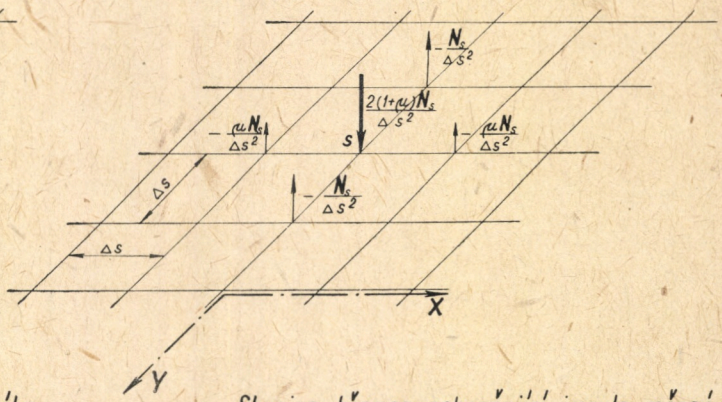
Impuls jakékoliv statické veličiny, tedy u nosníků: ohybového momentu M, posouvající síly T, normálné síly N, u desek: podélného měrného momentu m_x, příčného měrného momentu m_y, měrného momentu kroutícího m_{xy}, momentového součtu m, a j., u nosných stěn: podélného napětí ν_x, příčného napětí ν_y, tangencielního napětí τ_{xy}, kterým se nosná soustava zatěžuje za účelem jejího přetvoření v příčinkovou čáru či plochu, lze nahradit skupinou břemen rozloženou kolem vyšetřovaného průřezu nosníku či bodu desky nebo stěny. Směry a velikosti těchto náhradných břemen jsou vždy dány součiniteli příslušných rovnic, podle kterých se v diferenčním počtu ta která statická veličina počítá.

Soustavy náhradných břemen impulsů měrných vnitřních sil v nosných deskách jsou názorně vykresleny v obrázku 3.

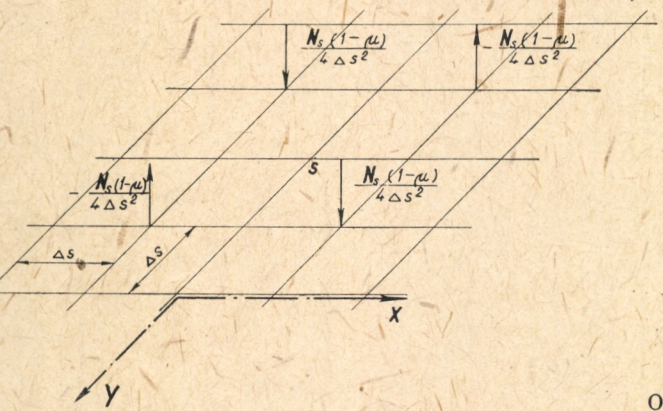
Skupina břemen nahražující impuls měrného momentu m_x v bodě „s"



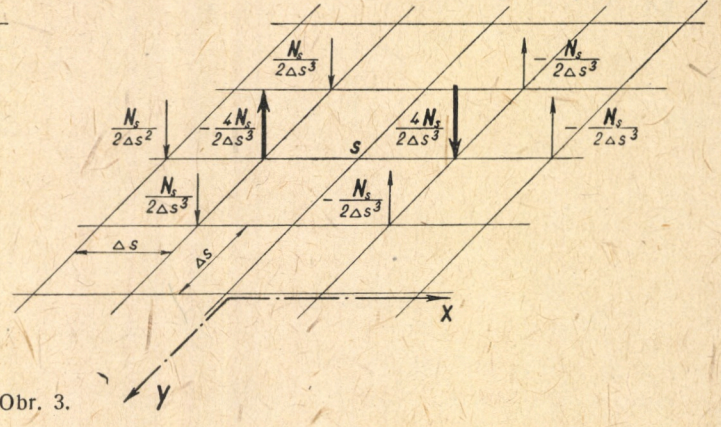
Skupina břemen nahražující impuls měrného momentu m_y v bodě „s"



Skupina břemen nahražující impuls měrného kroutícího momentu m_{xy} v bodě „s"



Skupina břemen nahražující impuls měrné posouvající síly p_x v bodě „s"



Obr. 3.

Vyšetřování dané desky proměnného průřezu.

Volená síť je vyznačena v příloze číslo 16. Vnitřní hrany okrajových ztužení půlí šířku krajních ok. Vzhledem k příčné i podélné symetrii desky i řešených obtížení se vyšetřuje jen čtvrtina obrysu.

Označení bodů za uložením v podélném směru rozšířené sítě odpovídá dříve popsané antimetrii, jejímiž osami jsou volně uložené okraje.

Desková „konstanta" obecně:

$$N = \frac{E h^3}{12 (1 - \mu^2)} = \frac{2\,100\,000\, h^3}{12 (1 - 0{,}15^2)} = 179\,028\, h^3.$$

Desková „konstanta" okrajového ztužení o konstantní výšce $h = 1{,}35$ m

$$N_k = 179\,028 \cdot 1{,}35^3 = 440\,476 \text{ tm}.$$

V zájmu jednoduchosti se zavádí $N'_k = 1$, takže konstanta $N's$ v obecném bodě s je dána poměrem $\frac{h_s^3}{h_k^3}$ (v obrázku příl. 16 je ponecháno označení $\frac{d^3}{d_0^3}$). Při podélném sklonu desky 1 : 20 jsou výšky v jednotlivých bodech sítě a poměrné tuhosti:

polovina rozpětí (čtyři osminy)	$h = 0{,}80$ m,	$\frac{0{,}80^3}{1{,}35^3} = 0{,}208$,
tři osminy rozpětí	$h = 0{,}72$ m,	$\frac{0{,}72^3}{1{,}35^3} = 0{,}152$,
dvě osminy rozpětí	$h = 0{,}64$ m,	$\frac{0{,}64^3}{1{,}35^3} = 0{,}107$,
jedna osmina rozpětí	$h = 0{,}56$ m,	$\frac{0{,}56^3}{1{,}35^3} = 0{,}071$,
volně uložený kraj	$h = 0{,}48$ m,	$\frac{0{,}48^3}{1{,}35^3} = 0{,}045$.

Koeficienty rovnic (13) se určí postupným přikládáním schematu obrázku 1b na body sítě 9—16. Na bodech 5—8 se tyto rovnice podle dříve uvedeného kombinují s rovnicemi (9) a krajní body 1—4 se vynechají. Další čtyři podmínky plynou ze Simpsonových součtů podélných momentů v jednotlivých příčných řezech.

Výsledné hodnoty součinitelů při neznámých w jednotlivých lineárních rovnic jsou uvedeny v tabulce.

Zatím co všechny tyto koeficienty při neznámých, tedy celá levá strana rovnicového systému, je neodvislá od způsobu obtížení, mění se s obtížením absolutní členy, tedy pravá strana systému. Má-li být, jak na začátku uvedeno, řešena průhybová plocha od obtížení stálého [ad a)] a průhybové plochy vyvozené impulsem podélného a příčného měrného momentu ve středu desky, tedy příčinkové plochy těchto měrných vnitřních sil [ad c), ad d)], je třeba určit troje absolutní členy. U obtížení stálého se postupuje takto:

Intensita obtížení p se počítá za předpokladu, že beton má měrnou váhu 2,4 t/m³, štěrk 1,9 t/m³ a že váha železničního svršku se roznáší rovnoměrně na celou šířku mostu;
pro body volného kraje platí:

$$p_k = 2{,}4 \cdot 1{,}35 + 1{,}9 \cdot 0 + \frac{2 \cdot 0{,}150}{9{,}48} = 3{,}27 \text{ t/m}^2,$$

pro ostatní body volené sítě se uvažuje podle středu rozpětí:

$$p = 2{,}4 \cdot 0{,}8 + 1{,}9 \cdot 0{,}45 + \frac{2 \cdot 0{,}150}{9{,}48} = 2{,}81 \text{ t/m}^2.$$

Absolutní člen diferenčních rovnic (13) řešících obtížení p je pak dán výrazem:

$$\frac{p \Delta s^4}{N_k} = \frac{2{,}81 \cdot 1{,}58^4}{440\,476} = 39{,}8 \cdot 10^{-6} \text{ m} = 0{,}0398 \text{ mm}.$$

Absolutní členy rovnic vyjadřujících výminky momentové rovnováhy v jednotlivých příčných řezech se počítají takto:
Obtížení vztažené na celou šířku nosné desky je

$$g = 2 \cdot 0{,}79 \cdot 3{,}27 + 7{,}90 \cdot 2{,}81 = 27{,}3 \text{ t/m}',$$

momenty vztažené na celou šířku,

čtyři osminy rozpětí: $M_4 = M_{max} = \frac{1}{8} g l^2 = 0{,}125 \cdot 27{,}3 \cdot 12{,}64^2 = 545{,}2$ tm,

tři osminy rozpětí: $M_3 = 0{,}9375\, M_{max} = 0{,}9375 \cdot 545{,}2 = 511{,}1$ tm,

dvě osminy rozpětí: $M_2 = 0{,}75 \cdot M_{max} = 0{,}750 \cdot 545{,}2 = 408{,}9$ tm,

jedna osmina rozpětí: $M_1 = 0{,}4375\, M_{max} = 0{,}4375 \cdot 545{,}2 = 238{,}5$ tm.

U příčinkových ploch se skupina břemen charakterisujících příslušný impuls (viz obr. 3) nahradí soustavou rovnoměrných obtížení. Tato obtížení jsou rozložena na čtvercových polích tak, že jejich těžiště se shoduje s působištěm onoho břemene, jež svou vahou nahražují. Při takto daných intensitách obtížení jednotlivých polí se absolutní členy rovnic počítají stejně jako u obtížení stálého.

Absolutní člen rovnice stavěné kolem bodu 13 na příklad, který je stejný při obou řešeních, se počítá takto:
Intensita obtížení je dána poměrem:

$$p_{13} = \frac{P_{13}}{\Delta s^2} = \frac{2(1+\mu) N_{13}}{\Delta s^4},$$

takže pravá strana diferenční rovnice je:

$$a_{0,13} = \frac{p_{13} \Delta s^4}{N_k} = \frac{2(1+\mu) N_{13}}{N_k} = 2(1+\mu) \frac{N_{13}}{N_k}.$$

Diferenčními rovnicemi jsou řešeny vždy měrné momenty jako podíly průměrných hodnot ohybových momentů ze šířky rovné šířce ok Δs volené sítě podle téže šířky Δs. Charakteru methody diferenčních rovnic odpovídá proto spíše moment M pojímaný jako vnitřní síla průřezu o šířce Δs, který má rozměr ohybového momentu, než moment měrný m, který má jen rozměr síly. Řešíme-li tedy příčinkové plochy, násobme absolutní členy ještě šířkou ok Δs, aby příčinkové pořadnice měly rozměr délky a vyčíslení vedlo na ohybový moment průřezu o šířce Δs. Jinak příčinkové pořadnice

měrných momentů jsou, jak známo, čísla bez rozměrů, a tudíž neodvislá od velikosti nosné desky.

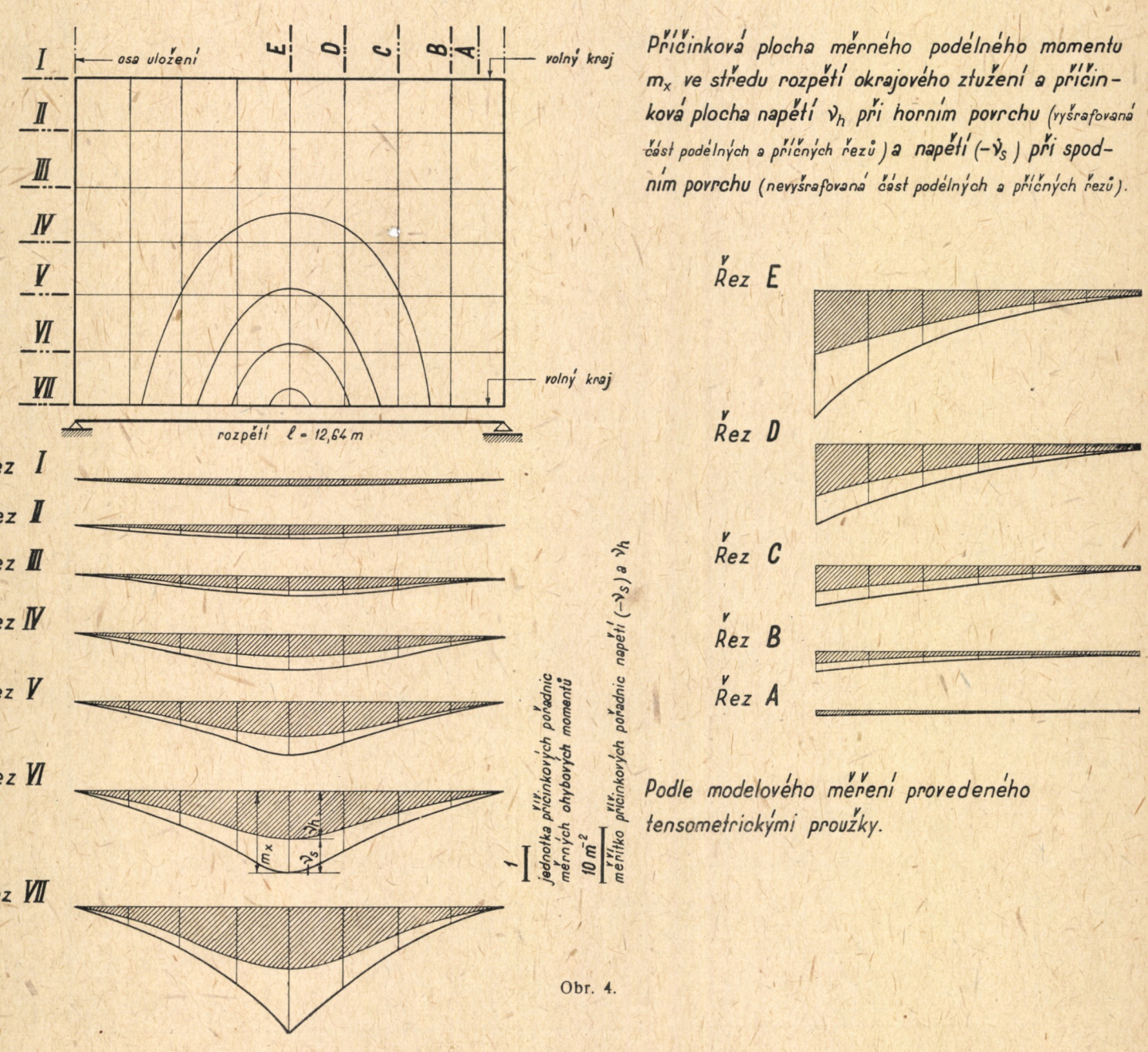
Absolutní člen $a'_{0,13}$ rovnice systému řešícího přímo příčinkovou plochu ohybového momentu M průřezu o šířce Δs, se vypočte z rovnice

$$a'_{0,13} = 2\,(1 + \mu)\,\frac{N_{13}}{N_k}\,\Delta s.$$

Systém lineárních diferenčních rovnic s absolutními členy obtížení stálého, příčinkové plochy podélného momentu a příčinkové plochy příčného momentu jsou sestaveny v tabulce, v níž jsou uvedeny i kořeny těchto tří řešení.

Průhybová plocha nosné desky od obtížení stálého je vykreslena v horní části přílohy číslo 17, ve spodní části této přílohy je znázorněna plocha podélných měrných momentů m_x, vypočtených v jednotlivých bodech sítě podle rovnice (8).

V příloze číslo 18 jsou vykresleny příčinkové plochy podélného a příčného momentu uprostřed nosné desky. Singularity jsou v obou případech vyznačeny lomy v příčném i podélném řezu, ač řešení samo o sobě vede na plochu ve všech směrech plynulou. Náhradná obtížení charakterisující momentové impulsy jsou rozložena v podélném i příčném směru na třech polích šířky Δs. Obor nepřesnosti je tu poměrně veliký a proto vyčíslení takto stanovených příčinkových ploch vede na



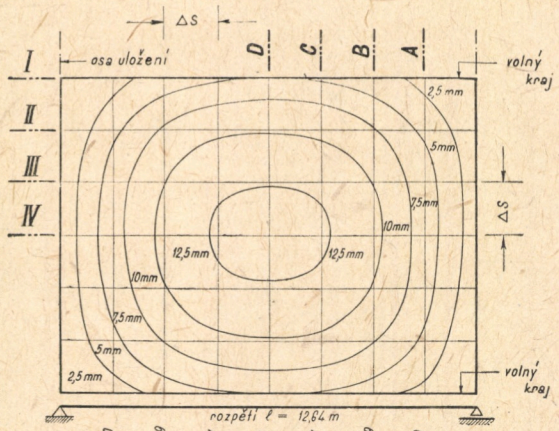
Podle modelového měření provedeného tensometrickými proužky.

Obr. 4.

Systém lineárních diferenčních rovnic:

Pořadová čísla a charakter rovnic		Neznámé průhyby w v bodech																Absolutní členy (pravá strana systému) pro řešení		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	průhybu od obtížení stálého	příčinkových ploch momentů M_x	příčinkových ploch momentů M_y
vyplývající z výminek momentového rovnováhy	1	3,401	− 3,633			3,440	− 3,092			1,314	− 1,546			1,662	− 1,546			5,4520	0,51920	0,07790
	2	− 1,817	3,464	− 1,817		− 1,130	2,514	− 1,130		− 0,565	0,961	− 0,565		− 0,565	1,215	− 0,565		5,1110		
	3		− 1,817	3,514	− 1,817		− 0,796	1,770	− 0,796		− 0,398	0,676	− 0,398		− 0,398	0,855	− 0,398	4,0890		
	4			− 1,817	3,554			− 0,528	1,174			− 0,264	0,449			− 0,264	0,567	2,3850		
vyplývající z rovnice (13), jsou stavěny kolem bodů:	5	− 2,532	2,004			3,840	− 2,880	0,304		− 1,664	0,720			0,208				0,0398		
	6	1,058	− 2,308	0,957		− 1,440	3,107	− 1,036	0,107	0,360	− 1,216	0,259			0,152			0,0398		
	7		1,002	− 2,128	0,921	0,152	− 1,036	2,042	− 0,712		0,259	− 0,856	0,178			0,107		0,0398		
	8			0,957	− 1,984		0,107	− 0,712	1,314			0,178	− 0,568				0,071	0,0398		
	9	0,208				− 1,664	0,720			4,256	− 2,880	0,304		− 1,664	0,720			0,0398	− 0,04930	− 0,32860
	10		0,152			0,360	− 1,216	0,259		− 1,440	3,411	− 1,036	0,107	0,360	− 1,216	0,259		0,0398		
	11			0,107			0,259	− 0,856	0,178	0,152	− 1,036	2,256	− 0,712		0,259	− 0,856	0,178	0,0398		
	12				0,071			0,178	− 0,568		0,107	− 0,712	1,456			0,178	− 0,568	0,0398		
	13					0,416				− 3,328	1,440			4,048	− 2,880	0 304		0,0398	0,75590	0,75590
	14						0,304			0,720	− 2,432	0,518		− 1,440	3,259	− 1,036	0,107	0,0398	− 0,32860	− 0,04930
	15							0,214			0,518	− 1,712	0,356	0,152	− 1,036	2,149	− 0,712	0,0398		
	16								0,142			0,356	− 1,136		0,107	− 0,712	− 1,385	0,0398		
Kořeny	mm	5,25111	4,74716	3,54945	1,88073	9,88826	9,46277	7,79297	4,61783	12,36468	11,91215	9,92236	5,93826	13,14031	12,66723	10,56614	6,32871	průhyb od obtížení stálého		
	m	0,01529	0,05229	0,04295	0,02276	0,13464	0,12942	0,08953	0,04451	0,26790	0,16344	0,08857	0,03912	0,43546	0,14808	0,06524	0,02684	příčinkové plochy momentů		M_x
	m	− 0,09345	− 0,06994	− 0,04807	− 0,02470	− 0,05804	− 0,03375	− 0,01505	− 0,00558	0,04549	0,05645	0,04596	0,02540	0,34154	0,19611	0,10707	0,04947			M_y

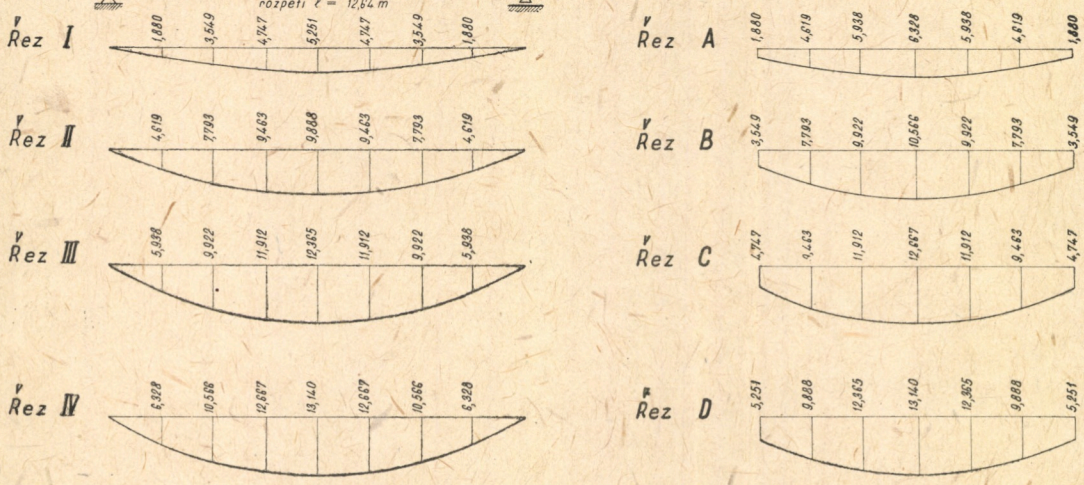
Příloha č. 17.

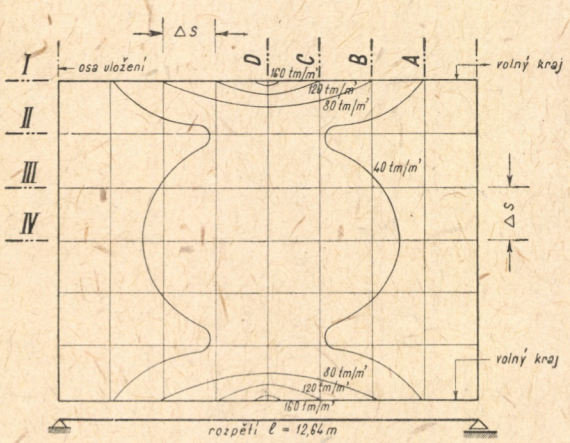


Průhyb mostní konstrukce od obtížení stálého

Měřítko délek : 1 : 100
Měřítko pořadnic : 1 : 0,75

Veškeré průhybové pořadnice jsou uvedeny v mm.
Maximální průhyb y_{max} = 13,140 mm ($\doteq \frac{1}{962}$ rozpětí ℓ = 12,64 m)
obtížení volných krajů : 3,24 t/m²
obtížení střední části : 2,81 t/m²

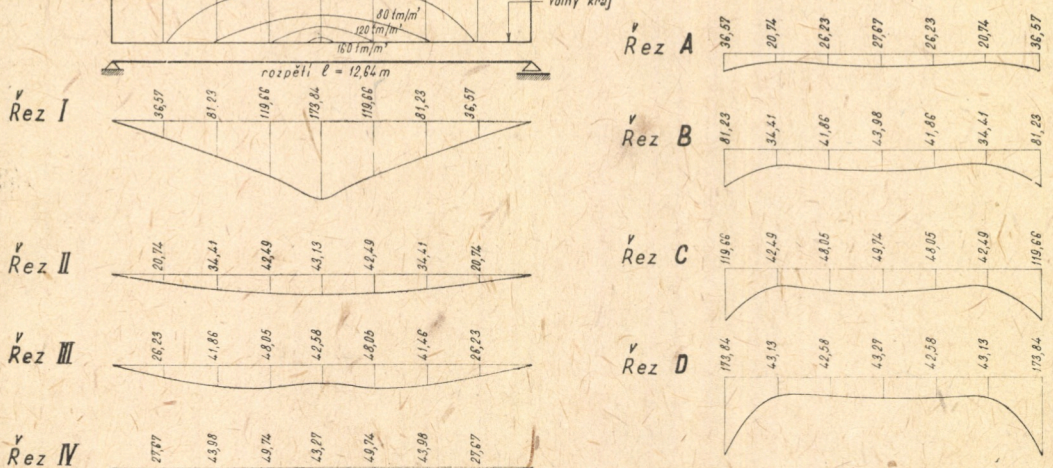




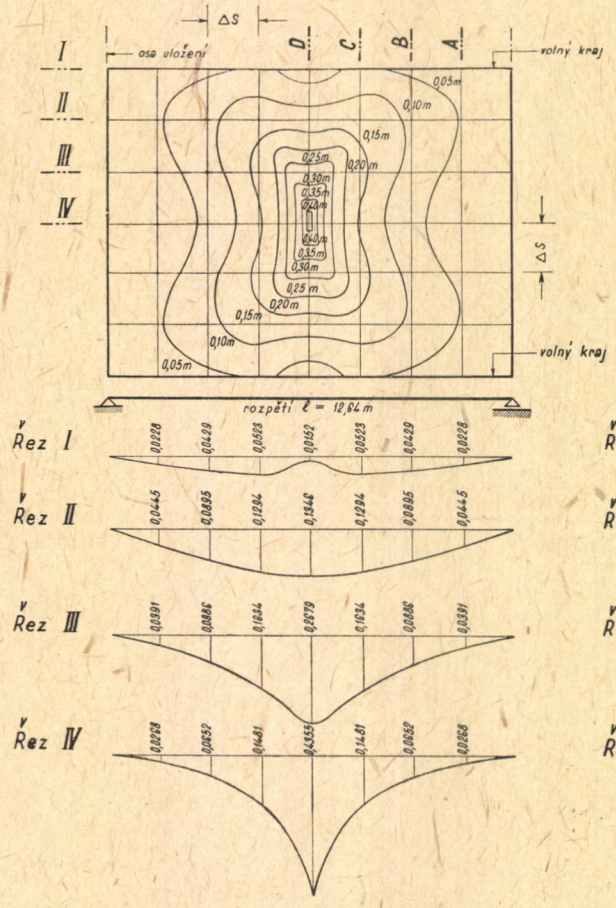
Průběh podélných momentů od obtížení stálého

Měřítko délek : 1 : 100
Měřítko pořadnic : 1 cm = 75 tm/m'

Veškeré pořadnice udávají momenty vztažené na šířku 1 m



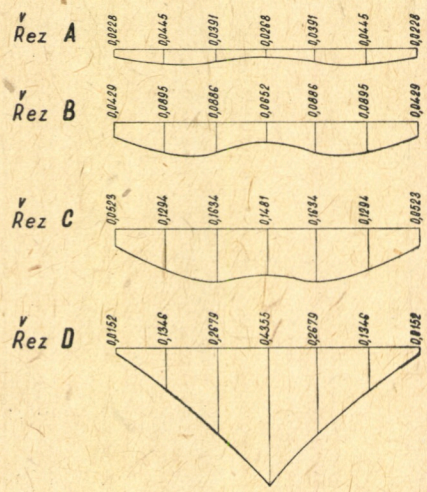
Příloha č. 18.

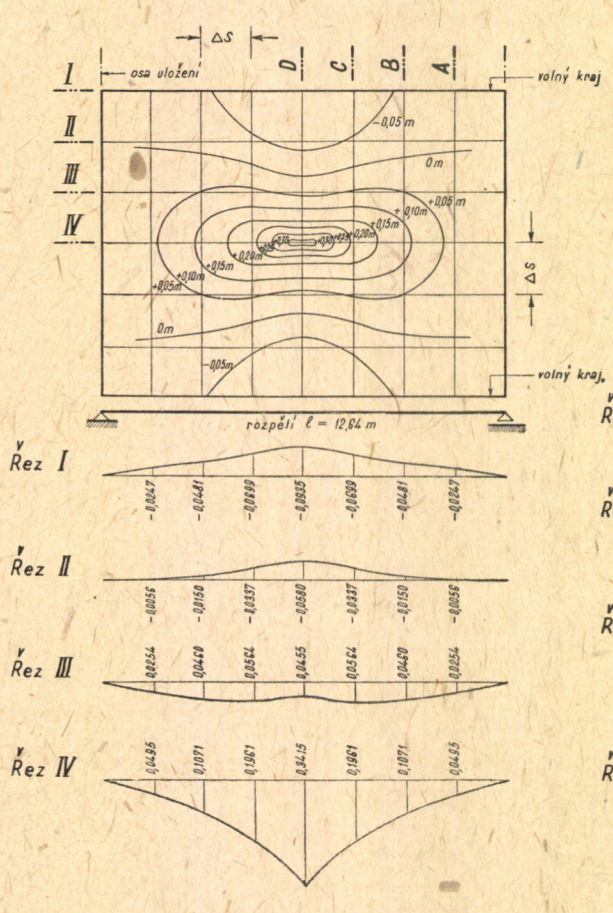


Příčinková plocha podélného momentu ve středu konstrukce.

Měřítko délek : 1 : 100
Měřítko pořadnic : 1 : 10

Pořadnice udávají momenty vztažené na šířku ok sítě (t.j. 1,58 m) a mají rozměr m

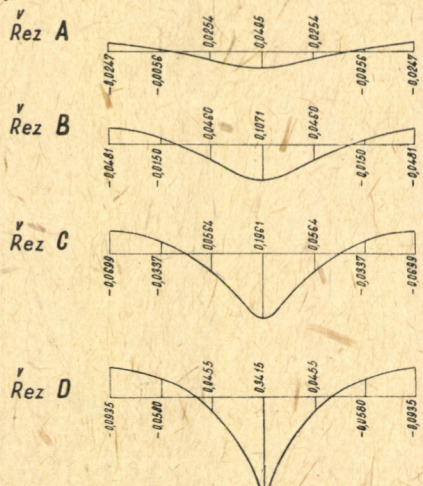




Příčinková plocha příčného momentu uprostřed konstrukce.

Měřítko délek : 1 : 100
Měřítko pořadnic : 1 : 10

Pořadnice udávají momenty vztažené na šířku ok sítě (t.j. 1,58 m) a mají rozměr m.



menší momenty než přímé řešení. Přesnějších výsledků by mohlo být dosaženo, kdyby v bezprostředním okolí singulárního bodu plochy byla vložena do ok pro řešení příčinkových ploch poměrně hrubě volené sítě ještě síť jemnější.

Celé řešení nosné desky proměnného průřezu je provedeno za předpokladu, že výšky h rostou či ubývají stejnou měrou nad i pod střední rovinou, čili jinak řečeno, že geometrickým místem středů výšek je rovina. Ve skutečnosti je tímto geometrickým místem plocha lomená (ve středu rozpětí) a přetržitá (při okrajových ztuženích), takže přesné řešení celého problému je ještě daleko složitější. K správným představám o průběhu napětí při horním a spodním povrchu nosné desky vede nejrychleji přímé proměření modelu.

V obraze číslo 4 je vykreslena příčinková plocha měrného podélného ohybového momentu ve středu rozpětí okrajového ztužení určená na prostorovém modelu desky tensometrickými proužky.

V jednotlivých podélných i příčných řezech této příčinkové plochy je vyznačen rozklad měrného momentu v $\frac{0{,}5\ h^2}{6}$ násobek napětí při horním povrchu a $\frac{-0{,}5\ .\ h^2}{6}$ násobek napětí při povrchu spodním. Část příčinkové plochy měrného momentu připadající na $\frac{0{,}5\ h^2}{6}$ násobek napětí horního je vyznačena šrafováním. Je vidět, že napětí horní je oproti napětí spodnímu tím větší, čím vzdálenější je působiště obtížení od vyšetřovaného místa. Jen když osamělé břemeno působí přímo v místě vyšetřovaných napětí, lze předpokládat, že neutrálná osa jde středem výšky okrajového ztužení, jinak je stahována sousedními částmi desky směrem ke spodnímu povrchu. Při rozkladu momentu v příslušné násobky napětí je předpokládáno znaménkové pravidlo: + tlak, — tah.

Celkové uspořádání modelového měření je patrno ze dvou fotografických snímků přílohy č. 18. Horní obrázek představuje zatěžování modelu osamělým břemenem při vyšetřování příčinkové plochy, spodní obrázek ukazuje, jak se na modelu určuje napětí od obtížení plošného. Obtížení rozdělené po ploše je nahrazeno soustavou zavěšených břemen, jež je možno najednou podchytit společnou podlážkou (výchozí stav — konstrukce nezatížena) a též najednou popustit (konečný stav — konstrukce zatížena).

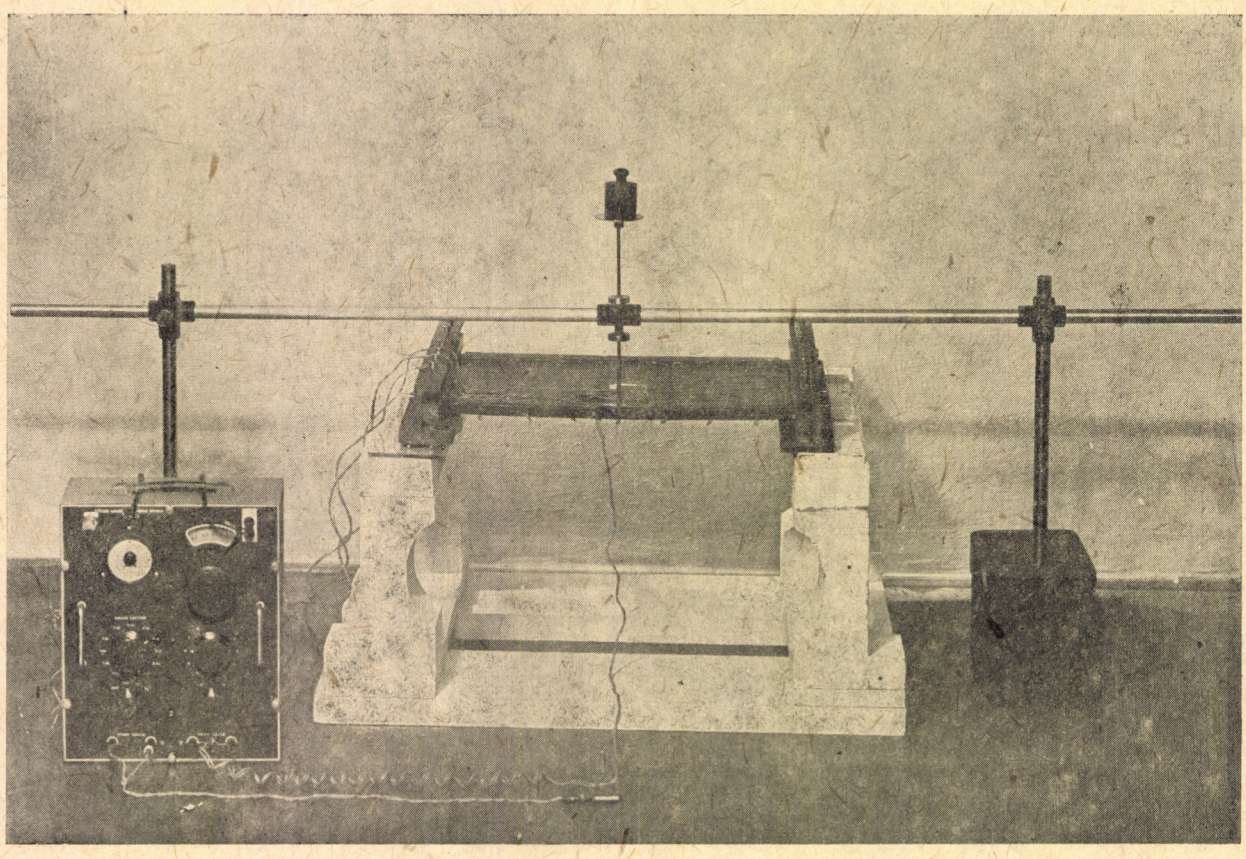
Krajní hodnoty měrných podélných momentů a průhybu.

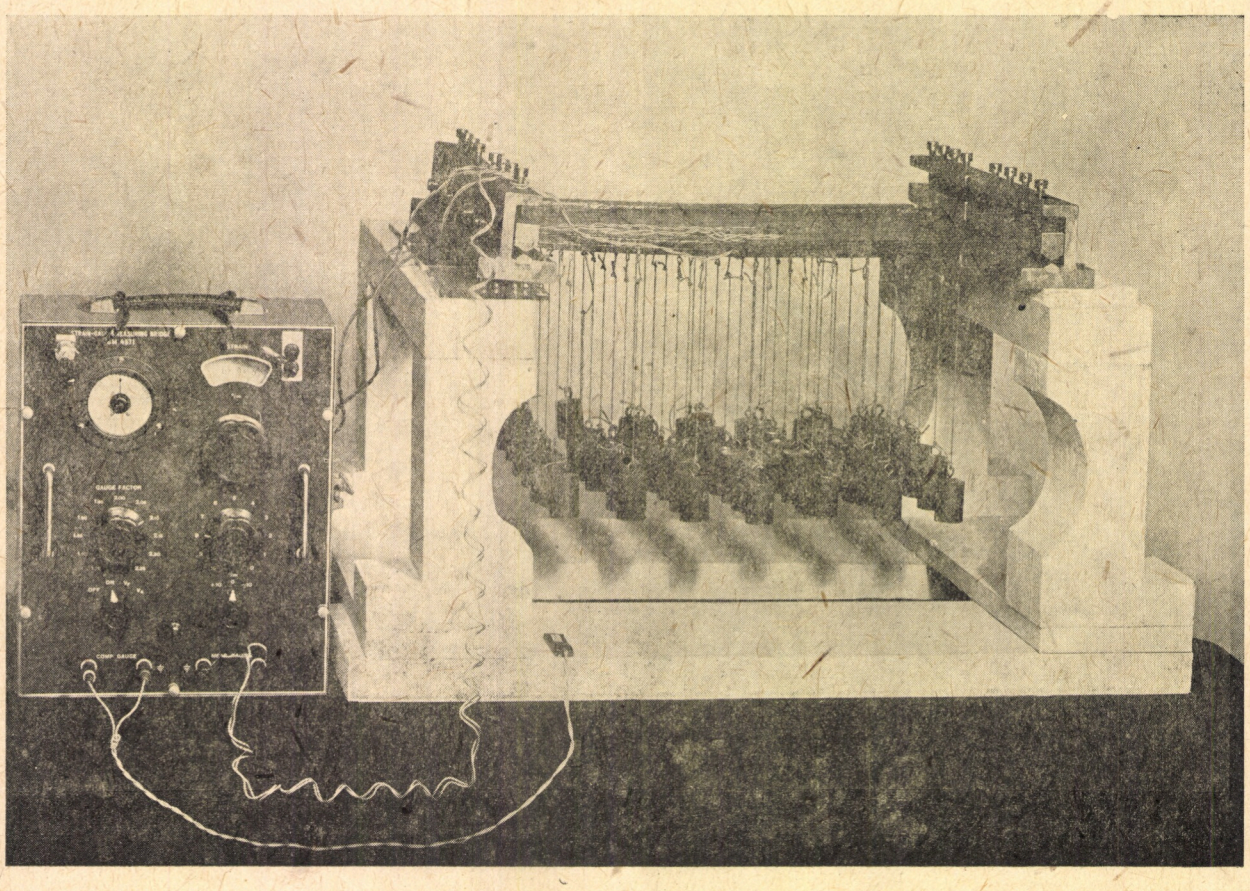
Podélný moment		g	δp*)	q
Uprostřed rozpětí (vztažený na šířku 1 m) v tm/m′		43,27	53,2	96,5
V okrajovém ztužení (vztažený na šířku 1 m) v tm/m′		173,84	213,8	387,6
Průhyb středu konstrukce	v milimetrech	13,14	13,1**)	26,2
	jako zlomek rozpětí	$\frac{1}{962}$	$\frac{1}{965}$ **)	$\frac{1}{482}$

*) Tyto hodnoty byly určeny přibližně úměrou z hodnot vyšetřených pro obtížení stálé. Při tom bylo předpokládáno, že pohyblivé obtížení se roznáší na konstrukci tak, že intensity obtížení v jednotlivých bodech volené sítě jsou vždy úměrny intensitám obtížení stálého.

**) Bez dynamického součinitele.

Příloha č. 19.





VII. Řešení pružně vetknutých rámových soustav methodou deformační.

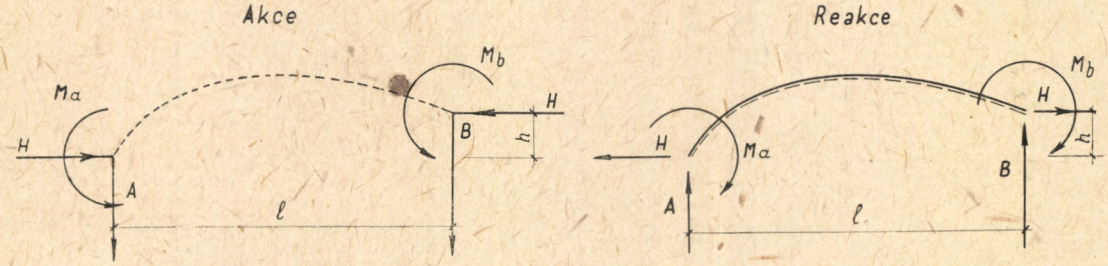
Rozvoji konstrukcí řešených s ohledem na pružnost základové půdy by mohlo být na překážku jejich obtížnější statické vyšetřování a zejména neobvyklost zavedené methody deformačních konstant. Proto je tu odvozeno ještě několik vzorců pro použití methody deformační.

I při tomto způsobu výpočtu je třeba vyšetřovat nejdříve každý prut jako staticky určitě uložený nosník a stanovit pro něj obecně tři ohybové čáry $\mathfrak{V}_a$, $\mathfrak{V}_b$, $\mathfrak{V}_H$, z nichž v obecném případě vyplývá šest základních deformačních veličin α_a, α_b, β, n_a, n_b, n_H.

Z těchto tří ohybových čar se skládají čáry příčinkové a vyčíslením příčinkových čar se snadno vyšetří vliv obtížení stálého i nahodilého. Účinek obtížení stálého lze také řešit přímo, tedy bez příčinkových čar, když se určí ještě další tři deformační veličiny pro každý zatížený prut, to jest hodnoty α_0, β_0, n_0 (pootočení levého konce a, pootočení pravého konce b a vodorovný posuv tohoto konce vyvozené vlastním obtížením prutu). Jak se vypočítávají v přehledných tabulkách základní deformační veličiny α_a až n_H a pořadnice čar $\mathfrak{V}_a$, $\mathfrak{V}_b$, $\mathfrak{V}_H$ bylo ukázáno v přílohách k vzornému příkladu IV a V (str. 33 a 45). Další tři veličiny α_0, β_0, n_0 se stanovují podobným způsobem, příslušné předtisky lze upravit podle vzorů na str. 73 nebo podle tabulky na str. 93.

Považujeme-li též změnu teploty a impulsy, jimiž přetvořujeme soustavy v příčinkové čáry, za „obtížení“, můžeme i pro tyto případy určovat pootočení prutových konců α_0, β_0 a posuv n_0 (viz vzorce na str. 74) a pracovat s těmito veličinami úplně stejně jako s deformačními veličinami α_0, β_0, n_0 prutu přetvořeného skutečným zatížením.

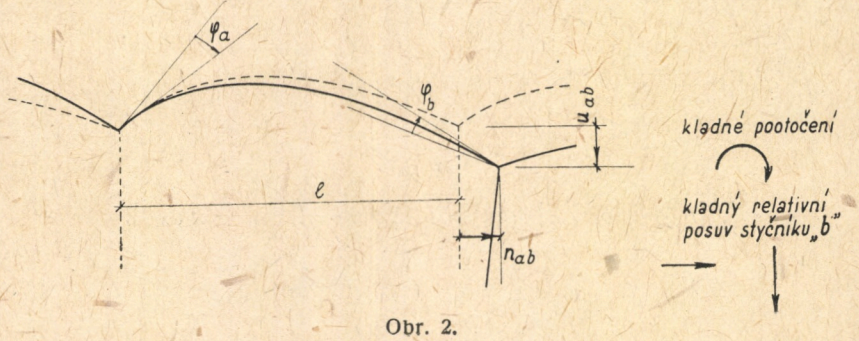
Při deformační methodě se volí znaménková pravidla takto (obr. 1):



Obr. 1.

Účinek prutu (ať přímo zatíženého, či nikoliv) na podpory se označuje jako *akce*, účinek podpor na prut, tedy vnější síly, jimiž třeba nahradit vliv ostatní soustavy, vyjme-li se prut z konstrukce, se nazývají *reakce*. Kladné podporové momenty M_a, M_b — pojímané jako reakce — točí směrem hodinových ručiček, kladné svislé složky A, B podporových tlaků — pojímané jako reakce — působí zdola nahoru a jejich složky vodorovné H působí na levém styčníku zprava nalevo a na pravém styčníku zleva napravo (to jest tak, že prut je jimi tažen).

Styčníková pootočení φ_a, φ_b jsou kladná, vznikají-li pohybem ve směru hodinových ručiček a složky relativního posuvu u_{ab}, n_{ab} pravého styčníku b oproti styčníku levému a jsou kladné, jde-li o pohyb styčníku b směrem shora dolů případně zleva napravo (obr. 2).



Obr. 2.

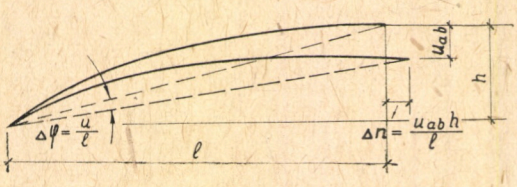
Vyšetřujeme-li na prutu vnitřní síly za účelem posouzení průřezů či návrhu výztuže, musíme dbát toho, že ve stavebné mechanice se jinak vždy značí pravý podporový moment M_b a vodorovná síla H opačnými znaménky než v deformační methodě. Charakterisujeme-li horním indexem s průřezové síly definované běžnou znaménkovou konvencí stavebné mechaniky a indexem d tytéž statické veličiny z deformační methody, platí obecně

$$M_a^s = M_a^d, \quad M_b^s = -M_b^d, \quad H^s = -H^d, \quad A^s = A^d, \quad B^s = B^d.$$

Přitom kladné (záporné) momenty M_a^s, M_b^s namáhají spodní prutová vlákna na tah (tlak) a kladné (záporné) A^s, B^s, H^s jsou vždy úložnými tlaky (tahy).

Jsou-li předem vyšetřeny deformační veličiny α_a až n_H a α_0, β_0, n_0 i reakce $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$ prutu a-b jako staticky určitě uloženého nosníku, můžeme vypočítat podporové momenty M_a, M_b i složky reakcí A, B, H tohoto prutu jako článku jakýmkoliv obtížením přetvořené soustavy z příslušných styčníkových pootočení φ_a, φ_b a relativních posuvů u_{ab}, n_{ab} takto:

Uvážíme, že relativní svislé posunutí u_{ab} styčníku b oproti styčníku a znamená též relativní pootočení prutu a-b o úhel $\Delta\varphi$ a zároveň též změnu vodorovně měřené vzájemné vzdálenosti jeho konců o Δn (obr. 3) a vyjádříme podmínky stejných pootočení styčníků i vlastních konců prutu a podmínku stejného relativního vodorovného posuvu třemi lineárními rovnicemi:



Obr. 3.

$$\left.\begin{aligned} M_a \alpha_a + M_b \beta + H n_a &= \varphi_a - \left(\frac{u_{ab}}{l} + \alpha_0\right) \\ M_a \beta + M_b \alpha_b + H n_b &= \varphi_b - \left(\frac{u_{ab}}{l} + \beta_0\right) \\ M_a n_a + M_b n_b + H n_H &= n_{ab} - \left(\frac{u_{ab}}{l} h + n_0\right) \end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

Řešení těchto rovnic vede na vzorce:

$$\left.\begin{aligned} M_a &= a_{11}\varphi_a + a_{12}\varphi_b + a_{13} n_{ab} + a_{14} u_{ab} + \bar{M}_a \\ M_b &= a_{21}\varphi_a + a_{22}\varphi_b + a_{23} n_{ab} + a_{24} u_{ab} + \bar{M}_b \\ H &= a_{31}\varphi_a + a_{32}\varphi_b + a_{33} n_{ab} + a_{34} u_{ab} + \bar{H} \\ A &= a_{41}\varphi_a + a_{42}\varphi_b + a_{43} n_{ab} + a_{44} u_{ab} + \bar{A} = -\frac{M_a + M_b + Hh}{l} + \mathfrak{A} \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

rovnováha ve směru svislém vyžaduje dále, aby platilo:

$$B = \mathfrak{A} + \mathfrak{B} - A.$$

Součinitelé a_{11} až a_{44} se vypočtou ze vzorců:*)

společný jmenovatel: $J = 2 n_a \cdot |n_b| \cdot |\beta| + n_H(\alpha_a \alpha_b - \beta^2) - n_a^2 \alpha_b - n_b^2 \alpha_a$,

$$a_{11} = \frac{\alpha_b n_H - n_b^2}{J}, \quad a_{22} = \frac{\alpha_a n_H - n_a^2}{J}, \quad a_{33} = \frac{\alpha_a \alpha_b - \beta^2}{J},$$

$$a_{12} = a_{21} = \frac{n_H |\beta| - n_a |n_b|}{J}, \quad a_{13} = a_{31} = \frac{|n_b| \cdot |\beta| - n_a \alpha_b}{J}, \quad a_{23} = a_{32} = \frac{-n_a |\beta| + |n_b| \alpha_a}{J},$$

$$a_{14} = a_{41} = -\frac{1}{l}(a_{11} + a_{12} + a_{13} h),$$

$$a_{24} = a_{42} = -\frac{1}{l}(a_{12} + a_{22} + a_{23} h),$$

$$a_{34} = a_{43} = -\frac{1}{l}(a_{13} + a_{23} + a_{33} h),$$

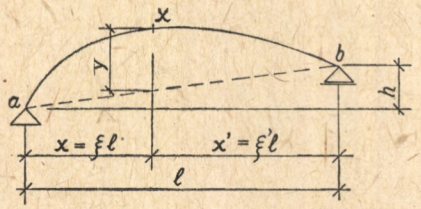
$$a_{44} = \frac{1}{l^2}[a_{11} + 2a_{12} + a_{22} + h(2a_{13} + 2a_{23} + h a_{33})].$$

*) Jelikož se často zapomíná na záporné znaménko veličin β, n_b, β_0, jsou vzorce upraveny tak, aby se do nich mohly dosazovat vždy jen absolutní hodnoty těchto záporných veličin h se dosazuje jako veličina kladná (záporná) je-li pravá podpora položena výše (níže) než podpora levá.

Příloha č. 20.

Vzory tabulek pro číselný výpočet deformačních veličin α_0, β_0, n_0 k přímému řešení účinku stálého obtížení.

Číselný výpočet deformačních veličin α_0, β_0, n_0 obecného prutu obecně proměnného průřezu a obecného zatížení „q"

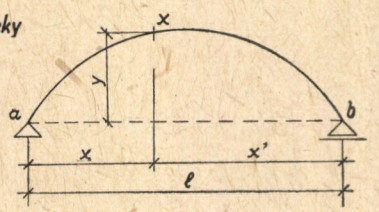


celková šířka b = ... m
volený konstantní průmět šířky proužků
Δx = ... m

n	s	q	ξ'	Q = q.s	$\mathfrak{Y}_q$	$\mathfrak{Y}_q \frac{\Delta x}{2}$		$\mathfrak{M}_q$	w	$\mathfrak{P} = w.\mathfrak{M}_q$	α_0, β_0	y	$\mathfrak{P}.y$
proužek čís.	šířka proužku	zatížení na běžný metr z celé šířky „b"	pro střed proužků	zatížení na šířku proužku	posouvající síla	dílčí plocha čáry $\mathfrak{Y}$	schema postupného sčítání	ohybový moment z celé šířky „b"	pružná váha $w = \frac{s}{EJ}$	ideálná břemena		pořadnice prutu	součiny
	podle schematu a voleného dělení												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	podle voleného rozdělení prutu na proužky	podle daného zatěžovacího schematu		Q_1	$\mathfrak{A} = \Sigma Q \xi'$	$a = \mathfrak{A} \Delta x/2$		0	opsáno z tabulky předem analogicky provedeného řešení veličin α_0 až n_0	ideálná břemena pro výpočet průhybu vztažená na celou šířku „b"	$\alpha_0 = \Sigma \mathfrak{P} \xi'$; $\beta_0 = \Sigma \mathfrak{P} = \Sigma \mathfrak{P} \xi'$	obměřuje se od spojnice podpor „a, b" (ne od vodorovné!)	
2				Q_2	$\mathfrak{A} = Q_1$	$b = \frac{(\mathfrak{A} - Q_1)\Delta x}{2}$		a+b					
3				Q_3	$\mathfrak{A} - Q_1 - Q_2$	c = ...		a+2b+c					
4				⋮	$\mathfrak{A} - Q_1 - Q_2 - Q_3$	d = ...		a+2(b+c)+d					
5					⋮	⋮		⋮					
6													
7													
8													
9													
10					$\mathfrak{B} = \Sigma Q_1 + \Sigma Q \xi'$			0					
				$\Sigma Q = \mathfrak{A} + \mathfrak{B}$						$\Sigma \mathfrak{P}$			$\Sigma \mathfrak{P}.y = n_0$

Číselný výpočet deformačních veličin $\alpha_0 = -\beta_0$, n_0 symetrického prutu symetricky proměnného průřezu a symetrického zatížení.

Stačí provést výpočet jen do poloviny rozpětí.



celková šířka b = ... m
volený konstantní průmět šířky proužku
Δx = ... m

n	s	q	Q = q.s	$\mathfrak{Y}_q$	$\mathfrak{Y}_q \frac{\Delta x}{2}$		$\mathfrak{M}_q$	w	$\mathfrak{P} = w.\mathfrak{M}_q$	y	$\mathfrak{P}.y$
proužek čís.	šířka proužku	zatížení na běžný metr z celé šířky „b"	zatížení na šířku proužku	posouvající síla	dílčí plocha čáry $\mathfrak{Y}$	schema postupného sčítání	ohybový moment z celé šířky „b"	pružná váha $w = \frac{s}{EJ}$	ideálná břemena	pořadnice prutu	součiny
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	podle voleného rozdělení prutu na proužky	podle daného zatěžovacího schematu	Q_1	$\mathfrak{A} = \frac{1}{2}\Sigma Q$	$a = \mathfrak{A} \Delta x/2$		0	opsáno z řešení α_0 až n_0	ideálná břemena pro výpočet průhybu vztažená na celou šířku „b"		
2			Q_2	$\mathfrak{A} - Q_1$	$b = \frac{(\mathfrak{A} - Q_1)\Delta x}{2}$		a+b				
3			⋮	$\mathfrak{A} - Q_1 - Q_2$			a+2b+c				
4											
5				0	0						
									$\frac{1}{2}\Sigma \mathfrak{P} = \alpha_0 = -\beta_0$		$\frac{1}{2}\Sigma \mathfrak{P}y = \frac{1}{2} n_0$

Při výpočtu ideálných břemen $\mathfrak{P} = w \mathfrak{M}_q$ se za $\mathfrak{M}_q$ dosazuje moment ve střednici proužku, který lze přibližně určit jako aritmetický průměr momentů na proužkových hranicích vypočtených ve sloupci 9 horní případně 8 spodní tabulky. Přesnější řešení je uvedeno u podobné tabulky oddílu VIII. (Příl. č. 27, str. 93.)

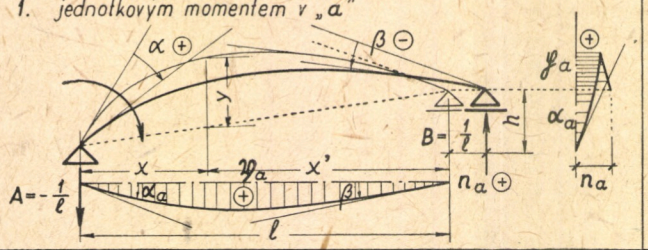
Příloha č. 21.

Dvanáct případů prutového „obtížení".

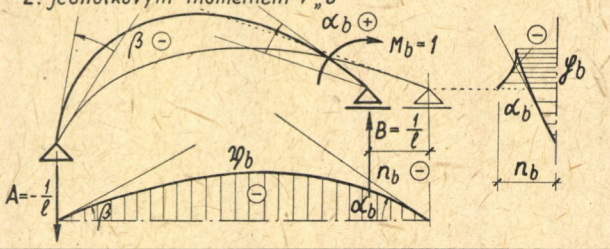
Deformační veličiny ad 1 až 4 se obecně vypočítávají v tabulkách, pro veličiny ad 5 až 12 jsou udány přímo vzorce.

Deformační veličiny obecného staticky určitě uloženého prutu.

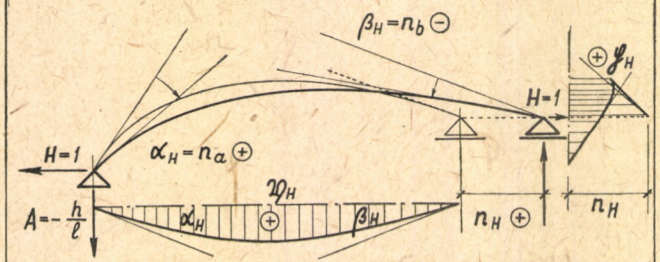
1. *jednotkovým momentem v „a"*



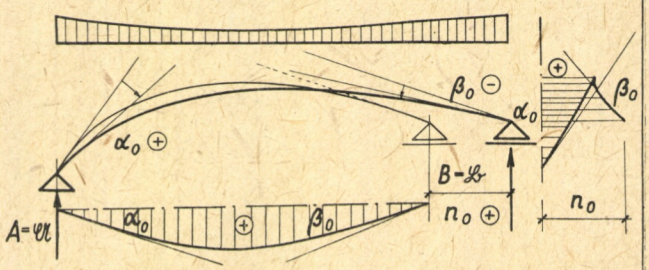
2. *jednotkovým momentem v „b"*



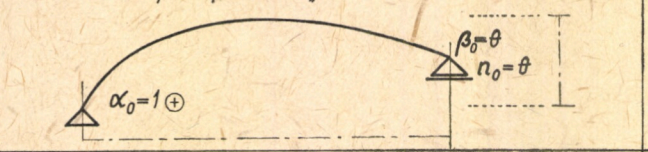
3. *jednotkovou vodorovnou silou*



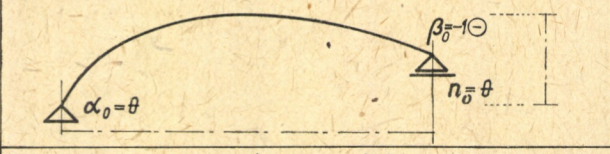
4. *obecným vnějším obtížením*



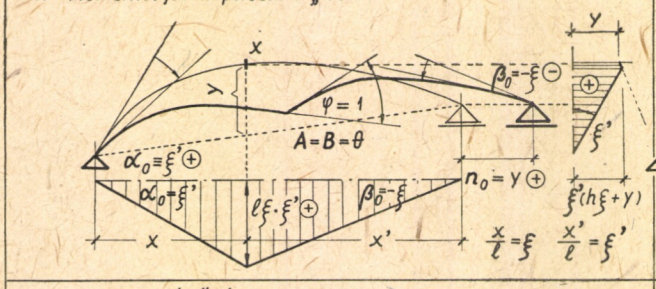
5. *momentovým impulsem v „a"*



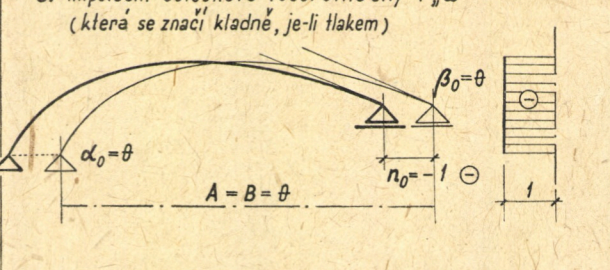
6. *momentovým impulsem v „b"*



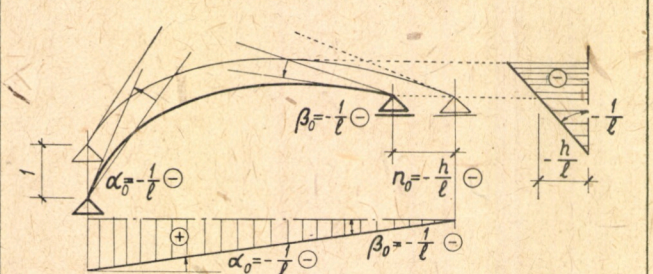
7. *momentovým impulsem v „x"*



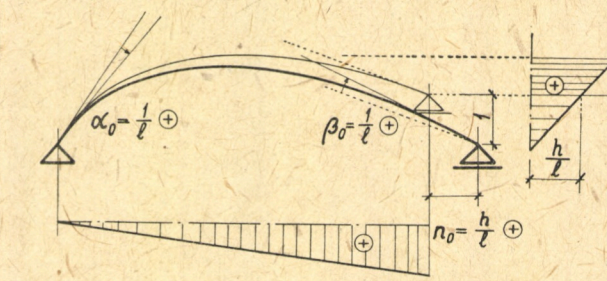
8. *impulsem obloukové vodorovné síly v „a"*
(která se značí kladně, je-li tlakem)



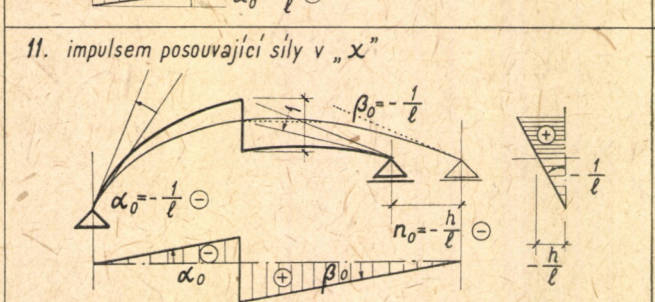
9. *impulsem úložného tlaku „A"*



10. *impulsem úložného tlaku „B"*

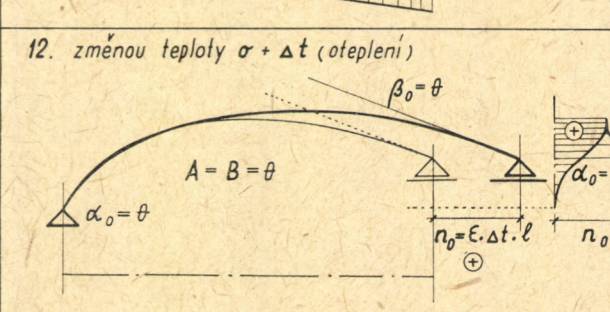


11. *impulsem posouvající síly v „x"*



Impulsy, jež jsou příčinami přetvoření soustavy v příčinkové čáry, nevyvodí na staticky určitém nosníku ani reakci ani vnitřních sil.

12. *změnou teploty $\sigma + \Delta t$ (oteplení)*



Poznámka: „h" se považuje za kladné, je-li podpora „b" položena výše než podpora „a".

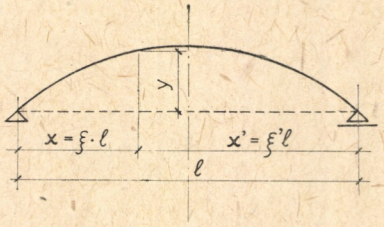
Znaky v kroužcích jsou znaménka příslušných veličin.

Levý podporový moment $\bar{M}_a$, pravý podporový moment $\bar{M}_b$ a vodorovná síla $\bar{H}$ jakož i svislá složka $\bar{A}$ reakce při dokonalém vetknutí prutu se počítají z rovnic:

$$\begin{aligned}
\bar{M}_a &= -a_{11}\alpha_0 + a_{12}|\beta_0| - a_{13}n_0,\\
\bar{M}_b &= -a_{12}\alpha_0 + a_{22}|\beta_0| - a_{23}n_0,\\
\bar{H} &= -a_{13}\alpha_0 + a_{23}|\beta_0| - a_{33}n_0.\\
\bar{A} &= -a_{14}\alpha_0 + a_{24}|\beta_0| - a_{34}n_0 + \mathfrak{A}.
\end{aligned}$$

Je-li výjimečně β_0 kladné, dosazuje se $-\beta_0$ místo $|\beta_0|$!

Při prutech symetrických (obr. 4), kde platí $\alpha_a = \alpha_b$, $n_a = -n_b = |n_b|$, $h = 0$ a při symetrickém obtížení též $\alpha_0 = |\beta_0|$, se výpočet součinitelů zjednoduší takto:



Obr. 4.

$$J = n_H(\alpha_a^2 - \beta^2) - 2n_a^2(\alpha_a - |\beta|),$$

$$a_{11} = a_{22} = \frac{\alpha_a n_H - n_a^2}{J}, \qquad a_{33} = \frac{\alpha_a^2 - \beta^2}{J},$$

$$a_{12} = a_{21} = \frac{n_H|\beta| - n_a^2}{J}, \qquad a_{13} = a_{31} = -a_{23} = -a_{32} = -\frac{n_a(\alpha_a - |\beta|)}{J},$$

$$a_{14} = a_{41} = a_{24} = a_{42} = -\frac{1}{l}(a_{11} + a_{12}), \qquad a_{34} = a_{43} = 0,$$

$$a_{44} = \frac{2}{l^2}(a_{11} + a_{12}).$$

Při prutech přímých, kde — zanedbá-li se přetvárná práce normálných sil — platí $n_a = n_b = n_H = 0$, se podporové momenty počítají z rovnic:

$$M_a = \frac{1}{\alpha_a\alpha_b - \beta^2}\left[\alpha_b\varphi_a + |\beta|\varphi_b - \frac{1}{l}(\alpha_b + |\beta|)u_{ab}\right] + \bar{M}_a,$$

$$M_b = \frac{1}{\alpha_a\alpha_b - \beta^2}\left[|\beta|\varphi_a + \alpha_a\varphi_b - \frac{1}{l}(\alpha_a + |\beta|)u_{ab}\right] + \bar{M}_b$$

a momenty nosníku dokonale vetknutého z rovnic:

$$\bar{M}_a = \frac{-1}{\alpha_a\alpha_b - \beta^2}(\alpha_b\alpha_0 - |\beta| \cdot |\beta_0|),$$

$$\bar{M}_b = \frac{-1}{\alpha_a\alpha_b - \beta^2}(|\beta|\alpha_0 - \alpha_a|\beta_0|).$$

Je-li výjimečně β_0 kladné, dosazuje se $-\beta_0$ místo $|\beta_0|$!

Vodorovná síla H se u přímých prutů nepočítá z jeho vlastních deformačních veličin.

Svislá složka reakce je dána opět výrazem $A = -\dfrac{M_a + M_b + Hh}{l}$.

Při prutech přímých, symetrických, je výpočet ještě jednodušší, jelikož $\alpha_a = \alpha_b$.

A konečně při prutech přímých, symetrických a konstantního průřezu je

$$M_a = \frac{2EJ}{l}\left(2\varphi_a + \varphi_b - \frac{3}{l}u_{ab}\right) + \bar{M}_a, \qquad M_b = \frac{2EJ}{l}\left(2\varphi_b + \varphi_a - \frac{3}{l}u_{ab}\right) + \bar{M}_b,$$

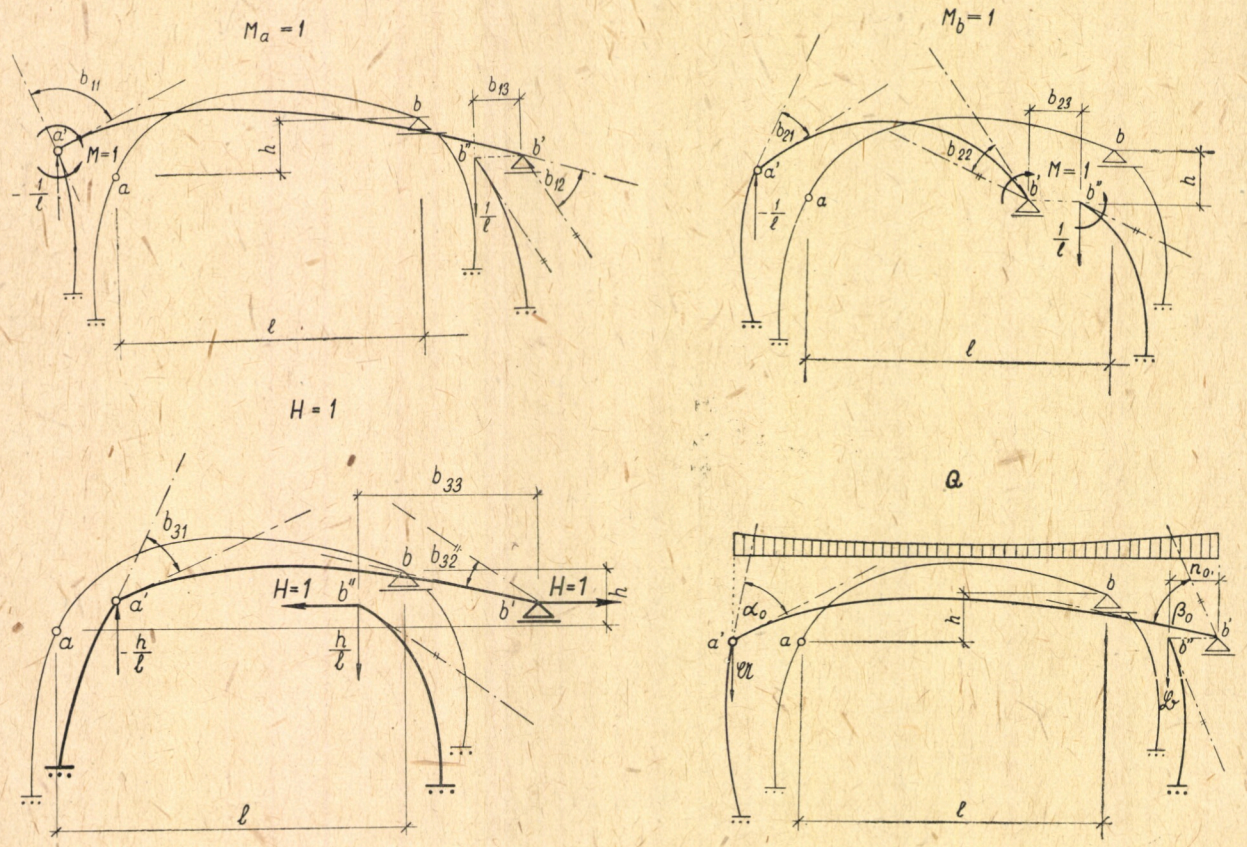
$$\bar{M}_a = -\frac{2EJ}{l}(2\alpha_0 - |\beta_0|), \qquad \bar{M}_b = -\frac{2EJ}{l}(-2|\beta_0| + \alpha_0),$$

$$A = -\frac{6EJ}{l^2}\left(\varphi_a + \varphi_b - \frac{2u_{ab}}{l}\right) + \mathfrak{A}, \qquad \bar{A} = \frac{6EJ}{l^2}(\alpha_0 - |\beta_0|) + \mathfrak{A}.$$

Řešení soustav na pružném podkladě deformační methodou vede zpravidla na více rovnic než je vlastních staticky neurčitých veličin, proto je výhodné zčásti přec jen využít jednoduchosti

methody deformačních konstant a určit alespoň pro horní průřezy rámových stojek, jako konečné průřezy samostatných konstrukcí, veličiny A, B, C, D, E a F. Tato úloha je velmi jednoduchá. Systémem lineárních rovnic se pak mohou počítat přímo staticky neurčité podporové momenty a vodorovné síly v jednotlivých příčlích. Výpočet koeficientů rovnicového systému budiž ukázán na jednoduchém příkladě rámu o jednom poli.

Předpokládejme, že horní konec levé stojky jako konečný průřez samostatné konstrukce je charakterisován deformačními konstantami A_a až F_a, horní konec pravé stojky pak konstantami A_b až F_b a že pro příčli jsou předem stanoveny deformační veličiny α_a až n_H a α_0, β_0, n_0, jakož i reakce $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$. Příčle nechť leží na stojkách prozatím jako staticky určitý nosník, to jest tak, že z ní mohou na stojky přecházet jen svislé složky reakcí. Dáme-li postupně působit jednotkovým momentům a jednotkové síle v působištích staticky neurčitých, tedy momentu $M_a = 1$ ve styčníku a, momentu M_b ve styčníku b a vodorovné síle $H = 1$ ve styčníku b, rozevřou se průřezy v a a b o jisté úhly a průřez b kromě toho o jistou délku (rozevření průřezu ve směru vodorovné síly je podobné jakémusi u s m y k n u t í).



Obr. 5.

Přisuzujeme-li rozevřením průřezů znaménka podle směrů, kterými vznikla a směrům znaménka podle znaménkového pravidla voleného pro staticky neurčité, můžeme obecně rozevření průřezu ve směru n-té staticky neurčité veličiny vyvozené jednotkovou silou působící v místě m-té staticky neurčité ztotožnit s koeficientem $b_{n\,m}$ rovnic, kterými jsou dány neznámé M_a, M_b, H:

$$\left.\begin{aligned} b_{11}\,M_a + b_{12}\,M_b + b_{13}\,H + b_{10} &= 0 \\ b_{21}\,M_a + b_{22}\,M_b + b_{23}\,H + b_{20} &= 0 \\ b_{31}\,M_a + b_{32}\,M_b + b_{33}\,H + b_{30} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (3)$$

Absolutní členy jsou dány rozevřeními průřezů, která vyvodí vlastní obtížení prutu (obr. 5). Součinitele $b_{n\,m}$ lze obecně určit takto:

Pomocné veličiny: $c_b = \dfrac{B_a + B_b}{l^2}$, $\quad c_f = \dfrac{F_a + F_b}{l}$, $\quad c_0 = \dfrac{\mathfrak{B}\,B_b - \mathfrak{A}\,B_a}{l}$.

$$b_{11} = \alpha_a + A_a + \frac{2}{l} D_a + c_b, \qquad b_{22} = \alpha_b + A_b - \frac{2}{l} D_b + c_b,$$

$$b_{33} = n_H + h^2 c_b - 2h c_f + C_a + C_b,$$

$$b_{12} = b_{21} = -|\beta| + c_b + \frac{D_a - D_b}{l},$$

$$b_{13} = b_{31} = n_a + h c_b - c_f + \frac{h}{l} D_a - E_a,$$

$$b_{23} = b_{32} = -|n_b| + h c_b - c_f - \frac{h}{l} D_b + E_b,$$

$$b_{10} = \alpha_0 + c_0 - \mathfrak{A} D_a, \qquad b_{20} = -|\beta_0| + c_0 - \mathfrak{B} D_b, \qquad b_{30} = n_0 + h c_0 + \mathfrak{A} F_a - \mathfrak{B} F_b.$$

β_0 je zpravidla záporné. (Výjimku tvoří obtížení impulsem reakce B, kde $\beta_0 = \frac{1}{l}$, a tudíž je kladné. V tomto případě se b_{20} počítá ze vzorce: $b_{20} = \beta_0 + c_0 - \mathfrak{B} D_b$.)

K objasnění budiž podrobně odvozen na příklad součinitel b_{13}: Ve styčníku a působí dvojice jednotkových momentů, jejíž část otáčející směrem ručiček na hodinách přechází na příčli a část směru opačného na stojku. Obtížením příčle vzniknou v jejích podporách reakce — vlevo: $-\frac{1}{l}$, vpravo: $+\frac{1}{l}$. Volný konec stojky levé, na kterou působí moment $M = -1$ a svislá síla $V = -\frac{1}{l}$, se pootočí a posune, složky posunu jsou:

$$\text{svislá } u_a = -D_a - \frac{B_a}{l}, \qquad \text{vodorovná } v_a = -E_a - \frac{F_a}{l}.$$

Složky posunu volného konce stojky pravé, která je obtížena silou $V = \frac{1}{l}$ jsou:

$$\text{svislá } u_b = \frac{B_b}{l}, \qquad \text{vodorovná } v_b = \frac{F_b}{l}.$$

Na vlastní příčli vyvodí moment $M = +1$ ve směru síly H přetvoření n_a. Jelikož se podpory účinkem M_a nestejnoměrně zatlačí, vyvodí tento moment nepřímo ještě další relativní posun podpory b oproti podpoře a, a to o délku $\Delta n_{ab} = \frac{h(u_b - u_a)}{l}$ (viz též obr. 3). Volně uložený konec b příčle a-b se tedy posune vodorovně ve směru síly H celkem o délku $v_{b1} = v_a + n_a + \Delta n_{ab}$; jelikož volný konec stojky b se ve směru síly $-H$ posunul o délku $v_{b2} = -v_b$, je celkové rozevření průřezu ve styčníku b dáno:

$$b_{13} = v_a + n_a + \frac{h(u_b - u_a)}{l} - v_b = -E_a - \frac{F_a}{l} + n_a + \frac{h(B_a + B_b)}{l^2} + \frac{h D_a}{l} - \frac{F_b}{l}.$$

Při symetrické soustavě (příčle: $\alpha_a = \alpha_b$, $n_a = -n_b$, stojky: konstanty A, B, C, E jsou stejné na obou stranách, konstanty D a F mají na straně pravé opačné znaménko než na straně levé, tedy $D_a = -D_b$, $F_a = -F_b$) je výhodné počítat staticky neurčité takto:

pomocné rameno: $r = \frac{n_a - E_a}{\alpha_a + |\beta| + A_a}$,

$$H = -\frac{n_0 + F_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) - [\alpha_0 + |\beta_0| - D_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B})]\, r}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)}. \tag{4}$$

Další pomocné výrazy:

$$c_1 = \frac{\alpha_0 - |\beta_0| + \left(\frac{2B_a}{l} + D_a\right)(\mathfrak{B} - \mathfrak{A})}{2\left[\alpha_a + A_a - |\beta| + \frac{4}{l}\left(\frac{B_a}{l} + D_a\right)\right]},$$

$$c_2 = \frac{\alpha_0 + |\beta_0| - (\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) D_a}{2(\alpha_a + |\beta| + A_a)} + rH.$$

Staticky neurčité hodnoty podporových momentů podle znaménkového pravidla deformační methody:

$$M_a = -(c_1 + c_2), \qquad M_b = -(c_1 - c_2). \tag{5}$$

Použití těchto vzorců nechť osvětlí tři číselné výpočty:

1. Jest vyšetřiti příčinkovou čáru momentu M_b příčle a-b rámové konstrukce vzorného příkladu V.

V tabulce na str. 45 byly vypočteny tyto deformační veličiny prutu a-b (ve zmíněném vzorném výpočtu je značena příčle a_3-b_3 a od počátku počítáno s deformacemi 10^6krát většími):

$\alpha_a = 23{,}97$ (sloupec 12), $\beta = -21{,}53$ (sl. 12), $n_a = 43{,}50$ (sl. 13 a též 22), $n_H = 84{,}07$ (sl. 23).

Deformační veličiny dané obtížením — impulsem podporového momentu M_b — podle tabulky na str. 74 (vzorec ad 6):

$$\alpha_0 = \mathfrak{0}, \qquad \beta_0 = -1, \qquad n_0 = \mathfrak{0}, \qquad (\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \mathfrak{0}).$$

Deformační konstanty horních konců rámových stojek podle str. 47, 48:

$$\begin{aligned} A_a &= A_b = 5{,}4240, \\ B_a &= B_b = 47{,}7422, \\ C_a &= C_b = 282{,}6528, \\ D_a &= -D_b = -6{,}5880, \\ E_a &= E_b = 37{,}8780, \\ F_a &= -F_b = -46{,}9062. \end{aligned}$$

Výpočet pomocného ramene

$$r = \frac{n_a - E_a}{\alpha_a + |\beta| + A_a} = \frac{43{,}50 - 37{,}878}{23{,}97 + 21{,}53 + 5{,}424} = \frac{5{,}622}{50{,}924} = 0{,}110400,$$

vodorovná síla podle vzorce (4), ve kterém se vynechávají členy rovné $\mathfrak{0}$:

$$H = \frac{|\beta_0| \cdot r}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} = \frac{1 \cdot 0{,}110400}{84{,}07 + 2 \cdot 282{,}6528 - 0{,}220800 \cdot 5{,}622} =$$

$$= \frac{0{,}110400}{648{,}1343} = 0{,}000170,$$

další pomocné výrazy, dosadí-li se podle str. 43 rozpětí $l = 26{,}50$ m:

$$c_1 = \frac{-1}{2\left[23{,}97 + 5{,}424 - 21{,}53 + \frac{4}{26{,}5}\left(\frac{47{,}7422}{26{,}5} - 6{,}588\right)\right]} = -0{,}0700133,$$

$$c_2 = \frac{1}{2(23{,}97 + 5{,}424 + 21{,}53)} + 0{,}110400 \cdot 0{,}000170 = 0{,}0098186 + 0{,}0000187 = 0{,}0098373,$$

podporové momenty podle rovnice (5):

$$\begin{aligned} M_a &= -(-0{,}0700133 + 0{,}0098373) = 0{,}060176, \\ M_b &= -(-0{,}0700133 - 0{,}0098373) = 0{,}079851, \\ \text{reakce } A &= -B = -\frac{M_a + M_b}{l} = -\frac{0{,}140027}{26{,}5} = -0{,}005284. \end{aligned}$$

Svislá posunutí styčníků (vypočítávají se z deformačních konstant volných konců stojek a z příslušných sil, jež na stojky z příčle přecházejí):

$u_a = MD_a + VB_a + HF_a$, za síly se do rovnice dosazuje:

$$M = -0{,}060176, \qquad V = A = -0{,}005284, \qquad H = 0{,}000170,$$

$$u_a = -0{,}060176\,(-6{,}5880) - 0{,}005284 \cdot 47{,}7422 + 0{,}000170\,(-46{,}9062) = 0{,}1360.$$

$u_b = MD_b + VB_b + HF_b$, dosazování je analogické jako na levé straně:

$$u_b = -0{,}079851 \cdot 6{,}5880 + 0{,}005284 \cdot 47{,}7422 - 0{,}000170 \cdot 46{,}9062 = -0{,}2818.$$

Rovnice příčinkové čáry podporového momentu vychází podobně jako dříve (str. 50):

$$\eta_{Mb} = 0{,}060176\,\mathfrak{V}_a + 0{,}079851\,\mathfrak{V}_b + 0{,}000170\,\mathfrak{V}_H + 0{,}1360\,\xi' - 0{,}2818\,\xi.$$

Správnost výpočtu může být i zde ověřena řadou kontrol:

1. pootočení styčníku *a*

příčle: $$\varphi_{ap} = M_a \alpha_a + M_b \beta + H n_a + \frac{u_b - u_a}{l} =$$

$$= 0{,}060176 \cdot 23{,}97 - 0{,}079851 \cdot 21{,}53 + 0{,}000170 \cdot 43{,}50 - \frac{0{,}2818 + 0{,}1360}{26{,}5} = -0{,}2851.$$

stojka: $$\varphi_{as} = -0{,}060176\, A_a - 0{,}005284\, D_a + 0{,}000170\, E_a =$$

$$= -0{,}060176 \cdot 5{,}4240 - 0{,}005284\,(-6{,}5880) + 0{,}000170\,(37{,}8780) = -0{,}2851;$$

správnost výpočtu je potvrzena rovností $\varphi_{ap} = \varphi_{as}$;

2. pootočení styčníku *b*

příčle: $$\varphi_{bp} = M_a \beta + M_b \alpha_a + H(-n_a) + \frac{u_b - u_a}{l} =$$

$$= 0{,}060176\,(-21{,}53) + 0{,}079851 \cdot 23{,}97 + 0{,}000170 \cdot (-43{,}50) - \frac{0{,}2818 + 0{,}1360}{26{,}5} = 0{,}5953,$$

stojka: $$\varphi_{bs} = -0{,}079851\, A_a + 0{,}005284\,(-D_a) - 0{,}000170\, E_a =$$

$$= -0{,}079851 \cdot 5{,}4240 + 0{,}005284 \cdot 6{,}5880 - 0{,}000170 \cdot 37{,}8780 = -0{,}4047;$$

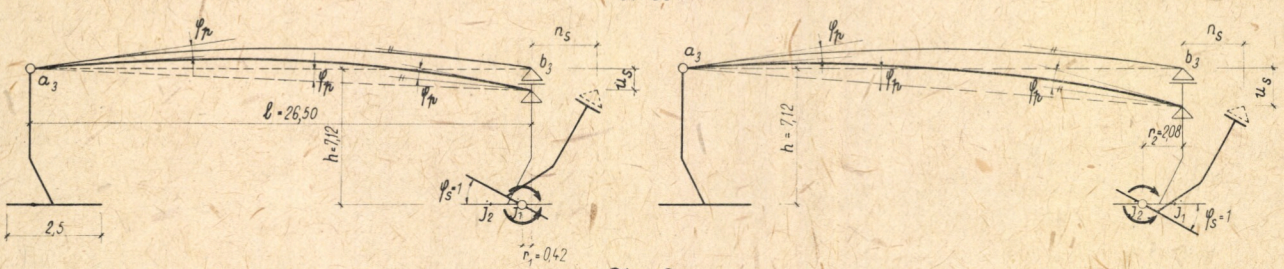
správnost výpočtu je potvrzena rovnicí:

$$\varphi_{bp} = 1 - \varphi_{bs}, \quad \text{to jest} \quad 0{,}5953 = 1 - 0{,}4047.$$

2. Jest vyšetřiti příčinkové čáry momentů M_{j1}, M_{j2} k jádrovým bodům j_1, j_2 základové spáry pravého základového tělesa rámové konstrukce příkladu V.

Na konstrukci staticky určité s pevným (kloubovým) uložením příčle v bodě a_3 na levé stojce a posuvným uložením příčle v bodě b_3 na pravé stojce vyvodí momentový impuls vnesený v bodě j_1 případně j_2 do pravé základové spáry přetvoření znázorněné obrázkem 6.

Přetvoření staticky určité soustavy impulsy momentů M_{j1}, M_{j2} k jádrovým bodům j_1, j_2 základové spáry.



Obr. 6.

Momentový impuls je záporná dvojice momentů,*) jejíž jedna část přechází ze základové spáry do podkladu a druhá ze základové spáry na stojku. Podle zavedeného znaménkového pravidla (viz poznámku v osovém schematu na str. 44) je moment jako vnitřní síla kladný, vyvozuje-li na vnitřní straně tah, impuls musí tedy na této straně základové spáry vyvozovat tlak. Část impulsu přecházející na podklad je totožná se záporným vnějším momentem, jelikož točí proti ručičkám na hodinách, část impulsu přecházející na stojku točí směrem ručiček, je tudíž vnějším momentem kladným. Na staticky neurčité konstrukci jsou vnější síly vznikající rozkladem impulsů vždy nekonečně malé. Nekonečně malý vnější moment přecházející do podkladu (jenž vzdoruje) nevyvodí přetvoření, nekonečně malý moment přecházející do stojky (která jako část staticky určité konstrukce není sto klást odpor) pootočí tuto stojku kolem jádrového bodu j_1 případně j_2 ve směru ručiček na hodinách o úhel $\varphi = 1$.

Při tomto otáčivém pohybu stojky se její horní konec („kluzná deska" posuvného uložení příčle)

pootočí ve směru ručiček o úhel . . . . . $\varphi_s = 1$,
posune svisle shora dolů o délku . . . . . $u_s = 1 \cdot r_n$,
posune zleva do prava o délku . . . . . $n_s = 1 \cdot h$.

*) Každý impuls je vždy opačného znaménka než síla, jejíž příčinkovou čáru vytváří.

Otáčivý pohyb a vodorovný posuv stojky nemůže posuvným uložením ovlivnit příčli, svislý posuv u_s však příčle sleduje svým pravým koncem b_3 otáčejíc se ve směru ručiček kolem svého pevného uložení na levém konci a_3 o úhel $\varphi_p = \frac{u_s}{l} = \frac{r_n}{l}$. Pokud jde o vodorovný posuv pravého konce příčle vyvozený jejím otočením o úhel φ_p, je tento nulový, jelikož body a_3, b_3 mají stejnou výšku (výškový rozdíl b_3 oproti bodu a_3, značený v obrazci 1, 3 a 5 písmenem h, je nulový).

Průřezy a_3, b_3 na styku příčle se stojkami se těmito pohyby rozevřou; pro výpočet staticky neurčitých je lhostejno, zda toto rozevření je způsobeno zatížením příčle či příčinou vnější (to jest vnější pokud jde o příčli, čili zatížením stojky, podkladu a j.). Rozevření průřezů můžeme tedy označit jako deformační veličiny α_0, β_0, n_0 a dosadit do vzorců (4) a (5) pro výpočet M_a, M_b, H. Je třeba jen uvážit, že:

otáčení příčle ve směru ručiček přičiňuje k α_0, β_0 kladně,
otáčení horního konce pravé (levé) stojky ve směru ručiček přičiňuje k β_0 (α_0) záporně,
vodorovný posuv zleva do prava horního konce pravé (levé) stojky přičiňuje k n_0 záporně (kladně).

Obecně přičiňuje pohyb některého článku soustavy k rozevření průřezu vždy kladně, děje-li se ve směru vnější síly, která nahrazuje vliv příslušné staticky neurčité na tento článek. Tak na příklad je vliv staticky neurčité H na stojku dán vnější vodorovnou silou působící při zavedeném znaménkovém pravidle zprava do leva. Jelikož výše zmíněný vodorovný posuv n_s probíhá zleva do prava (to jest proti směru vodorovné síly), přičiňuje k rozevření průřezu ve směru vodorovné síly záporně.

Podle těchto zásad platí obecně:

$$\alpha_0 = \varphi_p = \frac{r_n}{l},$$

$$\beta_0 = \varphi_p - 1 = \frac{r_n}{l} - 1,$$

$$n_0 = - n_s = - h$$

a pro jednotlivé impulsy zvláště:

$$\alpha_{01} = \frac{r_1}{l} = \frac{0{,}42}{26{,}50} = 0{,}015849, \qquad \alpha_{02} = \frac{r_2}{l} = \frac{2{,}08}{26{,}50} = 0{,}078491,$$

$$\beta_{01} = \frac{r_1}{l} - 1 = -(1 - \alpha_{01}) = - 0{,}984151, \qquad \beta_{02} = \frac{r_2}{l} - 1 = -(1 - \alpha_{02}) = - 0{,}921509,$$

$$n_{01} = - h = - 7{,}12, \qquad n_{02} = - h = - 7{,}12.$$

Staticky neurčité podle vzorců (4), (5):

Rameno r, jež je neodvislé od obtížení, bylo vypočteno na str. 78, $r = 0{,}110400$.

Vodorovná síla je stejná pro oba impulsy a je dána vzorcem (4), vyčísleným na str. 78, který při $\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \mathfrak{0}$ a $(\alpha_0 + |\beta_0|) = 1$ vychází:

$$H = - \frac{n_0 - r}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} = \frac{- n_0}{648{,}1343} + \frac{0{,}110400}{648{,}1343} = [- 1{,}542890\, n_0 + 0{,}170335] \cdot 10^{-3} =$$

$$= [- 1{,}542890\,(- 7{,}12) + 0{,}170335] \cdot 10^{-3} = 0{,}0111557.$$

Pomocné výrazy c_1 a c_2 (c_2 je stejný pro oba impulsy) mají podle str. 77 a 78 hodnoty:

$$c_1 = 0{,}0700133\,(\alpha_0 - |\beta_0|),$$

$$c_2 = 0{,}0098186 + 0{,}110400\, H = 0{,}0098186 + 0{,}110400 \cdot 0{,}0111557 = 0{,}0110502.$$

Pro impuls v j_1 platí:

$$c_1 = 0{,}0700133\,(0{,}015849 - 0{,}984151) = - 0{,}0677940,$$

$$M_a = - (c_1 + c_2) = 0{,}0677940 - 0{,}0110502 = 0{,}056744,$$

$$M_b = - (c_1 - c_2) = 0{,}0677940 + 0{,}0110502 = 0{,}078844.$$

Pro impuls v j_2 platí:

$$c_1 = 0{,}0700133\ (0{,}078491 - 0{,}921509) = -\ 0{,}0590225,$$
$$M_a = -\ (c_1 + c_2) = 0{,}0590225 - 0{,}0110502 = 0{,}047972,$$
$$M_b = -\ (c_1 - c_2) = 0{,}0590225 + 0{,}0110502 = 0{,}070073.$$

Na levou stojku přecházejí z příčle účinky, které představují vnější síly:

$$M = -\ M_a, \qquad V = -\ \frac{M_a + M_b}{l}, \qquad H,$$

a vyvodí svislý posuv u_{b2} průřezu v b_2 o deformačních konstantách A_a až F_a (uvedených na str. 78).

$$u_{b2} = -\ M_a D_a - \frac{M_a + M_b}{l} B_a + H F_a = -\ D_a M_a + \frac{2 B_a}{l} c_1 + H F_a =$$

$$= 6{,}5880\ M_a + \frac{2 \cdot 47{,}7422}{26{,}50} c_1 + 0{,}0111557\ (-\ 46{,}9062) = 6{,}5880\ M_a + 3{,}6032\ c_1 - 0{,}5233.$$

Na pravou stojku přecházejí z příčle účinky

$$M = -\ M_b, \qquad V = \frac{M_a + M_b}{l}, \qquad -\ H.$$

Svislé posunutí u_{a4} průřezu v a_4 je dáno posunutím $u_s = r_n$ vyvozeným impulsem na konstrukci staticky určité zvětšeným o účinek vnějších sil, které přecházejí na stojku z příčle ($D_b = -\ D_a$, $F_b = -\ F_a$).

$$u_{a4} = r_n - M_b\ (-\ D_a) + \frac{M_a + M_b}{l} B_a + H F_a = r_n - 6{,}5880\ M_b - 3{,}6032\ c_1 - 0{,}5233.$$

Pro impuls v j_1 platí

$$u_{b2} = 6{,}5880 \cdot 0{,}056744 + 3{,}6032\ (+\ 0{,}0677940) - 0{,}5233 = -\ 0{,}3937,$$
$$u_{a4} = 0{,}4200 - 6{,}5880 \cdot 0{,}078844 - 3{,}6032\ (-\ 0{,}0677940) - 0{,}5233 = -\ 0{,}3783.$$

Pro impuls v j_2 platí

$$u_{b2} = 6{,}5880 \cdot 0{,}047972 + 3{,}6032\ (-\ 0{,}0590225) - 0{,}5233 = -\ 0{,}4199,$$
$$u_{a4} = 2{,}0800 - 6{,}5880 \cdot 0{,}070073 - 3{,}6032\ (-\ 0{,}0590225) - 0{,}5233 = 1{,}3077.$$

Rovnice příčinkových čar:

$$\eta_{Mj} = M_a \mathfrak{V}_a + M_b \mathfrak{V}_b + H \mathfrak{V}_H + u_{b2} \xi' + u_{a4} \xi.$$

Příčinková čára M_{j1}

$$\eta_{Mj1} = 0{,}056744\ \mathfrak{V}_a + 0{,}078844\ \mathfrak{V}_b - 0{,}011156\ \mathfrak{V}_H - 0{,}3937\ \xi' - 0{,}3783\ \xi.$$

Příčinková čára M_{j2}

$$\eta_{Mj2} = 0{,}047972\ \mathfrak{V}_a + 0{,}070073\ \mathfrak{V}_b - 0{,}011156\ \mathfrak{V}_H - 0{,}4199\ \xi' + 1{,}3077\ \xi.$$

Rovnice obou příčinkových čar vycházejí podobně jako na str. 54.

3. Jest vyšetřiti staticky neurčité hodnoty podporových momentů M_a, M_b příčle a vodorovnou sílu H soustavy příkladu V. obtížené podél rubových ploch stojek zemním tlakem.

Násyp tělesa za opěrami budiž charakterisován konstantami $\gamma = 1{,}8$ t/m^3, $\varrho = 30^0$, $\delta = 15^0$, $\lambda_a = 0{,}302$, takže při zatěžovacím lichoběžníku podle obr. 7 a volné, zemnímu tlaku vystavené šířce rubu opěr 5,00 m je zemní tlak

$$E = \frac{1}{2} \gamma \lambda_a (T^2 - T_1^2)\ 5 = 0{,}5 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}302\ (11{,}00^2 - 3{,}88^2)\ 5 = 144\ \text{t},$$

jeho složky

$$E_H = E \cos \delta = 139{,}6\ \text{t}, \qquad E_V = E \sin \delta = 37{,}3\ \text{t}$$

a ramena těchto složek k těžišti základové spáry

$$r_H = h\,\frac{2\,T_1 + T}{3\,(T_1 + T)} = 7{,}12\,\frac{2\cdot 3{,}88 + 11{,}0}{3\,(3{,}88 + 11{,}0)} = 2{,}99\ \text{m},$$

$r_V = 2{,}50$ m (viz str. 44).

V konstrukci staticky určité se přenáší zemní tlak opěrami jako pružně v základových spárách vetknutými krakorci.

Levá základová spára staticky určité konstrukce je namáhána:

vnějším momentem $M = E_H\,r_H - E_V\,r_V = 139{,}6\cdot 2{,}99 - 37{,}3\cdot 2{,}50 = 324{,}2$ tm,

svislou silou $V = E_V = 37{,}3$ t,

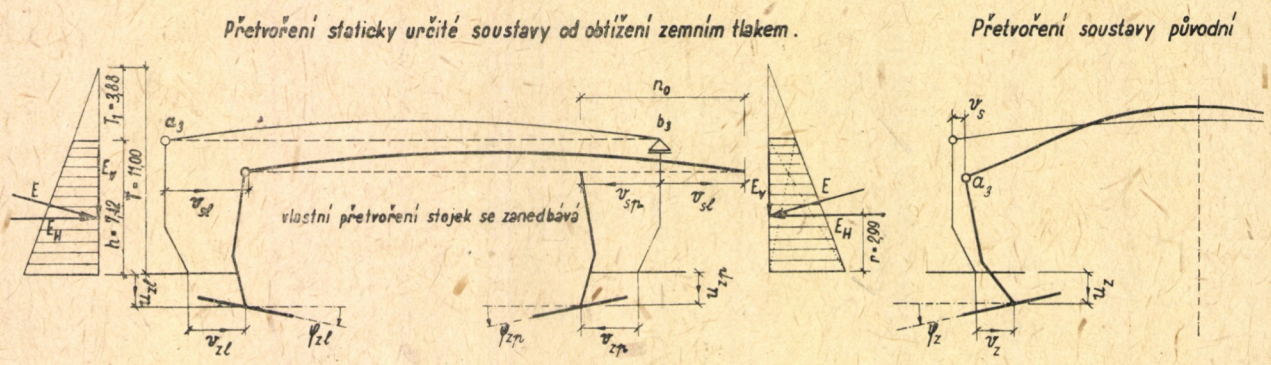
vodorovnou silou $H = E_H = 139{,}6$ t,

čímž se vyvodí složky přetvoření (jež se vypočtou z deformačních konstant A_{01}, B_{01}, C_{01} vyšetřených na str. 47):

pootočení $\varphi_{zl} = M\,A_{01} = 324{,}2\cdot 5{,}27\cdot 10^{-6} = 1708\cdot 10^{-6}$,

svislý posuv $u_{zl} = V\,B_{01} = 37{,}3\cdot 39{,}5\cdot 10^{-6} = 1100\cdot 10^{-6}$,

vodorovný posuv $v_{zl} = H\,C_{01} = 139{,}6\cdot 14{,}4\cdot 10^{-6} = 2010\cdot 10^{-6}$.



Obr. 7.

Pravá základová spára staticky určité konstrukce se účinkem zemního tlaku pootočí o $\varphi_{zp} = -\varphi_{zl}$, svisle posune o $u_{zp} = u_{zl}$ a vodorovně posune o $v_{zp} = -v_{zl}$.

Virtuelné pohyby základových spár sledují stojky, takže se jejich horní konce pootočí o $\varphi_{sl} = \varphi_{zl}$ případně $\varphi_{sp} = \varphi_{zp}$, svisle posunou o $u_{zl} = u_{sp}$ a vodorovně posunou o $v_{sl} = v_{zl} + h\,\varphi_{zl}$ případně $v_{sp} = v_{zp} + h\,\varphi_{zp}$.

Rámová příčle je pevně uložena na levé stojce, takže sleduje její vodorovný posuv: $v_p = v_{sl}$. Pootočení stojek neovlivní při kloubovém spojení příčli a svislé posuvy stojek se příčle rovněž nedotknou, jelikož jsou stejné na obou stranách.

Rozevření průřezů, které ve smyslu výkladů z předešlého číselného výpočtu označujeme jako deformační veličiny α_0, β_0, n_0 a vyjadřujeme podle poznámky v závorce na str. 43 dole hodnotami $10^6\times$ většími, jsou dány takto:

$\alpha_0 = -\varphi_{sl}\cdot 10^6$, $\beta_0 = -\varphi_{sp}\cdot 10^6$, $n_0 = (v_{sl} - v_{sp})\cdot 10^6 = 2\,v_{sl}\cdot 10^6$, jejich číselné hodnoty jsou:

$\alpha_0 = -1708$, $\beta_0 = 1708$, $n_0 = 2\,(v_{zl} + h\,\varphi_{zl})\,10^6 = 2\,(2010 + 7{,}12\cdot 1708) = 28342$.

Výpočet staticky neurčitých:

Rameno r je neodvislé od obtížení a bylo vypočteno již na str. 78, $r = 0{,}110400$.

Vodorovná síla je dána vzorcem (4), který při výjimečně kladném β_0 je třeba psát ve tvaru (analogie s případem poznámky v závorce na str. 77 nahoře)

$$H = -\,\frac{n_0 + F_a\,(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) + [\alpha_0 - \beta_0 - D_a\,(\mathfrak{A} + \mathfrak{B})]\,r}{n_H + 2\,C_a - 2\,r\,(n_a - E_a)}.$$

Jelikož v daném případě je $\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 0$ a $\alpha_0 = -\beta_0$, platí

$$H = -\,\frac{n_0 - 2\,\alpha_0\,r}{n_H + 2\,C_a - 2\,r\,(n_a - E_a)} = -\,\frac{n_0 - 2\cdot 0{,}110400\,\alpha_0}{648{,}1343} =$$

$$= (-1{,}542890\cdot 28342 - 2\cdot 1708\cdot 0{,}170335)\,10^{-3} = -44{,}31\ \text{t}.$$

Pomocné výrazy c_1, c_2 podle předešlého číselného výpočtu a s ohledem na výjimečný případ kladného β_0 a dále na rovnost $\alpha_0 = -\beta_0$, jsou:

$$c_1 = 0,$$

$$c_2 = \frac{\alpha_0 - \beta_0}{2(\alpha_a + A_a + |\beta|)} + rH = 0{,}0098186\,(2\alpha_0) + 0{,}110400\,H =$$

$$= -0{,}0098186 \cdot 2 \cdot 1708 - 0{,}110400 \cdot 44{,}31 = -38{,}43,$$

$$M_a = -M_b = -c_2 = 38{,}43 \text{ tm}.$$

V základové spáře se vyvodí ohybový moment daný součtem účinku na staticky určité soustavě a vlivů staticky neurčitých.

Na konstrukci staticky určité vzniká v základové spáře moment, který jako vnější síla byl vypočten hodnotou $M = 324{,}2$ tm, jako vnitřní síla $\mathfrak{M}$ má tento moment opačné znaménko, zachová-li se pro vnitřní momenty původní znaménkové pravidlo: kladný moment vyvozuje tah na vnitřní straně.

$$\mathfrak{M} = -M = -324{,}2 \text{ tm}.$$

Vliv staticky neurčitých je při rameni h vodorovné síly H dán výrazem $M_a - Hh$.

Výsledný moment v základové spáře konstrukce staticky neurčité je pak

$$M_z = \mathfrak{M} + M_a - Hh = -324{,}2 + 38.43 + 44{,}31 \cdot 7{,}12 = 29{,}7 \text{ tm}.$$

Vodorovná síla, jež přechází do základové spáry jako posouvající síla T_z, je dána rozdílem

$$T_z = E_H - |H| = 139{,}6 - 44{,}31 = 95{,}3 \text{ t}.$$

Všechny tyto vyšetřené síly se vztahují na celou šířku opěry, případně základové spáry.

Pro kontrolu se vypočtou pootočení φ_{b2} a vodorovný posuv v_{b2} horního konce b_2 levé stojky a pootočení φ_{a3} a vodorovný posuv v_{a3} levého konce a_3 příčle.

Na horní konec stojky b_2 působí vnější síly

$$M = -M_a = -38{,}43,$$
$$V = 0,$$
$$H = -44{,}31.$$

Složky přetvoření jsou dány hodnotami vyšetřenými na staticky určité soustavě zvětšenými o vliv vnějších sil M, V, H, který se vyšetří pomocí deformačních konstant A_a až F_a uvedených na str. 78 nahoře.

Pootočení

$$\varphi_{b2} = \varphi_{z1} + M A_a + H E_a = 1708 - 38{,}43 \cdot 5{,}4240 - 44{,}31 \cdot 37{,}8780 = -178{,}8,$$

vodorovný posuv

$$v_{b2} = \varphi_{z1} h + v_{z1} + M E_a + H C_a = 1708 \cdot 7{,}12 + 2010 - 38{,}43 \cdot 37{,}8780 - 44{,}31 \cdot 282{,}6528 = 191{,}0.$$

Pootočení φ_{a3} a vodorovný posuv v_{a3} levého konce příčle a_3 je dán vnějšími silami, jež působí na samostatně myšlenou příčli, to jest staticky neurčitými

$$M_a = 38{,}43, \qquad M_b = -38{,}43, \qquad H = -44{,}31$$

a deformačními veličinami α_a až n_H uvedenými na str. 78 nahoře.

$$\varphi_{a3} = M_a \alpha_a + M_b \beta + H n_a = 38{,}43 \cdot 23{,}97 + 38{,}43 \cdot 21{,}53 - 44{,}31 \cdot 43{,}50 = -178{,}9,$$

$$v_{a3} = -0{,}5\, n_{ab}^{*}) = -\frac{1}{2}\,[M_a n_a + M_b(-n_a) + H n_H] =$$

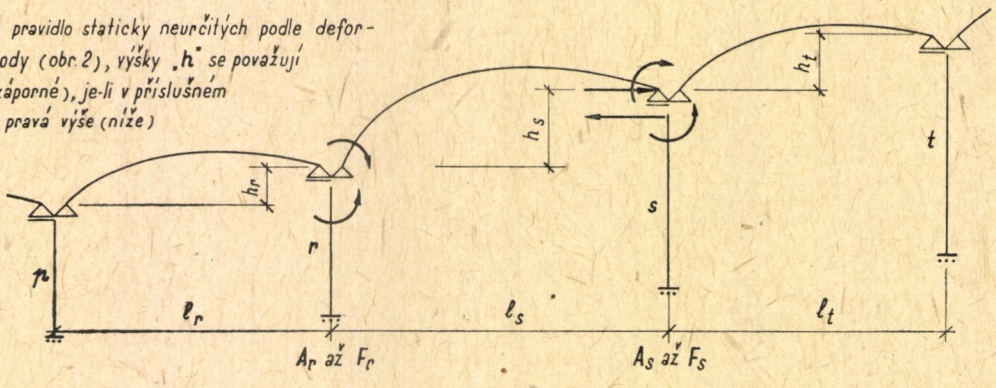
$$= -0{,}5\,(38{,}43 \cdot 43{,}50 + 38{,}43 \cdot 43{,}50 - 44{,}31 \cdot 84{,}07) = 190{,}9.$$

*) Význam n_{ab} je patrný z obrázku 2 na str. 71, je to relativní vodorovný posuv pravého prutového konce oproti konci levému. Při symetrickém obtížení symetrického prutu zůstane jeho střed na místě a celkové rozevření n_{ab} se projeví z poloviny jako absolutní posuv levého konce a z poloviny jako absolutní posuv konce pravého. Má-li se zvětšit vzdálenost obou prutových konců, musí se levý konec posunout zprava do leva, tudíž proti směru kladné (vnější) vodorovné síly.

Příloha č. 22.

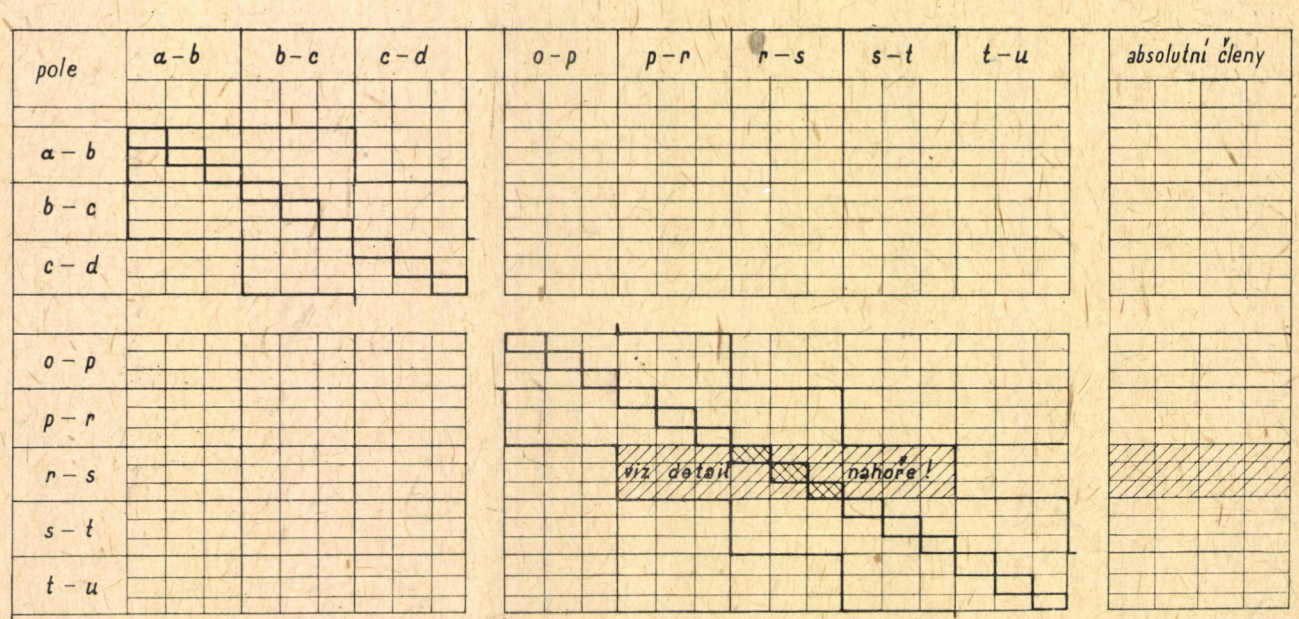
Tři pole obecné spojité konstrukce na pružných podporách charakterisovaných deformačními konstantami A, B, C, D, E, F a schema příslušné části systému lineárních rovnic pro výpočet staticky neurčitých.

Znaménkové pravidlo staticky neurčitých podle deformační metody (obr. 2), výšky „h" se považují za kladné (záporné), je-li v příslušném poli podpora pravá výše (níže) než levá.



pole	pole p – r			pole r – s			pole s – t			absolutní členy anulovaných rovnic
	podporový moment		vodorovná síla	podporový moment		vodorovná síla	podporový moment		vodorovná síla	
	levý	pravý		levý	pravý		levý	pravý		
r – s	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

Rovnicový systém pro spojitou soustavu o obecném počtu polí.



Deformační konstanty A_r až F_r a A_s až F_s se vztahují na horní (volné) konce stojek pojímaných jako samostatné (ze soustavy vyjmuté) konstrukce.

Příloha č. 23.

Vzorce součinitelů lineárních rovnic pro výpočet staticky neurčitých obecného pole spojité soustavy na pružných podporách.

(1) $= -\frac{D_r}{l_r} - \frac{B_r}{l_s l_r}$

(2) $= A_r + D_r\left(\frac{1}{l_s} - \frac{1}{l_r}\right) - \frac{B_r}{l_s l_r}$

(3) $= E_r + \frac{F_r}{l_s} - \frac{h_r D_r}{l_r} - \frac{h_r B_r}{l_s l_r}$

(4) $= \alpha_a^{rs} + A_r + \frac{2D_r}{l_s} + \frac{B_s + B_r}{l_s^2}$

(5) $= \beta^{rs} + \frac{D_r - D_s}{l_s} + \frac{B_s + B_r}{l_s^2}$

(6) $= n_a^{rs} - E_r + \frac{h_s}{l_s} D_r + \frac{F_s\ F_r}{l_s} + \frac{h_s}{l_s^2}(B_s + B_r)$

ve vzorci 6) patří před znak F_r znaménko plus

(7) $= -\frac{D_s}{l_s} - \frac{B_s}{l_s l_t}$

(8) $= -\frac{B_s}{l_s l_t}$

(9) $= +\frac{F_s}{l_s} - \frac{h_t}{l_s l_t} B_s$

(10) $= -(\mathscr{G}^{pr} + \mathscr{U}^{rs}) D_r + \alpha_o^{rs} + \frac{(\mathscr{G}^{rs} + \mathscr{U}^{st}) B_s - (\mathscr{G}^{pr} + \mathscr{U}^{rs}) B_r}{l_s}$

(11) $= -\frac{B_r}{l_s l_r}$

(12) $= +\frac{D_r}{l_s} - \frac{B_r}{l_s l_r}$

(13) $= +\frac{F_r}{l_s} - \frac{h_r B_r}{l_s l_r}$

(14) $= \beta^{rs} + \frac{D_r - D_s}{l_s} + \frac{B_s + B_r}{l_s^2}$

(15) $= \alpha_b^{rs} + A_s - \frac{2D_s}{l_s} + \frac{B_s + B_r}{l_s^2}$

(16) $= n_b^{rs} - \frac{h D_s}{l_s} - \frac{F_s + F_r}{l_s} + \frac{h(B_s + B_r)}{l_s^2} + E_s$

ve vzorci 16) patří k znaku h index s

(17) $= A_s + D_s\left(\frac{1}{l_t} - \frac{1}{l_s}\right) - \frac{B_s}{l_s l_t}$

(18) $= \frac{D_s}{l_t} - \frac{B_s}{l_s l_t}$

(19) $= -E_s + \frac{F_s}{l_s} + \frac{h_t D_s}{l_t} - \frac{h_t B_s}{l_s l_t}$

(20) $= -(\mathscr{G}^{rs} + \mathscr{U}^{st}) D_s + \beta_o^{rs} + \frac{(\mathscr{G}^{rs} + \mathscr{U}^{st}) B_s - (\mathscr{G}^{pr} + \mathscr{U}^{rs}) B_r}{l_s}$

(21) $= +\frac{F_r}{l_r} - \frac{h_s B_r}{l_s l_r}$

(22) $= -E_r + \frac{h_s D_r}{l_s} + \frac{F_r}{l_r} - \frac{h_s B_r}{l_s l_r}$

(23) $= -C_r + F_r\left(\frac{h_r}{l_r} + \frac{h_s}{l_s}\right) - \frac{h_s h_r}{l_s l_r} B_r$

(24) $= n_a^{rs} - E_r + \frac{h_s}{l_s} D_r - \frac{F_r + F_s}{l_s} + \frac{h_s}{\ } (B_r + B_s)$

(25) $= n_b^{rs} + E_s - \frac{h_s}{l_s} D_s - \frac{F_r + F_s}{l_s} + \frac{h_s}{\ } (B_r + B_s)$

(26) $= n_H^{rs} + C_r + C_s - \frac{2h_s(F_r + F_s)}{l_s} + \frac{h_s^2}{\ } (B_r + B_s)$

ve vzorcích 24) 25) a 26) patří do jmenovatele zlomku posledního členu l_s^2

(27) $= E_s - \frac{h_s}{l_s} D_s + \frac{F_s}{l_t} - \frac{h_s}{l_s l_t} B_s$

(28) $= \frac{F_s}{l_t} - \frac{h_s}{l_s l_t} B_s$

(29) $= -C_s + F_s\left(\frac{h_s}{l_s} + \frac{h_t}{l_t}\right) - \frac{h_s h_t}{l_s l_t} B_s$

(30) $= (\mathscr{G}^{pr} + \mathscr{U}^{rs}) F_r - (\mathscr{G}^{rs} + \mathscr{U}^{st}) F_s + n_o^{rs} + \frac{h_s[(\mathscr{G}^{rs} + \mathscr{U}^{st}) B_s - (\mathscr{G}^{pr} + \mathscr{U}^{rs}) B_r]}{l_s}$

Správnost výpočtu je potvrzena rovnostmi

$$\varphi_{b2} = \varphi_{a3}, \qquad v_{b3} = v_{a3}.$$

Pro posouzení skutečných velikostí těchto přetvoření je třeba uvážit, že výpočet byl proveden s deformacemi oproti skutečnosti 10^6 krát většími. Pootočení je tedy úhel, jehož tangenta je — 0,0001789 a vodorovný posuv je délka 0,0001909 m ≐ 0,2 mm. Vodorovný posuv základové spáry má ve skutečnosti hodnotu $v_z = T_z C_{01} \cdot 10^{-6} = 95{,}3 \cdot 14{,}4 \cdot 10^{-6} = 0{,}001346$ m ≐ 1,3 mm.

Je samozřejmé, že stejně jako rám se řeší i klenba na pružných podporách. Průřezy *a*, *b*, oddělující „stojky" od „prutu" — v tomto případě oblouku —, mohou býti voleny v libovolné výši a též přímo v základových spárách. Jde-li o spojitou soustavu o více polích, zvětší se přiměřeně jen počet rovnic, jinak je postup stejný. Obecné schema řešení spojité soustavy na pružných podporách a vzorce pro výpočet příslušných součinitelů jsou dány na str. 84 a 85. Každá rovnice váže navzájem vždy jen staticky neurčité tří — při krajích dvou — sousedních polí. Při velkém počtu rovnic je výhodné svěřit vlastní jejich řešení statické laboratoři, vybavené mechanickými pomůckami.

VIII. Vzorný statický výpočet mostu z předpjatého betonu.

Charakteristické údaje o mostu.

Most o světlosti 27,46 m převádí silnici přes řeku. Rozpětí 29,42 m, výška rámové příčle ve středu rozpětí 35 cm, při kraji 195 cm, konstruktivní výška ve středu rozpětí 60 cm. Světlá šířka mezi zábradlím $2 \times 3{,}00 + 12 = 18{,}00$ m.

Zatížení třídy A.

Beton mostovky (prefabrikovaných dílců):

krychelná pevnost po 28 dnech 600 kg/cm^2,

dovolené namáhání 200 kg/cm^2 (využije se jen do 160 kg/cm^2).

Předpjatá výztuž:

pruty průměru 4,5 mm z ocele o pevnosti 16 000 kg/cm^2,

mez průtažnosti 80 % meze pevnosti, to jest 12 800 kg/cm^2,

dovolené namáhání 85 % meze průtažnosti, to jest 10 880 kg/cm^2.

Výztuž nepředpjatá:

ocel 10 512 (Roxor).

Základová půda:

dovolené namáhání 3,0 kg/cm^2,

pružnost charakterisovaná konstantou $E_z = 2000-5000$ t m^2,

statické vyšetřování se provádí pro obě mezní hodnoty.

Podélný a příčný řez, jakož i osové schema rámové konstrukce jsou patrny z přílohy č. 24, (str. 88). Mostovka je složena z osmnácti prvků předpjatých vodorovnými kabely, opěry jsou betonovány na místě a předpjaty kabely svislými. Celek je rám s pružně vetknutými patkami. V pohledu sleduje spodní hrana rámové příčle kruh o poloměru 59,71 m. Výpočet průřezových výšek a pořadnic střednice, jakož i průřezových funkcí a vlastní váhy příčle je proveden v příloze č. 25 (str. 89).

Deformační konstanty základových spár a opěr a souřadnice ideálných těžišť.

1. Základová spára o_1 (9,005, — 14,135) má výšku $B = 4{,}47$ m a šířku $C = 21{,}70$ m. Poměr $\frac{B}{C} = \frac{4{,}47}{21{,}70} = 0{,}206 \doteq 0{,}21$. Součinitelé pro výpočet složek přetvoření podle práce: Ing. Wünsch *„Tuhý základ a pružný poloprostor“* $\alpha_N = 0{,}269$, $\alpha_M = 3{,}59$, $\alpha_H = 0{,}28$. Při modulu pružnosti zeminy $E_z = 2000$ t/m^2 ($E_z = 5000$ t/m^2) jsou její deformační konstanty:

$$A_{01} = A_z = \frac{10^6}{B^2 C E_z} = 3{,}59 \frac{10^6}{4{,}47^2 \cdot 21{,}70 \cdot 2000} = 4{,}1 \quad (1{,}7),$$

$$B_{01} = B_z = \frac{10^6}{B E_z} = 0{,}269 \frac{10^6}{4{,}47 \cdot 2000} = 30{,}1 \quad (12{,}0),$$

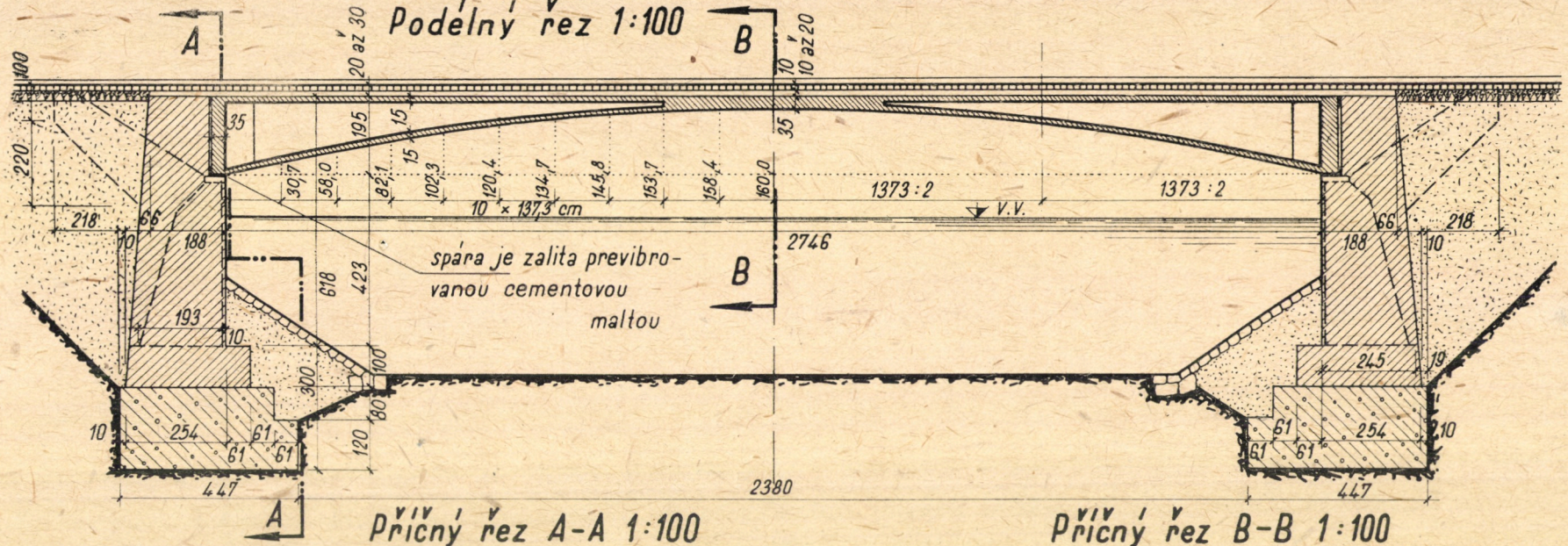
$$C_{01} = C_z = \frac{10^6}{B E_z} = 0{,}28 \frac{10^6}{4{,}47 \cdot 2000} = 31{,}3 \quad (12{,}5).$$

Počítá se s deformacemi 10^6 většími, v závorkách se udávají hodnoty odpovídající předpokladu $E_z = 5000$ t/m^2, ideálné těžiště se značí o_1 a jeho souřadnice jsou $x = 9{,}005$ m, $y = -14{,}135$ m.

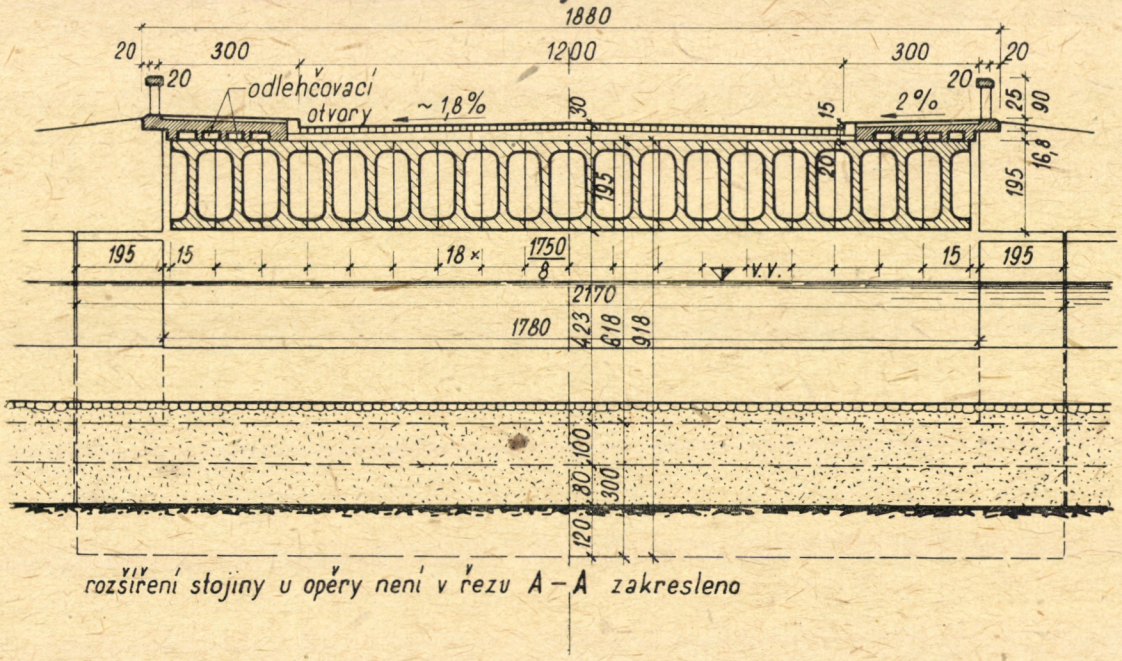
2. Základové těleso se považuje ve všech svých stupních za prut nekonečně tuhý, všechny jeho deformační konstanty jsou tudíž rovny nule.

3. Rámová stojka o_2 (3,46, — 14,833, viz podrobný výpočet níže), to jest nadzákladové zdivo opěry od horní hrany základu po místo theoretického vetknutí příčle, se považuje za prut konstantního průřezu délky $l = 5{,}09$ m o průřezové výšce h rovné aritmetickému průměru výšky

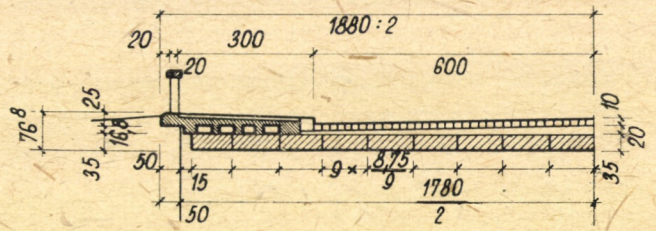
Podélný řez 1:100



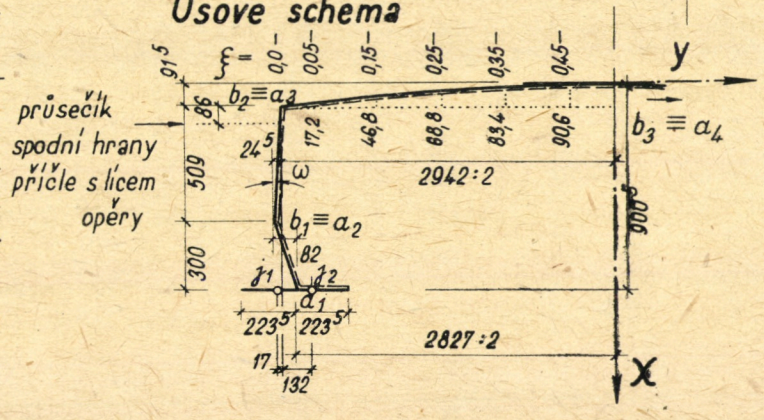
Příčný řez A-A 1:100



Příčný řez B-B 1:100



Osové schema

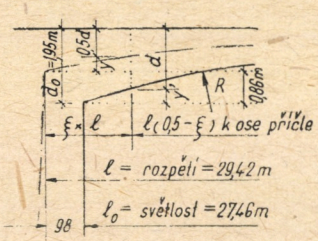


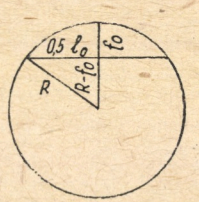
Výpočet průřezových výšek, pořadnic „y" střednice, průřezových funkcí a vlastní váhy příčle.

proužek čís.	ξ	ξ^2	$\xi - \xi^2$	$0{,}9393 + 0{,}2428(\xi - \xi^2)$	$\sqrt{⑤}$	d	y	výpočet průřezových funkcí prvku					vlastní váha	
	bez rozměru			m^2	m	podle vzorce		d^2	d^3	typ průřezu	F	J	prvku	příčle
								m^2	m^3		m^2	m^4	t/m'	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	0,05	0,0025	0,0475	0,9508	0,97509	1,837	0,172	3,3746	6,1991		0,6333	0,28641	1,65	29,64
2	0,15	0,0225	0,1275	0,9703	0,98504	1,245	0,468	1,5500	1,9298	I	0,5149	0,10829	1,34	24,10
3	0,25	0,0625	0,1875	0,9848	0,99237	0,805	0,688	0,6480	0,5217		0,4269	0,03548	1,11	19,98
4	0,35	0,1225	0,2275	0,9945	0,99725	0,513	0,834	0,2632	0,1350	II	0,3439	0,01039	0,89	16,09
5	0,45	0,2025	0,2475	0,9994	0,99970	0,368	0,906	0,1354	0,0498	III	0,3577	0,00404	0,93	16,74

Schemata a poznámky.

Výpočet střednice příčle:





Poloměr zakřivení spodního líce příčle: f_0 = vzepětí spodního líce příčle = 1,60 m.

Obecně platí vztah $R^2 = (R - f_0)^2 + \left(\frac{\ell_0}{2}\right)^2$, $R = \frac{0{,}25\,\ell_0^2 + f_0^2}{2 f_0}$

v našem případě je poloměr

$$R = \frac{0{,}25 \times 27{,}46^2 + 1{,}60^2}{2 \times 1{,}60} = 59{,}71\,m$$

Vzepětí se obecně počítá ze vzorce:

$$f_0 = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{\ell_0}{2}\right)^2}$$

Dosazuje-li se namísto poloviční světlosti $\frac{\ell_0}{2}$ $\frac{1}{2}$ délky obecné sečny dané výrazem $\ell(0{,}5 - \xi)$, vychází ze vzorce vzdálenost „f" této obecné sečny od tečny obloukuvedené jeho vrcholem:

$$f = R - \sqrt{R^2 - \ell^2 (0{,}5 - \xi)^2}$$

z této vzdálenosti „f" se vypočte pořadnice „y'" spodního líce oblouku měřená od sečny délky „ℓ_0" takto:

$$y' = f_0 - f = f_0 - R + \sqrt{R^2 - \ell^2 (0{,}5 - \xi)^2}$$

Průřezová výška „d" v obecném místě příčle plyne pak z rozdílu výšky $\alpha_0 = 1{,}95\,m$ a pořadnice „y'" takto:

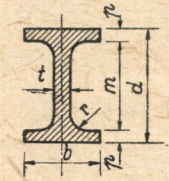
$$d = d_0 - y' = 60{,}06 - \sqrt{3565{,}28 - 865{,}54(0{,}5 - \xi)^2} = 60{,}06 - 59{,}71\sqrt{0{,}9393 + 0{,}2428(\xi - \xi^2)} =$$

$$= 60{,}06 - 59{,}71 \times ⑥$$

$$y_m = 1{,}09 - 0{,}5\,d$$

Výpočet průřezových funkcí prvku:

Typ průřezu I (v místech, kde $d \geq 70\,cm$)



$$F = td + 2r(b - t) + (4 - \pi) \times r^2$$

$$J = \frac{1}{12} t d^3 + \frac{1}{12}(b - t)(d^3 - m^3) + 0{,}03 r^4 + (4 - \pi) r^2 \left(\frac{m}{2} - 0{,}2234\,r\right)^2$$

$m = d - 2r$ dosadí-li se za $t = 2{,}0\,dm$, $r = 1{,}5\,dm$, $r = 2{,}0\,dm$, $b = 9{,}72\,dm$, platí:

$$F_{(dm^2)} = 2\,d_{(dm)} + 2 \times 1{,}5(9{,}72 - 2{,}0) + 0{,}8584 \times 4{,}0 = 2\,d_{(dm)} + 26{,}594$$

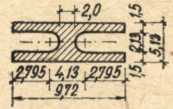
$$F_{(m^2)} = 0{,}2\,d_{(m)} + 0{,}26594$$

$$J_{(dm^4)} = \frac{1}{12} 2{,}0 \times d_{(dm)}^3 + \frac{1}{12}(9{,}72 - 2{,}0)\left[d_{(dm)}^3 - (d_{(dm)} - 2 \times 1{,}5)^3\right] + 0{,}03 \times 2{,}0^4 + 0{,}8584 \times 2{,}0^2$$

$$(0{,}5 d_{(dm)} - 1{,}5 - 0{,}2234 \times 2{,}0)^2 = 0{,}1667 d_{(dm)}^3 + 6{,}6481 d_{(dm)}^2 - 24{,}0536\,d_{(dm)} + 30{,}8624$$

$$J_{(m^4)} = 0{,}016670\,d_{(m)}^3 + 0{,}066481\,d_{(m)}^2 + 0{,}024054\,d_{(m)} + 0{,}003086$$

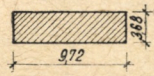
Typ průřezu II (v místech, kde $70\,cm \geq d \geq 41\,cm$). Průřezové funkce se řeší pro každý případ zvlášť



$$F = 9{,}72 \times 5{,}13 - 2{,}795 \times 2{,}13 \times 2 - \pi\left(\frac{2{,}13}{2}\right)^2 = 34{,}39\,dm^2 = 0{,}3439\,m^2$$

$$J = \frac{1}{12} 9{,}72 \times 5{,}13^3 - \frac{1}{12} 2 \times 2{,}795 \times 2{,}13^3 - 0{,}7854(0{,}5 \times 2{,}13)^4 = 103{,}9\,dm^4 = 0{,}0010939\,m^4$$

Typ průřezu III (v místech, kde $d \leq 41\,cm$). Průřezové funkce se řeší pro každý případ zvlášť.



$$F = 9{,}72 \times 3{,}68 = 35{,}77\,dm^2 = 0{,}3577\,m^2$$

$$J = \frac{1}{12} 9{,}72 \times 3{,}68^3 = 40{,}4\,dm^4 = 0{,}00404\,m^4$$

průřezu nejnižšího a nejvyššího. Osa tohoto prutu je odkloněna od svislé o úhel ω daný tangentou $\operatorname{tg}\omega = \frac{24{,}5}{509} = 0{,}048$ (úhel ω je kladný, jelikož prut byl ze svislé polohy, ve které byl původně vyšetřen, vychýlen ve směru ručiček na hodinách).

Průřezové funkce a konstanty A'_{02}, B'_{02}, C'_{02} prutu bez ohledu na šikmost:

$$h = 0{,}5\,(2{,}45 + 1{,}88) = 2{,}165 \text{ m}, \qquad b = 17{,}80 \text{ m},$$

$$J = \frac{1}{12}\,2{,}165^3 \cdot 17{,}80 = 15{,}05 \text{ m}^4,$$

$$A'_{02} = \frac{l}{EJ} \cdot 10^6 = \frac{5{,}09 \cdot 10^6}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 15{,}05} = 0{,}161,$$

$$B'_{02} = 0,$$

$$C'_{02} = \frac{l^3 \cdot 10^6}{12EJ} = \frac{5{,}09^3 \cdot 10^6}{12 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 15{,}05} = 0{,}348.$$

Konstanty A_{02} až F_{02} prutu odkloněného o úhel ω od vertikály podle vzorců uvedených v poznámce pod čarou na str. 123 zmíněné práce:

$\omega = \operatorname{arctg} 0{,}048 = 2^0 45'$,

$\sin\omega = 0{,}048$, $\cos = 0{,}999$,

$A_{02} = A'_{02} = 0{,}161$,

$B_{02} = B'_{02}\cos^2\omega + C'_{02}\sin^2\omega + 2F'_{02}\sin\omega\cos\omega = 0 + 0{,}348 \cdot 0{,}048^2 + 0 = 0{,}001$,

$C_{02} = C'_{02}\cos^2\omega + B'_{02}\sin^2\omega - 2F'_{02}\sin\omega\cos\omega = 0{,}348 \cdot 0{,}999^2 + 0 + 0 = 0{,}347$,

$F_{02} = F'_{02}(\cos^2\omega - \sin^2\omega) + (C'_{02} - B'_{02})\sin\omega\cos\omega = 0 + (0{,}348 - 0)\,0{,}048 \cdot 0{,}999 = 0{,}017$.

Souřadnice těžiště o_2

$$x = 0{,}915 + 0{,}5 \cdot 5{,}09 = 3{,}46 \text{ m}, \quad y = -(29{,}42 \cdot 0{,}5 + 0{,}245 \cdot 0{,}5) = -14{,}833 \text{ m}.$$

Skládání prutů za sebou.

1. Souřadnice ideálného těžiště prutu vzniklého složením článků 1 a 2. Prut takto vzniklý označme 2′:

$$x_{02'} = \frac{x_1 A_{01} + x_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{9{,}005 \cdot 4{,}1 + 3{,}46 \cdot 0{,}161}{4{,}1 + 0{,}161} = \frac{37{,}478}{4{,}261} = 8{,}7956 \text{ m } (8{,}5253),$$

$$y_{02'} = \frac{y_1 A_{01} + y_2 A_{02}}{A_{01} + A_{02}} = \frac{-14{,}135 \cdot 4{,}1 - 14{,}833 \cdot 0{,}161}{4{,}1 + 0{,}161} = -\frac{60{,}342}{4{,}261} = -14{,}1615\ (-14{,}1954).$$

2. Deformační konstanty prutu 2′ vztažené k jeho ideálnému těžišti. Vzdálenosti ideálných těžišť původních (nesložených) článků:

$u_{12} = y_{02} - y_{01} = -14{,}833 + 14{,}135 = -0{,}698$ m,

$v_{12} = x_{01} - x_{02} = 9{,}005 - 3{,}46 = 5{,}545$ m,

$A_{02'} = A_{01} + A_{02} = 4{,}1 + 0{,}161 = 4{,}261\ (1{,}861)$,

$$B_{02'} = B_{01} + B_{02} + \frac{A_{01} \cdot A_{02}}{A_{02'}}\,u_{12}^2 = 30{,}1 + 0{,}001 + \frac{4{,}1 \cdot 0{,}161}{4{,}261}\,0{,}698^2 = 30{,}1765 \quad (12{,}0727),$$

$$C_{02'} = C_{01} + C_{02} + \frac{A_{01} \cdot A_{02}}{A_{02'}}\,v_{12}^2 = 31{,}3 + 0{,}347 + \frac{4{,}1 \cdot 0{,}161}{4{,}261}\,5{,}545^2 = 36{,}4103 \quad (17{,}3690),$$

$$F_{02'} = F_{01} + F_{02} + \frac{A_{01} \cdot A_{02}}{A_{02'}}\,u_{12}\,v_{12} = 0 + 0{,}017 + \frac{4{,}1 \cdot 0{,}161}{4{,}261}\,(-0{,}698)\,5{,}545 = -0{,}5826 \quad (-0{,}5522).$$

3. Deformační konstanty prutu 2′ vztažené k jeho volnému konci b_2 (0,915, — 14,71).

Ramena volného konce vztažená k ideálnému těžišti o_2 (8,7956, —14,1615) [(8,5253, —14,1954)]:

$$u_{2'0} = y_{02'} - y_{b2} = -14{,}1615 + 14{,}71 = 0{,}5485 \text{ m } (0{,}5146),$$

$$v_{2'0} = x_{b2} - x_{02'} = 0{,}915 - 8{,}7956 = -7{,}8806 \text{ m } (-7{,}6103).$$

Vlastní konstanty:

$A_{2'} = A_{02'}$ 4,2610 (1,8610),

$B_{2'} = B_{02'} + A_{2'} u_{2'0}^2 = 30{,}1765 + 4{,}2610 \cdot 0{,}5485^2$ 31,4584 (12,1843),

$C_{2'} = C_{02'} + A_{2'} v_{2'0}^2 = 36{,}4103 + 4{,}2610 \cdot 7{,}8806^2$ 301,0348 (125,1519),

$D_{2'} = -A_{2'} u_{2'0} = -4{,}2610 \cdot 0{,}5485$ . . . . . — 2,3372 (— 0,9577),

$E_{2'} = -A_{2'} v_{2'0} = -4{,}2610 \cdot (-7{,}8806)$ 33,5792 (14,1628),

$F_{2'} = F_{02'} + A_{02'} u_{2'0} v_{2'0} = -0{,}5826 + 4{,}2610 \cdot 0{,}5485 \cdot (-7{,}8806) = -19{,}0007$ (— 7,8404).

Výpočet staticky neurčitých pro jednotlivá obtížení.

Užije se vzorců odvozených v oddílu VII na str. 77. Pro předběžné posouzení se řeší nejdříve rámová soustava s příčlí neoslabenou otvory a bez ohledu na spolupůsobení kabelů. Podle takto určených průběhů ohybových momentů a normálných sil se navrhne předpjatá výztuž příčle, načež se rámová soustava řeší znovu a přesně ve všech stavebních stadiích. Jen vliv obtížení pohyblivého se neřeší po druhé; ponechávají se v platnosti krajní hodnoty průřezových sil vyčíslené z příčinkových čar původního řešení.

A. Řešení provedené bez ohledu na oslabení průřezů a na spolupůsobení kabelů.

Deformační úhly α_a, β, pružná posunutí $n_a = \alpha_H$, n_H a ohybové čáry $\mathfrak{B}_a$, $\mathfrak{B}_H$ vyvozené na staticky určitě uloženém zakřiveném prutu příčle jednotkovými silami jsou vypočteny v příloze č. 26 (str. 92). Modul pružnosti betonu je tu uvažován hodnotou $E = \frac{2000}{3} 600 = 400\,000$ kg/cm² (600 je krychelná pevnost). Pro výpočet vlivu obtížení krátkodobých se výsledky mohou přebírat přímo, pro stanovení účinku obtížení dlouhodobých se v dalším zavádí předpoklad $E = 200\,000$ kg/cm² a proto je třeba deformační úhly α_a, β a posunutí n_a, n_H v těchto případech dosazovat hodnotami dvojnásobnými.

Deformační úhly α_0, β_0 a pružná posunutí n_0 vyvozená na staticky určitě uložené příčli vlastní vahou a ostatním obtížením stálým jsou vypočteny v příloze č. 27 (str. 93). Zatěžovací schema vlastní váhy je dáno pořadnicemi vypočtenými ve sloupci 15 přílohy č. 26. Ostatní obtížení stálé je rozděleno rovnoměrně a dáno takto:

žulová dlažba 10 cm na šířku 12 m	0,10 · 12,0 · 2,60	3,120 t/m′,
písek 4 cm na šířku 12 m	0,04 · 12,0 · 1,80	0,864 t/m′,
ochranná vrstva isolace s drátěnou vložkou 3 cm na šířku 18 m	0,03 · 18,0 · 2,50	1,350 t/m′,
isolace 1 cm na šířku 18 m	0,01 · 18,0 · 1,20	0,216 t/m′,
vyrovnávací spádový beton průměrné tloušťky 5,5 cm na šířku 12 m	0,055 · 12,0 · 2,30	1.518 t/m′,
litý asfalt chodníků 2 cm na šířku 2 (3,00 — 0,30) = 5,40 m	0,02 · 5,40 · 2,20	0,238 t/m′,
obrubníky 25/25 cm	2 · 0,25 · 0,25 · 2,70	0,338 t/m′,
výplňový beton chodníků průměrné výšky 38,5 cm na šířku 2 (3,00 — 0,25 + 0,10) = 5,70 m s 8 odlehčovacími otvory 40/25 cm	(0,385 · 5,70 — 8 · 0,40 · 0,25) 2,30	3,207 t/m′,
dvě římsy 55/25 cm	2 · 0,55 · 0,25 · 2,5	0,688 t/m′,
zábradlí — odhadem		0,400 t/m′
	celkem	11,939 ≐ ≐ 12 t/m′.

Modul pružnosti pro tato dlouhodobá obtížení se předpokládá hodnotou $E = 200\,000$ kg/cm².

Početní vyšetření ohybových čar $\mathcal{H}$ a $\mathcal{G}$ staticky určitě uložené příčle

(Definice veličin α_a, β, $\alpha_H = n_a$, n_H, jakož i význam čar $\mathcal{H}_a$, $\mathcal{H}_H$, je uvedena ve zmíněném prameni na straně 122.)

proužek čís.	výpočet pružných vah w				pořadnice prutové osy měřené na středních proužku			ideálná břemena $\mathcal{P}$		posouvající síly od břemen $\mathcal{P}$ na krajích		posouvající síly od břemen $\mathcal{P}$ mezi břemeny $\mathcal{P}$		ohybové čáry $\mathcal{H}$ a maximální pořadnice čar $\mathcal{G}$ čáry $\mathcal{H}$						pořadnice čáry $\mathcal{G}$		proužek čís.
	s	J	$18J = J'$	$w = \frac{s}{EJ} \times 10^6$	ξ	ξ'	y	$\mathcal{P}_M = w\xi'$	$\mathcal{P}_H = wy$	α_a, β	$\alpha_H \times \beta_H$	γ_M	γ_H	čáry $\mathcal{H}$ $\gamma_M \times \frac{\Delta x}{2}$	$m_M = \mathcal{H}_a$	$\gamma_H \times \frac{\Delta x}{2}$	$m_H = \mathcal{H}_H$			n_a	n_H	
	podle schematu příl. č. 24.	podle přílohy čís. 25.	$18 \times$ ③	viz poznámku	podle schematu přílohy 1			⑤×⑦×tm	⑤×⑧×11	Σ⑦×⑨ / Σ⑥×⑨	$\frac{1}{2}\Sigma$ ⑩	viz poznámku		viz poznámku						Σ⑨×⑧	Σ⑩×⑧	
	m	m^4	m^4	$t^{-1} \times m^{-1}$	bez rozměru		m	bez rozměru						m								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	2,97	0,28641	5,156	0,14	0,05	0,95	0,17	0,13	0,02	$\gamma'_M = -\Sigma \mathcal{P}_M \times \xi = \beta = -7,33$	$\gamma'_H = -\frac{1}{2}\Sigma \mathcal{P}_H = \beta_H = -13,42$	8,35	13,42	12,28		0	19,74		0	$n_a = \Sigma \mathcal{P}_M y = \Sigma$ ⑨×⑧ = 13,42	$n_H = \Sigma \mathcal{P}_H y = \Sigma$ ⑩×⑧ = 23,37	1
2	2,96	0,10829	1,949	0,38	0,15	0,85	0,47	0,32	0,18			8,22	13,40	12,10		24,38	19,71		39,45			2
3	2,95	0,03548	0,639	1,15	0,25	0,75	0,69	0,86	0,79			7,90	13,22	11,63		48,11	19,45		78,61			3
4	2,95	0,01039	0,187	3,94	0,35	0,65	0,83	2,56	3,27			7,04	12,43	10,37		70,11	18,28		116,34			4
5	2,94	0,00404	0,073	10,07	0,45	0,55	0,91	5,54	9,16			4,48	9,16	6,59		87,07	13,47		148,09			5
6	2,94	0,00404	0,073	10,07	0,55	0,45	0,91	4,53	9,16	$\gamma_M = \Sigma \mathcal{P}_M \times \xi' : \alpha_a = 8,35$	$\gamma'_H = \Sigma \mathcal{P}_H = \alpha_H = 13,42$	- 1,06	0	- 1,56		92,10	0		161,56			6
7	2,95	0,01039	0,187	3,94	0,65	0,35	0,83	1,38	3,27			- 5,59	- 9,16	- 8,22		82,32	-13,47		148,09			7
8	2,95	0,03548	0,639	1,15	0,75	0,25	0,69	0,29	0,79			- 6,97	-12,43	- 10,24		63,86	-18,28		116,34			8
9	2,96	0,10829	1,949	0,38	0,85	0,15	0,47	0,06	0,18	$\gamma_M = \frac{1}{2}\Sigma \mathcal{P}_M$		- 7,26	-13,22	- 10,67		42,95	-19,45		78,61			9
10	2,97	0,28641	5,156	0,14	0,95	0,05	0,17	0,01	0,02			- 7,32	-13,40	- 10,76		21,52	-19,71		39,45			10
								15,68	26,84			- 7,33	-13,42	- 10,77		0	-19,74		0			

Poznámky k jednotlivým sloupcům:

④ čáry $\mathcal{H}$ a $\mathcal{G}$ se počítají pro celou šířku příčle skládající se z 18 nosníků proto, že jednotlivé prvky konstrukce (základ, stojka a příčle) nemají stejnou šířku, a zejména proto, že deformační konstanty základové spáry nejsou přímo úměrné šířce, takže nelze počítat pouze s průhem konstrukce

⑤ modul pružnosti betonu příčle se předpokládá podle bodu 13. 15 směrnic pro navrhování mostů, jež ministerstvo techniky prohlásilo výnosem z 3. června 1950 č.j. 13/95 - II/9 - 1950 v oboru své působnosti za závazné pro silniční mosty, rovný hodnotě

$$E = \frac{2000}{3} K_{28} = \frac{2000}{3} 600 = 400\,000 \text{ kg/cm}^2 = 4\,000\,000 \text{ t/m}^2,$$

do počtu se bere K_{28}, jelikož příčle jako celek bude působit vzhledem k staveb. postupu po době delší než 1 měsíc od zhotovení prvků

$$w = \frac{s}{4\,000\,000 \times J'} \times 10^6 = 0,25 \; \frac{②}{④}$$

⑪ jelikož úhly pootočení jsou totožné s hodnotami krajních posouvajících sil, vepíše se do prvého řádku α_a ze sloupce ⑪, do dalších řádků se vepisují rozdíly vyplývající postupným odečítáním břemen $\mathcal{P}_M$ uvedených ve sloupci ⑨ - poslední hodnota souhlasí s úhlem β vypočteným ve sloupci ⑪

⑫ do prvého řádku se analogicky vepíše α_H ze sloupce ⑫, postupně se odečítají břemena $\mathcal{P}_H$ ze sloupce ⑪ - průběh těchto posouvajících sil je antimetrický ke středu rozpětí

⑮ jelikož se momentová čára od břemen $\mathcal{P}$, která je hledanou čárou ohybovou, stanoví jako integrální čára z čáry posouvajících sil, připraví se hodnoty dílčích ploch dané vždy součinem základny (Δx) a výšky γ_M; jde-li o to, zjistit pořadnice přímo na mezích proužků a nikoliv pod ideálnými břemeny, připraví se místo $\gamma_M \times \Delta x$ poloviční hodnoty těchto dílčích ploch, tedy $\gamma_M \times \frac{\Delta x}{2}$ - v daném případě je $\frac{\Delta x}{2} = \frac{l}{20} = \frac{29,42}{20} = 1,471$ m. Ve sloupci ⑮ jsou tedy uvedeny hodnoty $1,471 \times \gamma_M$, to jest $1,471 \times$ ⑬

⑰ numerická integrace se provede postupným přičítáváním podle schematu šipek ve sloupci ⑯; do prvního řádku se vepíše 0, do druhého 12,28 + 12,10 = 24,38; do třetího 24,38 + 12,10 + 11,63 = = 48,11 atd. - v posledním řádku vychází opět nula

⑱, ⑲, ⑳ analogická příprava dílčích ploch $\gamma_H \frac{\Delta x}{2}$, to jest 1,471 ⑭ a analogická numerická integrace podle schematu šipek ve sloupci ⑲.

*) Čára $\mathcal{H}_b$ je až na opačná znaménka zrcadelným obrazem čáry $\mathcal{H}_a$

Číselný výpočet deformačních veličin $\alpha_0 = -\beta_0, n_0$ příčle

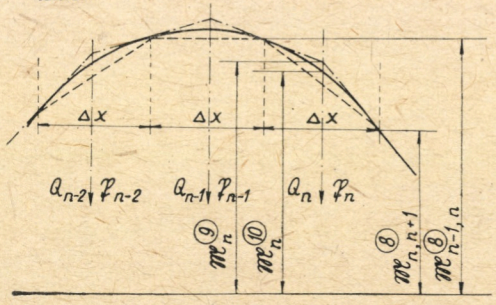
a stanovení průhybu na staticky určitě uložené příčli od vlastní váhy a ostatního stálého zatížení.

celková šířka $b = 17{,}50\ m$
volený konstantní průměr šířky proužku $\Delta x = \frac{29{,}42}{10}\ m$

druh obtížení	proužek číslo:	n	Δx průměr šířky proužků	g zatížení na m'	$Q = g\,\Delta x$ zatížení na šířku proužku	γ_Q posouvající síla	$\gamma_Q \frac{\Delta x}{2}$ dílčí plocha čáry γ	schema postupného sčítání	m_Q moment na celou šířku příčle: na hranicích	m_Q moment na celou šířku příčle: ve středech proužků přibližně	m_Q moment na celou šířku příčle: ve středech proužků přesně	w pružné váhy	$\mathcal{P} = w\,m_Q$ ideálná břemena	$\gamma_{\mathcal{P}} \cdot 10^{-4}$ posouvající síly od $\mathcal{P}$	$\gamma_{\mathcal{P}} \frac{\Delta x}{2} \cdot 10^{-4}$ dílčí plochy čáry $\gamma_{\mathcal{P}}$	schema postupného sčítání	$m_Q \cdot 10^{-4} = \eta_Q$ průhybová čára v cm	y pořadnice prutové střednice	$\mathcal{P}\,y$ součiny
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
vlastní váhy příčle	1	2,942	29,64	87,20	313,47	461,1		0	461,1	429	0,28	120	5,927	8,719		0	0,17	20
	2		24,10	70,90	226,27	332,8		793,9	1126,7	1101	0,72	793	5,915	8,701		17,420	0,47	373
	3		19,98	58,78	155,37	228,6		1355,3	1583,9	1562	2,30	3593	5,836	8,585		34,706	0,69	2479
	4		16,09	47,34	96,59	142,1		1726,0	1868,1	1851	7,88	14586	5,477	8,057		51,348	0,83	12106
	5		16,74	49,25	49,25	72,5		1940,6	2013,1	1995	20,14	40179	4,018	5,910		65,315	0,91	36563
					0	0		2013,1					0	0		71,225		
	Součty										$\sum_1^5 \mathcal{P} = \alpha_0 = -\beta_0 = 59271$						$\sum_1^5 \mathcal{P} = \frac{1}{2} n_0 = 51541$	
ostatní obtížení stálé	1	2,942	12,00	35,30	176,50	259,6		0	259,6	247	0,28	69	3,798	5,587		0	0,17	12
	2			35,30	141,20	207,7		467,3	675,0	662	0,72	477	3,791	5,577		11,164	0,47	224
	3			35,30	105,90	155,8		830,8	986,6	974	2,30	2240	3,743	5,506		22,247	0,69	1546
	4			35,30	70,60	103,8		1090,4	1194,2	1181	7,88	9306	3,519	5,176		32,929	0,83	7723
	5			35,30	35,30	51,9		1246,1	1298,0	1285	20,14	25880	2,588	3,807		41,912	0,91	23551
					0	0		1298,0					0	0		45,719		
	Součty										$\sum_1^5 \mathcal{P} = \alpha_0 = -\beta_0 = 37972$						$\sum_1^5 \mathcal{P} = \frac{1}{2} n_0 = 33056$	

③ v horní části tabulky se vypisují zatížení vypočtená ve sloupci ⑮ tabulky: Výpočet průřezových výšek ..... (viz přílohu 25).

⑧, ⑨, ⑩ proužková metoda vede na správné pořadnice hledaných čar vždy jen na hranicích proužků. Chceme-li získat správné pořadnice i na střednicích proužků, to jest v místech, v nichž dáváme působit břemenům $\mathcal{P}_n$, musíme postupovat takto:



——— průběh momentů podle sloupce ⑧

—·—·— průběh momentů podle sloupce ⑨

——— správný průběh momentů

Kromě momentů na hranicích proužků vypočteme ve sloupci ⑨ z čáry posouvajících sil též momenty ve střednicích proužků, a to tak, že do prvního řádku opíšeme první dílčí plochu čáry γ, to jest 461,1; do druhého řádku pak součet prvé momentové pořadnice s dvojnásobkem druhé dílčí plochy, čili $461{,}1 + 2 \times 332{,}8 = 1126{,}7$; do třetího součet $1126{,}7 + 2 \times 228{,}6 = 1583{,}9$ atd.

Ve sloupci ⑩ jsou vypočteny správné hodnoty jako průměry:

$$m_n^{(10)} = \frac{1}{2}\left(\frac{m_{n,n-1}^{(8)} + m_{n,n+1}^{(8)}}{2} + m_n^{(9)}\right) = 0{,}25\, m_{n,n-1}^{(8)} + 0{,}25\, m_{n,n+1}^{(8)} + 0{,}5\, m_n^{(9)}$$

Tento postup je správný pokud lze v rozsahu šířky proužku průběh momentů vyjádřiti zákonem kvadratické paraboly

⑪ vepisuje se dvojnásobek pružných vah ze sloupce ⑤ předchozí tabulky, jak je v textu odůvodněno.

Jelikož „ostatní obtížení stálé" je rozděleno rovnoměrně, může se moment počítat též přímo ze vzorce $m_Q = 0{,}5\, g\, l^2 (\xi - \xi^2)$. Pro středy proužků jsou poměry ξ: 0,05; 0,15; 0,25 .atd.

Vlastní váha příčle.

$\alpha_a = 2 \cdot 8{,}35 = 16{,}70$,
$\beta = -2 \cdot 7{,}33 = -14{,}66$ } podle přílohy č. 26; násobí se dvěma, jelikož jde o obtížení dlouhodobé, při kterém je na místě předpoklad $E = 200\,000$ kg/cm².
$n_a = 2 \cdot 13{,}42 = 26{,}84$
$n_H = 2 \cdot 23{,}37 = 46{,}74$

$\alpha_0 = -\beta_0 = 59\,271$
$n_0 = 103\,082$ } podle horní části tabulky přílohy č. 27, reakce $\mathfrak{A}$ je totožná s hodnotou posouvající síly uvedenou v prvém řádku sloupce 5.
$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 313{,}47$ t
$\mathfrak{A} + \mathfrak{B} = 626{,}94$ t

Pomocné rameno a vodorovná síla podle vzorce (4) se str. 77:

Deformační konstanty A_a až F_a jsou totožné s konstantami značenými původně $A_{2'}$ a $F_{2'}$ a vypočtenými na str. 91 nahoře.

$$r = \frac{n_a - E_a}{\alpha_a + |\beta| + A_a} = \frac{26{,}84 - 33{,}5792}{16{,}70 + 14{,}66 + 4{,}2610} = \frac{-6{,}7392}{35{,}6210} = -0{,}1892 \text{ m } (0{,}3814),$$

$$H = -\frac{n_0 + F_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) - [\alpha_0 + |\beta_0| - D_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B})]\, r}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} =$$

$$= -\frac{103\,082 - 19{,}0007 \cdot 626{,}94 - [59\,271 + 59\,271 + 2{,}3372 \cdot 626{,}94](-0{,}1892)}{46{,}74 + 2 \cdot 301{,}0348 - 2(-0{,}1892)(26{,}84 - 33{,}5792)} =$$

$$= -\frac{113\,875}{646{,}26} = -176{,}2 \text{ t } (-183{,}5).$$

Pomocný výraz c_2 (c_1 je při symetrickém obtížení roven nule)

$$c_2 = \frac{\alpha_0 + |\beta_0| - (\mathfrak{A} + \mathfrak{B})D_a}{2(\alpha_a + |\beta| + A_a)} + rH = \frac{59\,271 \cdot 2 + 626{,}64 \cdot 2{,}3372}{2(16{,}70 + 4{,}2610 + 14{,}66)} + 0{,}1892 \cdot 176{,}2 =$$

$$= \frac{120\,007{,}3}{2 \cdot 35{,}621} + 33{,}34 = 1717{,}8 \text{ tm } (1723{,}2).$$

Podporové momenty $M_a = -c_2 = -1717{,}8$ tm $(-1723{,}2)$,
$M_b = +c_2 = 1717{,}8$ tm $(1723{,}2)$.

Předpokládáme-li modul pružnosti betonu $E = 400\,000$ kg/cm², vychází

$r = -1{,}0109$ m $(-0{,}0423)$, $H = -172{,}8$ t $(-179{,}7)$, $M_a = -M_b = -1697{,}6$ tm $(1714{,}2)$.

Ostatní obtížení stálé.

Veličiny α_a, β, n_a, n_H jako u vlastní váhy,

$\alpha_0 = -\beta_0 = 37\,972$
$n_0 = 66\,112$ } podle spodní části tabulky přílohy č. 27, reakce $\mathfrak{A}$ je totožná s hodnotou posouvající síly uvedenou v prvém řádku sloupce 5.
$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 176{,}50$ t
$\mathfrak{A} + \mathfrak{B} = 353$ t

Pomocné rameno r je neodvislé od vnějšího obtížení a bylo vypočteno u vlastní váhy hodnotou $r = -0{,}1892$ m $(0{,}3814)$.

Vodorovná síla H podle vzorce uvedeného u vlastní váhy:

$$H = -\frac{66\,112 - 19{,}0007 \cdot 353 - [37\,972 \cdot 2 + 2{,}3372 \cdot 353](-0{,}1892)}{46{,}74 + 2 \cdot 301{,}0348 - 2(-0{,}1892)(26{,}84 - 33{,}5792)} = -\frac{73\,929{,}4}{646{,}26} = -114{,}4 \text{ t } (-119{,}2),$$

pomocný výraz c_2 podle vzorce obecně uvedeného u vlastní váhy

$$c_2 = \frac{37\,972 \cdot 2 - 353(-2{,}3372)}{71{,}242} + 0{,}1892 \cdot 114{,}4 = 1099{,}2 \text{ tm } (1102{,}6).$$

Podporové momenty $M_a = -c_2 = -1099{,}2$ tm $(-1102{,}6)$,
$M_b = +c_2 = 1099{,}2$ tm $(1102{,}6)$.

Předpokládáme-li modul pružnosti betonu příčle $E = 400\,000$ kg/cm², vychází

$H = -112{,}1$ t $(-116{,}6)$, $M_a = -M_b = -1086{,}1$ tm $(-1096{,}9)$.

Momentové čáry od stálých obtížení.

Pro posouzení průřezů a návrh výztuže jsou důležité pořadnice momentových čar v místech spár dělených prvků. Jak je patrno z podélného řezu vykresleného v příloze č. 35 (str. 110), jsou totiž jednotlivé nosníky, které tvoří rámovou příčli, sestavovány z dílců (na stojato betonovaných) dlouhých 2,40 m. Hodnoty ohybových momentů v těchto místech jsou vypočteny v příloze č. 28 (str. 96), a to v horní tabulce pro příčli jako nosník staticky určitý a ve spodní tabulce pro příčli jako článek konstrukce staticky neurčité. Polohy spár na příčli jsou určeny úsečkami $\frac{l}{2} - x$, uvedenými ve sloupci 4 horní tabulky, které se počítají takto: Poloviční rozpětí zmenšené o vzdálenost okraje nosníků příčle od theoretického vetknutí (příl. č. 35): 14,71 — 0,60 — 0,03 = 14,08, úsečka 14,08 zmenšená o délku jednoho dílce: 14,08 — 2,40 = 11,68 atd. Mezilehlé pořadnice momentové čáry vlastní váhy (sloupec 8) se určují lineární interpolací, mezilehlé hodnoty momentů od ostatního obtížení stálého (sloupec 11) se počítají ze vzorce $\mathfrak{M}_\xi = 4\xi\xi' \mathfrak{M}_{max}$.

Výpočet ohybových momentů na konstrukci staticky neurčité je proveden podle vzorce $M_\xi = \mathfrak{M}_\xi + M_a - Hy$ ve spodní tabulce, a to pro čtyři různé kombinace modulů pružnosti betonu ($E_b = 2\,000\,000$ t/m² a $4\,000\,000$ t/m²) a modulů pružnosti zeminy ($E_z = 2000$ t/m² a 5000 t/m²). Hodnoty odpovídající předpokladu $E_z = 5000$ t/m² jsou jako obvykle uvedeny v závorkách přímo vedle hodnot vyplývajících z předpokladu $E_z = 2000$ t/m². Do zmíněného vzorce se dosazují staticky neurčité se znaménky podle běžné znaménkové konvence stavebné mechaniky, podle níž je moment kladný, vyvozuje-li tah na spodní straně a vodorovná síla kladná jako tlak.

Průhyb od stálých obtížení.

V tabulce přílohy čís. 27 byly ve sloupci 16 vyšetřeny pořadnice průhybových čar $\mathfrak{V}_Q$ staticky určitě uložené příčle zatížené jednou vlastní vahou, jednou ostatním obtížením stálým. Na konstrukci staticky neurčité přistupuje vliv staticky neurčitých a vliv poklesnutí podpor. Podporový moment M_a přičiňuje M_a násobkem čáry $\mathfrak{V}_a$, moment M_b podobným násobkem čáry $\mathfrak{V}_b$ a vodorovná síla H zmírňuje průhyb o $H\mathfrak{V}_H$. Poklesnutí podpor vyplývá ze složek akce, jíž obtížená příčle působí na opěry, a z deformačních konstant styčníku b_2 případně a_4 pojímaného jako volný konec samostatné levé případně pravé opěry.

Pro vlastní váhu platí:

$$u_{b2} = u_{a4} = MD_{2'} + VB_{2'} + HF_{2'} =$$
$$= 1717{,}8\ (-\ 2{,}3372) + 313{,}47 \cdot 31{,}4584 - 176{,}2\ (-\ 19{,}0007) = 9194 \quad (3608),$$

a tudíž je rovnice průhybové čáry $\mathfrak{V}_{g1}$ vedoucí na průhybové pořadnice vyjádřené přímo v centimetrech dána pro $E_z = 2000$ t/m²:

$$\mathfrak{V}_{g1} = \mathfrak{V}_Q - 0{,}34356\ (\mathfrak{V}_a - \mathfrak{V}_b) - 0{,}03524\ \mathfrak{V}_H + 0{,}9194$$

a pro $E_z = 5000$ t/m²:

$$\mathfrak{V}_{g1} = \mathfrak{V}_Q - 0{,}34464\ (\mathfrak{V}_a - \mathfrak{V}_b) - 0{,}03670\ \mathfrak{V}_H + 0{,}3608.$$

Součinitel — 0,34356 vznikl vyčíslením výrazu $2 \cdot (-1717{,}8) \cdot 10^{-6} \cdot 10^2$. Dvojkou se násobí proto, že čáry $\mathfrak{V}_a$, $\mathfrak{V}_b$ i $\mathfrak{V}_H$ jsou počítány pro modul pružnosti betonu 400 000 kg/cm², zatím co průhyb se vyšetřuje za předpokladu, že $E = 200\,000$ kg/cm². Číslo — 1717,8 je hodnota vyšetřeného podporového momentu. 10^{-6} je součinitel vystihující to, že ve skutečnosti jsou deformace milionkráte menší než vycházejí výpočtem. 10^2 převádí metry na centimetry. Ostatní součinitelé vznikli podobně.

Pro ostatní stálé obtížení je analogicky:

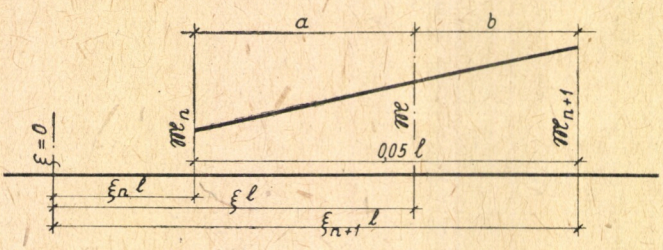
$$u_{b2} = u_{a4} = 1099{,}2\ (-\ 2{,}3372) + 176{,}5 \cdot 31{,}4584 - 114{,}4\ (-\ 19{,}0007) = 5156 \quad (2029),$$
$$\mathfrak{V}_{g2} = \mathfrak{V}_Q - 0{,}21984\ (\mathfrak{V}_a - \mathfrak{V}_b) - 0{,}02288\ \mathfrak{V}_H + 0{,}5156 \quad \text{(pro prvé } E_z),$$
$$\mathfrak{V}_{g2} = \mathfrak{V}_Q - 0{,}22052\ (\mathfrak{V}_a - \mathfrak{V}_b) - 0{,}02384\ \mathfrak{V}_H + 0{,}2029 \quad \text{(pro druhé } E_z).$$

Příloha č. 28.

Momenty příčle od stálých obtížení v průřezech, jež se dimensují.

a) příčle jako staticky určitý nosník (posuzují se průřezy v místech spár dělených prvků vyznačených v příl. č. 35)

vlastní váha								ostatní obtížení stálé		
momenty podle příl. č. 27		momenty v průřezích, jež se posuzují								
ξ	m_e vlastní váha příčle	x	$\frac{l}{2} - x$	ξ	interpolace (viz náčrtek) c_n	c_{n+1}	m_e	ξ'	$4\xi\xi'$	m_e
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,05	429	0,63	14,08	0,021	0,58	0,42	180	0,979	0,0822	107
0,1	793,9									
0,15	1101	3,03	11,68	0,103	0,94	0,06	812	0,897	0,3696	480
0,20	1355,3	5,43	9,28	0,185	0,30	0,70	1279	0,815	0,6031	783
0,25	1562									
0,30	1726,0	7,845	6,865	0,267	0,66	0,34	1618	0,733	0,7828	1016
0,35	1851	10,26	4,45	0,349	0,02	0,98	1849	0,651	0,9088	1180
0,40	1940,6									
0,45	1995	12,66	2,05	0,430	0,40	0,60	1973	0,570	0,9804	1273
0,50	2013,1	14,71	0				2013			1298



$$m_e = \frac{b}{0{,}05\,l}\, m_n + \frac{a}{0{,}05\,l}\, m_{n+1} =$$

$$= \frac{\xi_{n+1} - \xi}{0{,}05}\, m_n + \frac{\xi - \xi_n}{0{,}05}\, m_{n+1} =$$

$$= c_n\, m_n + c_{n+1}\, m_{n+1}$$

b) příčle jako součást konstrukce staticky neurčité

hodnoty v závorkách platí pro $E_z = 5000\ t/m^2$

druh obtížení	ξ	d podle přílohy č. 25	y 1,09 − 0,5 d	m_e tm	$E_b = 2000\,000\ t/m^2$ $M_a = M_b$	H	M	$E_b = 4000\,000\ t/m^2$ $M_a = M_b$	H	M
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
vlastní váha příčle	—	—	—	0	−1717,8 (−1723,2)	176,2 (183,5)	−1718 (−1723)	−1697,6 (−1714,2)	172,8 (179,7)	−1698 (−1714)
	0,021	1,95	0,115	180			−1558 (−1564)			−1537 (−1555)
	0,103	1,504	0,338	812			−965 (−973)			−944 (−963)
	0,185	1,076	0,552	1279			−536 (−545)			−514 (−534)
	0,267	0,763	0,709	1618			−225 (−235)			−202 (−224)
	0,349	0,517	0,832	1849			−15 (−27)			8 (−15)
	0,430	0,386	0,897	1973			97 (85)			120 (98)
	0,500	0,350	0,915	2013			134 (122)			157 (134)
ostatní obtížení stálé	0	—	—	0	−1099,2 (−1102,6)	114,4 (119,2)	−1099 (−1103)	−1086,1 (−1096,9)	112,1 (116,8)	−1086 (−1097)
	0,021	1,95	0,115	107			−1005 (−1009)			−992 (−1003)
	0,103	1,504	0,338	480			−658 (−663)			−644 (−656)
	0,185	1,076	0,552	783			−380 (−385)			−365 (−378)
	0,267	0,763	0,709	1016			−164 (−171)			−150 (−164)
	0,349	0,517	0,832	1180			−14 (−22)			1 (−14)
	0,430	0,386	0,897	1273			71 (63)			86 (72)
	0,500	0,350	0,915	1298			94 (86)			109 (94)

Výpočet staticky neurčitých M_a, M_b, H je proveden v textu.

Maximální průhybové pořadnice y vycházejí ve středu rozpětí v hodnotách

$y_{g1} = 71{,}225 - 0{,}34356\,(92{,}10 + 92{,}10) - 0{,}03524 \cdot 161{,}56 + 0{,}9194 = 3{,}17$ cm (2,17).

$y_{g2} = 45{,}719 - 0{,}21984\,(92{,}10 + 92{,}10) - 0{,}02288 \cdot 161{,}56 + 0{,}5156 = 2{,}03$ cm (1,45).

Podobně jako svislé posunutí u_{b2} styčníku b_2 lze vypočítat i pootočení tohoto průřezu, při čemž jednou můžeme vycházet z deformačních konstant $A_{2'}$ až $F_{2'}$ jako při výpočtu svislého posunutí a jednou z deformačních veličin α_0, α_a, β, n_a vypočtených pro staticky určitě uloženou příčli. Kontrolou správnosti výpočtu je, že po každé přicházíme k stejnému výsledku:

$$\varphi_{b2} = M A_{2'} + V D_{2'} + H E_{2'} = \varphi_{a3} = \alpha_0 + M_a \alpha_a + M_b \beta + H n_a.$$

Při výpočtu φ_{b2} dosazujeme složky akce podle znaménkového pravidla vnějších sil, při výpočtu φ_{a3} složky reakce podle znaménkové konvence zavedené při vyšetřování deformačních veličin (moment kladný točí ve směru ručiček na hodinách, vodorovná síla je kladná jako tah).

Pro vlastní váhu platí (počítá se s deformacemi 10^6 krát většími):

$\varphi_{b2} = 1717{,}8 \cdot 4{,}2610 + 313{,}47\,(-2{,}3372) - 176{,}2 \cdot 33{,}5792 = 670$ (308),

$\varphi_{a3} = 59\,271 - 1717{,}8 \cdot 16{,}70 - 1717{,}8 \cdot 14{,}66 - 176{,}2 \cdot 26{,}84 = 671$ (307),

pro ostatní obtížení stálé platí:

$\varphi_{b2} = 1099{,}2 \cdot 4{,}2610 + 176{,}5\,(-2{,}3372) - 114{,}4 \cdot 33{,}5792 = 431$ (195),

$\varphi_{a3} = 37\,972 - 1099{,}2 \cdot 16{,}70 - 1099{,}5 \cdot 14{,}66 - 114{,}4 \cdot 26{,}84 = 431$ (195).

Všechny průhyby jsou vypočteny za předpokladu, že modul pružnosti betonu je $E = 200\,000$ kg/cm² (obtížení dlouhodobá).

Příčinkové čáry.

$\alpha_a = 8{,}35$
$\beta = -7{,}33$
$n_a = 13{,}42$
$n_{II} = 23{,}37$

podle přílohy č. 26 (str. 92), platí pro modul pružnosti betonu $E = 400\,000$ kg/cm² (obtížení krátkodobá).

Pomocné rameno — konstantní pro všechny příčinkové čáry:

$$r = \frac{n_a - E_a}{\alpha_a + \beta + A_a} = \frac{13{,}42 - 33{,}5792}{8{,}35 + 7{,}33 + 4{,}2610} = \frac{-20{,}1592}{19{,}941} = -1{,}0109 \text{ m } (-0{,}0423).$$

a) Příčinková čára levého podporového momentu M_a:

$\alpha_0 = 1$
$\beta_0 = 0$ $\quad \mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 0$
$n_0 = 0$

podle tabulky na str. 74 — případ 5.

Vodorovná síla

$$H = -\frac{-r}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} = -\frac{1{,}0109}{23{,}37 + 2 \cdot 301{,}0348 + 2 \cdot 1{,}0109\,(13{,}42 - 33{,}5792)} =$$

$$= -\frac{1{,}0109}{584{,}6817} = -1{,}7290 \cdot 10^{-3} \quad (-0{,}1546 \cdot 10^{-3}).$$

Pomocné výrazy

$$c_1 = \frac{1}{2\left[\alpha_a + A_a - |\beta| + \frac{4}{l}\left(\frac{B_a}{l} + D_a\right)\right]} =$$

$$= \frac{1}{2\left[8{,}35 + 4{,}2610 - 7{,}33 + \frac{4}{29{,}42}\left(\frac{31{,}4584}{29{,}42} - 2{,}3372\right)\right]} = \frac{1}{10{,}2171} = 97{,}8749 \cdot 10^{-3} \quad (178{,}12104 \cdot 10^{-3}),$$

$$c_2 = \frac{1}{2(\alpha_a + |\beta| + A_a)} + rH = \frac{1}{2\,(8{,}35 + 4{,}2610 + 7{,}33)} + 1{,}0109 \cdot 1{,}7290 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 26{,}8218 \cdot 10^{-3} \quad (28{,}51112 \cdot 10^{-3}).$$

Podporové momenty

$$M_a = -(c_1 + c_2) = -(97{,}8749 + 26{,}8218) \cdot 10^{-3} = -0{,}124697 \quad (-0{,}206632),$$
$$M_b = -(c_1 - c_2) = -(97{,}8749 - 26{,}8218) \cdot 10^{-3} = -0{,}071053 \quad (-0{,}149610).$$

Reakce $A = -B = -\frac{M_a + M_b}{l} = \frac{0{,}195750}{29{,}42} = 0{,}006654$ (0,012109).

Složky přetvoření podle deformačních konstant $A_{2'}$ až $F_{2'}$ se str. 91. Na styčník b_2 jako volný konec samostatné levé spojky působí vnější síly

$$M = -M_a = 0{,}124697 \quad (0{,}206632),$$
$$V = A = 0{,}006654 \quad (0{,}012109),$$
$$H = -0{,}001729 \quad (-0{,}000155),$$

pootočení $\varphi_{b2} = 0{,}124697 \cdot 4{,}2610 + 0{,}006654\,(-2{,}3372) - 0{,}001729 \cdot 33{,}5792 = 0{,}4577$ (0,3708),
svislé posunutí

$$u_{b2} = 0{,}124697\,(-2{,}3372) + 0{,}006654 \cdot 31{,}4584 - 0{,}001729\,(-19{,}0007) = -0{,}0493 \quad (-0{,}0491),$$

vodorovné posunutí

$$v_{b2} = 0{,}124697 \cdot 33{,}5792 + 0{,}006654\,(-19{,}0007) - 0{,}001729 \cdot 301{,}0348 = 3{,}5403 \quad (2{,}8121).$$

Na styčník a_4 jako volný konec samostatné pravé stojky, jehož konstanty jsou, až na opačné znaménko D a F, totožné s konstantami volného konce b_2 stojky levé, přecházejí vnější síly

$$M = -M_b = 0{,}071053 \quad (0{,}149610),$$
$$V = B = -0{,}006654 \quad (-0{,}012109),$$
$$H = 0{,}001729 \quad (0{,}000155),$$

pootočení

$$\varphi_{a4} = 0{,}071053 \cdot 4{,}2610 - 0{,}006654 \cdot 2{,}3372 + 0{,}001729 \cdot 33{,}5792 = 0{,}3453 \quad (0{,}2690),$$

svislé posunutí

$$u_{a4} = 0{,}071053 \cdot 2{,}3372 - 0{,}006654 \cdot 31{,}4584 + 0{,}001729 \cdot 19{,}0007 = -0{,}0104 \quad (-0{,}0030),$$

vodorovné posunutí

$$v_{a4} = 0{,}071053 \cdot 33{,}5792 - 0{,}006654 \cdot 19{,}0007 + 0{,}001729 \cdot 301{,}0348 = 2{,}7800 \quad (2{,}0433).$$

Složky přetvoření podle deformačních veličin příčle α_a, β, n_a vyšetřených v tabulce přílohy čís. 26 na str. 92.

pootočení

$$\varphi_{a3} = -0{,}124697 \cdot 8{,}35 + 0{,}071053 \cdot 7{,}33 - 0{,}001729 \cdot 13{,}42 + \frac{-0{,}0104 + 0{,}0493}{29{,}42} = -0{,}5423 \quad (-0{,}6292),$$

pootočení

$$\varphi_{b3} = 0{,}124697 \cdot 7{,}33 - 0{,}071053 \cdot 8{,}35 + 0{,}001729 \cdot 13{,}42 + \frac{-0{,}0104 + 0{,}0493}{29{,}42} - 0{,}3453 \quad (0{,}2690),$$

roztažení ve směru vodorovném (relativní vodorovný posuv pravého kraje oproti levému)

$$n_{ab} = -0{,}124697 \cdot 13{,}42 + 0{,}071053 \cdot 13{,}42 - 0{,}001729 \cdot 23{,}37 = -0{,}7603 \quad (-0{,}7688),$$

kontroly: $\varphi_{b2} - \varphi_{a3} = 0{,}4577 + 0{,}5423 = 1$ (0,3708 + 0,6292 = 1),
$\varphi_{b3} = \varphi_{a4} = 0{,}3453$ (0,2690),
$v_{a4} - v_{b2} = n_{ab} = 2{,}7800 - 3{,}5403 = -0{,}7603$ (2,0433 — 2,8121 = — 0,7688).

Rovnice čáry:

$$\tau_{Ma} = -0{,}124697\,\mathfrak{V}_a - 0{,}071053\,\mathfrak{V}_b - 0{,}001729\,\mathfrak{V}_H - 0{,}0104\,\xi - 0{,}0493\,\xi',$$
$$(-0{,}206632\,\mathfrak{V}_a - 0{,}149610\,\mathfrak{V}_b - 0{,}000155\,\mathfrak{V}_H - 0{,}0030\,\xi - 0{,}0491\,\xi').$$

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí:

n	Čára	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	$M_a\ \mathfrak{B}_a$	0	3,0401	5 9992	8,7425	10,8573	11,4846	10,2651	7,9632	5,3557	2,6835	0
2	$M_b\ \mathfrak{B}_b$	0	1,5291	3,0517	4,5374	5,8519	6,5440	6,1866	4,9815	3,4184	1,7323	0
3	$H\ \mathfrak{B}_H$	0	0,2682	0,1359	0,2012	0,2560	0,2793	0,2560	0,2012	0,1359	0,0682	0
4	$u_{a3}\ \xi'$	0,0493	0,0444	0,0394	0,0345	0,0296	0,0247	0,0197	0,0148	0,0099	0,0049	0
5	$u_{b3}\ \xi$	0	0,0010	0,0021	0,0031	0,0042	0,0052	0,0062	0,0073	0,0083	0,0094	0,0104
Σ	η_{Ma}	0,049	1 625	3,125	4,444	5,295	5,250	4,360	3,205	2,091	1,034	0,010
$E_z = 5000$ t/m²		(0,049)	(1,869)	(3,568)	(4,986)	(5,729)	(5,303)	(4,028)	(2,741)	(1,702)	(0,813)	(0,003)

b) Příčinková čára vodorovné síly H:

$$\left.\begin{array}{l} \alpha_0 = 0 \\ \beta_0 = 0 \\ n_0 = -1 \end{array}\right\} \quad \mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 0$$

podle tabulky na str. 74 — případ 8.

Vodorovná síla

$$H = \frac{1}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} = \frac{1}{584{,}6817} = 1{,}7103 \cdot 10^{-3} \quad (3{,}6531 \cdot 10^{-3}),$$

jmenovatel je stejný jako u výpočtu příčinkové čáry M_a.

Pomocné výrazy

$c_1 = 0$ (symetrie),

$c_2 = rH = -1{,}0109 \cdot 1{,}7103 \cdot 10^{-3} = -1{,}729 \cdot 10^{-3} \quad (-0{,}1545 \cdot 10^{-3})$.

Podporové momenty

$$M_a = -c_2 = 1{,}729 \cdot 10^{-3} \quad (0{,}1545 \cdot 10^{-3}),$$
$$M_b = c_2 = -1{,}729 \cdot 10^{-3} \quad (-0{,}1545 \cdot 10^{-3}).$$

Reakce $A = B = 0$.

Složky přetvoření podle deformačních konstant A_2 až F_2 se str. 91:

Na styčník b_2 jako volný konec samostatné levé stojky působí vnější síly

$$M = -M_a = -0{,}001729 \quad (-0{,}000155),$$
$$V = A = 0,$$
$$H = 0{,}001710 \quad (0{,}003653),$$

pootočení $\varphi_{b2} = -0{,}001729 \cdot 4{,}2610 + 0{,}001710 \cdot 33{,}5792 = 0{,}0501 \quad (0{,}0514)$,

svislé posunutí $u_{b2} = -0{,}001729\ (-2{,}3372 + 0{,}001710\ (-19{,}0007) = -0{,}0285 \quad (-0{,}0285)$,

vodorovné posunutí $v_{b2} = -0{,}001729 \cdot 33{,}5792 + 0{,}001710 \cdot 301{,}0348 = 0{,}4568 \quad (0{,}4552)$.

Složky přetvoření podle deformačních veličin příčle α_a, β, n_a, vyšetřených v tabulce přílohy č. 26 na str. 92:

pootočení $\varphi_{a3} = 0{,}001729 \cdot 8{,}35 + 0{,}001729 \cdot 7{,}33 + 0{,}001710 \cdot 13{,}42 = 0{,}0501 \quad (0{,}0514)$,

roztažení ve směru vodorovném (včetně účinku rozepření průřezu o délku $n_0 = -1$)

$$n_{ab} = -1 + 0{,}001729 \cdot 13{,}42 \cdot 2 + 0{,}001710 \cdot 23{,}37 = -0{,}9136 \quad (-0{,}9104),$$

kontroly: $\varphi_{b2} = \varphi_{b3} = 0{,}0501 \quad (0{,}0514)$,

$$2v_{b2} = -n_{ab} = 2 \cdot 0{,}4568 = 0{,}9136 \quad (2 \cdot 0{,}4552 = 0{,}9104).$$

Výpočet pořadnic příčinkových čar momentů v průřezech, jež se posuzují.

$\eta_{Mx} = \eta_{mre_x} + \xi'\eta_{Ma} + \xi\eta_{Mb} - y\eta_H$

$\eta_{mre_x} = \xi\xi' l \quad (0 \leqq \xi \leqq \xi)$

$\eta_{mre_x} = \xi'\xi l \quad (0 \leqq \xi' \leqq \xi')$

ξ	η_{mre_x}	ξ'	ξ'η_{Ma}	ξ	ξη_{Mb}	y	$-y\eta_H$	η_{Mx}
1	2	3	4	5	6	7	8	9
.0	0		− 0,044		− 0,001		0,010	− 0,035 (− 0,034)
0,1	2,639		− 1,458		− 0,107		− 0,040	1,034 (0,837)
0,2	2,424		− 2,803		− 0,215		− 0,089	− 0,683 (− 1,043)
0,3	2,121		− 3,986		− 0,330		− 0,136	− 2,331 (− 2,774)
0,4	1,818		− 4,750		− 0,449		− 0,175	− 3,556 (− 3,918)
0,5	1,515	0,897	− 4,709	0,103	− 0,541	0,338	− 0,191	− 3,926 (− 3,987)
0,6	1,212		− 3,911		− 0,545		− 0,175	− 3,419 (− 3,177)
0,7	0,909		− 2,876		− 0,458		− 0,136	− 2,561 (− 2,205)
0,8	0,606		− 1,876		− 0,322		− 0,089	− 1,681 (− 1,381)
0,9	0,303		− 0,927		− 0,167		− 0,040	− 0,831 (− 0,661)
1	0		− 0,009		− 0,005		0,010	− 0,004 (0,002)
0	0		− 0,040		− 0,002		0,016	− 0,026 (− 0,025)
0,1	2,398		− 1,324		− 0,191		− 0,065	0,818 (0,657)
0,2	4,354		− 2,547		− 0,387		− 0,145	1,275 (0,980)
0,3	3,810		− 3,622		− 0,593		− 0,222	− 0,627 (− 0,991)
0,4	3,266		− 4,315		− 0,807		− 0,286	− 2,142 (− 2,446)
0,5	2,721	0,815	− 4,279	0,185	− 0,971	0,552	− 0,312	− 2,841 (− 2,907)
0,6	2,177		− 3,553		− 0,980		− 0,286	− 2,642 (− 2,464)
0,7	1,633		− 2,612		− 0,822		− 0,222	− 2,023 (− 1,753)
0,8	1,089		− 1,704		− 0,578		− 0,145	− 1,338 (− 1,109)
0,9	0,544		− 0,843		− 0,301		− 0,065	− 0,665 (− 0,533)
1	0		− 0,008		− 0,009		0,016	− 0,001 (0,005)
0	0		− 0,036		− 0,003		0,021	− 0,018 (− 0,016)
0,1	2,156		− 1,191		− 0,276		− 0,084	0,605 (0,483)
0,2	4,313		− 2,291		− 0,558		− 0,186	1,278 (1,050)
0,3	5,499		− 3,257		− 0,856		− 0,285	1,101 (0,816)
0,4	4,713		− 3,881		− 1,164		− 0,367	− 0,699 (− 0,943)
0,5	3,928	0,733	− 3,848	0,267	− 1,402	0,709	− 0,401	− 1,723 (− 2,323)
0,6	3,142		− 3,196		− 1,414		− 0,367	− 1,835 (− 1,723)
0,7	2,357		− 2,349		− 1,187		− 0,285	− 1,464 (− 1,279)
0,8	1,571		− 1,533		− 0,834		− 0,186	− 0,982 (− 0,824)
0,9	0,786		− 0,758		− 0,434		− 0,084	− 0,490 (− 0,396)
1	0		− 0,007		− 0,013		0,021	0,001 (0,006)

ξ	η_{mre_x}	ξ'	ξ'η_{Ma}	ξ	ξη_{Mb}	y	$-y\eta_H$	η_{Mx}
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0		− 0,032		− 0,003		0,024	− 0,011 (− 0,009)
0,1	1,915		− 1,058		− 0,361		− 0,098	0,398 (0,312)
0,2	3,830		− 2,034		− 0,730		− 0,219	0,847 (0,686)
0,3	5,746		− 2,893		− 1,119		− 0,334	1,400 (1,196)
0,4	6,160		− 3,447		− 1,522		− 0,431	0,760 (0,576)
0,5	5,134	0,651	− 3,418	0,349	− 1,832	0,832	− 0,471	− 0,587 (− 0,660)
0,6	4,107		− 2,838		− 1,848		− 0,431	− 1,010 (− 0,962)
0,7	3,080		− 2,086		− 1,551		− 0,334	− 0,891 (− 0,791)
0,8	2,054		− 1,361		− 1,091		− 0,219	− 0,617 (− 0,527)
0,9	1,027		− 0,673		− 0,567		− 0,098	− 0,311 (− 0,356)
1	0		− 0,007		− 0,017		0,024	− 0,000 (0,005)
0	0		− 0,028		− 0,004		0,026	− 0,006 (− 0,003)
0,1	1,677		− 0,926		− 0,445		− 0,106	0,200 (0,152)
0,2	3,354		− 1,781		− 0,899		− 0,236	0,438 (0,344)
0,3	5,031		− 2,533		− 1,378		− 0,361	0,759 (0,636)
0,4	6,708		− 3,018		− 1,875		− 0,465	1,350 (1,227)
0,5	6,325	0,570	− 2,993	0,430	− 2,258	0,897	− 0,508	0,566 (0,495)
0,6	5,060		− 2,485		− 2,277		− 0,465	− 0,167 (− 0,182)
0,7	3,795		− 1,827		− 1,911		− 0,361	− 0,304 (− 0,285)
0,8	2,530		− 1,192		− 1,344		− 0,236	− 0,242 (− 0,218)
0,9	1,265		− 0,589		− 0,699		− 0,106	− 0,129 (− 0,111)
1	0		− 0,006		− 0,021		0,026	− 0,001 (0,003)
0	0		− 0,025		− 0,005		0,027	− 0,003 (0)
0,1	1,471		− 0,813		− 0,517		− 0,108	0,033 (0,017)
0,2	2,942		− 1,563		− 1,046		− 0,241	0,092 (0,057)
0,3	4,413		− 2,222		− 1,603		− 0,368	0,220 (0,167)
0,4	5,884		− 2,648		− 2,180		− 0,474	0,582 (0,512)
0,5	7,355	0,500	− 2,625	0,500	− 2,625	0,915	− 0,518	1,587 (1,511)
0,6	5,884		− 2,180		− 2,648		− 0,474	0,582 (0,512)
0,7	4,413		− 1,603		− 2,222		− 0,368	0,220 (0,167)
0,8	2,942		− 1,046		− 1,563		− 0,241	0,092 (0,057)
0,9	1,471		− 0,517		− 0,813		− 0,108	0,033 (0,017)
1	0		− 0,005		− 0,025		0,027	− 0,003 (0)

Výpočet příčinkové čáry průhybu η_p ve středu rozpětí.

modul pružnosti betonu: $E_b = 4\,000\,000\ t/m^2$
modul pružnosti zeminy: $E_z = 2\,000\ t/m^2$
$(E_z = 5000\ t/m^2)$

			průhyb příčle jako prostého nosníku						vliv staticky neurčitých							výsledný průhyb	
									podporových momentů				vodorovné síly				
průřez	ξ	m	w	$\varphi = w\,m$	γ_φ	$\gamma_\varphi \frac{\Delta x}{2}$	schema	η_p' x)	M_a	η_a	M_b	η_b	H	η_H	u_{b2}	η_p x)	
																$E_z = 2000$	$(E_z = 5000)$
	—	tm	$(tm)^{-1}$	bez rozměrů		m		m	tm	t^{-1}	tm	t^{-1}	t	$m\,t^{-1}$	m	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
1	0,05	0,736	0,14	0,10	92,10	135,5		0		0		0		0		14,2	(5,6)
2	0,15	2,207	0,38	0,84	92,00	135,3		270,8		24,38		− 21,52		39,45		21,7	(9,7)
3	0,25	3,678	1,15	4,23	91,16	134,1		540,2		48,11		− 42,95		78,61		31,8	(16,5)
4	0,35	5,149	3,94	20,28	86,93	127,9		802,2		70,11		− 63,86		116,34		47,2	(28,7)
5	0,45	6,620	10,07	66,65	66,65	98,0		1028,1		87,07		− 82,32		148,09		69,2	(48,1)
6	z důvodu symetrie se dále nepočítá				0	0		1126,1		92,10		− 92,10		161,56		81,8	(59,6)
									− 5,250 (− 5,303)		5,250 (5,303)		0,566 (0,590)		14,2 (5,6)		

Poznámky k jednotlivým sloupcům:

③ moment vyvozený na prostém nosníku břemenem $P = 1t$ působícím v polovině rozpětí

$$m = \xi \frac{l}{2} = \xi \times 14{,}71 \quad (0 \leq \xi \leq 0{,}5)$$

④ pružné váhy w pro $E_b = 4\,000\,000\ t/m^2$ převzaty z tabulky: „Početní vyšetřování čar η_a, η_H"

⑨ pořadnice průhybové čáry η_p' vyvozené na prostém nosníku břemenem $P = 1t$ v polovině rozpětí — vypočteny numerickou integrací jako pořadnice čáry momentové od ideálných břemen $\varphi = w\,m$

⑩, ⑫, ⑭ hodnoty staticky neurčitých jsou dány pořadnicemi příslušných příčinkových čar odměřenými ve středu rozpětí

⑪, ⑬, ⑮ pořadnice čar η_a, η_H jsou převzaty z tabulky: „Početní vyšetření čar η_a, η_H"; čára η_b je, až na opačná znaménka, zrcadelným obrazem čáry η_a

⑯ ssednutí opěry se vypočte při daných složkách reakce z deformačních konstant styčníku b_2 jako volného konce sloupy

$$u_{b2} = M_a D_2' + 0{,}5\,B_2' + H F_2' = -5{,}250 \times 2{,}3372 + 0{,}5 \times 31{,}4584 + 0{,}566 \times 19{,}007 = 14{,}2$$

⑰ pořadnice čáry η_p se počítají ze vzorce:

$$\eta_p = \eta_p' + M_a \eta_a + M_b \eta_b + H \eta_H + u_{b2}$$

x) Jelikož se počítá s pružnými vahami w oproti skutečnosti $10^6 \times$ většími, vycházejí průhybové pořadnice rovněž $10^6 \times$ větší.

Rovnice čáry:

$$\eta_H = 0{,}001729\,(\mathfrak{V}_a - \mathfrak{V}_b) + 0{,}001710\,\mathfrak{V}_H - 0{,}0285,$$
$$[0{,}000155\,(\mathfrak{V}_a - \mathfrak{V}_b) + 0{,}003653\,\mathfrak{V}_H - 0{,}0285].$$

Pořadnice čáry v desetinách rozpětí (kladná pořadnice znamená tlak):

n	Čára	ξ						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	
1	$M_a\,\mathfrak{V}_a$	0	0,0422	0,0832	0,1212	0,1505	0,1592	
2	$M_b\,\mathfrak{V}_b$	0	0,0372	0,0743	0,1104	0,1423	0,1592	
3	$H\,V_H$	0	0,0674	0,1344	0,1989	0,2532	0,2763	vzhledem k symetrii není třeba počítat
4	u_{b2}	0,0285	0,0285	0,0285	0,0285	0,0285	0,0285	
Σ	η_H	0,029	0,118	0,263	0,402	0,518	0,566	
$E = 5000$ t/m²		(0,029)	(0,123)	(0,273)	(0,417)	(0,539)	(0,590)	

c) Příčinkové čáry ohybových momentů v ostatních průřezech příčle:

Příčinkové pořadnice se počítají podle obecného vzorce

$$\eta_{Mx} = \eta_{\mathfrak{M}x} + \zeta'\eta_{Ma} + \zeta\eta_{Mb} - \eta_H y,$$

ve kterém značí $\eta_{\mathfrak{M}x}$ pořadnice příčinkové čáry momentu průřezu x staticky určitě uložené příčle, jehož vzdálenost od levé podpory a je ζl a od podpory pravé b $\zeta' l$. η_{Ma}, η_{Mb} a η_H jsou pořadnice příčinkových čar staticky neurčitých M_a, M_b a H. Pro výpočet $\eta_{\mathfrak{M}x}$ platí vzorec

$$\eta_{\mathfrak{M}x} = \xi\zeta' l \quad (0 \leq \xi \leq \zeta), \qquad \eta_{\mathfrak{M}x} = \xi'\zeta l \quad (0 \leq \xi' \leq \zeta').$$

Pořadnice η_{Ma} a η_H jsou vypočteny, pořadnice η_{Mb} jsou dány vztahem $\eta_{Mb}(\xi) = \eta_{Ma}(\xi')$. Příčinková čára M_b je zrcadelným obrazem čáry M_a. y je pořadnice střednice měřená v průřezu x od spojnice podpor a b. Číselné výpočty jsou provedeny v tabulce přílohy čís. 29 na str. 100.

d) Příčinková čára průhybu ve středu rozpětí:

Tato čára — značená $\mathfrak{V}_P$ — je průhybovou čarou vyvozenou na staticky neurčité konstrukci břemenem $P = 1$ t působícím ve středu rozpětí. Značíme-li příčinkovou čáru průhybu příčle staticky určitě uložené $\mathfrak{V}^x{}_P$, platí pro výpočet $\mathfrak{V}_P$ vzorec

$$\mathfrak{V}_P = \mathfrak{V}^x{}_P + M_a\mathfrak{V}_a + M_b \cdot \mathfrak{V}_b + H\mathfrak{V}_H + u_{b2}.$$

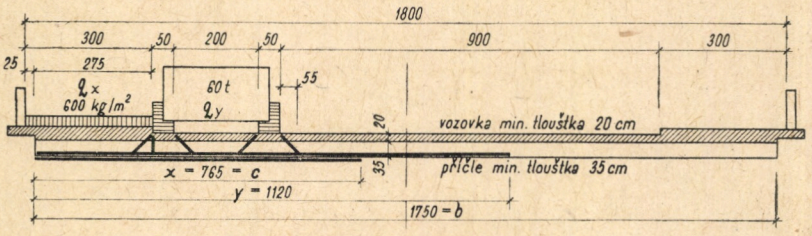
Staticky neurčité, jichž absolutní hodnoty pro polohu břemene ve středu rozpětí můžeme přímo odečíst z tabulek na str. 99 a na str. 102, dosazujeme se znaménky odpovídajícími reakcím podle obr. 1 na str. 71. Čáry $\mathfrak{V}_a$ a $\mathfrak{V}_H$ jsou stanoveny pro modul pružnosti betonu $E = 400\,000$ kg/cm² v příloze čís. 26 na str. 92. Čára $\mathfrak{V}_b$ je dána pořadnicemi čáry $\mathfrak{V}_a$ takto: $\mathfrak{V}_b(\xi) = -\mathfrak{V}_a(\xi')$. u_{b2} je poklesnutí podpor vyvozené při obtížení příčle břemenem $P = 1$ t působícím ve středu rozpětí. Tato složka přetvoření se vypočte ze složek M, V, H akce, jíž působí obtížená příčle na své podpory, a z deformačních konstant A_2 až F_2 průřezu b_2 pojímaného jako volný konec samostatné levé stojky. Číselný výpočet je proveden v tabulce přílohy čís. 30 na str. 101.

e) Vyčíslení krajních hodnot ohybových momentů a příslušných normálných sil vyvozených pohyblivým obtížením:

Uvažuje se zatížení třídy A podle výnosu ministerstva techniky z 6. I. 1950 čís. 13/70-II/9-1949, odstavec 48 a 49. Při daném rozpětí vede na nejnepříznivější účinky rovnoměrné zatížení 600 kg/m² kombinované s obtížením přímkovým 3 t na běžný metr šířky mostu mezi zvýšenými obrubami, vyšetřuje se však též účinek ideálního pásového vozidla váhy 60 t.

U obou obtížení se počítá s příčným roznášením, jelikož celá mostovka je předpjata i výztuží příčnou. Roznášecí šířky se počítají za předpokladu, že vozovka je 20 cm vysoká a že tloušťka nosného betonu je 35 cm, což odpovídá nejnepříznivějším poměrům ve středu rozpětí mostu. Obtížení chodníků se podle obr. 10 citovaného výnosu ministerstva techniky neroznáší, jelikož zasahuje až ke kraji mostovky. Působící šířky se počítají podle čl. 242 normy ČSN 1230-1937, při čemž se předpokládá, že účinek příčného předpětí je rovnocenný účinku předepsané příčné výztuže nepředpjaté, jejíž průřezová plocha by byla nahoře i dole alespoň 25 % plochy tažené hlavní výztuže, kterou by bylo třeba navrhnouti u obyčejného (nepředpjatého) betonu. U obtížení vozidlem váhy 60 t, se kterým se kombinuje rovnoměrné obtížení chodníků, zasahuje celá působící šířka chodníkového obtížení do působící šířky vozidla, proto není třeba počítat složená obtížení z přesahování obou působících šířek ($c = x$, $q_{xj} = q_x + q_j$). Podrobné odvození směrodatných zatěžovacích schemat je provedeno v obrázku 1, vyčíslení průřezových sil z příčinkových čar je provedeno v přílohách čís. 31 a 32 na stránkách 104 a 105.

Zjednodušený příčný řez pro výpočet roznášecích šířek.



$$q_{xy} = q_x + q_y \frac{0{,}5 \cdot c}{x - 0{,}5c} = q_x + q_y > q_{yx}$$

$x = 275 + \frac{1}{6}\ell = 275 + \frac{1}{6}\,2942 \doteq 765$ cm

$y = 275 + 300 + 55 + \frac{1}{6}\ell = 630 + \frac{1}{6}\,2942 = 1120$ cm

dynamický součinitel δ

$\delta = 1{,}15\,\frac{10{,}58}{15} + 1{,}10\,\frac{4{,}42}{15} \doteq 1{,}14$

Zatěžovací schemata:

1) Vozidlo váhy 60 t + zatížení chodníků 600 kg/m²

Jelikož se vyčíslují příčinkové čáry vypočtené pro celou šířku příčle $b = 17{,}50$ m, násobí se obtížení vozidlem váhy 60 t poměrem $\frac{1750}{1120}$, takže „váha" vozidla je: $60{,}0 \times \frac{1750}{1120} = 93{,}7$ t. Při délce vozidla rovné 4,50 m, je zatížení

$p_1 = \frac{93{,}7}{4{,}5} = 20{,}8$ t/m'; $\delta p_1 = 1{,}14 \times 20{,}8 = 23{,}7 \doteq 25$ t/m'

rovnoměrné obtížení 600 kg/m²: zatížení na 1m šířky je $\frac{0{,}6 \times 3}{7{,}65} = 0{,}235$ t/m'

Vzhledem k tomu, že příčinkové čáry jsou vypočteny pro celou šířku příčle, je nutno toto zatížení vynásobit šířkou $b = 17{,}50$ m

$p_2 = 0{,}235 \times 17{,}50 = 4{,}11$ t/m' (nenásobí se dynamickým součinitelem).

2) Přímkové zatížení 3 t/m' šířky vozovky + obtížení rovnoměrné 600 kg/m²

Toto zatížení se roznese na celou šířku mostu

$P = 3 \times 12{,}00 = 36{,}0$ t; $\delta P = 1{,}14 \times 36 \doteq 41$ t

$p_3 = 12{,}00 \times 0{,}6 + 2 \times 3{,}00 \times 0{,}6 = 7{,}2 + 3{,}6 = 10{,}8$ t/m';

$\delta p_3 = 12{,}00 \times 0{,}6 \times 1{,}14 + 2 \times 3{,}00 \times 0{,}6 \doteq 11{,}8$ t/m'



Obr. 1.

f) Příčinkové čáry momentů k jádrovým bodům základové spáry:

Pořadnice těchto čar se vypočtou z pořadnic příčinkových čar staticky neurčitých M_a, M_b, H. Podle osového schematu se str. 88 jsou ramena složek levého úložného tlaku příčle vztažená k jádrovým bodům j_1 a j_2 levé základové spáry:

ramena r_V složky svislé

$$r_{V1} = 0{,}5 \cdot 2827 + 0{,}3333 \cdot 223{,}5 - 0{,}5 \cdot 2942 = 17{,}0 \text{ cm} = 0{,}170 \text{ m},$$

$$r_{V2} = 0{,}5 \cdot 2827 - 0{,}3333 \cdot 223{,}5 - 0{,}5 \cdot 2942 = -132{,}0 \text{ cm} = -1{,}320 \text{ m},$$

rameno r_H složky vodorovné

$$r_H = 300 + 509 = 809 \text{ cm} = 8{,}090 \text{ m}.$$

Znaménka ramen se shodují se znaménky momentů (pojímaných jako vnější síly), jež na nich, točíce kolem příslušných jádrových bodů, vyvozují kladné síly (+ V působí shora dolů, + H působí zleva do prava). Podle zavedeného znaménkového pravidla momentů pojímaných jako vnitřní

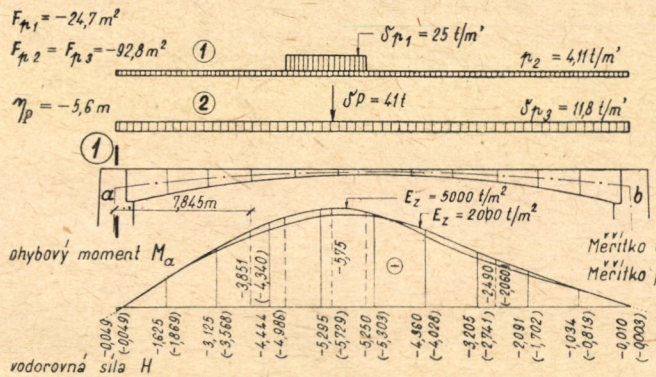
Příčinkové čáry průřezů příčle.

v M i H je zahrnut dynamický součinitel δ

$\xi = 0{,}0$ (rámový kout)

(zatěžuje se pouze na negativní moment)

$F_{p1} = -24{,}7\ m^2$
$F_{p2} = F_{p3} = -92{,}8\ m^2$
$\eta_p = -5{,}6\ m$



① $M = F_{p1} \times \delta p_1 + F_{p2} \times p_2 =$
$= -24{,}7 \times 25 - 92{,}8 \times 4{,}11 =$
$= -998\ tm$

② $M = \eta_p \times \delta p + F_{p3} \times \delta p_3 =$
$= -5{,}75 \times 41 - 92{,}8 \times 11{,}8 =$
$= -1331\ tm$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 1:200

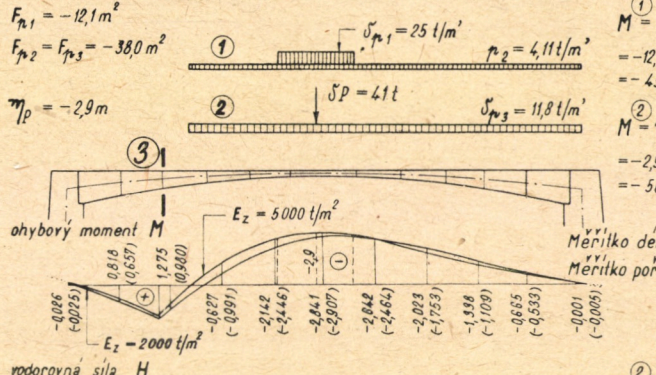
② $H = F_{p3} \times \delta p_3 + \eta_p \times \delta p =$
$= 9{,}3 \times 11{,}8 + 0{,}53 \times 41 =$
$= 131\ t$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 5 cm = 1

$\xi = 0{,}185$

(zatěžuje se pouze na záporný moment)

$F_{p1} = -12{,}1\ m^2$
$F_{p2} = F_{p3} = -38{,}0\ m^2$
$\eta_p = -2{,}9\ m$



① $M = F_{p1} \times \delta p_1 + F_{p2} \times p_2 =$
$= -12{,}1 \times 25 - 38{,}0 \times 4{,}11 =$
$= -459\ tm$

② $M = \eta_p \times \delta p + F_{p3} \times \delta p_3 =$
$= -2{,}9 \times 41 - 38{,}0 \times 11{,}8 =$
$= -567\ tm$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 1:200

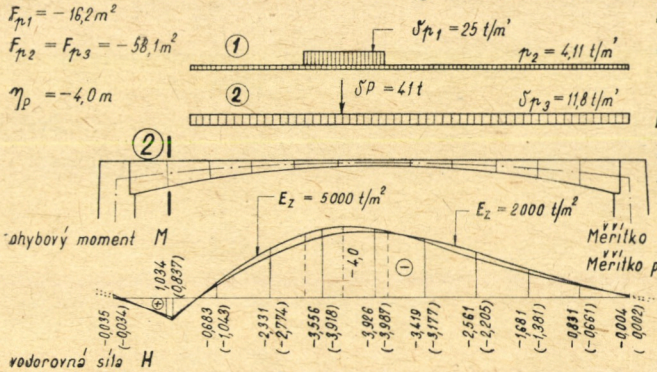
② $H = F_{p3} \times \delta p_3 + \eta_p \times \delta p =$
$= 8{,}2 \times 11{,}8 + 0{,}56 \times 41 =$
$= 120\ t$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 5 cm = 1

$\xi = 0{,}103$

(zatěžuje se pouze na negativní moment)

$F_{p1} = -16{,}2\ m^2$
$F_{p2} = F_{p3} = -58{,}1\ m^2$
$\eta_p = -4{,}0\ m$



① $M = F_{p1} \times \delta p_1 + F_{p2} \times p_2 =$
$= -16{,}2 \times 25 - 58{,}1 \times 4{,}11 =$
$= -644\ tm$

② $M = \eta_p \times \delta p + F_{p3} \times \delta p_3 =$
$= -4{,}0 \times 41 - 58{,}1 \times 11{,}8 =$
$= -850\ tm$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 1:200

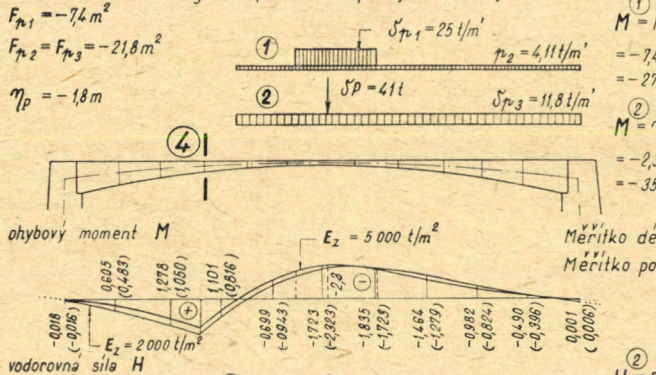
② $H = F_{p3} \times \delta p_3 + \eta_p \times \delta p =$
$= 9{,}0 \times 11{,}8 + 0{,}54 \times 4{,}11 =$
$= 128\ tm$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 5 cm = 1

$\xi = 0{,}267$

(zatěžuje se pouze na záporný moment)

$F_{p1} = -7{,}4\ m^2$
$F_{p2} = F_{p3} = -21{,}8\ m^2$
$\eta_p = -1{,}8\ m$



① $M = F_{p1} \times \delta p_1 + F_{p2} \times p_2 =$
$= -7{,}4 \times 25 - 21{,}8 \times 4{,}11 =$
$= -275\ tm$

② $M = \eta_p \times \delta p + F_{p3} \times \delta p_3 =$
$= -2{,}3 \times 41 - 21{,}8 \times 11{,}8 =$
$= -352\ tm$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 1:200

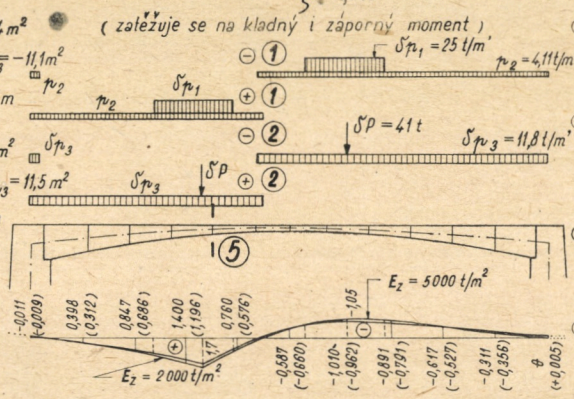
② $H = F_{p3} \times \delta p_3 + \eta_p \times \delta p =$
$= 7{,}2 \times 11{,}8 + 0{,}56 \times 41 =$
$= 108\ t$

Měřítko délek : 1:200
Měřítko pořadnic : 5 cm = 1

Příčinkové čáry průřezů příčle.

$\xi = 0{,}349$

$\ominus F_{p_1} = -4{,}4\ m^2$ (zatěžuje se na kladný i záporný moment)
$\ominus F_{p_2} = \ominus F_{p_3} = -11{,}1\ m^2$
$\ominus \eta_p = -1{,}05\ m$
$\oplus F_{p_1} = 5{,}4\ m^2$
$\oplus F_{p_2} = \oplus F_{p_3} = 11{,}5\ m^2$
$\oplus \eta_p = 1{,}7\ m$



Měřítko délek: 1:200
Měřítko pořadnic: 1:200

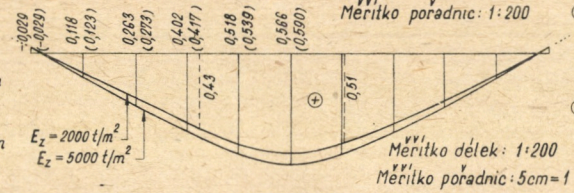
$\textcircled{1}\ \ominus M = \ominus F_{p_1} \times \delta p_1 + \ominus F_{p_2} \times p_2 =$
$= -4{,}4 \times 25 - 11{,}1 \times 4{,}11 =$
$= -156\ tm$

$\textcircled{1}\ \oplus M = \oplus F_{p_1} \times \delta p_1 + \oplus F_{p_2} \times p_2 =$
$= 5{,}4 \times 25 + 11{,}5 \times 4{,}11 =$
$= 182\ tm$

$\textcircled{2}\ \ominus M = \ominus F_{p_3} \times \delta p_3 + \ominus \eta_p \times \delta p =$
$= -11{,}1 \times 11{,}8 - 1{,}05 \times 41 =$
$= -174\ tm$

$\textcircled{2}\ \oplus M = \oplus F_{p_3} \times \delta p_3 + \oplus \eta_p \times \delta p =$
$= 11{,}5 \times 11{,}8 + 1{,}7 \times 41 =$
$= 205\ tm$

vodorovná síla H



$\ominus F_{p_3} = 6{,}1\ m$
$\ominus \eta_p = 0{,}51$
$\oplus F_{p_3} = 4{,}5\ m$
$\oplus \eta_p = 0{,}43$

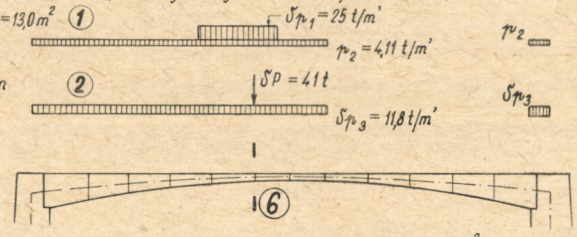
Měřítko délek: 1:200
Měřítko pořadnic: 5cm = 1

$\textcircled{2}\ \ominus H = \ominus F_{p_3} \times \delta p_3 + \ominus \eta_p \times \delta p =$
$= 6{,}1 \times 11{,}8 + 0{,}51 \times 41 =$
$= 92\ t$

$\textcircled{2}\ \oplus H = \oplus F_{p_3} \times \delta p_3 + \oplus \eta_p \times \delta p =$
$= 4{,}5 \times 11{,}8 + 0{,}43 \times 41 =$
$= 71\ t$

$\xi = 0{,}43$

$F_{p_1} = 4{,}3\ m^2$ (zatěžuje se jen na kladný moment)
$F_{p_2} = F_{p_3} = 13{,}0\ m^2$
$\eta_p = 1{,}6\ m$

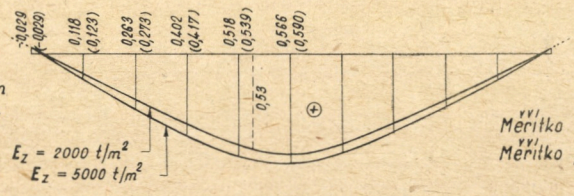


Měřítko délek: 1:200
Měřítko pořadnic: 1:200

$\textcircled{1}\ M = F_{p_1} \times \delta p_1 + F_{p_2} \times p_2 =$
$= 4{,}3 \times 25 + 13{,}0 \times 4{,}11 =$
$= 161\ tm$

$\textcircled{2}\ M = \eta_p \times \delta p + F_{p_3} \times \delta p_3 =$
$= 1{,}6 \times 41 + 13{,}0 \times 11{,}8 =$
$= 219\ tm$

vodorovná síla H



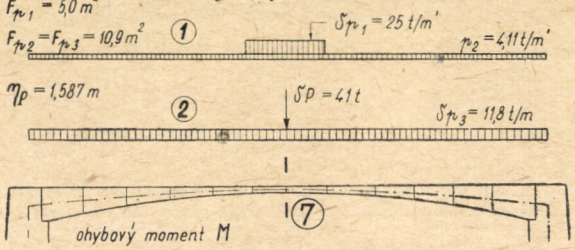
$F_{p_3} = 5{,}9\ m$
$\eta_p = 0{,}53$

Měřítko délek: 1:200
Měřítko pořadnic: 5cm = 1

$\textcircled{2}\ H = F_{p_3} \times \delta p_3 + \eta_p \times \delta p =$
$= 5{,}9 \times 11{,}8 + 0{,}53 \times 41 =$
$= 91\ t$

$\xi = 0{,}5$

$F_{p_1} = 5{,}0\ m^2$ (zatěžuje se jen na kladný moment)
$F_{p_2} = F_{p_3} = 10{,}9\ m^2$
$\eta_p = 1{,}587\ m$

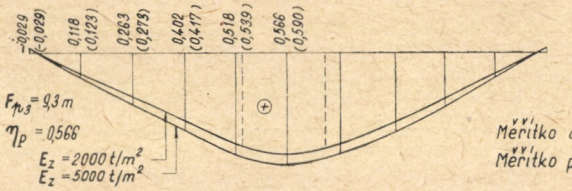


Měřítko délek: 1:200
Měřítko pořadnic: 1:200

$\textcircled{1}\ M = F_{p_1} \times \delta p_1 + F_{p_2} \times p_2 =$
$= 5{,}0 \times 25 + 10{,}9 \times 4{,}11 =$
$= 170\ tm$

$\textcircled{2}\ M = \eta_p \times \delta p + F_{p_3} \times \delta p_3 =$
$= 1{,}587 \times 41 + 10{,}9 \times 11{,}8 =$
$= 205\ tm$

vodorovná síla H



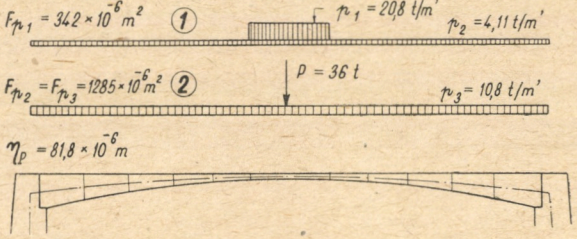
$F_{p_3} = 9{,}3\ m$
$\eta_p = 0{,}566$

Měřítko délek: 1:200
Měřítko pořadnic: 5cm = 1

$\textcircled{2}\ H = F_{p_3} \times \delta p_3 + \eta_p \times \delta p =$
$= 9{,}3 \times 11{,}8 + 0{,}566 \times 41 =$
$= 133\ t$

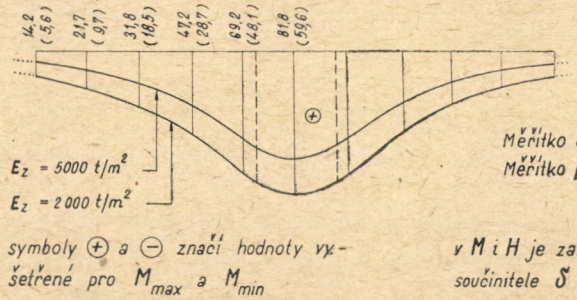
Příčinková čára průhybu v průřezu $\xi = 0{,}5$

$F_{p_1} = 342 \times 10^{-6}\ m^2$
$F_{p_2} = F_{p_3} = 1285 \times 10^{-6}\ m^2$
$\eta_p = 81{,}8 \times 10^{-6}\ m$



$\textcircled{1}\ y = F_{p_1} \times p_1 + F_{p_2} \times p_2 =$
$= (342 \times 20{,}8 + 1285 \times 4{,}11) =$
$= 12395 \times 10^{-6}\ m = 12{,}4\ mm$

$\textcircled{2}\ y = \eta_p \times P + F_{p_3} \times p_3 =$
$= (81{,}8 \times 36 + 1285 \times 10{,}8) =$
$= 16823 \times 10^{-6}\ m = 16{,}8\ mm$



Měřítko délek: 1:200
Měřítko pořadnic: 500:1

symboly ⊕ a ⊖ značí hodnoty vyšetřené pro M_{max} a M_{min}

v M i H je zahrnut vliv dynamického součinitele δ

Výpočet přičinkových čar momentů M_{j1}, M_{j2} k jádrovým bodům j_1, j_2 levé základové spáry.

čára	ξ	vliv čáry η_{M_a} koef. K_{M_a}	$K_{M_a} \times \eta_{M_a}$	vliv čáry η_{M_b} koef. K_{M_b}	$K_{M_b} \times \eta_{M_b}$	vliv čáry η_{M_H} koef. K_H	$K_H \times \eta_H$	vliv polohy břemene koef. $K_{\xi'}$	$K_{\xi'} \times \xi'$	čáry $\eta_{M_{j1}}$, $\eta_{M_{j2}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$\eta_{M_{j1}}$	0,0	1,005 778	- 0,0493	- 0,005 778	0,0001	8,09	- 0,2346	-0,170	- 0,1700	- 0,454 (- 0,454)
	0,1		- 1,6343		0,0060		0,9546		- 0,1530	- 0,827 (- 1,033)
	0,2		- 3,1431		0,0121		2,1277		- 0,1360	- 1,139 (- 1,506)
	0,3		- 4,4697		0,0185		3,2522		- 0,1190	- 1,318 (- 1,745)
	0,4		- 5,3256		0,0252		4,1906		- 0,1020	- 1,212 (- 1,480)
	0,5		- 5,2803		0,0303		4,5789		- 0,0850	- 0,756 (- 0,615)
	0,6		- 4,3852		0,0306		4,1906		- 0,0680	- 0,232 (0,274)
	0,7		- 3,2235		0,0257		3,2522		- 0,0510	0,003 (0,595)
	0,8		- 2,1031		0,0181		2,1277		- 0,0340	0,009 (0,483)
	0,9		- 1,0400		0,0094		0,9546		- 0,0170	- 0,093 (0,172)
	1,0		- 0,0101		0,0003		- 0,2346		0	- 0,244 (- 0,237)
$\eta_{M_{j2}}$	0,0	0,955 183	- 0,0468	0,044 367	- 0,0004	8,09	- 0,2346	1,320	1,3200	1,533 (1,039)
	0,1		- 1,5521		- 0,0464		0,9546		1,1880	0,544 (0,361)
	0,2		- 2,9848		- 0,0938		2,1277		1,0560	0,105 (- 0,221)
	0,3		- 4,2446		- 0,1438		3,2522		0,9240	- 0,212 (- 0,590)
	0,4		- 5,0574		- 0,1956		4,1906		0,7920	- 0,270 (- 0,502)
	0,5		- 5,0144		- 0,2356		4,5789		0,6600	- 0,011 (0,128)
	0,6		- 4,1644		- 0,2376		4,1906		0,5280	0,317 (0,783)
	0,7		- 3,0612		- 0,1994		3,2522		0,3960	0,388 (0,927)
	0,8		- 1,9972		- 0,1402		2,1277		0,2640	0,254 (0,686)
	0,9		- 0,9876		- 0,0729		0,9546		0,1320	0,026 (0,267)
	1,0		- 0,0096		- 0,0022		- 0,2346		0	- 0,246 (- 0,240)

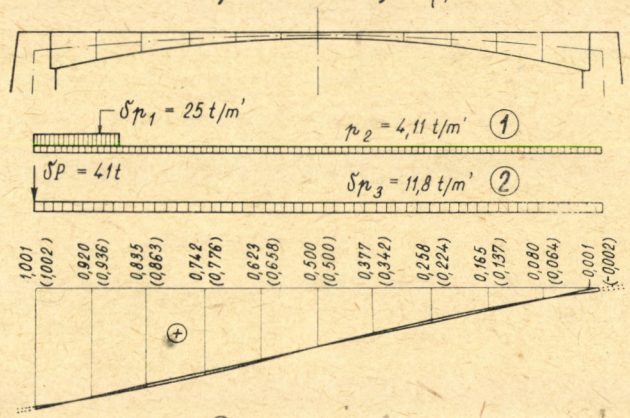
čáry η_{M_a}, (η_{M_b}), η_H jsou vypočteny v textu a vykresleny v příloze čís. 31

čáry $\eta_{M_{j1}}$ a $\eta_{M_{j2}}$ jsou vykresleny v příloze 34

Výpočet přičinkové čáry svislé složky T úložného tlaku příčle (pro výpočet smykového napětí).

ξ	ξ'	podporové momenty M_a m	M_b m	$\frac{M_b - M_a}{\ell}$	$\eta_T = \xi' - \frac{M_b - M_a}{\ell}$	
1	2	3	4	5	6	
0,0	1,0	- 0,049	- 0,010	0,002	1,001	(1,002)
0,1	0,9	- 1,625	- 1,034	0,020	0,920	(0,936)
0,2	0,8	- 3,125	- 2,091	0,035	0,835	(0,863)
0,3	0,7	- 4,444	- 3,205	0,042	0,742	(0,776)
0,4	0,6	- 5,295	- 4,630	0,023	0,623	(0,658)
0,5	0,5	- 5,250	- 5,250	0	0,500	(0,500)
0,6	0,4	- 4,630	- 5,295	- 0,023	0,377	(0,342)
0,7	0,3	- 3,205	- 4,444	- 0,042	0,258	(0,224)
0,8	0,2	- 2,091	- 3,125	- 0,035	0,165	(0,137)
0,9	0,1	- 1,034	- 1,625	- 0,020	0,080	(0,064)
1,0	0,0	- 0,010	- 0,049	- 0,001	- 0,001	(-0,002)

Vyčíslení čáry η_T



$F_{p1} = 4,3$ m

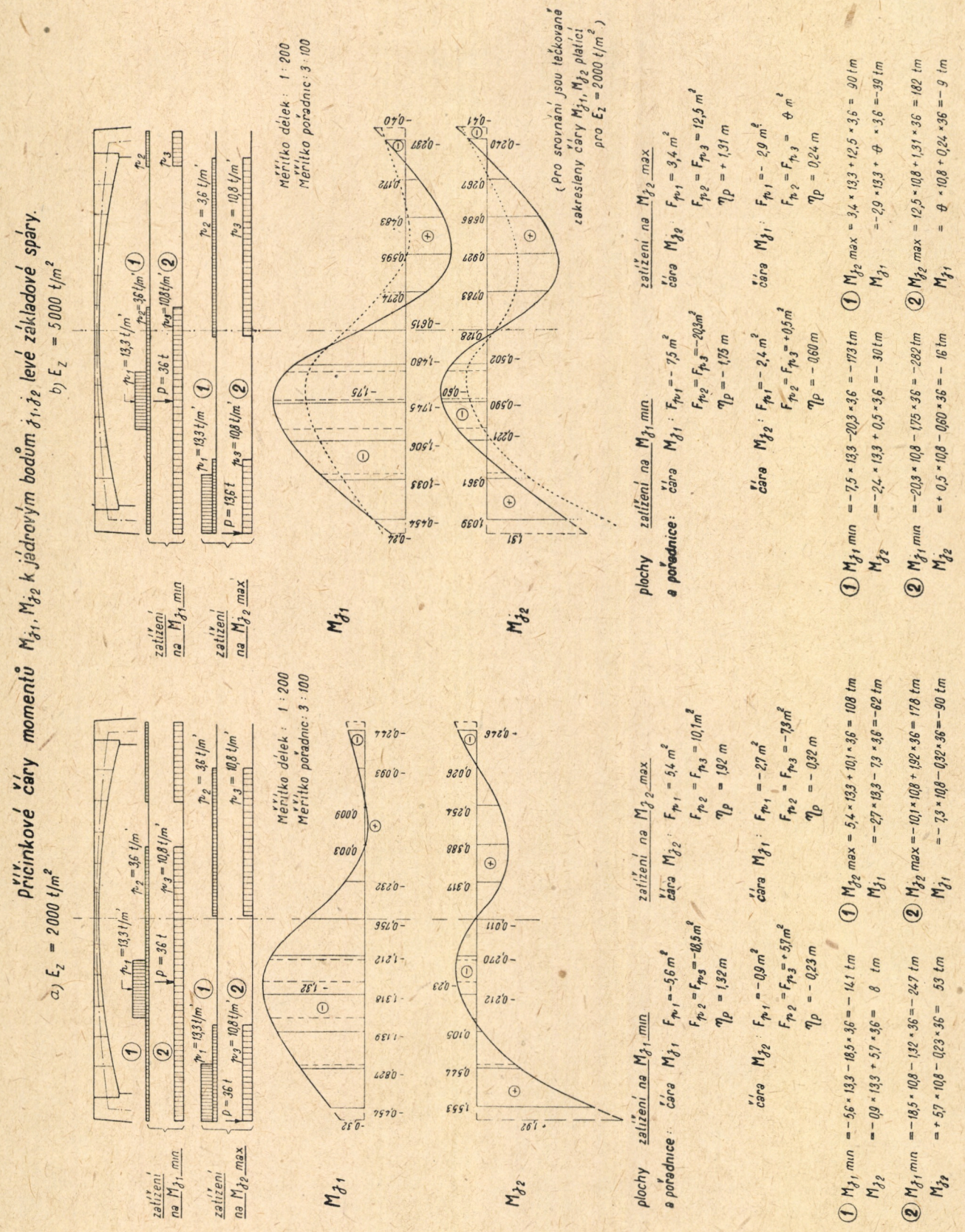
$F_{p2} = F_{p3} = 14,7$ m

$\eta_P = 1,001$

$T^{①} = F_{p1} \times \delta p_1 + F_{p2} \times p_2 = 4,3 \times 25 + 14,7 \times 4,11 = 168$ t

$T^{②} = F_{p3} \times \delta p_3 + \eta_P \times \delta P = 14,7 \times 11,8 + 1,001 \times 41 = 215$ t

Příloha č. 34.



Zatěžovací schemata pro vyčíslení příčinkových čar M_{j1} a M_{j2} jsou odlišná od schemat předpokládaných před tím při vyčíslování příčinkových čar průřezových sil příčle (příznivější roznášení). Tato nová schemata jsou vyšetřena a vykreslena v příloze č. 56 na str. 154.

síly vyvozují však kladné síly na kladných ramenech v levé základové spáře ohybové momenty záporné, takže platí rovnice:

$$M_{j1} = M_a - V_a r_{V1} - H_a r_H, \qquad M_{j2} = M_a - V_a r_{V2} - H r_H.$$

Moment M_a je pro jednotlivé polohy břemene $P = 1$ dán co do velikosti i znaménka příčinkovými pořadnicemi η_{Ma}.

Svislá složka reakce V_a při obtížení jednotkovým břemenem v poloze ξ je určena vztahem

$$V_a = A = \xi' + \frac{M_b - M_a}{l} = \xi' + 0{,}03399\ (\eta_{Mb} - \eta_{Ma}).$$

Vodorovná síla H od $P = 1$ je dána co do velikosti pořadnicí η_H. Co do znamének je však třeba uvážit, že kladná pořadnice η_H znamená tlak, tedy vodorovnou sílu, která působí na levou podporu zprava do leva; znaménko se tedy převrací. Příčinkové pořadnice momentů M_{j1} a M_{j2} k jádrovým bodům mohou být podle řečeného vypočteny ze vzorců

$$\eta_{Mj1} = \eta_{Ma} - [\xi' + 0{,}03399\ (\eta_{Mb} - \eta_{Ma})]\ 0{,}170 + \eta_H\ 8{,}09 =$$
$$= 1{,}005778\ \eta_{Ma} - 0{,}005778\ \eta_{Mb} + 8{,}09\ \eta_H - 0{,}170\ \xi'.$$
$$\eta_{Mj2} = \eta_{Ma} - [\xi' + 0{,}03399\ (\eta_{Mb} - \eta_{Ma})]\ (-1{,}320) + \eta_H\ 8{,}09 =$$
$$= 0{,}955133\ \eta_{Ma} + 0{,}044867\ \eta_{Mb} + 8{,}09\ \eta_H + 1{,}320\ \xi'.$$

Číselné výpočty jsou provedeny v příloze č. 33 na str. 106. V hlavičce příslušné tabulky je číslo, kterým se násobí η_{Ma}, označeno jako koeficient $K_{\eta Ma}$, číslo, kterým se násobí η_{Mb}, jako koeficient $K_{\eta Mb}$ atd. V téže příloze je vypočtena též příčinková čára svislé složky úložného tlaku příčle, označená tentokráte písmenem T, jelikož je jí třeba pro výpočet smykového napětí. Příčinková čára T je vyčíslena přímo pod tabulkou číselného výpočtu, příčinkové čáry M_{j1} a M_{j2} jsou vyčísleny v příloze čís. 34 na straně 107.

Návrh předpjaté výztuže.

Předběžné vyšetřování rámu s pružně vetknutými patkami, provedené bez ohledu na oslabení průřezů a bez ohledu na spolupůsobení kabelů, umožňuje návrh předpjaté výztuže a posouzení jednotlivých průřezů i nosné konstrukce jako celku (vliv popuštění podpor, průhyb).

Při návrhu předpjaté podélné výztuže se dbá těchto hledisek:

1. aby otvory pro dodatečné provlékání kabelů byly jednoduše proveditelné ocelovými trubkami, které se z tuhnoucího betonu vytahují snadněji než gumové hadice,

2. aby při napínání byly přístupny kotvy vždy po obou koncích každého kabelu a tím byla dána možnost kontrolovat skluz výztužných vložek v kotevním tělesu,

3. aby v konstrukci předané provozu zbývala spíše nadměrná reserva v betonu,

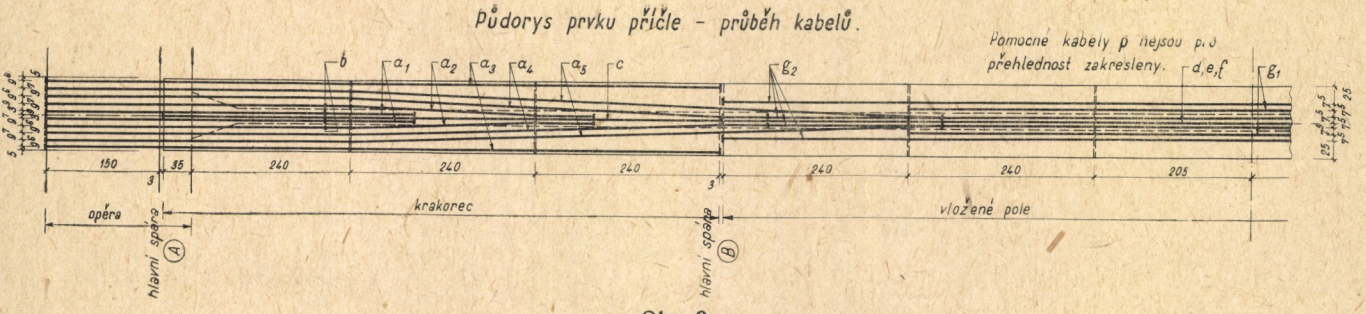
4. aby při všem úhrnná spotřeba předpjaté výztuže byla minimální.

Dosahuje se toho takto:

1. Kabelové dráhy se volí jen přímé a kruhové, přechod přímky v kruh se umisťuje vždy do spár dělených prvků, aby i trubky kruhově zakřivené byly pohyblivé na obě strany (pohybováním trubek v tuhnoucím betonu se vyloučí přilnutí betonu).

2. Kabely, jež neprocházejí celou délkou nosníků, jsou buď vyvedeny ke spodnímu povrchu nebo kotveny v místech, která v době předpínání toho kterého kabelu jsou ještě volná a přístupná. U kabelu a_4, kotveného v hlavní spáře B (viz obr. 2 a příl. č. 35 na str. 110) a napínaného teprve po zabetonování této spáry, se přístup k vnitřnímu kotevnímu tělesu umožňuje vynechanou štěrbinou ve spáře B i v přilehlém dílci IV, která se zabetonuje dodatečně.

3. Zatím co v jednotlivých stadiích stavby je konstrukce stále pod odborným dozorem a vystavena jen zatížením a vlivům, které mohou býti ve statickém výpočtu dokonale vystiženy a na staveništi dokonale kontrolovány (působení vlastní váhy za daných podmínek uložení, napínání kabelů na předepsaná napětí, odskružení v předem stanovené fázi stavebního postupu), dostává se most po



Obr. 2.

předání provozu do situace méně příznivé. Je prohlížen jen občas, je vystaven obtížením za méně jasných podmínek uložení a jiným vlivům, jež nelze tak přesně vystihnouti výpočtem. Proto bylo snahou projektanta, zachovat pro definitivní stadia v betonu náležité reservy na tah i tlak, a to i za cenu méně úzkostlivého postupu ve stadiích přechodných. Tak není v počátečních přechodných stadiích splněno ustanovení čl. 13. 24/b nových směrnic pro navrhování mostů, aby ve spárách dělených prvků nekleslo napětí betonu v tlaku pod 10 kg/cm². Bylo by však možné i zde vyhověti předpisu, kdyby se kromě kabelů navržených vložily do nosníků ještě další kabely, jež by vyvozovaly po celé délce příčle centrický tlak asi 10 až 15 kg/cm². Výsledná napětí betonu by tím v krajním případě stoupla na 160 až 165 kg/cm², takže i tak by do meze 200 kg/cm² zbývala dostatečná reserva.

4. Podstatných úspor na předpjaté výztuži, jejíž úhrnná spotřeba je menší než 10 000 kg, se dosahuje staticky neurčitou konstrukcí, ve které se dá vlastní váha účinně přesunout do míst malých příčinků, a tím, že se kabely ukládají jen tam, kde jich je třeba v definitivní konstrukci (nejsou vedeny přes celou délku mostu a nejsou napínány dříve než tahy jimi vyvozené na odvrácených stranách průřezů mohou být vyváženy opačnými účinky vlastní váhy — nikoliv tlaky dalších, jen k tomu účelu navrhovaných a v pozdějších stadiích nevítaných kabelů).

Rozvržení kabelů, z nichž každý je složen ze dvanácti prutů ⌀ 4,5 mm o úhrnné ploše 1,9085 cm², je patrno z obrázku 2 a z přílohy č. 35.

Kabely řady a_1 (2 × 2 kusy v každém nosníku), a_2 (2 × 2 kusy), a_4 (2 × 2 kusy), a_5 (2 × 2 kusy) jsou vedeny od závěrné zídky horní přírubou otvory přímými a pak stojinou po dráze kruhové ke spodnímu povrchu. Kabely řady a_3 (2 × 2 kusy) mají jen přímou dráhu a končí v hlavní spáře *B*. Půdorysně jsou dráhy řad *a* mírně lomené, aby se všechny kabely daly provést stojinou nosníku. Kabely řady *b* (2 × 2 kusy) přecházejí ze závěrné zídky do nosníku a stáčejí se po kruhové dráze ke spodnímu povrchu. Kabel řady *c* (2 × 1 kus) procházejí při krajích nosníku spodní přírubou drahou přímou a pak stojinou v drahách kruhových ke svým kotevním deskám v hlavní spáře *A* a *B*. Kabely řad *d*, *f* (po 1 kusu) jsou vedeny v přímé dráze stojinou střední části příčle od hlavní spáry *B* na jedné straně mostu k téže spáře na straně druhé. Kabel řady *e* (1 kus) je veden podobně, ale na kratší vzdálenost, je kotven po obou stranách mostu ve spáře dělených prvků označené pětkou v kroužku. Kabely řad g_1 (2 kusy) a g_2 (2 kusy) jsou vedeny po drahách kruhových ve spodní přírubě a kotveny ve spárách *B* (kabel g_2) případně ve spárách označených pětkou v kroužku (kabel g_1). Vytržení těchto kabelů *g* z betonu je znemožněno soustavou nepředpjatých třmínků. Pomocné kabely *p* (2 kusy), které jsou složeny každý jen ze šesti prutů ⌀ 4,5 mm, jsou vedeny spodní částí horní příruby v přímé od závěrné zídky na straně jedné k závěrné zídce na straně druhé.

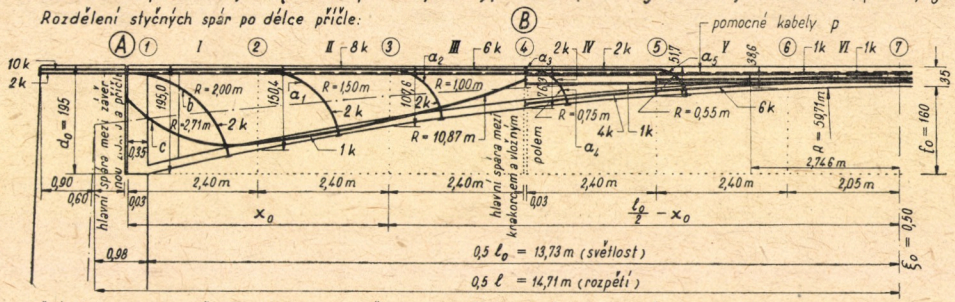
Průběh tahu v kabelu kruhově zakřiveném a příslušné vnitřní síly v jednotlivých průřezech trámu konstantní výšky jsou řešeny v obr. 3. Podle theorie tření se zmenšuje podél kruhové dráhy předpínací síla kabelu tak, že tah S_{n+1} kabelového průřezu $n+1$ pootočeného o úhel α proti původnímu průřezu *n*, ve kterém působí tah S_n, je dán vzorcem

$$S_{n+1} = S_n e^{-\mu\alpha}$$ (μ je koeficient tření).

V tabulce obrázku je vypočtena osová síla v průřezech *2* až *7* kruhově zakřiveného kabelu za předpokladu, že v průřezu *1* na přechodu přímé dráhy v kruh je v kabelu síla $S = 1$. Z osových sil S_n jsou odvozeny průřezové síly *N*, *T* a *M* betonového trámu vyvozené tímto předpětím.

Stanovení průřezových funkcí příčle pro výpočet napětí v jednotlivých řezech (průřezy jsou označeny ①,②,③.....; prefabrikované dílce jsou označeny I, II, III.....).

Rozdělení styčných spár po délce příčle:



Každý kabel k je složen z 12 ϕ 4,5 mm, počet n kabelů jednotlivých řad je připsán: na příklad 8k

Poznámky:

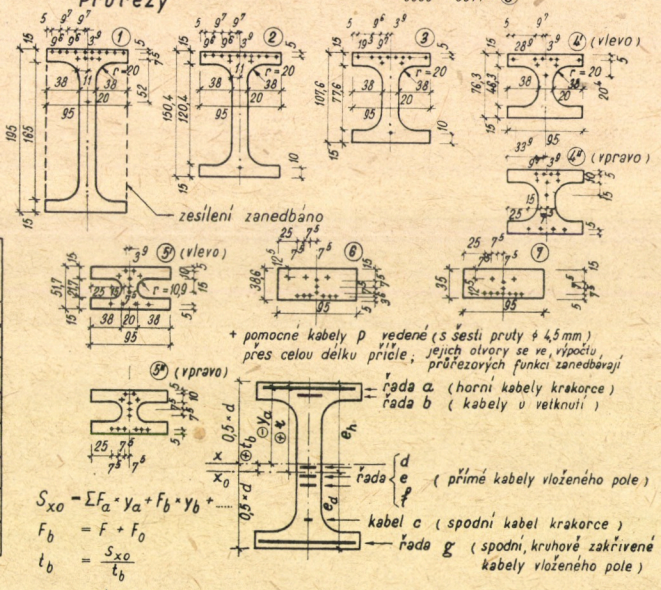
Výšky průřezů „d" se stanoví podle vzorců přílohy: Výpočet průřezových výšek....., avšak do vzorců se namísto ξ, ℓ dosazuje ξ_0, ℓ_0, takže

platí: $y' = f_0 - f' = f_0 - R + \sqrt{R^2 - \ell_0^2 (0{,}5 - \xi_0)^2}$

$d = d_0 - y' = 195 - 160 + 5971 - \sqrt{5971^2 - 2746^2 (0{,}5 - \xi_0)^2} = 6006 - 5971 \sqrt{0{,}9471 + 0{,}2115 (\xi - \xi^2)} =$

$= 6006 - 5971 \times ⑧$

Průřezy



Výpočet hodnot „d" pro průřezy 1 až 7, průřezových ploch a momentů setrvačnosti bez ohledu na oslabení kabelovými otvory.

obecný vzorec pro d: $d = 6006 - 5971 ⑧$

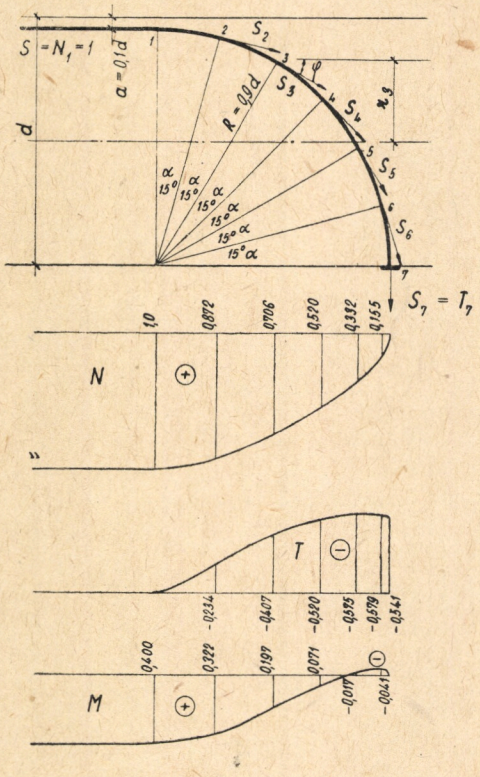
vzorce pro F a J platné pro typ I: $F = 20⑨ + 2593$; $J = 1{,}667⑬ + 648{,}34⑫ - 23559{,}5⑨ + 303683$

průřez	x_0 m	$\frac{\ell_0}{2} - x_0$ m	$\xi_0 = \frac{x_0}{\ell_0}$	ξ_0^2	$\xi_0 - \xi_0^2$	0,9471 + 0,2115⑥	$\sqrt{⑦}$	d cm	typ	F cm^2	d^2 cm^2	d^3 cm^3	J cm^4
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	–	14,08	–	–	–	–	–	195,0		6493	38025	7414875	32723300
2	2,05	11,68	0,0747	0,00558	0,06912	0,96172	0,98067	150,4	I	5673	22620	3402072	17097000
3	4,45	9,28	0,1621	0,02628	0,13562	0,97583	0,98784	107,6		4745	11578	1245767	7351900
4	6,865	6,865	0,2450	0,06003	0,18497	0,98622	0,99309	76,3		4119	5822	444195	3021200
5	9,28	4,45	0,3379	0,11418	0,22372	0,99442	0,99721	51,7	II	3385	2673	138188	1037700
6	11,68	2,05	0,4253	0,18088	0,24442	0,99879	0,99939	38,6	obdélník	3667	1490	57512	455300
7	13,73	0	0,5000	0,25	0,25	1	1	35,0		3325	1225	42875	339400

Stanovení momentů setrvačnosti oslabených průřezů.

průřez	oslabení: plocha F_a otvorů v řadě v cm^2 a	b	c	d	e	f	g	$F_0 = \frac{\Sigma}{2}$	vzdálenosti y_a od osy x v cm a	b	c	d	e	f	g	S_{x0} v cm^3	F_b v cm^2	t_b cm	oslabený průřez: vzdálenosti r otvorů od těžištní osy průřezu – prosté hodnoty r v cm a	b	c	d	e	f	g	čtverce r^2 v cm^2 a	b	c	d	e	f	g	výpočet momentu setrvačnosti: $F \times t_b^2$ cm^4	J_0 cm^4	J_b cm^4	e_h cm	e_s cm	moduly odporu W_h cm^3	W_s cm^3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1	-80,42	-16,08	-8,04					-104,54	-92,5	-85	-33					9071	6388	1,4	93,9	86,4	34,4					8817	7465	1183					12520	-838612	31897200	98,9	96,1	322520	331917
2	-80,42		-8,04					-88,46	-70,2		65,2					5121	5585	0,9	71,1		-64,3					5055		4134					4524	-439760	16661800	76,1	74,3	218946	224250
3	-64,34		-8,04					-72,38	-48,8		43,8					2788	4673	0,6	49,4		-43,2					2440		1866					1682	-171992	7181600	54,4	53,2	132015	134992
4 4'	-48,25		-8,04					-56,29	-33,2		-12,8					1705	4063	0,4	33,6		13,2					1129		174					650	-55873	2966000	38,6	37,8	76839	78466
4 4''	-32,17			-8,04		-8,04	-32,17	-80,42	-33,2			-23,2		-8,2	33,2	252	4039	0,1	33,3			23,3		8,3	-33,1	1109			543		69	1096	40	-75866	2945400	38,3	38,1	76903	77307
5 5'	-16,08			-8,04		-8,04	-32,17	-64,33	-20,9			-10,9		4,2	20,9	-282	3321	-0,1	20,8			10,8		-4,3	-21,0	433			117		18	441	33	-22235	1015500	25,8	26,0	39360	39058
5 5''	-16,08			-8,04	-8,04	-8,04	-48,25	-88,45	-20,9			-10,9	-3,4	4,2	20,9	-591	3297	-0,2	20,7			10,7	3,2	-4,4	-21,1	428			114	10	19	445	132	-29503	1008300	25,7	26,1	39233	38632
6				-8,04	-8,04	-8,04	-48,25	-72,37				-4,3	3,2	10,7	14,3	-767	3595	-0,2				4,1	-3,4	-19,9	-14,5				17	12	119	210	158	-11322	444100	19,1	19,5	23251	22774
7				-8,04	-8,04	-8,04	-48,25	-72,37				-2,5	5	12,5	12,5	-724	3253	-0,2				2,3	-5,2	-12,7	-12,7				5	27	161	161	130	-9320	330200	17,3	17,7	19087	18655

Otvory pro dodatečné provlečení hlavních kabelů mají průměr 32 mm, kabely pomocné jsou provlečeny otvory 24 mm. Průřezy oslabené těmito otvory jsou vykresleny v příloze č. 35. Řezy jsou vedeny místy, ve kterých se nosníky posuzují, jsou to spáry dělených prvků, dále hlavní spára *A* mezi závěrnou zídkou a čelem nosníku a střed rozpětí. Průřezové funkce pro neoslabený nosník jsou stanoveny v horní tabulce této přílohy, funkce průřezů oslabených jsou přesně vypočteny v tabulce spodní. Výšky *d* vyšetřovaných průřezů jsou určeny podle vzorců odvozených v příloze č. 25 na str. 89, také plocha a moment setrvačnosti neoslabených průřezů jsou vypočteny podobně jako v příloze č. 25. Posuzované průřezy jsou označeny čísly *1* až *7* v kroužku, v místě hlavní spáry *B* totožné s průřezem *4* se vyšetřuje jednak levý okraj této spáry jako průřez *4'*, jednak kraj pravý jako průřez *4''*. Stejně tak je třeba na dvakráte vyšetřovat i průřez *5*, kde levý kraj, prostý kabelu *e*, je značen *5'* a kraj pravý, dotčený tímto kabelem, *5''*.



Průběh tahu v kabelu kruhově zakřiveném a vnitřní síly v jednotlivých průřezech trámu konstantní výšky.

vzorec pro zmenšenou sílu:

$$S_{n+1} = S_n e^{\mu\alpha}$$

e = základ přirozených logaritmů

μ = koeficient tření mezi ocelí a betonem $\mu = 0{,}4$

α = úhel

$\alpha = 15° = 0{,}2618$, $0{,}4 \cdot \alpha = 0{,}10472$, $e^{-0{,}4\alpha} = 0{,}90268$

$$r_n = 0{,}4d - 2R\sin^2\frac{\varphi}{2} = d\left(0{,}4 - 1{,}8\sin^2\frac{\varphi}{2}\right)$$

bod	φ	$\sin\varphi$	$\cos\varphi$	$e^{-0{,}4\varphi}$	$\frac{r}{d}$	vnitřní síly		
						$N = S\cos\varphi$	$T = S\sin\varphi$	$M = N_r$
1	0	0	1	1	0,400	1	- 0	0,400 d
2	15°	0,25882	0,96593	0,90268	0,369	0,872	- 0,234	0,322 d
3	30°	0,5	0,86603	0,81483	0,279	0,706	- 0,407	0,197 d
4	45°	0,70711	0,70711	0,73553	0,136	0,520	- 0,520	0,071 d
5	60°	0,86603	0,5	0,66395	- 0,050	0,332	- 0,575	- 0,017 d
6	75°	0,96593	0,25882	0,59933	- 0,267	0,155	- 0,579	- 0,041 d
7	90°	1	0	0,54100	- 0,500	0	- 0,541	- 0

Obr. 3.

Podrobné řešení jednotlivých stavebních stadií.

Stavební postup. Mostovka je složena z osmnácti nosníků předpjatých soustavou kabelů podélných. Tyto nosníky se po osazení vzájemně spojí i kabely příčnými, čímž se vytvoří příčle definitivní rámové konstrukce.

Každý nosník se skládá z dílu středního, dále označovaného jako „vložené pole“, a ze dvou dílů krajních, nazývaných „krakorce“. Vložené pole se skládá z pěti, krakorec ze tří dílců samostatně prefabrikovaných. Označení těchto dílců — viz příloha č. 35. Dílce *I, II, III* krakorce a dílce *IV, V* vloženého pole jsou betonovány na stojato, střední dílec *VI* vloženého pole se vyrobí na ležato.

Vložené pole se montuje tak, že se ke střednímu dílci *VI* nejdříve kabely *e* a g_1, předpjatými přibližně na 10 000 kg/cm², připojí po obou stranách dílce *V*, čímž přechodně vzniká nosník délky 8,90 m. Tento stav se označuje jako I. stadium a řeší se v příloze č. 36 na str. 114. Připojením dalších dvou dílců *IV* kabely řady *d*, *f* a g_2, předpjatými na 10 000 kg/cm², přechází vložené pole jako nosník délky 13,30 m do II. stadia řešeného rovněž v příloze č. 36. Vliv předpínání kabelů druhého stadia

na kabely předpjaté ve stadiu prvém se nepočítá a předpokládá se prostě, že se s ohledem na ztráty kabely I. stadia předepnou přiměřeně více (to jest tak, aby po zmíněných ztrátách v nich zbylo předpětí 10 000 kg/cm²). Vložené pole se ve II. stadiu zvedne a osadí na provisorní podpory v řečišti. Krakorce se smontují z dílců *I*, *II* a *III* najednou, a to kabelem *c* předpjatým též na 10 000 kg/cm². Krakorce vytvoří takto v I. stadiu prostý nosník délky 7,20 m, který se rovněž zvedne a osadí na opěru a provisorní podporu. Napětí krakorce v tomto I. stavebním stadiu jsou řešena v příloze č. 37 na str. 115. Zvláštní řešení II. stadia tu odpadá.

Po osazení všech nosníků se provede zálivka spodních částí hlavních spár. Spáry *B* mezi vloženým polem a krakorci se zabetonují od spodu na výšku 15 cm, spáry *A* mezi krakorci a závěrnými zídkami na výšku 20 cm. Zároveň se dokončí horní části závěrných zídek, jichž betonáž předpokládá přesné osazení trubek v prodloužení os kabelů jednotlivých nosníků. Tento stav stavby se označuje jako první ze závěrečných fází II. stavebního stadia (obr. 4). Po zatvrdnutí betonu zálivek i horních částí závěrných zídek se napnou na 10 000 kg/cm² pomocné kabely *p*, jež, jak výše řečeno, jsou vedeny po dvou v horní přírubě každého nosníku z kotevních desek na rubu jedné opěry ke kotevním deskám na rubu opěry druhé a složeny každý ze šesti prutů průměru 4,5 mm. Toto je druhá fáze závěru II. stavebního stadia. Předpětím pomocných kabelů *p* se vnese do betonu zálivek tlaková reserva a zároveň se částečně odlehčí provisorním podporám. V poslední fázi se spáry zabetonují zcela. Do spár *A* se předtím vloží asfaltokorkové desky dlouhé 155 cm, aby na vlastní nosný beton zbyl jen pruh o výšce 20 cm. Touto třetí fází se uzavírá II. stavební stadium a spojuje prefabrikovaná příčle s monolitickými opěrami v definitivní staticky neurčitou rámovou konstrukci.

Všechny hlavní kabely napjaté v I. a ve II. stadiu se dále nazývají „kabely prvé skupiny“ na rozdíl od hlavních kabelů a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 a *b* napínaných později, jež se nazývají „kabely druhé skupiny“.

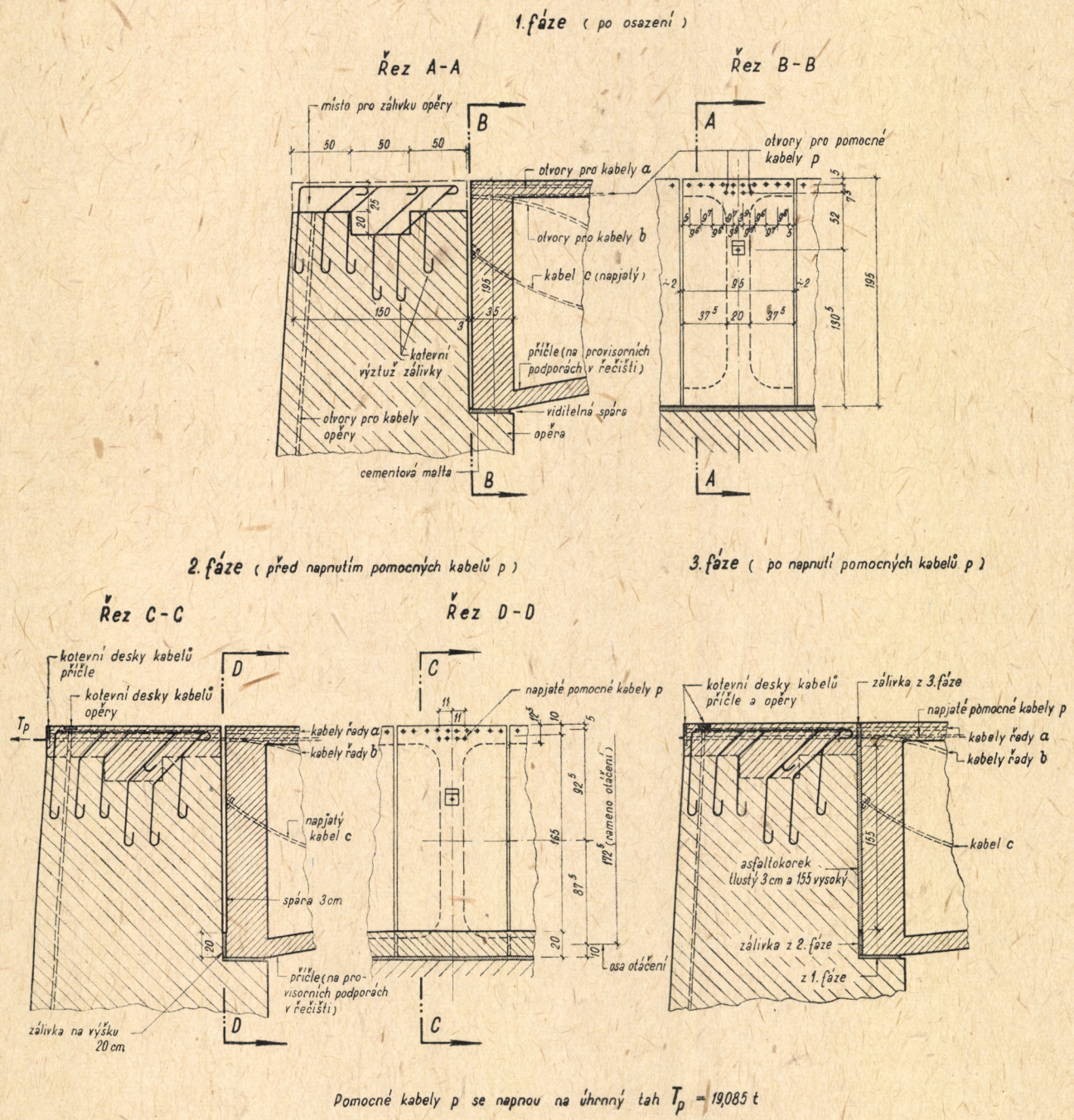
Ztráty vyvozené předpětím pomocných kabelů v hlavních kabelech I. skupiny, ztráty vyvozené předpětím hlavních kabelů II. skupiny v kabelech pomocných, jakož i účinky spolupůsobení pomocných kabelů v dalších stavebních stadiích se zanedbávají. Ve statickém výpočtu se takto vystihuje jen nejdůležitější funkce pomocných kabelů spočívající v částečném odlehčení provisorních podpor spojeném s vytvořením vítaných tlakových reserv v zálivkách spodních částí hlavních spár *A* a *B*.

Napínání kabelů II. skupiny ve III. stavebním stadiu se provede postupně takto: V první fázi tohoto stadia se předepnou na 10 000 kg/cm² kabely řady a_5. Nato se most odskruží a předepnou na 10 000 kg/cm² ostatní kabely. Napětí kabelů řady a_5 se odskružením mostu poněkud zvětší, vzápětí však opět poklesne předpínáním ostatních kabelů II. skupiny. Oba tyto vlivy, jež se ostatně přibližně vyrovnají, se ve statickém výpočtu zanedbávají a předpokládá se prostě, že na konci III. stavebního stadia, kdy se již celá vlastní váha přenáší staticky neurčitou konstrukcí rámu s pružně vetknutými patkami, všechny kabely II. skupiny jsou napnuty na 10 000 kg/cm².

Ve IV. stavebním stadiu přibude k vlastní váze ostatní obtížení stálé případně obtížení nahodilé a vliv tepelných změn. V. stavebním stadiem je stav po ztrátách předpětí vyvozených smršťováním betonu a jeho plastickým přetvořením.

Časový odstup stavebních stadií. Předpětí kabelů I. stadia se provede po vybetonování dílců v době $t_I = 2$ měsíce $= 0{,}167$ roku. Předpínání kabelů II. stadia následuje bezprostředně na to, takže platí $t_{II} = t_I$. Předpětí kabelů II. skupiny ve III. stavebním stadiu se provede o měsíc později, tedy v době $t_{III} = 3$ měsíce $= 0{,}25$ roku. Po předpětí všech kabelů se nanáší ostatní obtížení stálé, čímž přechází konstrukce do IV. stadia. t_{IV} se nedefinuje, jelikož se dílčí ztráty na předpětí v době mezi III. a IV. stadiem zvláště nepočítají. V. stavební stadium je dáno dobou $t_V = \infty$. Pro výpočet ztrát na předpětí je směrodatný časový rozdíl $t_V - t_{III}$, jemuž podle přílohy zmíněného již výnosu ministerstva techniky ze dne 3. VI. 1950 č. j. 13/95-II/9-1950 odpovídá poměrné zkrácení od smršťování betonu $\lambda = 0{,}000\,500 - 0{,}000\,314 = 0{,}000\,186$ a součinitel *p* pro výpočet plastického přetvoření v hodnotě $5{,}00 - 3{,}14 = 1{,}86$.

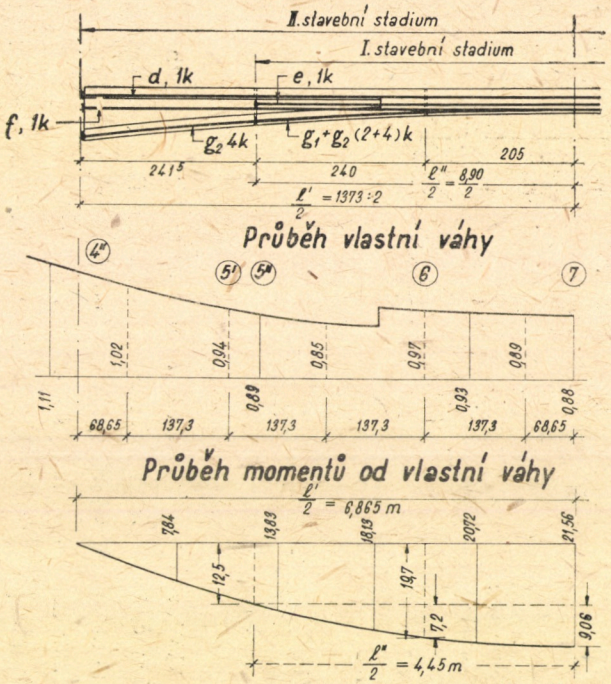
Závěrečné fáze II. stavebního stadia.



Obr. 4.

I. a II. stavební stadium. Napětí vyvozená vlastní vahou a předpětím hlavních kabelů jsou vypočtena, jak bylo již uvedeno, v přílohách č. 36 a 37. V příloze č. 38 na str. 177 jsou řešeny závěrečné fáze II. stadia, tedy vliv předpětí pomocných kabelů *p*. Vybetonováním spodních částí spár *A* a *B* v druhé fázi závěru II. stadia, vyznačeném v obr. 4, se konstrukce stává rámem s pružně vetknutými patkami opatřeným dalšími dvěma podporami schopnými přenášet svislé síly z příčle, která sama je přerušena čtyřmi klouby. Zálivky spár *A* a *B*, provedené jen na výšku 15 případně 20 cm, představují totiž prudká zeslabení momentu setrvačnosti působící jako klouby. Při daném obtížení dvojicí vodorovných sil T_p vyvozených předpětím pomocných kabelů *p* (viz náčrtek v horní části přílohy) je soustava staticky neurčitá. Považujme reakce *A* provisorních podpor za staticky neurčité veličiny a řešme nejdříve soustavu základní — rám o čtyřech kloubech, který při symetrickém obtížení

Řešení vloženého pole v I. a II. stavebním stadiu.



Stanovení průběhu momentů vloženého pole od vlastní váhy

ξ	g	sg ×)	Y	Δx : 2	Y × Δx : 2	M	××) momenty v průřezech tm		
	t/m'	t	t	m	tm	tm	průřez	I. stadium	II. stadium
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,05	1,02	1,40	6,41	0,6865	4,40	0	4''	—	0
0,15	0,94	1,29	5,01		3,44	7,84			
0,25	0,85	1,17	3,72		2,55	13,83	5' 5''	0	12,5
0,35	0,97	1,33	2,55		1,75	18,13			
0,45	0,89	1,22	1,23		0,84	20,72	6	7,2	19,7
			0		0	21,56	7	9,06	21,56

×) s = 1,373 m

××) vyměřeny z průběhu momentů vedle vykresleného

Převzaté hodnoty

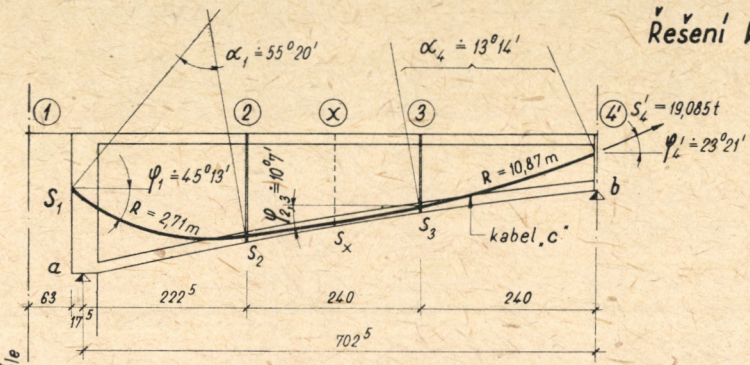
hodnota	příloha	tabulka	sloupec
g	25	nahoře	14
F	35	spodní	18
κ	35	spodní	23 až 26
W_h, W_s	35	spodní	39 až 40

Výpočet napětí za I. a II. stavebního stadia

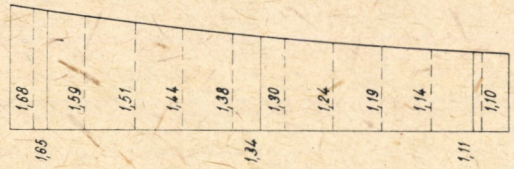
stadium	počet napnutých kabelů Σn	průřez	vliv předpětí kabelů: výpočet vzdálenosti c těžiště kabelů od těžiště osy průřezu $c = \frac{\Sigma n z}{\Sigma n}$	vzdálenost c podle sloupce 3	síla v 1 kabelu	normálná síla $N_a = ② \times ⑤$	moment síly $M_a = N_a \times c = ⑥ \times ④$	normálná napětí v průřezech: $N_a : F$	$M_a : W_h$	$-M_a : W_s$	$\sigma_h = ⑧+⑨$	$\sigma_s = ⑧+⑩$	vliv vlastní váhy: M	$\sigma_h = \frac{M}{W_h}$	$\sigma_s = -\frac{M}{W_s}$	výsledná napětí: $\sigma_h^{I,II}$ ⑪+⑭	$\sigma_s^{I,II}$ ⑫+⑮
				cm	kg	kg	kg cm	kg/cm²					kg cm	kg/cm²		kg/cm²	
1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
I	3	5''	(-1 × 3,2 − 2 × 21,1) : 3	− 13,0	19085	57255	− 744300	17,3	− 19,0	19,3	− 1,7	36,6	0	0	0	− 1,7	36,6
	3	6	(-1 × 3,4 − 2 × 14,5) : 3	− 10,8		57255	− 618400	15,9	− 26,6	27,2	− 10,7	43,1	720000	31,0	− 31,6	20,3	11,5
	3	7	(1 × 5,2 − 2 × 12,7) : 3	− 10,2		57255	− 584000	17,6	− 30,6	31,3	− 13,0	48,9	906000	47,5	− 48,6	34,5	0,3
II	6	4''	(1 × 23,3 + 1 × 8,3 − 4 × 33,1) : 6	− 16,8	19085 ×××)	114510	− 1923800	28,4	− 25,3	24,9	3,1	53,3	0	0	0	3,1	53,3
	6	5'	(1 × 10,8 − 1 × 4,3 − 4 × 21,0) : 6	− 12,9		114510	− 1477200	34,4	− 37,5	37,8	− 3,1	72,2	1250000	31,8	− 32,0	28,7	40,2
	9	5''	(1 × 10,7 + 1 × 3,2 − 1 × 4,4 − 6 × 21,1) : 9	− 12,9		171765	− 2215800	52,1	− 56,5	57,4	− 4,4	109,5	1250000	31,9	− 32,3	27,5	77,2
	9	6	(1 × 4,1 − 1 × 3,4 − 1 × 10,9 − 6 × 14,5) : 9	− 10,8		171765	− 1855100	47,8	− 79,8	81,4	− 32,0	129,2	1970000	84,7	− 86,5	52,7	42,7
	9	7	(1 × 2,3 − 1 × 5,2 − 1 × 12,7 − 6 × 12,7) : 9	− 10,2		171765	− 1752000	52,8	− 91,8	93,9	− 39,0	146,7	2156000	113,0	− 115,6	74,0	31,1

×××) Vliv kabelů d, f, g_2 (napnutých ve II. stavebním stadiu) na kabely e, g_1 (napnuté v I. stavebním stadiu) se zanedbává.

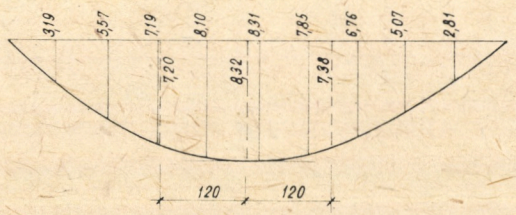
Řešení krajní části přídle (krakorce) v I. stavebním stadiu (prostý nosník).



Průběh vlastní váhy



Průběh momentů od vlastní váhy



teoretický konec přídle

Stanovení průběhu momentů od vlastní váhy.

ξ	g	sg	sgξ	sgξ'	7	Δx:2	7·Δx:2	schema součtů	M	momenty v průřezech *)	
	t/m	t				m	t		tm	průřez	tm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,05	1,68	1,18	0,06	1,12	5,13	0,351	1,80		0		
0,15	1,59	1,12	0,17	0,95	3,95		1,39		3,19		
0,25	1,51	1,06	0,27	0,79	2,83		0,99		5,57		
0,35	1,44	1,01	0,35	0,66	1,77		0,63		7,19	2	7,20
0,45	1,38	0,97	0,44	0,53	0,76		0,28		8,10		
0,55	1,30	0,91	0,50	0,41	-0,21		-0,07		8,31	x	8,32
0,65	1,24	0,87	0,57	0,30	-1,12		-0,39		7,85		
0,75	1,19	0,84	0,63	0,21	-1,99		-0,70		6,76	3	7,38
0,85	1,14	0,80	0,68	0,12	-2,83		-0,99		5,07		
0,95	1,10	0,77	0,73	0,04	-3,63		-1,27		2,81		
					-4,40		-1,54		0		
Σ =		9,53	4,40	5,13							

*) odměřeny z průběhu momentů vedle vykresleného

Výpočet sil $S_3 = S_2$ a S_1

$S_3 = S_2 = S_{4'} \cdot e^{(\mu\alpha_2} = 19,085 \cdot e^{-0,4 \cdot 0,231} = 19,085 \cdot e^{-0,0924} =$

$= 19,085 \cdot 0,91174 = 17,40$ t

$S_1 = S_2 \cdot e^{(\mu\alpha_1} = 17,40 \cdot e^{-0,4 \cdot 0,9657} =$

$= 17,40 \cdot e^{-0,3863} = 17,40 \cdot 0,679579 =$

$= 11,82$ t

Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec
g	25	nahoře	14
F	35	spodní	18
x	35	spodní	22
W_h, W_s	35	spodní	39 a 40

Poznámka:
Funkce průřezu (x) byly přibližně zjištěny přímkovou interpolací mezi průřezy (2) a (3)

Výpočet napětí I. stavebního stadia:

průřez	vliv předpětí											vliv vlastní váhy			výsledná napětí	
	ramena x	síla v kabelu S	úhel sklonu α	cos α	normálná síla N_a = ③×⑤	moment síly N_a M_a = ⑥×②	normálná napětí v průřezech					M	normálná napětí		ϑ_h^{II} =	ϑ_s^{II} =
							$N_a:F$	$M_a:W_h$	$-M_a:W_s$	ϑ_h=⑧+⑨	ϑ_s=⑧+⑩		$\vartheta_h = \frac{M}{W_h}$	$\vartheta_s = \frac{-M}{W_s}$	⑪+⑭	⑫+⑮
	cm	kg	stupňů	bez rozměru	kg	kg cm	kg/cm²					kg cm	kg/cm²			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	0,344	11820	45°13'	0,70443	8326	286400	1,3	0,9	- 0,9	2,2	0,4	0	0	0	3,2	0,4
2	- 0,643	17400	10° 7'	0,98445	17129	- 1101400	3,1	- 5,0	4,9	- 1,9	8,0	720000	3,3	- 3,2	1,4	4,8
x	- 0,538	17400	10° 7'	0,98445	17129	- 921500	3,3	- 5,3	5,1	- 2,0	8,4	832000	4,7	- 4,6	2,7	3,8
3	- 0,432	17400	10° 7'	0,98445	17129	- 740000	3,7	- 5,6	5,5	- 1,9	9,2	738000	5,6	- 5,5	3,7	3,7
4'	0,132	19085	23°21'	0,91925	17544	231600	4,3	3,0	- 3,0	7,3	1,3	0	0	0	7,3	1,3

je staticky určitý. V levé základové spáře, jejíž deformační konstanty A_{01}, B_{01}, C_{01} byly stanoveny na str. 87, vyvodí síla T_p, působící tu na rameni v_T, moment $T_p v_T$ (a tudíž pootočení $\varphi_{a1} = T_p v_T A_{01}$) a vodorovnou sílu T_p (a tudíž vodorovné posunutí $v_{a1} = T_p C_{01}$). Tím, že se opěry vychýlí a posunou směrem do středu mostu, posunou se svisle o u_{aK} a vodorovně o v_{aK} klouby a_K ve spárách A a svisle o u_{aP} též klouby a_P ve spárách B. Je-li základní soustava zatížena jednotkovými silami $P = 1$ v místech kloubů a_P, přecházejí na opěru klouby a_K síly $V = -P$ a $H = (l'/f')P$. V levé základové spáře vyvodí síla $V = -P$, jejíž rameno k těžišti a_1 je značeno u_A dohromady se silou H, působící tu na rameni v_H, moment $-P u_A + H v_H$ (a tudíž A_{01} kráte větší pootočení φ_{a1}), svislou sílu — P (a tudíž svislý posuv $u_{a1} = -P B_{01}$) a vodorovnou sílu H (a tudíž vodorovný posuv $v_{a1} = H C_{01}$). Vychýlením a posunutím opěr se klouby a_K posunou svisle nahoru o u_{aP}', Obráceně působící síly P zatlačí provisorní podpory, jichž deformační konstanta B_B je odvislá od počtu a délky pilot tvořících bárky o u_{1P}'' směrem dolů. Označíme-li posuv u_{aP} vyvozený vnějším obtížením T_P jako součinitel a_{10} a úhrnné rozevření vodorovné ložné spáry provisorních podpor dané součtem absolutních hodnot posuvů u_{aP}' a u_{aP}'' jako součinitel a_{11}, platí pro staticky neurčitý tlak provisorní podpory X rovnice $a_{11} X + a_{10} = 0$, z čehož $X = -\frac{a_{10}}{a_{11}}$. Záporné znaménko značí, že staticky neurčitá působí obráceným směrem než jednotkové síly P, tedy na příčli shora dolů a na provisorní podporu zdola nahoru. Na opěru působí v kloubu a_K akce X shora dolů, která vyvolá reakci $A = -X$ přecházející na příčli jako síla působící zdola nahoru.

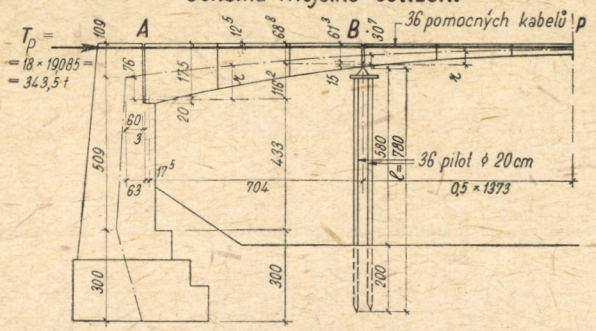
Staticky neurčitá X vyvodí v ložné spáře mezi příčlí a provisorními podporami tah, což značí, že se bárky odlehčí. Vložené pole jednoho nosníku vyvozuje na bárce podle horní tabulky příl. č. 36 (prvý řádek sloupce 4) tlak 6,41 t. Krakorec tlačí na ní podle podobné tabulky přílohy č. 37 (poslední řádek sloupce 6) silou 4,40 t. Celá příčle, složená z osmnácti nosníků, vyvozuje tedy na bárku před napnutím pomocných kabelů úložný tlak 18 (6,41 + 4,40) = 18 . 10,81 = 194,6 t. Po předpětí kabelů p zbývá v bárce reakce 194,6 + X = 194,6 — 66,4 = 128,2 t. Průřezové síly vyvozené v jednom z osmnácti nosníků v závěrečných fázích II. stadia jsou vypočteny v tabulce v pravém horním rohu příl. č. 38. Ve spodní tabulce jsou z těchto sil vypočtena napětí (sloupec 9 a 10). Připočteme-li k těmto napětím hodnoty před tím prokázané ve vloženém poli a krakorci jako samostatných článcích (sloupec 11, 12), získáme výsledná napětí v závěru II. stavebního stadia (sloupec 13, 14). Tlakové reservy v hlavních spárách A a B se ještě poněkud zvětší zasypáním rubů opěr, jež se provede do výše asi 50 cm pod svislé kotevní desky závěrných zídek po předpětí pomocných kabelů. Tento vliv se ve výpočtu neuvažuje. Také vliv předpínání svislých kabelů v opěrách, jež se provede po zasypání jejich rubů, se při statickém vyšetřování příčle zanedbává.

Horní zálivky spár A a B, jež se vybetonují na konec, zůstávají do III. stadia bez napětí.

III. stavební stadium. V tomto stadiu je soustava již mnohonásobně staticky neurčitá, a to jak navenek, tak i uvnitř. Vnější neurčitost způsobují vetknuté patky opěr a před odskružením i provisorní podpory, vnitřní neurčitost pak provlečené kabely I. skupiny, jichž předpětí se mění jak napínáním kabelů II. skupiny, tak i odskružením. Výhodné je oddělit řešení vnitřních staticky neurčitých od vnějších. Řešení vnitřní statické neurčitosti spočívá ve vyšetřování deformačních veličin příčle α_a, β, n_a, n_H a α_0, β_0, n_0, vyvozených na staticky určitě uložené příčli s provlečenými kabely I. skupiny jednotkovými silami M_a, H a vnějším obtížením, a ve výpočtu tahů, které tyto jednotkové síly případně vnější obtížení vyvodí v jednotlivých spolupůsobících kabelech. Deformační veličiny příčle byly stanoveny již jednou (přílohy č. 26 a 28), avšak bez ohledu na oslabení průřezů, kabely i přetvárnou práci normálných sil, kterézto vlivy se nyní nemohou zanedbat. Řešení vnějších staticky neurčitých, to jest podporových momentů příčle, vodorovné rámové síly případně — před odskružením — i reakce v provisorních podporách, se pak při známých deformačních veličinách příčle a deformačních konstantách opěr provede stejně jako dříve. Navíc přistupuje tu jen vyšetřování výsledných kabelových tahů v konstrukci staticky neurčité. Výsledný tah v obecném kabelu je dán tahem tohoto kabelu vyvozeným vnějším obtížením na staticky určité příčli zvětšeným o vlivy staticky neurčitých

Závěr II. stavebního stadia.

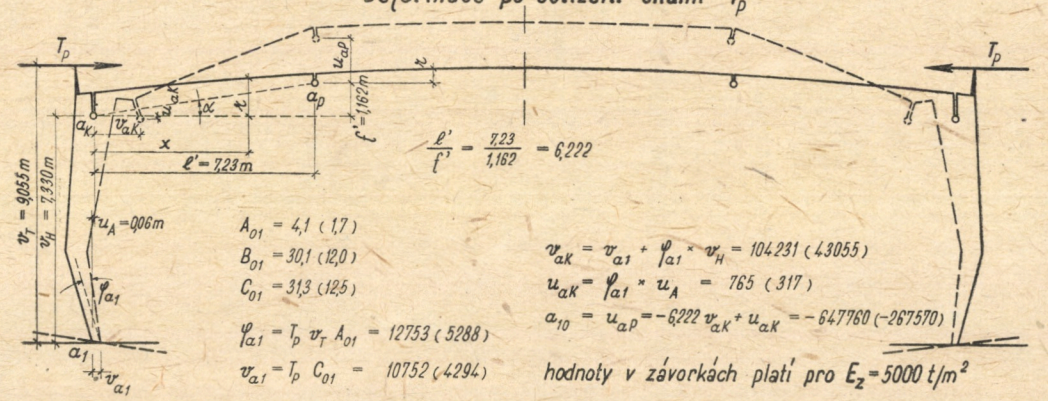
Schema vnějšího obtížení



Deformační konstanta B_B bárky se určí za předpokladu, že bárka je zřízena z 36 pilot ϕ 20 cm délky $\ell = 7{,}80$ m a že piloty se pružně přetvořují po celé své délce, čímž se přibližně vystihuje zatlačení pilot do pružného prostředí půdy (pracuje se s hodnotou $10^6\times$ větší)

$$B_B = \frac{4\times 7{,}80\times 10^6}{36\times 1\times 0{,}2^2\times 10^6} = 6{,}90$$

Deformace po obtížení silami T_p



$$\frac{\ell'}{f'} = \frac{7{,}23}{1{,}162} = 6{,}222$$

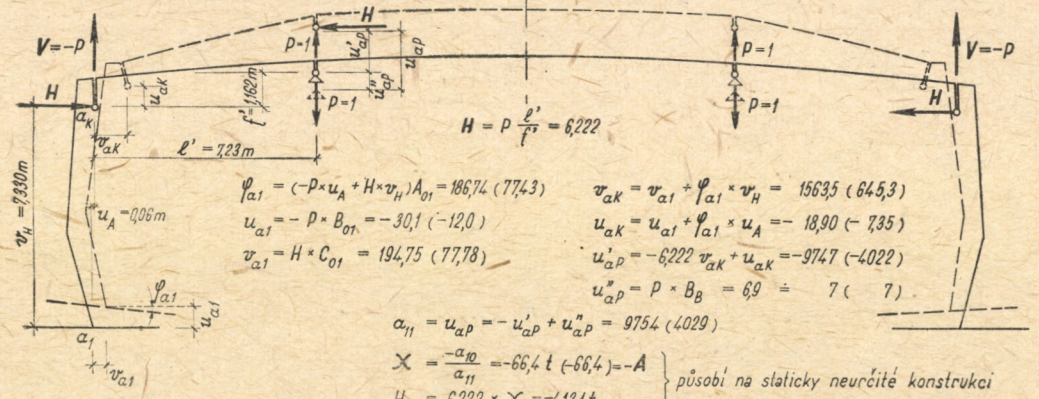
$A_{01} = 4{,}1$ (1,7)
$B_{01} = 30{,}1$ (12,0)
$C_{01} = 31{,}3$ (12,5)

$\varphi_{a1} = T_p\, v_T\, A_{01} = 12753$ (5288)
$v_{a1} = T_p\, C_{01} = 10752$ (4294)

$v_{aK} = v_{a1} + \varphi_{a1}\times v_H = 104231$ (43055)
$u_{aK} = \varphi_{a1}\times u_A = 765$ (317)
$a_{10} = u_{aP} = -6{,}222\, v_{aK} + u_{aK} = -647760$ (−267570)

hodnoty v závorkách platí pro $E_z = 5000$ t/m²

Deformace po obtížení silami $P = 1$



$$H = P\,\frac{\ell'}{f'} = 6{,}222$$

$\varphi_{a1} = (-p\times u_A + H\times v_H)\, A_{01} = 186{,}74$ (77,43)
$u_{a1} = -p\times B_{01} = -30{,}1$ (−12,0)
$v_{a1} = H\times C_{01} = 194{,}75$ (77,78)

$v_{aK} = v_{a1} + \varphi_{a1}\times v_H = 1563{,}5$ (645,3)
$u_{aK} = u_{a1} + \varphi_{a1}\times u_A = -18{,}90$ (−7,35)
$u'_{aP} = -6{,}222\, v_{aK} + u_{aK} = -9747$ (−4022)
$u''_{aP} = p\times B_B = 6{,}9 \doteq 7$ (7)

$\alpha_{11} = u_{aP} = -u'_{aP} + u''_{aP} = 9754$ (4029)

$X = \frac{-a_{10}}{a_{11}} = -66{,}4$ t (−66,4) $= -A$
$H = 6{,}222\times X = -413{,}1$ t

} působí na staticky neurčité konstrukci

Výpočet vnitřních průřezových sil

část	průřez	vliv síly H: H	e_h	τ	H×τ	vliv síly A: A	x	Ax	výsledný moment v celé přičli	síly pro 1 nosník: $N=\frac{1}{18}H$	$M=\frac{1}{18}(A_x - H\tau)$
		t	m		tm	t	m	tm	tm	kg	kgcm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
spára A			—	0	0		0	0	0		0
krakorec	1		0,989	0,861	− 355,7		0,015	1,0	− 354,7		− 1971 000
	2		0,761	1,089	− 449,9		2,415	160,3	− 289,6		− 1609 000
	3		0,544	1,306	− 539,5		4,815	319,7	− 219,8		− 1221 000
	4'		0,386	1,464	− 604,8		7,215	479,1	− 125,7		− 698 000
spára B			—	0	0				0		0
vložené pole	4"		0,383	0,305	− 126,0				− 126,0		− 700 000
	5'		0,258	0,430	− 177,6				− 177,6		− 987 000
	5"		0,257	0,431	− 178,0				− 178,0		− 989 000
	6		0,191	0,407	− 205,3				− 205,3		− 1141 000
	7		0,173	0,515	− 212,7				− 212,7		− 1182 000

− 413,1 t | 66,4 t | síla A nemůže vzbudit žádný ohybový moment | 22950

Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec řádek
e_h	35	spodní	37
F			18
W_h, W_s			39, 40
v_h^{II}, v_s^{I}	36,37		16, 17

Vzorce pro ramena :

τ ve spárách A, B $\quad \tau = 0$
v průřezech 1 až 4' $\quad \tau = 1{,}850 - e_h$
v průřezech 4" až 7 $\quad \tau = 0{,}688 - e_h$

Průřezové plochy spár :

$F_A = 20\times 95 = 1900$ cm²
$F_B = 15\times 95 = 1425$ cm²

Napětí v závěru II. stavebního stadia

část	průřez	průřezové funkce: F	W_h	W_s	napětí: závěr II. stadia samostatně: N:F	M:W_h	−M:W_s	v_h	v_s	II. stadium: v_h^{II}	v_s^{I}	celková napětí: $^{o}v_h^{II}$	$^{o}v_s^{I}$
		cm²	cm²		kg/cm²								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
spára A		1900	0	0	12,1	0	0	12,1		0	0	12,1	
krakorec	1	6388	322520	331917	3,6	− 6,1	5,9	− 2,5	9,5	3,2	0,4	− 0,7	9,9
	2	5585	218946	224250	4,1	− 7,3	7,2	− 3,2	11,3	1,4	4,8	− 1,8	16,1
	3	4673	132015	134992	4,9	− 9,2	9,0	− 4,3	13,9	3,7	3,7	− 0,6	17,6
	4'	4063	76839	78466	5,6	− 9,1	8,9	− 4,5	14,5	7,3	1,3	2,8	15,8
spára B		1425	0	0	16,1	0	0	16,1		0	0	16,1	
vložené pole	4"	4039	76903	77307	5,7	− 9,1	9,0	− 3,4	14,7	3,1	53,3	− 0,3	68,0
	5'	3321	39360	39058	6,9	− 25,1	25,2	− 18,2	32,1	28,7	40,2	10,5	72,3
	5"	3297	39233	38632	7,0	− 25,2	25,6	− 18,2	32,6	27,5	77,2	9,3	109,8
	6	3595	23251	22774	6,4	− 49,1	50,1	− 42,7	56,5	52,7	42,7	10,0	99,2
	7	3253	19087	18655	7,1	− 61,9	63,4	− 54,8	70,5	74,0	31,1	19,2	101,6

podporových momentů a vodorovné síly. Vliv takové staticky neurčité X se vypočte jako Xnásobek dříve vypočteného vlivu příslušné síly jednotkové.

Vnitřní statická neurčitost.

Jelikož všechna zatížení stálá, pro která je třeba soustavu řešit (obtížení pohyblivé je vyřízeno vyčíslením příč. čar vyšetřených bez ohledu na spolupůsobení kabelů) i všechny kabelové dráhy jsou symetrické, postačí k celému výpočtu stanovit tyto deformační veličiny příčle:

1. Součet $(\alpha_a + |\beta|)$,
2. n_a jako poloviční součet $(n_a + |n_b|)$,
3. n_H,
4. $\alpha_0 = |\beta_0|$,
5. n_0.

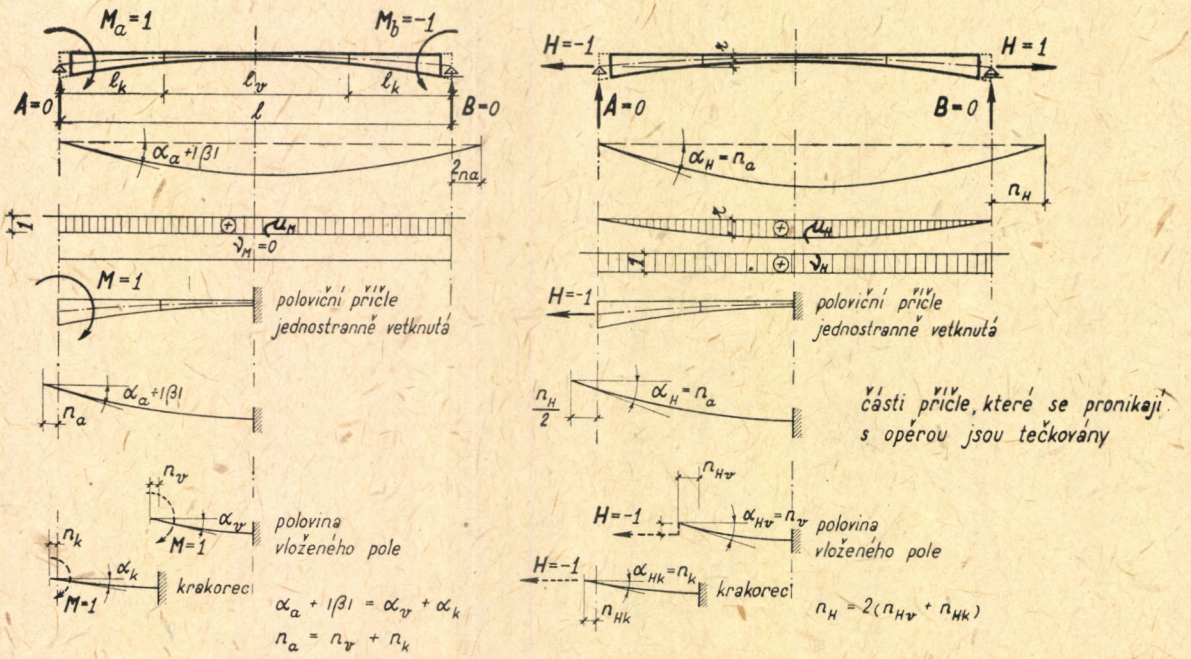
Výhodné je využít dokonale symetrie příčle a vypočítávat hledané veličiny jako součty dílčích deformačních veličin stanovených zvláště pro oba krakorce a zvláště pro vložené pole, nebo jako dvojnásobné součty dílčích deformačních veličin jednoho krakorce a poloviny příčle. Jednodušší je také vyšetřovat prozatím jen jeden nosník a převést teprve výsledky na celou šířku mostovky tím, že se vypočtené veličiny $(\alpha_a + |\beta|)$, n_a, n_H dělí počtem nosníků, tedy osmnácti. Deformační veličiny α_0 a β_0 vycházejí stejné, ať se vypočtou na jednom nosníku pro část vnějšího obtížení, jež na něj připadá, či pro celou šířku mostovky z obtížení celého.

Při statickém vyšetřování krakorce se předpokládá jeho délka l_k od theoretického koutu osového schematu rámové konstrukce po hlavní spáru B, kde začíná vložené pole. Průřezové plochy F a momenty setrvačnosti J v rozsahu opěr. to jest od čela nosníku v hlavní spáře A po theoretický kout, nejsou nijak definovány. Předpokládá se však, že průběh F i J tu je plynulým pokračováním průběhu v rozsahu skutečné délky krakorce (to jest od spáry A po spáru B) přesně určeného.

Výpočet součtu $(\alpha_a + |\beta|)$.

Tento součet představuje úhel pootočení vyvozený na příčli staticky určitě uložené působením jednotkových momentů $M_a = 1$, $M_b = -1$ a získá se součtem úhlů α_k krakorce a úhlu α_v poloviny vloženého pole, jichž význam je patrný z obrázku 5. (Průhybová čára má v polovině rozpětí vodorovnou tečnu, reakce A i B jsou rovny nule, postačí tedy řešit polovinu příčle jako vetknutý prut.)

Znázornění dílčích deformačních veličin příčle



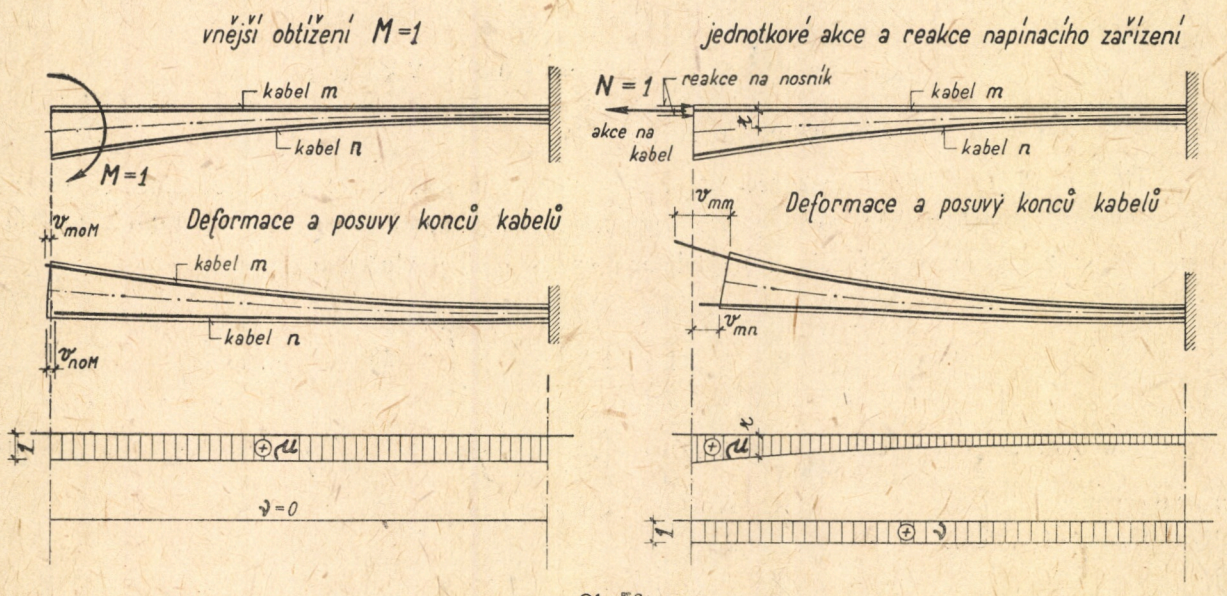
Obr. 5.

Úhel α_v plyne z řešení poloviny vloženého pole, která se svými pěti druhy kabelových řad je soustavou 5× staticky neurčitou.

Představme si, že po jedné straně — na příklad na straně volného čela — jsou ve staticky určité soustavě základní všechny kabely uvolněny ve svých kotevních zařízeních, takže se nezúčastní přetvoření vloženého pole a zůstávají bez napětí ať je soustava jakkoliv obtížena. Vnější obtížení krakorcovitě vetknuté poloviny vloženého pole — v tomto případě vnější moment $M = 1$ působící na volný konec — vyvodí v základní soustavě momentovou plochu μ_M, plochu normálných sil $\nu_M = 0$ a přetvoření, jež vede na posuvy kabelových konců v kotevních deskách. Obecný kabel m (n) se při tom vysune ze svého otvoru o délku v_{moM} (v_{noM}). Zasune-li se kabel do otvoru namísto aby se vysunul ven, značíme tyto délky znaménkem minus.

Upevníme-li v čele jinak neobtížené soustavy základní napínací zařízení a vneseme-li do obecného kabelu m (n) jednotkový tah, přejde akce jako osový tah do kabelu a reakce (zařízení je opřeno o čelo nosníku) jako excentricky působící tlak do betonu. Reakce vyvodí na staticky určité základní soustavě momentovou plochu μ_m (μ_n) a plochu normálných sil ν_m (ν_n), čímž se nosník prohne a zkrátí. Oba tyto vlivy vedou na vytažení kabelu z otvoru o délku v_{m1} (v_{n1}) — přetvárná práce momentů — a v_{m2} (v_{n2}) — přetvárná práce normálných sil — a také na posuv v_{nm} konce jiného obecného kabelu n (m) v kotevní desce. Natahovaný kabel m (n) se účinkem akce prodlouží o v_{m3} (v_{n3}).

Znázornění součinitelů pro výpočet staticky neurčitých kabelových tahů



Obr. 6.

Podle věty o virtuálných pracích se dají jednotlivé posuvy — znázorněné též v obr. 6 — vypočítat ze vzorců:

$$v_{moM} = \int \mu_M \mu_m \frac{dx}{E_b J} + \int \nu_M \nu_m \frac{dx}{E_b F},$$

$$v_{mn} = \int \mu_m \mu_n \frac{dx}{E_b J} + \int \nu_m \nu_n \frac{dx}{E_b F},$$

$$v_{mm} = v_{m1} + v_{m2} + v_{m3} = \int \mu_m^2 \frac{dx}{E_b J} + \int \nu_m^2 \frac{dx}{E_b F} + \frac{l_m}{E_a F_m}.$$

Integračním oborem je délka $0{,}5\ l_v$ poloviny vloženého pole. Ve zlomku výrazu v_{m3} značí l_m délku kabelu m, E_a modul pružnosti ocele a F_m průřezovou plochu kabelu (případně kabelové řady) m. Integrály se zjednoduší, zavedeme-li

$$\frac{x}{E_b J} = w, \qquad \frac{0{,}5\, l_v}{E_b J} = 0{,}5\, l_v^w, \qquad \frac{x}{E_b F} = v, \qquad \frac{0.5\, l_v}{E_b F} = 0{,}5\, l_v^v, \qquad \mu_M = 1, \qquad \nu_M = 0.$$

$$v_{m0M} = \int_0^{0,5\, l_v^w} \mu_m \, \mathrm{d}w, \qquad v_{mn} = \int_0^{0,5\, l_v^w} \mu_m \, \mu_n \, \mathrm{d}w + \int_0^{0,5\, l_v^v} \nu_m \, \nu_n \, \mathrm{d}v,$$

$$v_{mm} = \int_0^{0,5\, l_v^w} \mu_m^2 \, \mathrm{d}w + \int_0^{0,5\, l_v^v} \nu_m^2 \, \mathrm{d}v + \frac{l_m}{E_a F_m}.$$

Považujeme-li tahy pěti kabelových řad: d, e, f, g_1, g_2 za staticky neurčité X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, můžeme jejich řešení vyjádřit systémem lineárních rovnic

$$v_{11M} X_{1M} + v_{12M} X_{2M} + v_{13M} X_{3M} + v_{14M} X_{4M} + v_{15M} X_{5M} + v_{10M} = 0$$

$$\vdots$$

$$v_{51M} X_{1M} + v_{52M} X_{2M} + v_{53M} X_{3M} + v_{54M} X_{4M} + v_{55M} X_{5M} + v_{50M} = 0.$$

Součinitelé v_{11M}, v_{12M}, v_{13M} ... v_{55M} a absolutní členy v_{10M}, v_{20M} ... v_{50M} se počítají podle obecného návodu udaného pro výpočet v_{m0M}, v_{nm} a v_{mm}. Podle Maxwellovy věty je obecně $v_{mn} = v_{nm}$, tedy $v_{12M} = v_{21M}$ atd.

Jakmile jsou určeny staticky neurčité hodnoty kabelových tahů X_{1M} až X_{5M}, může býti vypočtena dílčí deformační veličina α_v podle rovnice:

$$\alpha_v = \int_0^{0,5\, l_v^w} \mathrm{d}w + \sum_{k=1}^{5} X_{kM} \int_0^{0,5\, l_v^w} \mu_k \, \mathrm{d}w = \int_0^{0,5\, l_v^w} \mathrm{d}w + \sum_{k=1}^{5} X_{kM} \, v_{k0M}$$

Integračním oborem je poloviční délka vloženého pole.

Úhel α_k plyne z řešení krakorce, který s provlečeným kabelem c je jednou staticky neurčitý. Značíme-li součinitele lineární rovnice pro výpočet staticky neurčité hodnoty X_1 tahu v kabelu c v tomto případě písmenem k (krakorec), platí analogicky jako u vloženého pole:

$$k_{10M} = \int_0^{l_k^w} \mu_c \, \mathrm{d}w, \qquad k_{11} = \int_0^{l_k^w} \mu_c^2 \, \mathrm{d}w + \int_0^{l_k^v} \nu_c^2 \, \mathrm{d}v + \frac{l_c}{E_a F_c}.$$

Integračním oborem je tentokráte délka krakorce $\left(l_k^w = \frac{l_k}{E_b J}, \quad l_k^v = \frac{l_k}{E_b F}\right)$. Pro výpočet X_1 platí lineární rovnice $k_{11} X_{1M} + k_{10M} = 0$,

dílčí deformační veličina α_k je dána vztahem

$$\alpha_k = \int_0^{l_k^w} \mathrm{d}w + X_{1M} \int_0^{l_k^w} \mu_c \, \mathrm{d}w = \int_0^{l_k^w} \mathrm{d}w + X_{1M} \, k_{10M}.$$

Integračním oborem je opět celá délka krakorce.

Všechny integrály jsou vypočteny numericky v tabulkách přílohy č. 41 na str. 124. Momentové plochy μ a plochy normálných sil ν, jichž pořadnice se přebírají do těchto tabulek, jsou vykresleny v předchozích dvou přílohách, a to v č. 39 na str. 122 pro vložené pole a v příloze č. 40 na str. 123 pro krakorec. U průběhů normálných sil je připojen průběh průřezových ploch F, u momentových ploch je vykreslen průběh momentů setrvačnosti J. Průřezové funkce jsou vypočteny s ohledem na oslabení otvory pro dodatečné protažení kabelů. Pro výpočet deformačních veličin $\alpha_0 = |\beta_0|$, o němž bude ještě dále pojednáno, jsou připojeny také průběhy normálných sil a ohybových momentů vyvozených vnějším obtížením příčle, a to nejen ve třetím, ale též ve čtvrtém a pátém stavebním stadiu. Číselné hodnoty všech součinitelů a absolutních členů lineárních rovnic pro výpočet staticky neurčitých tahů v kabelech jsou vypočteny v přehledných tabulkách přílohy č. 42 na str. 125. Zde jsou

uvedeny též hodnoty ostatních integrálů potřebných pro výpočet úhlů α_k a α_v a ostatních dílčích deformačních veličin.

Ve III. a též ve IV. stavebním stadiu se předpokládá modul pružnosti E_b betonu hodnotou 400 000 kg/cm², jelikož se vyšetřuje krátkodobý účinek obtížení stálého. Pokud zůstává stálý modul pružnosti E_b, zůstávají konstantní i součinitelé v (vložené pole) a k (krakorec) při neznámých X v lineárních rovnicích. Absolutní členy v_0 a k_0 těchto rovnic jsou ovšem různé při různých obtíženích. Lineární systémy rovnic jsou podrobně vypsány v jednotných tabulkách přílohy č. 44 na str. 127. Pro úsporu místa jsou součinitelé při proměnných uvedeni jen jednou, zatím co absolutních členů je vždy tolik druhů, kolik je řešeno různých vnějších obtížení. Pod rovnicovým systémem jsou v příslušných sloupcích tabulky vypsány kořeny X pro všechna vyšetřovaná obtížení. Jednotné tabulky jsou pak ještě upraveny i pro přímý výpočet všech dílčích deformačních veličin, jehož postup je objasněn v poznámce na příloze.

Výpočet veličiny n_a.

Tato veličina představuje pootočení levého kraje staticky určitě uložené příčle vyvozené obtížením $H = 1$ nebo též poloviční vodorovný posuv pravého kraje stejně uložené příčle vyvozený jednotkovými momenty $M_a = 1$, $M_b = -1$ (obr. 5). Jelikož momentová plocha μ_H od síly H je symetrická, postačí i tu vyšetřovat jen krakorec a polovinu vloženého pole a složit n_a z n_k (vliv přetvoření krakorce) a n_v (vliv přetvoření vloženého pole).

Vyšetřujeme-li dílčí veličiny n_k a n_v jako délky z ohybových čar momentů, můžeme použít dříve stanovených kořenů X_M. Platí totiž:

$$n_v = \int_0^{0{,}5\,l_v^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + \sum_{k=1}^{5} X_{kM} \left[\int_0^{0{,}5\,l_v^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + \int_0^{0{,}5\,l_v^v} \nu_H \,\mathrm{d}v \right] = \int_0^{0{,}5\,l_v^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + \sum_{k=1}^{5} X_{kM}\, v_{kOH},$$

$$n_k = \int_0^{l_v^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + X_{1M} \left[\int_0^{l_k^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + \int_0^{l_k^v} \nu_H \,\mathrm{d}v \right] = \int_0^{l_k^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + X_{1M}\, k_{10H}.$$

Integrály v hranatých závorkách jsou totožny s absolutními členy v_{OH} případně k_{OH} lineárních rovnic, kterými se řeší staticky neurčité X_H kabelových tahů vyvozených ve vloženém poli případně na krakorci silou $H = 1$. Pořadnice plochy μ_H jsou dány výškami y střednice rámové příčle nad spojnicí theoretických koutů osového schematu, které pro dané proužkové dělení jsou vypočteny v příloze čís. 41; pro plochu normálných sil platí $\nu_H = \text{konst} = -1$.

Pojímáme-li veličiny n_k a n_v jako úhly ohybové čáry vyvozené silou $H = 1$, musíme nejdříve řešit kořeny X_H lineárních rovnic pro absolutní členy v_{OH} případně k_{OH}. Pro výpočet n_k a n_v platí pak vztahy:

$$n_v = \int_0^{0{,}5\,l_v^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + \sum_{k=1}^{5} X_{kH}\, v_{kOM}, \qquad n_k = \int_0^{l_k^w} \mu_H \,\mathrm{d}w + X_{1H}\, k_{10M}.$$

Z uvedeného je patrno, že musí platit rovnost

$$\sum_{k=1}^{5} X_{kM}\, v_{kOH} = \sum_{k=1}^{5} X_{kH} v_{kOM} \quad \text{u vloženého pole a též}$$

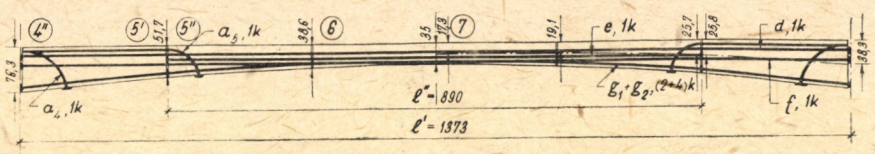
$$X_{1M}\, k_{10H} = X_{1H}\, k_{10M} \quad \text{u krakorce.}$$

O vlastních číselných výpočtech platí totéž, co bylo řečeno dříve při řešení součtu $\alpha_a + |\beta| = \alpha_v + \alpha_k$; tyto výpočty jsou provedeny rovněž v přílohách č. 39, 40, 41, 42 a 44.

Výpočet veličiny n_H.

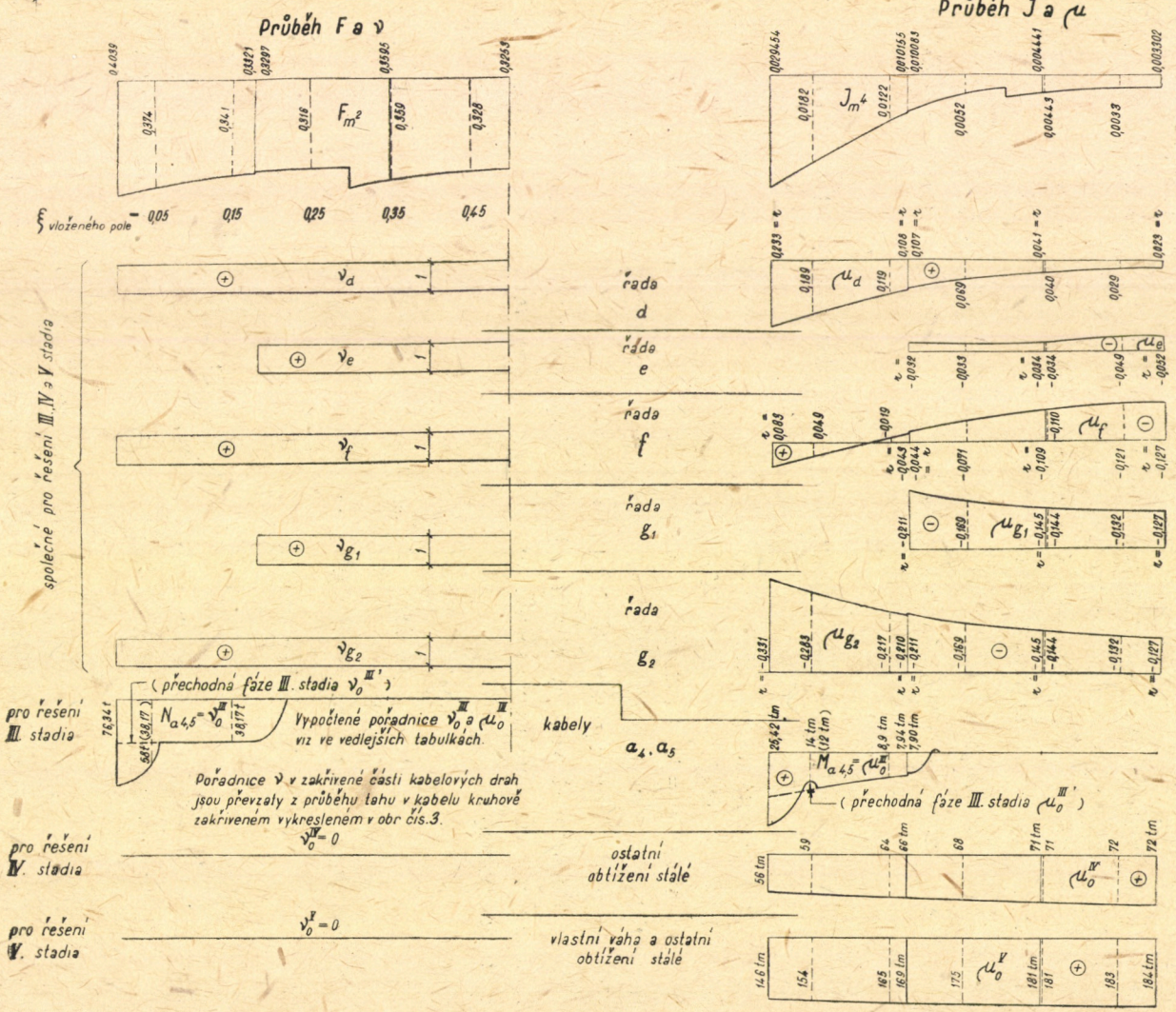
Deformační veličina n_H je vodorovný posuv posuvně uloženého konce staticky určitě uložené příčle obtížené vodorovným tahem $H = 1$. Jak je patrno z obr. 5, může být n_H vypočteno jako dvoj-

Průřezové funkce (plocha F, moment setrvačnosti J) **a vnitřní síly** (normálná síla ν, moment μ) **vyvozené jednotkovými staticky neurčitými tahy kabelových řad d - g_2 a skutečnými tahy kabelových řad a_3, a_4 ve vloženém poli jako staticky určitě uloženém nosníku.**



Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec
F	35	spodní	18
J	35	spodní	36
$\varkappa$	35	spodní	23 až 26



Stanovení hodnot ν_0 a μ_0 pro III. stavební stadium.

průřez			4''	5'	5''
počet kabelů	řada	a_4	2	0	0
		a_5	2	2	2
plocha kabelů cm^2	řada	a_4	3,817	0	0
		a_5	3,817	3,817	3,817
síla $N_{a4,5} = \nu_0^{III}$ v kabelech v t	řada	a_4	38,17	0	0
		a_5	38,17	38,17	38,17
rameno $\varkappa$ kabelů v m	řada	a_4	0,333	–	–
		a_5	0,333	0,208	0,207
moment $M_{a4,5}$ kabelů v tm	řada	a_4	12,71	0	0
		a_5	12,71	7,94	7,90
$\mu_0^{III} = M_{a4,5}$			25,42	7,94	7,90

Stanovení hodnot μ_0 pro IV. stavební stadium.

průřez		4	5	6	7
$\mathfrak{M}$ tm na celou šířku přídle		1298 tm (viz příloha čís. 27)			
ℓ		29,42 m (viz příloha čís. 24)			
vzdálenost x od osy stojky		7,845	10,26	12,66	14,71
$\xi = x : \ell$		0,267	0,349	0,430	0,500
$\xi' = 1 - \xi$		0,733	0,651	0,570	0,500
$4 \times \xi \times \xi'$		0,7828	0,9088	0,9804	1,000
$\mu_0' = 4 \cdot \mathfrak{M} \cdot \xi \cdot \xi'$		1016	1180	1273	1298
$\mu_0^{IV} = \frac{1}{18} \mu_0'$		56	66	71	72

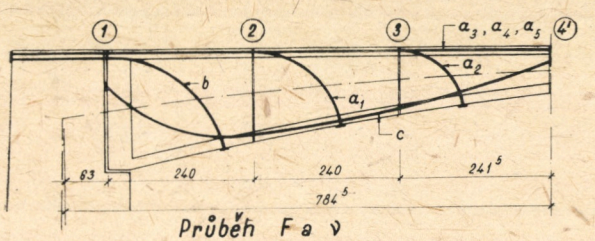
Poznámka:

Pořadnice připsané k čarám plně vytaženým jsou přesně vypočteny, pořadnice připsané k čarám čárkovaným jsou odměřeny ve střednicích desetin délky a přebírají se pro numerický výpočet integrálů provedený v přílohách čís. 41, 42 a 43.

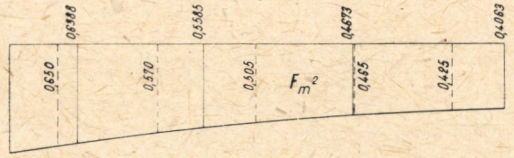
Vliv pomocných kabelů p se zanedbává.

μ_0^V pro řešení V. stavebního stadia se určí jako $\frac{1}{18}$ součtu momentů $\mathfrak{M}$ od vlastní váhy a ostatního obtížení stálého, které jsou uvedeny ve sloupci (5) spodní tabulky v příloze č. 28.

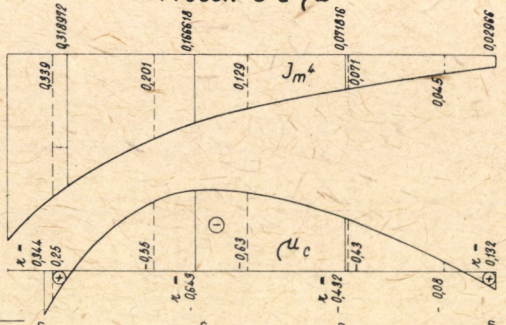
Průřezové funkce (plocha F, moment setrvačnosti J) **a vnitřní síly** (normálná síla ν, moment μ) **vyvozené tahy kabelových řad a, b, staticky neurčitým tahem kabelu c a silou P = 10,81 t vystihující vyloučení funkce provisorních podpor, na krakorci.**



Průběh F a ν



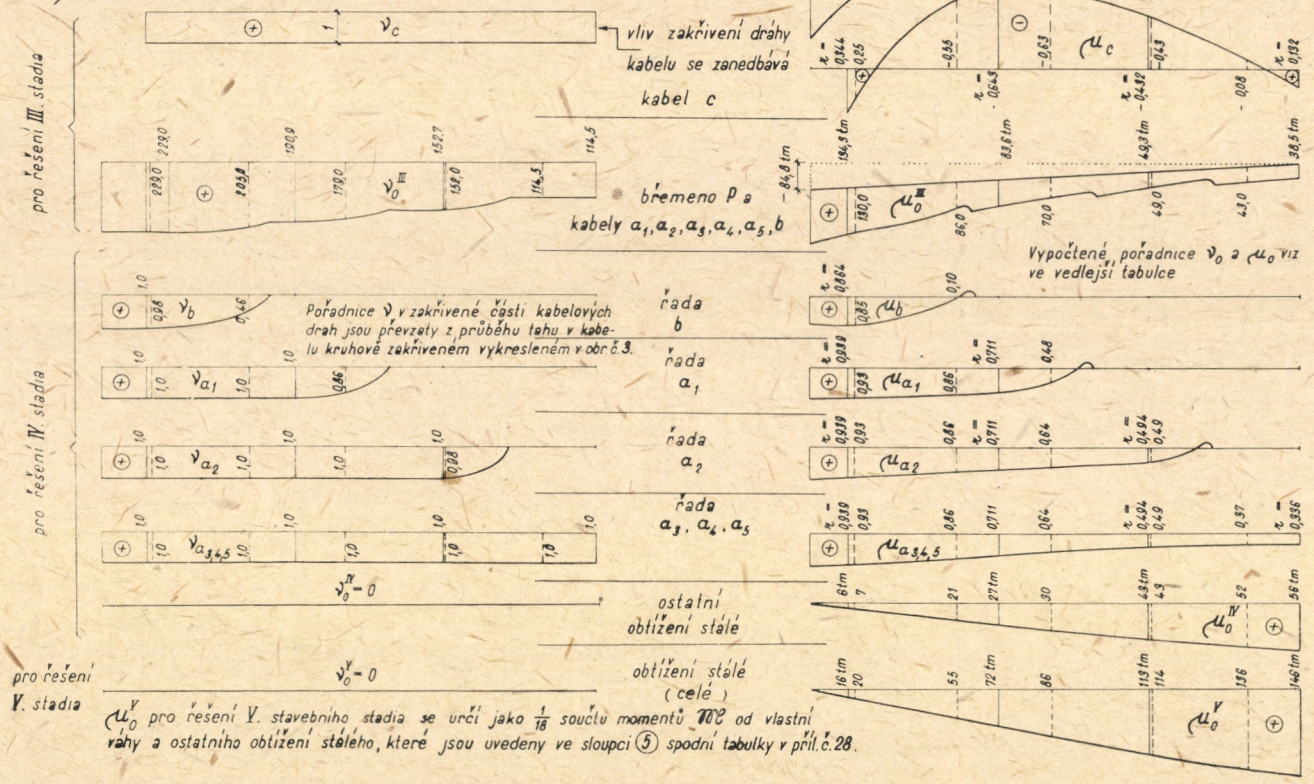
Průběh J a μ



Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec
F	35	spodní	18
J	35	spodní	36
$\varkappa$	35	spodní	20 až 21

Všechny průběhy byly kresleny plynule i mimo délku prefabrikovaných prvků až do teoretického kraje příčle



μ_0^V pro řešení V. stavebního stadia se určí jako $\frac{1}{16}$ součtu momentů Mc od vlastní váhy a ostatního obtížení stálého, které jsou uvedeny ve sloupci (5) spodní tabulky v příl. č. 28.

Stanovení hodnot ν_0 a μ_0 pro III. stavební stadium

průřez			(1)	(2)	(3)	(4)
vliv kabelů	počet kabelů	řada a	10	10	8	6
		řada b	2	0	0	0
	plocha kabelů cm^2	řada a	19,085	19,085	15,268	11,451
		řada b	3,817	0	0	0
	síla v kabelech ν_0^{III} tun	řada a	190,9	190,9	152,7	114,5
		řada b	38,2	0	0	0
	rameno kabelů m	řada a	0,939	0,711	0,494	0,336
		řada b	0,864	0	0	0
	moment kabelů tm	řada a	179,3	135,7	75,4	38,5
		řada b	33,0	0	0	0
	moment kabelů μ_0'		212,3	135,7	75,4	38,5
vliv síly P (část)	akce vloženého pole		6,41 (viz příloha 36)			
	akce krakorce		4,40 (viz příloha 37)			
	síla P		10,81 tun			
	rameno síly P		- 7,215	- 4,815	- 2,415	0
	moment μ_P		- 78,0	- 52,1	- 26,1	0
$\mu_0^{III} = \mu_0' + \mu_P$			134,3	83,6	49,3	38,5

Stanovení hodnot μ_0 pro IV. stavební stadium

průřez	(1)	(2)	(3)	(4)
Mc tm na celou šířku příčle	1298 tm (viz příloha 27)			
ℓ m	29,42 m (viz příloha 24)			
vzdálenost x od podpory m	0,63	3,03	5,43	7,845
$\xi = x : \ell$	0,021	0,103	0,185	0,267
$\xi' = 1 - \xi$	0,979	0,897	0,815	0,733
$4 \times \xi \times \xi'$	0,0822	0,3696	0,6031	0,7828
$\mu_0' = 4 \times Mc \times \xi \times \xi'$	107	480	783	1016
$\mu_0^{IV} = \frac{1}{18} \mu_0'$	6	27	43	56

Poznámka:
Pořadnice připsané k čarám plně vytaženým jsou přesně vypočteny, pořadnice připsané k čarám čárkovaným jsou odměřeny ve středních pětin délky a přebírají se pro numerický výpočet integrálů provedený v přílohách čís. 41, 42 a 43.

Vliv pomocných kabelů p na kabel c se zanedbává

Příloha č. 41. Numerická integrace.

Vliv pomocných kabelů p na kabely I. skupiny a kabel c se zanedbává

Tabulka I – plochy μ vloženého pole

$s = 1{,}373$ m; $E_b = 4\,000\,000$ t/m²; $\frac{s\cdot 10^6}{E_b J} = \frac{0{,}343\,25}{J}$

Číslo průřezu	ξ	plochy μ: μ_d	μ_e	μ_f	μ_{z1}	μ_{z2}	μ_H	vnější obtížení μ_z: III. st.	IV. st.	V. st.	pružné váhy $w = \frac{s}{E_b J}\cdot 10^6$	součiny $\mu_d w$	$\mu_e w$	$\mu_f w$	$\mu_{z1} w$	$\mu_{z2} w$	$\mu_H w$	součty součinů $\mu_o w$: III. st.	IV. st.	V. st.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	0,05	0,189	0	0,049	0	−0,293	0,75	14,9	59	286	18,88	3,56	0	0,92	0	−5,54	14,14	284,04	1112	5402
2	0,15	0,119	0	−0,019	0	−0,217	0,82	8,8	64	307	28,14	3,34	0	−0,54	0	−8,10	23,08	250,44	1800	8638
3	0,25	0,069	−0,033	−0,071	−0,169	−0,188	0,86	0	68	326	66,00	4,56	−2,18	−4,68	−11,16	−11,16	56,76	0	4488	21 480
4	0,35	0,041	−0,034	−0,110	−0,144	−0,144	0,90	0	71	337	77,40	3,16	−2,64	−8,52	−11,18	−11,16	69,74	0	5502	26 096
5	0,45	0,029	−0,049	−0,121	−0,132	−0,132	0,91	0	72	340	104,01	3,02	−5,10	−12,58	−13,72	−13,72	94,73	0	7488	35 363
										Σ	294,49	17,56	−9,92	−25,40	−38,04	−47,48	258,15	514,48	20 300	96 980

součty součinů (kombinace ⓝ × ⓜ)

ⓝ/ⓜ	⑫	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑱	⑳	㉑
③	1,002	−0,406	−0,229	−1,628	−3,360	14,44	78,7	1176	5630
④	−0,406	0,412	1,060	1,420	1,420	−8,88	0	−702	−3330
⑤	−0,228	1,060	2,649	3,060	3,534	−22,90	6,1	−1910	−8580
⑥	−1,628	1,420	3,060	5,304	5,304	−32,42	0	−2536	−12060
⑦	−3,360	1,420	3,534	5,304	8,148	−44,44	−128,1	−3244	−15400
⑧	−14,24	−8,88	−22,90	−32,12	−44,44	227,20	402,4	17934	85290
⑨	78,7	0	6,10	0	−128,1	402,4	není třeba počítat		
⑩	1176	−702	−1910	−2536	324,4	17834			
⑪	5630	−3330	−8580	−12060	−15400	85290			

Tabulka II – plochy ν vloženého pole

$s = 1{,}373$ m; $E_b = 4\,000\,000$ t/m²; $\frac{s\cdot 10^6}{E_b F} = \frac{0{,}343\,25}{F}$

Číslo průřezu	ξ	plochy ν: ν_d	ν_e	ν_f	ν_{z1}	ν_{z2}	ν_o^{II}	pružné váhy $v = \frac{s}{E_b F}\cdot 10^6$	součiny $\nu_d v$	$\nu_e v$	$\nu_f v$	$\nu_{z1} v$	$\nu_{z2} v$	$\nu_o v$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	0,05	1	0	1	0	1	58,0	0,918	0,918	0	0,918	0	0,918	53,24
2	0,15	1	0	1	0	1	38,2	1,006	1,006	0	1,006	0	1,006	38,43
3	0,25	1	1	1	1	1	0	1,086	1,086	1,086	1,086	1,086	1,086	0
4	0,35	1	1	1	1	1	0	0,956	0,956	0,956	0,956	0,956	0,956	0
5	0,45	1	1	1	1	1	0	1,046	1,046	1,046	1,046	1,046	1,046	0
							Σ	5,012	5,012	3,088	5,012	3,088	5,012	91,67

součty součinů (kombinace ⓝ × ⓜ)

ⓝ/ⓜ	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
③	5,012	3,088	5,012	3,088	5,012	91,67
④	3,088	3,088	3,088	3,088	3,088	0
⑤	5,012	3,088	5,012	3,088	5,012	91,67
⑥	3,088	3,088	3,088	3,088	3,088	0
⑦	5,012	3,088	5,012	3,088	5,012	91,67
⑧	91,67	0	91,67	0	91,67	4556,10

Tabulka III – plochy μ krakorce

$s = 1{,}569$ m; $E_b = 4\,000\,000$ t/m²; $\frac{s\cdot 10^6}{E_b J} = \frac{0{,}392\,25}{J}$

Číslo průřezu	ξ	plochy μ: μ_{d1}	μ_{d2}	μ_{d3}	μ_b	μ_c	μ_H	vnější obtížení μ_z: III. st.	IV. st.	V. st.	pružné váhy $w = \frac{s}{E_b J}\cdot 10^6$	součiny $\mu_{d1} w$	$\mu_{d2} w$	$\mu_{d3} w$	$\mu_b w$	$\mu_c w$	$\mu_H w$	součty součinů $\mu_o w$: III. st.	IV. st.	V. st.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	0,1	0,83	0,83	0,83	0,85	0,25	0,09	130	7	37	1,158	1,176	1,176	1,176	0,984	0,290	0,104	160,54	8,2	42
2	0,3	0,86	0,86	0,86	0,10	−0,55	0,27	86	21	102	1,952	1,678	1,678	1,678	0,196	−1,074	0,526	167,88	41,0	200
3	0,5	0,48	0,64	0,64	0	−0,63	0,42	70	30	160	3,040	1,460	1,946	1,946	0	−1,918	1,276	212,80	91,2	486
4	0,7	0	0,48	0,48	0	−0,43	0,56	48	43	212	5,524	0	2,652	2,652	0	−2,376	3,094	270,09	237,6	1172
5	0,9	0	0	0,37	0	−0,08	0,67	43	52	253	8,716	0	0	3,224	0	−0,696	5,840	374,78	453,2	2204
										Σ	20,390	4,314	7,452	10,630	1,180	−5,774	18,842	1176,83	834,2	4184

součty součinů (kombinace ⓝ × ⓜ)

ⓝ/ⓜ	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑱	⑳	㉑
③	3,144	3,378	3,378	1,084	−1,674	1,184	není třeba počítat	88,8	444
④	3,378	5,016	5,016	1,084	−3,174	2,884		217,6	1086
⑤	3,378	5,016	6,208	1,084	−3,302	5,044		365,4	1912
⑥	1,084	1,084	1,084	0,856	0,148	0,142		11,0	56
⑦	−1,674	−3,174	−3,302	0,148	2,948	−2,856	−335,18	−216,4	−1086
⑧	1,184	2,884	5,044	0,142	−2,856	6,334	550,96	486,8	2384
⑨	není třeba počítat						−335,18	550,96	není třeba počítat
⑩	88,8	217,6	365,4	11,0	−216,4	486,8			
⑪	444	1086	1912	56	−1086	2384			

Tabulka IV – plochy ν krakorce

$s = 1{,}569$ m; $E_b = 4\,000\,000$ t/m²; $\frac{s\cdot 10^6}{E_b F} = \frac{0{,}392\,25}{F}$

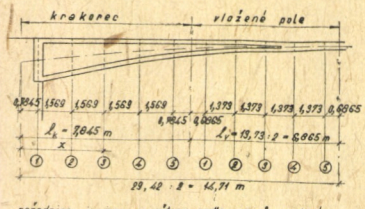
Číslo průřezu	ξ	plochy ν: ν_{d1}	ν_{d2}	ν_{d3}	ν_b	ν_c	ν_o^{II}	pružné váhy $v = \frac{s}{E_b F}\cdot 10^6$	součiny $\nu_{d1} v$	$\nu_{d2} v$	$\nu_{d3} v$	$\nu_b v$	$\nu_c v$	$\nu_o v$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	0,1	1	1	1	0,98	1	228,0	0,604	0,604	0,604	0,604	0,592	0,604	138,32
2	0,3	1	1	1	0,46	1	285,0	0,688	0,688	0,688	0,688	0,316	0,688	141,04
3	0,5	0,86	1	1	0	1	178,0	0,776	0,668	0,778	0,776	0	0,776	138,90
4	0,7	0	0,88	1	0	1	152,0	0,844	0	0,828	0,844	0	0,844	128,28
5	0,9	0	0	1	0	1	114,5	0,922	0	0	0,922	0	0,922	105,56
							Σ	3,834	1,960	2,896	3,934	0,908	3,834	652,10

součty součinů (kombinace ⓝ × ⓜ)

ⓝ/ⓜ	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
③	1,866	1,960	1,960	0,908	1,960	není třeba počítat
④	1,960	2,898	2,898	0,908	2,898	
⑤	1,960	2,896	3,834	0,908	3,834	
⑥	0,908	0,908	0,908	0,790	0,908	
⑦	1,960	2,896	3,834	0,908	3,834	652,10
⑧	není třeba počítat				652,10	117 036

Tabulka V – stanovení $y = \mu_H$

Část příčle	Číslo řezu	x	ξ	ξ^2	$\xi - \xi^2$	$0{,}9383 + 4{,}2628(\xi - \xi^2)$	$\sqrt{\ }$	d viz vzorec v příl. 25	$y = \mu_H$
		m	bez rozměru			m²	m		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
krakorec	1	0,7845	0,0274	0,001	0,026	0,9456	0,9724	1,998	0,09
	2	2,3535	0,080	0,006	0,074	0,9573	0,9784	1,640	0,27
	3	3,9225	0,133	0,018	0,115	0,9672	0,9835	1,335	0,42
	4	5,4915	0,187	0,035	0,152	0,9782	0,9890	1,067	0,56
	5	7,0605	0,240	0,058	0,182	0,9835	0,9917	0,846	0,67
vložené pole	1	8,5313	0,290	0,084	0,206	0,9893	0,9946	0,672	0,75
	2	8,9845	0,337	0,114	0,223	0,9934	0,9967	0,547	0,82
	3	11,2775	0,383	0,147	0,236	0,9966	0,9983	0,452	0,86
	4	12,6505	0,430	0,185	0,245	0,9988	0,9994	0,386	0,90
	5	14,0235	0,477	0,228	0,248	0,9998	0,9999	0,356	0,91



pořadnice y jsou vypočteny podle vzorců uvedených v příloze čís. 25.

ν_H má konstantní hodnotu −1 po celé délce příčle

Převzaté hodnoty

Tab.	hodnota	příloha	tabulka nebo obrázek	sloupec
I	μ	39	vpravo	—
	J	39	vpravo	—
II	ν	39	vlevo	—
	F	39	vlevo	—
III	μ	40	vpravo	—
	J	40	vpravo	—
IV	ν	40	vlevo	—
	F	40	vlevo	—

Poznámky k tabulkám.

V levých částech tabulek I a III jsou uvedeny hodnoty ohybových momentů μ odměřených na střednicích proužků, jež mají šířku desetiny délky vloženého pole (tab. I) případně pětiny délky krakorce (tab. III). Tyto hodnoty jsou převzaty z příloh č. 39 (vložené pole) a č. 40 (krakorec). V levých částech tabulek II a IV jsou uvedeny hodnoty příslušných normálných sil ν. Indexy při μ případně ν udávají řadu kabelů, v níž působí jednotkový tah, který tyto průřezové síly vyvodí. μ_H je momentová plocha vyvozená vodorovnou silou $H = 1$ působící na staticky určité uložené příčli jako tah. ν_H se zvláště neuvádí, jelikož je konstantní po celé délce krakorce i vloženého pole a rovné — 1. Index *0* označuje vnější obtížení, které ve třetím stadiu sestává z předpínacích sil kabelů druhé skupiny a ze dvou sil *P* vystihujících vliv vyloučení funkce provisorních podpor, ve IV. stadiu z ostatního obtížení stálého a v V. stadiu z 1,86násobku celého stálého obtížení.

V V. stadiu se μ, násobí 1,86 proto, aby se vystihl vliv zmenšeného modulu pružnosti betonu. Zatím co pro stadium III. a IV. je směrodatný modul pružnosti betonu pro krátkodobé obtížení $E_b = 400\,000$ kg/cm², počítá se v V. stadiu, kde se řeší jen vliv nepružného přetvoření, s *p* násobkem této hodnoty. Součinitel *p* udávající poměr nepružného přetvoření betonu při dlouhodobém namáhání k přetvoření pružnému je, jak bylo výše udáno, $p = 1{,}86$. Změnou momentů změnily by se i pružné váhy w vepsané do sloupce 12 tabulky I a III. Výhodnější je tedy, ponechat pružné váhy w stejné a změnit momenty μ; jelikož jde o součiny μw, je lhostejné, který z obou členů je poměrem 1,86 násoben. Zůstávají-li pružné váhy stejné, zůstávají pro V. stadium v platnosti i střední části tabulek, v nichž jsou rozvedeny hodnoty součinů μw případně νv a jejich součty, které představují integrály

$$\int \frac{\mu}{E_b J_b}\,dx = \int \mu\,dw \doteq \Sigma\,\mu w \qquad \text{a} \qquad \int \frac{\nu}{E_b F_b}\,dx = \int \nu\,dv \doteq \Sigma\,\nu v.$$

(Integrace se vztahuje u krakorce na celou jeho délku l_k, u vloženého pole na polovinu délky l_v.)

V pravých částech tabulek jsou uvedeny součty součinů $m \cdot n$, které vedou na číselné hodnoty integrálů

$$\int \frac{\mu_m \mu_n}{E_b J_b}\,dx = \int \mu_m \mu_n\,dw \doteq \Sigma\,\mu_m \mu_n w \qquad \text{případně} \qquad \int \frac{\nu_m \nu_n}{E_b F_b}\,dx = \int \nu_m \nu_n\,dv \doteq \Sigma\,\nu_m \nu_n v.$$

Číslo, uvedené v tabulce I v řádku označeném číslicí 5 v kroužku ve sloupci označeném číslicí 17 v kroužku, vzniklo na příklad součtem součinů sloupců 5 a 17 takto:

$$3{,}534 = 0{,}049\,(-5{,}34) - 0{,}019\,(-6{,}10) - 0{,}071\,(-11{,}16) - 0{,}110\,(-11{,}16) - 0{,}121\,(-13{,}72).$$

V tabulce V jsou vypočteny pořadnice *y* theoretické osy příčle ve střednicích jednotlivých proužků. Podobný výpočet byl proveden již v příloze č. 25 pro střednice proužků, jichž šířka tam byla volena hodnotou jedné desetiny celého rozpětí, a také v příloze č. 35 pro místa spár dělených prvků, to jest pro průřezy, jež se posuzují. Pořadnice *y* jsou totožné s pořadnicemi momentové plochy μ_H vyvozené jednotkovým vodorovným tahem *H*.

Příloha č. 42.

Vzorce a výpočet koeficientů, absolutních členů a jiných hodnot pro stanovení deformačních veličin III. stavebního stadia (hodnoty uvedené v závorce sloupce 16 platí pro V. stavební stadium).

$E_a = 21 \cdot 10^6$ t/m² tabulky I, II, III, IV jsou v příloze čís. 40.

část konstrukce	hledaná veličina	koeficient	vzorec pro koeficient nebo jinou veličinu	horní meze integrálů: pravého	horní meze integrálů: dvojného	první integrál: tabulka	první integrál: sloupec nebo kombinace	první integrál: hodnota	druhý integrál: tabulka	druhý integrál: sloupec nebo kombinace	druhý integrál: hodnota	třetí výraz: ℓ m	třetí výraz: F_n m²	třetí výraz: hodnota	výsledná hodnota
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
krakorec	α_k	k_{11}	$_0\int \bar{u}_c^2\,dw + {}_0\int \bar{v}_c^2\,dw + \ell_c\,10^6 : E_a F_c$	ℓ_k^v		III	⑦ × ⑰	2,948	IV	⑦ × ⑭	3,834	7,20	0,000190 85	1796,474	1803,256
		k_{10r}	$_0\int \bar{u}_c\,dw$				⑰	− 5,774							− 5,774
			$_0\int dw$				⑫	20,390							20,390
	τ_k	k_{10h}	$_0\int \bar{u}_c \bar{u}_H\,dw + {}_0\int \bar{v}_c(-1)\,dw$		ℓ_k^v		⑦ × ⑱	− 2,866	IV	− ⑭	− 3,834				− 6,700
			$_0\int \bar{u}_H\,dw$				⑱	10,842							10,842
	n_{Hk}		$_0\int \bar{u}_H^2\,dw$				⑧ × ⑱	6,334							6,334
	n_{0k}	k_{10G}	$_0\int \bar{u}_c \bar{u}_0\,dw + {}_0\int \bar{v}_c \bar{v}_0\,dw$	ℓ_k^v	ℓ_k^v	III	⑦ × ⑲	− 335,18	IV	⑦ × ⑮	652,10				316,92
			$_0\int \bar{u}_0\,dw$				⑲	1176,68							1176,68
			$_0\int \bar{u}_0 \bar{u}_H\,dw + {}_0\int \bar{v}_0\,dw$		ℓ_k^v		⑨ × ⑱	550,96	IV	− ⑮	− 652,10				− 101,14
pole	α_v	v_{11}	$0,5\,_0\int \bar{u}_d^2\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_d^2\,dw + 0,5\,\ell_d 10^6 : E_a F_d$		ℓ_v^v		③ × ⑬	1,602	II	③ × ⑩	5,012	13,73	0,000190 85	1712,888	1719,502 (1725,190)
		v_{12}	$0,5\,_0\int \bar{u}_d \bar{u}_e\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_d \bar{v}_e\,dw$				③ × ⑭	− 0,406		③ × ⑪	3,088				2,682 (4,988)
		v_{13}	$0,5\,_0\int \bar{u}_d \bar{u}_f\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_d \bar{v}_f\,dw$				③ × ⑮	− 0,928		③ × ⑫	5,012				4,084 (7,596)
		v_{14}	$0,5\,_0\int \bar{u}_d \bar{u}_{g1}\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_d \bar{v}_{g1}\,dw$				③ × ⑯	− 1,626		③ × ⑬	3,088				1,562 (2,720)
		v_{15}	$0,5\,_0\int \bar{u}_d \bar{u}_{g2}\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_d \bar{v}_{g2}\,dw$				③ × ⑰	− 3,360		③ × ⑭	5,012				1,752 (3,072)
		v_{22}	$0,5\,_0\int \bar{u}_e^2\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_e^2\,dw + 0,5\,\ell_e 10^6 : E_a F_e$				④ × ⑭	0,412		④ × ⑪	3,088	8,93	0,000190 85	1114,064	1117,564 (1120,574)
		v_{23}	$0,5\,_0\int \bar{u}_e \bar{u}_f\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_e \bar{v}_f\,dw$				④ × ⑮	1,060		④ × ⑫	3,088				4,148 (7,716)
		v_{24}	$0,5\,_0\int \bar{u}_e \bar{u}_{g1}\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_e \bar{v}_{g1}\,dw$				④ × ⑯	1,420		④ × ⑬	3,088				4,508 (8,384)
		v_{25}	$0,5\,_0\int \bar{u}_e \bar{u}_{g2}\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_e \bar{v}_{g2}\,dw$				④ × ⑰	1,420		④ × ⑭	3,088				4,508 (8,384)
		v_{33}	$0,5\,_0\int \bar{u}_f^2\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_f^2\,dw + 0,5\,\ell_f 10^6 : E_a F_f$				⑤ × ⑮	2,848		⑤ × ⑫	5,012	13,73	0,000190 85	1712,888	1720,748 (1727,508)
		v_{34}	$0,5\,_0\int \bar{u}_f \bar{u}_{g1}\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_f \bar{v}_{g1}\,dw$				⑤ × ⑯	3,680		⑤ × ⑬	3,088				6,768 (12,588)
		v_{35}	$0,5\,_0\int \bar{u}_f \bar{u}_{g2}\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_f \bar{v}_{g2}\,dw$				⑤ × ⑰	3,534		⑤ × ⑭	5,012				8,546 (15,900)
		v_{44}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g1}^2\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_{g1}^2\,dw + 0,5\,\ell_{g1} 10^6 : E_a F_{g1}$				⑥ × ⑯	5,304		⑥ × ⑬	3,088	8,93	0,000381 70	557,032	565,424 (572,641)
		v_{45}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g1} \bar{u}_{g2}\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_{g1} \bar{v}_{g2}\,dw$				⑥ × ⑰	5,304		⑥ × ⑭	3,088				8,392 (15,610)
		v_{55}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g2}^2\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_{g2}^2\,dw + 0,5\,\ell_{g2} 10^6 : E_{g2} F_{g2}$				⑦ × ⑰	8,140		⑦ × ⑭	5,012	13,73	0,000763 40	428,222	441,374 (452,685)
		v_{10M}	$0,5\,_0\int \bar{u}_d\,dw$				⑬	17,660							17,660 (32,848)
vlo vzení		v_{20M}	$0,5\,_0\int \bar{u}_e\,dw$				⑭	− 9,920							− 9,920 (− 18,452)
		v_{30M}	$0,5\,_0\int \bar{u}_f\,dw$		ℓ_v^v	I	⑮	− 25,400							− 25,400 (− 47,244)
		v_{40M}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g1}\,dw$				⑯	− 36,040							− 36,040 (− 67,034)
		v_{50M}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g2}\,dw$				⑰	− 47,480							− 47,480 (− 88,312)
			$0,5\,_0\int dw$				⑫	294,490							294,490 (547,751)
	n_{Hv}	v_{10H}	$0,5\,_0\int \bar{u}_d \bar{u}_H\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_d(-1)\,dw$				③ × ⑱	14,940		− ⑩	− 5,012				9,928 (18,466)
		v_{20H}	$0,5\,_0\int \bar{u}_e \bar{u}_H\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_e(-1)\,dw$				④ × ⑱	− 8,880		− ⑪	− 3,088				− 11,968 (− 22,200)
		v_{30H}	$0,5\,_0\int \bar{u}_f \bar{u}_H\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_f(-1)\,dw$				⑤ × ⑱	− 22,900		− ⑫	− 5,012				− 27,912 (− 51,916)
		v_{40H}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g1} \bar{u}_H\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_{g1}(-1)\,dw$				⑥ × ⑱	− 32,120		− ⑬	− 3,088				− 35,308 (− 65,486)
		v_{50H}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g2} \bar{u}_H\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_{g2}(-1)\,dw$				⑦ × ⑱	− 41,140		− ⑭	− 5,012				− 46,152 (− 85,842)
			$0,5\,_0\int \bar{u}_H\,dw$				⑱	258,450							258,450 (480,717)
			$0,5\,_0\int \bar{u}_H^2\,dw$				⑧ × ⑱	227,200							227,200 (422,592)
	n_{0v}	v_{10G}^*	$0,5\,_0\int \bar{u}_d \bar{u}_0\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_d \bar{v}_0\,dw$				③ × ⑲	79,7		③ × ⑮	91,67				171,37
		v_{20G}	$0,5\,_0\int \bar{u}_e \bar{u}_0\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_e \bar{v}_0\,dw$				④ × ⑲	0		④ × ⑮	0				0
		v_{30G}	$0,5\,_0\int \bar{u}_f \bar{u}_0\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_f \bar{v}_0\,dw$		ℓ_v^v		⑤ × ⑲	8,1	II	⑤ × ⑮	91,67				99,77
		v_{40G}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g1} \bar{u}_0\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_{g1} \bar{v}_0\,dw$				⑥ × ⑲	0		⑥ × ⑮	0				0
		v_{50G}	$0,5\,_0\int \bar{u}_{g2} \bar{u}_0\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_{g2} \bar{v}_0\,dw$				⑦ × ⑲	− 128,1		⑦ × ⑮	91,67				− 36,43
			$0,5\,_0\int \bar{u}_0\,dw$				⑲	514,48							514,48
			$0,5\,_0\int \bar{u}_0 \bar{u}_H\,dw + 0,5\,_0\int \bar{v}_0(-1)\,dw$		ℓ_v^v		⑧ × ⑲	402,4	II	− ⑮	− 91,67				312,53

Vliv pomocných kabelů p se zanedbává

Příloha č. 43.

Vzorce a výpočet koeficientů, absolutních členů a jiných hodnot pro stanovení deformačních veličin IV stavebního stadia (*hodnoty uvedené v závorce sloupce 16 platí pro V. stavební stadium*).

$E_a = 21 \cdot 10^6$ t/m² tabulky I, II, III, IV jsou v příloze čís. 40.

část konstrukce	hledaná veličina	koeficient	vzorec pro koeficient nebo jinou veličinu	horní meze integrálů: prvního	horní meze integrálů: druhého	první integrál: tabulka	první integrál: sloupec nebo kombinace	první integrál: hodnota	druhý integrál: tabulka	druhý integrál: sloupec nebo kombinace	druhý integrál: hodnota	třetí výraz: ℓ m	třetí výraz: F_n m²	třetí výraz: hodnota	výsledná hodnota
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
		k_{11}	$\int_0 \mu_{a1}^2 dw + \int_0 \nu_{a1}^2 dv + 10^6 \ell_{a1} : E_a F_{a1}$				③ × ⑬	3,144		③ × ⑩	1,866	4,53	0,00038170	565,141	570,151 (574,460)
		k_{12}	$\int_0 \mu_{a1} \mu_{a2} dw + \int_0 \nu_{a1} \nu_{a2} dv$				③ × ⑭	3,378		③ × ⑪	1,960				5,338 (9,928)
		k_{13}	$\int_0 \mu_{a1} \mu_{a3} dw + \int_0 \nu_{a1} \nu_{a3} dv$				③ × ⑮	3,378		③ × ⑫	1,960				5,338 (9,928)
		k_{14}	$\int_0 \mu_{a1} \mu_b dw + \int_0 \nu_{a1} \nu_b dv$				③ × ⑯	1,084		③ × ⑬	0,908				1,992 (3,706)
		k_{15}	$\int_0 \mu_{a1} \mu_c dw + \int_0 \nu_{a1} \nu_c dv$				③ × ⑰	− 1,574		③ × ⑭	1,960				0,386 (0,718)
		k_{22}	$\int_0 \mu_{a2}^2 dw + \int_0 \nu_{a2}^2 dv + 10^6 \ell_{a2} : E_a F_{a2}$				④ × ⑭	5,016		④ × ⑪	2,880	6,43	0,00038170	802,176	810,072 (816,863)
		k_{23}	$\int_0 \mu_{a2} \mu_{a3} dw + \int_0 \nu_{a2} \nu_{a3} dv$				④ × ⑮	5,016		④ × ⑫	2,896				7,912 (14,716)
		k_{24}	$\int_0 \mu_{a2} \mu_b dw + \int_0 \nu_{a2} \nu_b dv$				④ × ⑯	1,084		④ × ⑬	0,908				1,992 (3,706)
		k_{25}	$\int_0 \mu_{a2} \mu_c dw + \int_0 \nu_{a2} \nu_c dv$				④ × ⑰	− 3,044		④ × ⑭	2,896				− 0,148 (− 0,276)
		k_{33}	$\int_0 \mu_{a3}^2 dw + \int_0 \nu_{a3}^2 dv + 10^6 \ell_{a3} : E_a F_{a3}$				⑤ × ⑮	6,208		⑤ × ⑫	3,834	7,83	0,00114510	325,611	335,653 (344,289)
		k_{34}	$\int_0 \mu_{a3} \mu_b dw + \int_0 \nu_{a3} \nu_b dv$				⑤ × ⑯	1,084		⑤ × ⑬	0,908				1,992 (3,706)
		k_{35}	$\int_0 \mu_{a3} \mu_c dw + \int_0 \nu_{a3} \nu_c dv$				⑤ × ⑰	− 3,302		⑤ × ⑭	3,834				0,532 (0,990)
		k_{44}	$\int_0 \mu_b^2 dw + \int_0 \nu_b^2 dv + 10^6 \ell_b : E_a F_b$				⑥ × ⑯	0,856		⑥ × ⑬	0,730	3,03	0,00038170	378,008	379,594 (380,958)
		k_{45}	$\int_0 \mu_b \mu_c dw + \int_0 \nu_b \nu_c dv$				⑥ × ⑰	0,140		⑥ × ⑭	0,908				1,048 (1,950)
		k_{55}	$\int_0 \mu_c^2 dw + \int_0 \nu_c^2 dv + 10^6 \ell_c : E_a F_c$				⑦ × ⑰	2,948		⑦ × ⑭	3,834	7,20	0,00019085	1796,474	1803,256 (1809,089)
		k_{10M}	$\int_0 \mu_{a1} dw$				⑲	4,314							4,314 (7,838)
		k_{20M}	$\int_0 \mu_{a2} dw$				⑭	7,406							7,406 (13,776)
		k_{30M}	$\int_0 \mu_{a3} dw$				⑮	10,630							10,630 (19,772)
		k_{40M}	$\int_0 \mu_b dw$				⑯	1,180							1,180 (2,184)
		k_{50M}	$\int_0 \mu_c dw$				⑰	− 5,774							− 5,774 (− 10,740)
		—	$\int_0 dw$				⑫	20,390							20,390 (37,926)
		k_{10H}	$\int_0 \mu_{a1} \mu_H dw + \int_0 \nu_{a1} (-1) dv$				③ × ⑱	1,164		− ⑩	− 1,960				− 0,796 (− 1,480)
		k_{20H}	$\int_0 \mu_{a2} \mu_H dw + \int_0 \nu_{a2} (-1) dv$				④ × ⑱	2,884		− ⑪	− 2,896				− 0,012 (− 0,022)
		k_{30H}	$\int_0 \mu_{a3} \mu_H dw + \int_0 \nu_{a3} (-1) dv$				⑤ × ⑱	5,044		− ⑫	− 3,934				1,210 (2,250)
		k_{40H}	$\int_0 \mu_b \mu_H dw + \int_0 \nu_b (-1) dv$				⑥ × ⑱	0,142		− ⑬	− 0,908				− 0,766 (− 1,424)
		k_{50H}	$\int_0 \mu_c \mu_H dw + \int_0 \nu_c (-1) dv$				⑦ × ⑱	− 2,866		− ⑭	− 3,834	s ohledem na dodatečné vlivy se zvětšuje o 1,00			− 7,700 (− 12,462)
		—	$\int_0 \mu_H dw$				⑱	10,842							10,842 (20,166)
		—	$\int_0 \mu_H^2 dw$				⑧ × ⑱	6,334							6,334 (11,782)
		k_{10G}	$\int_0 \mu_0 \mu_{a1} dw$				⑳ × ③	86,6							86,6
		k_{20G}	$\int_0 \mu_0 \mu_{a2} dw$				⑳ × ④	217,6							217,6
		k_{30G}	$\int_0 \mu_0 \mu_{a3} dw$				⑳ × ⑤	385,4							385,4
		k_{40G}	$\int_0 \mu_0 \mu_b dw$				⑳ × ⑥	11,0							11,0
		k_{50G}	$\int_0 \mu_0 \mu_c dw$				⑳ × ⑦	− 216,4							− 216,4
		—	$\int_0 \mu_0 dw$				⑳	831,2							831,2
		—	$\int_0 \mu_0 \mu_H dw$				⑳ × ⑧	486,8							486,8
vložené pole		koeficienty, absolutní členy a jiné hodnoty pro stanovení α_v, n_v, n_{Hv} jsou stanoveny v příloze čís. 41.													
		v_{10G}	$\int_0 \mu_0 \mu_d dw$				⑳ × ③	1176							1176
		v_{20G}	$\int_0 \mu_0 \mu_e dw$				⑳ × ④	− 702							− 702
		v_{30G}	$\int_0 \mu_0 \mu_f dw$				⑳ × ⑤	− 1810							− 1810
		v_{40G}	$\int_0 \mu_0 \mu_{g1} dw$				⑳ × ⑥	− 2538							− 2538
		v_{50G}	$\int_0 \mu_0 \mu_{g2} dw$				⑳ × ⑦	− 3244							− 3244
		—	$\int_0 \mu_0 dw$				⑳	20390							20390
		—	$\int_0 \mu_0 \mu_H dw$				⑳ × ⑧	17934							17934

Vliv pomocných kabelů p a zasahování kabelů a_4 a a_5 do vloženého pole se zanedbává.

Řešení deformačních veličin III. a IV. stavebního stadia.

Řešení deformačních veličin pro krakorec v III. stavebním stadiu.

Tabulka I

k_{11}	k_{e_M}	k_{e_H}	k_{e_E}
1803,256	-5,774	-6,700	316,92
0,003 202	kořeny X	X_M	
0,003 716	(skutečné	X_H	
0,175 749	hodnoty)	X_E III. stadia	

horní mez integrálů μ je l_k^v, horní mez integrálů v je l_k^o

k_{1M}	k_{2M}	$\Sigma X k$ t.j. vliv kabelů	deformační veličiny stat. určité konstrukce (bez kabelů) – vliv momentu		vliv normálné síly		Výsledná hodnota	hledaná veličina
-5,774	-6,700		vzorec	hodnota	vzorec	hodnota		
		①	②	③	④	⑤	①·③·⑤ ⑥	⑦
$X_M k_{1M}$	-0,0165	-0,019	$\int d\omega$	20,390			20,37	α_k
$X_H k_{1H}$	-0,0215	-0,022	$\int \mu_H d\omega$	10,842			10,82	n_k
$X_M k_{2M}$	-0,0215	-0,022						
$X_H k_{2H}$	-0,0250	-0,025	$\int \mu_H^2 d\omega$	6,334	$\int d v$	3,834	10,14	n_{H_k}
$X_E k_{1E}$	+1,01	1,01	$\int \mu_o d\omega$	1176,88			1177,7	α''_{ok}
$X_E k_{2E}$	+1,18	1,18	$\int \mu_o \mu_H d\omega$	550,96	$\int v_o(-1) dv$	-652,10	-100,0	n''_{ok}

Řešení deformačních veličin pro vložené pole v III. a IV stavebním stadiu.

Tabulka III

v_1	v_2	v_3	v_4	v_5	v_{oM}	v_{oH}	v_{oE}''	v_{oE}''''
1719,502	2,682	4,084	1,562	1,752	17,660	9,928	171,37	1176
2,682	1117,564	4,148	4,508	4,508	-9,920	-11,968	0	-702
4,084	4,148	1720,748	6,768	8,546	-25,400	-27,912	99,77	-1810
1,562	4,508	6,768	565,424	8,392	-36,040	-35,308	0	-2538
1,752	4,508	8,546	8,392	441,374	-47,480	-46,152	-36,43	-3244
-0,010 281	0,008 172	0,013 998	0,061 962	0,106 082	kořeny X (skutečné hodnoty)		X_M	
-0,005 986	0,010 006	0,015 464	0,060 668	0,103 033			X_H	
-0,099 610	0,000 117	-0,058 161	-0,000 277	0,084 063			X_E'' III. stadium	
-0,698 54	0,579 29	0,998 98	4,366 50	7,244 27			X_E'''' IV. stadium	

v_{1M}	v_{1H}	v_{2M}	v_{2H}	v_{3M}	v_{3H}	v_{4M}	v_{4H}	v_{5M}	v_{5H}	$\Sigma X v$ t.j. vliv kabelů	deformační veličiny stat. určité konstrukce (bez kabelů) – vliv momentu		vliv normálné síly		výsledná hodnota	hledaná veličina
17,660	9,928	-9,920	-11,968	-25,400	-27,912	-36,040	-35,308	-47,480	-46,152		vzorec	hodnota	vzorec	hodnota		
										①	②	③	④	⑤	①·③·⑤ ⑥	⑦
$X_M v_{1M}$	-0,1851	-0,0811	-0,3555	-2,2331	-5,0368					-7,892	$\int d v$	294,490			286,60	α_v
$X_M v_{1H}$	-0,1041	-0,0978	-0,3907	-2,1678	-4,8959					-7,676	$\int \mu_H d\omega$	258,450			250,77	n_v
$X_H v_{2M}$	-0,1057	-0,0993	-0,3927	-2,1665	-4,8920					-7,676						
$X_H v_{2H}$	-0,0594	-0,1198	-0,7090	-2,1421	-4,7552					-7,786	$\int \mu_H^2 d\omega$	227,200	$\int d v$	5,012	224,43	n_{H_E}
$X_E''' v_{3M}$	-1,76	—	+1,48	+0,01	-3,99					-4,3	$\int \mu_o''' d\omega$	514,5			510,2	α_{ov}'''
$X_E''' v_{3H}$	-0,99	0	+1,62	+0,01	-3,86					-3,2	$\int \mu_o''' \mu_H d\omega$	402,4	$\int v_o'''(-1) dv$	-94,67	307,5	n_{ov}'''
$X_E'' v_{4M}$	-12,3	-5,7	-25,4	-157,4	-343,0					-544	$\int \mu_o'' d\omega$	20390			19846	α_{ov}''
$X_E'' v_{4H}$	-6,9	-6,9	-27,9	-154,2	-333,4					-529	$\int \mu_o'' \mu_H d\omega$	17934	$\int v_o''(-1) dv$	0	17405	n_{ov}''

Řešení deformačních veličin pro krakorec ve IV stavebním stadiu

Tabulka II

k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_{oM}	k_{oH}	k_{oE}
570,151	5,338	5,338	1,992	0,386	4,314	-0,796	86,6
5,338	810,072	7,912	1,992	-0,148	7,406	-0,012	217,6
5,338	7,912	335,653	1,992	0,532	10,630	1,240	385,4
1,992	1,992	1,992	379,594	1,048	1,180	-0,766	11,0
0,386	-0,148	0,532	1,048	1803,256	-5,774	-7,700	-216,4
-0,007 183	-0,006 781	-0,031 335	-0,002 869	0,003 214	kořeny X (skutečné hodnoty)		X_M
0,001 420	0,000 036	-0,003 647	0,002 048	0,004 270			X_H
-0,138 82	-0,256 50	-1,140 02	-0,021 25	0,120 36			X_E IV. stadia

horní mez integrálů μ je l_k^v, horní mez integrálů v je l_k^o

k_{1M}	k_{1H}	k_{2M}	k_{2H}	k_{3M}	k_{3H}	k_{4M}	k_{4H}	k_{5M}	k_{5H}	$\Sigma X k$ t.j. vliv kabelů	deformační veličiny stat. určité konstrukce (bez kabelů) – vliv momentu		vliv normálné síly		Výsledná hodnota	hledaná veličina
4,314	-0,796	7,406	-0,012	10,630	1,240	1,180	-0,766	-5,774	-7,700		vzorec	hodnota	vzorec	hodnota		
										①	②	③	④	⑤	①·③·⑤ ⑥	⑦
$X_M k_{1M}$	-0,0310	-0,0650	-0,3331		-0,0034	-0,0186				-0,451	$\int d\omega$	20,390			19,94	α_k
$X_M k_{1H}$	+0,0057	-0,0001	-0,0379		+0,0022	-0,0247				-0,055	$\int \mu_H d\omega$	10,842			10,79	n_k
$X_H k_{2M}$	+0,0061	+0,0003	-0,0388		+0,0024	-0,0247				-0,055						
$X_H k_{2H}$	-0,0011	—	-0,0044		-0,0015	-0,0329				-0,040	$\int \mu_H^2 d\omega$	6,334	$\int d v$	3,834	10,13	n_{H_k}
$X_E k_{1M}$	-0,60	-1,90	-12,12		-0,03	-0,69				-15,3	$\int \mu_o d\omega$	831,2			815,8	α''_{ok}
$X_E k_{1H}$	+0,11	—	-1,38		+0,02	-0,93				-2,2	$\int \mu_o \mu_H d\omega$	486,8	$\int v_o(-1) dv$	0	484,6	n''_{ok}

Výpočet deformačních veličin celé příčle a na celou šířku mostu

Tabulka IV

n	příčinnjící díl		III. stavební stadium $\alpha_o+\beta_1$	III. n_β	III. n_H	III. α_o	III. n_o	IV. stavební stadium $\alpha_\beta+\beta_1$	IV. n_β	IV. n_H	IV. α_o	IV. n_o
1	krakorec		20,37	10,82	10,12 *)	1177,7	-100,0 *)	19,94	10,79	10,13 *)	816	485 *)
2	vložené pole		286,60	250,77	224,43 *)	510,2	307,5 *)	286,60	250,77	224,43 *)	19846	17405 *)
3	celá příčle	1 nosník	306,97	261,59	469,14			306,54	261,56	469,12		
4		18 nosníků	17,05	14,53	26,06	1687,9	415,0	17,03	14,53	26,06	20 662	35 780
5	původně vypočteno ***)		(15,68)	(13,42)	(23,37)			(15,68)	(13,42)	(23,37)	(18986) **)	(33056) **)

*) do součtu se přebírají dvojnásobky (viz odvozený vzorec v textu) **) hodnoty převedeny na modul $E_b = 2\,000\,000$ kg/cm² ***) viz přílohy 26, 28

Vliv pomocných kabelů p se zanedbává

Poznámky k tabulkám.

Tabulky I, II a III jsou jednotně upraveny pro řešení rovnicových systémů s několika druhy absolutních členů. Každému obtížení odpovídá jeden sloupec absolutních členů v_o (vložené pole) případně k_o (krakorec) a jeden řádek vypočtených kořenů X. Indexy při znacích absolutních členů a kořenů udávají příslušné vnější obtížení (M — jednotkové momenty pro výpočet součtu $\alpha_a+\beta$ a deformační veličinu n_a, H — jednotková vodorovná síla pro výpočet veličin n_a a n_H, G^{III}, G^{IV} — stálé obtížení III. případně IV. stavebního stadia). Jelikož se z kořenů X vypočítávají dále dílčí deformační veličiny, jsou tabulky směrem dolů rozšířeny o další sloupce a řádky. Pod řádkami kořenů jsou svislé sloupce, v nichž jsou znovu vypsány pod každou hodnotou neznámé X absolutní členy v_{oM} a v_{oH} případně k_{oM} a k_{oH}. Obecně pod X_n je psáno v_{noM} a v_{noH}, případně k_{oM} i k_{oH}. Každé X se násobí s příslušným v_{oM} i v_{oH} případně s k_{oM} i k_{oH} a součin se vepisuje do řádků označených po levém kraji $X_M v_{oM}$, $X_M v_{oH}$ ... případně $X_M k_{oM}$, $X_M k_{oH}$, ... Součty součinů jsou vypočteny pro každý takový řádek po pravé straně ve sloupci označeném 1 v kroužku. Výrazy, jimiž k příslušným dílčím deformačním veličinám přičiňuje staticky určitá soustava základní, jsou uvedeny v dalších sloupcích, a to jak obecně tak i svými číslenými hodnotami. Ve sloupci označeném 6 v kroužku jsou výsledné součty a v sloupci 7 v kroužku je vepsán znak příslušné dílčí deformační veličiny. — Tabulka IV má v prvém řádku opsány výsledky řešení z tabulek I a II, ve druhém řádku výsledky řešení z tabulky III; ve třetím řádku jsou uvedeny součty jako výsledné deformační veličiny celého jednoho nosníku příčle a ve čtvrtém řádku jsou tyto veličiny přepočteny na celou šířku mostovky složené z 18 nosníků. Pro porovnání jsou ještě v pátém řádku přepsány hodnoty těchže veličin, které byly původně vyšetřeny pro konstrukci s neoslabenými průřezy a prostou kabelů. Veličiny α_a, β, n_a a n_H jsou převzaty z tabulky přílohy č. 26, veličiny α_o, n_o vyvozené ostatním obtížením stálým ve IV. stavebním stadiu byly původně vypočteny v tabulce č. 28 pro modul pružnosti betonu $E_b = 200\,000$ kg/cm² a proto se převádějí na modul dvojnásobný dělením dvěma. Veličiny α_a, n_a III. stadia se nedají porovnávat a proto se příslušné hodnoty z přílohy 28 nepřepisují.

násobný součet dílčích veličin n_{Hv} (vliv přetvoření vloženého pole) a n_{Hk} (vliv přetvoření krakorce). Pro dílčí deformační veličiny platí tyto vzorce:

$$n_{Hv} = \int_{0_2}^{0,5\,l_v^w} \mu_H^2 \,\mathrm{d}w + \int_0^{0,5\,l_v^v} \nu_H^2 \,\mathrm{d}v + \sum_{k=1}^{5} X_{kH}\, v_{kOH}, \qquad n_{Hk} = \int_0^{l_k^w} \mu_H^2 \,\mathrm{d}w + \int_0^{l_k^v} \nu_H^2 \,\mathrm{d}v + X_{1H}\, k_{10H}.$$

Jelikož $\nu_H = \text{konst} = -1$, platí $\int \nu_H^2 \,\mathrm{d}v = \int \mathrm{d}v$.

Kořeny X_H vyhovují, jak bylo již zmíněno, lineárním rovnicím s absolutními členy v_{OH} případně k_{OH} vypočtenými pro staticky určitě uloženou příčli obtíženou silou $H = 1$. Všechny číselné výpočty jsou obsaženy v tabulkách výše uvedených příloh.

Výpočet veličin $\alpha_0 = |\beta_0|$ a n_0.

Zaměníme-li jednotkové momenty $M_a = 1$ a $M_b = -1$ zatěžující podle obr. 5 staticky určitě uloženou příčli za skutečné vnější obtížení, jež na ní ve III. stavebním stadiu přejde, změní se úhel $\alpha_a + |\beta|$ ohybové čáry v úhel α_0 a vodorovný posuv $2n_a$ v posuv n_0. Momentová plocha μ_M při tom přejde v plochu μ_0 a plocha normálných sil ν_M v plochu ν_0.

Vyšetřování můžeme i tu omezit na polovinu příčle a α_0 i n_0 skládat z dílčích deformačních veličin α_{ok}^{III}, n_{ok}^{III} vypočtených na krakorci a α_{ov}^{III}, n_{ov}^{III} vypočtených na vloženém poli. Na krakorcovitě vetknuté poloviční příčli musíme dát ovšem působit nejen danému vnějšímu obtížení, ale i reakci A, která v tomto případě není rovna nule a která svým vlivem doplní momentovou plochu tak jak je třeba. Pro skládání dílčích veličin ve výsledné platí vzorce vyplývající výše zmíněnou záměnou ze vzorců pro součet $\alpha_a + |\beta|$ a pro n_a:

$$\alpha_0^{III} = \alpha_{0v}^{III} + \alpha_{0k}^{III}, \qquad n_o^{III} = 2\,(n_{0v}^{III} + n_{0k}^{III}).$$

Vnějším obtížením III. stavebního stadia jsou síly vnesené předpětím kabelů II. skupiny a břemena P působící v místech provisorních podpor a vystihující vliv vyloučení jejich funkce při odskružení.

Předpětím pomocných kabelů p zmenšily se v závěrečné fázi II. stadia reakce provisorních podpor po obou stranách mostu z původních 194,6 t na 128,2 t. Odskružením ubudou i tyto zmenšené reakce. Úbytek sil působících zdola nahoru znamená obtížení silami působícími shora dolů, tedy silami $P = 128{,}2$ t.

Plochy normálných sil ν_0^{III} a momentů μ_0^{III} vyvozené předpětím kabelů II. skupiny ve III. stadiu jsou vykresleny pro vložené pole v příloze č. 39 a pro krakorec v příloze č. 40. U obou dílů je v momentové ploše vynechán vliv břemen P. Momentová plocha od těchto břemen je lichoběžník, jehož horní, delší strana je rovná rozpětí l celé příčle a kratší strana délce l_v vloženého pole. Jeho výška se při délce l_k krakorce rovná součinu $P\,l_k = 128{,}2 \,.\, 7{,}845 = 1006$ tm. Mezilehlé pořadnice této lichoběžníkové momentové plochy jsou uvedeny ve sloupci 4 tabulek IV a V přílohy č. 45 na str. 133. V této příloze je tato plocha, jež je tu značena $\mathfrak{M}_P$, také vykreslena, a to u prostředního schematu. Při vyšetřování jediného nosníku je třeba momentové pořadnice $\mathfrak{M}_P$ dělit 18. Kdyby $\mathfrak{M}_P$ byla plochou obdélníkovou, stačilo by výslednou deformační veličinu α_0, vyšetřenou bez ohledu na vliv břemen P, opravit o součin $P\,l_k\,(\alpha_a + |\beta|) = 1006\,(\alpha_a + |\beta|)$ a výslednou veličinu n_0 zvětšit o součin $1006\,(2\,n_a)$. Jelikož však do obdélníka chybějí po obou stranách nad délkami l_k krakorců trojúhelníkové plošky (nad kraji mají tyto trojúhelníky výšku 1 006 tm, případně 1 006 : 18, nad spárami B mají své hroty), je třeba — chceme-li zachovat jednoduchost postupu a teprve dodatečně opravovat α_o a n_o — tyto trojúhelníkové momentové plochy předem odečíst z plochy μ_0 vyvozené předpětím kabelů II. skupiny. V příloze č. 40 je toto odečítání vyznačeno u plochy μ_0^{III}. Výška odečítaného trojúhelníka je tu však $-10{,}81 \,.\, 7{,}845 = -84{,}8$ tm, zatím co správně měla být jen $-1006 : 18 = -58{,}9$ tm. Při původním zpracování návrhu se totiž počítalo s tím, že ve III. stadiu ubude celá reakce provisorních podpor, nikoliv jen část, která zbývá v konstrukci po předpětí pomocných (teprve dodatečně přidaných) kabelů p ve II. stadiu. Rozdíl $84{,}8 - 58{,}9 = 28{,}9$ tm je však proti ostatním

pořadnicím momentovým malý a může být zanedbán tím spíše, že směrodatné jsou vždy jen součiny momentů μ_0 s pružnými vahami w, které právě na velmi tuhých krakorcích jsou mizivě malé.

Tahové přírůstky $X_{G\,III}$ v kabelových řadách jsou dány opět dříve sestavenými lineárními rovnicemi. Absolutní členy těchto rovnic, pro které volíme označení v_{oG}^{III} (vložené pole) případně k_{oG}^{III} (krakorec), jsou vypočteny ze vzorců:

$$v_{nOG}^{III} = \int_0^{0,5\,l_v^w} \mu_0^{III}\,\mu_n\,dw + \int_0^{0,5\,l_v^v} \nu_0^{III}\,\nu_n\,dv, \quad k_{nOG}^{III} = \int_0^{l_k^w} \mu_0^{III}\,\mu_n\,dw + \int_0^{l_k^v} \nu_0^{III}\,\nu_n\,dv,$$

Dílčí deformační veličiny vystihující vliv předpětí kabelů II. skupiny a negativně uvažované trojúhelníkové momentové plochy pro pozdější jednoduchý výpočet vlivu břemen P jsou dány rovnicemi:

$$\alpha_{ov}^{III} = \int_0^{0,5\,l_v^w} \mu_0^{III}\,dw + \sum_{k=1}^{5} X_{k\,G\,III}\,v_{k\,O\,M}, \quad \alpha_{0k}^{III} = \int_0^{l_k^w} \mu_0^{III}\,dw + X_{1\,G\,III}\,k_{1\,O\,M}$$

$$n_{ov}^{III} = \int_0^{0,5\,l_v^w} \mu_1\,\mu_0^{III}\,dw + \int_0^{0,5\,l_v^v} \nu_H\,\nu_0^{III}\,dv + \sum_{k=1}^{5} X_{k\,G\,III}\,v_{k\,O\,H},$$

$$n_{vk}^{III} = \int_0^{l_k^w} \mu_H\,\mu_0^{III}\,dw + \int_0^{l_k^v} \nu_H\,\nu_0^{III}\,dv + X_{1\,G\,III}\,k_{1\,O\,H}.$$

Jelikož $\nu_H = \text{konst} = -1$, zjednodušují se integrály vztahující se na přetvárnou práci normálných sil takto: — záporné znaménko pochází od vytknuté plochy $\nu_H = -1$

$$-\int_0^{0,5\,l_v^v} \nu_0^{III}\,dv \text{ (vložené pole)}, \quad -\int_0^{l_k^v} \nu_0^{III}\,dv \text{ (krakorec)}.$$

Číselné výpočty jsou provedeny v tabulkách společně s výpočty dílčích deformačních veličin ostatních ← viz přílohy č. 39, 40, 41, 42 a 44.

Pro výpočet vlivu předpětí dvou kabelů řady a_5 v každém nosníku, jež se provede v přechodné fázi na počátku III. stavebního stadia před odskružením, je třeba stanovit také deformační veličiny vyvozené tímto vnějším obtížením příčle, které označujme $\alpha_0^{III'}$ a $n_0^{III'}$. Příslušné plochy normálných sil a momentů odlišujme od ploch vyvozených předpětím všech kabelů II. skupiny rovněž čárkováním. U vloženého pole jsou plochy $\nu_0^{III'}$ a $\mu_0^{III'}$ vyznačeny v příloze č. 39 čárkovaným obrysem ve schematech III. stavebního stadia; u krakorce může být k tomuto řešení použito ploch $\nu_{a\,3,4,5}$ a $\mu_{a\,3,4,5}$ vyvozených jednotkovým tahem v řadě kabelů a_3, a_4 a a_5 a připravených pro IV. stadium v příloze č. 40 dole. Skutečná osová síla dvou kabelů řady a_5 je $2 \cdot 19{,}085 = 38{,}17$ t, plochy $\mu_0^{III'}$ a $\nu_0^{III'}$ v rozsahu krakorce jsou tedy 38,17ti násobky ploch $\mu_{a\,3,4,5}$ a $\nu_{a\,3,4,5}$.

U vloženého pole, kde plocha normálných sil má konstantní výšku 38,17 t a kde plocha momentů je dána pořadnicemi 12,0 tm a 8,9 tm (viz příl. č. 39, údaje připsané v závorkách ve schematech III. stadia), určíme dílčí deformační veličiny přímo numerickou integrací. Pružné váhy pro místa daných pořadnic, to jest pro střednice prvých dvou proužků, mohou být převzaty z prvých dvou řádků sloupce 12 tabulky I, přílohy č. 41 ($w_1 = 18{,}86$, $w_2 = 28{,}14$). w násobky pořadnic plochy μ_H pro výpočet veličiny $n_{ov}^{III'}$ mohou být odečteny v prvých dvou řádcích sloupce 18 této tabulky ($\mu_H w_1 = 14{,}14$, $\mu_H w_2 = 23{,}08$) a pružné váhy v možno nalézt v prvých dvou řádcích sloupce 9 tab. II ($v_1 = 0{,}918$, $v_2 = 1{,}006$). Numerická integrace se omezuje vždy jen na součty dvou členů:

$$\alpha_{ov}^{III'} = \int_0^{0,5\,l_v^w} \mu_0^{III'}\,dw = 12{,}0 \cdot 18{,}86 + 8{,}9 \cdot 28{,}14 = 476{,}8,$$

$$n_{ov}^{III'} = \int_0^{0,5\,l_v^w} \mu_0^{III'}\,\mu_H\,dw + \int_0^{0,5\,l_v^v} \nu_0^{III'}\,(-1)\,dv = 12{,}0 \cdot 14{,}14 + 8{,}9 \cdot 23{,}08 - 38{,}17\,(0{,}918 + 1{,}006) = 301{,}6.$$

U krakorce můžeme použít přímo numericky vyčíslených integrálů z přílohy č. 41 (str. 144):

$$\alpha_{ok}^{III'} = \int_0^{l_k^w} \mu_0^{III'} \, dw = 38{,}17 \int_0^{l_k^w} \mu_{a\,3,\,4,\,5} = 38{,}17 \cdot 10{,}630 = 405{,}74,$$

$$n_{ok}^{III'} = \int_0^{l_k^w} \mu_0^{III'} \mu_H \, dw + \int_0^{l_k^v} \nu_0^{III'} (-1) \, dv = 38{,}17 \, (5{,}044 - 3{,}934) = 42{,}4.$$

Číslo 10,630 je součtem sloupce 15 tab. III, který je nadepsán μ_{a3}; pro úsporu místa se totiž v tabulkách píše stručněji μ_{a3} namísto $\mu_{a3,4,5}$. Číslo 5,044 je součtem součinů čísel ze sloupce 5 a 18, který je uveden v pravé části téže tabulky nadepsané „součty součinů (kombinace $n \cdot m$)“ a číslo 3,934 je součtem sloupce 12 tab. IV.

Výsledné deformační veličiny charakterisující přetvoření staticky určitě uložené a spolupůsobících kabelů prosté příčle od předpětí dvou kabelů řady a_5, které v tomto případě mohou být ztotožněny s veličinami příčle vyztužené spolupůsobícími kabely I. skupiny (vliv spolupůsobení kabelů je nepatrný, jak je patrno z porovnání jednotlivých příčinků v tabulkách I, II a III přílohy č. 44, kde vliv kabelů na velikost deformační veličiny je vepsán do sloupce 1 v kroužku a veličiny samy vypočteny v sloupci 6 v kroužku), vyplývají ze součtů veličin dílčích:

$$\alpha_o^{III'} = 476{,}8 + 405{,}7 = 882{,}5, \qquad n_o^{III'} = 2\,(301{,}6 + 42{,}4) = 688{,}0.$$

Vnější statická neurčitost.

Když byly takto vyšetřeny deformační veličiny příčle s ohledem na její vnitřní statickou neurčitost (veličiny α_0, n_0 pro přechodnou fázi bez ohledu na ni) může být přikročeno k výpočtu vnějších staticky neurčitých. Užije se opět vzorců odvozených v oddíle VII. a uvedených na str. 77. Řešení, provedené na podkladě deformačních konstant podpor vyplývajících z předpokladu modulu pružnosti zeminy $E_z = 2000$ t/m² a vypočtených na str. 91, je otištěno podrobně a úplně. Z řešení vycházejícího z předpokladu $E_z = 5000$ t/m² jsou uváděny jen výsledky, a to v závorkách přímo vedle příslušných výsledků řešení prvého. Vnější staticky neurčité se vypočítávají na celou šířku mostovky, nikoliv již jen pro jeden nosník.

Ve III. stavebním stadiu je třeba vyšetřovat tyto stavy:

1. po předpětí dvou kabelů řady a_5, ale před odskružením,
2. po odskružení, ale před napnutím ostatních kabelů II. skupiny,
3. po napnutí všech kabelů II. skupiny.

Napětí vypočtená pro stav ad 3 se přebírají do dalšího stadia.

1. Přechodná fáze III. stavebního stadia před odskružením mostu.

$(\alpha_a + |\beta|) = 17{,}05$
$n_a \ldots\ldots = 14{,}53$
$n_H \ldots\ldots = 26{,}06$
} viz tabulku IV přílohy č. 44 na str. 127, III. stavební stadium, řádek čtvrtý,

$\alpha_0^{III'} = 882{,}5 = |\beta_0^{III'}|$
$n_0^{III'} = 688{,}0$
} viz výpočet v textu na str. 130, v dalším se pro úsporu sazby horní index $^{III'}$ vynechává.

$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 0$, předpětím kabelů a_5 se nevyvodí reakce.

Pomocné rameno — konstantní pro celé III. stadium:

$$r = \frac{n_a - E_a}{(\alpha_a + |\beta| + A_a)} = \frac{14{,}53 - 33{,}5792}{17{,}05 + 4{,}2610} = \frac{-19{,}0492}{21{,}3110} = -0{,}8939 \quad (0{,}0194).$$

Vodorovná síla

$$H = -\frac{n_0 - (\alpha_a + |\beta|)\, r}{n_H + 2\,C_a - 2\,r\,(n_a - E_a)} = -\frac{688{,}0 + 2 \cdot 882{,}5 \cdot 0{,}8939}{26{,}06 + 2 \cdot 301{,}0348 - 2 \cdot 0{,}8939 \cdot 19{,}0492} =$$

$$= -\frac{2265{,}7}{594{,}07} = -3{,}81 \text{ t} \quad (-2{,}34).$$

Pomocný výraz c_2

$$c_2 = \frac{\alpha_0 + |\beta_0|}{2(\alpha_a + |\beta| + A_a)} + r\,H = \frac{2 \cdot 882{,}5}{2 \cdot 21{,}3110} + 0{,}8939 \cdot 3{,}81 = 44{,}8 \text{ tm } (46{,}6).$$

Podporové momenty, jako reakce působící ze styčníku na prut:

$$M_a = -M_b = -c_2 = -44{,}8 \text{ tm } (-46{,}6).$$

Z vnějších staticky neurčitých H a $M_a = -M_b$ můžeme určit jednak vnitřní staticky neurčité, to jest změny kabelových tahů v jednotlivých řadách, jednak průběh ohybových momentů M a normálných sil N v celé konstrukci rámu s pružně vetknutými patkami. Byla-li obecně v $n$tém kabelu (jehož jednotkové předpětí způsobí na jednom staticky určitě uloženém nosníku příčle momenty μ_n a normálné síly ν_n) změna tahu vyvozená jednotkovými momenty $M_a = -M_b = 1$ vypočtena hodnotou kořene X_{nM}, změna od vodorovného tahu $H = 1$ hodnotou kořene X_{nH} a byla-li by změna způsobená v předpětí tohoto $n$tého kabelu vnějším obtížením (jímž v této přechodné fázi je předpětí dvou kabelů řady a_5 na 10 000 kg/cm^2, kterým se v každém nosníku vyvolají momenty $\mu_0^{III'}$ a normálné síly $\nu_0^{III'}$) dána hodnotou $X_{nG}^{III'}$, počítala by se výsledná změna X_n kabelového tahu z rovnice

$$X_n = X_{nG}^{III'} + \frac{1}{18} M_a X_{nM} + \frac{1}{18} H X_{nH}$$

a průřezové síly M a N byly by pro jeden nosník dány vztahy

$$M = \mu_0^{III'} + X_n \mu_n + M_a + H y, \qquad N = \nu_0^{III'} + X_n \nu_n - H.$$

Pro tuto přechodnou fázi III. stav. stadia nebyla však vyšetřována vnitřní statická neurčitost přesně a proto chybějí kořeny $X_{nG}^{III'}$. Je tedy třeba upustit od výpočtu skutečných změn kabelových tahů X v řadách d, e, f, g_1 a g_2 a vliv těchto změn zanedbat i při výpočtu průřezových sil.

Stanovením průřezových sil podle uvedených vzorců, ať bylo provedeno přesně, či bez ohledu na spolupůsobení kabelů I. skupiny, není však vyšetřování této přechodné fáze ještě ukončeno. Je třeba uvážit, že před odskružením je konstrukce ještě vícekráte staticky neurčitá, že přetvoření příčle vyvozené vlastním předpětím kabelů řady a_5 má za následek přitížení provisorních podpor a že zvětšení reakcí těchto podpor znamená pro konstrukci rámu s pružně vetknutými patkami zatížení dvěma osamělými břemeny působícími v místech spár B zdola nahoru. Momentovou plochu a plochu normálných sil od těchto dvou osamělých břemen je třeba ještě přičíst k průběhům M a N určeným podle vzorců předchozího odstavce.

Velikost reakcí, jež působí v provisorních podporách po předpětí kabelů řady a_5, je řešena v příloze č. 45 na str. 133. Jak je vyznačeno v náčrtku v levém horním rohu této přílohy, je síla vyvozená předpětím dvou kabelů řady a_5 v každém z osmnácti nosníků úhrnem 687,1 t. Kdyby most byl odskružen, působily by na příčli v místech spár B ještě osamělá břemena $P = 128{,}2$ t vystihující vyloučení funkce provisorních podpor, ve kterých z II. stavebního stadia zbyly reakce této velikosti. Na příčli staticky určitě uložené vyvodí předpínací síla 687,1 t a břemena $P = 128{,}2$ t momentovou plochu, jež v tomto schematu je značena $\mathfrak{M}$ a jejíž pořadnice jsou vypočteny jako součty pořadnic plochy $\mu_0^{III'}$ (vliv předpětí kabelů a_5) a pořadnic $\mathfrak{M}_P$ (vliv osamělých břemen P). Momentová plocha $\mathfrak{M}_P$ je 128,2 násobkem plochy μ_P vykreslené pod plochou $\mathfrak{M}$ a vyvozené osamělými břemeny jednotkovými působícími v místech spár B.

Staticky neurčité, to jest podporové momenty $M_a = -M_b$ a vodorovná síla H způsobené předpětím kabelů a_5 byly již výše vypočteny. Staticky neurčité složky reakcí od břemen $P = 128{,}2$ t se dají s postačující přesností určit pomocí příčinkových čar. Příčinková čára podporového momentu má v místě spár B pořadnice, jejichž součet je $-6{,}341$ ($-6{,}400$) a součtem příčinkových pořadnic vodorovné síly je tu 0,656 (0,681). Výsledné staticky neurčité pro vnější obtížení vyznačené ve zmíněném schematu v horním levém rohu přílohy č. 45 jsou tedy:

$$M_a = -M_b = -44{,}8 - 128{,}2 \cdot 6{,}341 = -857{,}7 \text{ tm } (-867{,}1),$$
$$H = -3{,}81 - 128{,}2 \cdot 0{,}656 = -87{,}9 \text{ t } (-89{,}6).$$

Pořadnice příčinkové čáry vodorovné síly se dosazují s opačným znaménkem, jelikož vodorovná síla jako složka reakce se podle obr. 1 na str. 71 značí kladná jako tah. Výsledná momentová plocha daného obtížení, jež se označuje μ_0, vzniká složením plochy $\mathfrak{M}$ a vlivu staticky neurčitých podle vzorce: $\mu_0 = \mathfrak{M} + M_a + Hy = \mathfrak{M} - 857{,}7 - 87{,}9\,y$, $(\mathfrak{M} - 867{,}1 - 89{,}6\,y)$.

Pořadnice této výsledné momentové plochy jsou vypočteny v tabulce I, příl. č. 45 a vepsány do sloupce 8. Spojením této momentové plochy μ_0 s plochou μ_P od jednotkových osamělých břemen P a s plochou pružných vah w obdržíme průhyb příčle v místech spár B za předpokladu, že nepoklesnou opěry. Tento průhyb, daný integrálem $\int_0^{0{,}5\,l^w} \mu_0\,\mu_P\,\mathrm{d}w$ (integračním oborem je jen polovina rozpětí l příčle, jelikož plocha μ_P je vyvozena dvěma jednotkovými břemeny; transformovaná horní mez souvisí se zavedením nové proměnné $w = \frac{x}{EJ}$ a značí $0{,}5\,\frac{l}{EJ}$), který je vypočten ve sloupci 12 téže tabulky, je třeba zvětšit o poklesnutí u_l levé (a zároveň též pravé) opěry. Při daných složkách M, V, H akce, jíž obtížená příčle ve staticky neurčité soustavě působí na levou opěru, můžeme poklesnutí u_l vypočítat z deformačních konstant, jež byly vyšetřeny pro styčník b_3 jako volný konec samostatné levé stojky. Výsledný průhyb u_P příčle, odměřený v místech spár B, to jest v působištích reakcí provisorních podpor, vyplývá ze součtu

$$u_P = \int_0^{0{,}5\,l^w} \mu_0\,\mu_P\,\mathrm{d}w + u_l.$$

Číselné výpočty jsou provedeny pod tabulkou v příl. č. 45, kde je vyšetřena též velikost reakce $P_{a5} = \frac{u_P}{u_{PP}}$, která po předpětí kabelů a_5 působí v provisorních podporách. Jmenovatel u_{PP} uvedeného zlomku je míra rozevření ložných spár mezi bárkami provisorních podpor a příčlí, které je vyvozeno jednotkovými břemeny $P = 1$. Toto rozevření se skládá z vlastního průhybu příčle daného integrálem $\int_0^{0{,}5\,l^w} \mu_o{}^P\,\mu_P\,\mathrm{d}w$ ($\mu_o{}^P$ je momentová plocha vyvozená jednotkovými břemeny na staticky neurčité konstrukci rámu, μ_P je momentová plocha vyvozená těmito jednotkovými břemeny na příčli staticky určitě uložené), ze svislého ssednutí $u_l{}^P$ opěr rámu a z vlivu pružnosti provisorních bárek, který byl vypočten již v příloze č. 38. Integrál jmenovatele u_{PP} je vyčíslen numericky v tabulce III na pravé straně přílohy č. 45 (úprava této tabulky je podobná jako u tab. I po levé straně). Výsledná hodnota jmenovatele je vypočtena pod tabulkou jako součet popsaných tří vlivů. Rozdíl ΔP reakce P_{a5}, která v provisorní podpoře působí po předpětí kabelů a_5 a reakce, jež v této podpoře zůstala z II. stavebního stadia, představuje pro příčli rámu osamělé břemeno působící po obou stranách mostu zdola nahoru, poněkud zvětšující v krajích příčle momenty positivní a uprostřed momenty negativní a zmenšující vodorovnou rámovou sílu.

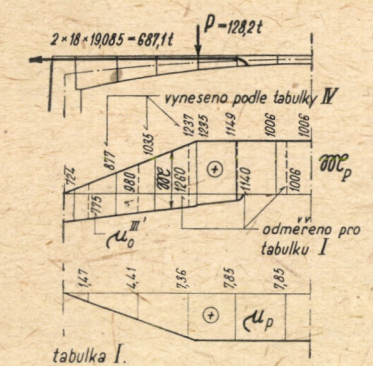
Vliv těchto dvou osamělých břemen ΔP se připočítává k průřezovým silám vyvozeným vlastním předpětím kabelů a_5 a příslušnými staticky neurčitými složkami reakcí. Staticky neurčité od osamělých břemen ΔP mohou být určeny z příčinkových čar M_a a H. Číselné výpočty jsou provedeny v tabulce I přílohy č. 46 na str. 134, kde jsou nakonec vyčíslena i napětí, a to jednak odděleně od napětí vyvozených v dřívějších stadiích (sloupec 29 a 30), jednak dohromady s těmito napětími (sloupec 33 a 34). V těchto dvou posledních sloupcích jsou zároveň v závorkách uvedena napětí vyplývající z druhého řešení, ve kterém se předpokládá $E_z = 5000$ t/m².

2. Přechodná fáze III. stavebního stadia po odskružení mostu.

Vyloučení funkce provisorních podpor znamená pro rámovou příčli zatížení dvěma osamělými břemeny $P_{a5} = 137{,}1$ t oproti stavu předchozí fáze nebo břemeny $P = 128{,}2$ t oproti závěru předchozího stavebního stadia. Průběh momentů v příčli jako součásti rámu byl stanoven již v příloze č. 45 (sloupec 8, tab. I), jenže ve střednicích proužků, zatím co pro výpočet napětí je třeba určit pořadnice momentové plochy v průřezech, jež se posuzují. Číselné výpočty jsou provedeny v tabulce II

O d s k r u ž e n í

Stav po napnutí kabelů a_5



tabulka I.

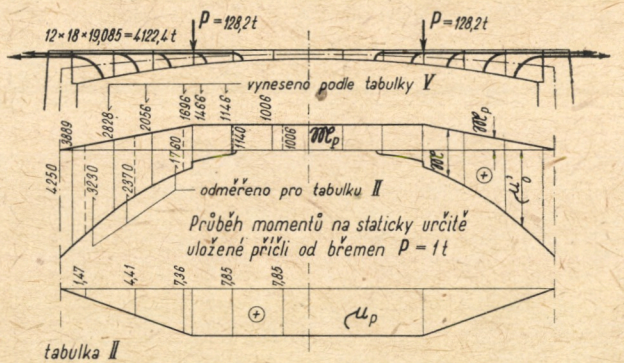
tabulka IV

Početní stanovení čáry $\mathcal{M}$

průřez	rameno kabelů	$u_0^{III'}$	$\mathcal{M}_p$	$\mathcal{M}$
		pro celou příčli		
1	2	3	4	5
①	0,939	64,5	79	724
②	0,711	48,9	388	877
③	0,494	33,9	696	1035
④	0,336	23,1	1006	1237
④'	0,333	22,9	1006	1235
⑤	0,208	14,3	1006	1149

③ = 687,1 ②, ⑤ = ③ + ④

Stav po napnutí všech kabelů



tabulka II

tabulka V

Početní stanovení čáry $\mathcal{M}$

průřez	u_0'	$\mathcal{M}_p$	$\mathcal{M}$
	Únosník	pro celou příčli	
1	2	3	4	5
①	212,3	3820	79	3899
②	135,7	2440	388	2828
③	74,5	1360	696	2056
④	38,5	690	1006	1696
④'	25,4	460	1006	1466
⑤	7,9	140	1006	1146

Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec nebo řádek
u_0'	39, 40	horní	u_0'
M_a, H	z textu		
y	26	—	8
w			5
M_{a1}, H_1	z příčinkových čar, příl. 31, 32		
deformační konstanty z textu			

tabulka III

Početní stanovení průhybu od předpětí kabelů a_5 a břemen P = 128,2 t

E_z	ξ	průběh momentů $\mathcal{M}$	M_a	H	y	$H \times y$	u_0 na příčli	u_p	pružné váhy w	$u_p \times w$	$\sum(u_0 u_p w)$
		tm		t	m	tm			$t^{-1} \times m^{-1}$	—	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2000 t/m²	0,05	775	−857,7	−87,9	0,17	−14,9	−98	1,47	0,14	0,206	14850
	0,15	980			0,47	−41,3	81	4,41	0,38	1,676	
	0,25	1260			0,69	−60,7	342	7,36	1,15	8,464	
	0,35	1140			0,83	−73,0	209	7,85	3,94	30,929	
	0,45	1006			0,91	−80,0	68	7,85	10,07	79,050	
5000 t/m²	0,05	775	−857,1	−89,6	0,17	−15,2	−107	1,47	0,14	0,206	13559
	0,15	980			0,47	−42,1	71	4,41	0,38	1,676	
	0,25	1260			0,67	−61,8	331	7,36	1,15	8,464	
	0,35	1140			0,83	−74,4	199	7,85	3,94	30,929	
	0,45	1006			0,91	−81,5	57	7,85	10,07	79,050	

Pokles levé opěry: Vnější síly působící na a_2: $M = 857,7$ tm, $V = 128,2$ t, $H = -87,9$ t

$u_l = M \times D_2' + V \times B_2' + H \times F_2' = -857,7 \times 2,3372 + 128,2 \times 31,4584 + 87,9 \times 19,0007 = 3699$ (1436)

výsledný průhyb v místě podpor: $u_p = 14850 + 3699 = 18549$ (14991)

Po napnutí dvou kabelů působí v provisorních podporách reakce

$P_{a5} = \frac{u_p}{u_{pp}} = 137,1$ t (135,9)

$\Delta P = 128,2 - 137,1 = -8,9$ (−7,7)

Početní stanovení průhybu od předpětí všemi kabely a břemen P = 128,2 t

E_z	ξ	průběh momentů $\mathcal{M}$	M_a	H	y	$H \times y$	u_0 na příčli	u_p	pružné váhy w	$u_p \times w$	$\sum(u_0 u_p w)$
		tm		t	m	tm			$t^{-1} \times m^{-1}$	—	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2000 t/m²	0,05	3230	−986,7	−99,3	0,17	−17	2226	jako v tabulce I.			5240
	0,15	2370			0,47	−47	1336				
	0,25	1760			0,69	−69	704				
	0,35	1140			0,83	−82	71				
	0,45	1006			0,91	−90	−71				
5000 t/m²	0,05	3230	−1000,0	−97,3	0,17	−17	2213	jako v tabulce I.			3804
	0,15	2370			0,47	−46	1324				
	0,25	1760			0,69	−67	693				
	0,35	1140			0,83	−81	59				
	0,45	1006			0,91	−89	−83				

Pokles levé opěry: Vnější síly působící na a_2: $M = 986,7$ tm, $V = P = 128,2$ t, $H = -99,3$ t

$u_l = M \times D_2' + V \times B_2' + H \times F_2' = -986,7 \times 2,3372 + 128,2 \times 31,484 + 99,3 \times 19,0007 = 3617$ (1367)

výsledný průhyb v místě provisorních podpor:

$u_{p_0} = 5240 + 3617 = 8857$ (5171)

Kdyby předpětí všech kabelů bylo provedeno před odskružením, zbyly by v provisorních podporách reakce $P_{a5} = \frac{u_{p_0}}{u_{pp}} = 65,5$ t (46,9 t)

Početní stanovení průhybu od břemen P = 1 t

E_z	ξ	průběh momentů $\mathcal{M}-u_p$	M_{a1}	H_1	y	$H_1 \times y$	u_0^p na příčli	u_p	pružné váhy w	$u_p \times w$	$\sum(u_0^p u_p w)$
		tm		t	m	tm			$t^{-1} \times m^{-1}$	—	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2000 t/m²	0,05	1,47	−6,341	−0,656	0,17	−0,12	−4,99	jako v tabulce I.			99,28
	0,15	4,41			0,47	−0,32	−2,25				
	0,25	7,36			0,69	−0,47	0,55				
	0,35	7,85			0,83	−0,57	0,94				
	0,45	7,85			0,91	−0,62	0,89				
5000 t/m²	0,05	1,47	−6,400	−0,681	0,17	−0,12	−5,05	jako v tabulce I.			92,06
	0,15	4,41			0,47	−0,32	−2,31				
	0,25	7,36			0,69	−0,47	0,49				
	0,35	7,85			0,83	−0,57	0,88				
	0,45	7,85			0,91	−0,62	0,83				

Pokles levé opěry: Vnější síly působící na a_2: $M = 6,341$ tm, $V = P = 1$ t, $H = -0,656$ t

$u_l^p = M \times D_2' + V \times B_2' + H \times F_2' = -6,341 \times 2,3372 + 1 \times 31,4584 + 0,656 \times 19,007 = 29,10$ (11,39)

výsledný průhyb v místě provisorních podpor:

$u_{pp} = 99,28 + 29,10 + 6,90^{*)} = 135,28$ (110,35)

*) 6,90 = u_{ap}^p = pokles pilotové bárky (viz přílohu čís. 38)

Výpočet napětí v průřezech přičle „spára A" až (7) v 1. a 2. fázi III. stavebního stadia.

$E_z = 2000\ t/m^2$ (v závorkách sloupců 33 a 34 tab. I a sloupců 26 a 27 tab. II jsou uvedena napětí platící pro $E_z = 5000\ t/m^2$)

tabulka I — Napětí 1. fáze (napnuty kabely I. skupiny, pomocné kabely p a kabely a_5, funkce provisorních podpor není vyloučena)

část konstrukce	průřez	vnitřní síly od obtížení 1. fáze III. stavebního stadia: vliv předpětí kabelů a_5 — stat. určité konstr. moment	stat. určité konstr. norm. síla	stat. neurč. moment	stat. neurč. vodor. síla	vliv stat. neurčitých napětí	vliv stat. neurčitých moment vodorovné síly	vliv stat. neurčitých moment od stat. neurčitých	výsledné hodnoty normálná síla	výsledné hodnoty moment	vliv odlehčení provisorních podpor změna síly p	moment sil Δp na stat. určité konstrukci	stat. neurč. moment	stat. neurč. vodor. síla	vliv stat. neurčitých vzepětí	vliv stat. neurčitých moment vodorovné síly	vliv stat. neurčitých moment od stat. neurčitých	výsledné hodn. norm. síla	výsledné hodn. moment	výsledné vnitřní síly norm. síla (10)+(19)	výsledné vnitřní síly moment (11)+(20)	průřezové funkce plocha	průřezové funkce moduly odporu horní	průřezové funkce moduly odporu spodní	napětí vliv N_{III_1} M_{III_1}	napětí vliv M_{III_2}	napětí výsledné hodnoty	napětí napětí v závěru II. stav. stadia	napětí výsledná napětí v 1. fázi III. stavebního stadia	
		$'_{d_0}{}^{III}$	$'_{v_0}{}^{III}$	$'M_a$	$'H$	y	$-'H y$	$'M_a - 'H y$	N_{a5}	M_{a5}	Δp	Δp na stat. určité konstrukci	$M_{a\Delta p}$	$H_{a\Delta p}$	y	$-H_{a\Delta p} \cdot y$	$M_{a\Delta p} - H_{a\Delta p} y$	$N_{a\Delta p}$	$M_{a\Delta p}$	N_{III_1}	M_{III_1}	F	W_h	W_s	$M_{III_1}: F$	$M_{III_2}: W_h$	(24)+(23)	(22)+(24)	(23)+(25)	(26)+(27)	(26)+(28)
		kgcm	kg	kgcm	kg	cm	kgcm		kg	kgcm	kg	kg cm	kgcm	kg	cm	kgcm		kg	kgcm	kg	kgcm	cm^2	cm^3		kg/cm^2					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
Spára A		3583000				9,1	-2000	-251000		3332000		31000				3000	316000		285000		3617000	3704	284238	298525	10,3	12,7	-12,1	23,0	-1,8	—	12,1
knakonec 1						10,1	-2000	-251000		3332000						3000	316000		285000		3617000	6388	322520	331917	6,0	11,2	-10,9	17,2	-4,9	-0,7	9,9
2		2717000				32,9	-7000	-256000		2461000		-150000				11000	324000		174000		2635000	5585	218946	224250	6,8	12,0	-11,8	18,8	-5,0	-1,8	16,1
3		1883000				54,6	-11000	-260000		1623000		-268000				18000	331000		63000		1686000	4673	132015	134992	8,1	12,8	-12,4	20,9	-4,3	-0,6	17,6
4'		1283000				70,4	-15000	-264000	38380	1019000						23000	336000		-52000		967000	4063	76839	78466	9,4	12,6	-12,3	22,0	-2,9	2,8	15,8
Spára B																														—	16,1
vložené pole 4''		1272000				70,7	-15000	-264000		1008000		-388000				23000	336000		-52000		956000	4039	76903	77307	9,4	12,4	-12,4	21,8	-3,0	-0,3	68,0
5'		794000				83,2	-17000	-266000		528000						27000	340000		-48000		480000	3321	39360	39058	11,4	12,2	-12,3	23,6	-0,9	10,5	72,3
5''		~794000				83,3	-17000	-266000		528000						27000	340000		-48000		480000	3297	39233	38632	11,5	12,2	-12,4	23,7	-0,9	9,3	109,6
6						89,9	-19000	-268000		-268000						29000	342000		-46000		-314000	3595	23251	22774	-0,1	-12,5	-12,8	-12,6	12,7	10,0	99,2
7		0	0			91,7	-19000	-268000	210	-268000						30000	343000		-45000		-313000	3253	19087	18655	-0,1	-16,4	16,8	-16,5	16,7	19,2	101,6

tabulka II. — Napětí 2. fáze (napnuty tytéž kabely jako v 1. fázi, funkce provisorních podpor vyloučena, - počítají se neodvisle od 1. fáze.)

část konstrukce	průřez	vnitřní síly 2. fáze III. stavebního stadia: vliv předpětí kabelů a_5 — norm. síla převzato ze sloupců	moment převzato ze sloupců	vliv odstranění provisorních podpor — akce provis. podpor	moment sil p na stat. určité konstrukci	stat. neurč. moment	stat. neurč. vodor. síla	vliv staticky neurčitých napětí	moment vodorovné síly	moment staticky neurčitých	výsledné síly norm. síla	výsledné síly moment	výsledné vnitřní síly norm. síla (3)+(12)	výsledné vnitřní síly moment (4)+(13)	průřezové funkce plocha	průřezové funkce moduly odporu		napětí vliv N_{III_2} M_{III_2}	napětí vliv M_{III_2}	napětí výsledné hodnoty	napětí napětí v závěru II. stavebního stadia	napětí výsledná napětí v 2. fázi III. stav. stadia	
		tabulky I																$H_{III_2}: F$	$M_{III_2}: W_h$	$-M_{III_2}: W_s$	(14)+(15)	(15)+(17)	(15)+(18)	(18)+(20)	(19)+(21)	(22)+(24)	(23)+(25)
		p		^2M_a	^2H	y	$-^2Hy$	$^2M_a - ^2Hy$	N_p	M_p	N_{III_2}	M_{III_2}			F	W_h	W_s	ν_N	ν_{hM}	ν_{sM}	$^2\nu_h$	$^2\nu_s$	$^{\circ}\nu_h{}^{II}$	$^{\circ}\nu_s{}^{II}$	$^2\nu_h{}^{III}$	$^2\nu_s{}^{III}$
		kg	kgcm			cm	kgcm		kg	kgcm	kg	kgcm			cm^2	cm^3		kg/cm^2									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26						
Spára A			3332000		439000			9,1	-43000	-4559000		-4120000		-788000				11,6	-2,7	2,6	8,9	14,2	—	12,1	8,9 (8,6)	26,3 (26,5)					
knakonec 1			3332000					10,1	-47000	-4563000		-4124000		-792000				6,7	-2,4	2,4	4,3	9,1	-0,7	9,9	3,6 (3,5)	19,0 (19,2)					
2			2461000		2158000			32,9	-154000	-4670000		-2512000		-51000				7,7	-0,2	-0,2	7,5	7,9	-1,8	16,1	6,7 (5,4)	24,0 (24,3)					
3			1623000		3867000			54,6	-255000	-4771000		-902000		721000	23	24	25	9,2	5,5	5,4	14,7	3,8	-0,6	17,6	14,1 (13,6)	21,4 (21,9)					
4'			1019000					70,4	-329000	-4845000		742000		1761000				10,7	23,0	-22,5	33,7	11,8	2,8	15,8	36,5 (38,7)	4,0 (4,5)					
Spára B																							—	16,1	33,7 (32,9)	3,3 (4,8)					
vložené pole 4''			1008000					70,7	-330000	-4846000		741000		1749000				10,7	22,8	-22,6	33,5	-11,1	-0,3	68,0	33,2 (32,4)	55,9 (56,8)					
5'			528000					83,2	-389000	-4905000		682000		1210000				13,0	30,9	-31,2	43,9	-18,2	10,5	72,3	54,4 (52,7)	54,1 (55,1)					
5''			528000					83,3	-389000	-4905000		682000		1210000				13,1	30,9	-31,4	44,0	-18,3	9,3	109,8	53,3 (51,7)	91,5 (93,1)					
6			-268000					89,9	-420000	-4936000		651000		383000				1,4	16,5	-16,9	17,9	-15,5	10,0	99,2	27,9 (25,3)	83,7 (86,4)					
7		210	-268000					91,7	-428000	-4944000		593000		325000				1,5	17,1	-17,4	18,5	-16,1	19,2	101,6	37,7 (37,2)	85,7 (86,2)					

převzaty ze sloupce 7 tabulky I

$\frac{1}{16}\Delta p = \frac{1}{16} 8300 = -494$ kg (přitížení táhly) $= +313000$

$\Delta p \cdot M_{a1} = -494 (-6,341 \cdot 10^3) = +313000$

$\Delta p \cdot H_1 = -494 \cdot 0,656 = -324$ kg (tah)

$\frac{1}{16}$ 44,8 tm = -249000 kgcm (tlak)

$\frac{1}{16}$ 3,8 t = 240 kg (tlak)

$\frac{1}{16}$ 128,2 t = 7122 kg

$-\frac{1}{16}$ 128,2 · $6,341 \cdot 10^3 = -4516000$ kgcm $= -4672$ kg

$\frac{1}{16}$ 120,2 · 0,656 $= 4672$ kg

Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec / řádek
$'_{d_0}{}^{III}$	45	IV	$\frac{1}{16}$ (3)
$'_{v_0}{}^{III}$		obrázek vlevo	
$'M_a$	z textu		
$'H$			
y	35	spodní	109-(37)
Δp	45	Δp	
M_{a1}		III	4
H_1		III	5
$\overline{\overline{m}}_p$		V	$\frac{1}{16}$ (4)
W_h	35	spodní	39
W_s			40
F			18
$^{\circ}\nu_{hs}^{II}$	38		13,14
^2M_a	45	I	$\frac{1}{16}$ (4)
^2H			$\frac{1}{16}$ (5)

$\overline{\overline{m}}_p$ je moment sil P' = 2750 kg na staticky určitě uložené konstrukci a určí se početně podle vzorců: pro průřezy „spára A" až „spára B" $\overline{\overline{m}}_0 - P'x$, kde x je vzdálenost průřezu od podpory (patrná z přílohy 35); pro ostatní průřezy je $\overline{\overline{m}}_{P'}$ konstantní a rovno $\overline{\overline{m}}_{P'} = P' \cdot 784,5$

Výpočet napětí v průřezech přičle „ spára A " až ⑦ v III. stavebním stadiu

E_z = 2000 t/m² (v závorce sloupce 39 a 40 tabulky II jsou uvedena napětí pro E_z = 5000 t/m²)

tabulka I

Stanovení změn předpínacích sil v III. stavebním stadiu

řada kabelů	průřezy, jimiž kabel prochází	síla S^{II} v řadě kabelů v II. stadiu	změny síl: vliv ε_{u_0} $X_{G\,III}$	vliv momentů vetknutí: X_M od M_α=1tm	M_α	ΔS_M ⑤×⑥	vliv vodorovné síly: X_H od H=1t	H	ΔS_H ⑧×⑨	celková změna ΔS^{III} ④+⑦+⑩	výsledné síly S^{III} ③+⑪
		kg			tm	kg		t		kg	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
a,b	A,1,2,3,4 (B) 5	vhodným postupem při napínání vyloučí se vzájemné vlivy kabelů, takže kabely jsou napjaty na 10000 kg/cm²									
c	1	8326									8137
	2,3	17129	- 176 *)	3,20		8 *)	3,72		- 21 *)	- 189 *)	16940
	4'	17544									17355
d	4",5,6,7	19085	- 100	- 10,48		- 27	- 5,99		33	- 94	18991
e	5',6,7		0	8,17		21	10,00		- 55	- 34	19051
f	4",5,6,7		- 58	14,00		- 37	15,46		- 85	- 180	18905
g_1	5',6,7	38170	0	61,96		162	60,67		- 335	- 173	37997
g_2	4",5,6,7	76340	84	106,08	-53,26 + 53,87 = 0,61 (viz text)	277	103,03	- 5,517	- 568	- 291	76049

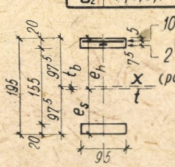
*) do výpočtu měla by se brát pouze vodorovná složka změny ΔS_c^{III}, jelikož však ΔS_c^{III} se jen málo liší od své vodorovné složky a jelikož jeho vliv vůbec je nepatrný, bere se toto ΔS_c^{III} plnou hodnotou

Převzaté hodnoty

veličina	příloha	tabulka	sloupec nebo řádek
$X_{G\,III}$	44	I, III	$X_{G\,III}$
X_M			X_M
X_H			X_H
$\varkappa$	35	spodní	20 až 26
W_h			39
W_s			40
F			18
$\overline{MC}$	45	$\frac{1}{18}\overline{MC}$ graf. znázornění	
M_α, H		$\frac{1}{18}M_\alpha$, $\frac{1}{18}$H	4,5
y	35	spodní	109 - e_h = 109 - (31)
ν_h^{II}	38		16
ν_s^{II}			17

Síla S pro 1 kabel = 19085 kg (viz výpočet v textu)

Průřezové funkce průřezu „spára B" (mezi průřezem ④ a ④') jsou uvažovány přibližně, a to stejné s funkcemi průřezu ④



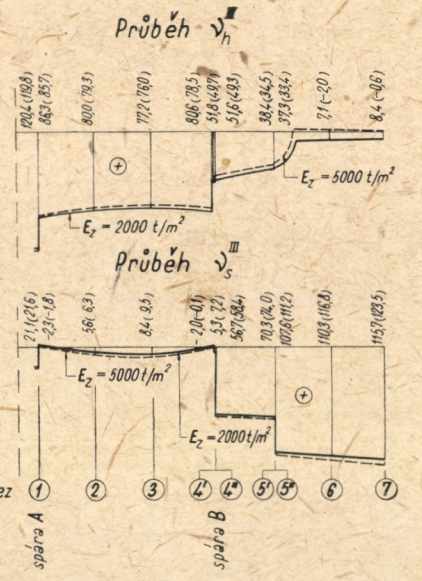
Průřezové funkce spáry A

$F = 2\times 20\times 95 - (10+2)\times 8{,}04 = 3704\ cm^2$, $S_x = 10\times 8{,}04\times 92{,}5 + 2\times 8{,}04\times 85 = 8804\ cm^3$

$t_b = \frac{S_x}{F} = \frac{8804}{3704} = 2{,}4$ cm, $e_h = 97{,}5 + 2{,}4 = 99{,}9$ cm, $e_s = 97{,}5 - 2{,}4 = 95{,}1$ cm

$J_t = \frac{1}{3}\,95\,(99{,}9^3 - 79{,}9^3 + 95{,}1^3 - 75{,}1^3) - 10\times 8{,}04\times(99{,}9-5)^2 - 2\times 8{,}04\times(99{,}9-12{,}5)^2 = 28395390\ cm^4$

$W_h = \frac{J_t}{e_h} = \frac{28395390}{99{,}9} = 284238\ cm^3$, $W_s = \frac{J_t}{e_s} = \frac{28395390}{95{,}1} = 298585\ cm^3$



tabulka II

Stanovení napětí betonu v III. stavebním stadiu

část konstrukce	průřez	výsledné změny sil	síly od předpětí kabelů řad a, b	vliv změny předpětí kabelů I skupiny: změny ΔN u řad c,d až g_2	ramena r kabelů a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	b	c	d	e	f	g_1	g_2	moment od změny předpětí $\Delta M = \Sigma \Delta S_r^{III} r$	průřezové funkce: moduly odporu W_h	W_s	plocha průřezu F	napětí: vliv $N\cdot\Delta N$ ν	vliv ΔM $\nu_{h\Delta}$	$\nu_{s\Delta}$	součty ㉑+㉒ ν_h	㉑+㉓ ν_s	vliv obtížení: moment na staticky určité konstrukci $\overline{MC}$	moment vetknutí	vodorovná síla	vzepětí y	moment od vodorovné síly -H×y	výsledný moment od obtížení M ㉖+㉗+㉚	napětí: vliv H ν_H	vliv M ν_{hM}	ν_{sM}	napětí od obtížení ν_h	ν_s	napětí v závěru II. stavebního stadia $^0\nu_h^{II}$	$^0\nu_s^{II}$	výsledná napětí III. stavebního stadia ν_h^{III}	ν_s^{III}
			N	ΔN													$\Delta M = \Sigma \Delta S_r^{III} r$	W_h	W_s	F									y	-H×y ㉖+㉗+㉚										
			kg	kg	cm												kg cm	cm^3		cm^2	kg/cm²					kg cm		kg	cm	kg cm		kg/cm²										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
spára A		I	229020	0				94,9			87,4						0	284238	298585	3704	61,8	0		61,8		21606000			9,1	- 50000	16230000	1,5	57,1	- 54,3	58,6	- 52,8	-	12,1	120,4 (119,8)	21,1 (21,6)
krakorec	1	tabulky	190850	- 189 *)				93,9			86,4	34,4					6500	322520	331917	6388	35,8	0	0	35,8		15711000			10,1	- 56000	16224000	0,9	50,3	- 48,9	51,2	- 48,0	- 0,7	9,9	86,3 (85,7)	- 2,3 (- 1,8)
	2	11						71,1				- 64,3					12200	218946	224250	5585	34,1	0,1	- 0,1	34,2	34,0	11422000			32,9	- 182000	10203000	1,0	46,6	- 45,5	47,6	- 44,5	- 1,8	16,1	80,0 (79,3)	5,6 (6,3)
	3		152680				49,4					- 43,2					8200	132015	134992	4673	32,6	0,1	- 0,1	32,7	32,5	9422000			54,6	- 301000	5795000	1,2	43,9	- 42,9	45,1	- 41,7	- 0,6	17,6	77,2 (76,0)	8,4 (9,5)
	4'		114510					33,6				13,2					- 2500	76839	78466	4063	28,1	0	0	28,1																
spára B			76340	0					33,6								0				18,8	0	0	18,8		8144000			70,4	- 388000	3708000	1,4	48,3	- 47,3	49,7	- 45,9	2,8	15,8	80,6 (78,5)	- 2,0 (- 0,1)
																														2430000		31,6	- 31,0	33,0	- 29,6	-	16,1	51,8 (49,7)	5,3 (7,2)
vložené pole	4"			- 565					33,3			23,2		8,3		- 33,1	6000	76903	77307	4039	18,8	0,1	- 0,1	18,9	18,7				70,7	- 390000	2428000	1,4	31,6	- 31,4	33,0	- 30,0	- 0,3	68,0	51,6 (49,3)	56,7 (58,4)
	5'		38170							20,8		10,8		- 4,3		- 21,0	5900	39360	39058	3321	11,3	0,1	- 0,2	11,4	11,1	6367000			83,2	- 459000	582000	1,7	14,8	- 14,9	16,5	- 13,1	10,5	72,3	38,4 (34,5)	70,3 (74,0)
	5"									20,7		10,7	3,2	- 4,4	- 21,1		9500	39233	38632	3297	11,3	0,2	- 0,2	11,5	11,1				83,3	- 460000	581000	1,7	14,8	- 15,0	16,5	- 13,3	9,3	109,8	37,3 (33,4)	107,6 (111,2)
	6		0	- 772								4,1	- 3,4	- 10,9	- 14,5		8400	23251	22774	3595	- 0,2	0,4	- 0,4	0,2	- 0,6	5589000			89,9	- 496000	- 233000	1,5	- 10,0	10,2	- 8,5	11,7	10,0	99,2	1,7 (- 2,0)	110,3 (116,8)
	7		0									2,3	- 5,2	-	12,7		8100	19087	18655	3253	- 0,2	0,4	- 0,4	0,2	- 0,6				91,7	- 506000	- 243000	1,7	- 12,7	13,0	- 11,0	14,7	19,2	101,6	8,4 (- 0,6)	115,7 (123,5)

$M_\alpha = -3326000$, $H = 5517$

přílohy č. 46. Napětí vyvozená předpětím kabelů a_5 a odskružením jsou vepsána do sloupců 22 a 23, výsledná napětí této fáze jsou uvedena ve sloupci 26 a 27. V závorkách jsou tu opět napětí prokázaná při druhém řešení, ve kterém se předpokládá $E_z = 5000$ t/m².

3. Stav po předpětí všech kabelů II. skupiny.

$(\alpha_a + |\beta|) = 17{,}05$
$n_a \ldots\ldots = 14{,}53$
$n_H \ldots\ldots = 26{,}06$
} viz tabulku IV přílohy č. 44 na str. 127, III. stavební stadium, řádek čtvrtý,

$\alpha_0 = 1687{,}9 + 128{,}2 \cdot 7{,}845 \cdot 17{,}05 = 18\,835$
$n_0 = 415{,}0 + 128{,}2 \cdot 7{,}845 \cdot 2 \cdot 14{,}53 = 29\,641$
$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 128{,}2$ t, $\mathfrak{A} + \mathfrak{B} = 256{,}4$ t

} podle téže tabulky, připočítává se však vliv břemen $P = 128{,}2$. O těchto břemenech se předpokládá, jak bylo uvedeno již na str. 128, že vyvozují po celé příčli konstantní moment $M = 128{,}2 \cdot 7{,}845$ tm. Trojúhelníkové plochy při krajích byly odečteny z účinku předpětí kabelů. 7,845 je délka l_k krakorců.

Pomocné rameno jako u první fáze, $r = -0{,}8939$ (0,0194).
Vodorovná síla — jmenovatel zlomku jako u první fáze (str. 130):

$$H = -\frac{n_0 + F_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) - [(\alpha_0 + |\beta_0|) - D_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B})]\,r}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} =$$

$$= -\frac{29\,641 + (-19{,}0007) \cdot 256{,}4 + (2 \cdot 18\,835 + 2{,}3372 \cdot 256{,}4)\,0{,}8939}{594{,}07} =$$

$$= -\frac{58\,978}{594{,}07} = -99{,}3 \text{ t } (-97{,}3).$$

Pomocný výraz c_2 — jmenovatel zlomku jako u první fáze (str. 131):

$$c_2 = \frac{\alpha_0 + |\beta_0| - (\mathfrak{A} + \mathfrak{B})\,D_a}{2(\alpha_a + |\beta| + A_a)} + rH = \frac{2 \cdot 18\,835 - 256{,}4\ (-2{,}3372)}{2 \cdot 21{,}311} + 0{,}8939 \cdot 99{,}33 =$$

$$= 897{,}9 + 88{,}8 = 986{,}7\ (1000{,}0).$$

Podporové momenty jako reakce působící ze styčníku na prut:

$$M_a = -M_b = -c_2 = -986{,}7 \text{ tm } (-1000{,}0).$$

Pořadnice momentové plochy na staticky neurčité konstrukci rámu jsou pro střednice proužků a bez ohledu na vliv změn kabelových tahů v řadách *c, d, e, f, g* vypočteny v tab. II přílohy č. 45. Nad touto tabulkou je vyznačeno schema obtížení s příslušnou momentovou plochou vyvozenou na staticky určitě uložené příčli. Spojením momentové plochy μ_0 (sloupec 8) konstrukce staticky neurčité s momentovou plochou μ_P (sloupec 9), kterou vyvodí dvě osamělá břemena $P = 1$ na staticky určitě uložené příčli, a s plochou pružných vah w (sloupec 10) obdržíme v místě spáry B svislou složku přetvoření vlastní příčle. Výsledný průhyb u_{P0} příčle získáme, připočteme-li ještě svislé zatlačení u_i opěr. u_{P0} je čitatel zlomku, jehož jmenovatel u_{PP} je dříve již popsané a pod tabulkou III vypočtené rozevření ložné spáry mezi bárkou a příčlí, a jehož hodnota udává velikost P_{a5} reakce, která by v provisorních podporách zbyla, kdyby most nebyl ještě odskružen. Číselný výpočet P_{a5} je proveden pod tabulkou II; prokazuje se, že by předpínání kabelů samo o sobě nestačilo k úplnému odlehčení bárek.

Pořadnice momentové plochy v průřezech, jež se posuzují — redukované na jeden z osmnácti nosníků — jsou vypočteny v příloze č. 47 na str. 135. Jelikož v tomto případě jde o napětí, která se přebírají do dalších stadií, postupuje se přesně a počítá se i s vlivem změn kabelových tahů vyvozených vlastním vnějším obtížením III. stadia na příčli staticky určitě uložené i s vlivem změn těchto tahů vyvozených příslušnými staticky neurčitými složkami reakcí. V zájmu bezpečnosti a proto, aby se přibližně vystihl i vliv dotlačení třícentimetrových dodatečně vybetonovaných vrstev ve spárách A a B, zmenšují se redukované momenty vetknutí o cca 3 % z 986,7 : 18 = 54,82 na 53,26 tm (u druhého řešení, jehož účelem je při horní mezi $E_z = 5000$ t/m² získat absolutní hodnoty podporových momentů

co největší, jen o cca 1% z 1000 : 18 = 55,6 na 54,87 tm). Změny tahů v řadách kabelů I. skupiny jsou vypočteny v tabulce I a uvedeny v jejím sloupci 11. Ve sloupci 6 této tabulky se vypočítává výsledný moment M_a ovlivňující předpětí kabelů ze součtu zmíněné hodnoty momentu podporového: — 53,28 tm a momentu vyvozeného ve střední části příčle břemeny $P = 128{,}2$ t vystihujícími vliv vyloučení funkce provisorních podpor: 128,2 . 7,845 : 18. Při numerické integraci, jíž byly určeny hodnoty absolutních členů lineárních rovnic, byla totiž předpokládána momentová plocha μ_0^{III} od vnějšího obtížení, ve které z vlivu břemen P zůstaly při krajích jen negativní trojúhelníkové plochy. Výsledná a správná momentová plocha by byla vznikla, kdyby byla přidána ještě plocha obdélníková momentu konstantního po celé příčli a rovného právě druhému z momentů v součtu ze sloupce 5. U výpočtu α_0, β_0 a n_0 sice tento moment — konstantní po celé délce příčle — byl vystižen příslušnou opravou deformačních veličin, ale kořeny X_{GIII} zůstaly při tom nedotčeny. Proto je nyní třeba opravit přímo podporový moment.

Výsledné síly v kabelových řadách jsou vepsány do sloupce 12. Výsledné změny tahů ze sloupce 11 tab. I se přejímají do sloupce 3 tabulky II, kde se počítají výsledná napětí. Tato tabulka je upravena takto: Ve sloupci 4 jsou vypočteny osové síly vyvozené v jednotlivých průřezech předpětím kabelů II. skupiny, o kterých se předpokládá, že jsou všechny napjaty rovnoměrně na 10 000 kg/cm². Tak na příklad v průřezu „spára *A*“, jímž prochází 10 kabelů řady *a* a jeden kabel řady *b*, je osová síla celkem 12 . 1,9085 . 10000 = 229020 kg. Jelikož v tomto stadiu přistupují kromě osových sil kabelů skutečně předpínaných i změny tahů předpětím kabelů II. skupiny vyvozené v kabelech skupiny I., uvádí se v dalším sloupci 5 celková změna předpětí všech kabelů I. skupiny procházejících daným průřezem. Zatím co momenty od předpětí kabelů II. skupiny, jichž osové síly samy jsou uvedeny ve sloupci 4, jsou započteny již do vnějšího obtížení, je třeba moment od změny předpětí kabelů I. skupiny vypočítávat zvláště. Z toho důvodu jsou ve sloupcích 6 až 17 uvedena ramena kabelů k těžištím oslabených průřezů a ve sloupci 18 vypočteny výsledné změny ΔM momentu v každém průřezu. Napětí od vyšetřovaných vlivů, to jest od normálných sil totožných s výslednými tahy všech kabelů a od ohybových momentů totožných se změnami ΔM, jsou vypočtena ve sloupci 22 až 26. V další části tabulky je ve sloupci 27 vepsán moment vyvozený předpětím kabelů II. skupiny v příčli staticky určitě uložené a prosté kabelů I. skupiny (vliv ohybových momentů vyvozených původními tahy těchto kabelů je zahrnut v napětích, která se přebírají ze závěru II. stadia a vepisují do sloupce 38 a 39, vliv změny tahů těchto kabelů ve III. stavebním stadiu je zahrnut již v napětích sloupců 25 a 26). V dalších dvou sloupcích 28 a 29 jsou uvedeny hodnoty staticky neurčitých, redukovaných na jeden z osmnácti nosníků. Výsledný moment v příčli, prosté kabelů I. skupiny a pojímané jako článek staticky neurčité konstrukce rámu, je uveden ve sloupci 32. Ve sloupcích 33 až 37 jsou vypočtena příslušná napětí betonu zahrnující vliv vnějšího obtížení (ve kterém je zahrnut i ohybový moment od předpětí kabelů II. skupiny), staticky neurčitých složek reakcí, nikoliv však vliv změny kabelových tahů řad *c*, *d*, *e*, *f* a *g*, který je obsažen již v napětích sloupců 25 a 26. Ve sloupcích 40 a 41 jsou vypočtena výsledná napětí III. stadia jako součty sloupců 25 a 26, 36 a 37, 38 a 39. Průběh těchto výsledných napětí je také znázorněn graficky, a to v horním pravém rohu přílohy. V místě průřezu *4* se vyšetřuje jako průřez *4'* čelo krakorce, ve kterém jsou kotveny kabel *c* a kabely a_3, jako průřez *4''* čelo vloženého pole, v němž jsou kotveny kabely *d*, *f*, g_2 a jako „spára *B*“ třícentimetrová, dodatečně betonovaná vrstva, jíž procházejí kabely a_4 a a_5. Průřezové funkce pro řezy *4'* a *4''* se přebírají, stejně jako pro ostatní průřezy, z přílohy č. 35, průřezové funkce „spáry *B*“ jsou, zanedbáme-li to, že spára není oslabena otvory kabelů a_3 a *c*, stejné jako funkce řezu *4'*. V místě průřezu *1* se kromě čela krakorce s kotvením kabelu *c* uvažuje jako „spára *A*“ třícentimetrová vrstva vybetonovaná v závěru II. stavebního stadia, jíž procházejí všechny kabely řady *a* kabely *b* a jejíž střední část, vyplněná asfaltokorkovými deskami, není s to přenášet napětí. Průřezové funkce této „spáry *A*“ jsou vypočteny v příloze č. 47 pod tabulkou I.

IV. stavební stadium. V tomto stadiu je soustava navenek sice již jen třikrát staticky neurčitá, počet vnitřních staticky neurčitých však se oproti III. stadiu zvětšil. Ve III. stadiu byly tahy

kabelů řady a a kabely b přímo předepsány a představovaly spolu s břemeny P (v místech bárek) vnější obtížení. Ve IV. stadiu tyto kabely již spolupůsobí s ostatní nosnou soustavou a změny jejich napětí je třeba považovat za další staticky neurčité. Vnějším obtížením je v tomto stadiu jen skutečné zatížení mostu — váha vozovky, která se zřídí na mostovce po ukončeném předpínání podélných i příčných kabelů a která byla stručně nazvána „ostatní obtížení stálé", a obtížení pohyblivé.

Vnitřní statická neurčitost.

Zanedbáme-li v zájmu bezpečnosti vliv zainjektování otvorů s provlečenými kabely, můžeme řešit deformační veličiny staticky určitě uložené příčle podobně jako ve III. stavebním stadiu, neboť i tu je vnější obtížení symetrické. Vliv obtížení pohyblivého se totiž neřeší již po druhé a přesně s ohledem na spolupůsobení kabelů.

Numerická integrace vystihující spojování ploch ohybových momentů případně ploch normálných sil je provedena zároveň s integrací pro III. stavební stadium v tabulkách přílohy č. 41 na str. 124. Součty součinů sestavené v pravých částech tabulek se liší jen v kombinacích, ve kterých se vyskytuje vliv vnějšího obtížení. (Plochy momentů a normálných sil vnějšího obtížení IV. stadia jsou vykresleny opět v přílohách 39 a 40.) Zanedbáme-li pro výpočet staticky neurčitých změn kabelových tahů částečné zasahování kabelů a_4 a a_5 z krakorce do vloženého pole, jsou i lineární rovnice pro výpočet kořenů X u vloženého pole — až na absolutní členy — stejné jako u III. stadia. U krakorce je ovšem rovnicový systém rozšířen, jelikož je tu třeba řešit více neznámých. Číselné hodnoty součinitelů a absolutních členů lineárních rovnic nově přistupujících ve IV. stadiu jsou vypočteny v přehledné tabulce přílohy č. 43 na str. 126, která je upravena stejně jako příloha č. 42 se součiniteli a absolutními členy rovnic III. stadia. Řešení lineárních rovnic je provedeno v příloze č. 44 na str. 127. Rovnicový systém vloženého pole je společný pro III. i IV. stadium (tab. III), systém krakorce je nový (tab. II). Z kořenů lineárních rovnic se počítají dílčí deformační veličiny jako ve III. stadiu (viz též poznámku k tabulkám v dolním pravém rohu přílohy) a z dílčích deformačních veličin jsou v tabulce IV sestaveny deformační veličiny celé příčle.

Vnější statická neurčitost.

Ve IV. stavebním stadiu je třeba vyšetřit:

1. účinek ostatního obtížení stálého,
2. účinek obtížení nahodilého,
3. vliv tepelných změn.

Napětí v tomto stadiu vyšetřená se připočítávají k napětím ze stadia III. a výsledné hodnoty se přejímají do stadia V. Deformační konstanty A_a až F_a se přejímají se str. 91.

1. Ostatní obtížení stálé.

$(\alpha_a + |\beta|) = 17{,}03$
$n_a \ldots = 14{,}53$
$n_H \ldots = 26{,}06$
$\alpha_0 = |\beta_0| = 20\,662$
$n_0 \ldots = 35\,780$

} viz tabulku IV přílohy č. 44 na str. 127, IV. stadium, řádek čtvrtý.

$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = 176{,}50$ t
$\mathfrak{A} + \mathfrak{B} = 353$ t

} podle přílohy č. 27 na str. 93, spodní část tabulky, první řádek sloupce 5.

Pomocné rameno:

$$r = \frac{n_a - E_a}{\alpha_a + |\beta| + A_a} = \frac{14{,}53 - 33{,}5792}{17{,}03 + 4{,}261} = \frac{-19{,}0492}{21{,}291} = -0{,}8947 \quad (0{,}0194).$$

Vodorovná síla (jmenovatel zlomku je stejný jako na str. 130):

$$H = -\frac{n_0 + F_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) - [\alpha_0 + |\beta_0| - D_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B})]\,r}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} =$$

$$= -\frac{35\,780 + (-19{,}0007) \cdot 353{,}0 - [2 \cdot 20\,662 - (-2{,}3372) \cdot 353{,}0]\,(-0{,}8947)}{26{,}06 + 2 \cdot 301{,}0348 - 2\,(-0{,}8947)\,(14{,}53 - 33{,}5792)} =$$

$$= -\frac{66\,781{,}49}{594{,}07} = -112{,}3\ \text{t}\ (-116{,}5).$$

Pomocný výraz c_2:

$$c_2 = \frac{\alpha_0 + |\beta_0| - (\mathfrak{A} + \mathfrak{B})\,D_a}{2(\alpha_a + |\beta| + A_a)} + rH = \frac{2 \cdot 20\,662 - 353{,}0\,(-2{,}3372)}{2 \cdot 21{,}291} + (-0{,}8947)\,(-112{,}3) =$$

$$= \frac{42\,149}{42{,}582} + 100{,}5 = 1090{,}3\ \text{tm}\ (-1100{,}4).$$

Podporové momenty jako reakce působící ze styčníku na prut:

$$M_a = -M_b = -c_2 = -1\,090{,}3\ \text{tm}\ (-1\,100{,}4).$$

Staticky neurčité redukované na jeden nosník:

$$H = -112{,}3 : 18 = -6{,}24\ \text{t}\ (6{,}47),$$

$$M_a = -1090{,}3 : 18 = -60{,}57\ \text{tm}\ (-61{,}13).$$

Výpočet ohybových momentů a normálných sil podél celého nosníku příčle se provádí opět přesně, jelikož jde o stanovení napětí, která je třeba přebírat do dalšího stadia. Proto se přihlíží též k vlivu změn kabelových tahů. Číselné výpočty jsou provedeny v příloze č. 48 na str. 140. V tabulce I jsou vypočteny výsledné změny osových sil jednotlivých kabelů takto: Do sloupce 3 se přejímají síly v kabelech ze III. stadia. Účinek těchto sil je sice již vystižen v napětích III. stadia, uvádějí se však proto, aby mohly být stanoveny nejen výsledné změny sil, ale i výsledné síly samy pro výpočet napětí ocele. Ve sloupci 4 jsou vepsány změny kabelových tahů vyvozené vnějším obtížením IV. stadia ve staticky určitě uložené příčli, které jsou dány kořeny lineárních rovnic přílohy č. 44. K těmto změnám sil v kabelových řadách je třeba v konstrukci staticky neurčité přičíst vliv staticky neurčitých složek reakcí, to jest vliv podporových momentů a vliv vodorovné rámové síly. Změny kabelových tahů od staticky neurčitých složek reakcí jsou vypočteny ve sloupcích 4 až 10 jako součiny staticky neurčité veličiny a příslušných kořenů X_M případně X_H převzatých z přílohy č. 44. Ve sloupci 11 se sestavují všechny tři vlivy a ve sloupci 12 se uvádějí výsledné síly, které v kabelech působí ve IV. stadiu po nanesení „ostatního obtížení stálého".

Vlastní výpočet napětí je proveden v tabulce II takto: Rozlišuje se vliv změny předpětí kabelů a vliv vlastního obtížení. Napětí vyvozená změnami kabelových tahů jsou počítána ve sloupci 3 až 23 a uvedena ve sloupcích 24 a 25. Ze změn kabelových tahů uvedených ve sloupci 11 tab. I se vypočtou zvláště pro každý průřez celkové změny předpínacích sil ΔN a vpisují se do sloupce 4 tab. II. Tak na příklad „spárou A" procházejí kabely řady a a kabel b, takže celková změna předpětí tu je dána součtem $287 + 275 + 3 \cdot 259 + 140 = 1479$. Pomocí ramen r uvedených ve sloupcích 5 až 16 se počítají momentové změny ΔM od změny předpětí. ΔM jsou pro jednotlivé průřezy uvedeny ve sloupci 17. Změna momentu ve „spáře A" se vypočte na příklad takto: $\Delta M_{\text{spára } A} = (287 + 275 + 3 \cdot 259)\,94{,}9 + 140 \cdot 87{,}4 = 139\,000$ kgcm.

Z průřezových funkcí převzatých z přílohy č. 36 a uvedených ve sloupcích 18 až 20 se vypočtou napětí. Napětí vyvozená vlastním obtížením se vypočtou z výsledných ohybových momentů, daných součtem $\mathfrak{M}$ (sloupec 26), M_a (sloupec 27) a Hy (sloupec 30) a z normálných sil rovných vodorovné síle (vliv normálné síly od původního předpětí jest vystižen napětími ze III. stadia, vliv změn normálných sil od změny předpětí je zahrnut v napětích ze sloupců 24 a 25). Napětí od vlastního obtížení IV. stadia jsou pak vepsána do sloupců 35 a 36. Do dalších dvou sloupců 37 a 38 se přejímají ze sloupců 40 a 41 tab. II přílohy čís. 47 napětí, která v konstrukci zůstávají ze III. stadia a ve sloupcích 39 a 40 se uvádějí jako výsledná napětí IV. stadia součty sloupců 25 a 26, 36 a 37, 38 a 39. Průběh těchto výsledných napětí je také znázorněn graficky, a to v horním pravém rohu

Výpočet napětí v průřezech příčle „spára A" až ⑦ v IV. stavebním stadiu

E_z = 2000 t/m² (v závorkách sloupce 39 a 40 tabulky II jsou uvedeny hodnoty pro E_z = 5000 t/m²)

tabulka I

Stanovení změn předpínacích sil v IV. stavebním stadiu

řada kabelů	průřezy, jimiž kabel prochází	síla S^{III} v řadě kabelů v III. stadiu	změny sil: vliv $(\Delta L_0)^{IV}$ X_{GIV}	vliv momentů vetknutí: X_M od M_a=1tm	M_a	ΔS_M ⑤×⑥	vliv vodorovné síly: X_H od H=1t	H	ΔS_H ⑧×⑨	celková změna ΔS^{IV} ④+⑦+⑩	výsledné síly S^{IV} = ③+⑪
		kg	kg		tm	kg		t	kg		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
a_1	A,1,2	38170	- 139	- 7,18	- 60,57	435	1,42	- 6,24	- 9	287	38457
a_2	A,1,2,3		- 257	- 8,78		532	0,04		0	275	38445
a_3	A,1,2,3,4		- 380 xx)	- 10,44 xx)		632 xx)	- 1,22 xx)		7 xx)	259 xx)	38429
a_4	A,1,2,3,4,B										38429
a_5	A,1,2,3,4,B,5										38429
b	A,1		- 21	- 2,87		174	2,02		- 13	140	38310
c	1	8137	120 x)	3,21 x)		- 194 x)	4,28 x)		- 27 x)	- 101 x)	8238
	2,3	16940									16839
	4'	17355									17254
d	4",5,6,7	18991	- 699	- 10,48		635	- 5,99		37	- 27	18964
e	5",6,7	19051	579	8,17		- 495	10,01		- 62	22	19073
f	4",5,6,7	18905	999	14,00		- 848	15,46		- 96	55	18960
g_1	5",6,7	37997	4367	6,20		- 376	60,67		- 379	3612	41609
g_2	4",5,6,7	76049	7244	10,61		- 643	103,03		- 643	5958	82007

xx) bere se $\frac{1}{3}$ sil X pro každý druh, jelikož změny sil v kabelech a_3, a_4, a_5 jsou řešeny společně

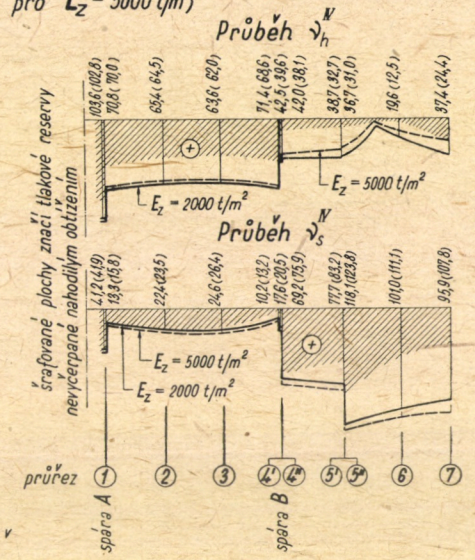
Převzaté hodnoty

veličina	příloha	tabulka	sloupec nebo řádek
X_{GIV}	44	II, III	X_{GIV}
X_M			X_M
X_H			X_H
$\varkappa$	35	spodní	20 až 26
W_h			39
W_s			40
F			18
$\overline{mc}$	27		$\frac{1}{18}$ × ⑤
M_a	z textu		
H			
y	35	spodní	109 − ㊲
ϑ_h^{III}	45	II	40
ϑ_s^{III}			41

Síla S pro 1kabel = 19085 kg (viz výpočet v textu).

Průřezové funkce průřezu „spára A" jsou vypočteny v příl. č. 47.

Průřezové funkce průřezu „spára B" (mezi průřezem ④ a ⑭) jsou uvažovány přibližně, a to stejné s funkcemi průřezu ④.



tabulka II

Stanovení napětí betonu v IV. stavebním stadiu

část konstrukce	průřez	výsledné změny sil	celková změna předpínacích sil	vliv změny předpětí kabelů I a II skupiny: ramena $\varkappa$ kabelů a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	b	c	d	e	f	g_1	g_2	moment od změny předpětí	průřezové funkce: moduly odporu W_h	W_s	plocha průřezu F	napětí: vliv ΔN	vliv ΔM	$\vartheta_{\Delta M}$	součty ϑ_h	ϑ_s	moment na stat. určité konstrukci	vliv ostatního obtížení stálého: vodorovná síla vzepětí	mom. vetknutí	moment od vodorovné síly	výsledný moment od obtížení M	napětí: vliv H	vliv M	celkem ϑ_h	ϑ_s	napětí III. stavebního stadia ϑ_h^{III}	ϑ_s^{III}	výsledná napětí IV. stavebního stadia ϑ_h^{IV}	ϑ_s^{IV}
			$\Sigma\Delta S^{IV}=\Delta N$	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	b	c	d	e	f	g_1	g_2	$\Delta M=\Sigma\Delta S^{IV}\cdot\varkappa$	W_h	W_s	F	$\vartheta_{\Delta N}$	$\vartheta_{h\Delta M}$	$\vartheta_{s\Delta M}$	$\Delta\vartheta_h$	$\Delta\vartheta_s$	$\overline{mc}$													
			kg	cm												kgcm	cm^3		cm^2	kgcm					kgcm	kg												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
spára A	1	tabulky 11	1479			94,9			87,4							139000	284238	298585	3704	0,4	0,5	− 0,5	0,9	− 0,1	594000	$M_a=\frac{1}{18}\cdot 1090300000=6057000$	$H=\frac{1}{18}\cdot 112300=624,0$	9,1	− 57000	− 5520000	1,7	19,4	18,5	− 17,7	20,2	120,4	21,1	103,6 (102,8)	41,2 (41,9)
krakorec	1		1378 x)			93,9			86,4	34,4						134000	322520	331917	6388	0,2	0,4	− 0,4	0,6	− 0,2				10,1	− 63000	− 5526000	1,0	− 17,1	16,6	− 16,1	17,6	86,3	− 2,3	70,8 (70,0)	13,3 (15,8)
	2		1238 x)			71,1				− 64,3						102000	218946	224250	5585	0,2	0,5	− 0,5	0,7	− 0,3	2667000			32,9	− 205000	− 3595000	1,1	− 16,4	16,0	− 15,3	17,1	80,0	5,6	65,4 (64,5)	22,4 (23,5)
	3		951 x)			49,4				− 43,2						56000	132015	134992	4673	0,2	0,4	− 0,4	0,6	− 0,2	4350000			54,6	− 341000	− 2048000	1,3	− 15,5	15,1	− 14,2	16,4	77,2	8,4	63,6 (62,0)	24,6 (26,4)
	4'		676 x)			33,6				13,2						25000	76839	78466	4063	0,1	0,3	− 0,3	0,4	− 0,2	5644000											80,6	− 2,0	71,4 (68,6)	10,2 (13,2)
spára B			518				33,6									17000				0,1	0,2	− 0,2	0,3	− 0,1				70,4	− 439000	− 852000	1,5	− 11,1	10,9	− 9,6	12,4	51,8	5,3	425 (396)	17,6 (20,5)
vložené pole	4"	převzaty ze sloupce	6504				33,3				23,2		8,3		− 33,1	− 185000	76903	77307	4039	1,6	− 2,4	2,4	− 0,8	4,2				70,7	− 441000	− 854000	1,5	− 11,1	11,0	− 9,6	12,5	51,6	56,7	4,12 (38,1)	73,4 (75,9)
	5'		6245					20,8			10,8		− 4,3		− 21,0	− 120000	39360	39058	3321	1,9	− 3,0	3,1	− 1,1	5,0	6556000			83,2	− 519000	− 20000	1,9	− 0,5	0,5	1,4	2,4	38,4	70,3	38,7 (32,7)	77,7 (83,2)
	5"		9879					20,7			10,7	3,2	− 4,4	− 21,1		− 197000	39233	38632	3297	3,0	− 5,0	5,1	− 2,0	8,1				83,3	− 520000	− 21000	1,7	− 0,5	0,5	1,4	2,4	37,3	107,6	36,7 (31,0)	118,1 (123,8)
	6		9620								4,1	− 3,4	− 10,9	− 14,5		− 140000	23251	22774	3595	2,7	− 6,0	6,2	− 3,3	8,9	7072000			89,9	− 561000	− 454000	1,7	19,5	− 19,9	21,2	− 18,2	1,7	110,3	19,6 (12,5)	101,0 (111,1)
	7		9620								2,3	− 5,2	−	12,7		− 122000	19087	18655	3253	3,0	− 6,4	6,5	− 3,4	9,5	7211000			91,7	− 572000	− 582000	1,9	30,5	− 31,2	32,4	− 29,3	8,4	115,7	37,4 (24,4)	95,9 (107,8)

x) viz poznámku pod tabulkou II. přílohy čís. 47

S přilnavostí předpjaté výztuže (otvory pro kabely jsou zainjektovány) není počítáno.

přílohy č. 48. Tlakové reservy, které v konstrukci zůstávají i při nejnepříznivějších kombinacích obtížení nahodilého, jsou podle napětí v dalším vyšetřených vyznačeny šrafováním.

2. Obtížení nahodilé.

Kdyby měl být vliv pohyblivého obtížení vystižen přesně, bylo by třeba vyšetřit znovu přesné příčinkové čáry průřezových sil s ohledem na spolupůsobení kabelů a kromě toho příčinkové čáry změny předpětí každého kabelu zvláště. Vyšetřování byla by znesnadněna tím, že by odpadly výhody symetrického obtížení. Napětí v betonu od pohyblivého obtížení se proto vypočítávají z krajních hodnot ohybových momentů a příslušných normálných sil, jež byly stanoveny vyčíslením příčinkových čar vyšetřených bez ohledu na oslabení průřezů otvory a bez ohledu na spolupůsobení kabelů. Pro výpočet napětí ocele se předpokládá, že změny kabelových tahů od pohyblivého obtížení dosahují v krajním případě hodnot změn od ostatního obtížení stálého. Zjednodušení výpočtu se odůvodňuje takto:

a) Vozidla zatěžovacích schemat i předepsaný způsob roznášení vystihuje skutečnost také jen přibližně.

b) Předpokládá-li se pro jednoduchost, že pohyblivé obtížení vyvodí stejná napětí v kabelech jako ostatní obtížení stálé, řeší se tím vlastně účinek pohyblivého obtížení jako účinek plného obtížení rovnoměrného 12 t/m′, čili obtížení 6,7 t/m² = δp = 1,14 . 5,85 t/m².

c) Změny kabelových tahů od „ostatního obtížení stálého“ dosahují nejvýše jen asi 7% celkové předpínací síly, jak je patrno ze srovnání sloupců 11 a 12 tabulky I přílohy č. 48.

d) Změny kabelových tahů samy o sobě ovlivňují jen málo napětí betonu, jak je patrno ze srovnání sloupců 24 a 25 se sloupci 39 a 40 tab. II, příloha č. 48. V průřezu nejvíce ohroženém daným obtížením se spolupůsobení kabelů projevuje vždy příznivě.

Číselný výpočet napětí od pohyblivého obtížení je proveden v příloze č. 53 na str. 151. Tato napětí, jež jsou uvedena ve sloupcích 12 a 13 tabulky, se připočítávají jednak k napětím přepsaným do sloupců 14 a 15 z přílohy č. 48, čímž se dochází ve sloupcích 16 a 17 k napětím od celého hlavního obtížení ve IV. stadiu, jednak k napětím přepsaným do sloupců 18 a 19 z přílohy č. 50, čímž se ve sloupcích 20 a 21 dochází k výsledným napětím od hlavního obtížení v V. stavebním stadiu, jež bude v dalším ještě podrobně studováno.

3. Tepelné změny.

Změní-li se teplota volné části mostovky o + 15° C, prodlouží se staticky určitě uložená příčle o $n_0 = \varepsilon A t l_0 = 0{,}000012 \cdot 15 \cdot 27{,}46 = 4943 \cdot 10^{-6}$ m. Jelikož se pracuje od počátku s přetvořeními 10^6 většími, zavádí se $n_0 = 4943$. Deformační veličina α_0 i β_0 je rovna nule (str. 74, případ 12.) a ostatní deformační veličiny (a tudíž i jmenovatelé všech zlomků a rameno r) jsou stejné jako při výpočtu účinku ostatního obtížení stálého (str. 139).

Vodorovná síla:

$$H = -\frac{n_0}{n_H + 2C_a - 2r(n_a - E_a)} = -\frac{4943}{594{,}07} = -8{,}3 \text{ t } (-17{,}9).$$

Pomocný výraz c_2:

$$c_2 = rH = (-0{,}8947)(-8{,}3) = 7{,}4 \text{ tm } (-0{,}3).$$

Podporové momenty jako reakce působící ze styčníku na prut:

$$M_a = -M_b = -c_2 = -7{,}4 \text{ tm } (0{,}3).$$

Tyto staticky neurčité složky reakcí můžeme srovnat pro kontrolu se staticky neurčitými vyvozenými obtížením konstrukce (neoslabené otvory a spolupůsobících kabelů prosté) impulsem vodorovné síly. Impuls vodorovné síly je tah, který vyvodí na staticky určitě uložené příčli posunutí posuvně uloženého kraje o — 1 m. V případě oteplení jde o účinek opačného znaménka a $n_0$krát větší. Podle toho byly by staticky neurčité složky reakcí (původní rozpírací síly viz str. 99):

Vodorovná síla $H = -4943 \cdot 1{,}7103 \cdot 10^{-3} = -8{,}5$ t (— 18,1).

Podporový moment $M_a = -4943 \cdot 1{,}729 \cdot 10^{-3} = -8{,}5$ tm (— 0,7).

Na jeden nosník připadá z hodnot přesných:

$$H = -8{,}3 : 18 = -0{,}46 \text{ t } (-0{,}99), \qquad M_a = -7{,}4 : 18 = -0{,}41 \text{ tm } (0{,}02),$$

takže ve středu rozpětí vzniká ohybový moment

$$M = M_a + Hy = -0{,}41 - 0{,}46 \cdot 0{,}915 = -0{,}84 \text{ tm } (-0{,}97).$$

Vliv změny teploty je i při tužší zemině nepatrný; jelikož zbývají v betonu dostatečné tlakové reservy, neprokazují se napětí od celkového obtížení.

V. stavební stadium. Až dosud byla všechna přetvoření i napětí počítána za předpokladu že modul pružnosti betonu mostovky je dán hodnotou pro krátkodobá obtížení $E_b = 400\,000$ kg/cm². Vlastní váha a ostatní obtížení stálé, jakož i předpínací síly jsou však obtíženími, jež mají ráz dlouhodobý, trvajíce theoreticky až do nekonečna. Dlouhodobá obtížení způsobují plastická přetvoření betonu a tím také změny předpětí. Další změny předpínacích sil vyvodí s postupem času smršťování betonu. Pro časový rozdíl mezi III. stadiem, ve kterém se ukončuje napínání kabelů a dává celé nosné soustavě ráz staticky neurčité konstrukce, a stadiem V. byl v odstavci nadepsaném: „Časový odstup stadií" na str. 112 stanoven součinitel p pro výpočet plastického přetvoření hodnotou 1,86. Smršťování betonu v témže časovém rozmezí je charakterisováno lineárním zkrácením $\lambda_s = 0{,}000186$. Poměrně nejmenší je vliv změny teploty.

Plastické (nepružné) přetvoření betonu.

Předpokládáme-li, že i beton opěr a podklad se plasticky přetvoří, a že i tu jsou nepružná přetvoření $p$krát větší než přetvoření pružná, můžeme změny kabelových tahů řešit takto:

a) Násobíme deformační konstanty $A_{2'}$ až $F_{2'}$ vyšetřené na str. 91 součinitelem p.

b) Zvětšíme $p$krát také všechny členy, ze kterých se skládají součinitelé lineárních rovnic a které jsou funkcemi modulu pružnosti betonu. Z členů takto opravených složíme nové součinitele.

c) Vypočteme nové absolutní členy lineárních rovnic pro vnější obtížení dané součtem vlastní váhy, „ostatního obtížení stálého" a účinkem předpětí všech kabelů, a to za předpokladu, že modul pružnosti betonu je $4\,000\,000 : 1{,}86 = 2\,150\,000$ t/m².

d) Vypočteme změny kabelových tahů ve staticky určitě uložené příčli jako kořeny X lineárních rovnic. Při tom předpokládáme, že příčle je jednou obtížena jednotkovými momenty $M_a = -M_b$, jednou jednotkovou vodorovnou silou H a jednou skutečným vnějším obtížením V. stadia (vlastní váha + ostatní obtížení stálé + účinek předpětí).

e) Pomocí kořenů X_M (jednotkové momenty), X_H (jednotková vodorovná síla) a X_V (vnější obtížení V. stadia) vypočteme výrazy udávající jakou měrou přičiňují kabely k deformačním veličinám, dále dílčí deformační veličiny vloženého pole a krakorce a nakonec deformační veličiny pro celou příčli.

f) Zvětšené deformační konstanty [ad a)] a nové deformační veličiny příčle [ad e)] dosadíme do vzorců pro výpočet staticky neurčitých složek reakcí příčle v rámové soustavě.

g) Ze staticky neurčitých složek reakcí vypočteme výsledné změny kabelových tahů v konstrukci staticky neurčité.

Smršťování betonu.

V příčli staticky určitě uložené vede smršťování betonu na ztráty předpětí, které jsou — zanedbáme-li zpětný vliv změněných kabelových tahů na beton — dány součinem

$$\lambda_s E_a = 0{,}000\,186 \cdot 2\,100\,000 = 390{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Zkrácení příčle způsobí ve staticky neurčité konstrukci další vodorovnou sílu a další momenty vetknutí, jichž velikost je dána vzorci uvedenými ad f) u plastického přetvoření. Vnější obtížení je v tomto případě charakterisováno jedinou deformační veličinou

$$n_0 = \Delta l = \lambda_s l = 0{,}000186 \cdot 29{,}42 \cdot 10^6 = 5472$$

(pracuje se s přetvořeními 10^6krát většími). O tyto staticky neurčité složky reakcí způsobených smršťováním opravíme přímo staticky neurčité od nepružného přetvoření.

Změna teploty.

Tento vliv byl již řešen ve IV. stavebním stadiu, pro V. stadium mají význam staticky neurčité složky reakcí příčle v rámové soustavě, které je třeba přičíst k staticky neurčitým od nepružného přetvoření betonu a od smršťování, mají-li v dalším výpočtu být všechny tyto tři vlivy řešeny najednou.

Podrobný výpočet.

Dodržuje se postup popsaný u plastického přetvoření, vliv smršťování se vystihuje příslušnou opravou staticky neurčitých popsaných ad f) a zvětšením ztrát na předpětí o 390,6 kg/cm². Vliv tepelných změn se sleduje jen u řešení prvého, jehož podkladem je modul pružnosti zeminy $E_z = 2000$ t/m². Staticky neurčité od poklesu teploty o 15° C se připočítávají k vlivům plastického přetvoření podobně jako staticky neurčité od smršťování, ač se tím výpočet napětí od pouhých účinků hlavních a smršťování stává poněkud nepřesný. Napětí od celkového zatížení se dají určit takto přesně.

ad a)
$A_{2'} = 1{,}86 \cdot 4{,}2610 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 7,9250 (3,4610),
$B_{2'} = 1{,}86 \cdot 31{,}4584 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 58,5126 (22,6628),
$C_{2'} = 1{,}86 \cdot 301{,}0348 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 559,9247 (230,9225),
$D_{2'} = 1{,}86 \cdot (-2{,}3372) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ — 4,3472 (— 1,7813),
$E_{2'} = 1{,}86 \cdot 33{,}5792 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ 62,4573 (26,3428),
$F_{2'} = 1{,}86 \cdot (-19{,}0007) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ — 35,3417 (— 14,5831).

ad b) Noví součinitelé lineárních rovnic jsou vypočteni v tabulkách přílohy č. 42 na str. 125 (vložené pole) a č. 43 na str. 126 (krakorec) a vepsáni v závorkách do sloupců 16. Výpočty byly provedeny počítacím strojem, takže nebylo třeba zvláště rozepisovat p násobky oněch členů, jež jsou funkcemi E, to jest p násobky čísel ze sloupců 9 a 12.

ad c) Momentová plocha μ_0^V od celého stálého obtížení je vykreslena dole v příloze č. 39 na str. 122 (vložené pole) případně č. 40 na str. 123 (krakorec). Plocha normálných sil od tohoto obtížení odpadá. Numerická integrace, vystihující spojování momentové plochy μ_0^V s momentovými plochami jednotkových tahů v kabelech, je provedena v příloze č. 41 na str. 124, kde pořadnice plochy μ_0^V — zvětšené 1,86krát (viz poznámku pod touto přílohou) — jsou vepsány do sloupců 11 tabulek I (vložené pole) a III (krakorec). Plochy vnitřních sil vyvozených předpětím všech kabelů, značené μ_k, ν_k (krakorec) a μ_v, ν_v jsou vykresleny v příloze č. 49 na str. 145. Plocha μ_k případně ν_k je složena z μ'_k případně ν'_k (účinek kabelů II. skupiny vyšetřený v horní tabulce přílohy č. 40, řádek označený μ'_0, ν_0^{III}) a z plochy μ_c případně ν_c (účinek kabelu c vypočtený v příloze č. 37). Plocha μ_v případně ν_v je složena z μ'_v případně ν'_v (účinek kabelů II. skupiny, vypočtený v příloze č. 39) a z plochy μ_1 případně ν_1 (účinek kabelů I. skupiny, vypočtený v příloze č. 36). Všechny pořadnice těchto ploch odpovídají původnímu předpětí kabelů na 10000 kg/cm², změny tahů v kabelech I. skupiny, jež nastaly ve III. a IV. stadiu a změny tahů v kabelech II. skupiny ze IV. stadia se zanedbávají. Numerická integrace vystihující spojování ploch průřezových sil vyvozených předpětím, to jest tahy kabelů I. a II. skupiny, s příslušnými plochami od jednotkových tahů v kabelech, je provedena v příloze č. 49 na str. 145, a to v tabulce I a II pro integrační obor krakorce a v tabulce III a IV pro integrační obor vloženého pole.

Numerickými integracemi, provedenými jednak pro vlastní váhu a ostatní obtížení stálé, jednak pro obtížení příčle kabelovými tahy, jsou stanoveny dílčí absolutní členy a jiné dílčí hodnoty, které jsou přehledně sestaveny v tab. I přílohy č. 50 na str. 146. Výsledné hodnoty absolutních členů jako součtů dílčích absolutních členů ze sloupců 14 tab. I jsou vepsány do sloupce 3, tab. II.

ad d) V příloze č. 51 na str. 147 jsou sestaveny lineární rovnice pro řešení kořenů X_M, X_H a X_V, a to v tabulce I pro krakorec a v tabulce II. pro vložené pole.

ad e) Tyto tabulky jsou stejně upraveny jako tabulky v příloze č. 44 na str. 127 (viz poznámku na této stránce), aby z vyšetřených kořenů mohly být vypočteny příčinky kabelů k dílčím deformačním veličinám. Příčinky, sečtené ve sloupcích 1, se připočítávají k dílčím deformačním veličinám příčle oslabené otvory a kabelů prosté, vepsaným do sloupců 3 a 5 a převzatým jednak z přílohy č. 41 (viz poznámku pod tab. III příl. č. 51), jednak z přílohy č. 49 (součet sloupce 10, tab. II a IV a součet sloupce 10 tab. I. a II.) a jednak z přílohy č. 50 (jiné dílčí veličiny — poslední dva řádky obou částí tab. II). Součty sloupců 1, 3 a 5 vepsané do sloupce 6 představují výsledné dílčí deformační veličiny, které se přejímají do tabulky č. III a zde sestavují v deformační veličiny celé příčle.

ad f)

$(\alpha_a + |\beta|) = 31{,}00$
$n_a = \ldots . 26{,}40$
$n_H = \ldots . 47{,}29$
$\alpha_0 = |\beta_0| = 90728$
$n_o = \ldots 148562$

viz tabulku III přílohy č. 51 na str. 147, řádek čtvrtý.

$\mathfrak{A} = 313{,}47 + 176{,}50 = 489{,}97\ t$ | viz přílohu č. 28 na str. 96, první řádky
$\mathfrak{A} + \mathfrak{B} = 2 \cdot 489{,}97 = 979{,}94\ t$ | sloupce 5 v obou částech tabulky.

Pomocné rameno:

$$r = \frac{n_a - E_a}{\alpha_a + |\beta| + A_a} = \frac{26{,}40 - 62{,}4573}{31{,}00 + 7{,}9250} = \frac{-36{,}0573}{38{,}925} = -0{,}9263 \quad (0{,}0017).$$

Vodorovná síla:

$$H = -\frac{n_0 + F_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) - [\alpha_0 + |\beta_0| - D_a(\mathfrak{A} + \mathfrak{B})]\, r}{n_H + 2\,C_a - 2\,r\,(n_a - E_a)} =$$

$$= -\frac{148\,562 + (-35{,}3417) \cdot 979{,}94 - [2 \cdot 90\,728 - (-4{,}3472) \cdot 979{,}94]\,(-0{,}9263)}{47{,}29 + 2 \cdot 559{,}9247 - 2\,(-0{,}9263)\,(-36{,}0573)} =$$

$$= -\frac{285\,958}{1\,100{,}34} = -259{,}9\ t\ (-263{,}1)$$

Pomocný výraz c_2:

$$c_2 = \frac{\alpha_0 + |\beta_0| - (\mathfrak{A} + \mathfrak{B})\,D_a}{2\,(\alpha_a + |\beta| + A_a)} + r\,H = \frac{2 \cdot 90\,728 - 979{,}94\,(-4{,}3472)}{2\,(31{,}00 + 7{,}9250)} + (-0{,}9263)(-259{,}9) =$$

$$= \frac{185\,716}{77{,}85} + 240{,}7 = 2626{,}3\ tm\ (2656{,}2)$$

Podporové momenty jako reakce působící ze styčníku na prut:

$$M_a = -M_b = -c_2 = -2626{,}3\ tm\ (-2656{,}2).$$

K účinkům nepružného přetvoření se připočítávají vlivy smršťování betonu a poklesu teploty o 15° C.

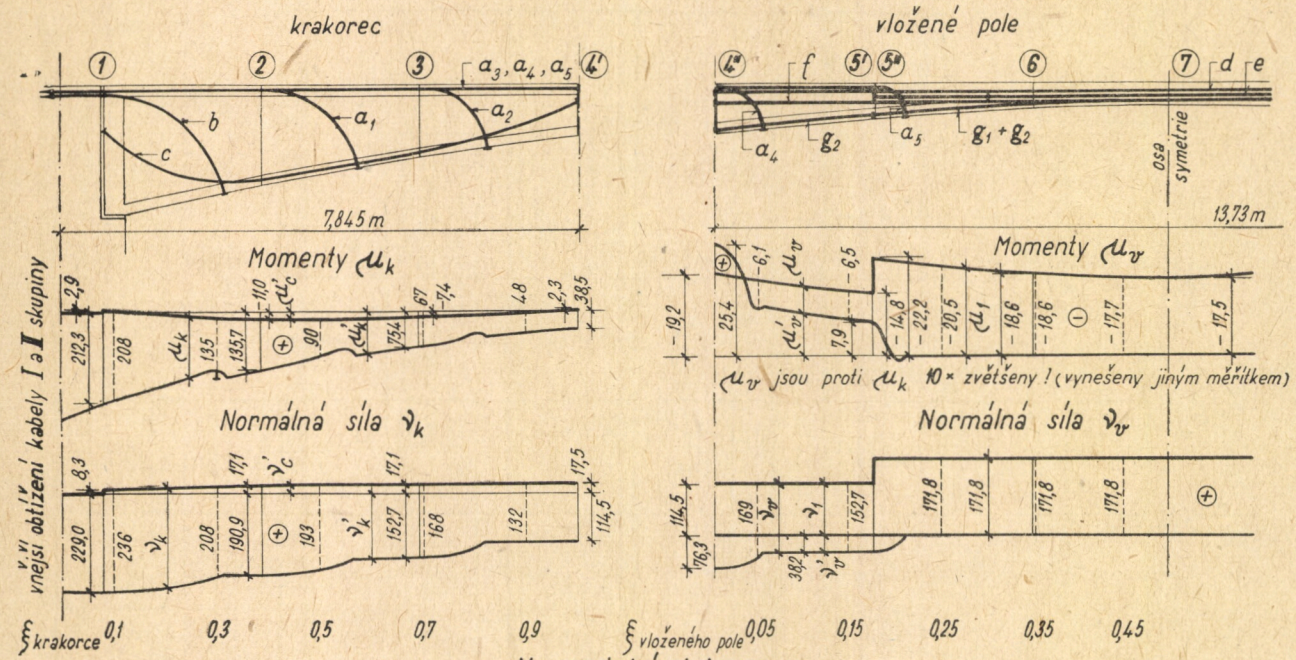
Pro smršťování betonu je směrodatný modul pružnosti E_{bd} pro dlouhodobá přetvoření, který je dán vzorcem $E_{bd} = \frac{E_b}{1+p} = \frac{400\,000}{2{,}86} = 140\,000\ kg/cm^2$. Kdyby se mělo postupovat důsledně, bylo by třeba i deformační konstanty opěry, které jsou funkcemi pružnosti betonu opěr a pružnosti podkladu, zvětšit 2,86 krát. Práce spojená s výpočtem nových deformačních konstant a zejména nových deformačních veličin příčle nebyla by nikterak úměrná žádoucí přesnosti výpočtu a proto se vliv smršťování vypočítává jednoduše a bezpečně z rozpíracích sil, které byly vypočteny na str. 99 při vyšetřování příčinkové čáry vodorovné síly. Impuls vodorovné síly vyvodí v příčli vodorovný tah $1{,}7103 \cdot 10^{-3}$ t a podporový moment $M_a = -M_b = 1{,}729 \cdot 10^{-3}$ tm. Smršťování betonu vyvodí síly podobné, ale $\lambda_s \cdot l \cdot 10^6 = 5472$ krát větší, tedy

$$H = 1{,}7103 \cdot 10^{-3} \cdot 5472 = 9{,}4\ t\ (20{,}0),$$
$$M_a = -M_b = 1{,}729 \cdot 10^{-3} \cdot 5472 = 9{,}5\ tm\ (0{,}8).$$

Pro změnu teploty je směrodatný modul pružnosti betonu $E_b = 400\,000\ kg/cm^2$, stačí tedy převzít staticky neurčité vypočtené pro oteplení ve IV. stadiu s opačnými znaménky:

Příloha č. 49.

Vnitřní síly (moment $\mathcal{U}$ a normálná síla $\mathcal{V}$) vyvozené tahy kabelů I a II skupiny



Numerická integrace

tabulka I — plochy $\mathcal{U}$ krakorce $s = 1{,}569\,m$, $E_{bd} = 4000000 : 1{,}86 \doteq 2150000\ t/m^2$; $\frac{s \times 10^6}{E_{bd} \times J} = \frac{0{,}72977}{J}$

číslo proužku	ξ	plochy $\mathcal{U}$: $\mathcal{U}_{a1}, \mathcal{U}_{a2}, \mathcal{U}_{a3}, \mathcal{U}_b, \mathcal{U}_c, \mathcal{U}_H$	$\mathcal{U}_k$	pružné váhy $w = \frac{s}{E_{bd} J} 10^6$	$\mathcal{U}_k \times w$	součty součinů, kombinace (n) × (m)	
						n m	(11)
1	2	3 až 8	9	10	11	(3)	1082,4
1	0,1	přejímají se ze sloupců 3 až 8 tabulky III přílohy 40	208	2,153	447,8	(4)	1501,3
2	0,3		135	3,631	490,2	(5)	1789,3
3	0,5		90	5,657	509,1	(6)	429,7
4	0,7		67	10,278	688,6	(7)	− 836,8
5	0,9		48	16,217	778,4	(8)	1293,6
			Σ =	37,936	2914,1		

tabulka II — plochy $\mathcal{V}$ krakorce $s = 1{,}569\,m$, $E_{bd} = 4000000 : 1{,}86 \doteq 2150000\ t/m^2$; $\frac{s \times 10^6}{E_{bd} \times F} = \frac{0{,}72977}{F}$

číslo proužku	ξ	plochy $\mathcal{V}$: $\mathcal{V}_{a1}, \mathcal{V}_{a2}, \mathcal{V}_{a3}, \mathcal{V}_b, \mathcal{V}_c, \mathcal{V}_H = -1$	$\mathcal{V}_k$	pružné váhy $v = \frac{s}{E_{bd} F} 10^6$	$\mathcal{V}_k \times v$	součty součinů, kombinace (n) × (m)	
						n m	(11)
1	2	3 až 7	9	10	11	(3)	771,1
1	0,1	přejímají se ze sloupců 3 až 7 tabulky IV přílohy 40	236	1,123	265,0	(4)	1068,4
2	0,3		208	1,280	266,2	(5)	1300,3
3	0,5		193	1,445	278,9	(6)	382,2
4	0,7		168	1,569	263,6	(7)	1300,3
5	0,9		132	1,717	226,6	$\mathcal{V}_H$	−1300,3
			Σ =	7,134	1300,3		

tabulka III — plochy $\mathcal{U}$ vloženého pole $s = 1{,}373\,m$, $E_{bd} = 4000000 : 1{,}86 \doteq 2150000\ t/m^2$; $\frac{s \times 10^6}{E_{bd} J} = \frac{0{,}63860}{J}$

číslo proužku	ξ	plochy $\mathcal{U}$: $\mathcal{U}_d, \mathcal{U}_e, \mathcal{U}_f, \mathcal{U}_{g1}, \mathcal{U}_{g2}, \mathcal{U}_H$	$\mathcal{U}_v$	pružné váhy $w = \frac{s}{E_{bd} J} 10^6$	$\mathcal{U}_v \times w$	součty součinů, kombinace (n) × (m)	
						n m	(11)
1	2	3 až 8	9	10	11	(3)	− 463,8
1	0,05	přejímají se ze sloupců 3 až 8 tabulky I přílohy 40	− 6,1	34,99	− 213,4	(4)	342,1
2	0,15		− 6,5	52,34	− 340,2	(5)	884,2
3	0,25		− 20,5	122,81	−2517,6	(6)	1263,7
4	0,35		− 18,6	144,15	−2681,2	(7)	1397,9
5	0,45		− 17,7	193,52	−3425,3	(8)	−8134,3
			Σ =	547,81	−9177,7		

tabulka IV — plochy $\mathcal{V}$ vloženého pole $s = 1{,}373\,m$, $E_{bd} = 4000000 : 1{,}86 \doteq 2150000\ t/m^2$; $\frac{s \times 10^6}{E_{bd} F} = \frac{0{,}63860}{F}$

číslo proužku	ξ	plochy $\mathcal{V}$: $\mathcal{V}_d, \mathcal{V}_e, \mathcal{V}_f, \mathcal{V}_{g1}, \mathcal{V}_{g2}, \mathcal{V}_H = -1$	$\mathcal{V}_v$	pružné váhy $v = \frac{s}{E_{bd} F} 10^6$	$\mathcal{V}_v \times v$	součty součinů, kombinace (n) × (m)	
						n m	(11)
1	2	3 až 7	9	10	11	(3)	1561,8
1	0,05	přejímají se ze sloupců 3 až 7 tabulky II přílohy 40	169,0	1,707	288,5	(4)	987,3
2	0,15		152,7	1,873	286,0	(5)	1561,8
3	0,25		171,8	2,021	347,2	(6)	987,3
4	0,35		171,8	1,779	305,6	(7)	1561,8
5	0,45		171,8	1,947	334,5	$\mathcal{V}_H$	−1561,8
			Σ =	9,327	1561,8		

Průběh $\mathcal{U}_0^V$ a $\mathcal{V}_0^V$ je uveden v přílohách č. 39,40; integrály jsou vyčísleny v příloze č. 41.

P ř e v z a t é h o d n o t y

hodnota	příloha	tabulka	sloupec, řádek
$\mathcal{U}'_k, \mathcal{V}'_k$	40	horní	$\mathcal{U}'_0, \mathcal{V}'^{III}_0$
$\mathcal{U}'_c, \mathcal{V}'_c$	37	spodní	(7), (6)
$\mathcal{U}'_v, \mathcal{V}'_v$	39	horní	$\mathcal{U}_0$

hodnota	příloha	tabulka	sloupec, řádek
$\mathcal{U}_1, \mathcal{V}_1$	36	spodní	(7), (6)
$\mathcal{U}'_v, \mathcal{V}'_v$	39	horní	$\mathcal{U}'^{III}_0, \mathcal{V}'^{III}_0$
E_{bd}	z textu		

hodnota	příloha	tabulka	sloupec, řádek
s	41	obrázek dole	
J	39,40	obrázky	
F			

(vliv pomocných kabelů p se zanedbává)

Stanovení dílčích absolutních členů a jiných dílčích hodnot pro řešení V. stavebního stadia

tabulka I

obtížení	část konstrukce	hledaná veličina	dílčí absolutní člen atd.	vzorec pro dílčí absolutní člen nebo jinou dílčí veličinu	horní meze integrálů: prvního	horní meze integrálů: druhého	první integrál: příloha a tabulka	první integrál: sloupec nebo kombinace	první integrál: hodnota	druhý integrál: příloha a tabulka	druhý integrál: sloupec nebo kombinace	druhý integrál: hodnota	výsledná hodnota
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
stálé	krakorec	α_{ok} n_{ok}	k_{10G}	$_0\int^{v}_0 u_{a1}\,dw$	l_k^w		41 III	③ × ㉑	444				444
			k_{20G}	$_0\int^{v}_0 u_{a2}\,dw$				④ × ㉑	1096				1096
			k_{30G}	$_0\int^{v}_0 u_{a3}\,dw$				⑤ × ㉑	1952				1952
			k_{40G}	$_0\int^{v}_0 u_{b}\,dw$				⑥ × ㉑	56				56
			k_{50G}	$_0\int^{v}_0 u_{c}\,dw$				⑦ × ㉑	− 1086				− 1086
			I	$_0\int^{v}_0 dw$				㉑	4104				4104
			II	$_0\int^{v}_0 u_H\,dw + {}_0\int u_K\,u_H\,dw$		l_k^w		⑧ × ㉑	2394	49 I	⑧ × ⑪	1294	3688
	vložené pole	α_{ov} n_{ov}	v_{10G}	$0{,}5\,_0\int^{v}_0 u_{d}\,dw$	l_v^w		41 I	③ × ㉑	5630				5630
			v_{20G}	$0{,}5\,_0\int^{v}_0 u_{e}\,dw$				④ × ㉑	− 3330				− 3330
			v_{30G}	$0{,}5\,_0\int^{v}_0 u_{f}\,dw$				⑤ × ㉑	− 8580				− 8580
			v_{40G}	$0{,}5\,_0\int^{v}_0 u_{g_1}\,dw$				⑥ × ㉑	− 12060				− 12060
			v_{50G}	$0{,}5\,_0\int^{v}_0 u_{g_2}\,dw$				⑦ × ㉑	− 15460				− 15460
			III	$0{,}5\,_0\int^{v}_0 dw$				㉑	96969				96969
			IV	$0{,}5\,_0\int^{v}_0 u_H\,dw + 0{,}5\,_0\int u_v\,u_H\,dw$		l_v^w		⑧ × ㉑	85290	49 III	⑧ × ⑪	− 8134	77156
tahy kabelů I. a II. skupiny	krakorec	α_{ok} n_{ok}	k_{10K}	$_0\int u_k\,u_{a1}\,dw + {}_0\int v_k\,v_{a1}\,dv$	l_k^w	l_k^v	49 I	③ × ⑪	1082	49 II	③ × ⑪	771	1853
			k_{20K}	$_0\int u_k\,u_{a2}\,dw + {}_0\int v_k\,v_{a2}\,dv$				④ × ⑪	1501		④ × ⑪	1068	2569
			k_{30K}	$_0\int u_k\,u_{a3}\,dw + {}_0\int v_k\,v_{a3}\,dv$				⑤ × ⑪	1789		⑤ × ⑪	1300	3089
			k_{40K}	$_0\int u_k\,u_{b}\,dw + {}_0\int v_k\,v_{b}\,dv$				⑥ × ⑪	430		⑥ × ⑪	382	812
			k_{50K}	$_0\int u_k\,u_{c}\,dw + {}_0\int v_k\,v_{c}\,dv$				⑦ × ⑪	− 837		⑦ × ⑪	− 1300	463
			V	$_0\int u_k\,dw$				⑪	2914				2914
			VI	$_0\int v_k\,v_H\,dv$	l_k^v		49 II	v_H × ⑪	− 1300				− 1300
	vložené pole	α_{ov} n_{ov}	v_{10K}	$0{,}5\,_0\int u_v\,u_d\,dw + 0{,}5\,_0\int v_v\,v_d\,dv$	l_v^w	l_v^v	49 III	③ × ⑪	− 464	49 IV	③ × ⑪	1562	1098
			v_{20K}	$0{,}5\,_0\int u_v\,u_e\,dw + 0{,}5\,_0\int v_v\,v_e\,dv$				④ × ⑪	342		④ × ⑪	987	1229
			v_{30K}	$0{,}5\,_0\int u_v\,u_f\,dw + 0{,}5\,_0\int v_v\,v_f\,dv$				⑤ × ⑪	884		⑤ × ⑪	1562	2446
			v_{40K}	$0{,}5\,_0\int u_v\,u_{g_1}\,dw + 0{,}5\,_0\int v_v\,v_{g_1}\,dv$				⑥ × ⑪	1264		⑥ × ⑪	987	2251
			v_{50K}	$0{,}5\,_0\int u_v\,u_{g_2}\,dw + 0{,}5\,_0\int v_v\,v_{g_2}\,dv$				⑦ × ⑪	1398		⑦ × ⑪	1562	2860
			VII	$0{,}5\,_0\int u_v\,dw$				⑪	− 9178				− 9178
			VIII	$0{,}5\,_0\int v_v\,v_H\,dv$	l_v^v		49 IV	v_H × ⑪	− 1562				− 1562

tabulka II

Absolutní členy a jiné veličiny pro řešení V. stavebního stadia

absolutní člen nebo...	vzorec	hodnota
1	2	3
k_{10V}	$k_{10G} + k_{10K}$	2297
k_{20V}	$k_{20G} + k_{20K}$	3665
k_{30V}	$k_{30G} + k_{30K}$	5041
k_{40V}	$k_{40G} + k_{40K}$	868
k_{50V}	$k_{50G} + k_{50K}$	− 623
—	I + V	7018
—	II + VI	2388
v_{10V}	$v_{10G} + v_{10K}$	6728
v_{20V}	$v_{20G} + v_{20K}$	− 2101
v_{30V}	$v_{30G} + v_{30K}$	− 6134
v_{40V}	$v_{40G} + v_{40K}$	− 9809
v_{50V}	$v_{50G} + v_{50K}$	− 12600
—	III + VII	87791
—	IV + VIII	75594

Příloha č. 51.

Řešení deformačních veličin V. stavebního stadia.

Řešení deformačních veličin pro krakorec.

k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_{0M}	k_{0H}	k_{0V}
574,460	9,928	9,928	3,706	0,718	7,838	-1,480	2297
9,928	816,863	14,716	3,706	-0,276	13,776	-0,022	3665
9,928	14,716	344,289	3,706	0,990	19,772	2,250	5041
3,706	3,706	3,706	380,958	1,950	2,184	-1,424	868
0,718	-0,276	0,990	1,950	1809,089	-10,740	-12,462	-623
-0,012 380	-0,015 67	-0,056 37	-0,004 94	0,005 98	kořeny X (skutečné hodnoty)	X_M	
0,002 66	0,000 10	-0,006 68	0,003 74	0,006 89		X_H	
-3,665 8	-4,1744	-14,3364	-2,0646	0,3553		X_V	

horní mez integrálů μ je l_k^w

horní mez integrálů ν je l_k^v

Tabulka I.

	k_{10M}	k_{10H}	k_{20M}	k_{20H}	k_{30M}	k_{30H}	k_{40M}	k_{40H}	k_{50M}	k_{50H}	$\Sigma X k$ t.j. vliv kabelů	deformační veličiny staticky určité konstrukce (bez kabelů) vliv momentu vzorec	hodnota	vliv normálné síly vzorec	hodnota	výsledná hodnota	hledaná veličina
	7,838	-1,480	13,776	-0,022	19,772	2,250	2,184	-1,424	-10,740	-12,462	①	②	③	④	⑤	①+③+⑤ ⑥	⑦
$X_M k_{0M}$	-0,0970		-0,2159		-1,1145		-0,0108		0,0642		-1,374	$\int_0 d w$	37,936			36,56	α_k
$X_M k_{0H}$	0,0183		0,0003		-0,1268		0,0070		-0,0745		-0,176	$\int_C \mu_H\, d w$	1,86·10,842 **)			19,99	n_k
$X_H k_{0M}$	0,0208		0,0014		-0,1320		0,0082		-0,0740		-0,176						
$X_H k_{0H}$	-0,0039		—		-0,0150		-0,0053		-0,0871		-0,111	$\int_C \mu_H^2\, d w$	1,86·6,334 **)	$\int_0 d v$	7,134	18,80	n_{Hk}
$X_V k_{0M}$	-28,73		-57,51		-283,46		-4,51		-3,82		-378,0	$\int_0 (\mu_0^V + \mu_k) d w$	7018			6640,0	α_{k0}^V
$X_V k_{0H}$	5,43		0,09		-32,26		2,94		-4,43		-28,2	$\int_C (\mu_0^V + \mu_k) \mu_H d w$	3688	$\int_0 \nu_k \nu_M d v$	-1300	2359,8	n_{k0}^V

Řešení deformačních veličin pro vložené pole.

v_0	v_1	v_2	v_3	v_4	v_{0M}	v_{0H}	v_{0V}
1725,190	4,988	7,596	2,72	3,072	32,848	18,466	6728
4,988	1120,574	7,716	8,384	8,384	-18,452	-22,200	-2101
7,596	7,716	1727,508	12,588	15,900	-47,244	-51,916	-6134
2,720	8,384	12,588	572,641	15,610	-67,034	-65,486	-9809
3,072	8,384	15,900	15,610	452,685	-88,312	-85,842	-12600
-0,01970	0,01413	0,02481	0,11122	0,19025	kořeny X skutečné hodnoty	X_M	
-0,01138	0,01748	0,02753	0,10852	0,18467		X_H	
-3,9943	1,5455	3,1926	16,3153	27,1577		X_V	

horní mez integrálů μ je l_v^w

horní mez integrálů ν je l_v^v

Tabulka II.

	v_{10M}	v_{10H}	v_{20M}	v_{20H}	v_{30M}	v_{30H}	v_{40M}	v_{40H}	v_{50M}	v_{50H}	$\Sigma X v$ t.j. vliv kabelů	deformační veličiny staticky určité konstrukce (bez kabelů) vliv momentu vzorec	hodnota	vliv normálné síly vzorec	hodnota	výsledná hodnota	hledaná veličina
	32,848	18,466	-18,452	-22,200	-47,244	-51,916	-67,034	-65,486	-88,312	-85,842	①	②	③	④	⑤	①+③+⑤ ⑥	⑦
$X_M v_{0M}$	-0,6471		-0,2607		-1,1721		-7,4555		-16,8014		-26,337	$0,5 \int_0 d w$	547,81			521,47	α_v
$X_M v_{0H}$	-0,3638		-0,3137		-1,2880		-7,2834		-16,3314		-25,580	$0,5 \int_C \mu_H\, d w$	1,86·258,450 **)			455,14	n_v
$X_H v_{0M}$	-0,3738		-0,3225		-1,3006		-7,2745		-16,3086		-25,580						
$X_H v_{0H}$	-0,2101		-0,3881		-1,4292		-7,1065		-15,8524		-25,086	$0,5 \int_C \mu_H^2\, d w$	1,86·227,200 **)	$\int_0 d v$	9,327	406,83	n_{Hv}
$X_V v_{0M}$	-131,20		-28,52		-150,83		-1093,68		-2398,35		-3802,6	$0,5 \int_0 (\mu_0^V + \mu_w) d w$	87891			84088	α_{v0}^V
$X_V v_{0H}$	-73,76		-165,75		-165,75		-1068,42		-2331,27		-3673,5	$0,5 \int_C (\mu_0^V + \mu_w) \mu_H d w$	77156	$\int_0 \nu_v \nu_H d v$	-1562	71921	n_{v0}^V

Deformační veličiny V. stavebního stadia.

hodnoty integrálů se přebírají z příloh č. 41 a 50.

Tabulka III.

přičiňující díl		$\alpha_a + \lvert\beta\rvert$	n_a	n_H	α_o	n_o
krakorec		36,56	19,99	18,80 *)	6640,0	2359,8 *)
vložené pole		521,47	455,14	406,83 *)	84088,0	71921 *)
celá	1 nosník	558,03	475,13	851,26		
příčle	18 nosníků	31,00	26,40	47,29	90728	148562

*) viz poznámku *) v příloze č. 44.

**) přebírají se $\frac{E_b}{E_{bd}}$ násobky hodnot platných pro $E_b = 4000000$ t/m² z přílohy 41 (tab. III, sloupec ⑱, kombinace ⑧×⑱, tab. I. sloupec ⑱, kombinace ⑧×⑱)

$H = 8{,}3$ t, $M = 7{,}4$ tm (čísla v závorkách pro $E_z = 5000$ t/m² se neudávají, jelikož vliv změny teploty se uvažuje jen v prvém řešení).

Mají-li v dalším být řešeny všechny vlivy najednou, je třeba k staticky neurčitým od plastického přetvoření přičíst opravy vystihující smršťování a pokles teploty:

$$H = -259{,}9 + 9{,}4 + 8{,}3 = 242{,}2 \doteq -243 \text{ t } (-283),$$
$$M_a = -2626{,}3 + 9{,}5 + 7{,}4 = -2609{,}4 \doteq -2610 \text{ tm } (-2657).$$

ad g) Změny kabelových tahů v konstrukci staticky neurčité jsou vypočteny v tab. I přílohy č. 52 na str. 149. Tato tabulka je upravena stejně jako tab. I přílohy č. 48 na str. 140, která byla popsána při IV. stadiu. Nově vsunut je sloupec 11, kde jsou uvedeny změny kabelových tahů způsobené smršťováním a vypočtené po pravé straně tabulky. Výsledné hodnoty staticky neurčitých složek reakcí se do sloupců 6 a 9 přejímají z tabulky II. Také tabulka III, ve které se vypočítávají napětí v V. stadiu, je upravena podobně jako tabulka, v níž jsou v příloze č. 48 vypočtena napětí IV. stadia. V levé části této tabulky se vypočítávají napětí od změn předpětí, tedy napětí nepřímo vyvozená obtíženími V. stadia (vlastní váha + ostatní obtížení stálé + předpětí). Výsledky jsou vepsány do sloupců 24 a 25. Ve sloupcích 26 až 33 se vypočítávají napětí od smršťování betonu, a to podobně jako se vypočítávala ve IV. stadiu napětí od vnějšího obtížení. Jelikož však smršťování nevyvozuje přímo ohybové momenty na staticky neurčité konstrukci, odpadá tu $\mathfrak{M}$, jež bylo ve IV. stadiu uvedeno v sloupci 26. Výsledky jsou vepsány do sloupců 34 a 35. Do sloupců 36 a 37 se přejímají napětí ze IV. stadia, v nichž je zahrnut přímý vliv všech vnějších obtížení. Součty sloupců 24 a 25, 34 a 35, 36 a 37 se jako výsledná napětí V. stadia vepisují do sloupců 38 a 39. Průběh těchto výsledných napětí je opět znázorněn graficky v pravém horním rohu přílohy. Tlakové reservy, které v konstrukci zůstávají i při nejnepříznivějších kombinacích obtížení nahodilého, jsou podle napětí vyšetřených pro pohyblivé obtížení v příloze č. 53 vyznačeny šrafováním. Vzhledem k dostatečným tlakovým reservám neprokazují se napětí od obtížení celkového, vliv teploty je menší než vliv smršťování (sloupec 34, 35).

Volený postup řešení V. stavebního stadia nevystihuje zcela správně průběh nepružných přetvoření a zejména nevystihuje to, že vlastní váha namáhá konstrukci jako spojité obtížení kombinované se dvěmi osamělými břemeny působícími v místech spár B zdola nahoru (odlehčení provisorních podpor v závěrečných fázích II. stadia). Přesnost výpočtu však tím není příliš dotčena.

Napětí kabelů v jednotlivých stadiích.

Při výpočtu napětí ocele, jež jsou sestavena v tabulce I příl. č. 54 na str. 152, se vychází z předpokladu, že kabely I. skupiny na konci II. stadia a kabely II. skupiny na konci III. stadia jsou napjaty na 10 000 kg/cm². Jak se toho dosáhne při vzájemném ovlivňování napínaných kabelů, je lhostejné. Buď se užije většího počtu napínacích zařízení, aby se kabely téže skupiny daly napnout pokud možno současně, nebo se napětí kabelů dříve napjatých po ztrátách vyvozených předpínáním kabelů dalších opraví opětným uchycením, nebo se do kabelů dříve napínaných vnesou s ohledem na zmíněné ztráty větší síly. V tabulce „Napětí předpjaté výztuže ...“ se do sloupců 4 až 7 vpisují celkové síly jednotlivých kabelových řad (slovo „řada“ se tu užívá jako obecného označení namísto kabel, kabelová dvojice a kabelová čtveřice) převzaté z dřívějších příloh. V tabulce převzatých hodnot jsou tyto dřívější přílohy podrobně sestaveny i s uvedením příslušných tabulek a sloupců. Při daném počtu kabelů v řadě, uvedeném ve sloupci 2, mohou být z celkových sil řad vypočteny síly v jednom kabelu. Tyto síly jsou vepsány do sloupců 8 až 11. Ve sloupcích 12 až 15 se uvádějí napětí jako podíly sil a kabelové plochy $F = 1{,}9085$ cm². U IV. a V. stadia je zahrnut kromě vlivu obtížení stálých též účinek obtížení nahodilého. V hlavičce tabulky je proto ve sloupcích 6, 7, 10, 11, 14, 15 připsáno k římským číslicím stadia písmeno p.

Napětí kabelů g_1 a g_2 překračují ve IV. a V. stadiu dovolenou mez 10 880 kg/cm², proto se uvádějí jen v závorkách a počítají znovu za předpokladu, že počáteční předpětí těchto kabelů je jen

Výpočet napětí v průřezech přídle „spára A" až ⑦ v V. stavebním stadiu

E_z = 2000 t/m² (v závorce sloupce 38 a 39 tabulky III jsou uvedena napětí pro E_z = 5000 t/m²)

tabulka I

Stanovení změn předpínacích sil v V. stavebním stadiu

řada kabelů	počet kabelů	průřezy, jimiž kabely prochází	síly S^{IV} v řadě kabelů v IV. stadiu	změny sil: vliv u^V_0, u^V_k / u^V_a, X^V_H	vliv staticky neurčitých: moment vetknutí X_M od M_a=1tm	M^V_a	ΔS_M ⑤×⑥	vodorovná síla X_H od H=1t	H^V	ΔS_H ⑧×⑨	vliv smršťování ΔS_s	celková změna ΔS^V=④+⑦+⑩+⑪	výsledné síly S^V ③+⑫
			kg		kg	tm	kg		t		t	kg	
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
a_1		A,1,2	38457	- 3666	- 12,38		1795	2,66		- 36		- 3397	35060
a_2		A,1,2,3	38445	- 4174	- 15,67		2272	0,10		- 1		- 3393	35052
a_3	2	A,1,2,3,4'		x)	x)		x)	x)		x)		x)	34915
a_4		A,1,2,3,4,B	38429	- 4779	- 18,79		2725	- 2,23		30	-1490	- 3514	34915
a_5		A,1,2,3,4,B,5											34915
b		A,1	38310	- 2065	- 4,94	(-2600,0 : 18 = −14,50)	716	3,74	−24,30 : 18 = −13,52	- 51		- 2819	35491
c	1	1	8238	xx)	xx)		xx)	xx)		xx)		xx)	6888
		2,3	16839	355	5,98		- 867	6,89		- 93	- 745	- 1350	15489
		4'	17254										15904
d		4",5,6,7	18964	- 3994	- 19,70		2857	- 11,38		154		- 1728	17236
e		5",6,7	19073	1545	14,13		- 204,9	17,48		- 236		- 1485	17588
f		4",5,6,7	18960	3193	24,81		- 359,8	27,53		- 372		- 1522	17438
g_1	2	5",6,7	41609	16315	111,22		- 1612,9	108,52		- 1467	- 1490	- 2771	38838
g_2	4	4",5,6,7	82007	27158	190,25		- 2759,0	184,67		- 2497	- 2980	- 5909	76098

tabulka II

Stanovení staticky neurčitých pro výpočet změn předpínacích sil

řádek	část konstrukce	stadium nebo druh obtížení	staticky neurčité: momenty vetknutí $M_a = -M_b$	vodorovná síla H
			tm	t
1		2	3	4
1	celá přídle	V. staveb. stadium	- 2626,3	- 259,9
2		smršťování, Δt	~ 16,3	~16,9
3		součet ① + ②	- 2610,0	- 243,0
4	1 pásník	$M^V_a, H^V = \frac{1}{18}$ ③	- 145,0	- 13,52

Změny sil v kabelech v důsledku smršťování:

$\lambda_s = 0{,}000186$; $\vartheta_s = \lambda_s \times E_a = 0{,}000186 \times 2{,}1 \times 10^6 =$
$= 390{,}6$ kg/cm² ; pro 1 kabel je
$\Delta S_s = F_a \times \vartheta_s = 1{,}9085 \times 390{,}6 = 745$ kg

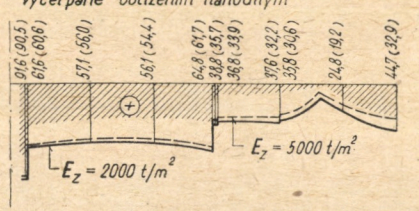
x) bere se $\frac{1}{3}$ sil X pro každý druh, jelikož ztráty v kabelech a_3, a_4, a_5 jsou řešeny společně

Převzaté hodnoty

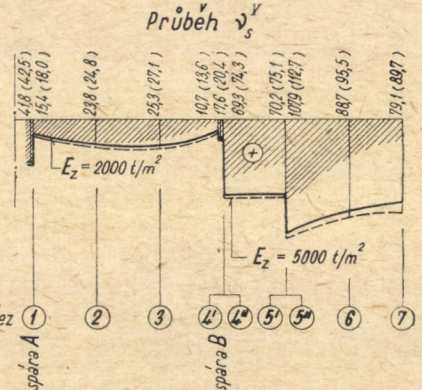
veličina	příloha	tabulka	sloupec / řádek
S^{IV}	48	I	12
X_V	51	I, II	X_V
X_M			X_M
X_H			X_H
$\varkappa$	35	spodní	20 až 26
W_h			39
W_s			40
F			18
λ_s	z textu		
M_s			
H_s			
y	35	spodní	109-(37)
ϑ^{IV}_h	48	II	39
ϑ^{IV}_s			40

xx) viz poznámku pod tabulkou II. přílohy čís. 47

Průběh ϑ^V_h



Průběh ϑ^V_s



tabulka III

Stanovení napětí betonu v V. stavebním stadiu

část konstrukce	průřez	změny sil kabelů	vliv změny předpětí kabelů I a II skupiny: celkové ztráty předpínacích sil $\Sigma\Delta S^V = \Delta N$	ramena $\varkappa$ kabelů a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	b	c	d	e	f	g_1	g_2	moment od změny předpětí $\Delta M = \Sigma\Delta S^V \times \varkappa$	průřezové funkce: moduly odporu W_h	W_s	plocha F	napětí: vliv ΔN	vliv ΔM	celkem od změn předpětí $\Delta\vartheta_h$	$\Delta\vartheta_s$	vliv smršťování betonu: moment vetknutí	vodorov. síla H_s	vzepětí	moment od vodorovné síly	výsledný moment od smršťování	napětí: vliv H=N_s	vliv M_s	napětí od smršťování	napětí IV. stavebního stadia		výsledná napětí V. stavebního stadia	
			kg	cm												kgcm	cm^3		cm^2	kg/cm²				kgcm	kg	cm	kgcm							kg/cm²			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
spára A			- 20151			94,9			87,4							- 1891000	284238	298585	3704	- 5,4	- 6,7	6,3	- 12,1	0,9													
krakorec	1	tabulky I	- 21501			93,9			86,4	34,4						- 1917000	322520	331917	6388	- 3,4	- 5,9	5,8	- 9,3	2,4			10,1	5270	58050	- 0,1	0,2	- 0,2	0,1	- 0,3	70,8	13,3	61,6 (60,6)	15,4 (18,0)
	2		- 18682			71,1				- 64,3						- 1146000	218946	224250	5585	- 3,3	- 5,2	5,1	- 8,5	1,8			32,9	17170	69950	- 0,1	0,3	- 0,3	0,2	- 0,4	65,4	22,4	57,1 (56,0)	23,8 (24,8)
	3		- 15285		49,4					- 43,2						- 630000	132015	134992	4673	- 3,3	- 4,7	4,7	- 8,0	1,4			54,6	28500	81280	- 0,1	0,6	- 0,6	0,5	- 0,7	63,6	24,6	56,1 (54,4)	25,3 (27,1)
	4'		- 11892				33,6			13,2						- 372000	76836	78466	4063	- 2,9	- 4,8	4,7	- 7,7	1,8			70,4	36750	89530	- 0,1	1,2	- 1,2	1,1	- 1,3	71,4	10,2	64,8 (61,7)	10,7 (13,6)
spára B			- 7028				33,6									- 236000				- 1,7	- 3,1	3,0	- 4,8	1,3										42,5	17,6	38,8 (35,7)	17,6 (20,4)
vložené pole	4"	převzaty ze sloupce 12	- 16187				33,3				23,2		8,3		- 33,1	- 91000	76903	77307	4039	- 4,0	- 1,2	1,2	- 5,2	- 2,8	$M_s = \frac{1}{18} \cdot 950000 = 52780$		70,7	36910	89690	- 0,1	1,2	- 1,2	1,1	- 1,3	41,2	73,4	37,1 (33,9)	69,3 (74,3)
	5'		- 12673					20,8			10,8		- 4,3		- 21,0	39000	39360	39058	3321	- 3,8	1,0	- 1,0	- 2,8	- 4,8	$H = N_s = \frac{1}{18} \cdot 9400 = -522$ (tah)		83,2	43430	96210	- 0,2	2,4	- 2,5	2,2	- 2,7	38,7	77,7	38,1 (32,2)	70,2 (75,1)
	5"		- 16929					20,7			10,7	3,2	- 4,4	- 21,1		94000	39233	38632	3297	- 5,1	2,4	- 2,4	- 2,7	- 7,5			83,3	43480	96260	- 0,2	2,5	- 2,5	2,3	- 2,7	36,7	118,1	36,3 (30,6)	107,9 (112,7)
	6		- 13415								4,1	- 3,4	- 10,9	- 14,5		140000	23251	22774	3595	- 3,7	6,0	- 6,2	2,3	- 9,9			89,9	46930	99710	- 0,2	3,8	- 3,9	3,6	- 4,1	19,6	101,0	25,5 (19,2)	88,7 (95,5)
	7		- 13415								2,3	- 5,2	- 12,7			133000	19087	18655	3253	- 4,1	7,0	- 7,1	2,9	- 11,2			91,7	47870	100650	- 0,2	5,3	- 5,4	5,1	- 5,6	37,4	95,9	45,4 (32,9)	79,1 (89,7)

S přilnavostí předpjaté výztuže (otvory pro kabely jsou zainjektovány) se nepočítá

9000 kg/cm². Ve skutečnosti budou napětí kabelů g_1 a g_2 příznivější, protože ve výpočtu se neuvažují ztráty předpínacích sil, které v kabelech vznikají v závěru II. stavebního stadia. Počáteční předpětí 9000 kg/cm² rovněž postačí, jak je patrno z přílohy č. 55 na str. 153, ve které se vypočítávají příslušná napětí betonu ve všech stavebních stadiích. V tabulce II přílohy č. 54 se vyšetřuje celková spotřeba podélné předpjaté výztuže mostovky. Na 1 m² mostovky připadá 9664 : [(27,46 + 2 . 1,88) . 18,00] = 17 kg této výztuže.

Napětí v základové spáře.

Postupným zatěžováním opěr a napínáním kabelů se průběh napětí v základové spáře stále mění, je tedy třeba vyšetřovat i napětí půdy ve všech stavebních stadiích. Číselné výpočty jsou provedeny v příloze č. 56 na str. 154.

V I. stadiu působí na základovou spáru jen vlastní váha opěry a k ní připojených částí opěrných pobřežních zídek (připojením zídek se po obou stranách prodloužila základová spára, čímž se podstatně zvýšila tuhost opěry proti vodorovným posunutím potřebná pro spolehlivé zachycení velkých podporových momentů příčle). Průřezové síly základové spáry od tohoto obtížení jsou vyčísleny v tabulce I. Objemová váha betonu se zavádí hodnotou 2,3 t/m³, ač opěra je také předpjata. Předpokládá se, že beton opěr a zídek se při monolitickém způsobu stavby nezpracuje tak dokonale jako u prefabrikovaných dílců, u nichž se počítá s objemovou vahou betonu 2,6 t/m³

Ve II. stadiu se nejdříve opěra zatíží krakorcem, ukládaným jako prostý nosník na opěru a provisorní podporu, a pak na rubové straně do výše 8,50 m nad základovou spáru zasype. Úplné zasypání opěr do výše pláně se provede později, zatím je třeba zachovat dostatečný manipulační prostor pro napínání kabelů. Napětí obou počátečních fází II stadia jsou vypočtena odděleně, a to v tabulce II vliv krakorce a v tabulce III vliv zásypu. V závěrečné fázi II. stadia přejde na opěru další síla odlehčením provisorních podpor. Tato síla má i vodorovnou složku. Příslušná napětí půdy jsou vypočtena v tabulce č. IV.

Ve III. stadiu je třeba rozlišovat stav po napnutí dvou kabelů a_5 v každém nosníku, stav po odskružení mostu a stav po skončeném předpínání. Proto se tu napětí základové půdy počítají opět odděleně, a to v tabulkách V, VI a VII.

Ve IV. stadiu se mění napětí základové spáry jednak dosypáním silničního tělesa, jednak nanesením „ostatního obtížení stálého“, to jest zřízením vozovky, chodníků, zábradlí atd. Příslušné výpočty jsou sestaveny do tabulek VIII a IX.

Vliv pohyblivého obtížení je vyšetřen z momentů k jádrovým bodům základové spáry vyčíslených z příčinkových čar. Zatěžovací schemata — nově vypočtená bez dynamických účinků a pro větší příčné roznášení — jsou vykreslena také přímo v příloze č. 56.

V V. stadiu přistoupí jako nový účinek jedině smršťování betonu. Zpětné vlivy změn kabelových tahů na beton v tomto stadiu nebyly uvažovány při výpočtu napětí v příčli a zanedbávají se tudíž i při výpočtu napětí půdy.

Měl-li by být tento výpočet podkladem pro podrobný návrh, bylo by jej třeba doplnit ještě oddíly:

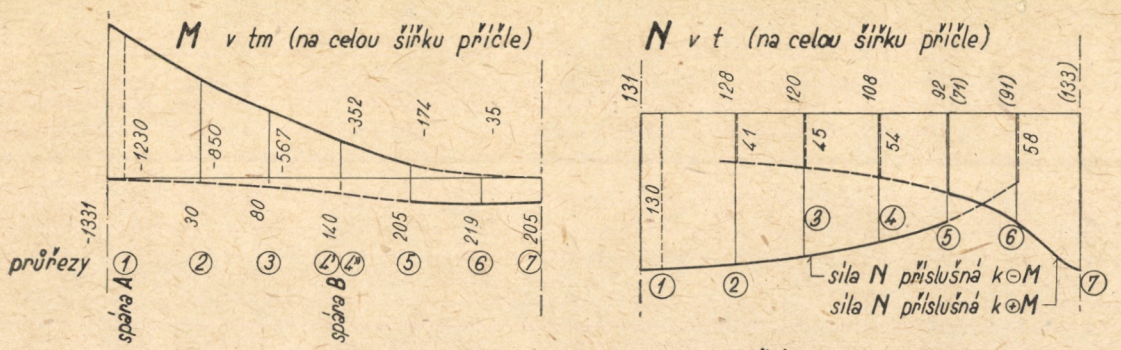
Zabezpečení proti smyku, Příčné předpětí mostovky, Předpjatá opěra.

Pokud jde o smyk, poznamenává se, že není třeba předpjatých třmínků, jelikož tangenciální napětí dosahuje v krajním případě jen 10 kg/cm². Příčné předpětí mostovky se docílí kabely příčné předpjaté výztuže, které se provlečou předem vynechanými otvory v polovině výšky střední plné části nosníků a jejich horní i spodní přírubou v částech profilu žebrového. Předpětí opěr se vyvodí kabely svislými vedenými při rubových plochách a kotvenými na závěrných zídkách.

Stanovení napětí od obtížení pohyblivého.

Čáry krajních hodnot ohybových momentů a příslušných vodorovných sil od obtížení pohyblivého

(podle příčinkových čar – příloha 31; 32)



Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec neb řádek
F	35	spodní	18
$W_h; W_s$			39; 40
ν_h^{IV}	48	II	39
ν_s^{IV}			40
ν_h^{V}	50	II	39
ν_s^{V}			40

Vliv změn napětí kabelů od obtížení pohyblivého, který je pro napětí betonu příznivý, se zanedbává.

tabulka I.

Napětí betonu přičle.

část konstrukce	průřez	zatížení vedoucí na	průřezové funkce: plocha F	moduly odporu: horní W_h	moduly odporu: spodní W_s	síly od obtížení pohyblivého: ohybový moment M *)	síly od obtížení pohyblivého: normálná síla N *)	napětí od obtížení pohyblivého: vliv N (N:F)	vliv M ($M:W_h$)	vliv M ($-M:W_s$)	součet: ν_h^p (⑨+⑩)	součet: ν_s^p (⑨+⑪)	výsledná napětí sečtená s napětími IV. stav. stadia: napětí IV. stadia ν_h^{IV}	napětí IV. stadia ν_s^{IV}	součty: $\nu_h^{IV}+\nu_h^p$ (⑭+⑫)	součty: $\nu_s^{IV}+\nu_s^p$ (⑮+⑬)	výsledná napětí sečtená s napětími V. stav. stadia: napětí V. stadia ν_h^{V}	napětí V. stadia ν_s^{V}	součty: $\nu_h^{V}+\nu_h^p$ (⑱+⑫)	součty: $\nu_s^{V}+\nu_s^p$ (⑱+⑬)
			cm^2	cm^3		kgcm	kg	kg/cm²												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
spára	A	⊖M	3704	264 238	298 585	-6 833 000	7220	1,9	-24,0	22,9	-22,1	24,8	103,6 (102,8)	41,2 (41,9)	81,5 (80,7)	66,0 (66,7)	91,6 (90,5)	41,8 (42,5)	69,5 (68,4)	66,6 (67,3)
								1,1	-21,2	20,6	-22,3	21,7	70,8 (70,0)	13,3 (15,8)	48,5 (47,7)	35,0 (37,5)	61,6 (60,6)	15,4 (18,0)	33,3 (38,3)	37,1 (39,7)
krakonec	1	⊖M	6388	322 520	331 917															
	2	⊖M	5585	218 946	224 250	-4 722 000	7110	1,3	-21,6	21,1	-20,3	22,4	65,4 (64,5)	22,4 (23,5)	45,1 (44,2)	44,8 (45,9)	57,1 (56,0)	23,8 (24,8)	36,8 (35,7)	46,2 (47,2)
		⊕M				167 000	2280	0,4	0,8	-0,8	1,2	-0,4			66,6 (65,7)	22,0 (23,1)			58,3 (57,2)	23,4 (24,4)
	3	⊖M	4673	132 015	134 992	-3150 000	6670	1,4	-23,9	23,3	-22,5	24,7	63,6 (62,0)	24,6 (26,4)	41,1 (39,5)	49,3 (51,1)	56,1 (54,4)	25,3 (27,1)	33,6 (31,9)	50,0 (51,8)
		⊕M				444 000	2500	0,5	5,8	-5,7	6,3	-5,2			69,9 (68,3)	19,4 (21,2)			62,4 (60,7)	20,1 (21,9)
	4'	⊖M	4063	76 839	78 466	-1956 000	6000	1,5	-25,4	24,9	-23,9	26,4	71,4 (68,6)	10,2 (13,2)	47,5 (44,7)	36,6 (39,6)	64,8 (61,7)	10,7 (13,6)	40,9 (37,8)	37,1 (40,0)
		⊕M				778 000	3000	0,7	10,1	-9,9	10,8	-9,2			82,2 (79,4)	1,0 (4,0)			75,6 (72,5)	1,5 (4,4)
spára	B	⊖M				-1956 000	6000	1,5	-25,4	24,9	-23,9	26,4	42,5 (39,6)	17,6 (20,5)	18,6 (15,7)	44,0 (46,9)	38,8 (35,7)	17,6 (20,4)	14,9 (11,8)	44,0 (46,8)
		⊕M				778 000	3000	0,7	10,1	-9,9	10,8	-9,2			53,3 (50,4)	7,4 (11,3)			49,6 (46,5)	18,4 (11,2)
vložené pole	4''	⊖M	4039	76 903	77 307	-1956 000	6000	1,5	-25,4	25,3	-23,9	26,8	41,2 (38,1)	73,4 (75,9)	17,3 (14,2)	100,2 (102,7)	37,1 (33,9)	69,3 (72,3)	13,2 (10,0)	95,6 (101,1)
		⊕M				778 000	3000	0,7	10,1	-10,1	10,8	-9,4			52,0 (48,9)	64,0 (66,5)			47,9 (44,7)	59,9 (64,9)
	5'	⊖M	3321	39 360	39 058	-967 000	5110	1,5	-24,6	24,8	-23,1	26,3	38,7 (32,7)	77,7 (83,2)	15,6 (9,6)	104,0 (109,5)	38,1 (32,2)	70,2 (75,1)	15,0 (9,1)	96,5 (101,4)
		⊕M				1139 000	3940	1,2	28,9	-29,2	30,1	-28,0			68,8 (62,8)	49,7 (55,2)			68,2 (62,3)	48,2 (47,1)
	5''	⊖M	3297	39 233	38 632	-967 000	5110	1,6	-24,6	25,0	-23,0	26,6	36,7 (31,0)	118,1 (123,8)	13,7 (8,0)	144,7 (150,4)	36,3 (30,6)	107,9 (112,7)	13,3 (7,6)	134,5 (139,3)
		⊕M				1139 000	3940	1,2	29,0	-29,5	30,2	-28,3			66,9 (61,2)	89,8 (95,5)			66,5 (60,8)	79,6 (84,4)
	6	⊖M	3595	23 251	22 774	-194 000	3220	0,9	-8,3	8,5	-7,4	9,4	19,6 (12,5)	101,0 (111,1)	12,2 (5,1)	110,4 (120,5)	25,5 (19,2)	88,7 (95,5)	18,1 (11,8)	98,1 (104,9)
		⊕M				1217 000	5060	1,4	52,3	-53,4	53,7	-52,0			73,3 (66,2)	49,0 (59,1)			79,2 (72,9)	36,7 (43,5)
	7	⊕M	3253	19 087	18 655	1139 000	7390	2,3	59,7	-61,1	62,0	-58,8	37,4 (24,4)	95,9 (107,8)	99,4 (86,4)	37,1 (49,0)	45,4 (32,9)	79,1 (89,7)	107,4 (94,9)	20,3 (30,9)

*) hodnoty platné pro 1 nosník ($\frac{1}{18}$ hodnot platných pro celou přičli)

Příloha č. 54.

Napětí předpjaté výztuže v různých stavebních stadiích.

Tabulka I.

název řady kabelů	počet kabelů v 1 nosníku	průřezy jimiž kabel prochází	síly S: v řadě kabelů II.st.	III.st.	IV.st + p*)	V.st+p	v 1 kabelu II.st.	III.st.	IV.st.+p*)	V.st+p	napětí σ_a ***): stadium II.	III.	IV.+p*)	V.+p
	ks		S_{II}	S_{III}	$S_{IV}+\Delta S_{IV}$	$S_V+\Delta S_V$	S'_{II}	S'_{III}	$S'_{IV}+\Delta S'_{IV}$	$S'_V+\Delta S'_V$	σ_{aII}	σ_{aIII}	σ_{aIV}	σ_{aV}
			kg								kg/cm²			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
a_1	2	A,1,2	nejsou napnuty	38170	38744	35347	nejsou napnuty	19085	19387	17674	0	10000	10158	9261
a_2		A,1,2,3			38720	35327			19360	17664			10144	9255
a_3		A,1,2,3,4'			38688	35174			19344	17587			10136	9215
a_4		A,1,2,3,4,B												
a_5		A,1,2,3,4,B,5												
b		A,1			38450	35631			19225	17816			10073	9335
c x)	1	1,2,3,4'	—	18896	18694	17344	19085	18896	18694	17344	10000	9901	9795	9088
d		4",5,6,7	19085	18991	18937	17209		18991	18937	17209		9951	9922	9017
e		5",6,7		19051	19095	17580		19051	19095	17580		9982	10005	9211
f		4",5,6,7		18905	19015	17493		18905	19015	17493		9906	9963	9166
g_1	2	5",6,7	(38170)	(37997)	(45221)	(42450)		(18999)	(22611)	(21229)		(9955)	(11848)	(11123)
g_2	4	4",5,6,7	(76340)	(76049)	(87965)	(82056)		(19012)	(21991)	(20514)		(9962)	(11523)	(10749)
p	2	A,1,2,3,4,B,5,6,7	19085	nejsou vyčísleny			9543	nejsou vyčísleny				nejsou vyčíslena		
g_1 **)	viz výše		34353	34180	41404	38633	17177	17090	20702	19317	9000	8955	10848	10123
g_2 **)			68706	68415	80331	74422	17177	17104	20083	18606		8962	10523	9749

x) v tabulce uvádí se pouze max. síly kabelu c v řezu 4', změny sil ΔS_c v jednotlivých stadiích se pak přičítají k této hodnotě

**) pro případ, že kabely g_1 a g_2 se napnou v I. a II. stadiu pouze na 9000 kg/cm²

***) plocha 1 kabelu F=1,9085 cm²

Spotřeba předpjaté podélné výztuže příčle.

Tabulka II.

řada kabelů	počet kabelů v 1 nosníku	délka 1 kabelu l	počet vložek v 1 kabelu	délka vložek v 1 kabelu	ϕ vložek	váha 1 bm v kg	váha 1 kabelu	váha všech kabelů v 1 nosníku	váha všech kabelů v celé příčli
	ks	m	ks	m	mm		kg		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
a_1	2×2	5,10	12	61,20	4,5	0,124 85	7,64	30,6	551
a_2		7,20		86,40			10,79	43,2	778
a_3		8,80		105,60			13,18	52,7	949
a_4		11,80		141,60			17,68	70,7	1273
a_5		14,00		168,00			20,97	83,9	1510
b		3,10		37,20			4,64	18,6	335
c	2×1	7,60		91,20			11,39	22,8	410
d	1	13,80		165,60			20,68	20,7	373
e		8,90		106,80			13,33	13,3	239
f		13,80		165,60			20,68	20,7	373
g_1	2	9,00		108,00			13,48	27,0	486
g_2	4	14,00		168,00			20,97	83,9	1510
p	2	32,50	6	195,00			24,34	48,7	877
celková váha předpjaté ocele pro 1 nosník								537	
úhrnná spotřeba předpjaté ocele pro celou příčli									9664

S přilnavostí předpjaté výztuže ve IV. a dalším stadiu (kdy otvory pro kabely jsou zainjektovány) se nepočítá

Převzaté hodnoty

hodnota	příloha	tabulka	sloupec nebo řádek
počet kabelů	35	obrázek	
S_{II}	36	spodní	5
S_{III}	47	I	12
S_{IV}	48	I	12
ΔS_{IV}	48	I	11
S_V	52	I	13
l	35	obrázek	

*) ve sloupcích 6, 10 a 14 je kromě vlivu obtížení IV. stadia zahrnut také vliv obtížení nahodilého, který se považuje za rovný účinkům ostatního obtížení stálého vzhledem k tomu, že zatěžovací schema (2) obtížení nahodilého, které ve všech průřezech rozhoduje, je podobné schematu ostatního obtížení stálého

K silám S_{IV} připočítávají se proto ještě jednou změny sil ΔS_{IV} vyvozené ostatním obtížením stálým.

Vliv obtížení pohyblivého je započten rovněž ve sloupcích 7, 11, 15 (V. stavební stadium)

Napětí v průřezech příčle 4" až 7 ve všech stadiích vypočtená za předpokladu, že kabely g_1 a g_2 se předepnou na napětí 9000 kg/cm²

část konstrukce	průřez	I. stavební stadium: napnuté kabely	ramena kabelů x_e	ramena kabelů x_{g_1}	počet kabelů	síly S^I v kabelu S_e^I	síly S^I v kabelu $S_{g_1}^I$	celková síla N_I	moment síly N_I $M_I = \Sigma S^I x$	průřezové funkce: moduly odporu horní W_h	moduly odporu spodní W_s	plocha F	napětí od předpětí $N_I:F$	$M_I:W_h$	$-M_I:W_s$	celkem	napětí od obtížení vlastní váhou ν_h	napětí od obtížení vlastní váhou ν_s	výsledná napětí ν_h^I	výsledná napětí ν_s^I	II. stavební stadium: napnuté kabely	síly S^{II} v kabelech S_d^{II}	S_e^{II}	S_f^{II}	$S_{g_1}^{II}$	$S_{g_2}^{II}$	celková předpínací síla N_{II} vzorec	celková předpínací síla N_{II} hodnota	ramena x kabelů x_d	x_e	x_f	x_{g_1}	x_{g_2}	moment síly N_{II} $M_{II} = \Sigma S^{II} x$
			cm		ks	kg			kg cm	cm^3		cm^2	kg/cm^2										kg							cm					kg cm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
vložené pole	4"	spojena předpětím je pouze střední část								76 903	77 307	4039										d, f													
	5'									39 360	39 058	3321										g_2	19 085	19 085	19 085	34 353	68 706	$S_d^{II}+S_f^{II}+S_{g_2}$	106 876	23,3	–	8,3		-33,1	-1671 000
	5"	e, g_1	3,2	-21,1	1+2=	19 085	34 353	53 438	-663 780	39 233	38 632	3297	16,2	-16,9	17,2	-0,7	33,4	0	0	-0,7	33,4									10,8	–	-4,3		-21,0	-1319 000
	6		-3,4	-14,5	3				-563 010	23 251	22 774	3595	14,9	-24,2	24,7	-9,3	39,6	31,0	-31,6	22,7	8,0	d, e, f													
	7		-5,2	-12,7					-535 530	19 087	18 655	3253	16,4	-28,1	28,7	-11,7	45,1	47,5	-48,6	35,8	-3,5 *)	g_1, g_2						$S_d^{II}+S_e^{II}+S_f^{II}+S_{g_1}^{II}+S_{g_2}$	160 314	10,7	3,2	-4,4	-21,1	-1993 000
																														4,1	-3,4	-10,9	-14,5		-1689 000
																														2,3	-5,2		-12,7		-1607 000
převzato	příloha	35			53				35									36				napnuté kabely	53					35		35					
	tabulka	spodní			I				spodní									spodní					I					obrázek		spodní					
	sloupec	24	26	obrázek	4				39	40	18							14	15				4							23	24	25	26		

II. stavební stadium (pokračování): napětí od předpětí $N_{II}:F$	$M_{II}:W_h$	$-M_{II}:W_s$	celkem	napětí od obtížení vlastní váhou ν_h	ν_s	výsledná napětí ν_h^{II}	ν_s^{II}	závěr II. stavebního stadia: napětí od předpětí pomocných kabelů p ν_h	ν_s	výsledná napětí $^o\nu_h^{II}$	$^o\nu_s^{II}$	1. fáze III. stavebního stadia: dílčí napětí od obtížení 1. fáze III. stadia $^1\nu_h$	$^1\nu_s$	výsledná napětí $^1\nu_h^{III}$	$^1\nu_s^{III}$	2. fáze III. stavebního stadia: dílčí napětí od obtížení 2. fáze III. stadia $^2\nu_h$	$^2\nu_s$	výsledná napětí $^2\nu_h^{III}$	$^2\nu_s^{III}$	III. stavební stadium: napětí od změny předpětí kabelů $\Delta\nu_h$	$\Delta\nu_s$	napětí od obtížení III. stadia ν_h	ν_s	výsledná napětí ν_h^{III}	ν_s^{III}	IV. stavební stadium: napětí od změny předpětí kabelů $\Delta\nu_h$	$\Delta\nu_s$	napětí od obtížení IV. stadia ν_h	ν_s	výsledná napětí ν_h^{IV}	ν_s^{IV}
37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
26,5	-21,7	21,6	4,8	48,1	0	0	4,8	48,1	-3,4	14,7	1,4	62,8	21,8	-3,0	23,2 (23,4)	62,5 (59,7)	33,5	-12,0	34,9 (34,1)	50,8 (51,6)	18,9	18,8	33,0	-30,0	53,3 (51,0)	51,6 (53,2)	-0,8	4,2	-9,6	12,5	42,9 (39,8)	68,3 (70,7)
32,2	-33,5	33,8	-1,3	66,0	31,8	-32,0	30,5	34,0	-18,2	32,1	12,3	66,1	23,6	-0,9	35,9 (36,1)	65,2 (65,0)	43,9	-18,2	56,2 (54,5)	47,9 (49,7)	11,4	11,1	16,5	-13,1	40,2 (36,3)	64,1 (67,8)	-1,1	5,0	1,4	2,4	40,5 (34,5)	71,5 (77,0)
48,6	-50,8	51,6	-2,2	100,2	31,9	-32,3	29,7	67,9	-18,2	31,6	11,5	99,5	23,7	-0,9	35,2 (35,5)	98,7 (98,2)	44,1	-18,4	55,7 (53,9)	61,1 (72,8)	11,5	11,1	16,5	-13,3	39,5 (35,6)	97,3 (100,9)	-2,0	8,1	1,4	2,4	38,9 (33,2)	107,8 (113,5)
44,6	-72,6	74,2	-28,0	118,8	84,7	-86,5	56,7	32,3	-42,7	56,5	14,0	88,8	-12,6	12,7	1,4 (2,0)	101,5 (101,1)	18,2	-15,8	32,2 (29,3)	73,0 (76,0)	0,2	-0,6	-8,5	11,7	5,7 (0,9)	99,9 (106,4)	-3,3	8,9	21,2	-18,2	23,6 (13,6)	90,6 (100,1)
49,3	-84,2	86,1	-34,9	135,4	113,0	-115,6	78,1	19,8	-54,8	70,5	23,3	90,3	-16,5	16,7	6,7 (7,4)	107,0 (106,5)	18,9	-16,3	42,2 (41,3)	74,0 (74,9)	0,2	-0,6	-11,0	14,7	12,5 (3,5)	104,4 (122,2)	-3,4	9,5	32,4	-28,3	41,5 (28,5)	84,5 (96,5)
					36				38				46				46				47						48					
					spodní				spodní				I				II				II						II					
					14	15			9	10			29	30			22	23			25	26	36	37			24	25	35	36		

obtížení nahodilé ve IV. stavebním stadiu: obtížení vedoucí na $\oplus M_{max}$ napětí od obtížení ν_h	ν_s	výsledná napětí ν_h	ν_s	obtížení vedoucí na $\ominus M_{min}$ napětí od obtížení ν_h	ν_s	výsledná napětí ν_h	ν_s	V. stavební stadium: napětí od změny předpětí kabelů $\Delta\nu_h$	$\Delta\nu_s$	napětí od smršťování betonu ν_{bk}	ν_{ss}	výsledná napětí ν_h^V	ν_s^V	obtížení nahodilé v V. stavebním stadiu: obtížení vedoucí na $\oplus M_{max}$ napětí od obtížení ν_h	ν_s	výsledná napětí ν_h	ν_s	obtížení vedoucí na $\ominus M_{min}$ napětí od obtížení ν_h	ν_s	výsledná napětí ν_h	ν_s
70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91
10,8	-9,4	53,7 (50,6)	58,9 (61,3)	-23,9	26,8	19,0 (15,9)	93,5 (97,5)	-5,2	-2,8	1,1	-1,3	45,1 (35,6)	64,2 (66,1)	10,8	-9,4	55,9 (46,4)	53,8 (55,7)	-23,9	26,8	24,2 (11,7)	91,0 (92,9)
30,1	-28,0	70,6 (64,6)	43,5 (49,0)	-23,1	26,3	17,4 (11,4)	97,8 (103,3)	-2,8	-4,8	2,2	-2,7	39,9 (34,0)	64,0 (68,9)	30,1	-28,0	70,0 (64,1	36,0 (40,9)	-23,1	26,3	16,8 (10,9)	90,3 (95,2)
30,2	-28,3	69,1 (63,4)	79,5 (85,2)	-23,0	26,6	15,9 (10,2)	134,4 (140,1)	-2,7	-7,5	2,3	-2,7	38,5 (32,8)	97,6 (102,4)	30,2	-28,3	68,7 (63,0)	69,3 (74,1)	-23,0	26,6	15,5 (9,8)	94,2 (129,0)
53,7	-52,0	77,3 (67,3)	38,6 (48,7)	-7,4	9,4	16,2 (6,2)	100,0 (110,1)	2,3	-9,9	3,6	-4,1	29,2 (20,3)	76,6 (85,1)	53,7	-52,0	82,9 (71,0)	24,6 (33,1)	-7,4	9,4	21,8 (12,9)	86,0 (94,5)
62,0	-58,8	103,5 (90,5)	25,8 (37,7)	0	0	41,5 (28,5)	84,6 (96,5)	2,9	-11,2	5,1	-5,6	49,5 (37,0)	67,8 (78,4)	62,0	-58,8	111,5 (99,0)	9,0 (19,6)	0	0	49,5 (37,0)	67,8 (78,4)
51				51				52						51				51			
I				I				II						I				I			
12	13			12	13			24	25	34	35			12	13			12	13		

*) ve skutečnosti tah $-3,5$ kg/cm² nemůže nastat, jelikož spojená střední část vloženého pole leží na bednění

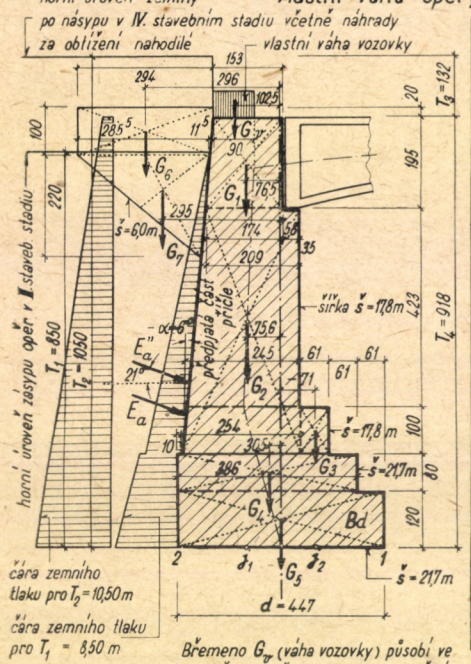
Napětí I. stavebního stadia až závěru II. stavebního stadia jsou stejné pro $E_z = 2000$ t/m² i $E_z = 5000$ t/m², v dalších stadiích jsou napětí platná pro $E_z = 5000$ t/m² uvedena v závorkách

Namáhání základové půdy v jednotlivých stavebních stadiích

E_z = 2000 t/m² (v závorkách jsou uvedena napětí platná pro E_z = 5000 t/m²)

Řez opěrou

Vlastní váha opěry – I. stavební stadium — tabulka I.



břemeno	výpočet velikosti břemen	velikost břemene	rameno břemene	moment břemene k těžišti zákl. spáry
	m , t/m³	t	x_t	M_G
			m	tm
1	2	3	4	5
G_{IV}	0,90 × 12,0	10,8	1,025	11,1
G_1	½ (1,53+1,74) × 1,95 × 17,8 × 2,5	141,9	0,765	108,6
G_2	½ (2,09+2,54) × 5,23 × 17,8 × 2,5	538,8	0,756	407,3
G_3	0,61 × 1,00 × 17,8 × 2,5	27,1	−0,710	− 19,2
G_4	3,86 × 0,80 × 21,70 × 2,3	154,1	0,305	47,0
G_5	4,47 × 1,20 × 21,70 × 2,3	267,7	0	0
G_6	½ (2,94+2,855) × 6,0 × 2,3	40,0	2,960	118,4
G_7	½ 2,855 × 2,20 × 6,0 × 2,3	43,3	2,590	112,1
G_8	0,15 × 0,50 × 3,9 × 2,7	0,8	−0,155	− 0,1
G_9	½ (0,40+1,30) × 0,90 × 3,9 × 2,3	6,9	0,160	1,1
G_{10}	½ (1,30+1,93) × 3,18 × 3,9 × 2,3	46,1	0,513	23,6
G_{11}	½ (3,06+3,15) × 1,0 × 3,9 × 2,3	27,9	0,438	12,2
součty		N_G = 1305,4		M_G = 822,1

výstřednost síly N_G: $c_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{822,1}{1305,4} = 0,630$ m

plocha základové spáry $F = 4,47 \times 21,70 = 97,00$ m²

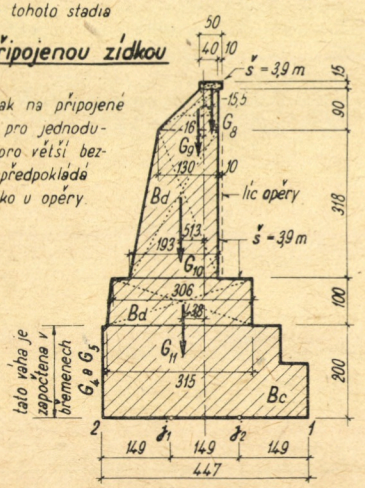
napětí $\sigma^G_{1,2} = \frac{N_G}{F}\left(1 \mp \frac{6c_G}{d}\right) = \frac{1305,4}{97,00}\left(1 \mp \frac{6 \cdot 0,630}{4,47}\right) =$

$= 13,46 \times \begin{cases} 0,154 \\ 1,846 \end{cases} = \begin{cases} 2,07\ t/m^2 \doteq 0,21\ kg/cm^2 \\ 24,85\ t/m^2 \doteq 2,49\ kg/cm^2 \end{cases}$

Břemeno G_{IV} (váha vozovky) působí ve skutečnosti až na staticky neurčité konstrukci, jelikož však v obtížení IV. staveb. stadia je zahrnuto pouze na teoretickou délku příčle, zahrnuje se přibližně do tohoto stadia

Řez připojenou zídkou

Zemní tlak na připojené zídky se pro jednoduchost a pro větší bezpečnost předpokládá stejný jako u opěry.



Zatěžovací schemata obtížení nahodilého:

① vozidlo váhy 60 t a rovnoměrné obtížení chodníků 0,6 t/m² na šířku chodníků 6 m; v základové spáře je zatížení roznešeno na celou její šířku, obtížení vozidlem váhy 60 t se rozněší na délku ℓ_1 = 4,5 m (viz obrázek čís. 3)

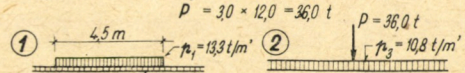
$p_{t_1} = \frac{60}{4,5} = 13,3$ t/m'

$p_{t_2} = 0,6 \times 6,0 = 3,6$ t/m'

② rovnoměrné obtížení 0,6 t/m² na celou šířku mostu 18,0 m, přímkové obtížení 3 t/m' na šířku vozovky 12,0 m

$p_{t_3} = 0,6 \times 18,0 = 10,8$ t/m'

$P = 3,0 \times 12,0 = 36,0$ t



tabulka VIII

Zásyp opěry před IV. stavebním stadiem ×)

Zemní tlak $E''_a = s \times \gamma \times \lambda_a \times \frac{1}{2}(T_2^2 - T_3^2) = 74,17$ t, $E'_a = E''_a - E_a = 74,17 - 4,93,9\,t = 247,8$ t; svislá složka E'_v tlaku $E'_a = 247,8 \cos(\delta - \alpha) = 247,8 \times 0,358 = 88,7$ t; vodorovné složka E'_h a moment od E'_v i E'_h se zanedbává: $\sigma^{IV,E}_{1,2} = \frac{E_v}{F} = \frac{88,7}{97,0} = 0,91\ t/m^2 = 0,09\ kg/cm^2$

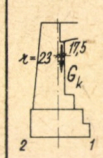
${}^o\sigma^{IV}_1 = 0,95 + 0,09 = 1,04\ (1,10)\ kg/cm^2$; ${}^o\sigma^{IV}_2 = 2,76 + 0,09 = 2,85\ (2,79)\ kg/cm^2$

×) hodnoty γ, ϱ, δ, α, λ_a viz v tabulce III, T_2 = 10,5 m, T_3 = 1,32 m

××) rozpěrákový účinek mostovky

tabulka II.

II. stavební stadium



G_k = akce uložených krakorců

$G_k = 18 \times 5,13$ (viz přílohu č. 37, horní tabulka, sloupec 5)

G_k = 92,34 t

síly v základové spáře:

$N_{II} = G_k$ = 92,34 t

$M^{II} = N^{II} \times x = -92,34 \times 0,23 = -21,23$ tm.

$c^{II} = M^{II} : N^{II} = -21,23 : 92,34 = -0,230$ m

$\sigma^{II}_{1,2} = \frac{92,34}{97,0}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,230}{4,47}\right) = \begin{cases} 0,12\ kg/cm^2 \\ 0,07\ kg/cm^2 \end{cases}$

$\sigma^{II}_1 = 0,21 + 0,12 = \underline{0,33}\ kg/cm^2$;

$\sigma^{II}_2 = 2,49 + 0,07 = \underline{2,56}\ kg/cm^2$

tabulka III.

Zásyp opěr v II. stavebním stadiu

(po zálivce spár A, B) T_1 = 8,5 m

$\varrho = 30^o$, $\delta = 15^o$, $\alpha = -6^o$, $\gamma = 1,8$ t/m³

λ_a (podle Krey – Ehrenberg : Erddruck) se přímkově interpoluje pro $\alpha = 0^o$ a $\alpha = -10^o$

$\lambda_a = 0,382 \times 0,6 + 0,302 \times 0,4 = 0,350$

$E_a = s \times \gamma \times \lambda_a \frac{T_1^2}{2} = 4,93,9$ t

svislá složka $E_v = E_a \cos(\delta - \alpha) =$

$= 4,93,9 \times 0,358 = 176,8$ t; vodorovná složka E_h a moment od E_v i E_h se zanedbává; $\sigma^{II,E}_{1,2} = \frac{E_v}{F} = \frac{176,8}{97,0} = 1,82\ t/m^2 = 0,18\ kg/cm^2$

$\sigma^{II,E}_1 = 0,33 + 0,18 = \underline{0,51}\ kg/cm^2$;

$\sigma^{II,E}_2 = 2,56 + 0,18 = \underline{2,74}\ kg/cm^2$

tabulka IV.

Závěr II. stavebního stadia

viz přílohu č. 38

T_p = 34,3,5 t

H = 4,13,1 t

X = 66,4 t

síly v základové spáře:

${}^oN^{II} = X = 66,4$ t

${}^oM^{II} = H \times 7,33 - T_p \times 9,055 - X \times 0,06 = -86,35$ tm.

${}^oc^{II} = {}^oM^{II} : {}^oN^{II} = -86,35 : 66,4 = -1,300$ m

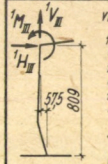
$\sigma^{II}_{1,2} = \frac{66,4}{97,0}\left(1 \pm \frac{6 \times 1,300}{4,47}\right) = \begin{cases} 0,19\ kg/cm^2 \\ -0,05\ kg/cm^2 \end{cases}$

${}^o\sigma^{II}_1 = 0,51 + 0,19 = \underline{0,70}\ kg/cm^2$;

${}^o\sigma^{II}_2 = 2,74 - 0,05 = \underline{2,69}\ kg/cm^2$

tabulka V.

1. fáze III. stavebního stadia



viz přílohu čís. 45

${}^1V_{III} = 128,2 - 137,1 = -8,9$ t

${}^1H_{III} = 87,9 - 0,656 \times 137,1 = -2,0$ t

${}^1M_{III} = -857,7 + 6,341 \times 137,1 = +11,7$ tm

síly v základové spáře:

$N^{III}_1 = {}^1V_{III} = -8,9$ t

$M^{III}_1 = {}^1H_{III} \times 8,09 + N^{III}_1 \times 0,575 + {}^1M_{III} = -9,6$ tm.

$c^{III}_1 = M^{III}_1 : N^{III}_1 = -9,6 : 8,9 = +1,079$ m

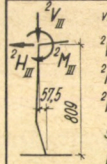
$\sigma^{III}_{1,2} = \frac{8,9}{97,0}\left(1 \mp \frac{6 \cdot 1,079}{4,47}\right) = \begin{cases} \pm 0\ kg/cm^2 \\ -0,02\ kg/cm^2 \end{cases}$

$\sigma^{III}_{1,1} = 0,70 \pm 0 = \underline{0,70\ (0,70)}\ kg/cm^2$;

$\sigma^{III}_{2,1} = 2,69 - 0,02 = \underline{2,67\ (2,68)}\ kg/cm^2$

tabulka VI.

2. fáze III. stavebního stadia



viz přílohu čís. 45 (napětí se přičítají k napětím „závěru II. stavebního stadia")

${}^2V_{III} = 128,2$ t

${}^2H_{III} = 87,9$ t

${}^2M_{III} = -857,7$ tm

síly v základové spáře:

$N^{III}_2 = {}^2V_{III} = 128,2$ t

$M^{III}_2 = {}^2H_{III} \times 8,09 + N^{III}_2 \times 0,575 + {}^2M_{III} = -72,87$ tm.

$c^{III}_2 = M^{III}_2 : N^{III}_2 = -72,87 : 128,2 = -0,568$ m

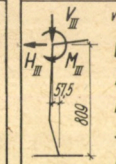
$\sigma^{III}_{1,2} = \frac{128,2}{97,0}\left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,568}{4,47}\right) = \begin{cases} 0,23\ kg/cm^2 \\ 0,03\ kg/cm^2 \end{cases}$

$\sigma^{III}_{1,2} = 0,70 + 0,23 = \underline{0,93\ (0,90)}\ kg/cm^2$;

$\sigma^{III}_{2,2} = 2,69 + 0,03 = \underline{2,72\ (2,74)}\ kg/cm^2$

tabulka VII.

III. stavební stadium



viz přílohu čís. 45 (napětí se přičítají k napětím „závěru II. stavebního stadia")

$V_{III} = 128,2$ t

$H_{III} = 99,3$ t

$M_{III} = -958,6$ tm

síly v základové spáře:

$N^{III} = V_{III} = 128,2$ t

$M^{III} = H_{III} \times 8,09 + V_{III} \times 0,575 + M_{III} = -81,55$ tm.

$c^{III} = M^{III} : N^{III} = -81,55 : 128,2 = -0,636$ m

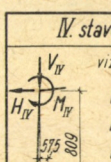
$\sigma^{III}_{1,2} = \frac{128,2}{97,0}\left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,636}{4,47}\right) = \begin{cases} 0,25\ kg/cm^2 \\ 0,02\ kg/cm^2 \end{cases}$

$\sigma^{III}_1 = 0,70 + 0,25 = \underline{0,95\ (1,01)}\ kg/cm^2$;

$\sigma^{III}_2 = 2,74 + 0,02 = \underline{2,76\ (2,70)}\ kg/cm^2$

tabulka IX

IV. stavební stadium



viz přílohu čís. 48

$V_{IV} = 176,5$ t

$H_{IV} = 112,3$ t

$M_{IV} = -1090,3$ tm

síly v základové spáře:

$N^{IV} = V_{IV} = 176,5$ t

$M^{IV} = H_{IV} \times 8,09 + V_{IV} \times 0,575 + M_{IV} = -80,31$ tm.

$c^{IV} = M^{IV} : N^{IV} = -80,31 : 176,5 = -0,455$ m

$\sigma^{IV}_{1,2} = \frac{176,5}{97,0}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,455}{4,47}\right) = \begin{cases} 0,29\ kg/cm^2 \\ 0,07\ kg/cm^2 \end{cases}$

$\sigma^{IV}_1 = 1,04 + 0,29 = \underline{1,33\ (1,36)}\ kg/cm^2$;

$\sigma^{IV}_2 = 2,85 + 0,07 = \underline{2,92\ (2,89)}\ kg/cm^2$

tabulka X

Obtížení nahodilé po IV. staveb. stadiu

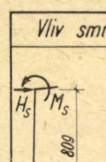
viz přílohu čís. 34

vedoucí na σ_{1p} max	vedoucí na σ_{2p} max
$M_{j1\,min} = -247$ tm	$M_{j2\,max} = 178$ tm
$M_{j2} = 53$ tm	$M_{j1} = -90$ tm
síly v základové spáře:	síly v základové spáře:
$N_p = \frac{M_{j2} - M_{j1}}{d} \times 3 = 201,3$ t	$N_p = \frac{M_{j2} - M_{j1}}{d} \times 3 = 179,9$ t
$M_p = \frac{M_{j1} + M_{j2}}{2} = -97,0$ tm.	$M_p = \frac{M_{j1} + M_{j2}}{2} = 44$ tm.
$c_p = M_p : N_p = -0,481$ m	$c_p = M_p : N_p = 0,244$ m
$\sigma_{1p\,max} = \frac{201,3}{97,0}\left(1 + \frac{6 \cdot 0,481}{4,47}\right)$	$\sigma_{2p\,max} = \frac{179,9}{97,0}\left(1 + \frac{6 \cdot 0,244}{4,47}\right)$
$= 3,4\ t/m^2 = 0,34\ kg/cm^2$	$= 2,46\ t/m^2 = 0,25\ kg/cm^2$
$\sigma^{IV}_{1p} = 1,33 + 0,34 = 1,67\ (1,75)\ kg/cm^2$	$\sigma^{IV}_{2p} = 2,92 + 0,25 = 3,17\ (3,14)\ kg/cm^2$

tabulka XI

Vliv smršťování betonu příčle

viz text



$H_S = -9,4$ t

$M_S = 9,5$ tm

(napětí se přičítají k napětím IV. stavebního stadia)

moment v základové spáře:

$M^S = H_S \times 8,09 + M_S = -66,6$ tm

modul odporu základové spáry:

$W = \frac{1}{6} 21,70 \times 4,47^2 = 72,26$ m³.

$\sigma^S_{1,2} = \pm \frac{M^S}{W} = \pm \frac{66,6}{72,26} = \pm 0,92\ t/m^2 = \pm 0,09\ kg/cm^2$

$\sigma^S_1 = 1,33 + 0,09 = \underline{1,42\ (1,58)}\ kg/cm^2$;

$\sigma^S_2 = 2,98 - 0,09 = \underline{2,83\ (2,70)}\ kg/cm^2$

IX. Značky ve statických výpočtech.

a . . . . . vzdálenost těžiště tahové výztuže od taženého okraje průřezu.
a' . . . . . vzdálenost těžiště tlakové výztuže od tlačeného okraje průřezu.
a . . . . . levá podpora nosníku.
a_0, a_1, a_2 . . . . . podpory spojitého nosníku.
b . . . . . šířka průřezu.
b . . . . . pravá podpora nosníku.
b . . . . . spolupůsobící šířka desky.
b_0 . . . . . šířka žebra průřezu T.
b_n . . . . . šířka náběhu pro výpočet spolupůsobící šířky desky u průřezu T.
c . . . . . vzdálenost tlakového centra od těžiště průřezu při kombinaci osové síly s rovinným ohybem.
c_x, c_y . . . . . vzdálenosti tlakového centra při kombinaci osové síly s prostorovým ohybem.
c' . . . . . vzdálenost tlakového centra od tlačeného okraje průřezu.
c . . . . . součinitel pro výpočet tlaku větru závislý na tvaru plochy větru vystavené.
d . . . . . průměr nebo tloušťka průřezu.
d_0 . . . . . tloušťka desky průřezu T.
e . . . . . vzdálenost neutrálné osy od tlačeného okraje průřezu.
e_n . . . . . měrný aktivní tlak zeminy ve hloubce T_n.
e_h, e_s . . . . . vzdálenosti horních případně spodních krajních vláken průřezu od osy těžištní.
f . . . . . vzepětí.
g . . . . . rovnoměrné obtížení stálé, je-li několik těchto obtížení, značí se g_1, g_2, ...
g . . . . . celkové stálé zatížení pro výpočet dynamického součinitele.
h . . . . . theoretická výška průřezu.
h . . . . . výška kloubu (uložení) mostovky nad základovou spárou směrodatná pro výpočet vychýlení opěr.
h_n . . . . . náhradná výška zeminy (za pohyblivé obtížení) nad horní hranou pražců nebo nad vozovkou pro výpočet zemního tlaku na opěry a křídla.
i . . . . . poloměr setrvačnosti.
j . . . . . jádrová úsečka.
j_1, j_2 . . . . . vnější případně vnitřní jádrový bod.
k . . . . . dovolené namáhání obecně.
k_a, k_b, k_z . . . . . dovolená namáhání oceli, betonu a zeminy.
k . . . . . prutová konstanta daná momentem setrvačnosti a délkou prutu.
l . . . . . rozpětí; u konstrukcí spojitých se značí rozpětí jednotlivých polí zleva l_1, l_2, ...
l_0 . . . . . světlost.
Δl . . . . . délková změna způsobená změnou teploty, smršťováním, osovou silou atd.
l_x, l_y . . . . . rozpětí křížem vyztužených desek.
m . . . . . Poissonova konstanta.
m_x . . . . . měrný ohybový moment desky otáčející kolem osy kolmé na osu X.
m_y . . . . . měrný ohybový moment desky otáčející kolem osy kolmé na osu Y.
m_{xy} . . . . . měrný krouticí moment desky.
n . . . . . pracovní součinitel oceli.
n . . . . . poměr momentů setrvačnosti u prutů proměnného průřezu (s náběhy).
n_a (n_b) . . . . . vodorovný posuv volně uloženého konce staticky určitého prutu obecného tvaru od kladného jednotkového momentu působícího nad podporou a (b).
n_H . . . . . vodorovný posuv volně uloženého konce staticky určitého prutu obecného tvaru od kladné vodorovné síly působící na pravém volně uloženém konci prutu.
o . . . . . obvod podélné výztuže tahové.
o . . . . . těžiště průřezu.
p . . . . . rovnoměrné zatížení užitelné, obtížení pohyblivé.
p . . . . . celkové nahodilé obtížení pro výpočet dynamického součinitele.
p . . . . . převýšení vnější kolejnice.
p_x . . . . . měrná posouvající síla desky podél přímky kolmé na osu X.

p_y . . . . . měrná posouvající síla desky podél přímky kolmé na osu Y.
q . . . . . rovnoměrné zatížení celkové.
q . . . . . základní tlak větru.
q_x . . . . . měrný úložný tlak desky podél přímky kolmé na osu X.
q_y . . . . . měrný úložný tlak desky podél přímky kolmé na osu Y.
r . . . . . rámě výsledné dvojice vnitřních (normálných) sil průřezu.
r_n . . . . . ramena sil pro výpočet jejich momentů k bodu n (znaménko podle momentu vyvozeného kladnou silou).
s . . . . . stupeň bezpečnosti.
s . . . . . třmínková rozteč.
s . . . . . délka střednice zakřiveného prutu.
Δs . . . . . šířka prutového elementu při proužkové methodě.
s' . . . . . stupeň bezpečnosti u konstrukcí vydaných střídavému namáhání.
$š$ . . . . . šířka desky, na kterou se roznese osamělý tlak pod úhlem 45^0.
t . . . . . teplota ve stupních Celsiových.
t_1 . . . . . teplota mostu ve stavu nenapjatém.
Δt . . . . . tepelný rozdíl.
u . . . . . průmět ramene těžiště prutového průřezu ke zvolenému bodu do vodorovné, pro výpočet deformačních konstant.
u . . . . . svislé zatlačení, zejména základové spáry.
v . . . . . výška obecně.
v . . . . . průmět ramene těžiště prutového průřezu ke zvolenému bodu do svislé, pro výpočet deformačních konstant.
v . . . . . rychlost obecně.
v . . . . . vodorovné posunutí, zejména základové spáry.
w . . . . . zatížení větrem.
w . . . . . pružná váha prutového elementu při proužkové methodě.
w . . . . . průhybové pořadnice nosných desek.
x . . . . . pořadnice ve zvolené soustavě os X, Y.
x . . . . . vzdálenost břemene od levé podpory a.
x' . . . . . vzdálenost břemene od pravé podpory b.
y . . . . . pořadnice střednice prutu nad spojnicí jeho podpor.
y . . . . . souřadnice ve zvolené soustavě os X, Y.
y . . . . . zatlačení zkušební plochy při zatěžkací zkoušce základové půdy.
y . . . . . svislá složka průhybu.
z . . . . . vodorovná složka průhybu.

A . . . . . svislá složka akce (zpravidla chybně nazývané reakce) prutu na jeho podporu; je-li podpor více, značí se akce na podpory zleva A_0, A_1, A_2, ...
A . . . . . deformační konstanta — úhel pootočení průřezu od jednotkového momentu; je-li tato konstanta vztažena k ideálnému těžišti prutu, značí se A_0.
B . . . . . výška vodorovné obdélníkové základové spáry.
B . . . . . deformační konstanta — svislý posuv průřezu od jednotkové svislé síly; je-li tato konstanta vztažena k ideálnému těžišti prutu, značí se B_0.
B . . . . . brzdná síla.
Bx . . . . . beton druhu x.
C . . . . . šířka vodorovné obdélníkové základové spáry.
C . . . . . deformační konstanta — vodorovný posuv od jednotkové vodorovné síly; je-li tato konstanta vztažena k ideálnému těžišti prutu, značí se C_0.
C . . . . . převodní součinitel plochy ocelových vložek lepší jakosti než ocel *10370* na náhradnou plochu této oceli.
C . . . . . tlakové centrum.
C . . . . . odstředivá síla.
D . . . . . deformační konstanta — pootočení průřezu od svislé jednotkové síly nebo svislý posuv od jednotkového momentu.
D . . . . . jmenovitý průměr ocelových vložek výztuže.
E . . . . . modul pružnosti nebo přetvárnosti.

E_b, E_{bd}, E_a . . . . modul pružnosti nebo přetvárnosti betonu pro krátkodobá zatížení, pro dlouhodobá zatížení a modul oceli.

E_z . . . . . modul pružnosti základové půdy ve stanovených mezích namáhání.

E . . . . . zemní tlak.

E . . . . . deformační konstanta — pootočení průřezu od jednotkové vodorovné síly nebo vodorovný posuv průřezu od jednotkového momentu.

F . . . . . deformační konstanta — vodorovný posuv průřezu od svislé jednotkové síly nebo svislý posuv průřezu od vodorovné jednotkové síly; je-li tato konstanta vztažena k ideálnému těžišti prutu, značí se F_0.

F . . . . . průřezová plocha obecně.

F_a . . . . . průřezová plocha tahové výztuže.

F_b . . . . . průřezová plocha betonu.

F_i . . . . . plocha ideálného průřezu.

G . . . . . modul pružnosti ve smyku.

G . . . . . vlastní váha článku stavební konstrukce, je-li jich více, značí se G_1, G_2, ...

H . . . . . vodorovná (vnější) síla obecně; kladná, působí-li zleva napravo.

H . . . . . vodorovná (vnitřní) síla oblouku, rámu atd.; kladná, je-li tlakem.

J . . . . . moment setrvačnosti.

K . . . . . mez stlačitelnosti.

K_z . . . . . modul stlačitelnosti základové půdy ve stanovených mezích namáhání.

K_d . . . . . krychelná pevnost betonu po d dnech.

M . . . . . moment jako vnitřní (průřezová) „síla“, pro kterou se zavádí znaménkové pravidlo určením oné strany každého článku (prutu, desky, rámové stojky, základové spáry atd.), na které kladné momenty vyvozují tah.

M . . . . . moment jako „vnější“ síla, jejíž kladné znaménko je dáno smyslem pohybu hodinových ručiček.

M_0, M_1, M_2 . . . . podporové momenty spojitého nosníku.

M_I, M_{II}, M_{III} . . . mezipodporové momenty spojitého nosníku.

M_x . . . . . moment (vnitřní „síla“) průřezu x.

M_n . . . . . moment (vnější „síla“) kolem bodu n.

M_k . . . . . kroutící moment.

M_m . . . . . prostá hodnota momentu vnitřních sil v průřezu na mezi únosnosti.

M_{j1}, M_{j2} . . . . . moment (jako vnitřní „síla“) k vnějšímu případně vnitřnímu jádrovému bodu j_1 případně j_2.

N . . . . . normálná síla (pojímaná vždy jako síla vnitřní), jejíž znaménko je kladné, jde-li o tlak.

N . . . . . desková konstanta daná tloušťkou, modulem pružnosti a Poissonovou konstantou stavební hmoty.

P . . . . . osamělé břemeno.

P . . . . . nápravový tlak.

R . . . . . výslednice sil.

R . . . . . poloměr kruhu.

ΦR . . . . . betonová ocel *10512* (dříve ROXOR).

T . . . . . posouvající síla (pojímaná vždy jako síla vnitřní), jejíž znaménko je kladné, vyvozuje-li se příslušným smykem u části prutu (desky atd.) napravo od vyšetřovaného průřezu poklesnutí oproti části levé. U prutů obecné polohy je volbou (jež může býti provedena libovolně) pravé a levé strany dán též směr poklesnutí.

T . . . . . hloubka pod povrchem pro výpočet zemního tlaku.

U . . . . . statický moment části průřezu k těžištní ose.

V . . . . . svislá (vnější) síla obecně.

W . . . . . modul průřezu obecně.

W_h, W_s . . . . . průřezový modul pro výpočet napětí horního případně spodního.

W . . . . . celkové zatížení větrem.

X . . . . . souřadná osa.

X_1, X_2, X_3 . . . . staticky neurčité veličiny.

Y . . . . . souřadná osa.

Z . . . . . souřadná osa.

α . . . . . úhel šikmosti mostu.
α . . . . . součinitel pro výpočet železobetonových průřezů podle prof. Kloknera.
α_a . . . . . pootočení levého konce staticky určitě uloženého prutu obecného tvaru od obtížení kladným jednotkovým momentem působícím nad levou podporou.
α_b . . . . . pootočení pravého konce staticky určitě uloženého prutu obecného tvaru od obtížení kladným jednotkovým momentem působícím nad pravou podporou.
$\alpha_H = n_a$ . . . . . pootočení levého konce staticky určitě uloženého prutu obecného tvaru od jednotkové kladné vodorovné síly působící na pravý volně uložený konec.
α_N, α_M, α_H, α_K . . součinitelé pro výpočet pootočení a posuvů vodorovné základové spáry pod tuhým tělesem, dané jejím tvarem a rozměry.
β . . . . . pootočení pravého (levého) konce staticky určitě uloženého prutu obecného tvaru od jednotkového kladného momentu působícího nad levou (pravou) podporou.
β_K . . . . . úhel pootočení základového tělesa kolem svislé osy (od kroutícího momentu).
$\beta_H = n_b$ . . . . . pootočení pravého konce staticky určitě uloženého prutu obecného tvaru od jednotkové kladné vodorovné síly působící na pravý volně uložený konec.
γ . . . . . měrná váha.
δ . . . . . dynamický součinitel.
δ . . . . . úhel tření mezi zeminou a rubem opěry (opěrné zdi).
ε . . . . . součinitel tepelné roztažitosti.
η_x . . . . . pořadnice příčinkové čáry síly X.
ϑ . . . . . součinitel vzpěrnosti.
$\varkappa$ . . . . . C/B, poměr stran vodorovné obdélníkové základové spáry.
λ . . . . . poměrná délka náběhů prutu proměnného průřezu.
λ . . . . . poměrné roztažení (zkrácení).
λ_a . . . . . součinitel pro výpočet aktivního zemního tlaku.
λ_n . . . . . poměr určující polohu levého základního bodu n-tého pole spojitého nosníku.
μ . . . . . převrácená hodnota Poissonovy konstanty.
μ . . . . . číslo udávající měřítko v poměru $1 : \mu$.
ν . . . . . normálné napětí obecně.
ν_a, (ν_a') . . . . . normálné napětí oceli v tahu (v tlaku).
ν_b, (ν_b^+) . . . . . normálné napětí betonu v tlaku (v tahu).
ν_1, (ν_2) . . . . . hranové napětí vnitřní (vnější).
ξ, (ξ') . . . . . poměrná vzdálenost průřezu nebo působiště břemene od levé (pravé) podpory nosníku.
π_n . . . . . poměr určující polohu pravého základního bodu n-tého pole spojitého nosníku.
ϱ . . . . . úhel přirozeného sklonu zeminy.
τ . . . . . tangenciálné napětí.
τ_a . . . . . napětí v soudržnosti.
τ_b . . . . . napětí betonu ve smyku při prostém ohybu.
φ . . . . . procento vyztužení.
φ . . . . . pootočení styčníků rámových soustav (deformační methoda) — znaménkové pravidlo stejné jako u vnějších momentů.
φ . . . . . odklon prutové osy od vodorovné.
φ . . . . . pootočení obecného průřezu, zejména základové spáry pod tuhým základem.
ψ . . . . . vychýlení prutové osy (deformační methoda).

Δ . . . . . rozdíl — na příklad Δh, Δl, Δt.
Φ . . . . . průměr.
Φ . . . . . ocel kruhového průřezu.

$\mathfrak{A}$ . . . . . svislá složka akce (zpravidla chybně nazývané reakce) na levém konci staticky určitě uloženého nosníku.
$\mathfrak{B}$ . . . . . svislá složka akce (zpravidla chybně nazývané reakce) na pravém konci staticky určitě uloženého nosníku.
$\mathfrak{H}_a$, $(\mathfrak{H}_b)$ . . . . . čára vodorovných (horizontálných) složek přetvoření staticky určitě uloženého prutu obecného tvaru od jednotkového kladného momentu působícího nad levou (pravou) podporou.

$\mathfrak{H}_H$ . . . . . čára vodorovných (horizontálných) složek přetvoření staticky určitě uloženého prutu obecného tvaru od jednotkové kladné vodorovné síly působící na pravém volně uloženém konci.

$\mathfrak{M}$ . . . . . vnitřní ohybové momenty na staticky určitě uloženém nosníku.

$\mathfrak{P}$ . . . . . ideálná břemena pro výpočet ohybových čar z čar momentových.

$\mathfrak{T}$ . . . . . posouvající síla na staticky určitém nosníku.

$\mathfrak{V}_a$, $(\mathfrak{V}_b)$ . . . . . čára svislých (vertikálných) složek přetvoření staticky určitě uloženého nosníku obecného tvaru od jednotkového momentu působícího nad levou (pravou) podporou.

$\mathfrak{V}_H$ . . . . . čára svislých (vertikálných) složek přetvoření staticky určitě uloženého nosníku obecného tvaru od jednotkové kladné vodorovné síly působící na pravém volně uloženém konci prutu.

$\mathfrak{V}_P$ . . . . . čára svislých (vertikálných) složek přetvoření staticky určitě uloženého nosníku obecného tvaru od jednotkové kladné svislé síly působící v libovolném místě (pro výpočet příčinkových čar průhybu).

Indexy.

c . . . . . vnitřní síly a složky přetvoření vyvozené obtížením celkovým.

g . . . . . vnitřní síly a složky přetvoření vyvozené obtížením stálým.

p . . . . . vnitřní síly a složky přetvoření vyvozené obtížením nahodilým.

q . . . . . vnitřní síly a složky přetvoření vyvozené obtížením hlavním.

t . . . . . vnitřní síly a složky přetvoření vyvozené změnami teploty.

s . . . . . vnitřní síly a složky přetvoření vyvozené smršťováním.

v . . . . . vnitřní síly a složky přetvoření vyvozené obtížením vedlejším.

Některé pokyny pro ciferné výpočty.

1. Po všeobecném zavedení počítacích strojů doporučuje se dávat přednost početním řešením před methodami grafickými. Výjimečně může být grafická statika kombinována s početním způsobem v methodu polografickou.

2. Rozsáhlejší výpočty s opakujícími se úkony se doporučuje v zájmu jednoduchosti, snazší práce i kontroly provádět v přehledných a jednotně upravených tabulkách.

3. Samostatným ciferným výpočtům nechť předcházejí ciferné výrazy. Sled obecně vypsaných členů budiž stejný jako sled čísel.

4. Možnostem běžných počítacích strojů odpovídá způsob postupného výpočtu hledaného výsledku z řady dvojčlenných výrazů, jež se samostatně nevyčíslují. (Tím se při výpočtu i jeho kontrole strojem násobí i sečítá zároveň.) Jeden z postupně sčítaných výrazů může mít i více členů, protože je možné jej stanovit ve stroji jako první.

Příklad:

$$X = (a\,b^2 + c)\,d + ef\left(\frac{g+h}{j} + k\right) = (A)\,d + ef\,(B + k) = \textit{výsledek}.$$

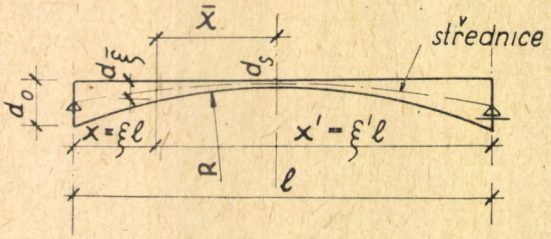
5. Při řešeních staticky neurčitých konstrukcí a zejména při řešeních prostorových soustav diferenčními rovnicemi je třeba zachovat u postupných ciferných výpočtů nepoměrně větší přesnost než odpovídá předpokladům i požadované míře přesnosti výsledků.

6. Při řešeních rovnic a rovnicových systémů postačí ve statickém výpočtu uvádět jen kořeny bez jakýchkoliv mezilehlých výpočtů, jelikož správnost může být snadno přezkoušena dosazením kořenů do výchozích rovnic.

X. Pruty omezené na spodní straně kruhem

Příloha č. 57. (k tabulce součinitelů na str. 161).

čísla v kroužcích značí sloupce příslušných součinitelů



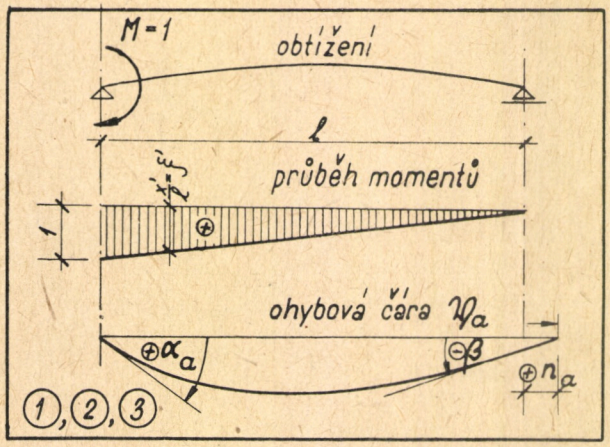
$\xi = \frac{x}{\ell}$, $\xi' = \frac{x'}{\ell}$, $\lambda = \frac{\ell}{R}$

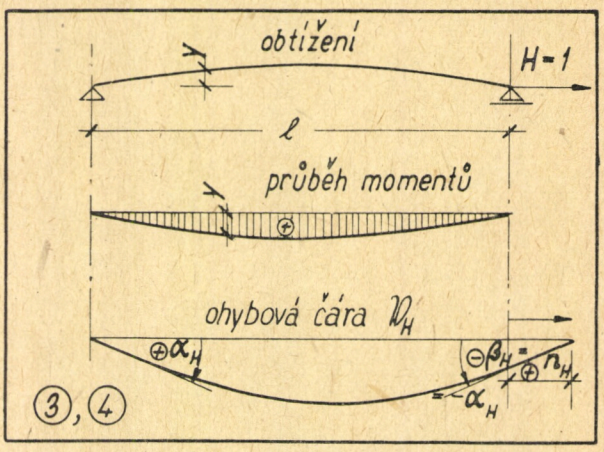
$\bar{x} = 0{,}5\ell - x$, $\bar{\xi} = 0{,}5 - \xi$

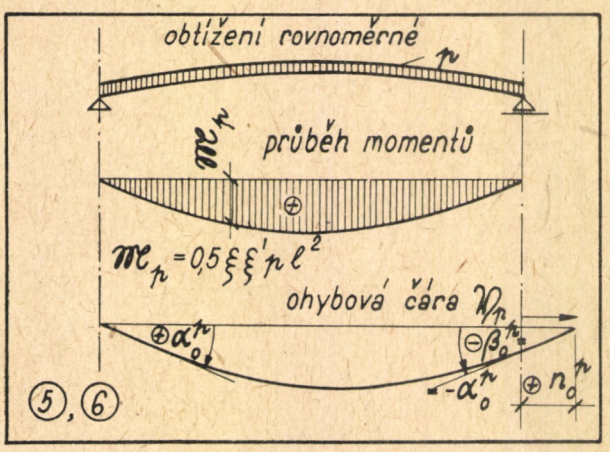
b = šířka prutu

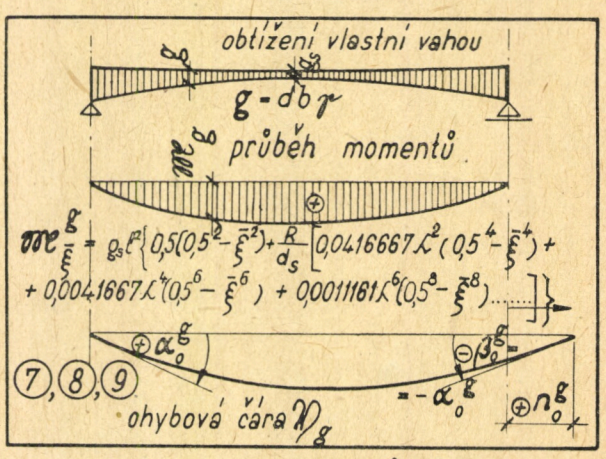
γ = měrná váha

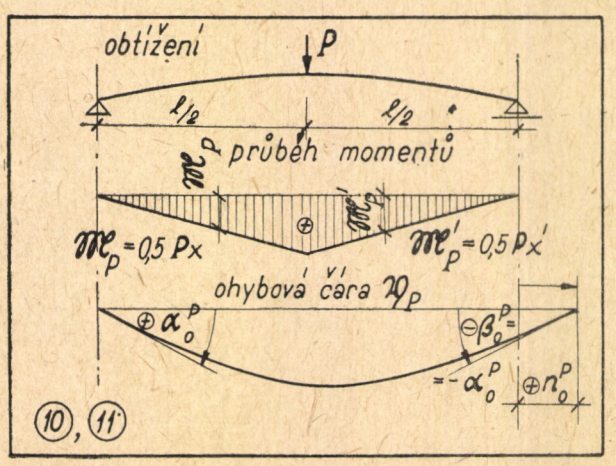
$$d_{\bar{\xi}} = d_s + R\,(0{,}5\lambda^2\bar{\xi}^2 + 0{,}125\lambda^4\bar{\xi}^4 + 0{,}0625\lambda^6\bar{\xi}^6 + 0{,}0390625\lambda^8\bar{\xi}^8 + \ldots\ldots)$$











$\alpha_a = k_1 \frac{\ell}{EJ_s}$ | $\beta = k_2 \frac{\ell}{EJ_s}$ | $n_a = k_3 \frac{\ell^2}{EJ_s}$

$n_H = k_4 \frac{\ell^3}{EJ_s}$ | $\alpha_0^p = k_5 \frac{p\ell^3}{EJ_s}$ | $n_0^p = k_6 \frac{p\ell^4}{EJ_s}$

$\alpha_0^g = k_7 \frac{g_s \ell^3}{EJ_s}$ | $n_0^g = k_8 \frac{g_s \ell^4}{EJ_s}$ | $m^g_{max} = k_9\, g_s \ell^2$

$$\alpha_0^P = k_{10} \frac{P\ell^2}{EJ_s} \quad | \quad n_0^P = k_{11} \frac{P\ell^3}{EJ_s}$$

Indexy součinitelů k odpovídají číslům příslušných sloupců tabulky,

J_s ..... moment setrvačnosti ve středu rozpětí,

p ..... rovnoměrné obtížení vztažené na jednotku délky,

g_s ..... obtížení vlastní vahou vypočtené pro střed rozpětí.

g ..... obtížení vlastní vahou vztažené na jednotku délky,

Tabulka součinitelů pro výpočet deformačních veličin

(viz též přílohu č. 57 na str. 160).

Obtížení: jednotkové síly $M=1$, $H=1$						rovnoměrné p		vlastní váha g			břemeno P		
násobitel:		$\frac{l}{EJ_s}$		$\frac{l^2}{EJ_s}$	$\frac{l^3}{EJ_s}$	$\frac{pl^3}{EJ_s}$	$\frac{pl^4}{EJ_s}$	$\frac{g_s l^3}{EJ_s}$	$\frac{g_s l^4}{EJ_s}$	$g_s l^2$	$\frac{Pl^2}{EJ_s}$	$\frac{Pl^3}{EJ_s}$	$\frac{d_0}{d_s}$
$\frac{l}{R}$	$\frac{d_s}{l}$	α_a	β	n_a	n_H	$\alpha_0{}^p$	$n_0{}^p$	$\alpha_0{}^g$	$n_0{}^g$	$\mathfrak{M}_{\max}{}^g$	$\alpha_0{}^P$	$n_0{}^P$	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,30	0,01	0,081 10	0,069 68	0,002 63	0,000 093	0,029 74	0,000 618	0,028 97	0,001 025	0,203 30	0,029 74	0,001 07	4,771
	0,02	117 58	091 25	003 44	118	037 59	783	030 60	001 047	164 15	037 59	001 31	2,886
	0,03	144 39	104 43	003 94	132	042 18	877	031 94	001 076	152 34	042 18	001 45	2,257
	0,04	165 23	113 52	004 28	141	045 28	939	033 37	001 100	144 58	045 28	001 53	1,943
	0,05	181 96	120 24	004 54	148	047 54	983	034 33	001 119	140 66	047 54	001 66	1,754
0,35	0,01	0,074 64	0,065 33	0,002 88	0,000 121	0,028 10	0,000 680	0,028 91	0,001 201	0,216 43	0,028 10	0,001 18	5,409
	0,02	108 40	086 40	003 81	154	035 82	870	030 06	001 210	169 46	035 82	001 47	3,205
	0,03	133 75	099 44	004 39	174	040 46	981	031 33	001 241	155 48	040 46	001 63	2,470
	0,04	153 89	107 79	004 80	187	043 65	001 056	032 72	001 267	147 86	043 65	001 73	2,102
	0,05	170 32	115 64	005 10	197	046 00	001 111	033 67	001 290	143 29	046 00	001 84	1,882
0,40	0,01	0,069 42	0,061 64	0,003 12	0,000 150	0,026 79	0,000 740	0,028 92	0 001 386	0,229 59	0,026 79	0,001 29	6,051
	0,02	101 14	082 11	004 15	194	034 31	955	029 77	001 380	177 29	034 31	001 62	3,526
	0,03	124 93	095 08	004 81	220	038 94	001 084	030 83	001 410	159 86	038 94	001 81	2,684
	0,04	144 28	104 41	005 28	238	042 18	001 173	032 16	001 439	151 15	042 18	001 93	2,263
	0,05	159 86	111 44	005 64	251	044 60	001 238	033 11	001 464	145 92	044 60	002 02	2,010
0,45	0,01	0,065 15	0,058 52	0,003 34	0,000 182	0,025 49	0,000 797	0,029 02	0,001 576	0,242 89	0,025 49	0,001 40	6,698
	0,02	094 55	078 25	004 47	237	032 93	001 037	029 45	001 555	183 95	032 93	001 77	3,849
	0,03	117 72	091 62	005 20	270	037 58	001 184	030 41	001 583	164 30	037 58	001 98	2,899
	0,04	136 07	100 58	005 74	285	040 86	001 286	031 68	001 613	154 47	040 86	002 13	2,425
	0,05	151 69	107 76	006 15	311	043 32	001 362	032 60	001 641	148 58	043 32	002 22	2,140
0,50	0,01	0,061 54	0,055 81	0,003 55	0,000 216	0,024 44	0,000 850	0,029 17	0,001 771	0,256 04	0,024 44	0,001 50	7,351
	0,02	089 41	075 09	004 77	283	031 75	001 116	029 26	001 733	190 52	031 75	001 91	4,175
	0,03	111 07	087 80	005 57	325	036 36	001 280	030 07	001 758	168 68	036 36	002 15	3,117
	0,04	128 95	097 11	006 18	354	039 65	001 395	031 27	001 789	157 76	039 65	002 32	2,588
	0,05	144 11	104 36	006 64	376	042 16	001 482	032 16	001 818	151 21	042 16	002 42	2,270
0,55	0,01	0.058 47	0,053 47	0,003 75	0,000 253	0,023 52	0,000 898	0,029 37	0,001 968	0,269 33	0,023 52	0,001 59	8,010
	0,02	084 89	072 36	005 07	334	030 69	001 191	029 13	001 907	197 17	030 69	002 05	4,505
	0,03	105 55	084 73	005 95	384	035 27	001 371	029 79	001 933	173 11	035 27	002 31	3,337
	0,04	122 74	094 01	006 86	420	038 56	001 499	030 92	001 965	161 08	038 56	002 50	2,753
	0,05	137 42	101 26	007 11	447	041 09	001 597	031 77	001 994	153 87	041 09	002 62	2,402
0,60	0,01	0,055 06	0,050 76	0,003 90	0,000 289	0,022 45	0,000 941	0,029 25	0,002 165	0,282 69	0,022 45	0,001 67	8,677
	0,02	080 97	069 65	005 35	387	029 73	001 260	029 03	002 094	203 85	029 73	002 17	4,838
	0,03	100 70	081 96	006 32	395	034 26	001 456	029 56	002 106	177 56	034 26	002 47	3,559
	0,04	117 24	091 16	007 01	486	037 56	001 596	030 67	002 140	165 35	037 56	002 67	2,919
	0,05	131 11	098 76	007 57	524	040 10	001 703	031 42	002 166	156 54	040 10	002 83	2,535

Obsah

Strana

Úvodem 3
Všeobecné poznámky 5
I. Vzorný statický výpočet deskového mostu s oboustranně pevně uloženou mostovkou 8
II. Vzorný statický výpočet šikmého deskového mostu s diagonálním a okrajovým ztužením 13
III. Vzorný statický výpočet deskového mostu řešeného jako „staticky určitý rám“ 21
IV. Vzorný statický výpočet deskového mostu řešeného jako rám s pružně vetknutými patkami . . . 31
V. Vzorný statický výpočet deskového mostu řešeného jako rám se zakřivenou příčlí proměnného průřezu a s pružně vetknutými patkami staženými táhly 43
VI. Vzorný statický výpočet deskového mostu s okrajovým ztužen m 58
VII. Řešení pružně vetknutých rámových soustav methodou deformační 71
VIII. Vzorný statický výpočet mostu z předpjatého betonu 87
IX. Značky ve statických výpočtech 155
X. Tabulky součinitelů pro výpočet deformačních veličin prutů omezených na spodní straně kruhem 160

Literatura

Technický průvodce, svazek III — Nauka o pružnosti a pevnosti
Wünsch J.: „Tuhý základ a pružný poloprostor“, Praha 1947

Věcný rejstřík

Beggsova methoda (optickomechanická) modelového měření 6
Číselný výpočet deformačních veličin α_d až αn_H 33, 45, 92
Číselný výpočet deformačních veličin α_0, β_0 . . . . . 73, 93
Diagonální ztužení šikmého deskového mostu 13
Diferenční methoda — aplikace na desky proměnného průřezu 61
Impuls jako prutové obtížení 74
Impulsy vnitřních sil (poznámka pod čarou) 27
Impulsy měrných momentů desek a napětí pružných stěn 62
Kroucení v základových spárách šikmých mostů 20
Lineární rovnice — řešení při větším počtu proměnných a při několika druzích absolutních členů 66, 127
Lineární rovnice — mechanické pomůcky k řešení 86
Modelové měření 7, 70
Montáž mostu z prefabrikovaných dílců 112
Náhradná břemena vystihující účinek impulsů 62
Odskružení mostu stavěného po způsobu těžké montáže 133
Okrajové ztužení mostovky 13, 58
Plastické přetvoření předpjatého betonu — vliv v soustavě stat. neurčité 143
Pružnost a stlačitelnost zemního podkladu 6
Působení zemního tlaku na pružně vetknutou rámovou soustavu 82
Předpjatá výztuž — směrnice pro hospodárný návrh 108
Přesunutí vlastní váhy ze středu rozpětí ke krajům jako účinný prostředek k snížení konstruktivní výšky i stavebního nákladu 44, 87
Příčinkové plochy měrných momentů v desce proměnného průřezu 67, 68

Příčinkové čáry momentů k jádrovým bodům základové spáry — přímý výpočet 79, 103
Příčinkové plochy — přímý výpočet diferenční methodou 62
Řešení rámových soustav pro mezní hodnoty pružnosti podkladu 87
Rozpěrákový most kolmý 8
Rozpěrákový most šikmý 14
Skládání ohybových čar v čáry příčinkové 37, 40, 51, 99
Spojité oblouky a rámy s pruty obecně proměnného průřezu a pružně vetknutými patkami — předtisk pro řešení 84
Statická laboratoř — snímky z měření 70
Staticky určitý rám — soustava pro mosty na nespolehlivých podkladech 21
Strain gauges = odporové měřící pásky 7
Tření v kruhově zakřivených otvorech s provlečenými kabely (předpj. beton) 111
Věta o virtuálných pracích — aplikace na výpočet přetvoření soustav pružně uložených . 132
Věta o vzájemnosti vnitřních sil — praktické použití 39, 53
Vodorovný posuv základového tělesa opěry šikmého mostu způsobený tepelnou dilatací mostovky 17
Vliv spolupůsobení kabelů ve staticky neurčité konstrukci z dodatečně předpjatého betonu 120
Vychýlení opěr rozpěrákového mostu od tepelné dilatace mostovky 11
Vyšetření ohybových čar prutů proměnného průřezu od jednotkových ohybových momentů a jednotkové vodorovné síly 33, 45, 92
Vyšetření ohybové čáry od břemene s ohledem na pružná popuštění opěr: na krakorci . . . . . 24; na prostém nosníku . . . . . 24, 101; na rámu 101
Vzorce pro přímý výpočet staticky neurčitých v pružně uložené soustavě 77

D T	624 21.012.4 : 624.21073
Autor	Ing. Dr. Josef Wünsch
Název spisu	Železobetonové deskové mosty
Počet stran	162
Počet obrázků	17
Počet příloh	56
Vyšlo	v lednu 1951
Počet výtisků	1500
Nakladatel	Vědecko-technické nakladatelství
Publikace číslo	VTN 72
Písmo	Garmond římská antikva
Tiskárna	Západomoravské tiskárny, n. p., závod 02 v Brně

Knihtisk se sazby, sazba 20. V. 1950, tisk 27. I. 1951
30105/288 — 46580/50/III — VTN 72
20,025 PA — 30375 PA — 31,14 AA — 32,04 VA
Papír: text 222, 61 × 86, 80 *g*, obálka 228, 70 × 100, 200 *g*
(1 %)

Cena 155 Kčs brož.

Cena 155 Kčs brož.