

INŽENÝRSKÉ STAVBY

2

Arch.

Darev

O B S A H:

Ing. Dr Vlad. Smitka:	Státní plán rozvoje národního hospodářství ČSR na r. 1956	53
Prof. Ing. Dr Q. Záruba:	K otázce zakládání na holocenních náplavech v Praze . . .	54
Prof. Ing. Dr Al. Myslivec:	Zkušenosti se studňovým zakládáním v Maďarsku . . .	57
Ing. Ján Kováč:	Meranie odporu zemín na trojosom prístroji v našich pôdomechanických laboratóriach	59
V. Chandži:	Použití konstrukčního betonu bez bednění v praxi . . .	63
Ing. R. Bareš:	Zatěžovací zkoušky železobetonových stavebních konstrukcí a jejich vyhodnocování	65
Prof. Ing. Dr J. Wanke:	Vývoj staveb z ocelových bezešvých trubek v Československu	70
Ing. Miloš Kos:	Zvláštní způsob izolace silničního tunelu	74
Ing. Mir. Súra:	Výpočet šikmo uloženého nosníku mostní konstrukce z předpjatého betonu	78
Referáty z cizích časopisů:		
Ing. Milan Jendele:	Mostní pilíře montované z těžkých prefabrikátů	82
Ing. Jiří Krátký:	Obloukový most z prefabrikovaných železobetonových klenáků	85
Ing. Vlad. Weiss:	Předpjaté letištní vozovky	87
Ing. M. Jelínek:	Beton tvrdnoucí za mrazu	90
Ing. Mil. Tichý:	Použití předpjatého betonu pro základy strojů	92
Zprávy z domova		
Prof. Ing. Dr Fr. Faltus:	Beseda se zahraničními hosty III. celostátní konference o ocelových konstrukcích	93
Ing. Josef Špeta:	Mezinárodní pracovní konference o hydrobetonu	95
Mechanizační hlídka		97
Normalizační hlídka		98
Odborná literatura		99

STÁTNÍ NAKLADATELSTVÍ TECHNICKÉ LITERATURY

INŽ. STAVBY — ROČNÍK 4. — ČÍSLO 2 — STRANA 53 — 100 — PRAHA, 21. 2. 1956

Kčs 6,—

СОДЕРЖАНИЕ

I N H A L T

Смитка В.: Государственный план развития народного хозяйства Чехословакии на 1956 г.	53	Ing. Dr. V. Smitka: Der staatliche Plan für die Entfaltung der tschechoslowakischen Nationalökonomie für das Jahr 1956	53
Заруба К.: К вопросу выбора фундаментов при постройках на голоценных намывных горизонтах в Праге	54	Prof. Ing. Dr. Qu. Záruba: Zur Frage der Fundierung von Gebäuden auf holocänen Ablagerungen in Prag	54
Мисливец А.: Опыт по применению метода опускных колодцев при устройстве фундаментов в Венгрии	57	Prof. Ing. Dr. Al. Myslivec: Ungarische Erfahrungen mit der Fundierung von Bauten mittels Brunnen	57
Ковач Я.: Измерение сопротивления грунта при помощи трехосного аппарата	59	Ing. Ján Kováč: Messung des Erdreichwiderstandes gegen Abscherung in unseren Laboratorien für Bodenmechanik, mittels eines dreiachsigen Instruments	59
Ханджи В.: Опыт по бетонированию без опалубки	63	V. Chandži: Verwendung eines neuen Konstruktionsbetonsystems — ohne Schalung — in der Praxis	63
Бареш Р.: Испытания железобетонных строительных конструкций под нагрузкой и оценка полученных результатов	65	Ing. R. Bareš: Belastungsproben von Baukonstruktionen aus Stahlbeton und die Bewertung der Proben	65
Ванке И.: Применение стальных безшовных трубок в строительной технике	70	Prof. Ing. Dr. J. Wanke: Die Entwicklung von Bauten aus nahtlosen Stahlröhren in der Tschechoslowakei	70
Кос М.: Специальный метод изоляции шоссе туннеля	74	Ing. Mil. Kos: Eine besondere Art der Strassentunnelisolierung	74
Сура М.: Расчёт косо установленной балки мостовой конструкции из предварительно напряженного бетона	78	Ing. Mir. Súra: Berechnung eines schräg aufgelagerten kontinuierlichen Trägers einer Brückenkonstruktion aus vorgespanntem Beton	78
Рефераты из других журналов:		Referate aus ausländischen Zeitschriften:	
Енделе М.: Быки сборного типа из крупных деталей	82	Ing. M. Jendele: Aus schweren Präfabrikaten montierte Brückenpfeiler	82
Краткий Ю.: Арочный мост из железобетонных клиньев индустриального изготовления	85	Ing. J. Krátký: Bogenbrücke aus präfabrizierten Stahlbetonwölbsteinen	85
Вайс В.: Стартовые дорожки из предварительно напряженного бетона	87	Ing. V. Weiss: Vorgespannte Fahrbahnen auf französischen Flugplätzen	87
Елинек М.: Бетон затвердевающей при морозе	90	Ing. M. Jelínek: Im Frost härtender Beton	90
Тихий М.: Применение предварительно напряженного бетона при устройстве фундаментов под машины	92	Ing. M. Tichý: Verwendung von vorgespanntem Beton zur Herstellung von Maschinenfundamenten	92
Отечественная хроника:		Nachrichten aus der Heimat:	
Фалтус Ф.: Беседа с иностранными участниками общегосударственной конференции по стальным конструкциям	93	Prof. Ing. Dr. Fr. Faltus: Diskussion mit ausländischen Gästen der III. gesamtstaatlichen Konferenz über Stahlkonstruktionen	93
Шпета И.: Международная конференция по гидробетону	95	Ing. Jos. Špeta: Internationale Arbeitskonferenz über Hydrobetone	95
Рубрика механизации	97	Mechanisierungsumschau	97
Рубрика стандартизации	98	Normalisierung und Typisierung	98
Фаховая литература	99	Fachliteratur	99
Краткое содержание отдельных статей приводится в их заключительной части.		Kurze Inhaltsangaben folgen nach den einzelnen Artikeln.	

ROČNÍK IV. ČÍSLO 2 — PRAHA, 21. 2. 1956

Vydává ministerstvo stavebnictví ve Státním nakladatelství technické literatury, národní podnik, Praha, Spálená 51. Redakční sbor: Ing. Dr. Zđ. Bažant, akademik Stan. Bechyně, Ing. Jar. Brázdil, Ing. Vlad. Byčkovský, Ing. M. Dembowski, Ing. Dr. Arnošt Dvořák, Ing. Dr. Frant. Faltus, Ing. Dr. Konrád Hruban, akademik Fr. Klokner, Ing. E. Konečný, Ing. Dr. Jiří Kozák, Ing. E. Král, Ing. Jan Macháček, Ing. Dr. M. Mencl, Ing. Jiří Neuwirt, Ing. Dr. Ad. Pavlík, Ing. Květ. Petr, Ing. Dr. E. Reich, Ing. Jar. Sedláček, Ing. Dr. Vlad. Smitka, Ing. Josef Špeta, Ing. Dr. K. Waitzmann.

Předseda redakčního sboru: Ing. Dr. Vlad. Smitka.

Vedoucí redakce: Ing. Květoslav Petr

Výkonný redaktor: Ing. Antonín Bass

Redakce: Praha II, Krakovská 8, telefon 23 07 51-5. Rozšiřuje Poštovní novinová služba.

Časopis vychází 12× ročně; toto číslo vyšlo 21. února 1956. Cena jednotlivého čísla Kčs 6,—, roční předplatné Kčs 72,—. Možno platit Kčs 36,— pololetně i Kčs 18,— čtvrtletně. Tiskne Knihitisk, národní podnik, závod 03, Praha II, Jungmannova 15, telefon 24 68 80. Do sazby 5. ledna 1956, do tisku 13. února 1956. 3600 výtisků. Papír: text 7208-70 g, obálka 7208-100 g. A-02114

lepší vůli schopno splnit všechny předpoklady správné výroby.

Zabetonování desky bylo provedeno tak, aby samonosná výtěž byla stejnoměrně zatěžována. Pracovní spáry při postupu betonáže byly vytvořeny ocelovou tkaninou (obr. 7).

Při betonování byla konstrukce desky zajištěna podpěrami, aby byly utlumeny dynamické účinky

vzniklé při dopravě betonu dvoukolovými kárami (japan).

Stavba byla úspěšně dokončena v plánovaném termínu a plně vyhoví všem požadavkům na ni kladeným. Daleko lepších výsledků po stránce ekonomie výroby bylo by však dosaženo při vhodné mechanisaci a kvalifikovaných, speciálně zapracovaných kádrech.

ХАНДЖИ В.: МЕТОД СТРОЙКИ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ БЕЗ ОПАЛУБКИ.

Применение нового метода так наз. бетонирования без опалубки (система «Бк») на практике при стройке железобетонной монолитной конструкции моста.

V. CHANDŽI: EINFÜHRUNG EINES SYSTEMS VON MONOLITHISCHEN EISENBETONKONSTRUKTIONEN MIT SELBSTTRAGENDER GESCHWEISSTER ARMATUR UND OHNE SCHALUNG IN DIE PRAXIS

Erfahrungen bei der praktischen Anwendung dieser neuen Erzeugungsmethode bei einem Brückenbau.

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY ŽELEZOBETONOVÝCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ A JEJICH VÝHODNOCOVÁNÍ*)

Ing. RICHARD BAREŠ, ÚTAM, Praha

Projektování zkoušky, předpoklady, nedostatky. Plán práce. Velikost a trvání zatížení, porovnání s některými cizími předpisy. Obvyklé metody vyhodnocení zatěžovací zkoušky, jejich nedostatky a z nich plynoucí důsledky. Podrobné metody vyhodnocení. Nejvhodnější podrobná metoda pro naše poměry. Zatěžovací zkouška jedné železobetonové stavby a příklad použití této metody. Výsledky této zkoušky se zřetelem na příčné rozložení.

Projektování zkoušky

Způsob, jakým lze ze změřených deformací stanovit skutečné statické působení konstrukce, je hlavní otázkou při vyhodnocování výsledků zatěžovacích zkoušek.

Základem zatěžovací zkoušky je promyšlený úsudek o očekávaných výsledcích vzhledem k celému rozsahu prací i v každé jeho jednotlivé etapě. Existuje mnoho příčin, kterými jsou zaviněny neúspěchy zkušební vyšetřování konstrukcí, z nichž nejbolestnější jsou neúspěchy zaviněné nepromyšleným vedením prací a chybnými představami o konečných výsledcích zkoušky. K úspěšnému provedení zkoušky je tedy nutno celý její průběh před začátkem experimentálního vyšetřování detailně promyslet, použít příslušných literárních prací a obeznámit se i s jinými, dříve provedenými podobnými zkouškami.

Před zkouškou podrobíme celou stavbu pečlivé prohlídce jak po stránce konstrukční, tak i prováděcí. Zvláště si všimáme způsobu a druhu porušení (trhliny a pod.), abychom mohli usoudit na příčiny a podle toho zařídit další vyšetřování.

Nejrozšířenější chyby při projektování konstrukcí jsou: nedostatečná výška průřezu a procento výtěž, nedostatečné množství ohnutých želez, nesprávné a nepravidelné rozdělení želez v tažené zóně. Prováděcí chyby jsou obvykle: nižší pevnost betonu než byla předpokládána projektem (často vlivem špatného ošetření, na př. nechráněným betonováním v zimě), oslabení soudržnosti betonu a oceli vlivem zvětšeného množství hlinitých součástí v písku, používání krátkých želez a tím vznikající přílišné přeplnění tažené zony styky želez a v neposlední řadě špatně osazené a nestabilní bednění, jež vede k vytvoření trhlin již při provádění.

Podle zápisů pořízených při provádění stavby ověří se všechny důležité okolnosti, jako jsou zkoušky cementu, šterko-pískové směsi a betonu, doba odbednění a zatížení konstrukce a jiné. Vyzkouší se pevnost betonu bez porušení konstrukce, nejlépe pomocí zjištění tvrdosti betonu upraveným Poldi-kladívkem [9].

Teprve po úplném ujasnění všech detailů je možno přistoupit k uskutečnění vlastní zkoušky, neboť jen tak lze předvídat okolnosti mající vliv na výsledky, pravdivě ocenit napjatou konstrukci a nalézt místa, ve kterých možno očekávat největší koncentraci napětí. Vidíme tedy, že pro každé experimentální vyšetřování konstrukce (stejně jako prvku konstrukce) je nutná značná předběžná příprava, zvláště vzhledem na metodiku zkoušení.

Plán práce

Před každým zkušebním vyšetřováním sestavíme plán práce pro postupnou řadu oddělených etap; tento plán musí ovšem přihlížet k zvláštnostem každé jednotlivé zkoušky, a bude zpravidla dělen na tyto části:

a) Obecná ustanovení

Stanoví se cíl zkoušky, provede se theoretické zpracování otázek a formulují se předpoklady, na jejichž základě se určí nutné etapy vyšetřování. Stanoví se způsob zatěžování a velikost a druh zatížení nebo jiných účinků, jež musíme znát, abychom mohli nalézt všechny důležité okolnosti pro posouzení práce konstrukce a vypočtou se z toho vyplývající theoretická přetvoření (v soulase s ČSN 732002). Provedou se úvahy o očekávaných výsledcích. Tato část plánu má mít vůdčí charakter.

b) Metodika práce

Určí se pracovní program, metody zatěžování a trvání jednotlivých etap, způsoby měření, odečítání atd. vhodné pro správné rozhodnutí konstrukce za použití daných přístrojů. Rozhodne se, zda je postačující provést zatížení v mezích zatížení pracovního nebo až do porušení. Určí se jaké charakteristiky budou přijaty jako základní pro ocenění nosné schopnosti konstrukce, jakého měřicího zařízení bude užito

*) Tato práce je zaměřena hlavně ke zkoušení železobetonových pozemních konstrukcí.

a jaké bude rozdělení přístrojů. Stanoví se způsob jak zabezpečit jednotnost při provádění odečtů, jak odstranit vedlejší vlivy, které zkreslují odečty a po případě jak konstrukci předběžně upravit. Dále se odůvodní sledování zvláštních, neobvyklých charakteristik konstrukce.

Je výhodné vypracovat na základě těchto dvou prvních částí plán práce v grafické formě.

c) Experimentální vyšetřování

Před začátkem vlastního vyšetřování zhotoví se nutné úpravy (osazení plíšků v místě měření hodinami, odkrytí armatury pro měření tensometry). Proveďte se kontrola aparatury, cejchuje se a osadí na místo. Prověří se všechno zařízení, překontroluje se zatížení (aritmetický průměr z deseti zvážených jednotek), vyzkouší se správný chod přístrojů.

K rozřešení větších nejasností o chování konstrukce a aby se vyloučilo dotlačení (okamžité), doporučuje se provést předběžné zatížení nebo alespoň zatížit na nízký stupeň a přitom pečlivě kontrolovat přístroje.

d) Zpracování výsledků vyšetřování

Hledané hodnoty sestavíme nejlépe v grafické formě; matematické zpracování provedeme metodami matematické statistiky. (při čemž nesmíme zapomenout, že pro správné stanovení obecných uzávěrů musí být počet měřených hodnot značný) a ustanovíme matematické závislosti mezi veličinami charakterizujícími hledaný jev. Provedeme fyzikální zdůvodnění výsledků, podle ČSN 732002 porovnáme theoretická přetvoření s měřeními a zjistíme podíl pružného a trvalého průhybu.

e) Závěr

Stanovíme vývody plynoucí z nalezených závislostí, a zvláště provedeme praktické zhodnocení. Určíme mezní pracovní zatížení nebo jiná omezení, po případě navrhneme rekonstrukci.

Uvádíme tu pouze body přicházející v praxi nejčastěji v úvahu. Nelze obecně stanovit přesný postup zkoušky a vytyčit všechny zvláštnosti, nýbrž je nutno se řídit specifickými vlastnostmi každé jednotlivé konstrukce. Mohou tedy některé uvedené body být pro daný případ zbytečné a naopak může nastat nutnost plán doplnit body dalšími.

Velikost a trvání zatížení

Zatěžovacím zkouškám bylo ve všech zemích věnováno poměrně málo pozornosti, což se odráží v nápadné podobnosti předpisů týkajících se vyhodnocování zkoušky po celém světě a v tom, že s malými, nepodstatnými změnami jsou v platnosti téměř od počátku historie železobetonových konstrukcí. Shodu s dnešními předpisy nalézáme v hlavních bodech na př. v předpisech sovětských z r. 1926, maďarských z r. 1909, anglických z r. 1916 a pod.

Podle ČSN 732002 má se zatěžovat zkoušená konstrukce nejnepříznivějším návrhovým zatížením: pouze ve výjimečných případech lze je zvětšit až o 25 %, u pozemních staveb však pouze do užitečného zatížení 1000 kg/m². Podle sovětských předpisů zkouší se konstrukce pouze na zatížení návrhové. Návrh

PN
polské normy B-03250 — předpisuje zatížení užité zvět-

šené o 50 %, avšak s omezením do 1000 kg/m². Nad 1000 kg/m² se zkušební zatížení rovná užitému. Předpisy anglické (1934) předepisují použití 1,5násobného návrhového užitého zatížení. Americké předpisy (ACI-Standart 318—51) žádají zkušební zatížení rovné 1,5 násobku zatížení stálého a dvojnásob-

ku užitého. Vidíme tedy, že požadavky předpisů pro zkušební zatížení se liší někdy dosti značně.

Pokud nebude patřičně upravena naše norma, lze zatím doporučit zatěžování všech konstrukcí s přetížením 25 % užitého zatížení.

Ve druhé otázce — trvání zatížení — naše norma předepisuje pouze měřit „největší deformace po ukončení jejich vzrůstu, trvalý průhyb po ukončení deformací,“ což obojí je jednak theoreticky nesplnitelné a jednak to často svádí k velmi krátkým interválům mezi zatížením, odlehčením, a skončením měření. Předpisy sovětské, anglické, americké, polské atd., předepisují určitou dobu trvání zatížení i odlehčení. Stanovit optimum této doby je další otázkou. Podle dosavadních výzkumů je možno pokládat za nejlépe vyhovující trvá-li zatížení 24 hod od začátku zatěžování a doba měření po odlehčení 24 hod od začátku odlehčování.

Při zatěžování obvyklými prostředky, t. j. různým kusovým nebo sypkým materiálem, dochází k velkým časovým ztrátám a špatně odstranitelným nárazům na konstrukci, nehledě k možnosti, že výsledky budou v důsledku klenbového vynesení zkresleny. Tyto nedostatky odstraňuje zatěžování vodou v gumových nebo jiných obalech nebo nádržích (na př. v podobě dřevěné montovatelné kostry potažené na vnitřních stěnách nepropustnou plachtovinou), jehož proveditelnost v širokých mezích (zvláště pro konstrukce většího rozsahu) prokázal CNIPS v SSSR. Všude, kde je to možné, budeme se snažit používat k zatěžování hydraulických válců s pístem (pokud se zkušební konstrukce neovlivní reakcí válců). Aby se zmenšilo množství zatěžovacího materiálu, používá se někdy ekvivalentních zatížení, která theoreticky vyvodí v kritických průřezích stejná napětí jako zatížení původní. Přitom však je nutná velká opatrnost, zvláště chceme-li na takovém základě provést celkové zhodnocení nosné způsobilosti konstrukce.

Při odhadování stálého zatížení, které u železobetonových konstrukcí má obvykle značný vliv, je nutno postupovat co nejpresněji a nezapomínat na př. na váhu příček, jak se často stává.

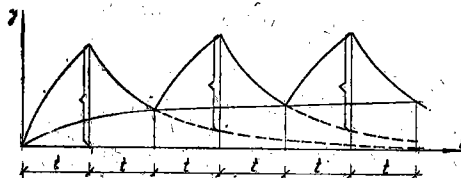
Obvyklé metody vyhodnocení

Pro posouzení nosné způsobilosti konstrukce používá se srovnání naměřeného pružného průhybu s theoreticky vypočteným (podle ČSN nemají změřené pružné deformace přestoupit pružné deformace vypočtené o více než 25 %). Obecně vyžaduje toto posouzení velké obtíže, neboť se téměř nikdy nedodržíte předpokládané uložení a zůstává tedy na zkušejícím velmi důležitý úkol správně vystihnout okrajové podmínky, t. j. velikost a vliv vetknutí. Skutečnou míru vetknutí lze jen velmi těžko určit. Dále jsou vždy určité rozdíly mezi předpokládanými a skutečnými průřezovými momenty setrvačnosti a moduly pružnosti, není dostatečně jasný vliv výztuže a doposud se nečiní rozdíl mezi prvky vyztuženými různými druhy oceli, což má mnoha zkouškami prokázáný vliv na velikost průhybu.

Otázka příčného roznášení a spolupůsobení sousedních částí není dosud zcela objasněna.¹⁾ Obvykle se zkouší pouze ojedinělý prvek složité působící konstrukce nebo se za takový v theoretickém výpočtu pokládá a tato dvě zjednodušení se ve většině případů spojují. V každém z těchto způsobů docházíme k nesprávnému výsledku. Často se na př. při zkoušce stropu složeného z jednotlivých trámů („vol-

¹⁾ Způsob a velikost příčného roznášení a spolupůsobení sousedních prvků v konstrukcích různého druhu je nyní předmětem výzkumu.

ně" uložených do zdiva nebo do slabého věnce, s podlahou tvořenou volně uloženými deskami nebo tvárnicemi) zatěžuje a měří pouze jeden nebo několik málo prvků. Theoretický průhyb se vyčíslí pro předpokládané zatížení na nosníku volně uloženém. Když



Obr. 1. Průběh deformací v závislosti na čase při opakovaném zatěžování a odlehčování ve stejných intervalech

se pak takto získané výsledky srovnávají s naměřenými hodnotami, konstatuje se zpravidla s uspokojením, že naměřený průhyb je značně menší než vypočtený. Takovýto výsledek však ani v nejmenší míře nevystihuje chování konstrukce. Trám, který je sice „volně uložen“, je ve skutečnosti do slabého věnce nebo i při pouhém zazdění pružně vetknut a jeho průhyb se podstatně snižuje. Zatíží-li se pouze jeden trám, zmenší se skutečné zatížení zkoušeného trámu vlivem příčného roznášení, které je značné i u stropů s prefabrikovanými deskami.²⁾ I. při nedokonalém spojení desek s trámy, desky částečně spolupůsobí při namáhání ohybem. Rovněž moduly pružnosti jsou obvykle vyšší než moduly předepsané normou pro výpočet přetvoření, čímž se dále snižuje skutečný průhyb prvku. Tak se stává, že většina zkoušených prvků vyhovuje požadavkům normy s velkou rezervou, avšak nedává správný obraz o skutečném stavu a bezpečnosti konstrukce.

Je proto nutno pokládat s určitou rezervou za směrodatné výsledky, jež vyjdou ze srovnání theoretických a měřených průhybů.

Máme-li správně posoudit chování konstrukcí, je nezbytné zabývat se hlouběji nanejvýš složitým procesem deformace takového materiálu, jako je beton. Povahou okamžité pružné deformace, dotlačování (creep), které je částečně pružné (zpožděná pružnost) a částečně plastické, trvalé deformace a deformace celkové, jakož i únavy betonu a relaxace a vzájemné vztahy mezi nimi objasní různé „nevysvětlitelné“ výsledky obdržené při zkoušení konstrukce. Vzhledem k nedostatku místa není možno v tomto článku se těmito otázkami šířeji zabývat. Všechny tyto problémy budou zpracovány v připravované publikaci o zkoušení stavebních konstrukcí. Více je konstrukce charakterisována, aspoň povětšinou, druhým kritériem normy ČSN 732002, jež předepisuje minimální pružný průhyb hodnotou 75 % průhybu celkového. I na toto měřítko je nutno pohlížet kriticky, neboť výsledky jsou velmi proměnlivé a závisí hlavně na tom, zda jde o první nebo další zatížení. Často se stává, že konstrukce vykazuje při prvním zatížení značné trvalé průhyby, které dovolenou mez převyšují. V takovém případě nelze vždy říci, že je konstrukce nevhodná nebo nepoužitelná, neboť počáteční velké trvalé deformace mohou být způsobeny okamžitým (prvotním) přetvořením betonu a nepružným pootočením, po případě poklesem podpor.

²⁾ Na př. podle israelských předpisů, které jsou jedny z nejlepších, je předepsána u monolitického žebrového stropu minimální zatěžovací šířka rovná vzdálenosti pěti žeber.

Absolutní velikost trvalých průhybů při prvním zatížení není ani tak důležitá, jako jejich růst při opakovaném zatěžování a odlehčování konstrukce. Jestliže se trvalé průhyby po opakovaném zatížení a odlehčení ustálí na malé hodnotě nepřevyšující dovolenou mez, lze soudit, že vlivy, způsobující prvotní velká přetvoření, zanikly a konstrukce je dále pro předpokládané zatížení použitelná. V případě, že trvalé deformace jsou i při opakovaném zatížení nepřijatelně velké, je to zpravidla svědectvím, že konstrukce pro předpokládaný účel nevyhovuje a že bude zapotřebí rekonstrukce, někdy i velmi nákladné. Na obr. 1 je naznačen průběh deformací v závislosti na čase při opakovaném zatížení a odlehčení ve stejných intervalech.

Můžeme říci, že hlavním měřítkem použitelnosti konstrukce je její pružné chování, které je důkazem, že se celá konstrukce zúčastní správně spolupráce při opakovaném přenášení vnějšího zatížení.

Při průhybech okolo 0,5 mm není vůbec správné dělat z měření jakékoli závěry, neboť přesnost přístroje 0,01 mm, pro takové měření potřebná, není mimo laboratoř dostupná a vlivy teploty mohou mít při rozdílu i jen několika stupňů vliv stejného řádu.

Důležité je důsledně porovnávat měřené hodnoty v závislosti na čase, ještě lépe v trojrozměrném nebo čtyřrozměrném zobrazení v závislostech: přetvoření — zatížení — čas, přetvoření — zatížení — čas — rychlost přetvoření.

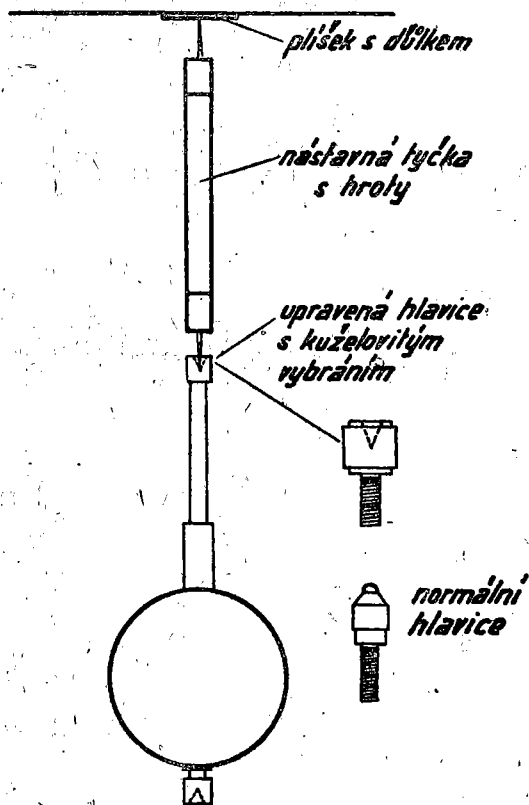
Z předchozích vývodů můžeme konstatovat:

1. existující metody pro provádění zkoušek vycházejí ze znalostí o chování betonu na začátku tohoto století,
2. existující pravidla pro vyhodnocení zatěžovacích zkoušek nejsou ani dostatečně dobře nalezena ani správně definována,
3. vědecky založená metoda pro zatěžovací zkoušky železobetonových konstrukcí musí dát podrobné poučení jak pohlížet na vyhodnocení a pochod zatěžování a musí určit dobře definovaná kritéria pro posouzení bezpečnosti konstrukce.

Aby se mohlo s úspěchem používat alespoň pro hrubé posouzení použitelnosti konstrukce kritérií platných podle ČSN 732002, je nutné při provádění zatěžovacích zkoušek stavebních konstrukcí především zatěžovat a měřit v širším okolí zkoušeného prvku, t. j. zvláště určit míru vetknutí (pootočení, pokles podpor) a přetvoření okolních konstrukcí a zatěžovat v rozsahu odpovídajícím velikosti a způsobu příčného roznášení (nebo se zřetelem k tomu redukovat příslušné zatížení). Dále se musí určit přesně průběh a velikost momentu setrvačnosti a modulu pružnosti s přihlédnutím k jeho změně vlivem velikosti napětí (tato změna může být někdy poměrně značná), jakož se musí i omezit chyby vznikající měřicí aparaturou, vadným osazením přístrojů a změnou teploty (hlavně přenáší-li se měření drátem). Při osazování indikátorových hodin pro měření průhybů v blízkosti podpor a všude tam, kde očekáváme malé průhyby, a u prvků namáhaných na kroucení je vhodné použít vždy nastavných tyček s hroty. Hroty jsou uloženy na jedné straně v důlku zajišťovacího plíšku osazeného do konstrukce, na druhé straně do kuželovitého vybrání hlavice tyčinky hodin, zvláště k tomu upravené (obr. 2). Tímto zařízením se odstraní vliv, který má posunutí tyčinky hodin s normální hlavici po nakloněné ploše. To má největší význam při malých průhybech s velkým sklonem střednice (u podpor) nebo při natočení prvku kolem své osy.

Podrobné metody vyhodnocení

Ve složitějších případech a tam, kde předem nelze určit některé z potřebných hodnot pro výpočet, anebo kde se nespokojíme pouhým posouzením poměrů velikostí průhybů měřených a theoreticky stanove-



Obr. 2. Způsob použití nastavné tyčky indikátorových hodin

ných, můžeme vyhledat ze změřených hodnot přímo ohybové momenty M , posouvající síly T , moment setrvačnosti J , modul pružnosti E (nebo alespoň součin EJ) a součinitel vetknutí c . Tak je možno nejlépe posoudit chování konstrukce, její bezpečnost a použitelnost pro určité mezní zatížení.

Cest k určení skutečného působení konstrukce z měřených veličin je několik a dělí se podle použitých měřicích přístrojů do tří skupin:

A. Určení inflexních bodů z měřených napětí, po případě přetvoření

Pro měření lze použít jakýchkoliv tensometrů. Tento způsob se jeví nejpřesnější pro spojitě nebo libovolně vetknuté konstrukce, s libovolně proměnným průřezem. Výsledky vyplývají z měření téměř okamžitě.

Tensometry se umístí v určitých vzdálenostech na horní i spodní ploše trámu, a to hustěji v místech, kde se očekávají nulové momenty. V průřezích, kde jsou ohybové momenty nulové, jsou napětí i přetvoření po celé výšce průřezu stejná.

Po zatížení konstrukce se vynesou v určitém měřítku hodnoty deformací spodních i horních vláken po celé délce trámu a naleznou se průřezy s přetvořeními stejné velikosti (obr. 3). Známe-li velikost zatížení a rozpětí, lze bez obtíží určit podporové momenty z podmínky, že se v nulových bodech výsledný moment rovná nule. Dochází se k řešení dvou rovnic obecného tvaru:

$$M_a \frac{l-i}{l} + M_b \frac{i}{l} + \mathfrak{M}_i = 0 \tag{1}$$

$$M_a \frac{l-j}{l} + M_b \frac{j}{l} + \mathfrak{M}_j = 0$$

kde i, j jsou vzdálenosti nulových bodů od podpor a, b , $\mathfrak{M}_i, \mathfrak{M}_j$ jsou momenty od daného zatížení v těchto bodech.

Známe-li skutečné nulové body pro zatížení nahodilé, jsou totožné s nulovými body pro zatížení stálé v případě, že obě zatížení jsou stejného druhu. Když zatížení nejsou shodná (na př. stálé je rovnoměrné, nahodilé jsou břemena), vypočteme z obdržených výsledků pro zatížení nahodilé přesnou míru vetknutí, s jejíž pomocí potom nalezneme přesně i moment od stálého zatížení.

Dále můžeme určit obrazec křivosti, který v mezích platnosti Hookova zákona je úměrný obrazci ohybových momentů. Obrazec křivosti udává tedy také polohu nulových bodů.

Dělíme-li v libovolném místě protažení vlákna vzdáleností z neutrálné osy od tohoto vlákna, obdržíme v tomto místě velikost křivosti

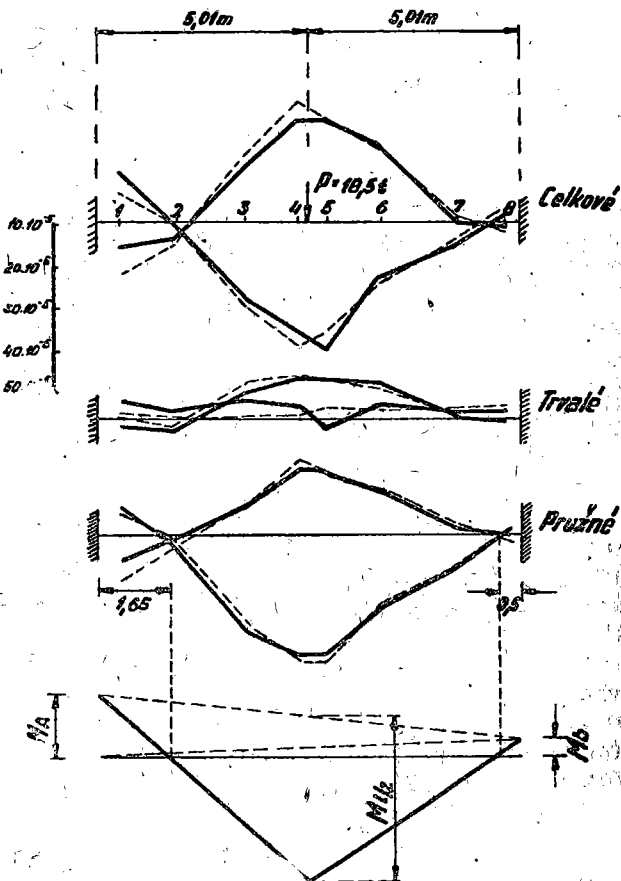
$$\frac{\epsilon}{z} = \frac{1}{\rho} = y'' = \frac{M}{EJ} \tag{2}$$

Měříme-li vlákna nad sebou při horním (ϵ_1, z_1) a spodním (ϵ_2, z_2) povrchu, je

$$\frac{\epsilon_1}{z_1} = \frac{\epsilon_2}{z_2} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{z_1 + z_2} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{h} \tag{3}$$

kde h je výška průřezu nebo vzdálenost mezi vlákny, ve kterých byly deformace měřeny.

Srovnáme-li pak čáru křivosti takto nalezenou s ča-



Obr. 3. Obrazce deformací spodních a horních vláken po délce nosníku (v každém měřeném průřezu je osazeno po dvou tensometrech na horní i spodní ploše)

rou křivostí odvozenou ze vztahu $\frac{1}{\rho} = y'' = \frac{M}{EI}$,

můžeme poměrně přesně rozpoznat vlivy různých faktorů způsobujících rozdíly v těchto dvou čarách, zejména vliv trhlin nebo vliv plastického působení (obr. 4). Uvedenými vztahy je možno také určit v místech s pružným chováním materiálu modul pružnosti

$$E = \frac{M}{I y''}$$

B. Stanovení napjatosti z měřených pootočení

a) Měřena jsou pouze pootočení po délce trámu.

Hodí se pro tyto případy, jako ad A, avšak pro velká rozpětí nutno nalézt umístění nulových bodů. Tento způsob je oblíben obzvláště ve Švýcarsku [7] a používá k měření průběhu ohybové čáry a tím i inflexních bodů libel (klinometrů) umístěných po délce trámů v určitých vzdálenostech, hustěji pak v místech očekávaných nulových momentů. Poněvadž inflexní body ohybové čáry jsou shodné s nulovými body čáry momentové, lze obdobně jako v metodě předešlé stanovit ze dvou rovnic (1) podporové momenty.

Tato metoda vyžaduje naprostou přesnost při upevňování přístrojů a při jejich odečítání.

b) Měří se pootočení v podporách a průhyb nejmeně v jednom bodě (obr. 5).

Toto měření je vhodné pro nosník s konstantním průřezem. Ze tří měřených veličin lze sestavit tři rovnice, z nichž vyplynou tři neznámé M_a, M_b, EJ :

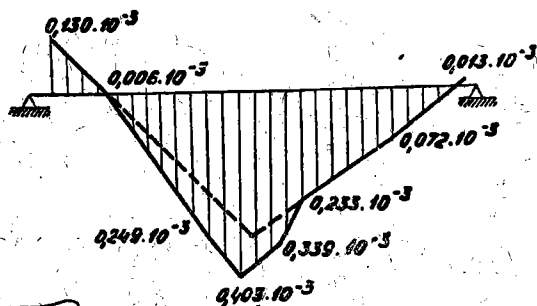
$$y = \frac{1}{EJ} \int_0^x dx \int_0^x \mathfrak{M} dx + \frac{xx'}{6l EJ} [M_a(l+x') + M_b(l+x)] \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{l}{6 EJ} \left(\frac{6\mathfrak{Q}_1}{l} + 2M_a + M_b \right) \quad (5)$$

$$\beta = \frac{l}{6 EJ} \left(\frac{6\mathfrak{Q}_2}{l} + M_a + 2M_b \right) \quad (6)$$

kde $\mathfrak{Q}_1, \mathfrak{Q}_2$ jsou podporové reakce prostého nosníku zatíženého momentovou plochou prostého nosníku, x, x' — vzdálenosti místa měřeného průhybu od podpor.

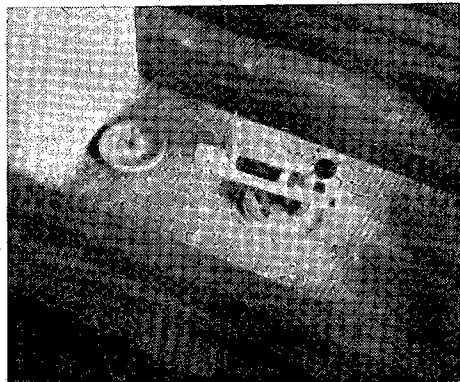
Jak je z uvedených rovnic patrné, jsou neznámé M_a, M_b, EJ ve složité závislosti na třech měřených veličinách a proto je přesná práce naprosto nutná, neboť již malá chyba ve vyčíslení některé veličiny značí procentuálně mnohonásobně větší chybu hledaných hodnot.



Obr. 4. Obrázek křivosti, plně vytažená čára podle vztahu (3), čárkovaná ze vztahu $\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$.

C. Stanovení napjatosti z měřených průhybů

Na proměřovaném nosníku se v určité vzdálenosti umístí přístroje (průhyboměry nebo indikátorové hodinky) tak, aby bylo možno z naměřených hodnot vynést ohybovou čáru.



Obr. 5. Měření pootočení libelou u podpor

a) Obecná rovnice ohybové čáry

Pro prvky s konstantním průřezem lze použít k určení ohybových momentů obecné rovnice ohybové čáry v oboru pružnosti, pro konstantní modul pružnosti a bez přihlídnutí k vlivu posouvajících sil.

Obecná rovnice ohybové čáry je:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} = -\frac{\mathfrak{M}}{EJ} \frac{M_a(l-x) + M_b x}{EJ} \quad (7)$$

Integraci obdržíme

$$y = \frac{1}{EJ} \left(\frac{\mathfrak{M}' x}{6l} + \int_0^x \mathfrak{M} x dx - x \int_0^x \mathfrak{M} dx \right) + \frac{xx'}{6l EJ} [M_a(l+x') + M_b(l+x)] \quad (8)$$

Pro plně rovnoměrné zatížení

$$y = \frac{xx'}{6l EJ} \left\{ \frac{gl}{4} (l^2 + xx') + [M_a(l+x') + M_b(l+x)] \right\} \quad (8a)$$

Z této rovnice lze pro libovolné dva body, v nichž je měřen průhyb, vyhledat podporové momenty. Kontrolou správnosti je jednak určení podporových momentů pro několik dvojic průhybů (je-li měřeno na více místech), jednak stanovení největšího průhybu, jeho umístění i umístění inflexních bodů z derivací uvedené rovnice. Máme-li zjištěn pouze maximální průhyb nosníku, můžeme vypočítat podporové momenty z rovnice průhybu a z první derivace této rovnice rovně nule.

b) Použití diferencování

Jsou-li průhyby po délce nosníku měřeny v takových vzdálenostech, že je možno vynést plynulou ohybovou čáru, rozdělíme nosník na n malých dílů a nahradíme derivování diferencováním.

Vycházíme-li přitom z rovnice

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} \quad (7)$$

je pro $dx = \Delta x$, $dy = \Delta y$

$$\frac{\Delta \Delta y}{\Delta x^2} = -\frac{M}{EJ} \quad (7a)$$

Provedeme-li první diferencii pořadnic ohybové čáry

$$\Delta 1_y = y_2 - y_1, \quad \Delta 2_y = y_3 - y_2$$

na mezích jednotlivých dílků, obdržíme pořadnice čáry T^M ve středu dílků. Poté provedeme druhou diferencii opět z pořadnic na mezích dílků

$$\Delta \Delta 1_y = \Delta 2'_y - \Delta 1'_y = \frac{1}{2} (\Delta 1_y - \Delta 3_y) \quad (8)$$

za předpokladu poměrně malých dílků. Tyto diference vyneseme opět na středy dílků a tím obdržíme redukovaný obrazec ohybových momentů. Vynásobením pořadnic příslušným součinitelem tuhosti zjistíme průběh momentů po délce nosníku.

Správnou hodnotu EJ a přesné měření průhybů v dostatečném množství bodů je nutné znát předem.

(Dokončení příště)

БАРЕШ Р.: ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ И ОЦЕНКА ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ.

Разработка плана испытаний, предпосылки получения надежных данных, недостатки встречающиеся при определении методики испытаний. План хода работ. Величина нагрузки и её длительность. Сравнение нашей практики с методикой принятой за рубежом. Методы применяемые при анализе результатов испытаний. Некоторые недостатки и вытекающие из них последствия. Точные методы анализа. Оптимальный метод для наших условий. Испытание под нагрузкой одной железобетонной конструкции как пример применения предлагаемого метода. Действие нагрузки в поперечном направлении.

Ing. RICH. BAREŠ: BELASTUNGSPROBEN VON BAUKONSTRUKTIONEN AUS STAHLBETON UND DIE BEWERTUNG DER PROBEN

Die Projektierung, die Voraussetzungen und Mängel der Probe. Der Arbeitsplan, Die Grösse und Dauer der Belastung, Vergleich mit einigen fremden Vorschriften. Die üblichen Bewertungsmethoden der Belastungsprobe, ihre Mängel und deren Konsequenzen. Detaillierte Bewertungsmethoden und die für unsere Verhältnisse geeigneteste von ihnen. Die Belastungsprobe eines grossen Stahlbetonbaues und ein Beispiel der Verwendung dieser Methode. Resultate dieser Probe mit Rücksicht auf die Querübertragung.

VÝVOJ STAVEB Z OCELOVÝCH BEZEŠVÝCH TRUBEK V ČESKOSLOVENSKU

Prof. Ing. Dr. JOSEF WANKE

Vývoj různých typů staveb z ocelových bezešvých trubek od jednoduchých trubkových stožárů až po dnešní složité konstrukce. Vývojové práce v oboru těchto staveb, konané v závodě Válcovny trub, n. p. Chomutov, dříve Mannesmannovy závody.

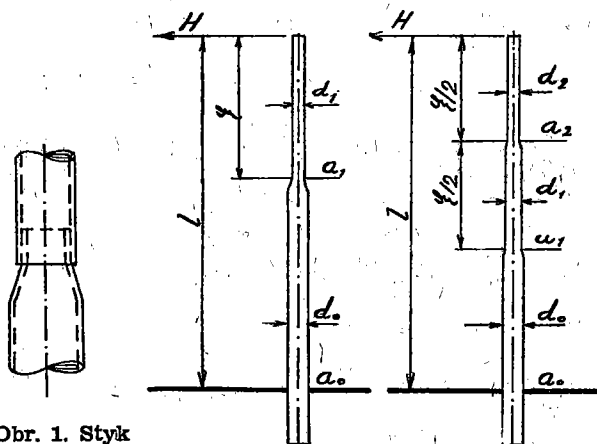
Není snad všeobecně známo, že dlouhodobé pokusy vyrábět tenkostěnné trubky z tlustostěnného dutého bloku byly prováděny na sklonku min. století v chomutovském závodě dnešního národního podniku Válcovny trub Chomutov. Tyto pokusy, které více než jednou vyčerpaly finanční rezervy tehdejší Německorakouské Mannesmannovy společnosti, dosáhly konečně úspěchu tehdy, když se podařilo provést „poutníkování“, druhou část Mannesmannova způsobu. Závod Chomutov má tudíž podíl na tom, že výroba tenkostěnných trubek podle myšlenky vynálezců byla realizována.

Chomutovský závod se zúčastnil jak při prvních pokusných pracích, tak při dalším vývoji užívání trubek v různých oborech. Jeden z těchto oborů jsou stožáry pro osvětlení, pouliční dráhy a elektrifikaci železnic, dálková vedení, antény a pod., jakož i věže pro zvláštní účely. Vývoj tu vedl od známých jednoduchých stožárů, které vidíme v našich městech, přes rámové dva až čtyřdírkové typy pro dálková vedení 60 až 100 kV až k příhradovým stožárům pro libovolné výšky a pro největší zatížení. Zkušenosti získané při výrobě těchto členěných stožárů a věží byly prospěšné vývoji členěných prvků nosných konstrukcí průmyslových hal.

Stožáry a věže

Používání jednoduché hladké trubky jako stožáru, tedy jako svislého nosníku dole vetknutého, nevyho-

vovalo jednak vzhledově, jednak výrobně, protože z počátku byly výrobní délky příliš malé. Používalo se proto dvou trubek odlišného průměru, kde trubka většího průměru byla na jednom konci zúžena na vnější průměr o něco málo větší než vnitřní průměr druhé trubky (obr. 1). Konec trubky s menším průměrem byl pak za horka navlečen na zúžený konec trubky s větším průměrem. Konce trubek do sebe zasouvané musely být kalibrovány.



Obr. 1. Styk stožáru

nalispáváním Obr. 2. Osazování jednoduchých stožárů