
**Znalecký posudek
příčinách prúsaků silážních věží družstva [REDACTED]
v M [REDACTED] a ve S [REDACTED]**

66 stran

30. 5. 1974

Ing. CSc. Richard Bareš,
vedoucí věd. prac. Ústavu teoretické
a aplikované mechaniky ČSAV,
Vyšehradská 49, P r a h a 2

Z 26/77/73

Z n a l e c k ý p o s u d e k

o příčinách průsaků silážních věží družstva ██████████ v M ██████████ a ve S ██████████

Dopisem Státní arbitráže v Praze ze dne 27. 8. 1973 jsem byl požádán o podání znaleckého posudku ve věci sporu 3742/73 mezi žadatelem ██████████ M ██████████ a odpůrci Metrostavem n.p. Praha a Agroprojektem Praha. Předmětem sporu je reklamace vad, zjištěných na objektech silážních věží v M ██████████ a ve S ██████████, jejichž projektantem byl Agroprojekt Praha a stavebním dodavatelem Metrostav Praha.

Předmětem posudku má být zjištění v čem je příčina průsaků těchto věží, zejména jde-li o vadu stavebních prací či zda příčina spočívá ve vadném projektu. Dále je součástí posudku vyjádření k návrhu technické opravy silážních věží, zajišťující jejich využití původně zamýšlenému účelu v co nejkratší době.

Na základě telefonické výzvy ze dne 27. 8. 73 jsem navštívil dne 28. 8. 73 státního arbitra, seznámil jsem se s problémem a převzal potřebné doklady (arbitrážní spis).

Dne 29. 8. 73 jsem telefonicky požádal projektanta silážních věží o poskytnutí technických podkladů, jmenovitě statického výpočtu, šalovacích a armovacích plánů a stavebních výkresů. Byl dohodnut termín dodání 30. 8. 73. Protože podklady nebyly k tomuto dni dodány, provedl jsem urgenci a dodání přislíbena na 31. 8. 73. Teprve po další urgenci byly podklady dodány 3. 9. 73 (stat. výpočet bez označení a data pro silážní věž průměru 9 m a výšky 18 m, armovací plány pro silážní věž S ██████████). Požádal jsem o doplnění podkladů o technologický projekt a stavební projekt, zejména návrh izolační ochrany, Tyto podklady byly dodány v průběhu září neúplně, v rozsahu dostupném k tomuto datu.

Dne 29. 8. 73 jsem konzultoval se zástupcem n.p. Metrostavu o možnostech získání podkladů ze stavby věží a dohodl návštěvu objektů na 31. 8. 73.

Dne 31. 8. 73 jsem uskutečnil návštěvu [REDACTED] v M [REDACTED], konzultoval s předsedou a dalšími pracovníky družstva, provedl prohlídku dochované dokumentace, zejména stavebních záznamů a deníků a současně jsem provedl prohlídku obou objektů, silážní věže v M [REDACTED] a ve S [REDACTED]

N á l o z

Po prohlídce objektů jsem konstatoval, že poruchy silá-
ních věží ve S [] a M [] vyplývají jednak s nadměr-
ností namáhání k průřezové únosnosti /tržliny/ a jednak
s místně nekvalitního provedení betonáže /hnědá/. K dalšímu
sjištění příčin poruch však bylo nezbytné určit způsob prove-
dení výstuže i betonu vzhledem k projektem danému předpisu;
toto sjištění nelze prakticky provést jinak, než namátkovým
nedestruktivním určením pevnosti betonu, nedestruktivním urče-
ním polohy a profilů výstuže gamadefektoskopickou případně
elektromagnetickou metodou a destruktivním určením mese přetáhnosti
použitě oceli, vyjmuté z konstrukce. Objednání těchto prací
provedl u TAZUS Praha s.p. Metrostav dne 14. 9. 1973 na můj
popud.

Zprávu TAZUS Praha, Státní skušebna 204 o nedestruktivním
určení výstuže pláště siláční věže ve S [], provedeném Výskum-
ným a vývojovým ústavem Stavebních závodů Praha, obdržel jsem
v kopii 4. 1. 1974.

Zprávu TAZUS Praha, Státní skušebna 204 o nedestruktivních
skouškách betonu pláště věže a destruktivních skouškách výstu-
že vyjmuté z pláště věže ve S [] jsem obdržel 17. 1. 1974.

1. Výpočet siláčních věží podle projektu

Výpočet siláčních věží provedla pracovníce Agroprojektu
Ing. Horová, technickou kontrolu výpočtu provedl Ing. Fiala
z tohož ústavu.

~~Průběh výpočtu~~
Výpočet vychází z podkladů a předpisů, které byly k dispozici k datu zahájení prací na projektu. Velikost zatížení byla zvolena ~~průměrnou hodnotou z údajů, daných normou ČSN 731310 pro různé silážované hmoty,~~ ~~průměrnou~~ $\gamma_s = 850 \text{ kp/m}^3$, $\varphi_s = 40^\circ$, $\delta = 20^\circ$. Současná přítomnost silážních štáv ve směsi /o měrné tíse $\gamma_s = 1000 \text{ kp/m}^3$, $\varphi_s = \delta = 0^\circ$ byla předpokládána do výše 6 m nade dnem. Motívem tohoto rozhodnutí byly zejména údaje autorů předchozích výpočtů analogických objektů a výskumných zpráv Státního výzkumného ústavu zemědělského. Tak ve výpočtu silážních věží farmy SVJ Bezno autor výpočtu Ing. Čiha, technická kontrola Ing. Kuba, zak. č. 2-1130-64/-65/, uvažuje v "Technické zprávě statika" na str. 2 : "Výška uskladněné silážní hmoty nade dnem věže cca 15 m, výška náplně proycené silážními štávy cca 10 m" a na str. 6 "nejnepříznivější případ siláže kopych řísků o měrné váze hmoty 950 kp/m³ a úhlem přirozené sklonitosti 25° . Od výšky 10 m nade dnem počítáno s vyloučenou silážní štávou o měrné váze vody 1000 kp/m^3 s měrnou vahou silážní hmoty ve vodě 350 kp/m^3 ", zatímco ve "Statickém výpočtu" je uvažována jako silážní hmota "savadlá, popř. žerstvá tráva, jeteloviny a směsky. Jako měrnou váhu bereme v počet 1 m^3 siláže 550 kp/m³ s úhlem tření 40° . Tyto hodnoty platí až do hloubky 10 m pod povrchem siláže. Dále pak předpokládáme, že je siláž s vycoučenou štávou, tj. 1000 kp/m^3 , úhel tření 0° ".

Ve "Statickém výpočtu sdružených silážních věží pro SVJ Bezno" provedeném Ing. Čihou, technická kontrola Ing. Kuba, se uvádí: "Pro silážování přichází v úvahu siláž travaf, jetelo-

~~Průběh výpočtu~~

730035

vin, vojtěšky a kukurice. Podle dat Sborníku Státního výzkumného ústavu v Řepích u Prahy je nejnepřísnivější siláž kukuričná kesanky, jejíž statické hodnoty udávané ve Sborníku byly zde použity. Měrná váha kukuričné siláže činí 820 kp/m^3 , vnitřní úhel tření 48° . Úhel tření siláže o lakované betonové stěny 29° . Podle výzkumu vylučuje siláž štávy, které stoupají až do výše $1/3$ silážního sloupce. Bráno proto v této $1/3$ /tj. 3 m/ váha siláže jako hydrostatický tlak 1000 kp/m^3 a oba úhly tření 0° . V "Technické správě statika" k těmto projektům jsou uvedeny hodnoty stejné.

Za stejných předpokladů vychází stejně i statický výpočet typizačního podkladu STV /který se máš nepodařilo získat/ neboť vypočtený tah ve stěně u paty výše je v obou případech stejný - $27,3 \text{ kp/m}^2$.

V předkladu o zatížení sděluje Ing. Horová /str. 1 jejího výpočtu/ bezprostřední závislost výšky silážních štáv na stavu a druhu odtokové kanalizace a jímký a obsahu sušiny /a uvedeného obsahu sušiny 20 - 25 % a objemové tíže 850 kp/m^3 vychází teoretická výška naplnění štávami při zadržování odtoku mezi 9,56 a 10,20 m/.

Pro výpočet vnitřních tlaků bylo použito v projektu přibližného způsobu podle např. "Statika stavebních konstrukcí - Technický průvodce 4, Praha 1953, str. 446 - 448, platného pro síla. Tlak v hloubce pod 9 m od povrchu silážní hmoty byl získán součtem příslušného tlaku předpokládané silážní náplně

/od výšky 18 m nade dnem/ a hydrostatického tlaku kapaliny o měrné tíze vody. Tím byl získán průběh vodorovné síly spojitě se zvětšující od 0,42 Mp/m² ve výšce 14,3 m nade dnem k 34,7 Mp/m² v úrovni dna, tj. o 7,4 Mp/m² více než udává typový podklad i výše citované výpočty podobných nádrží.

Pro výpočet vetknutí bylo použito metody, vycházející z technické teorie válcových skočepin tak, jak je uvedeno v "Technickém průvodci 4, Statika stavebních konstrukcí, Praha 1953, str. 345 - 355". Bylo přitom zavedeno, že u dna $J / L = 0 / \infty = P_{y0}$ a změna momentu vahůru nebyla sledována.

Výpočet předpokládá výstuž s převodním součinitelem 1,15 / navržená výstuž 10216, vyjádřen souhlas s použitím výstuže 10373 - viz str. 17 výpočtu/ a beton B 250 do výše 2,5 m nad povrch dna, dále nahoru /a rovněž dolu / beton 170. Prácesy byly posouzeny v různých výškách na protý tah, ve vetknutí do sákladové desky bylo provedeno posouzení na mimostředný tah, přičemž moment vyvozuje napětí ve vodorovném řezu, zatímco tahová síla ve svislém řezu.

Výpočet svislé výstuže v patě věže byl proveden pro protý ohyb; navržena byla výstuž podstatně silnější.

Posouzení namáhání patní a sákladové spáry bylo provedeno rovněž pro účinek větru, posouzení namáhání účinkem nestejněměrné teploty vnějšího a vnitřního líce a jednostranného osvětlení sluncem ani průkas napětí účinkem srážování nebyly provedeny.

Posouzení napětí v soudržnosti ve stycích nebylo prokázáno, přesahová délka navržena 75 cm.

2. Armovací plán

Veškeré výstuže stěn věže a nákladové desky je schematicky zakreslena na armovací plánu, který slouží zároveň za plán kalovací.

Vodorovná výstuže ve vzdálenosti 1,0 - 2,5 m nad patní sparou není výpočtem prokázána, výstuže vnitřního povrchu od výšky 3,0 m nad patní sparou chybí.

Svislá výstuže v patě věže je podstatně slabší, než uvádí výpočet.

Celkové vypravení armovacího plánu předpokládá relativně vysokou technickou úroveň a erudici stavbyvedoucího a armovacího.

3. Provádění stavby

Stavba obou nádrží ve S [redacted] i v M [redacted] proběhla na podzim roku 1970. Betonáž nádrže v M [redacted] proběhla od 10. 8. do 25. 8. 1970 /s přerušením v důsledku poruchy mechanismu posuvného bednění/, betonáž nádrže ve S [redacted] proběhla od 19. 10. do 24. 10. 1970. Podle záznamů stavebního deníku průměrné teploty neklesly v tomto období trvale pod

+ 5°C. Betonář byla prováděna do posuvného bednění systémem používaným oborovým podnikem Vodní stavby, při kterém vertikální vedení je zajištěno kruhovými železy \varnothing 32 /min./, vzdálenými cca 2,5 m od sebe po obvodě, umístěnými uvnitř stěny.

Záznamy o provedených kontrolních zkouškách betonu byly předloženy pouze ze 3 [redacted] jejich výsledky vesměs vyhověly požadovaným hodnotám. Souhrnně jsou výsledky kontrolních zkoušek uvedeny v tab. 1. Pro výrobu betonu byl použit cement Belemoportlandský 350.

Tab. 1

Nádraž - 3 [redacted] - kontrolní zkoušky betonu

Beton odebrán dne		za 28 dní	za 90 dní	Počet zkoušených těles
23.10.70	2398	343,42	-	3
20.10.70	2400	168,83	-	1
20.10.70	2375	-	293,58	2

Výstuž použitá pro armování byla podle záznamů četřední armovny n.p. Metrostav zn. 10216/podle informace Ing. Seidla/ a převodním součinitelem 1,15.

Stavbyvedoucím na obou stavbách byl Ing. Zdeněk Keřábek. Podle jeho vyjádření všechna dodaná železa vyrobená podle armovacího plánu byla zabudována. Až na případ poruchy sádkového sařisení byla betonář podle stavebního deníku prováděna plynule.

Ve stavebním deníku nebyly zjištěny žádné záznamy, uvádějící výhedy proti způsobu provádění stavby ani ze strany technického dozoru, ani investora, ani autorského dozoru projektanta. Naopak 15.2.1972 při návštěvě generálního projektanta na stavbě v M [redacted] v rámci autorského dozoru bylo konstatováno, že "práce pokračují podle projektu." Ve S [redacted] autorský dozor za celou dobu stavby podle stavebního deníku nebyl proveden.

Kolažace ve S [redacted] proběhla 19.9.1972 bez vážnějších připomínek, v M [redacted] 29.2.1972 rovněž bez vážnějších připomínek.

Časový průběh stavby silážní věže v M [redacted]

10.8.-25.8.1970	betonáž
5.7.71-9.7.71	vnitřní cementová omítka
25.7.71-28.7.71	penetroční nátěr
28.7.71-12.8.71	nátěr asfaltovým kyselinovzdorným lakem
21.10.71-	kontrolní den - konstatováno, že stavba je připravena pro montáž technologického zařízení
9.11.71-	počátek montáže technologie
29.2.72	kolažace
16.3.72-19.3.72	montáž technologie na silážní věži

Na str. 97 25 17 je za dnem 3.6.70 zapsáno:

- 1/ V důsledku toho, že některé profily armatury nejsou, byly pro armování škleba a stěn silážní věže použity profily větší. Toto zvětšení množství armatury bude investorovi fakturováno.
- 2/ Jelikož vodotěsná přísada do betonu Trikosel se nevyrábí, bylo použito přísady Detofix. Zvětšená cena bude investorovi též fakturována. Podpis: Ing. Hežánek

Časový průběh stavby siláční věže ve S [REDACTED]
na str. 99 57 07 zápis, konstatující špatnou základovou
půdu a nutnost prohloubení základové spáry o 50 cm; roz-
díl byl vyplněn betonem.

6.8.70 armování siláční věže
26.8.70 vyndání výstuže a prohloubení základu
3.9.70 armování dna znovu
24.9.70 armování stěn věže
19.10.70-24.10.70 betonáž stěn věže

Na str. 99 57 12 obdobný zápis o výstuži a Trikosalu
jako v M [REDACTED].

Po zabetonování věže došlo k několika odstřelům pro
jímkou, lanojistě, výkopy pro potrubí v okolí věže.

11.5.72 cementová omítka
12.5.72-16.5.72 penetrační nátěr
1.6.72-6.6.72 zčištění, vysrovnání, úpravy povrchů a
omítka u oken věží
7.6.72-12.6.72 střídavě kyselinovzdorné nátěry a úpravy
povrchů před nátěrem
13.6.72-23.6.72 nátěry
19.9.72 kolaudace

Dne 19.10.72 je uveden zápis generálního projektanta
a autorského dozoru: "Siláční věž v M [REDACTED] i S [REDACTED]
prosakuje. Příslušná opatření, aby k prosaku nedocházelo,
zajistí a správnou funkci zaručí prováděcí podnik".

Podle stavebního deníku bylo tedy dokončení betonáže
ve S [REDACTED] 24.10.70

v M [REDACTED] 25.8.70

Podle údaje [REDACTED] bylo první plnění:

ve s [redacted] 14.9.72-20.9.72

v M [redacted] 30.9.72-17.6.72

4. Stávající stav - výsledek prohlídky

Dne 31.8.73 provedl jsem za přítomnosti zástupce n.p. Metrostav Ing. Seidla a předsedy družstva MÍR s. Vrány prohlídku obou objektů na místě.

4.1. Nádrž v M [redacted]

Tohoto dne byla nádrž naplněna silicí hmotou, takže prohlídka mohla být uskutečněna pouze z vnějšího povrchu. Na jaře téhož roku byla již silicí věž zcela naplněna (do výše 15 m nadě dnem) silicovancou trevní směsí.

Podle stavebního deníku, potvrzeného Ing. Seidlem i s. Vrány byla v této nádrži provedena na vnitřních stěnách v celém rozsahu cementová omítka a opatřena asfaltovým nátěrem. Podle údaje předsedy družstva s. Vrány byl tento nátěr po vyprázdnění první náplně cca do poloviny výšky (zdola) značně poškozený, měkký.

Na vnějším povrchu věže jsou viditelné průsaky silicí štávy dvojího druhu:

- je nak místního charakteru v oblasti štěrkových hrází betonu či jinak nesprávně zpracovaného betonu, např. v úrovni cca 1 m nad terénem (zřejmě v místě pracovní spáry), dále v úrovni cca 2,60 m a 4,0 m nad terénem, bez pozorovatelné pravidelnosti;
- je nak celkového charakteru v trhlinách vzniklých namáháním konstrukce. Jsou to především svislé trhliny na třech místech obvodu (viz obr. 1), asi do výše 8,0 m, dále vodorovné

trhliny ve výši cca 1,0, 3,1 a 3,70 m nad terénem, objevující se zejména v okolí trhlin svislých.

Beton je podle subjektivního dojmu velmi dobrý až na místa průsaků, kde jeho kvalita je silně zhoršena vlivem prosakujících silázních štáv.

Silázní štávy v době návštěvy vytékaly (prosakovaly) již ve výškách kolem 7,0m, tj. cca 8 až 8,5m nade dnem.

4.2. Nádrž ve S

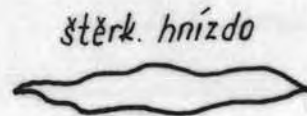
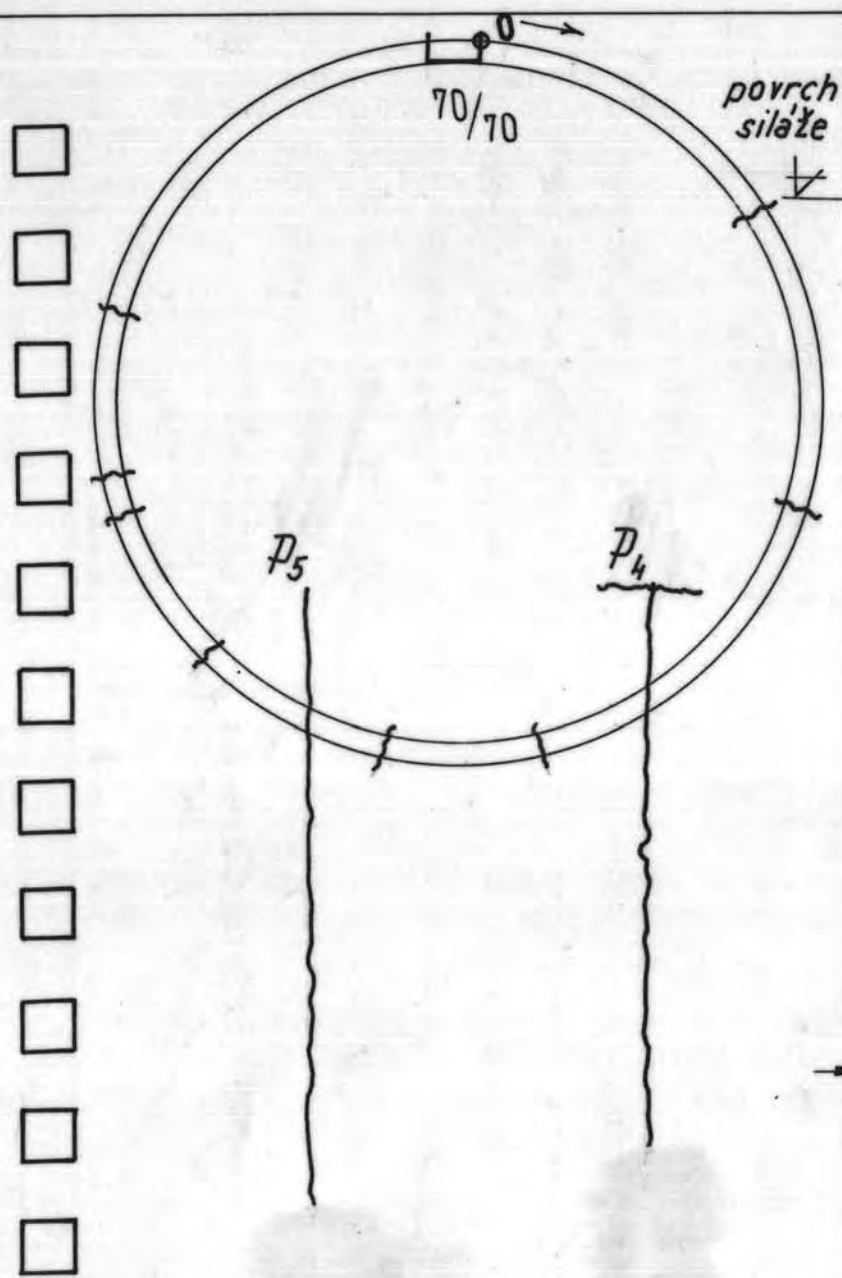
V době prohlídky byla nádrž vyprázdněna. Od uvedení do provozu byla jednou zcela naplněna kukuřičnou siláží (cca 6 měsíců před zimou 1972/73).

V této nádrži nebyla uvnitř provedena souvislá cementová omítka, přímo na beton byl aplikován asfaltový nátěr. Po zpracování je nádrž naplněná a vyprázdnění byl tento nátěr cca do poloviny výšky (zdola) nádrže odstraněn, ve zbytkové části silně poškozen.

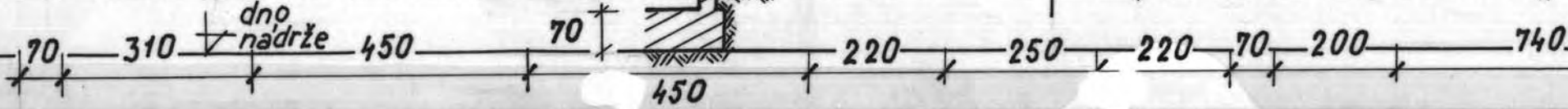
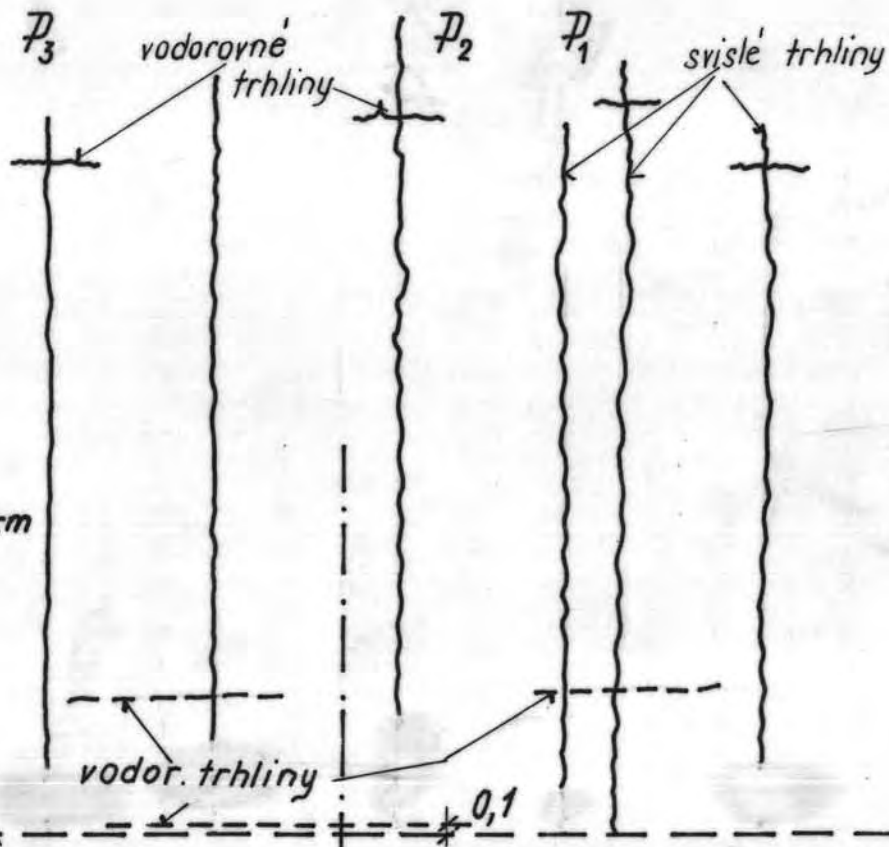
Na vnějším povrchu vždy jsou viditelné stopy průsaků silázních štáv -

- jednak v oblastech pracovních spar na několika málo místech (hnízda v betonu)
- jednak, a to daleko více, v trhlinách vzniklých v důsledku namáhání konstrukce. Trhliny jsou převážně svislé (osm trhlin po obvodu). Lokálně lze najít i trhliny vodorovné, které jsou na vnějším líci patrné cca 8 - 10m nad terénem, na vnitřním líci cca 10 cm až 1,50m nad terénem. Svislé trhliny jsou viditelné do výše cca jedné poloviny výšky nádrže, tj. 9-10m (viz obr. 2). Větší štěrpkové hnízdo je cca 4m pod povrchem nádrže.

kravín



~ 4 m



Obr. 2

5. Výpočet technické zprávy n.p. Vodní stavby

Součástí vyjádření odporce (Metrestavu) je "posouzení silových věží S ■■■ vypracované technickou správou Vodních staveb n.p. (zn.445/836/Ing.Ba/Je/73 ze dne 7.5.73).

Posouzení vychází z toho, že byla ve statickém výpočtu uvažována výše štávy 5m a měrná tíha silátní hmoty 820 kp/m³. Uvádí dále, že stupeň bezpečnosti klesá s rostoucí výškou štávy takto:

výše štávy	stupeň bezpečnosti
5 m	2,07
7,5 m	1,50
11,5 m	1,0

Ve druhém bodu diskutuje případ, kdy by byl použit i v místě maximální tahové síly (podle výpočtu) beton pouze 170 namísto 250 a přichází k závěru, že v tomto případě stupeň bezpečnosti je 1,62.

Na základě této diskuse závěrem se v "posouzení" konstatuje, že "vzniklé poruchy nejsou zaviněny prováděnými stavebními pracemi".

6. Skutečná pevnost betonu

Pevnost betonu byla zkoušena Technickým a zkušebním ústavem stavebním v Praze nedestruktivní metodou s pomocí Schmidtova kladívka typu H.

Celkem byla pevnost zjišťována na 6 místech: na 3 místech v oblasti projektovaného betonu 250 (cca ve výši 50 cm nad terénem, přibližně ve třetinách obvodu), na 3 místech v oblasti projektovaného betonu 170 (ve výškách 4,6,10m nad terénem).

Zkoušky byly provedeny na siláční věži ve S [redacted]. Na každém zkušebním místě bylo provedeno 7 vtisků. Výsledky obsahuje další tabulka 2, ve které jsou kromě pevností zjištěných k datu 2.1.74 podle kalibračního vztahu vypočteny i pravděpodobné pevnosti opravené o vliv stáří (součinitelem

$\alpha_T = 0,75$ pro stáří betonu 1 rok a více dle ČSN 73 13 73).
Tabulka 2.

zk.místo	\bar{R}_a z pěti vtisků	R_{bn}	\bar{R}_{bn}	α_T	přibližná hodnota pevnosti betonu ₂ v tlaku v kp/cm^2
M 1	42,0	450			
M 2	40,8	428	440	0,75	330
M 3	41,6	443			
M 4	42,0	450			
M 5	40,8	428	429	0,75	320
M 6	39,8	410			

Vyhodnocení bylo provedeno podle ČSN 73 13 73 - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu.

7. Skutečné charakteristiky výztuže

Z nádrže ve S [redacted] byla vyjmuta část jednoho výztužného horizontálního prutu profilu 14 k provedení zkoušky meze průtažnosti a meze pevnosti výztuže. Vzorek byl rozřezán na 3 kusy, které byly podrobeny postupně namáhání^v zatěžovacími stroji Testatron 10 t v ÚTAM ČSAV. Zatížení plynule rostlo rychlostí 2mm/min. Ocel má jasně vyznačenou mez průtažnosti, která se pohybuje kolem hodnoty 2500 kp/cm^2 . Zjištěné hodnoty u jednotlivých vzorků spolu s pevností jsou v tabulce 3.

Tabulka 3.

Vzorek	Mez průtažnosti kp/cm ²	Mez pevnosti kp/cm ²	Tažnost %
1	2380	4020	39,3
2	2620	4070	45,0
3	2570	4050	30,7 *

* Porušení ve vrubu vzniklém při vyjímání železa z konstrukce.

Odpovídající výstuž je např. 10 370, které má převodní součinitel 1,15.

8. Skutečné průměry a umístění výstuže

Jak již dříve uvedeno, bylo provedeno gamadefektoskopické a elektromagnetické nedestruktivní zjištění polohy a průměrů použité výstuže. Zkouška provádělo na silážní věži ve S [redacted] pracoviště defektoskopie VVÚ SZP v prosinci 1973.

Protože se jedná o zkoušku neobvyklou, bude popsána podrobněji (podle zprávy VVÚ SZP, leden 1974).

Při aplikaci gamadefektoskopické metody byl používán k prozařování radiokobaltový zdroj o aktivitě 30 Curie umístěný v krytu GAMMAT TK manuálně dálkově ovládaném. Rozměr ohniska je 3 x 3 mm, ohniskové vzdálenosti se pohybovaly od 85 do 165 cm. Vlastní prozařování se provádělo metodou průmětu v šikmá a kolmá projekci na gamagrafický filmový materiál (výrobce Agfa Gawaert, Belgie, druh filmů D 7 a D 10, dále Foma n.p. ČSSR, druh filmu Indux R) o rozměrech 300 x 400 mm. Zdroj byl umístěn uvnitř věže, filmový materiál na vnějším povrchu.

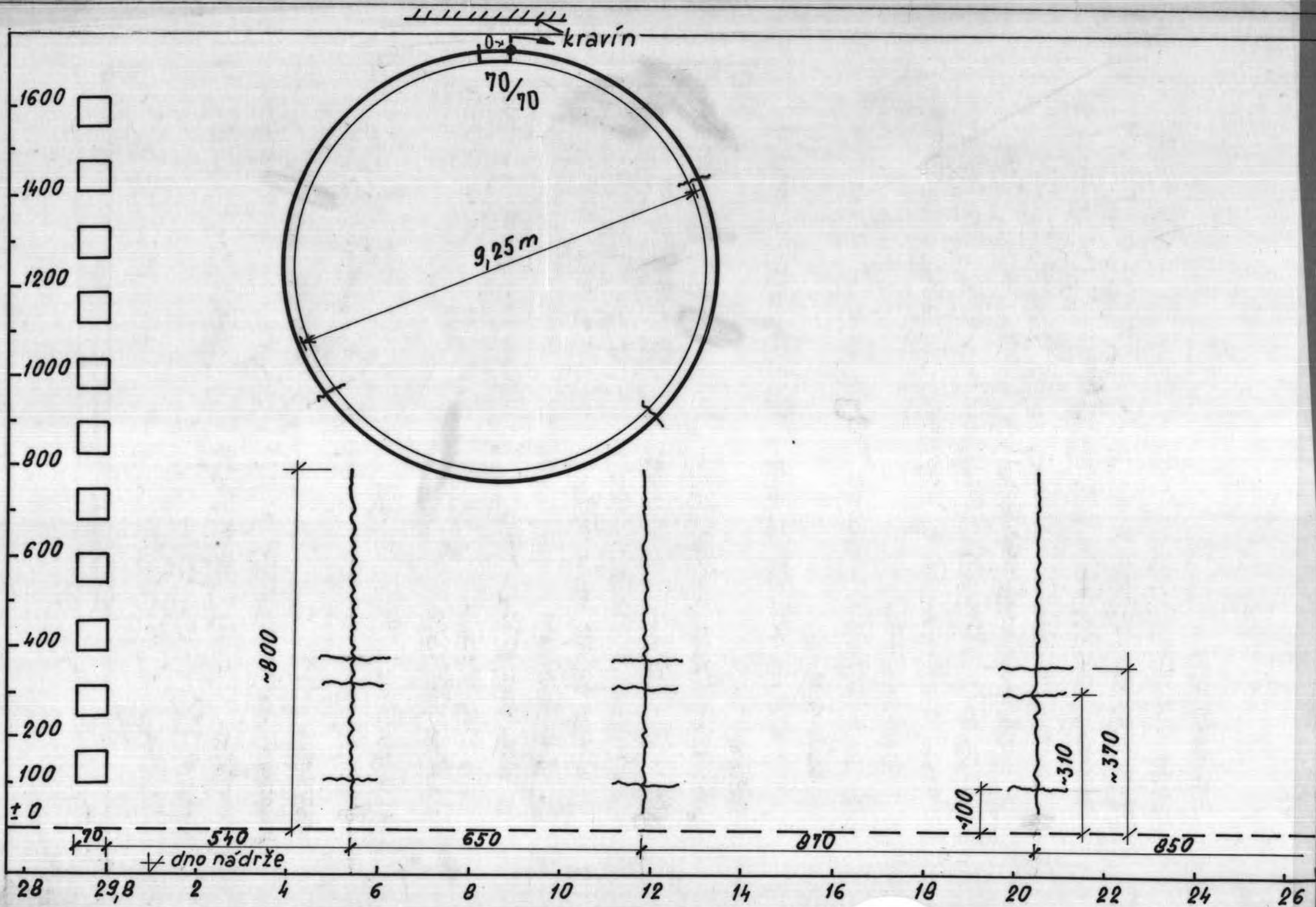
Lokalizace prozařovaných míst je uvedena na obr. 3 na rozvinutém plášti silážní věže. Poloha snímků je kotována v metrech po obvodě zdiva od levého ostění otvorů 70 x 70 cm při pohledu ven z věže ve směru otáčení doleva, tj. proti směru hodinových ručiček. Výšky snímků jsou uváděny v relativních hodnotách vzhledem k nule (podle výkresu 2.2.3, archivní číslo 01-2-3427 Agroprojektu odpovídající 95,80 m absolutní výšky). Doplnkem a kontrolou horního stanovení bylo lokalizace výstuže elektromagnetickým detektorem. Tímto detektorem bylo možno ale lokalizovat pouze vnější výstuž, neboť uvnitř bránil měření silný nános zbytků siláže.

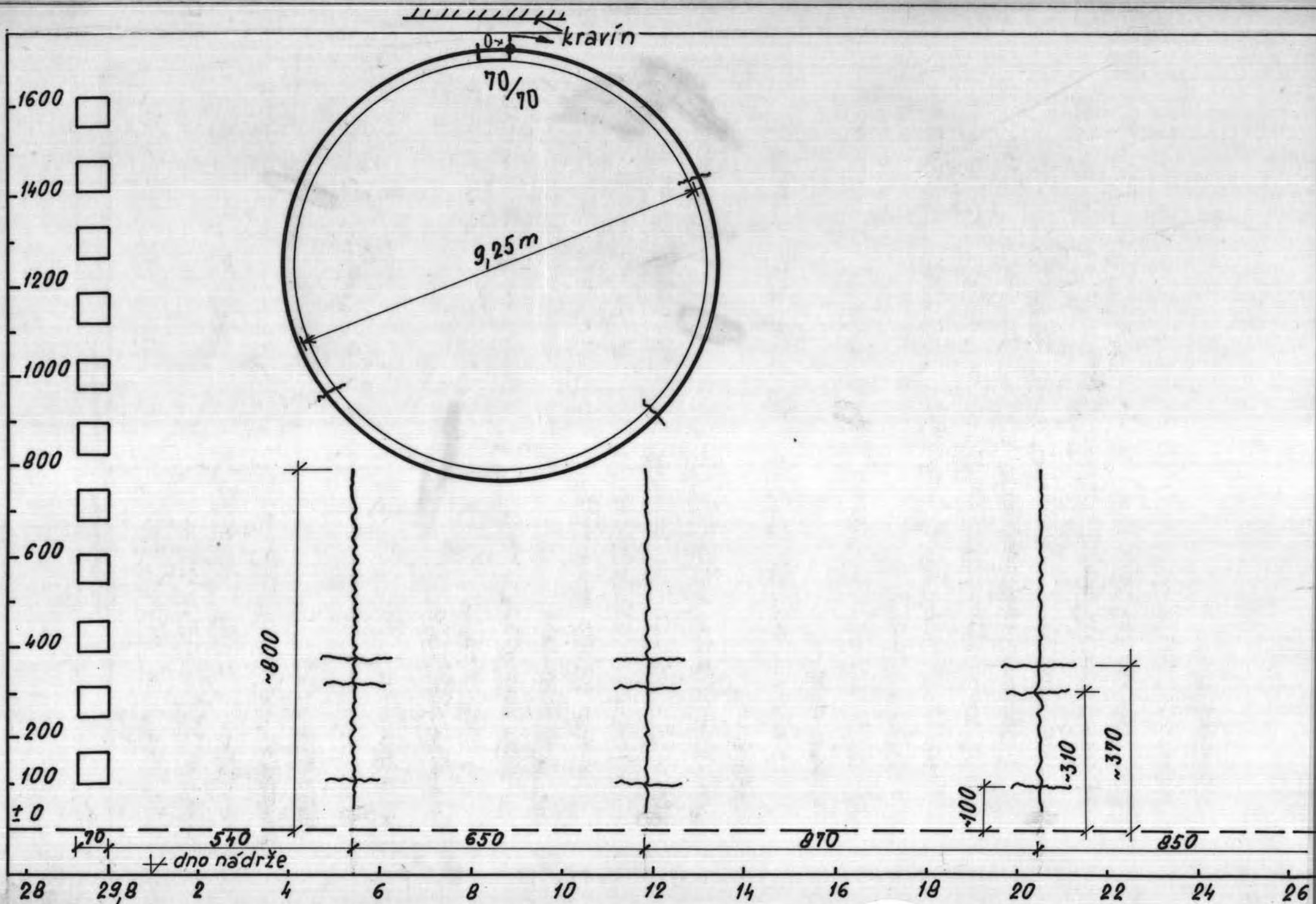
Výsledky měření jsou uvedeny v tabulce 3. Každé měření označené číslem 1 - 9 se skládalo z 5 snímků vedle sebe postavených na výšku, tj. každé měření zabíralo plochu cca 160 x 40 cm, měření 10 - 11 se skládalo se dvou trojic snímků nad sebou, tj. zabíralo plochu 90 x 80 cm a v případě měření 12 to byly tři snímky nad sebou, což zabíralo plochu 30 x 120 cm. Ohnisková vzdálenost každého měření (tj. 5, 6 nebo 3 snímků) byla vždy jednotná.

Ze skupiny snímků 11, 1, 2, 3, 4 vyplývá, že

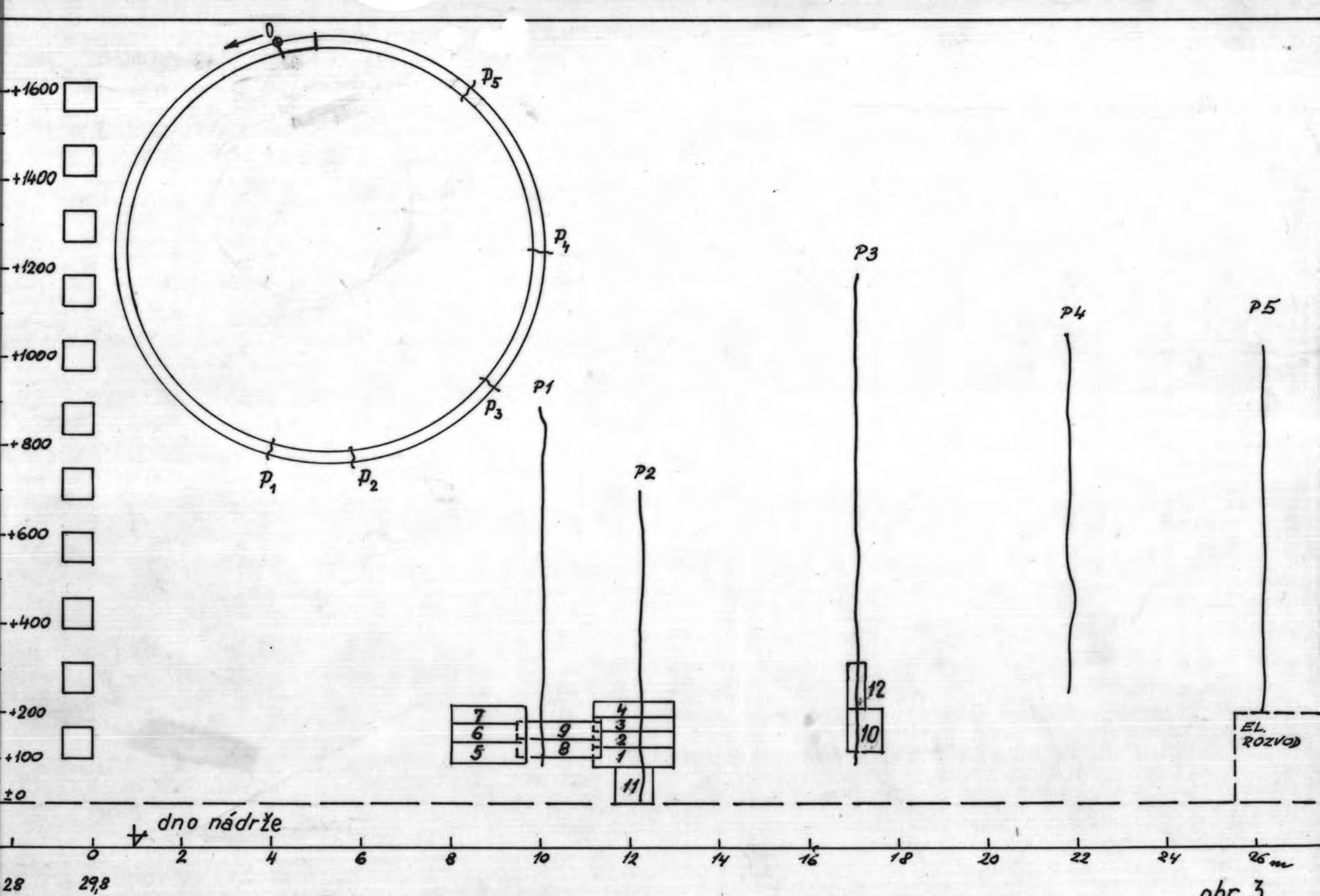
- a/ vnější i vnitřní vodorovná výstuž je z oceli kruhového průřezu o průměru 14 mm
- b/ pruty neprobíhají zcela vodorovně; svislé vzdálenosti vodorovné výstuže plynou v místě trhliny F 2 (počítáno od relativní výšky ± 0 do výšky 235 cm) z obrázku 4.

Střední vzdálenost mezi 9 pruty vnější vodorovné výstuže (na výšce 235 cm) je 24,3 cm a mezi pruty vnitřní vodorovné výstuže 21,7 cm.

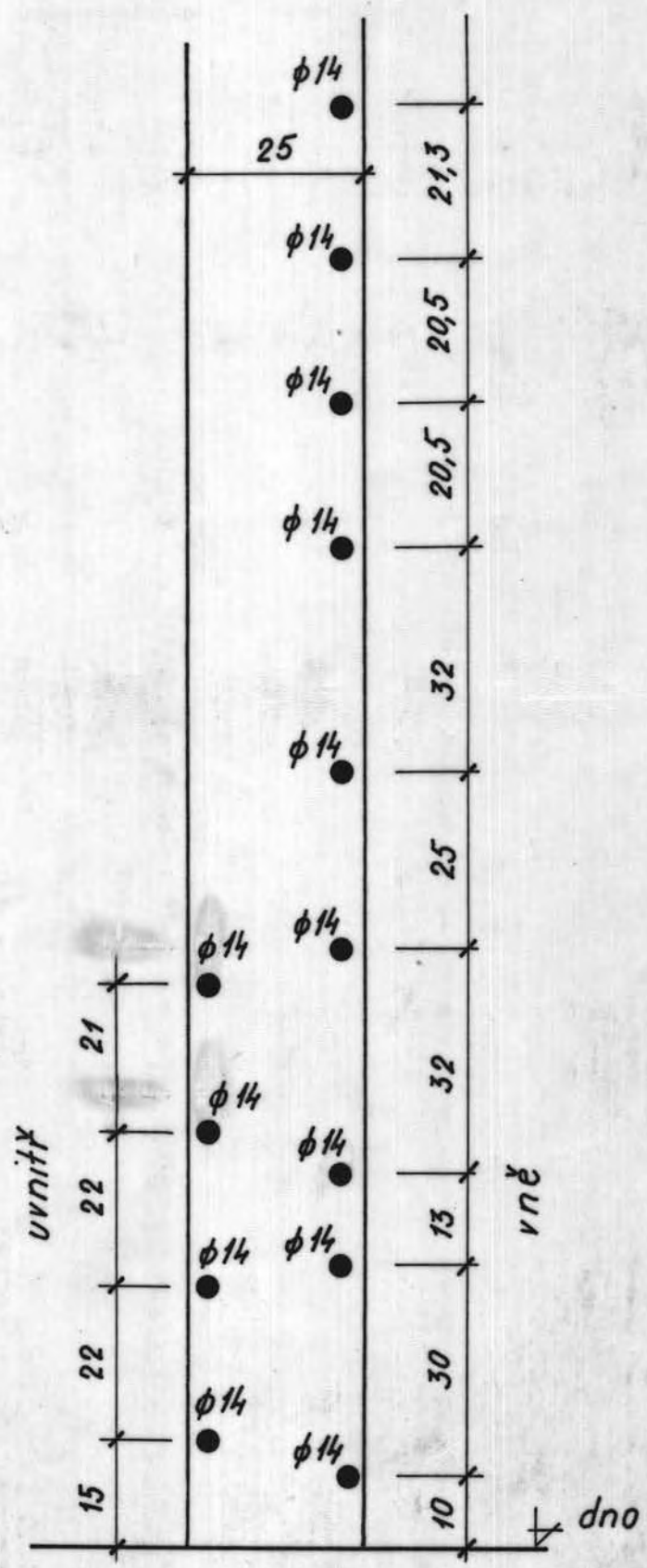




Obr. 1



obr. 3



Obr. 4

Tabulka 1.

Skupina símků č.	Gama- gram č.	Poloha gamagramu na obvodě (okraj bližší nale)	Výška spečného okraje gamagra- mu od zákl. roviny	Ohrniško- vá vzdá- lenost	Projekce	Vnější výstup				Vnitřní výstup			
						Svislá		Vodorovná		Svislá		Vodorovná	
						Ø	vzdá- jeaná vzdá- lenost prutů	Ø	vzdá- jeaná vzdá- lenost prutů	Ø	vzdá- jeaná vzdá- lenost prutů	Ø	vzdá- jeaná vzdá- lenost prutů
(mm)	(cm)	(mm)	(cm)	(mm)	(cm)	(mm)	(cm)	(mm)	(cm)				
1	1	11,0	95	165	símká	18 ¹⁾	25-27						
	2	11,3	95		símká								
	3	11,7	95		kolná	14	26,27,	14		14	ca20	14	
	4	12	95		símká		21			18	25		
	5	12,4	95		símká					32	1 prut	-	
2	6	11,0	130	165	símká								
	7	11,3	130		símká								
	8	11,7	130		kolná	14	27,23,	14	20,5	14	ca24	14	21
	10	12,0	130		símká	18	20			18	1 prut		
	11	12,4	130		símká		1 prut			32	1 prut		

1) do výše ca 2,5m nade dno

Skupina snímků Č.	Gama-gram Č.	Poloha gama-gramu na obvodě (okraj bližší nule) (m)	Výška spodního okraje gama-gramu od zákl. roviny (cm)	Ohnisková vzdálenost (cm)	Projekce	Vnější výztuž				Vnitřní výztuž				
						Svislá		Vodorovná		Svislá		Vodorovná		
						Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)	Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)	Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)	Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)	
3	12	11,0	163	125	šikmá				přesah					
	13	11,3	163		šikmá				přesah					
	14	11,7	163		kolmá	14	27,21	14	18-23	14		14	18-23	
	15	12	163		šikmá	18	1 prut			18	1 prut			
	16	12,4	163		šikmá					32	1 prut			
4	17	11,0	195	125	šikmá					40				
	18	11,3	195		šikmá									
	19	11,7	195		kolmá	14	22,21, 27	14	21,28	14		14	20,19	
	20	12	195		šikmá	18	1 prut			18	1 prut			
	22	12,4	195		šikmá					32	1 prut			
5	24	8	110	85	šikmá				26,5	16	21,22	14		
	23	8,3	110		šikmá		25,29		26,5			16	24	
	25	8,4	110		kolmá	14		14	24,5					
	26	9,0	110		šikmá	16			23,5				přesah	
	27	9,3	110		šikmá									

- 18 -

Skupina snímků č.	Gama- gram č.	Poloha gama- gramu na ob- vodě (okraj bližší nule) (m)	Výška spodního okraje gama- gramu od sákl. roviny (cm)	Ohniško- vá vzdá- lenost (cm)	Projekce	Vnější výstuž				Vnitřní výstuž						
						Svislá		Vodorovná		Svislá		Vodorovná				
						β (mm)	vzdá- jená vzdá- lenost prutů (cm)	β (mm)	vzdá- jená vzdá- lenost prutů (cm)	β (mm)	vzdá- jená vzdá- lenost prutů (cm)	β (mm)	vzdá- jená vzdá- lenost prutů (cm)			
6	28	8	150	85	šikmá	14	nečitelný	nečitelný		nečitelný	14	přesah přesah				
	29	8,3	150		šikmá											
	30	8,7	150		kolmá			14	19,5							
	31	9,0	150		šikmá											
	33	9,3	150		šikmá			nečitelný								
7	34	8	185	85	šikmá	16	25,27	14	25,24, 24,5 23,5 přesah	16	29	14	přesah 20,33, 20			
	35	8,3	185		šikmá											
	36	8,7	185		kolmá									14	přesah	
	37	9,0	185		šikmá											
	38	9,3	185		šikmá									20	14	přesah
8	39	9,5	115	85	šikmá	14	přesah	20	nečitelný	32	1 prut	14				
	40	9,8	115		šikmá											
	41	10,2	115		kolmá									14	přesah	16
	42	10,5	115		šikmá											
	43	10,8	115		šikmá									nečitelný		

Skupina snímků č.	Gama-gram č.	Poloha gama-gramu na obvodě (okraj bližší nule) (m)	Výška spodního okraje gama-gramu od nákl. roviny (cm)	Ohnisková vzdálenost (cm)	Projekce	Vnější výztuž				Vnitřní výztuž			
						Svislá		Vodorovná		Svislá		Vodorovná	
						Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)	Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)	Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)	Ø (mm)	vzájemná vzdálenost prutů (cm)
2	45	9,5	150			není		24 přesah	14			22,21,19 18,20	
	Y6	9,6	150	P1		14	14	24	16,32	1 prut	14		
	Y7	10,2	150	B5		nečitelný	16	25	16 ^x	19,15,	16		
	48	10,5	150					25		17,5			
	C9	10,8	150					25,5		30			
10	60	16,8	135	P3	šikmá								
	61	17,2	135		šikmá								
	62	16,8	170	100 P3	kolmá	1/ nečitelné	14	obr.6	nečitelné	14	obr.6		
	63	17,2	170		šikmá								
	64	16,8	200	P3	šikmá								
B5	17,2	200											

1/ na snímku 60,62,64 v místě trhliny P₃
je vidět průběžný svislý otvor po výztuži
Ø 32,0 průměru cca 45-50 mm

^x konec želez Ø 16 a 18 ve výšce
cca 265 cm nade dnem

Skupina snímků	Gama-gran	Poloha gama-granu na obvodě (okraj bližší nule)	Výška spodního okraje gama-granu od sáhl. roviny	Ohniško-vá vzdálenost	Projekce	Vnější výstuž				Vnitřní výstuž			
						Svislá		Vodorovná		Svislá		Vodorovná	
						Ø	vzájemná vzdálenost prutů	Ø	vzájemná vzdálenost prutů	Ø	vzájemná vzdálenost prutů	Ø	vzájemná vzdálenost prutů
(mm)	(cm)	(mm)	(cm)	(mm)	(cm)	(mm)	(cm)						
<u>11</u>	50	11,50	10	135	P2			14	obr. 7	18,32	35,32	14	obr.7
	51	11,84	10										
	E2	12,17	10										
	E3	11,50	53										
	E4	11,84	53										
	E6	12,17	53										
<u>12</u>	80	16,75	195	P3	šikmá	1/ nečitelné	14	obr.6	nečitelné				
	82	16,75	228	75 P3	kolmá								
	83	16,75	261	P3	šikmá								

1/ na snímku 80,82,83 v místě trhliny P₃ je vidět průběhný žs svislý otvor po výstuži Ø 32, o průměru cca 45-50mm

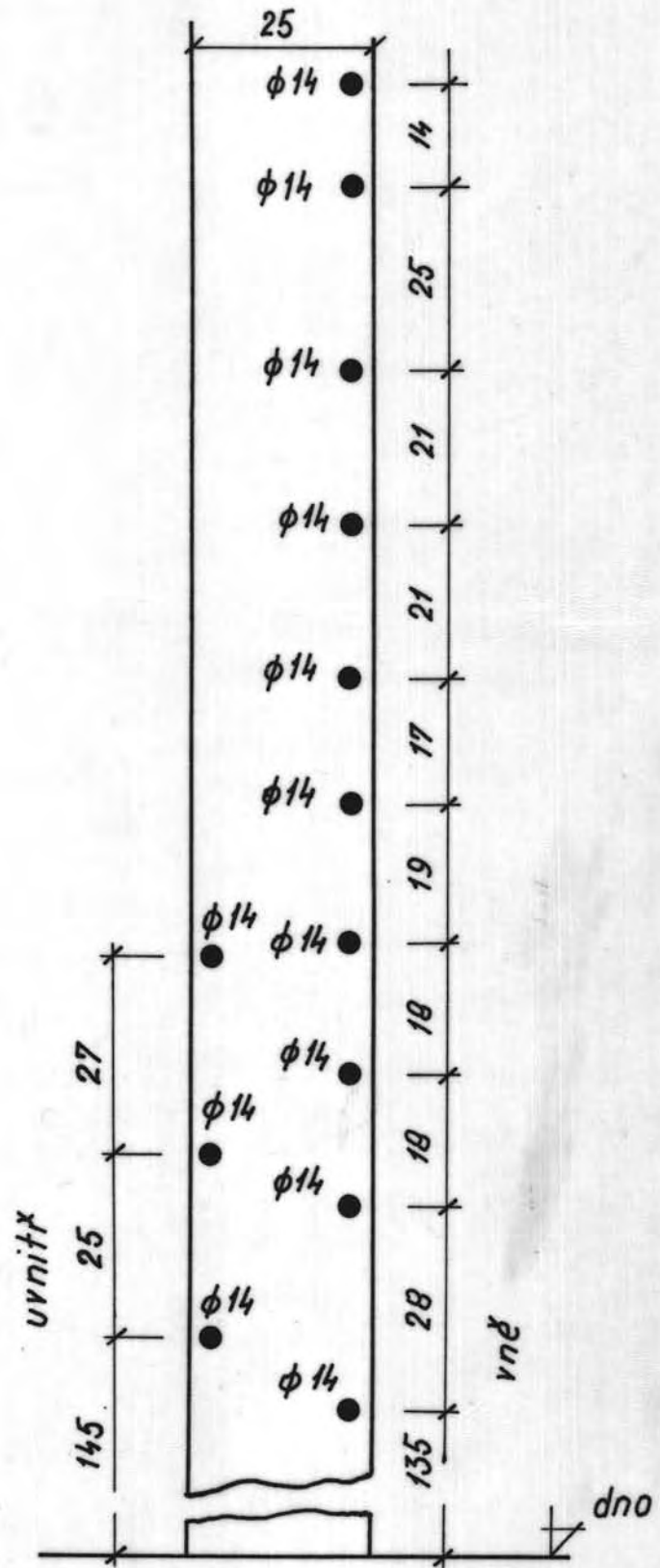
* dvě železa těsně u sebe a u Ø 32, ohybají se ke straně přes Ø 32 a dovnitř stěny z vnitřního okraje

Ze skupin snímků 10 a 12 v místě další trhliny byly nalezeny vzdálenosti vodorovné výstuže podle obr. 5. Střední vzdálenost vodorovných vnějších prutů ze čtyř vzdáleností na snímku 10 je 20,8cm, s pěti vzdáleností na snímku 12 je 19,6cm, celkem 20,13cm. Spolu s výsledkem snímků 1, 2, 3, 4 a 11 činí zjištěná průměrná vzdálenost vnější vodorovné výstuže ze 30 měření na cca 3,0m výšky 23,40cm, přičemž maximální zjištěná vzdálenost činí 32 cm, minimální 13cm. Vnitřní vodorovná výstuž se snímku 10 vychází 26cm (ze dvou vzdáleností), u snímku 12 nemohla být vyhodnocena pro nejasnost.

Zjištěná průměrná vzdálenost vnitřní vodorovné výstuže na 3,0m výšky činí 22,8cm s 19 měření, přičemž maximální zjištěná vzdálenost je 33cm, minimální 18cm. Uložení výstuže vnitřní i vnější je velmi nepravidelné, poměr maximální a minimální vzdálenosti se pohybuje kolem 3.

Vnější svítlá výstuž je tvořena nepravidelně se střídajícími \emptyset 14, \emptyset 16 a \emptyset 18 s oceli kruhového průřezu a dále cca po 2,6m je prut nejméně \emptyset 32mm, přibližně uprostřed tloušťky stěny. Poloha tohoto silného prutu se přesně kryje se svítlámi trhlínami. Okolo každého silného prutu \emptyset 32 byla po celé délce zjištěna mezera o tloušťce 2-5mm, takže tento prut nevystužuje konstrukci (není s ní prakticky ve styku) a neopak konstrukce je v každém tomto místě zeslabena o cca 42mm. Tloušťka betonu v tomto průřezu pak sůstává maximálně 20,8cm, tj. 4/5 návrhové tloušťky.

V některých místech (na trhlíně P₃, snímek 10 a 12) bylo zjištěno, že \emptyset 32 se v konstrukci nenaschází, pouze po něm sšetal otvor o stejném průměru jako předešle, cca 42-50cm. Ve středu tohoto otvoru po délce je na snímcích zřetelně patrná vertikální trhlina.



Obr. 5

V okolí \emptyset 32 je obvykle další svislá výstuž vzdálena na každou stranu 20-25cm (u vnitřního i vnějšího povrchu), takže v tomto místě vzdálenost působící svislé výstuže se pohybuje nad 40cm.

Vzdálenosti svislé vnější výstuže jsou na skupinách snímků 1-4 a 11 postupně 26, 26, 27, 21, 27, 23, 20, 17, 21, 22, 21, 27cm, ve skupině 5 25, 27cm, ve skupině 7 25, 27cm a ve skupině 8 20cm (pruty nejsou umístěny svisle, takže v různých výškách, tj. na různých snímcích se jeví vzdálenost stejných profilů různé). Střední hodnota vzdálenosti ze 17 čtení je 24,2cm.

Vnitřní svislá výstuž v rozsahu +10 - +200cm se stává z kruhových prutů \emptyset 14, \emptyset 16 a \emptyset 18 nepravidelně vystřídáných ve vzdálenostech 10, 24, 25, 30, 21, 22, 29, 16, 17,5, 40, 19, 29, 15, 8, 32, 35cm, střední hodnota z 16 vzdáleností je 24,0cm.

Přesahy vodorovné vnější výstuže nejsou umístěny přesně nad sebou, ale v oblasti oken je posunutí styku malé (několik cm až desítek cm). Níže okna se zdá, že umístění styků přibližně vyhovuje předpisu projektu (pootečení styku o 15° po obvodu). Délka přesahu byla zjištěna 63cm, 42cm, 50cm, 37cm. Průměrná hodnota ze čtyř měření vychází 48cm.

Přesahy vodorovné vnitřní výstuže se nekryjí přesně a přesahy vnější vodorovné výstuže, nejsou však zejména v oblasti oken umístěny s velkým posunutím, rovněž vzájemně jsou jen málo posunuté (o několik cm). Byly znameňány tři celé přesahy 50cm, 38cm a 28cm. Ostatní přesahy byly zachyceny pouze zčásti a nelze určit jejich délku.

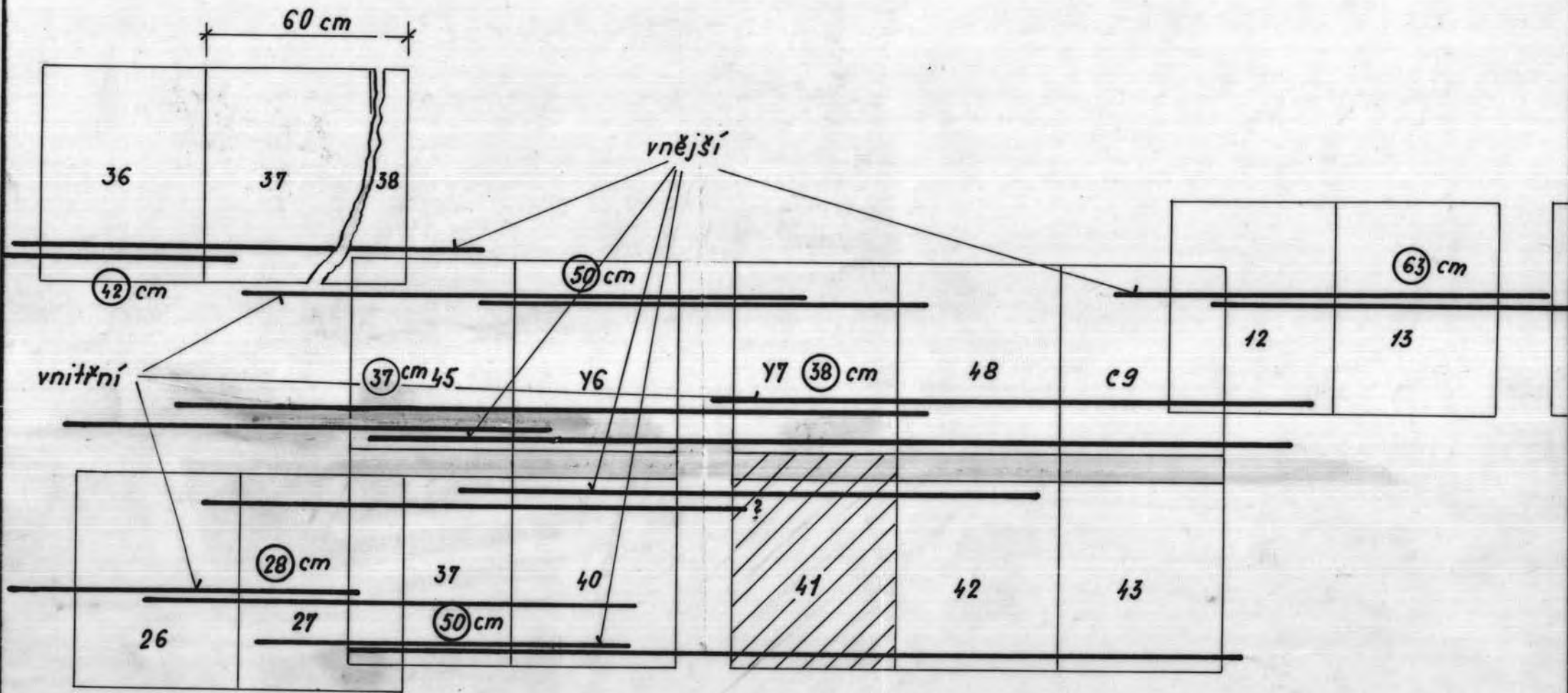
Průměrná hodnota ze tří měření je 39cm. Schematické znázornění zjištěných přesahů je na obr. 6.

Elektromagnetické zkoušky pro určení vnější vodorovné výstuže byly provedeny ve vzdálenosti 12m po vnějším obvodu od zvolené nuly (viz obr.3) v rozmezí výšek +23 až +142cm od základní roviny. Z těchto zkoušek byla určena vzdálenost vnější vodorovné výstuže 19, 33, 24, 22, 21cm, v průměru 23,8cm. Vnější svislé výstuž byla zjištěna v rozmezí 10,48 a 11,87m ve výšce 121cm a má tyto vzdálenosti: 11, 26, 29, 23, 24cm, v průměru 23,2cm.

Obě metody měření daly velmi podobné výsledky.

Průměrné hodnoty zjištěných vzdáleností a profilů výstuže jsou souhrnně uvedeny v tabulce 4.

Metoda	Druh výstuže	Ø	Vzdálenost cm	Počet Ø na 1 m
gamadefekt.	vodorovná	14	23,40	4,17
elektromagn.	vnější		23,8	4,20
gamadefekt.	vodorovná	14	22,8	4,32
elektromagn.	vnitřní		-	-
gamadefekt.	svislé	14, 16, 18	24,2	4,13
elektromagn.	vnější	nepřavidelně + 32 a 2,50m	23,2	4,30
gamadefekt.	svislé	14, 16, 18	24,0	4,17
elektromagn.	vnitřní	nepřavidelně	-	-
Přesah				
gamadefekt.	vnější vodorovná	14		48
gamadefekt.	vnitřní vodorovná	14		39



Obr. 6

9. Návrh opravy silážních věží

Aby nebyl stráčen čas až do vypracování posudku, bylo uloženo státním arbitrem nár.podniku Metrostav bez zbytečného odkladu stanovit způsob technické opravy a odsouhlasit její event. též se soudním znaleem.

Dne 9.9.73 obdržel jsem od n.p.Metrostav "Návrh opravy silážní věže S [redacted] a M [redacted] (pod zn. 264/73/27E/Ing.S/Ja ze 6.9.73), který cituji:

- 1/ Ve dně silážní věže budou podél stěn vytvořeny kanálky pro rychlý odtok silážních šťáv (prosakujících po stěnách) do potrubí v jánce. Vtok do potrubí bude opatřen litinovou mříží 60/60.
- 2/ Stávající trhliny a místa průsaků (pracovní spéry) budou utěněny chemickou injektáží EPOXY Cha 1200 + tušidlo Hörter.
- 3/ Aby silážní šťavy nemohly vystoupit do větší výše než předpokládá statický výpočet, bude ve výšce 4 a 8 m navrtán plášť silážní věže a instalováno potrubí pro možnost rychlého odvedení silážních šťáv do jámky. Potrubí bude opatřeno tepelnou izolací proti zamrznutí.

Své vyjádření k návrhu jsem zaslal dne 12.9.73 stát.arbitrovi, Metrostavu, Agroprojektu a dále je v nezkrácené formě uvádím:

Vyjádření k návrhu Metrostavu na rekonstrukci silážních věží.

Vzhledem k tomu, že poruchy silážních věží ve S [redacted] a M [redacted] vyplývají zřejmě z neúměrnosti namáhání (vnějšího zatížení) k průřezové únosnosti (ať již je tato neúměrnost způsobena odlišným zatížením, chybným výpočtem nebo nekvalitním provedením), pokládám Vámi navržené opravy silážních věží, uvedené ve shora citovaném dopise v principu za správné.

A

Protože hlavní složkou vnějšího zatížení je hydrostatický tlak silátních stáv, jejichž odvod je dosud zcela nedostatečný, je správné postarat se v první řadě o jeho snížení resp. zamezení účinným odvodným systémem; navržené vytvoření kordů ve dně ^{podle stáv} stejně jako otvorů na stěnách v různých výškách může tento účel splnit.

Má-li být konstrukce vodotěsná, je nezbytné stévat jí poruchy sanovat. Navržené injektáž trhlín epoxidovou pryskyřicí je v principu správné. Protože ale povrch trhlín je znečištěn zneschými zbytky organických látek biologického původu, je nutno se obávat v některých místech o nedostatečné spojení epoxidové výplně s betonem a o další prosakování v takových místech (i po úase, po proběhnutí hnilobných procesů). Mělo by být proto zajištěno před injektáží, aby trhliny byly podle možnosti čisté, zbavené organických látek, nebo aby tyto látky byly trvale vytvrzené (skolegalované). Doporučuji k tomu účelu použít několikakrokový postup:

- a) vymýt trhliny a jejich okolí horkou vodou
- b) likvidovat zbylé organické látky zinjektováním trhlín 30% vodním roztokem formaldehydu, který zajistí jejich ztvrdnutí a zartvení
- c) injektáž epoxidovou pryskyřicí.

Protože silátní náplň působí do značné míry agresivně na beton, je nezbytné k trvalé ochraně betonu a zajištění nepropustnosti provést navíc, proti 3 bodům navržené opravy, řádnou vnitřní ochranu betonu. Z trvalejších systémů lze uvažovat např. s obkladem deskami FW nebo FE, nebo folií FE do kvalitního horkého asfaltu. Z jednodušších technologií mohou

dobře splnit účel nátěr asfaltem s polyethylenem (Boles), šopováním polyethylenem apod. Dobře provedený asfaltopetrační nátěr a posléze za tepla nastřikovaný kvalitní (elektrikářský) asfalt by však rovněž měly poskytnout dostatečnou a trvalou ochranu betonu. U všech nátěrových nebo nástřikových technologií však musí být zajištěn čistý povrch betonu (okartáčování nebo epískování).

Při této příležitosti Vás žádám, abyste objednali u TZÚS Praha provedení nedestruktivních zkoušek betonu na obou nádržích a namátkovou kontrolu umístění a průřezů výstuže. Počet míst a jejich lokalizaci dohodnu s pracovníky TZÚS přímo.

Zasláno:-Vodní stavby, Metrostav, Neemčice

-Státní arbitráž pro hl.m.Praha, Praha, Václavské n.3

-Agroprojekt, Praha 1, Smečky 33

- [REDACTED]

P o s u d e k

Tak jako prakticky ve všech případech poruchy stavební konstrukce i zde došlo k nepříznivému souběhu řady okolností, z nichž některé nemohly být předvídaný průměrně zkušeným projektantem či stavbyvedoucím (a jsou proto obvykle kryty součiniteli bezpečnosti), některé jsou nedostatkem, nedůsledností nebo menší zkušeností projektanta a stavbyvedoucího a povrchní kontrolou investorského, prováděcího a autorského dozoru, některé jsou i v důsledkem nedostatků literatury a publikovaných i nepublikovaných podkladů výzkumných a vývojových institucí a v neposlední řadě i důsledkem nesplnění předpokládané obsluhy objektu při využívání.

Postupně budou analyzovány zjištěné nedostatky, z nichž žádný sám o sobě by patrně nebyl příčinou poruchy konstrukce, ale z nichž každý k ní jistou měrou přispívá. Rozbor bude veden snahou určit míru přispívku toho kterého nedostatku k destrukci, i když přede- lze konstatovat, že ^{nejméně} objektivní a definitivní určení této míry a zejména pak prvotní příčiny bude jen těžko možné.

1. Výpočet silčných věží

1.1. Velikost a rozdělení zatížení

Základním prvkem statického výpočtu jsou údaje o vnějším zatížení. V případě silčných věží je vnějším zatížením tlak silční směsí na vnitřní stěny věže kombinovaný s možným hydrostatickým tlakem silčních štav. Další vnějším zatížením jsou účinky nerovnoměrného oteplení stěn, a to jak nádrže jako celku (jednostranné celunění), tak

právesu /vnitřní proti vnějšímu povrchu/.

Tlak silážní náplně je stejně dodnes nevyjasněnou veličinou. O tom svědčí přeměra rámacích, i zcela odlišných údajů používaných ve výpočtech různými autory a rovněž vadějící ne-jednotnost deponování Státního výzkumného ústavu zemědělského a platné státní normy ČSN 73 00 35.

Podle SVUZ /a stejně rovněž podle typového podkladu STÚ/ je s hlediska tlaků na stěny nejnepříznivější siláž kukuřičné řezanky s měrnou hmotností 820 kg/m^3 . Státní norma nyní platná měrnou hmotnost kukuřičné řezanky ^{vykrmí} neuvádí.

Všimněme si údajů jednotlivých československých norem "Zatížení konstrukcí pozemních staveb" o hmotnostech silážových hmot od roku 1950:

ČSN 1090/1950 v části II, stejně jako ČSN 73 13 11/1954 uvádí měrné hmotnosti

- bramborové siláže 950 kg/m^3
- píse sečené silážované 1000 "
- řepné řízky vyloužené silážované 950 "

ČSN 73 13 10/1958 v příloze I měrné hmotnosti

- bramborové siláže 900 kg/m^3
- řepné řízky vyloužené silážované 900 "
- píse sečené silážované 1000 "

a konečně ČSN 73 00 35 - 2.díl/1967 udává měrné hmotnosti

- bramborové siláže 900 kg/m^3
- krmiv silážovaných

kukuřičná palice, luskovino-travné

směsi 1000 kg/m^3

kukuřičná stébla, krmné sely,

chrást okopanin, pění luskoviny,

slunečnice 900 kg/m^3

- řepné řízky vyloužené silážované 900 "

jež byly platné v době projektování větší ve S [redacted] a v M [redacted] [redacted]. Podle článku 8 ^{titul normy} ČSN 73 13 10 bylo nutno uvažovat skutečné váhy hmot a konstrukcí. Pokud nebyly tyto váhy sjištěny zkouškou, bylo možno řídit se průměrnými hodnotami v příloze I a II normy. Dřívější norma ČSN 73 13 11, stejně jako ČSN 1050/1950 naproti tomu přikazovaly uvést v normě uvedené hodnoty objemových vah, pokud nebyly prokázány zkouškami. ČSN 73 00 39 - 2. díl/1967, ^{podle které je projekt zpracován a dále} podle které měl být proveden projekt udává, že uvedené hodnoty hmotností materiálů jsou průměrné hodnoty, které se uvažují pro stanovení zatížení stavebních konstrukcí, pokud není třeba s ohledem na konstrukci určit je přesněji. Údaje o zatížení měly by být proto obsahem technologického projektu. Projektantu se tedy dává podle ^{ČSN} ~~ines~~ platné normy na vůli, je-li či není-li třeba určit hodnoty zatížení přesněji. Rozhodne-li se ale, že normové hodnoty jsou dostatečné, musí se jich přidržet. V daném případě se projektant rozhodl pro střední hodnotu z údajů uvedených v normě pro různé druhy siláčních hmot, tj. 850 kg/m³. Toto rozhodnutí je sice nelogické, neboť jestliže již se použije údaj normy, potom má být použito maximálního údaje, který bude odpovídat druhu vložené hmoty /v daném případě byla očekávána siláče zelené píse, tj. 1000kg/m³/, ale kdyby se již použilo průměru, nemůže být 850kg/m³, neboť všechny hmotnosti siláče uvedené v normě jsou nejméně 900 kg/m³. Rovněž údaj o dýchlech ρ a σ norma neobsahuje. Rozhodnutí projektanta bylo stejně motivováno výše zmíněnou nejednotností dostupných údajů a snahou úspory.

Podle náseru analýzy mělo být ve shodě s údajem ČSN 73 00 39 - 2. díl/1967 použito pro zatížení hodnoty 1000kg/m³ /siláčované lusco-travní směsi/.

Hodnota měrné hmotnosti není však obecně směrodatná pro výpočet vodorovných tlaků vyvozených silážní hmotou na stěny nádrže. Norma ČSN 73 00 33 -2.díl/1967 však nic v tomto směru neobsahuje. T o l s e p o v a ž o v a t s a v á š - n ý n e d o s t a t e k n o r m y.

Podívejme se ještě, jak se vyvíjela otázka hodnot měrných hmotností dále:

Změna a-4/1970 k ČSN 73 00 33, platná od 1.7.1971 mění údaj normy u besla "krmiva silážovaná" takto:

krmiva silážovaná

siláž/podíl sušiny do 25% / 700-1000kg/m³

siláž^{so} savadlá píse /podíl sušiny 25-40% / 500- 700 "

senáž/podíl sušiny 40-55% / 400- 500 "

a heslo "řepné řisky vyloučené silážované" se upravuje takto:

řepné řisky vyloučené silážované 900-1000kg/m³.

Dále se uvádí:

Hodnoty závisí na vlhkosti a druhu silážovaného krmiva. Úhel přirozeného sesypu je u siláže 40° - 56°, avšak siláž dále skladovaná podléhá samovolnému slehávání a úhel φ nelze pro ni pak definovat.

Poznámenejme , že této normě odpovídá projekt daleko přílehavěji!

Konečně, v současné době probíhá příprava nové /opět! / normy ČSN 73 00 33, která je opět jednodílná a udává v Příloze I - Hmotnosti staviv, stavebních výrobků, hornin, senin a skladovaných materiálů, v části B - Zemědělské plodiny a krmiva tyto hodnoty měrných hmotností:

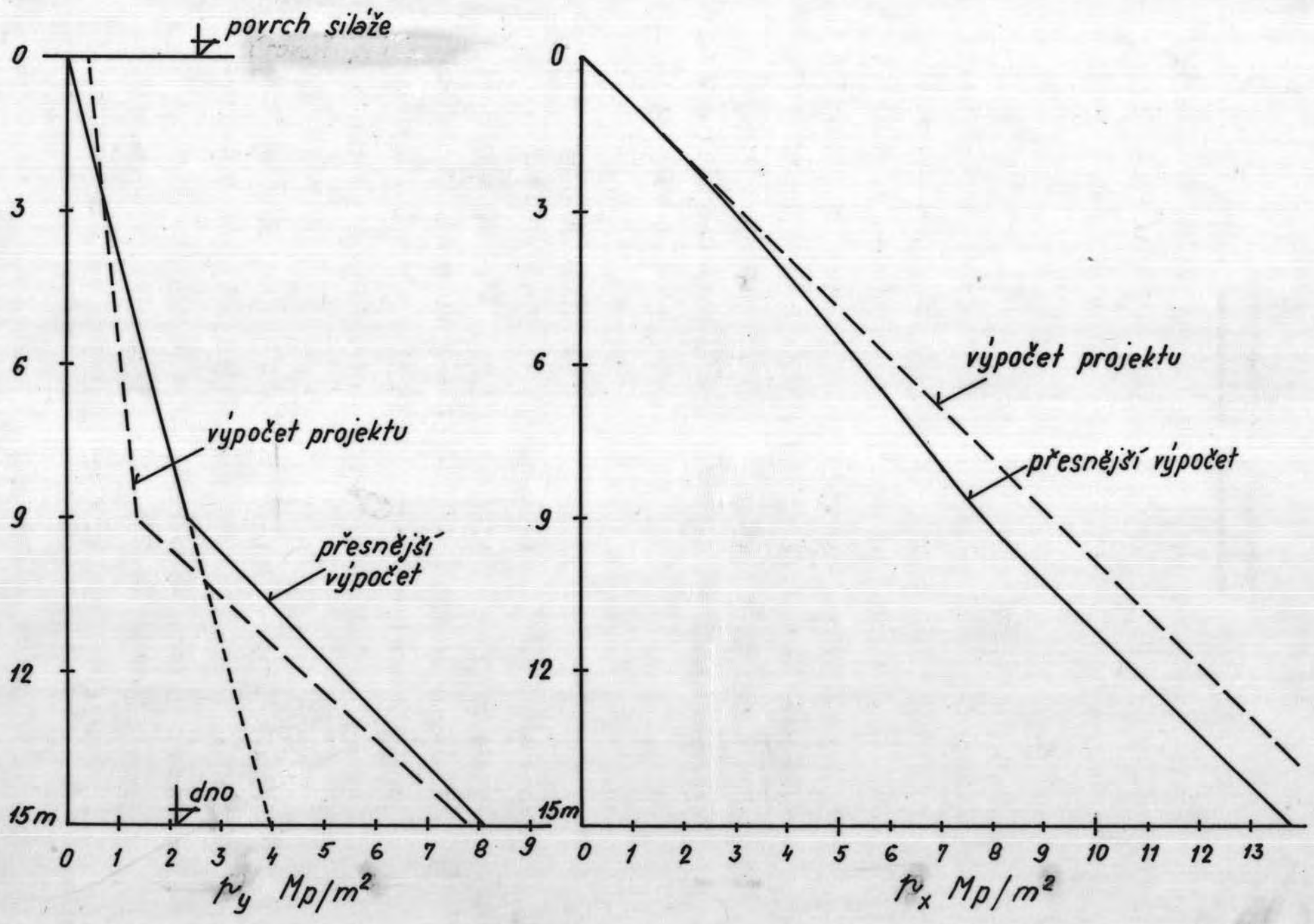
krasiva silážovaná

siláž /podíl sušiny do 25%/	900 kg/m ³
siláž se navadlé píse /podíl sušiny 25 - 40%/	600 "
senáž /podíl sušiny 40-55%/	450 "
řepné kisky vyloužené silážované	900 "

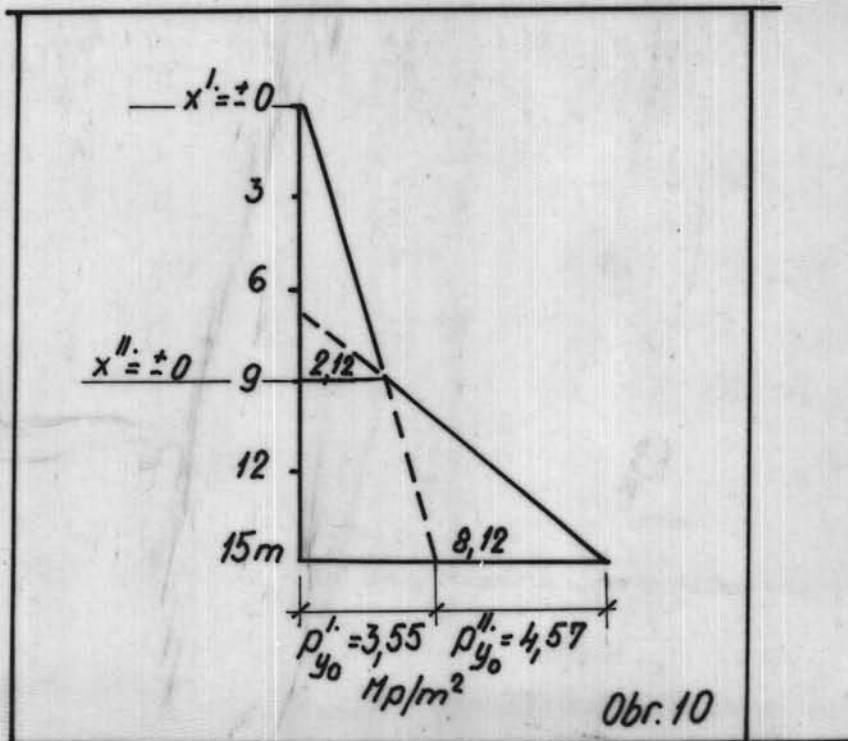
Přitom je v tomto návrhu již výslovně uvedeno:

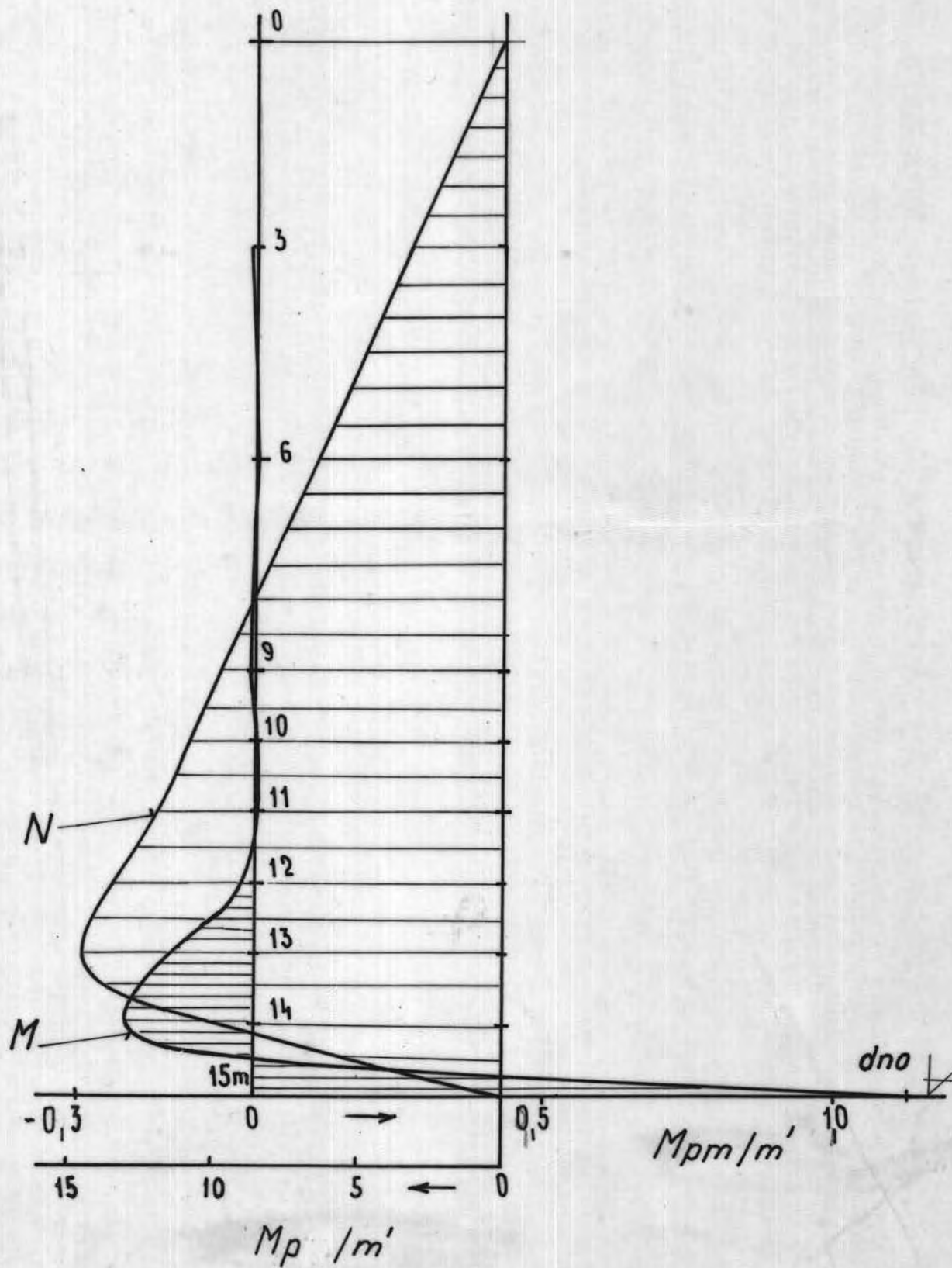
" Uvedené hodnoty platí jen pro stanovení tlíby a nikoliv vodorovného tlaku na stěny /nelze užit k návrhu silážních věží/. Ani tato budoucí norma ovšem neříká nikde, co tedy pro návrh silážních věží užit.

Další otázkou je, do jaké výše mohou vystoupit silážní stěvy. Jestliže obsah sušiny silážované hmoty je 20-25%, je při obsahu věže 956 m³ teoretický obsah kapaliny 11,5 až 12m výšky při objemové hmotnosti siláže 1000 kg/m³ /případně 9,63 až 10,26 m výšky při objemové hmotnosti 850 kg/m³/. Protože se nikdy nesbaví silážovaná hmota zcela své vlhkosti a protože je předpokládána



obr. 7





Obr. 11

možnost odtoku silážních šťáv do jímky a navíc proces vytlačování kapaliny je dlouhodobý, je použitý odhad (opět nejsou udány nikde závazné hodnoty) projektanta na 6 m výšky bezpečný a správný. Předpokládá se přitom dokonale udržovaný stav odtokové kanalizace a pravidelné vyprázdňování jímky. *části*

Ze zvolených předpokladů o druhu náplně lze určit jednak velikost vodorovného (pro návrh rozhodujícího) zatížení, jednak velikost zatížení svislého.

Pro silážovanou zelenou píci s uvažovanou hodnotou $\rho = 1000 \text{ kp/m}^3$ může být (vzhledem k vysokému obsahu vody) brán třecí úhel hmoty se stěnou δ maximálně 14° ; úhel vnitřního tření přitom může dosáhnout až 40° , pro výpočet uvažován s rezervou hodnotou 35° . Silážovaná hmota s těmito parametry bude zatěžovat stěny věže až do hloubky 6 m nade dnem. Od této hloubky bude se zvětšovat vodorovný i svislý tlak prakticky lineárně, hydrostaticky. Pro kapalinu předpokládáme měrnou tíhu vody, tj. 1000 kp/m^3 , i když ve skutečnosti bude větší. Tato redukce bude vyrovnána tím, že důsledkem přítomnosti silážní hmoty v kapalině bude třecí úhel se stěnou větší než nula, která je pro hydrostatický tlak uvažována. Protože přesné hodnoty nebyly nikým zjištěny, pokládám za rozumnější vycházet z těchto jednoduchých, ale zato jasných předpokladů.

Použije-li se známého vztahu pro poměrný tlak na stěnu p_y ve funkci hloubky x od povrchu (např. podle Technického průvodce svazek 4, 6.vydání SNTL, str.448, 7.vydání SNTL str.446)

$$p_y(x) = \frac{e^{x/a} - 1}{e^{x/a}} p'$$

kde $p' = \frac{\gamma u}{\sigma \lg \delta}$ a $a = \frac{p'}{\gamma \lg^2 \left(\frac{45 - \varphi}{2} \right)}$

a pro poměrný tlak svislý výřezu

$$p_x(x) = \frac{p_y}{\lg^2 \left(\frac{45 - \varphi}{2} \right)}$$

obdráme pro $\gamma = 1000 \text{ kp/m}^3$, $\delta = 14^\circ$, $\varphi = 35^\circ$ a hloubky $x = 3, 6, 9 \text{ m}$, postupně (pro počátek ve výši 15m nade dnem)

$$p' = \frac{100 \cdot 63,5}{2812 \cdot 0,249} = 9,05 \text{ Mp/m}^2$$

$$a = \frac{9,05}{100 \cdot 0,277} = 33,9 \text{ m}$$

a vodorovné a svislé tlaky podle tabulky 5.

Tabulka 5

x	3	6	9	12 m
$\frac{x}{a}$	0,090	0,180	0,270	0,360
$\frac{e^{x/a} - 1}{e^{x/a}}$	0,083	0,164	0,235	0,307
$\frac{1}{p_y}$	0,75	1,48	2,12	2,78 Mp/m^2
$\frac{1}{p_x}$	2,77	5,45	7,82	10,26 Mp/m^2

x/ interpolací podle tabulky uvedené na str.448 7.vydání Techn.průvodce sv.4.

Od této hloubky (9m) až ke dnu (15m) působí vliv sílnění hmoty nad kotou 9m konstantní. K těmto tlakům přibývají složky hydrostatického tlaku $p_y^{\bar{z}} = p_x^{\bar{z}}$, tj. postupně v hloubkách 9, 12, 15m budou složky hydrostatického tlaku a celkový tlak podle tabulky 5.6

Tabulka 5.6

x	9 ¹²	12 ¹⁵	15 ¹⁸	m
$p_y^{\bar{z}}$	0	3,0	6,0	Mp/m ²
$p_x^{\bar{z}}$	0	3,0	6,0	Mp/m ²
Celkové p_y	2,12 2,78	5,12 5,78	8,12 8,78	Mp/m ²
Celkové p_x	7,82 10,26	10,82 13,26	13,82 16,26	Mp/m ²

Průběh vodorovných a svislých tlaků je naznačen podle horního určení na obr. 7, kde je vyznačen i průběh tlaků podle statického výpočtu projektu.

1.2. Určení vnitřních sil

Z hlediska mechaniky se v daném případě jedná o kruhovou válcovou nádobu s poměrně tenkými stěnami, vetknutými ve dně do tuhé základové desky a na horním povrchu volnými.

Poměr tloušťky stěny k ^{poloměru} průměru nádoby je $25/462,5 = 1/18,5$.

Podle různých autprů se hranice, kdy lze považovat stěnu za dostatečně tenkou, aby mohlo být použito bez větších chyb výpočtu tenkostěnné nádoby, dosti různí. V.Z.Vlasov (Izbrannyje trudy, tom.I - Obščaja teorija oboloček, Moskva 1962) uvádí tuto hranici 30, němečtí autoři (F.Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1955) považují za dostatečnou hodnotu 25, někteří další, zejména francouzští autoři při-

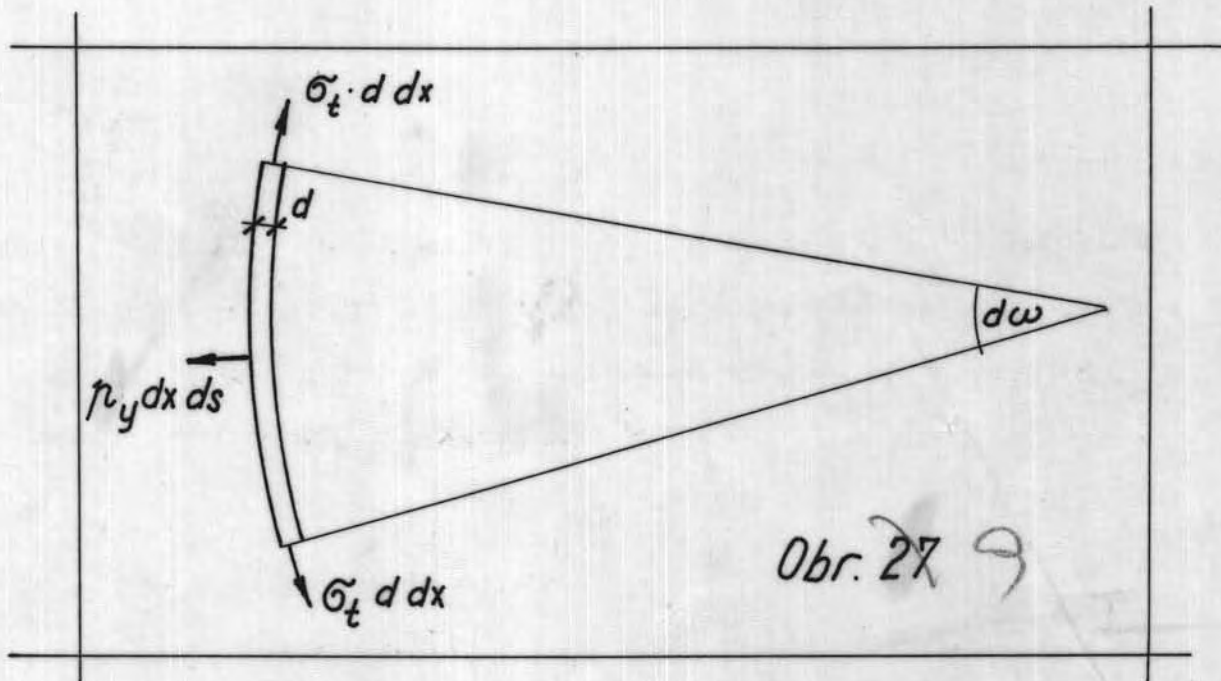
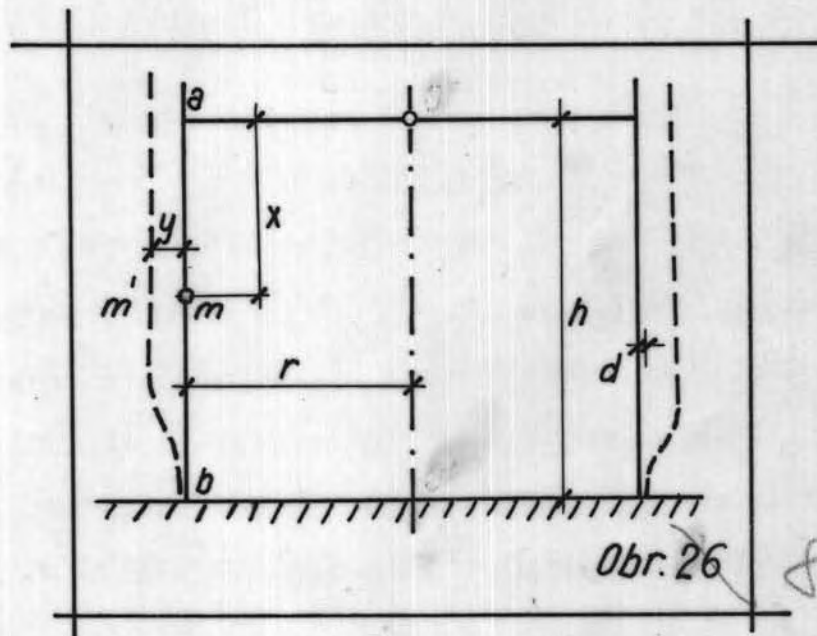
pouští hodnoty ještě nižší. Je-li stěna poměrně tenká, je možno pokládat napětí σ_t v podélných řezech za stejnoměrně rozdělené a jeho velikost lze určit z rovnováhy vyjmutého proužku stěny, obsaženého mezi dvěma řezy.

Pro daný účel stačí přijmout zjednodušující výpočet platný pro tenkostěnnou nádobu (hlavně pro nejistotu při určení zatížení) a možné chyby eliminovat účelným rozmístěním vodorovné výstuže, jak bude dále uvedeno.

Řešení dané úlohy bylo popsáno mnohokrát v literatuře; nejúplněji je podáno v již výše citované práci Vlasova, dále v Technických průvodech sv. 3 a sv. 4 a v řadě časopiseckých publikací Zd. Bažanta, K. Války, K. Hrubana a dalších. Jeden z možných způsobů určení vnitřních sil při lineárně se měnícím zatížení je podán dále.

1.2.1. Teoretické řešení

Je uvažována kruhová válcová nádoba, jejíž tenká stěna je dokonale vetknuta do dna podle obr. 10. Na stěnu stále tloušťky δ působí vnitřní radiální tlak, který roztahuje nádobu; poloměr r se zvětšuje v závislosti na vzdálenosti od podkladu, který tomu brání. Stěny se ohýbají a ohybové pořadnice stěny y v obecné hloubce x pod povrchem stěny značí lineární zvětšení poloměru. Protože tloušťka stěny je proti poloměru poměrně malá, použije se výše zmíněného předpokladu o konstantním rozdělení normálního napětí σ_t , působícího na svazky řez stěny. Poněvadž po celém obvodu vodorovného kruhového řezu jsou podmínky stejné, je poměrné roztahení



$$\epsilon = \frac{\Delta ds}{ds} = \frac{dw \Delta r}{r \cdot dw} = \frac{\Delta r}{r} = \frac{y}{r}$$

neboť středový úhel dw , příslušný prvku $ds = r \cdot dw$ se přetvořením nemění. V oboru pružnosti je ovšem

$$\sigma_{\epsilon} = E \cdot \epsilon = E \frac{y}{r}$$

2.28

Na vyňatý svislý proužek o šířce $ds = r \cdot dw$ (obr. 2) působí z vnitřní strany radiální tlaky, rozdělenské po výšce spojité; je-li p_y vodorovná složka poměrného tlaku v obecném bodě n , působí na výšku dx výsledná radiální síla $p_y \cdot dx \cdot ds$. Kromě toho působí ve svislých řezech stěny napětí σ_{ϵ} ; na výšku dx případně vnitřní síla $\sigma_{\epsilon} \cdot d \cdot dx$ a výslednice dvou takových sil, působících na dva svislé řezy nekonečně blízké, oddělující uvažovaný proužek od ostatní stěny, je

$$\sigma_{\epsilon} \cdot d \cdot dx \cdot dw$$

směřující dovnitř. Na výšku dx vyňatého svislého proužku připadá zatížení

$$q \cdot dx = p_y \cdot dx \cdot ds - \sigma_{\epsilon} \cdot d \cdot dx \cdot dw$$

a poměrné zatížení

$$q = p_y \cdot ds - \sigma_{\epsilon} \cdot d \cdot dw = \left(p_y \cdot r - \frac{E d k y}{r} \right) dw$$

Svislý proužek vyňatý ze stěny nádoby se chová jako krakorec nahoře volný a vetknutý do základové desky. V důsledku jeho souvislosti se stěnou nejsou umožněna příčná roztahání. Pro ohybovou čáru platí základní rovnice

$$-\frac{EJ}{1-\mu^2} \frac{d^2 y}{dx^2} = M;$$

přičemž je y kladné ve směru ven

M kladný, točí-li po hodinových ručičkách na levém dílu stěny nádrže a horní straně bodu n

Dále platí $\frac{\partial M}{\partial x} = T$, $\frac{\partial T}{\partial x} = -q$

/zatížení q je kladné, směřuje-li vlevo/.

Svislé složky posuvného tlaku náplně p_x , vtažené do stěny třením náplně o stěnu působí na element ds , dx silou $p_x \cdot ds$, dx a vyvodí v elementu šířkou ds svislé napětí tlakové σ_x , d , ds . Tato napětí se k napětím od vodorovné složky posuvného tlaku budou prostě superponovat.

Spojením předchozích vztahů vychází

$$\left(-\frac{EJ}{1-\mu^2} \frac{d^2 y}{dx^2} \right)'' = \frac{d^2 M}{dx^2} = -2$$

Pro proužek šírky $ds = r \cdot d\omega$ je $I = 1/12 \cdot ds \cdot d^3$, po dosazení a spojení s výrazem pro q je po úpravě

$$\frac{E r d^3}{(1-\mu^2) 12} \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E d}{h} y = P_2 r^2,$$

což je rovnice formálně podobná známé rovnici nosníku na pružném podkladě a její řešení je podobné. Pro zjednodušení zápisu se uvede

$$c = \sqrt{\frac{1}{1-\mu^2} \frac{d^2 r^2}{3}}, \quad t = \frac{x}{c},$$

šíně se získá lineární diferenciální rovnice se stálými součiniteli ve tvaru

$$\frac{d^4 y}{dt^4} + 4y = \frac{4 P_2(x) r^2}{E d}$$

Obecný integrál této rovnice je

$$y = (Ae^t + Be^{-t}) \cos t + (Ce^t + De^{-t}) \sin t + \frac{P_y r^2}{E d}$$

Integrační konstanty A, B, C, D se určí z podmínek horního a spodního okraje stěny. V místě $x = 0$ / a tedy i $t = 0$ / pro volný okraj je $T = 0$, $M = 0$; dále, v dokonalém větknutí a sanedhá-li se přetvoření dna, je $y = 0$ a $\frac{dy}{dx} = 0$.

Zavedením $dx = c \cdot dt$ do rovnice pro ohybový moment lze psát

$$M = - \frac{EJ}{(1-\mu^2)c^2} \frac{d^2 y}{dt^2}$$

a dále

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{1}{c} \frac{dM}{dt} = - \frac{EJ}{(1-\mu^2)c^2} \frac{dy}{dt}$$

Z vlninek horního okraje vychází

$$\frac{dy}{dt^2} = 0$$

$$\frac{dy}{dt^3} = 0$$

Po provedení diferencování vychází pro $t = 0$ a jestliže p_y je lineární funkcí x , rovnice

$$/C - D/ = 0$$

$$/A - B - C - D/ = 0$$

z nichž vychází

$$C = D$$

$$B = A - 2C$$

Na spodním okraji stěny necht $s = \frac{h}{r}$ a $p_y = p_{y0}$ i

podmínky $y = 0$ a $\frac{dy}{dt} = 0$ dají rovnice

$$A(e^s + e^{-s}) \cos s + C[(e^s - e^{-s}) \sin s - 2e^{-s} \cos s] + \frac{p_y r^2}{Ed} = 0$$

$$A[(e^s + e^{-s}) \cos s - (e^s + e^{-s}) \sin s] + C[(e^s - e^{-s})(\sin s + \cos s) -$$

$$+ 2e^{-s} \cos s] + \frac{r^2}{Ed} \left[\frac{dp}{dt} \right]_{t=s} = 0$$

Je-li p_y dáno součinem $\gamma \cdot c$, x je

$$\frac{dp}{dt} = c \frac{dp}{dx} = \gamma \cdot c$$

konstanta, která se dosadí za $\left[\frac{dp}{dt} \right]_{t=s}$

Po uvedení hyperbolických funkcí do předchozích dvou rovnic získají se jejich řešení hodnoty integračních konstant

$$A = \frac{r^2}{2Ed (\operatorname{ch}^2 s + \operatorname{cos}^2 s)} \left\{ \gamma \cdot c [\operatorname{ch} s (\sin s - \cos s) + \operatorname{sh} s \cos s] - \right.$$

$$\left. - p_{y0} [\operatorname{ch} s (\sin s + 2 \cos s) - \operatorname{sh} s \cos s] \right\}$$

$$C = - \frac{r^2}{2Ed (\operatorname{ch}^2 s + \operatorname{cos}^2 s)} \left[\gamma \cdot c \operatorname{ch} s \cos s + p_{y0} (\operatorname{ch} s \sin s - \right.$$

$$\left. - \operatorname{sh} s \cos s) \right]$$

Pořadnice y je pak dána rovnicí pro y podle předchozí strany

$$y = 2A \operatorname{ch} t \cdot \operatorname{cost} + 2C [\operatorname{ch} t (\sin t - \operatorname{cost}) +$$

$$+ \operatorname{sh} t \operatorname{cost}] + \frac{p_y r^2}{Ed}$$

Pro $s \geq 4$ lze položit $\operatorname{sh} s = \operatorname{ch} s$ a zanedbat $\operatorname{cos}^2 s$

proti $ch^2 s$ a tím vychází

$$A = \frac{r^2}{2Ed ch s} \left[\delta' c \sin s - P_{y0} (\sin s + \cos s) \right]$$

$$C = - \frac{r^2}{2Ed ch s} \left[\delta' c \cos s + P_{y0} (\sin s - \cos s) \right]$$

a dále po úpravě

$$y = \frac{r^2}{Ed ch s} \left\{ \left[\delta' c \sin(t-s) - P_{y0} (\sin(t-s) + \cos(t-s)) \right] / ch t + \right. \\ \left. + \left[\delta' c \cos s + P_{y0} (\sin s - \cos s) \right] / (ch t - sh t) \cos t \right\} + \\ + \frac{P_y r^2}{Ed}$$

Pro proušek o jednotkové šířce je $I = 1/12 \cdot d^3$ a $c = \sqrt{\frac{4}{1-\mu^2} \frac{J_{x^2}}{d}}$

takže

$$M = \frac{c^2}{2ch s} \left\{ \left[P_{y0} (\sin(t-s) - \cos(t-s)) + \delta' c \cos(t-s) \right] / sh t + \right. \\ \left. + \left[P_{y0} (\cos s - \sin s) - \delta' c \cos s \right] / (ch t - sh t) \sin t \right\} \quad \left. \right\} (a)$$

$$N = \frac{r}{ch s} \left\{ \left[\delta' c \sin(t-s) - P_{y0} (\sin(t-s) + \cos(t-s)) \right] / ch t + \right. \\ \left. + \left[\delta' c \cos s + P_{y0} (\sin s - \cos s) \right] / (ch t - sh t) \cos t \right\} + P_y r$$

Pro $t \geq 4$ je podobně $ch t = sh t$ a vychází

$$y = \frac{r^2 ch t}{Ed ch s} \left[\delta' c \sin(t-s) - P_{y0} (\sin(t-s) + \cos(t-s)) \right] + \\ + \frac{P_y r^2}{Ed}$$

$$M = \frac{c^2 \cdot ch \cdot t}{2 \cdot ch \cdot s} \left[P_{10} (\sin(t-s) - \cos(t-s)) + d \cdot c \cdot \cos(t-s) \right]$$

$$N = \frac{R \cdot ch \cdot t}{ch \cdot s} \left[d \cdot c \cdot \sin(t-s) - P_{10} (\sin(t-s) + \cos(t-s)) \right] + P_{12}$$

(2)
E

1.2.2 Praktické řešení

Výpočet podle předchozího postupu je možno aplikovat pouze pro lineárně rozdělené zatížení po výšce, což je v podstatě ve shodě s obdrženým průběhem vodorovného tlaku podle obr. X. Pro výpočet bude zatížovací obrasec podle obr. X rozdělen do dvou lineárních částí podle dalšího obr. X.

ch. 11
k. 21
ch. 28

V prvním případě bude uvažována výška nádrže 11 m, tj. do úrovně povrchu silátní hmoty, ve druhém případě bude uvažována výška silátně 6 m, tj. do předpokládané úrovně povrchu silátních žlab. Tento postup způsobí, že dojde k nepřesnostem v průběhu a v hodnotách ohybového momentu v blízkosti předpokládaného horního konce nádrže /11 m nebo 6 m/, neboť prstence nad zatíženou částí mají účinek ústředního vztlačení stěny.

Protože však absolutní hodnoty ohybového momentu jsou v těchto místech již malé, lze tuto nepřesnost připustit. U tahové síly dojde jen k nepatrné změně průběhu v horní části. Oba výsledky se budou superponovat.

Pro tlak p^I vychází měrná tíha myšlené kapaliny $\gamma^I = 3,55/15 = 0,235 \text{ Mp/m}^3$, pro druhou myšlenou kapalinu je $\gamma^{II} = 4,57/6 = 0,76 \text{ Mp/m}^3$. První případ zde byl označen I, druhý II (viz obr.10).

Pro železobeton podle ČSN 73 20 01 je $l/m = 0,15$, takže hodnota c je

$$c = \sqrt[4]{\frac{1}{1-0,0225} \cdot \frac{4,625^2 \cdot 0,25^2}{3}} = \sqrt[4]{0,455} = \sqrt[2]{0,675} = 0,822 \text{ m}$$

Pak bude

$$s^I = h^I/c = 15/0,822 = 18,24 \text{ m}$$

$$s^{II} = h^{II}/c = 6/0,822 = 7,28 \text{ m}$$

Pro $s > 4$ lze klást přibližně $\text{sh } s \approx \text{ch } s$ a zanedbat $\cos^2 s$ proti $\text{ch}^2 s$. Pro větší hodnoty t , nejméně $t = 4$, lze dále klást $\text{ch } t \approx \text{sh } t$. Hodnotě $t = 4$ odpovídá $x = 3,3$, takže pro určení průběhu vnitřních sil po výšce nádoby je možno použít posledního zjednodušení pro první případ; ve druhém případě je nutno použít hodnot přesnějších.

I. Výpočet pro první případ

Vnitřní síly se stanoví v bodech $x = 3,0; 6,0; 9,0; 10,0; 11,0; 12,0; 13,0; 14,0; 15,0$ m se vztahů (b), je-li $x = \frac{z}{c}$ na povrchu silátní hmoty. Řešení je provedeno v dalších tabulkách a výsledný průběh momentů tahových sil je uveden v obr. 11.

$$\text{ch } s = \text{ch } 18,24 = 41\,900\,000 = \text{sh } 18,24$$

$$\cos s = 0,8192 \quad \sin s = -0,5735$$

$$\frac{c^2}{2 \text{ch } 18,24} = \frac{0,522^2}{83\,800\,000} = 0,505 \cdot 10^{-8}$$

$$p_{y0} = 3,55 \text{ Mp/m}^2$$

$$y^I \cdot c = 0,822 \cdot 0,235 = 0,194$$

$$\frac{y^I \cdot c}{\text{ch } 18,24} = \frac{0,194}{41\,900\,000} = 4,63 \cdot 10^{-7}$$

II. Výpočet pro druhý případ

Vnitřní síly se stanoví v bodech $x = 1; 2; 3; 4; 5; 6$ m podle vzorců (a), je-li $x = \frac{1}{2} \cdot 0$ ve výši 6 m nade dnem nádrže. Řešení je provedeno v dalších tabulkách. *8 a 9. 9 a 10*

$$s = 7,300$$

$$c = 0,822$$

$$\text{ch } s = 740$$

$$\frac{c^2}{2 \text{ch } s} = 4,565 \cdot 10^{-4}$$

$$p_{y0} = 4,61 \text{ Mp/m}^2$$

$$y^I = 0,768 \text{ Mp/m}^3$$

$$y^I \cdot c = 0,624 \text{ Mp/m}^2$$

$$\frac{y^I \cdot c}{\text{ch } s} = 0,845 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\sin s = 0,8521$$

$$\cos s = 0,5234$$

$$(\cos s - \sin s) = -0,3287$$

$$(\sin s - \cos s) = 0,3287$$

$$p_{y0} (\cos s - \sin s) = -1,50$$

$$p_{y0} (\sin s - \cos s) = 1,50$$

$$[p_{y0} (\cos s - \sin s) - y^I \cdot c \cdot \cos s] = -1,8266$$

$$[p_{y0} (\sin s - \cos s) + y^I \cdot c \cdot \cos s] = 1,8266$$

lečeno výsledky
Součet obou výsledků podle zákona superposice dává celkové maximální vnitřní síly, jak je uvedeno v tab. 10.

gerum zletí pro tubium

11

Tabulka 6

x (m)	3	6	9	10	11	12	13	14	15
t									
$s-t$	3,65	6,3	10,95	12,15	13,4	14,6	15,8	17,0	18,24
$\sin(s-t)$	14,59	11,94	7,29	6,09	4,84	3,64	2,44	1,24	0
$\cos(s-t)$	0,9011	-0,5817	0,8415	-0,1896	-0,9916	-0,4794	0,6448	0,9458	0
A: $\sin(s-t) - \cos(s-t)$	-0,4343	0,8134	0,5403	0,9818	0,1296	-0,8776	-0,7643	0,3248	1
B: $\sin(s-t) + \cos(s-t)$	1,3354	-1,3951	0,3012	-1,1714	-1,1212	0,3982	1,4091	0,6210	-1
$ch t$	0,4660	0,2317	1,3818	0,7922	-0,8620	-1,3570	-0,1195	1,2706	1
	19,250	272,29	28550	99500	330000	1090000	3640000	12050000	41900000

Tabulka 7.

X(m)	5	6	9	10	11	12	13	14	15
$\frac{c^2 \cdot d \cdot t}{2 \cdot c \cdot h \cdot s}$	$1,59 \cdot 10^{-7}$	$2,18 \cdot 10^{-6}$	$2,30 \cdot 10^{-4}$	$0,80 \cdot 10^{-3}$	$2,65 \cdot 10^{-3}$	$0,91 \cdot 10^{-2}$	$2,93 \cdot 10^{-2}$	$0,97 \cdot 10^{-1}$	$3,36 \cdot 10^{-1}$
C: $p_{y0} \cdot B$	1,66	0,822	4,91	2,82	-3,06	-4,82	-0,425	4,51	3,53
D: $p_{y0} \cdot A$	4,75	-4,95	1,07	-4,16	-3,97	1,41	3,0	2,21	-3,55
E: $J \cdot c \cdot crs(t-s)$	-0,0832	0,158	0,105	0,190	0,0255	-0,170	-0,148	0,063	0,194
Fi: $J \cdot c \cdot mult-s)$	0,175	-0,113	0,163	-0,037	-0,192	-0,093	0,125	0,184	0
D + E	4,6668	-4,792	1,175	-3,97	-3,94	1,24	4,85	2,27	-3,36
M	$7,22 \cdot 10^{-7}$	$-10,4 \cdot 10^{-6}$	$2,70 \cdot 10^{-4}$	$-3,19 \cdot 10^{-3}$	$-10,42 \cdot 10^{-3}$	$1,13 \cdot 10^{-2}$	$14,2 \cdot 10^{-2}$	$2,20 \cdot 10^{-1}$	$-11,3 \cdot 10^{-1}$
p_y	0,705	14,1	2,12	2,35	2,58	2,82	3,06	3,29	3,53
$p_{y \cdot k}$	3,26	6,52	9,81	10,86	11,92	13,0	14,15	15,20	16,30
G: $\frac{c \cdot d \cdot h \cdot t}{c \cdot h \cdot s}$	$2,12 \cdot 10^{-6}$	$3,01 \cdot 10^{-5}$	$3,15 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-2}$	$3,65 \cdot 10^{-2}$	$1,21 \cdot 10^{-1}$	$4,02 \cdot 10^{-1}$	1,33	4,625
I: $\Delta F \cdot c$	-1,485	-0,935	-4,747	-2,857	2,868	4,727	0,550	4,326	3,55
G. I	$3,15 \cdot 10^{-6}$	$-2,81 \cdot 10^{-5}$	$-1,49 \cdot 10^{-2}$	$-3,16 \cdot 10^{-2}$	$10,5 \cdot 10^{-1}$	$5,7 \cdot 10^{-1}$	$2,21 \cdot 10^{-1}$	5,75	16,5
N	3,26	6,52	9,80	10,85	11,93	13,57	14,37	9,45	0

15,19

x plate per Lubliner!

Tabulka 9

x	1	2	3	4	5	6
t	1,217	2,435	3,650	4,870	6,080	7,300
s-t	6,083	4,865	3,650	2,430	1,220	0
sin(s-t)	-0,1994	-0,9888	-0,4882	0,6524	0,9391	0
cos(s-t)	0,9799	0,1494	0,8727	-0,7578	0,3436	1,0
sin(s-t) - cos(s-t)	-1,1793	-1,1382	-1,3609	1,4102	0,5959	-1,0
J.C. cos(s-t)	0,618	0,094	0,551	-0,478	0,217	0,631
P_{yo}[sin(s-t) - cos(s-t)]	6,611	0,093	0,544	0,473	0,214	0,624
sh t	-5,44	-5,25	-6,27	6,50	2,74	-4,61
sh t	1,54	5,635	19,225	65,3	218,7	740
ch t	1,84	5,723	19,250	65,3	218,7	740
sin(s-t) + cos(s-t)	0,7805	-0,8394	0,3845	-0,1054	1,2627	1,0
A: P _{yo} [sin(s-t) + cos(s-t)]	-4,822	-5,156	-5,719	6,022	2,957	-3,979
+ J.C. cos(s-t)	-4,769	-5,107	-5,676	5,967	2,934	-3,946
B: A sh t	-7,42	-29,05	-109,9	390,2	646,7	-2,975
(ch t - sh t)	-7,34	-28,75	-109,1	390	642,5	-2920
sin t	0,30	0,088	0,025	0	0	0
cos t	0,9391	0,6524	-0,4882	-0,9888	-0,1994	0,8521
C: (ch t - sh t) sh t	0,282	0,057	-0,0122	0	0	0
D: -1,8266.C	-0,516	-0,104	0,022	0	0	0
E: B + D	-7,936	-29,154	-109,878	390,2	646,7	-2944
e ²	-7,655	-26,653	-109,122	390,0	642,5	-2920,0
E / 2ch s	-36,22.10 ⁻⁴	-433,4.10 ⁻⁴	-501,6.10 ⁻⁴	1795.10 ⁻⁴	2952.10 ⁻⁴	-13439.10 ⁻⁴
M	-0,0036	-0,0932	-0,0502	0,178	0,295	-1,344
J.C. sin(s-t)	-0,0035	-0,0132	-0,0498	0,178	0,293	-1,335
F: P _{yo} [sin(s-t) + cos(s-t)]	0,126	-0,624	-0,208	0,417	0,593	0
G: [F - J.C. sin(s-t)]	0,124	-0,616	-0,305	0,407	0,586	0
H: G ch t	3,59	-3,87	1,77	-0,426	5,91	9,61
I: (ch t - sh t) cos t	3,70	-3,83	1,76	-0,482	5,86	4,57
J: (ch t - sh t) sin t	-3,464	+3,246	-2,078	+0,903	-5,317	-4,61
K: [I - J.C. sin(s-t)]	-3,624	3,214	-2,065	+0,889	-5,274	-4,57
L: G ch t	-6,374	+48,6	-40,0	59,0	-1163	-3441
M: (ch t - sh t) cos t	-7,04	18,4	-39,7	58,1	-1159	-3380

Tab. 10

A

Tabulka 10

x	1	2	3	4	5	6
$J: 1,8266 \cdot I$	0,189	-0,123	0,040	0	0	0
p_4	0,188	-0,122	0,040	0	0	0
$p_4 \cdot n$	0,77	1,53	2,30	3,07	3,84	4,61
$H+J$	0,76	1,52	2,28	3,04	3,80	4,57
$(H+J) \cdot n$	3,561	7,076	10,64	14,20	17,76	21,32
$(H+J) \cdot n \cdot \frac{1}{2}$	3,515	7,030	10,55	14,06	17,58	21,19
$(H+J) \cdot n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$	-6,185	12,477	-39,96	59,0	-115,3	36,11
$(H+J) \cdot n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$	-6,852	18,278	-39,66	58,1	-115,5	-36,80
$(H+J) \cdot n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$	-0,0386	0,1154	0,2496	0,3684	-7,20	-21,9
$(H+J) \cdot n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$	-0,0428	0,1141	-0,2480	0,362	-7,22	-21,1
N	3,522	7,191	10,591	14,568	10,56	0
N	3,472	7,144	10,307	14,423	10,36	0

Tyto výsledky jsou graficky zobrazeny na dalším obrázku 12.

30

x	3	6	9	10	11	12	13	14	15
N	$7 \cdot 10^{-7}$	$-1 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-4}$	-0,007	-0,024	-0,039	0,320	0,513	-2,465
M	3,26	6,52	9,80	14,30	19,07	23,88	28,79	19,81	0

✓ ~~Tab~~ jsou vyneseny na obrázku ~~X3~~ a srovnány s výsledky podle statického výpočtu projektu. Dále jsou uvedeny v tomto obrázku hodnoty vnitřních sil, které odpovídají projektem navrženému vystužení (podle armovacího plánu) a konečně jsou v tomto obrázku vyneseny i hodnoty vnitřních sil, jak odpovídají skutečně provedenému vystužení podle naměřeného ziskání u 4. v. n. 9

1.2.3 Vnitřní síly podle statického výpočtu projektu

Vnitřní síly podle statického výpočtu projektu obsahuje tabulka 11.

x	0,5	4,5	6,5	9	10,5	12,5	13,189	1,5	
N	1,89	3,84	4,82	6,15	-	13,25	23,0	-	34,7
M	-	-	-	-	-	-	-	0	-2,55

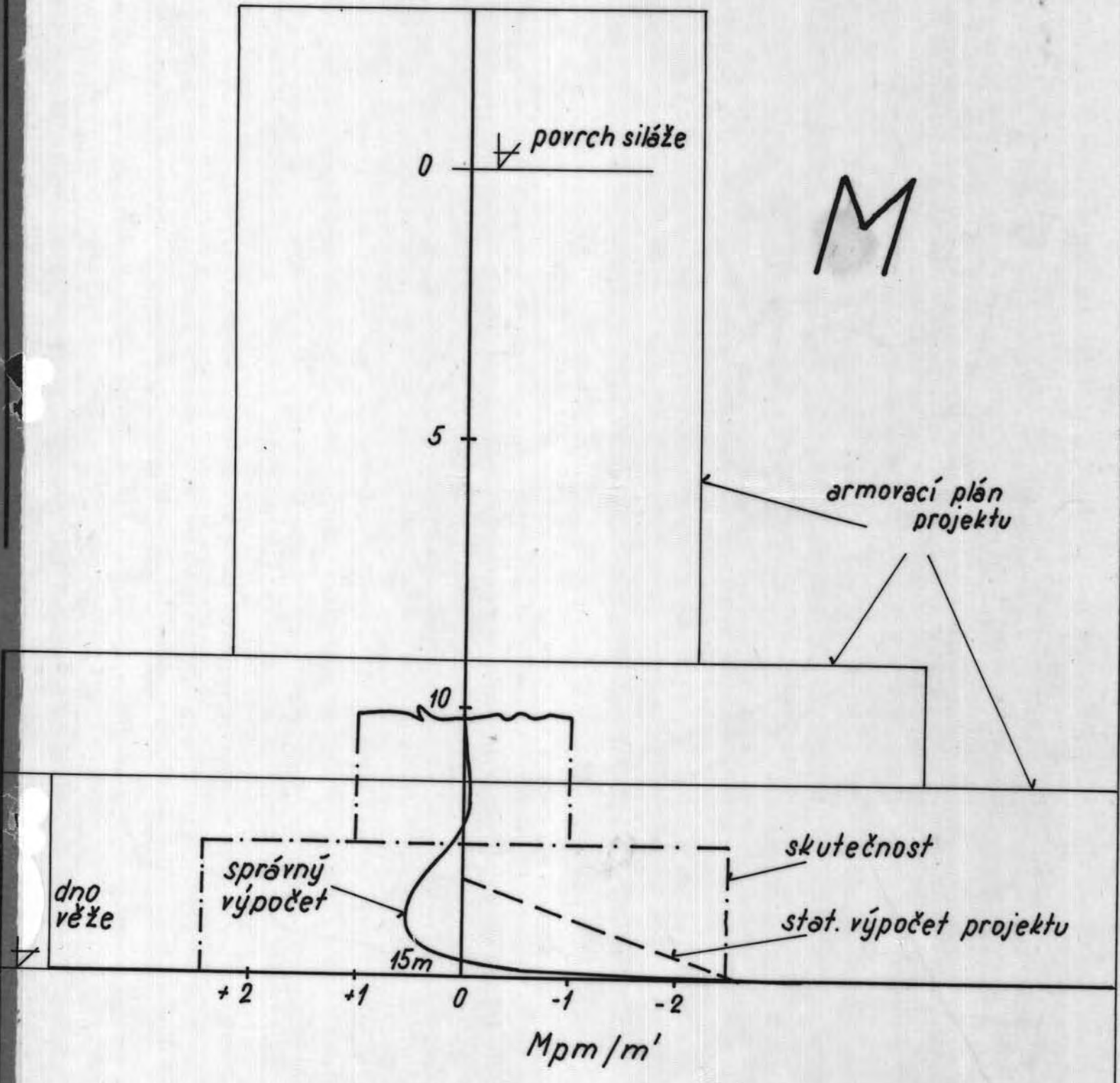
1.2.4. Vnitřní síly podle armovacího plánu

Vnitřní síly podle armovacího plánu jsou vypočteny jednak z napětí na mezi trhlin podle předpokládaného betonu a výstuže, se součinitelem bezpečnosti 1,5, jednak z únosnosti, se součinitelem bezpečnosti 1,9. Výpočet je proveden v tabulce 12. 13.17
(obr. 74)

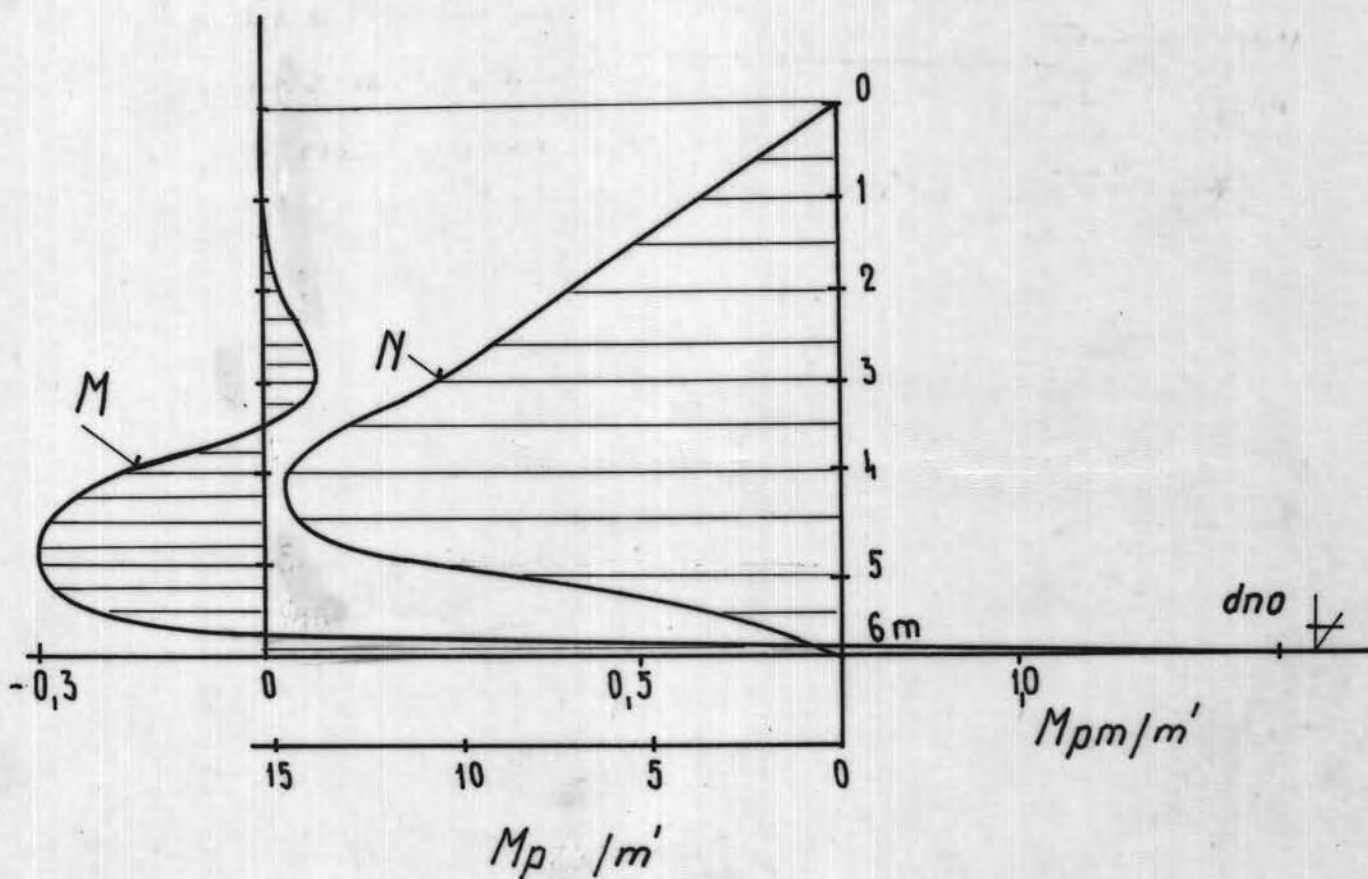
1.2.5 Vnitřní síly podle skutečnosti

Pravděpodobné rozdělení výstuže bylo zjištěno gama-defektoskopickou metodou. Její uspořádání ve skoušených místech nasvědčuje tomu, že zůstává přibližně stejné i ve větších výškách. (B-31, 32)

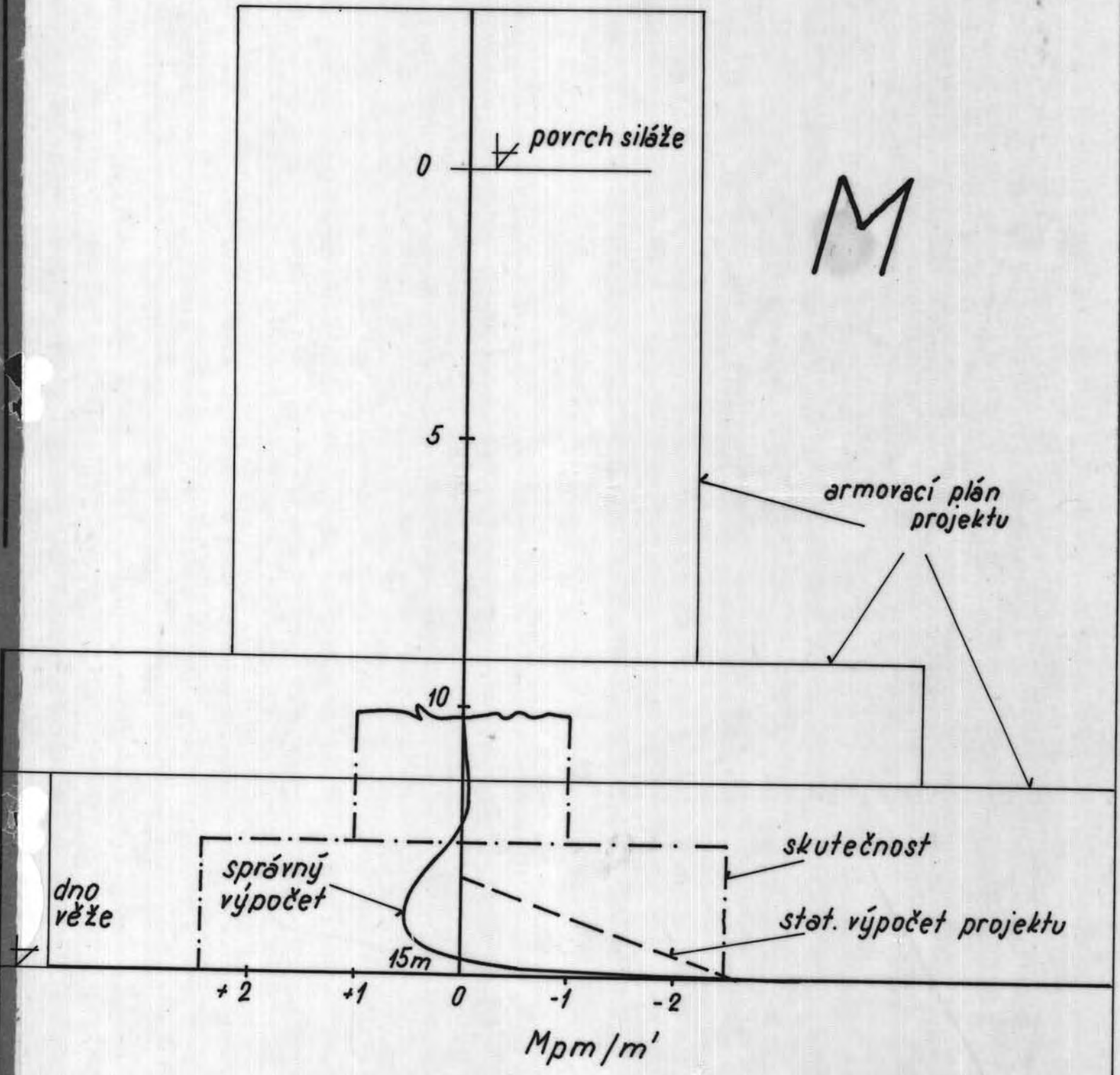
Na vnitřní straně končí vodorovná železa podle projektu ve výšce 4,87m nadě dnem, celkem mělo být umístěno 40 ž-14.



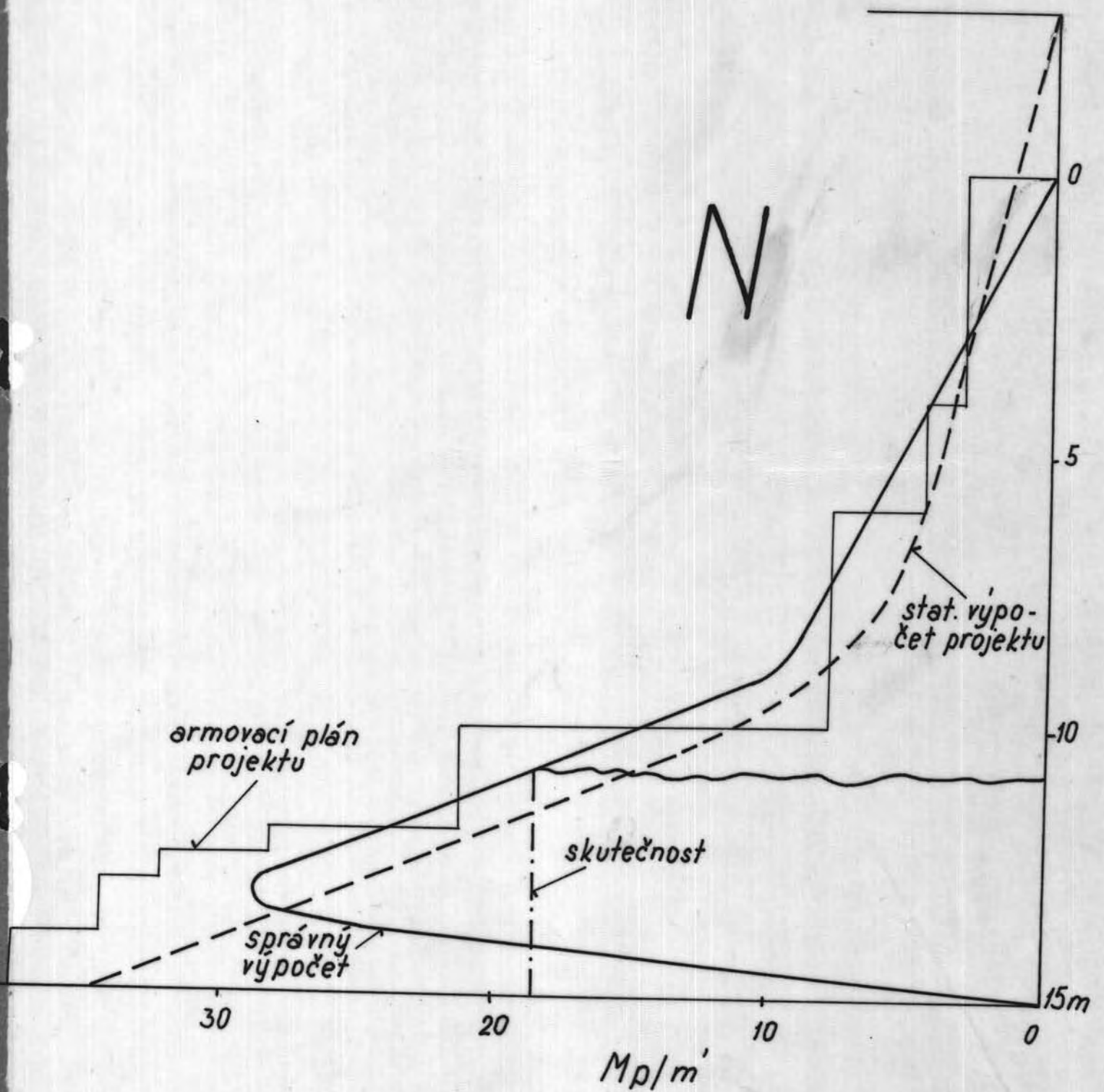
Obr. 13a



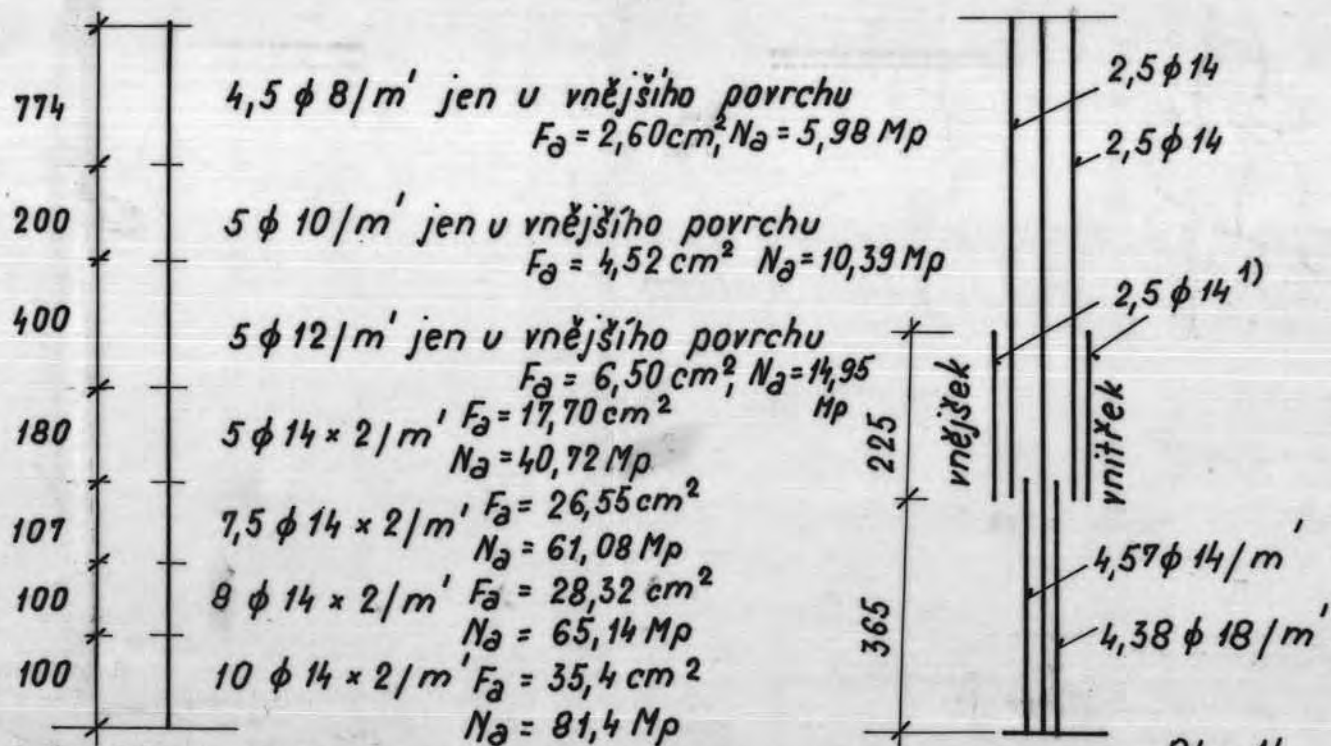
Obr. 12



Obr. 13a



Obr. 13b



1/ U této položky není vyznačeno její umístění, je proto uvažována stejně jako ostatní svislá železa, tj. že polovina je při vnějším, polovina při vnitřním povrchu. Obr. 14

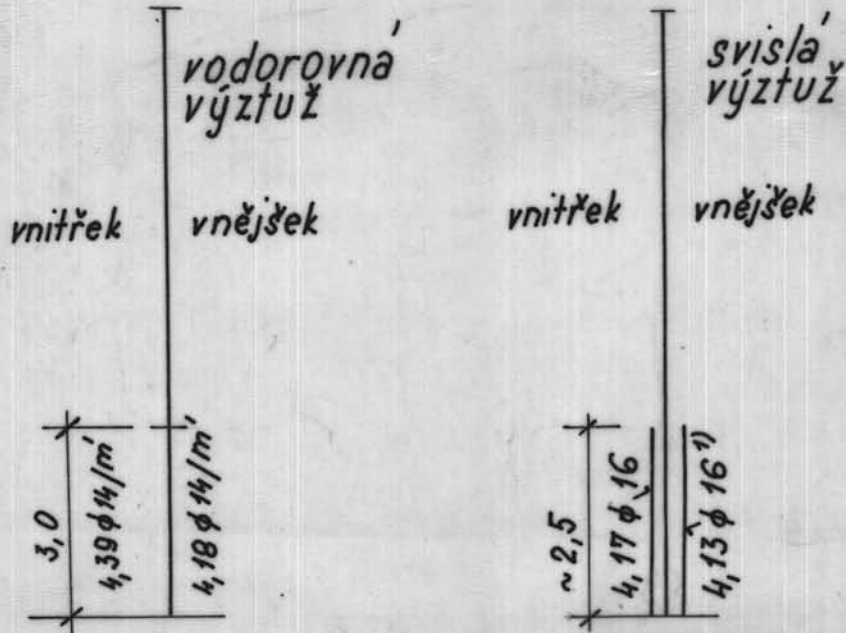
Tabulka 12

x	0-7,74 $\frac{x}{h}$	7,74-9,74	9,74-13,74	13,74-15,94	15,94-16,61	16,61-17,61	17,61-18,61							
$h-x$	10,87-18,61		8,87-10,87		4,87-8,87		3,07-4,87		2-3,07		1-2		0-1	
Beton	170						0 - 2,5		250		50000			
\bar{b}_c $\times c$ (kol/m ²)	37500						37500		37500		37500		37500	
F_a	2,60	4,52	6,50	17,70	28,55	28,32	35,4							
F_a 180/15	475	828	1190	2360	4850	5190	6490							
P_t	37975	38328	38690	39860	42350/54850	55190	56490							
$N_1 = \frac{P_t}{1,5}$	25400	25600	25800	26600	28300/36600	36900	37700							
N_a	5,98	10,39	14,95	40,72	61,08	65,14	81,4							
$N_2 = \frac{N_a}{1,9}$	3,15	5,47	7,90	21,4	32,2	34,4	42,9							
$h-x$	5,90 - 18,60				3,65 - 5,90		0 - 3,65							
vnitřní F_a	4,42				8,85		12,8							
N_a	10,18				20,36		29,4							
vnější F_a	4,42				8,85		8,1							
N_a	10,18				20,36		18,6							

Tabulka 12 - pokračování

		5,71 - 10,60	5,65 - 5,70	0 - 3,65
G	vnitřní	0,19%	0,38%	0,55%
	vnější	0,19%	10,38%	0,348%
S	vnitřní	0,985	0,970	0,957
	vnější	0,985	0,970	0,972
H	vnitřní	21,4	21,0	20,7
	vnější	21,4	21,0	21,0
M	vnitřní	2,18	4,29	6,10
	vnější	2,18	4,29	3,91

*/ Stavební plán č. 2.2.3 (01-2-3427) neodpovídá armovacímu plánu č. 2.3.2 v části svídelého řezu u horního konce věže (výška posledního otvoru, celková výška věže) šalovací plán chybí.



Obr. 15

1/ Střídají se nepravidelně \emptyset 14,16,18mm
 Použita průměrná hodnota \emptyset 16mm.

1.

M. 1 :

Dat.

Při průměrné vzdálenosti 22,8cm by byla příslušná výška armování pro 40 ž cca 9,1m. Na vnější straně podle projektu mělo být 38 ž 14 + 20 ž 12 + 10 ž 10 + 35 ž 8, celkem 103 vodorovných želez, což při zjištěné průměrné vzdálenosti 23,9cm dává výšku cca 24,7m, tj. více než výška věže (18m). Pro 18m odpovídá průměrná vzdálenost prutů 17,4cm, což nebylo zjištěno v žádném měřeném případě a patrně byla výstuž nejen rozmístěna jinak, ale umístěna i celkově méně výstuže (obr. 15).

Pro beton 250 (do 2,5m nade dnem) je $F_a = 8,57 \text{ ž } 14/\text{m}^2$

$$N_1 = \frac{1}{1,5} (25 \cdot 100 \cdot 20 + 1,54 \cdot 8,57 \cdot 210) =$$
$$= \frac{1}{1,5} (50\ 000 + 2770) = \frac{52\ 800}{1,5} = 35\ 200 \text{ kp}$$

$$N_2 = \frac{1,54 \cdot 8,57 \cdot 1,15 \cdot 2300}{1,9} = 18\ 600 \text{ kp}$$

Pro beton 170 (od 2,5m nade dnem)

$$N_1 = \frac{1}{1,5} (50\ 000 \cdot \frac{13}{20} + 2770) = \frac{1}{1,5} (37500 + 2770) = 26\ 800 \text{ kp}$$

$$\begin{aligned} \text{Vnější výstuž svislá } 1 \text{ ž } 16 & \Rightarrow F_a = 2,312 \text{ cm}^2 \\ & 4,13 \text{ ž } 16 \Rightarrow F_a = 9,56 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\varphi = \frac{9,56}{21,8} = 0,438 \quad \delta = 0,976 \quad r = 21,3 \text{ cm}$$

$$M_n = 9,56 \cdot 2300 \cdot 21,3 = 4,69 \text{ Mpm/m}^2$$

$$M = 4,69/1,9 = 2,47 \text{ Mpm/m}^2$$

$$\text{Vnitřní výstuž svislá } 4,17 \text{ ž } 16 \Rightarrow F_a = 9,64 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{9,64}{21,8} = 0,443 \quad \delta = 0,975 \quad r = 21,3 \text{ cm}$$

$$M_n = 9,64 \cdot 2300 \cdot 21,3 = 4,72 \text{ Mpm/m}^2$$

$$M = 4,72/1,9 = 2,48 \text{ Mpm/m}^2$$

1.3. Shrnutí

Provedený rozbor ukazuje, jak se liší vnitřní síly odpovídající navrženým průřezům podle

- a/ statického výpočtu projektu (kapitola 1.2.3)
- b/ armovacího plánu (1.2.4)
- c/ skutečnosti (kapitola 1.2.5)

od správných hodnot vnitřních sil, určených přesnějším výpočtem.

Ohybové momenty v důsledku vetknutí stěn do dna jsou kryty v případě

- a/ ~~nedostatečně~~ dostatečně v oblasti negativních ohybových momentů (tah na vnitřní straně), nedostatečně (resp.vůbec) v oblasti kladných ohybových momentů (tah na vnější straně)
- b/ dostatečně, s velkou rezervou v oblasti negativních i pozitivních ohybových momentů
- c/ dostatečně v oblasti negativních i pozitivních ohybových momentů

Tahové síly v důsledku vnitřního přeřlaku jsou kryty v případě

- a/ nedostatečně v rozmezí 1,5 - 12m nade dnem
- b/ nedostatečně v lokalitách kolem 3m - 3,5m, 5-7,5m a 9-12m nade dnem, na druhé straně s velkou rezervou v oblasti 1-1,5m nade dnem
- c/ silně nedostatečně v zjišťované oblasti maximálních tahových sil.

V horních závěrech vychází se přirozeně z přijatých předpokladů výpočtu, zejména velikosti a rozdělení zatížení, jak bylo uvedeno v předchozí kapitole.

Snížení množství svislé výstuže uložené v průměru ve stěně ve skutečnosti proti předpokládané armovacímu plánu nemá vliv na vznik poruch a je zachována dostatečná bezpečnost. ^{h₂} Nerovnoměrné umístění výstuže zhoršuje však vnitřní napjatost l. křivně.

V důsledku nedostatečného vyztužení vodorovnou výstuží došlo k podstatnému snížení požadovaného stupně bezpečnosti ve svislých řezech nádrže v rozsahu 1,0 až 12m nad dnem.

V oblasti 1,0-4,0m je snížení zavíněno menším skutečným vyztužením proti armovacímu plánu předepsaným hodnotám, v oblasti 9-12m je snížení zavíněno menším navrženým vyztužením (podle armovacího plánu) proti správným hodnotám. Není ovšem vyloučeno, že i v této oblasti nebyl dodržen předpis armovacího plánu (a vyztužení případně dále sníženo). V celé výšce je snížení stupně bezpečnosti dále zavíněno ^{st₁} nerovnoměrným rozdělením výstuže.

Na vznik trhlinek má kromě množství a umístění výstuže ovšem velký vliv napětí v tahu, vznikající ve vyztuženém průřezu smršťováním betonu. Velikost tohoto napětí závisí na stupni vyztužení, vlhkosti prostředí a statickém působení konstrukce. Žádné vyztužení nemůže zabránit vzniku smršťovacích trhlinek. Hustší vyztužení způsobí více jemnějších trhlinek a naopak; větší stupeň vyztužení než 1,5% je příčinou, že napětí od smršťování

vyčerpávají více než polovinu pevnosti betonu v tahu. Nelze proto očekávat, že sebesložitéjším řešením účinku vnějšího zatížení samotného by byl získán spolehlivý obraz o napětí betonu v tahu, které může být způsobeno z větší části vlivy vedlejšími. Zejména konstrukční zásady pro navrhování a provádění vodotěsného betonu jako potenciální zdroje zvýšené napjatosti musí být dodržovány.

Pokud jde o vodorovné trhliny na vnitřním i vnějším líci, mohly být způsobeny teprve druhotně, po vzniku trhlin svislých, v důsledku nepřiznivé napjatosti způsobené řadou různých popsanych vlivů. ^{to rozhodne jsou významné množství, ve kterých došlo k roztržení této vodorovné betonové bedny (místy pro uložení tyčinek poutacích).} Vznik vodorovných trhlin uvnitř nemohl ovlivnit i okolnost, že nádrž byla po zhotovení patrně zasypána do příslušné výše zeminou a byla zatěžována vnitřním přetlakem teprve po dvou letech od zhotovení, kdy zemina kolem byla již natolik konsolidována, že působila svým pasivním tlakem proti deformacím způsobeným tlakem siláže. Tím se negativní moment posouvá nahoru a oblast jeho působení se podstatně rozšiřuje.

2. Konstruktivní nedostatky projektu

Bylo již uvedeno, že vznik lokálních napětí v betonu od smršťování je silně podporován rostoucím stupněm vyztužení. Projekt předpokládá vyztužení svislou výztuží ve spodní partii věže $4,5 \text{ } \varnothing 18 + 4,5 \text{ } \varnothing 14/\text{m}^2$, tj. $\rho = 1,0\%$ a současně vodorovnou výztuží $2 \times 10 \text{ } \varnothing 14/\text{m}^2$, tj. $\rho = 1,4\%$, tedy celkem cca $2,5\%$, což samo o sobě je z hlediska napjatosti nepřiznivé. Zásadou je, aby výztužné pruty nebyly dále než 20cm od sebe, což nebylo dodrženo u svislé výztuže (v horní části věže nad 6,0m ode dna je vzdálenost svislé výztuže 40cm).

Ve výpočtu není uvažováno s vlivem nerovnoměrného oteplení: jednostranné oslunění vyvolá značné ohybové momenty v konstrukci jako celku v oblasti přechodu osluněné a stíněné části ve svislých řezech, zejména není-li nádrž naplněna. Při zaplnění naopak jsou rozhodující napětí, vznikající v důsledku nerovnoměrné teploty vnějšího a vnitřního povrchu, a mohou dosáhnout značných hodnot; podle literárních údajů (např. Střechyně - Stavitelství betonové, I.díl, Praha 1934) při možných rozdílech teplot ($+70^{\circ}/+20^{\circ}\text{C}$ až -15° až $+20^{\circ}\text{C}$) lze očekávat vznik napětí více než 30 kp/cm^2 . Výpočet se sice obvykle neprovádí, je však třeba tyto účinky uvažovat při návrhu výstuže jistým zvýšením rezervy únosnosti.

Krycí vrstva výstuže nebyla předepsána; z armovacího plánu i se statického výpočtu vyplývá, že je lcm nebo méně (např. str.15 výpočtu uvažuje h u vnitřní výstuže 22cm, takže lcm odpovídá svislé výstuži $\varnothing 12$, při použití výstuže $\varnothing 18$ je krycí vrstva pouze 0,7cm). Podle ČSN 73 20 01 je třeba zvýšit u konstrukci vydaných zvlášť nepříznivým účinkům povět moeti, vlhkosti, agresivním vlivům prostředí apod. obvyklé krycí vrstvy o lcm, takže v dané konstrukci měla být předepsána zásadně krycí vrstva 2cm.

Stykováná dvou prutů v tažených průřezech je ČSN 73 20 01 výslovně zakázáno. Zároveň je článkem 144 předepsáno, že v téměř příčném průřezu lze stykovat nejvíce $1/5$ tažených vložek tohoto průřezu. Armovací plán sice poznámkou u kruhové výstuže v místě otvorů předepisuje "vystřídání styků zkrácením jedněch a prodloužením druhých vždy o 250cm" (myšleno výstužných prutů)

avšak v rozpisu výztuže, směrodatné pro střihání prutů, je uvedena u příslušných poloh želez pouze délka jediná. Navíc i kdyby byl použit předepsaný postup, byla by jedna polovina přítomné výztuže stykována vždy v jednom průřezu.

Údaj o přesahu v armovacím plánu 75cm nelze spinit u vnější výztuže mimo otvory a u vnitřní výztuže u otvorů, kde vychází z délek jednotlivých želez pouze 68cm. Přestože nejsou pruty opatřeny polokruhovitými háky, nebyla výpočtem stanovena potřebná kotevní délka ve smyslu článku 143 ČSN 73 20 01.

Správné nastavení dvou želez se provede tak, aby jejich vzdálenost v přesahu byla cca $3 \varnothing$; železa nemají být v dotyku (a svazovány vazacím drátem). V místech nastavení je stupeň vystužení 2x větší (a železa, jsou-li blíže než $3 \varnothing$, nebudou dobře obalena betonem) a vzniknou větší vedlejší napětí od smršťování. Ani výpočet ani armovací plán neobsahuje údaj o úpravě styků.

Vzhledem k tomu, že nejde o nádobu tenkostěnnou ve smyslu předpokladů použitého výpočtu (viz kapitola o výpočtu), je třeba při rozdělení výztuže na tuto okolnost pamatovat. Napětí po tloušťce průřezu od namáhání vnitřním přetlakem nebudou konstantní, ale uvnitř budou větší, měnící se hyperbolicky od vnějšího k vnitřnímu povrchu (viz např. Technický průvodce sv.3, Pružnost a pevnost, 1944 Praha).

Podle toho by mělo být více výztuže u vnitřního povrchu nádoby. Armovací plán však na proti tomu od výšky cca 4,80m nad dnem zavádí jednostrannou vodorovnou výztuž na vnějším okraji.

Povrchová omítka zajišťuje zvýšení vodotěsnosti. Na provedení jsou různé názory, v jednom se ale shodují: má být vždy dvouvrstvá. Projekt však předepisuje vnitřní omítku jednoduchou.

Předpokladem výpočtu je správná funkce zařízení pro odvod štáv. Jeden otvor $\varnothing 100$ mm s děrovanou mřížkou 15×15 cm na plochu cca 65 m^2 se zdá nedostatečný. Rovněž jímka na štávy dimensovaná pouze na jednu voznici je nedostatečná. Její objem odpovídá objemu štávy v nádrži na výšku 2cm. Je-li jímka vodotěsná, téměř s jistotou zaručuje, že z nádrže nebudou štávy ihned po vzniku odváděny.

Výpočet, který není označen ani číslem zakázky, ani názvem objektu, obsahuje některé nedostatky, které však s ohledem na to, že armovací plán je proveden odlišně, nemají na bezpečnost konstrukce vesměs žádný vliv. Některé chyby (např. na str. 8 a 9 výpočtu) mohly vzniknout převzetím chybně odvozených vzorců z publikací jinak uznávaných autorů (např. Hruban, Beton II, 1951 Praha). Naproti tomu armovací plán obsahuje některé nedostatky, které se nevyskytují ve výpočtu (chybějící vnitřní horizontální výztuž nad 5m výšky),

nedostatečné nebo nejasné značení umístění některých profilů (např. pol.15), nedostatečné nebo chybné označení délek horizontální výztuže s ohledem na stykování a celkově malou jasnost a jednoznačnost předpisu. Existují také některé nejednotnosti mezi armovacím plánem a stavebním plánem (např. výška posledního otvoru ve stěně nádrže).

Podle ČSN 73 20 01, článek 4 je nepřipustné užití v jednom konstrukčním prvku ze železobetonu, betonovaném najednou, více druhů betonu. Protože, jak plyne z technické správy statika pro projekt obdobné věže v Rovině (SVJ Bezoň) (str.9), "je třeba, zvláště u pláště betonovat nepřetržitě, aby nevznikly pracovní spáry;" jde tedy ve smyslu normy o jeden konstrukční prvek betonovaný najednou a návrh dvou druhů betonu je chybný.

3. Výpočet technické správy n.p. Vodní stavby

Posudek nevychází z údajů projektu silážních věží ve S [redacted] a v M [redacted]: v bodě 1 je nesprávně uvedena výška uvažované štávy (5m namísto 6m), stupeň bezpečnosti (2,07 namísto 1,62) i měrná tíha náplně (820 kp/m^3 namísto 850 kp/m^3). To, že zvětšení výšky štávy ve věži způsobí snížení stupně bezpečnosti, je přirozené.

V bodě 2 se opět nevychází z údajů projektu; v diskusní otázce případného použití betonu 170 namísto 250 byl by naopak stupeň bezpečnosti při použití podkladů výpočtu projektu (tj. maximální tahovou silou 34,7 t) $s = 44,1/34,7 = 1,28 < 1,50$.

Oba body tedy nepřinázejí nic, čím by se nějak posuzovaly siláční věže v souvislosti s poruchami a už vůbec nelze podle těchto bodů přijmout za podložené tvrzení, že vzniklé poruchy nejsou zaviněny prováděnými stavebními pracemi.

4. Provádění siláčních věží

Při provedení siláčních věží byla již výše konstatována vážná závada v množství a rozdělení umístěné horizontální výstuže.

Dále bylo zjištěno gamadefektologickým zkouškami, že přesahy výstuže ve stykách jsou kratší než udává armovací plán. Byly zjištěny mezi 28cm a 63cm, ze sedmi zjištěných celých přesahů byly všechny kratší než předepsaná (případně možná z délky želez) kotevní délka.

Umístění styků železa nebylo provedeno podle projektu. Podle očekávání v místech oken byla řada styků umístěna prakticky v jednom svislém řezu (viz poznámka o armovacím plánu projektu v kapitole 2).

V řadě míst nádrže jsou šterková hnízda, kterými prosakuje kapalina z vnitřku a dochází tak k silnému pro-
vlhčení betonu. V provlhčeném betonu soudržnost klesá, v mokřím (a řídkém) betonu téměř na nulu. Spolu s kratšími přesahy

vzniká ve styku silně oslabené místo, jež může být potenciálním zdrojem poruchy. Navíc beton se v těchto místech dále porušuje jednak chemicky a fyzikálně působením sílýchých šťav, jednak fyzikálním působením smrzlé kapaliny v zimním období.

Pevnost betonu měla být 250 resp. 170. Jak kontrolní zkoušky provedené se vzorků betonu odebraných při betonáži, tak informativní nedestruktivní zkoušky provedené nyní, ukázaly podstatně vyšší hodnoty pevností (350, 295, 330, 320, tj. průměrně 324 kp/cm^2), což svědčí o předávkování cementu (podle Ing. Seidla z Metrostavu byl použit železoportlandský cement 350). Větší množství cementu v betonu (jehož vodní součinitel s ohledem na tloušťku stěny a množství výstuže v ní musel být relativně vysoký) má za následek větší smrštění a vznik větších podružných lokálních napětí v konstrukci.

Asi 2,5m po obvodě byla zjištěna gamadefekteskopickou zkouškou přítomnost svislých želez Ø 32 v blízkosti středu stěny. Tato železa by způsobovala značné zvýšení lokální napjatosti od smrštění a teploty. Ukázalo se však, že okolo želez je prázdná prostora nebo železo vůbec chybí a zůstal po nich pouze otvor, takže ve většině případů je uprostřed stěny podélný průběžný otvor o průměru 4-5 cm. Tyto otvory silně zhoršují vnitřní napjatost od všech druhů namáhání a jsou potenciální příčinou případné poruchy.

Skutečně svislé trhliny, které byly na konstrukci zjištěny (viz obr.1 a 2), probíhají přesně v místech umístění těchto silných svislých želez nebo otvorů po nich. Zvláště nepříznivé, jsou-li tato železa, potřebná v použitém systému betonáže pro posuv bednění, umístěna blíže vnějšího povrchu. Navíc tyto otvory jsou komunikační cesty pro páry, vody nebo šťávy prosáklé do nich různými netěsnostmi a způsobují zhoršení kvality betonu ve svém okolí po celé výšce věže. Vliv mrazu je v případě otvoru naplněného vodou evidentní. Dále bylo zjištěno, že v okolí těchto svislých želez případně otvorů po nich je svislá výztuž na vzdálenost 20 - 25 cm po každé straně, což znamená, že nevyztužená část vertikální výztuže je v těchto místech minimálně 40 - 50 cm.

Podle technické zprávy projektu na Rovinu (SVJ Bezno) a také podle zprávy Z-678 VÚZT Řepy mají být ocelové rámy otvorů přivařeny k výztuži stěn, neboť tvoří její součást. Ve zprávě k projektu na S [redacted] a M [redacted] nebyl tento postup výjevně požadován a jak vyplývá ze záznamů ve stavebních denících, byly ocelové rámy osazovány až dodatečně, po zatvrdnutí betonu (např. záznamy z 25.5.72 až 30.5.72 ve S [redacted]).

Ve S [redacted] nebyla provedena projektem požadovaná vnitřní omítka. Navíc podle záznamů stavebního deníku byl proveden penetrační nátěr betonu 12.5. - 18.5.72, pak zašišťování, vyspravování a úpravy povrchů 1.6. - 9.6.72 a současně od 7.6. - 23.6.72 kyselinovzdorné nátěry. Protože nebyly poskytnuty

Znalci podklady o předepsaném druhu ochranného nátěru ani postupu provedení ochrany, nelze posoudit, do jaké míry tento postup ovlivnil kvalitu ochrany.

V M [redacted] byla provedena omítka jednovrstvá, podle zápisu stavebního deníku ve dnech 5.7.-9.7.71.

Neprovedení nebo nedokonalé provedení omítky a izolačního nátěru nemá však vliv na vznik zjištěných poruch a prásaky v trhlinách.

Pro armování stěn svislou výstuží bylo použito jiných profilů než předpokládal projekt (armovací plán), někde menších, někde větších (viz také příslušné zápisy ve stavebním deníku - M [redacted] str. 97 25 17, S [redacted] str.99 57 12). Změna neměla však žádný vliv na bezpečnost konstrukce.

5. Provoz a obsluha nádrže

Provozní řád (který nebyl znalci poskytnut) zaplňování a obsluhy nádrže by měl předepsat, že na dno se uloží před naplňování silážní hmotou vrstva lisované slámy, aby se zajistila možnost odchodu silážních šťáv. Podle údaje vedoucího družstva s.Vrány v jednom případě zaplnění tato vrstva byla uložena, ve druhém nikoli. Opomenutí v uložení této vrstvy může mít za následek ucpání výpusti a stoupnutí šťáv nad výpočetem předpokládanou výšku 6,0m nade dnem. Stopy po výto-
(která nemá jiný smysl kromě toho, že když se jí...

ku šťáv na vnější povrchu nádrží ve větších výškách než 6m nade dnem nasvědčují, že k tomu v některém případě došlo. Ke stejnému jevu může dojít i v případě, že jímka pro šťávy je vodotěsná a nedochází k jejímu pravidelnému a včasnému (tj. ihned po naplnění) vyprazdňování. Nepatrný obsah jímky vzhledem k celkovému obsahu šťáv v nádrži vede k oprávněné domněnce, že v praxi k přeplňování jímky (a tím varůsta

hladiny stáv v nádrži) dochází (obsah vytlačených stáv
může dosáhnout ^{Kvas 400} až 300 náplní jímky).

Investorem však byl projekt schválen bez připomínek
v tomto smyslu.

] P

Z á v ě r

K poruše siláňních věží došlo v důsledku náhodného nakupení nepříznivých okolností a některých nedostatků v předpokladech výpočtu, projektu, při provádění a při ^{a do jisté míry i} provozu nádrží.

Nelze určit primární příčinu; každá z výše uvedených příčin mohla za přítomnosti ostatních přispět k dosažení a překročení kritického namáhání betonu a výstuže, vedoucích ke vzniku poruchy /trhliny/.

**Z v á š n ě h p ř í č i n l i s e u v ě s t
s e j m ě n a :**

- nedodržení množství horizontální výstuže předepsané armovací plánem, což vedlo ke snížení stupně bezpečnosti
- nedostatečné množství horizontální výstuže podle projektu /armovacího plánu/, což vedlo rovněž ke snížení stupně bezpečnosti. Tato nedostatečné množství výstuže je s apřibližně převládě použitými předpoklady o zatížení /což je sřejmě otázka obecně nevyjasněná a šel. státní normou nedostatečně specifikovaná
- v souvislosti s předchozím bodem vážný nedostatek ČSN 73 00 35, neudávající hodnoty vodorovného tlaku náplně siláňních věží ani směrnice pro jeho určení
- nedodržení množství vertikální výstuže předepsané armovacím

plánem, což vedlo ke snížení stupně bezpečnosti,

- značné nepravidelnosti v rozmístění horizontální i vertikální výstuže, což způsobuje lokální zvýšení napjatosti,
- nedodržení projektovaných přesahů horizontální výstuže prováděním odvodem, což vede k lokálnímu zvýšení napětí betonu
- nedodržení normy o počtu přesahů tahové výstuže v jednom průřezu a v některých případech o délce přesahů projektantem, vedoucí k nadměrnému oslabení jednoho průřezu
- použití silajch vertikálních montážních želez, vytvoření příhradného prostoru kolem nich, případně vytvoření příhradného prostoru vytažením těchto želez a již zatvrdlého betonu, jež vedou k lokální koncentraci napětí
- lokálně snížená kvalita betonu a vytvoření štěrkových hrad, umožňující další destrukci betonu a vedoucí ke snížení pevnosti v soudržnosti s výstuží
- vytvoření komunikačních prostorů ve stěnách a otvorech okolo ^{stěn} nebo po ²⁸ 12
- nedodržení řady konstruktivních zásad v projektu i při provádění, a nichž některé by měly být notoricky známy oběma: projektantovi i stavbyvedoucím, vedoucí ke zvýšení lokální napjatosti
- nedostatečně navržená, ~~nedostatečně provedená a nedostatečně udržovaná~~ vodotěsná a kyselinovzdorná ochrana vnitřního povrchu

beton

nádrže. Vede i v případě konstrukce bez poruch /trhlin/
k prosakování, postupnému zhoršování kvality díla a snížení
jeho životnosti

- nesprávný provozní řád plnění a obsluhy nádrží, vedoucí
ke zvýšení hladiny štáv v nádrži nad předpokládanou výši ve
výpočtu, což prudce snižuje stupeň bezpečnosti
- nedostatečná kontrola stavebního dozoru investora a autorského
dozoru projektanta /převzetí výstuže, kvalita betonu atd./.

Hodnocení stupně savinění jednotlivých partnerů je jen obtížně
možné a je hrubě informativní. Podle všech prove-
dených roborů a jejich uvážení po-
kládám stupeň savinění prováděcího
závodu za nejvyšší /vada stavebních prací/,
stupeň savinění projektanta /vada pro-
jekt/ a investora - provozovatele
/nedostatečný dozor, nesprávný provoz/ za porovnatel-
ný; v absolutní míře odhaduji stupeň
savinění prováděcím závodem - pro-
jektantem - provozovatelem v poměru
přibližně 2:1:1.

Rekonstrukce sídlačních věží je možná ve shodě s předchozím
výkladem zajištěním:

- a/ omezení zatížení, tj. aby výška sídlačních štáv nedostoupila
vyšší hodnoty, než cca 3,0 m nade dnem.

- b/ podstatné redukce vypočtových tahových napětí betonu a zvýšení celkové životnosti vnějším horizontálním předpětím pláště silátní vlně, přičemž stupněm předpětí lze regulovat přípustnou výšku silátních štěr /nad hodnotu podle bodu a/
- c/ nepropustnosti a trvanlivosti dokonalem sainjektováním všech trhlin, štěrkových házd a otvorů kolem výstuže nebo po výstuži, po předchozím očištění *a neutralizaci*
- d/ ^{uvě} ochrany vnitřního betonového povrchu vhodným a trvanlivým izolačním prostředkem.

R. BAREŠ

R. B A R E Š