

ING. MILOŠ ZICH, Ph.D.,

ING. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.,

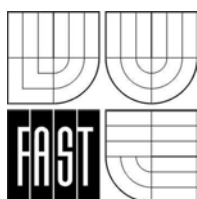
DOC. ING. MILAN SEČKÁŘ, CSc.,

ING. IVANA LANÍKOVÁ, Ph.D.

VODOHOSPODÁŘSKÉ KONSTRUKCE

MODUL M02

NÁDRŽE A POTRUBÍ



OBSAH

| | |
|---|-----------|
| 1 Úvod..... | 5 |
| 1.1 Cíle..... | 5 |
| 1.2 Požadované znalosti..... | 5 |
| 1.3 Doba potřebná ke studiu | 5 |
| 1.4 Klíčová slova..... | 5 |
| 1.5 Metodický návod na práci s textem | 5 |
| 2 Nádrže – rozdělení..... | 7 |
| 3 Pravoúhlé nádrže..... | 8 |
| 3.1 Konstrukční prvky..... | 8 |
| 3.2 Zatížení a jeho účinky | 9 |
| 3.3 Nízké nádrže | 9 |
| 3.4 Střední nádrže | 10 |
| 3.5 Vysoké nádrže..... | 11 |
| 3.6 Velkoobsahové nádrže | 13 |
| 3.7 Příklad 1 | 16 |
| 3.8 Příklad 2 | 21 |
| 3.9 Manipulační komory | 27 |
| 4 Kruhové nádrže - vodojemy | 29 |
| 4.1 Použití a konstrukční uspořádání | 29 |
| 4.2 Zatížení a výpočet vnitřních sil válcových nádrží | 31 |
| 5 Potrubí..... | 35 |
| 5.1 Zatížení potrubí..... | 35 |
| 5.1.1 Rýhové zatížení..... | 36 |
| 5.1.2 Násypové zatížení | 37 |
| 5.1.3 Nahodilé zatížení | 39 |
| 5.2 Statické řešení a dimenzování..... | 40 |
| 5.3 Tvarování potrubí..... | 42 |
| 5.4 Příklad 3 | 44 |
| 6 Závěr..... | 48 |
| 6.1 Shrnutí..... | 48 |
| 6.2 Studijní prameny | 48 |

1 Úvod

1.1 Cíle

V překládaném modulu CW 2 „Vodohospodářské konstrukce“ bude uvedeno základní řešení betonových vodohospodářských konstrukcí. Vyloženy budou způsoby výpočtů nádrží, vodojemů a potrubí. Výklad bude doplněn příklady řešení těchto konstrukcí. Obsah modulu sestává z části obecné, vysvětlující jednotlivé problémy a postupy pro návrh a výpočet statických účinků, a z části výpočtové, kde na jednotlivých příkladech je proveden výpočet konkrétní konstrukce.



1.2 Požadované znalosti

Modul CW2 navazuje na modul CW1 pojednávající o konstrukcích žlabů a kolektorů a dále na základní moduly „Prvky betonových konstrukcí“, moduly CM 1 až CM 4, a „Betonové konstrukce I“, moduly CS 1 až CS 4. Pokud student nemá dostatečné znalosti předchozí látky, bude se jen těžko orientovat ve vyložené problematice.



Vzhledem k tomu, že při výpočtech betonových konstrukcí jsou zapotřebí i znalosti stavební mechaniky, pružnosti a pevnosti, je nutné se orientovat i v těchto předmětech.

Při výpočtech se použijí i znalosti z geotechniky (zemní tlak na stavební konstrukce). Z matematiky, deskriptivní geometrie, fyziky apod. jsou zapotřebí běžné znalosti, získané studiem na střední škole.

1.3 Doba potřebná ke studiu

Modul obsahuje látku zhruba za čtyři týdny semestru. Doba pro nastudování jednotlivých oddílů je různá, závisí především na průpravě studenta v předchozím studiu na této fakultě. Všeobecně řečeno, potřebná doba pro nastudování obnáší cca 20 – 30 hodin.



1.4 Klíčová slova

Nádrž, vodojem, potrubí, beton.



1.5 Metodický návod na práci s textem

Text modulu je třeba studovat postupně, vždy počítat příklady – tedy aplikovat teoretické znalosti na praktické řešení konstrukce. Pokud není příslušná část jasná, je třeba začít studovat znovu a prozatím nepokračovat ve studiu nové látky.

2 Nádrže – rozdělení

Nádrže slouží k uchování různých kapalin. Podle účelu (a druhu kapaliny) se dělí nádrže:

- na pitnou a užitkovou vodu,
- na kapaliny potravinářského a chemického průmyslu,
- na čištění vody a splašků,
- na zemědělské kapaliny,
- na těkavé látky (olej, nafta, benzin).

Podle použitého materiálu se dělí nádrže na:

- cihelné,
- z prostého betonu,
- ze železobetonu,
- z předpjatého betonu,
- ocelové.

Podle umístění mohou být nádrže provedeny jako:

- nadzemní (založené jen v nezámrazné hloubce, zapuštěné částečně nebo na celou výšku),
- podzemní – zasypané,
- nesené – posazené na nosné konstrukci (v průmyslových závodech), věžové vodojemy.

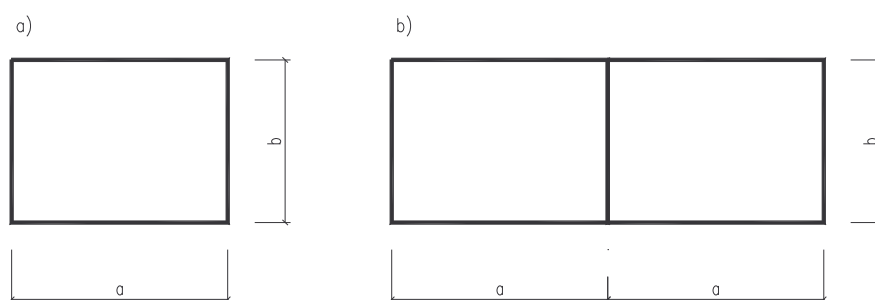
Podle půdorysného tvaru rozeznáváme nádrže:

- pravoúhlé,
- kruhové,
- jiné (mnohoúhelníky apod.).

3 Pravoúhlé nádrže

Uplatnění pravoúhlých nádrží je velmi široké, používají se pro všechny druhy kapalin. Výhodou je jednoduché provádění bednění a možnost pravidelného rozmístění podpěrných prvků pro stropní konstrukci. Kromě toho jsou proti nádržím válcovým méně citlivé na jednostranně působící zatížení.

Nádrže je možno navrhovat jako jedno nebo více komorové, přičemž poměr délek stran nemá překročit hodnotu 4:3.



Obr. 3.1: Schéma půdorysu nádrží

3.1 Konstrukční prvky

Konstrukčními prvky pravoúhlých nádrží jsou stěny, dno a stropy. Stěny mohou být :

- a) monolitické: deskové,
deskové opřené o konzolové stojky,
- b) prefabrikované z prvků.

Dno je vždy monolitické, v provedení:

- tuhá základová deska (u stlačitelných půd),
- membránová deska (u málo stlačitelných půd).

Strop může být vytvořen jako:

- deska křížem vyztužená,
- hříbový strop,
- trámový strop,
- prefabrikovaný z dílců.



Obr. 3.2: Úprava dna u nestlačitelných půd

3.2 Zatížení a jeho účinky

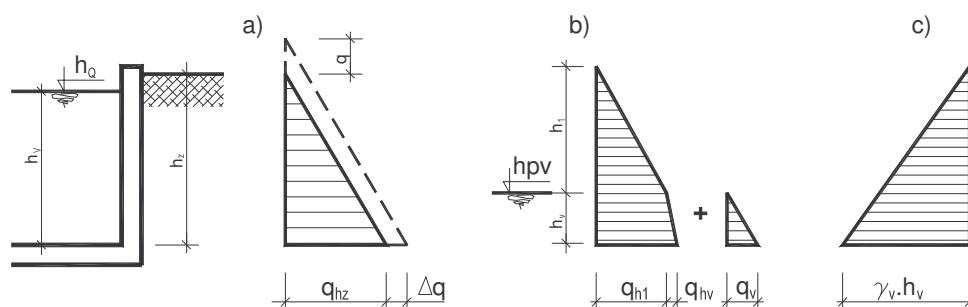
Podobně jako u žlabů platí i u nádrží (zastropených i nezastropených), že je nutné posoudit jednotlivé konstrukční prvky samostatně na účinky od zeminy při prázdné nádrži a účinky od náplně při odkopané nádrži.

Způsob výpočtu statických veličin je závislý na tom, zda se jedná o nádrže nízké, střední nebo vysoké, příp. o nádrž velkoobsahové.

3.3 Nízké nádrže

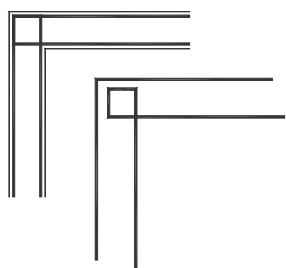
Do nádrží nízkých se řadí objekty, jejichž výška je značně menší půdorysný rozměr. Pro jejich výšku platí: $h \leq \frac{a+b}{4}$.

V případě nízkých nádrží se většinou jedná o nezastropené objekty – bazény, retenční nádrže, usazovací nádrže apod.



Obr. 3.3: Tlaky na stěnu nádrže: a), b) působí zemní tlak, c) působí kapalina¹

Stěny se ve výpočtu uvažují jako konzolové desky vetknuté do dna, tj. statické účinky se počítají stejně jako u stěn otevřených žlabů, obr. 3.3.



Obr. 3.4: Úprava výztuže stěn v rohu nádrže

Výztuž pro zachycení momentů ve stěně je tvarována stejně jako u stěn žlabů, průměr, počet kusů atd. musí splňovat konstrukční požadavky norem pro desky a stěny.

V rozích ve styku stěn vznikají momenty od vzájemného vetknutí – rámového účinku. V důsledku tahových napětí vzniká nebezpečí vzniku trhlin. Do rohů se tedy vkládají příložky ve vodorovné rovině, obr. 3.4. Doporučuje se, aby délka příložek byla aspoň rovna výšce kapaliny h_v .

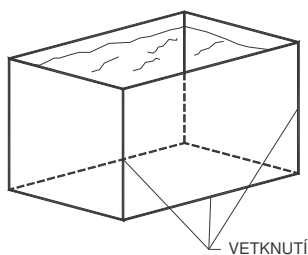
¹ Označení veličin je stejné jako u žlabů, viz modul CW_1

3.4 Střední nádrže

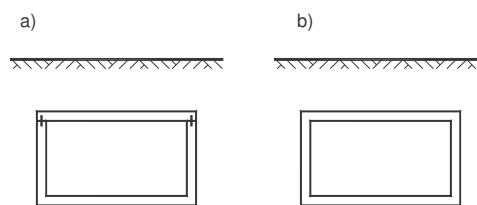
Jako střední nádrž se uvažují ty objekty, u nichž výška stěny $h \leq \frac{a+b}{2}$. Tyto nádrže mohou být provedeny jako otevřené, obr. 3.5, 3.7a, nebo zastropené. Přičemž stropní konstrukce může být buď prostě uložena na stěnách obr. 3.6a, obr. 3.7b nebo vetknuta, obr. 3.6b, 3.7c.

Nádrž nezastropená

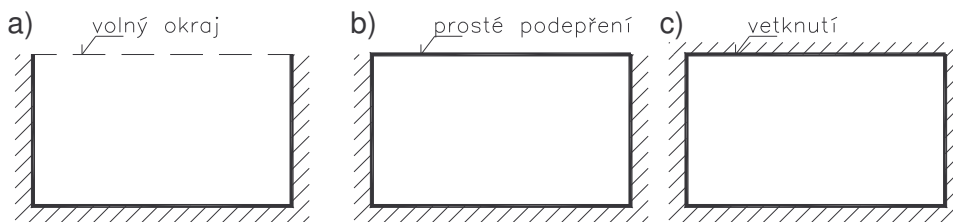
U těchto nádrží se statické účinky počítají jako na deskovém prvku na třech stranách vetknutém a na jedné straně s volným okrajem obr. 3.7a, přičemž zatížení stěny je buď trojúhelníkové - pouze od vodního tlaku nebo lichoběžníkové od zemního tlaku a přitížení provozem na povrchu terénu. Ohybové momenty vznikají v obou směrech, ve vertikálním i horizontálním, tj. nosná výztuž je situována do obou směrů.



Obr. 3.5: Střední nádrž nezastropená



Obr. 3.6: Stropní konstrukce:
a) kloubově uložena,
b) vetknutá



Obr. 3.7: Statická schemata stěn

Nádrž zastropená - stropní konstrukce kloubově uložena

V tomto případě se stěny počítají jako desky na třech stranách vetknuté a na jedné straně kloubově uložené, obr. 3.7b. Dimenzují a posuzují se na mimostředný tlak, protože kromě momentu v obou směrech a vodorovné normálové síly v nich působí i svislá normálová síla od tíhy stropu a tíhy zeminy.

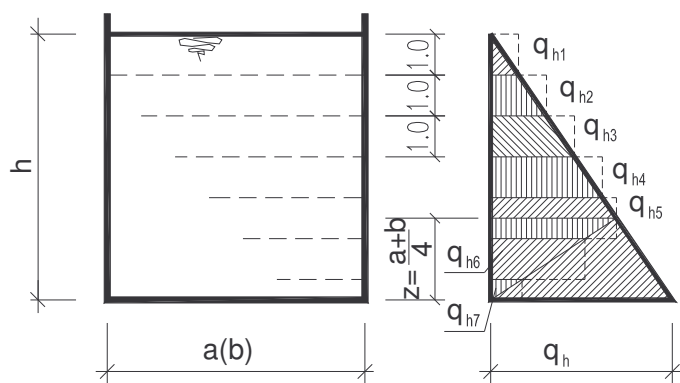
Nádrž zastropená - stropní konstrukce vetknutá

Stěny se počítají jako desky na všech stranách vetknuté, obr. 3.7c. Jsou namáhány mimostředným tlakem v obou směrech.

Ohybové momenty se ve stěnách pro daný průběh zatížení a dané uchycení stěny a stropu počítají například pomocí metody náhradních nosníků, viz samostatné moduly CS3.

3.5 Vysoké nádrže

Jako nádrže vysoké se uvažují ty objekty, kde $h > \frac{a+b}{2}$. U těchto nádrží převládá výška nad půdorysnými rozměry a stěny tvoří uzavřený rám. V oblasti vetknutí stěny do dna nemůže nastat volná deformace půdorysného rámu, proto část zatížení zemním tlakem nebo kapalinou přenáší svislý směr, tj. vznikají momenty ve svislém směru. Pro vlastní řešení se stěny nádrže rozdělí na pruhy o výšce 1m, zatížené příslušnou velikostí zemního tlaku, respektive tlaku vody, obr. 3.8. Jednotlivé pruhy se řeší jako uzavřený rám.



Obr. 3.8: Schéma rozdělení zatížení

V horizontálním směru při zatížení q_i bude:

- Pro $a \neq b$

- moment v rozích $M = -\frac{q_i(a^2 + b^2k)}{12(1+k)}$, kde $k = \frac{J_1}{J_2} \cdot \frac{b}{a}$ představuje poměr

ohybových tuhostí stěn

- momenty v polích $M_a = \frac{1}{8}q_i a^2 + M$, $M_b = \frac{1}{8}q_i b^2 + M$,

- tlaková (tahová) síla $N_a = \frac{1}{2}q_i b$, $N_b = \frac{1}{2}q_i a$.

- Pro čtvercovou nádrž $a = b$

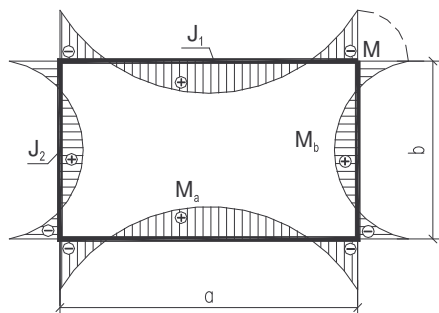
- moment v rozích $M = -\frac{1}{12}q_i a^2$, moment v poli $M_a = \frac{1}{24}q_i a^2$,

- tlaková (tahová) síla $N = \frac{1}{2}q_i a$,

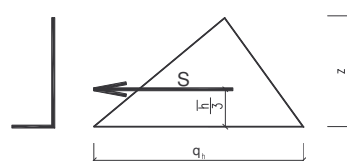
kde q_i je zatížení zemním tlakem (hydrostatickým tlakem vody), *obr. 3.9*.

Ve vertikální rovině působí ve spodní části stěny od zemního tlaku výslednice (síla) $S = \frac{1}{2} \cdot q_h \cdot z$, kde $q_h = \gamma_z \cdot h \cdot K_o$, resp. $q_h = \gamma_v \cdot h$ pro vodu.

Moment v patě stěny je $M_p = S \frac{z}{3} = \frac{1}{6} \cdot q_h \cdot z^2$, *obr. 3.10*.



Obr. 3.9: Průběh momentů v horizontálním směru



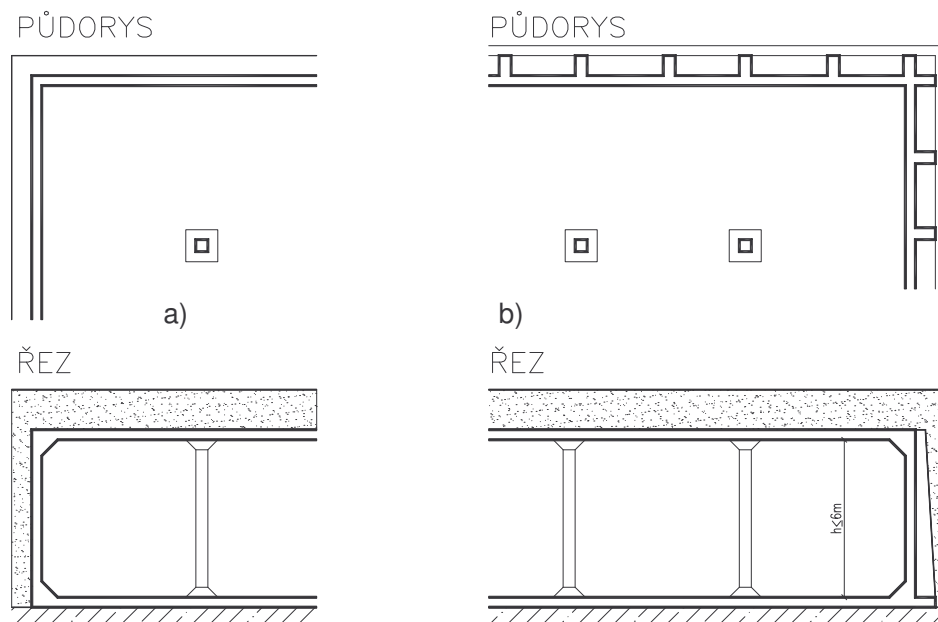
Obr. 3.10: Účinky ve vertikální rovině

Výztuž horizontální i vertikální musí pokrývat kladné i záporné momenty, tj. musí být umístěna u obou povrchů. Tvarování výztuže v rozích je obdobné jako na *obr. 3.4*.

Jako zastropení vysokých nádrží se zpravidla navrhuje křížem vyztužená deska, viz samostatné moduly CS3.

3.6 Velkoobsahové nádrže

Nádrže „velkoobsahové“ mají značné půdorysné rozměry, stropní konstrukce proto musí být podporována mezilehlými podpěrami. Stěny mohou být vytvořeny jako deskové nebo při vyšších výškách nádrže mohou být vyztuženy vertikálními žebry.



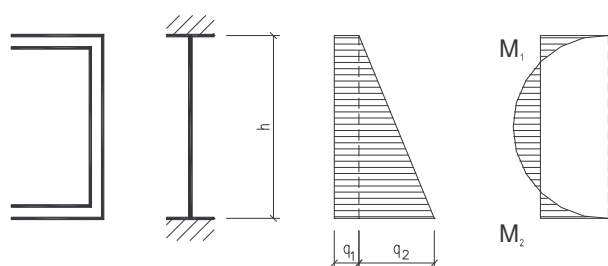
Obr. 3.11: Velkoobsahová nádrž: a) s deskovými stěnami
b) se stěnami vyztuženými žebry

- **Deskové stěny**

Deskové stěny mohou být provedeny ve dvojím konstrukčním uspořádání. Je-li stěna monoliticky spojena se základem i stropem, uvažuje se vetknutí stěny do základu i stropu, obr. 3.12.

Lichoběžníkové zatížení se rozdělí na obdélníkové q_1 a trojúhelníkové q_2 .

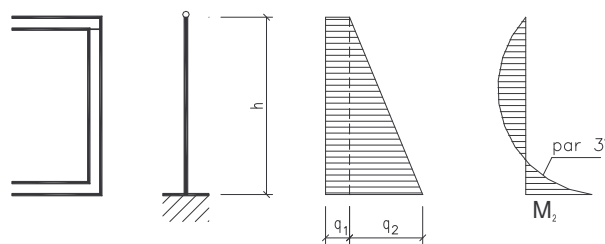
Od zatížení q_1 bude moment v rozích $M_1 = M_2 = -\frac{1}{12}q_1h^2$ a v poli $M_c = \frac{1}{24}q_1h^2$. Od trojúhelníkového q_2 pak $M_1 = -\frac{1}{30}q_2h^2$ a $M_2 = -\frac{1}{20}q_2h^2$.



Obr. 3.12: Stěna vetknutá do základu a stropu

Maximální moment v poli je v místě, kde posouvající síla má nulovou hodnotu.

Je-li strop vytvořen např. z prefabrikátů, pak je deska vetknuta pouze do dna, v hlavě je kloubově uchycena ke stropu, obr. 3.13.



Moment v patě od q_1 je

$$M_2 = \frac{1}{8} q_1 h^2,$$

od trojúhelníkového q_2

$$M_2 = \frac{1}{15} q_2 h^2.$$

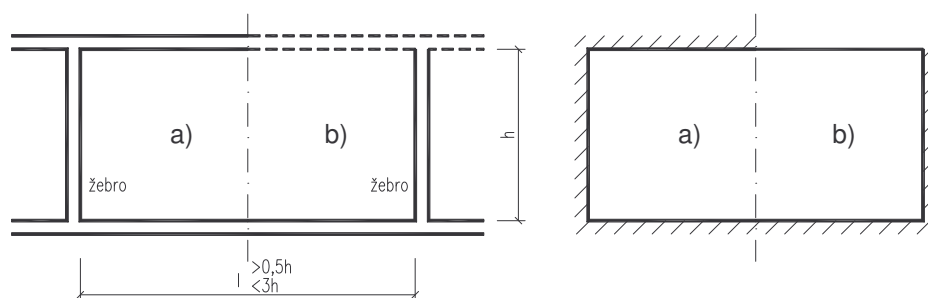
Obr. 3.13: Stěna vetknutá do dna, v hlavě kloubově uchycena

Maximální moment v poli je opět v místě nulové posouvající síly.

U obou těchto případů je nosná výztuž ve vertikálním směru, rozdělovací v horizontálním.

- **Stěny vyztužené vertikálními žebry (obr. 3.11b)**

Je-li monolitická stěna vyztužena žebry v osových vzdálenostech větších než $0,5h$ a je-li monoliticky spojena se dnem a stropem, řeší se stěna jako deska vetknutá na všech stranách. Statické účinky se pro lichoběžníkové zatížení počítají např. pomocí metody náhradních rámců. Není-li stěna vetknuta do stropu, tj. strop je tvořen např. panely, uvažuje se stěna jako deska vetknutá na třech stranách a na jedné volně uložená, obr. 3.14.

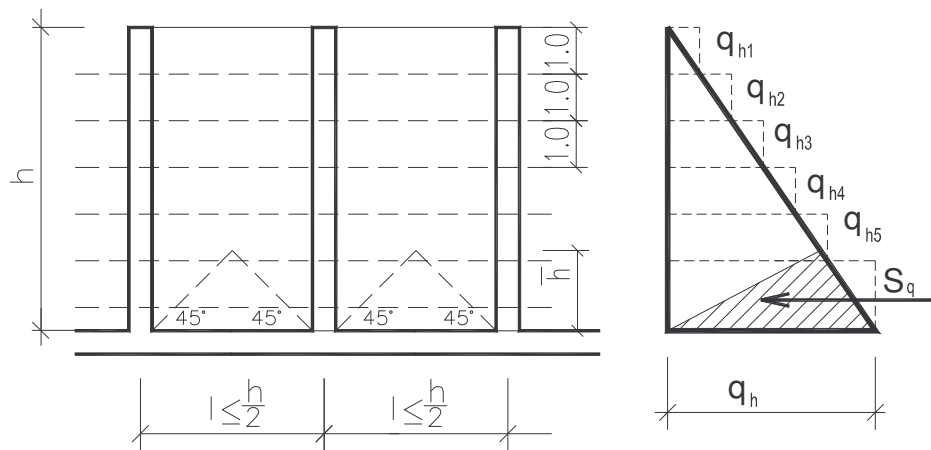


Obr. 3.14: Spojení stěny a stropu: a) vetknutím, b) kloubové

V prvním případě jsou výztužná žebra vetknuta do dna i stropu a jsou zatížena reakcemi desek. Ve druhém případě je žebro vetknuto do dna a kloubově uchyceno do stropu.

Je-li osová vzdálenost žebříků $l \leq \frac{h}{2}$, počítá se stěna jako spojitý nosník, podporovaný žebry, obr. 3.15. Podobně jako u vysokých nádrží se stěna rozdělí na pruhy výšky 1m a každý pruh se řeší samostatně, přičemž moment v ose žebra je $M = -\frac{1}{12} q_{hi} l^2$, v polovině rozpětí $M_{1/2} = \frac{1}{24} q_{hi} l^2$.

Pro výpočet výztuže u dna nádrže ve směru vertikálním se zatížení vyšrafovaného obrazce (zatížení na trojúhelníkové ploše stěny) přenáší ve směru svislém. Moment ve vetknutí stěny do dna bude $M = S_q \frac{\bar{h}}{3} = q_h \frac{\bar{h}}{2} \frac{\bar{h}}{3} = q_h \frac{\bar{h}^2}{6}$.



Obr. 3.15: Schéma zatížení

Žebra jsou zatěžována podporovými tlaky jednotlivých pruhů velikosti $q_{hi}l$. Obvykle se řeší jako nosníky vetknuté do základů a prostě podepřené stropní konstrukcí.

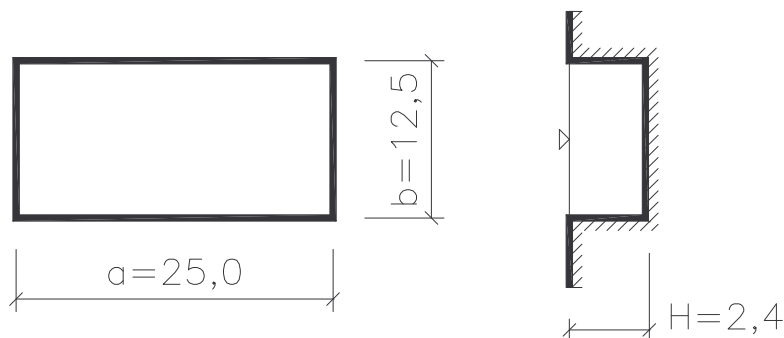


Jaký je rozdíl ve výpočtu nízké a vysoké nádrže?

3.7 Příklad 1

Zadání

Bazén o rozměrech 25,0 x 12,5 x 2,4 m navrhnete tak, aby přenesl účinek vodního tlaku a účinek zemního tlaku. Bazén se nachází v zemině o objemové tíze $\gamma_z = 19 \text{ kN/m}^3$, úhel vnitřního tření $\varphi = 28^\circ$. Použijte beton C25/30, ocel B500.



Obr. P1.1: Tvar bazénu

Řešení



1. Materiálové charakteristiky

Beton C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 25/1,5 = 16,66 \text{ MPa} \quad - \text{ uvažován součinitel spolehlivosti betonu}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

Ocel B 500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa} \quad - \text{ uvažován součinitel spolehlivosti betonářské výztuže } \gamma_s = 1,15.$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 434,78 / 200 \cdot 10^{-3} = 2,17 \%$$

2. Rozhodnutí o typu nádrže

$$H < \frac{a+b}{4}; \quad 2,4 \text{ m} < \frac{12,5 + 25,0}{4} = 9,375 \text{ m} \rightarrow \text{nízká nádrž}$$

Stěnu uvažujeme jako deskovou konstrukci o šířce $b=1,0$ m vetknutou do dna.

3. Zatížení působící na stěnu nádrže

Od zeminy

Uvažujeme zemní tlak aktivní

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2(45 - 28/2) = 0,361$$

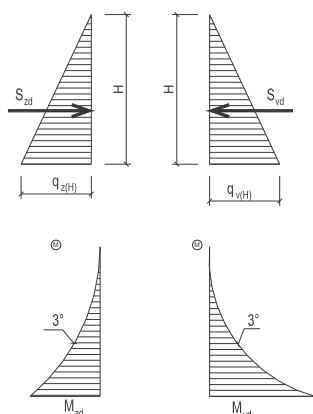
$$q_{z(H)} = \gamma_z \cdot \gamma_F \cdot H \cdot K_a \cdot b = 19,0 \cdot 1,35 \cdot 2,40 \cdot 0,361 \cdot 1,0 = 22,22 \text{ kN/m}$$

vodorovná síla – návrhová hodnota

$$S_{zd} = \frac{1}{2} q_{z(H)} \cdot H = \frac{1}{2} 22,22 \cdot 2,40 = 26,67 \text{ kN}$$

ohybový moment – návrhová hodnota

$$M_{zd} = \frac{1}{3} S_{zd} \cdot H = \frac{1}{3} 26,67 \cdot 2,40 = 21,33 \text{ kNm}$$



Obr. P1.2:

Od vody

$$q_{v(H)} = \gamma_v \cdot \gamma_F \cdot H \cdot b = 10,0 \cdot 1,35 \cdot 2,40 \cdot 1,0 = 32,4 \text{ kN/m}$$

vodorovná síla – návrhová hodnota

$$S_{vd} = \frac{1}{2} q_{v(H)} \cdot H = \frac{1}{2} 32,40 \cdot 2,40 = 38,88 \text{ kN}$$

ohybový moment – návrhová hodnota

$$M_{vd} = \frac{1}{3} S_{vd} \cdot H = \frac{1}{3} 38,88 \cdot 2,40 = 31,10 \text{ kNm}$$

ohybový moment – charakteristická hodnota

$$M_{vk} = 31,10 / 1,35 = 23,04 \text{ kNm}$$

4. Návrh tloušťky stěny s ohledem na vznik trhlin

$$h_s \geq \sqrt{\frac{\max M_{vk} \cdot 6}{b \cdot f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{23,04 \cdot 6}{1,0 \cdot 2,6 \cdot 10^3}} = 0,231 \text{ m}$$

Navržena tloušťka stěny $h_s = 0,25$ m.

4. Návrh a posouzení výztuže

Při návrhu i posouzení výztuže je zanedbána vlastní tíha stěny, tzn. že je uvažován prostý ohyb stěny.

4.1 Návrh výztuže

Odhad profilu podélné výztuže $\phi 10$

Uvažujeme krytí výztuže $c=0,035\text{ m}$

$$d_1 = 0,035 + \phi/2 = 0,035 + 0,010/2 = 0,040\text{ m}$$

$$d = h_s - d_1 = 0,250 - 0,040 = 0,210\text{ m}$$

- nutná plocha výztuže u návodního líce pro $M_{Ed} = M_{vd} = 31,1\text{ kNm}$

$$A_{s,req} = b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) =$$

$$= 1 \cdot 0,210 \frac{16,66}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 31,1}{1 \cdot 0,210^2 \cdot 16,66 \cdot 10^3}} \right) = 3,48 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

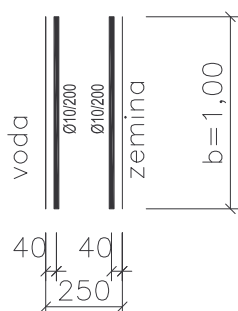
- nutná plocha výztuže u zemního líce pro $M_{Ed} = M_{zd} = 21,33\text{ kNm}$

$$A_{s,req} = 1 \cdot 0,210 \frac{16,66}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 21,33}{1 \cdot 0,210^2 \cdot 16,66 \cdot 10^3}} \right) = 2,37 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

- nutná plocha výztuže podle minimální míry vyztužení

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1 \cdot 0,210 = 2,84 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,210 = 2,73 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$



Navržena symetrická výztuž

- u zemního líce $\phi 10$ po 0,2m, $A_s = 3,93 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$

- u návodního líce
 $\phi 10$ po 0,2m, $A_s = 3,93 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$

Obr. P1.3: Vyztužení průřezu

4.2. Posouzení výztuže

- u zemního líce $\phi 10$ po 0,2m, $A_s = 3,93 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$

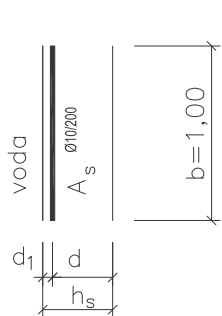
- u návodního líce $\phi 10$ po 0,2m, $A_s = 3,93 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h_s = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,25 = 100 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

$$A_{s,celk} = (3,93 + 3,93)10^{-4} = 7,86 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2 < A_{s,max} = 100 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

vyhovuje

Posouzení tažené výztuže u návodního líce, uvažujeme pouze jednostranně vyztužený průřez, s tlačnou výztuží nepočítáme,



$$\phi 10 \text{ po } 0,2\text{m}, A_s = 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$M_{Ed} = M_{vd} = 31,1 \text{ kNm}$$

Krytí výztuže $c=0,035\text{m}$

$$d_1 = 0,035 + \phi/2 = 0,035 + 0,010/2 = 0,040 \text{ m}$$

$$d = h_s - d_1 = 0,25 - 0,040 = 0,210 \text{ m}$$

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{3,93 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{1 \cdot 0,8 \cdot 16,66} = 0,0128 \text{ m}$$

Obr. P1.4:

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0128} (0,210 - 0,0128) = 53,92\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 53,92\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰} \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

Kontrola míry vyztužení

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_i \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1 \cdot 0,210 = 2,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_i \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,210 = 2,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 2,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

Kontrola únosnosti průřezu

$$z_c = d - 0,4 \cdot x = 0,210 - 0,4 \cdot 0,0128 = 0,204 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,204 = 35,00 \text{ kNm}$$

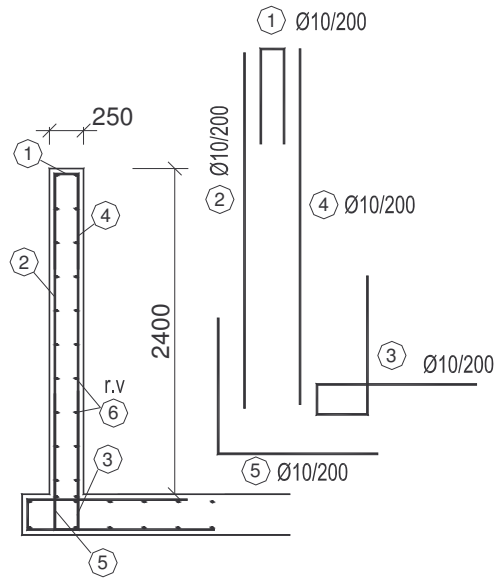
$$M_{Rd} = 35,00 \text{ kNm} > M_{Ed} = 31,1 \text{ kNm} \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

Návrh min. rozdělovací výztuže

$$A_{sr} \geq 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 3,93 \cdot 10^{-4} = 0,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Navrženo } \phi 8 \text{ po } 0,3\text{m}, A_{sr} = 1,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

Posouzení tažené výztuže u zemního líce je stejné jako u návodního líce.



Obr. P1.5: Vyztužení stěny nízké nádrže

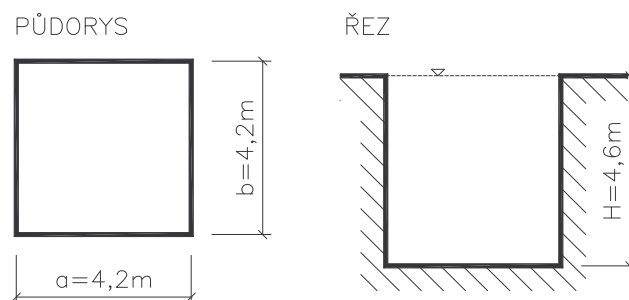


Vyzkoušejte si alternativně dimenzování průřezů s normálovou silou od vlastní tíhy. Jak se pro tento případ odlišují výsledky?

3.8 Příklad 2

Zadání

Navrhnete volně stojící krabicovou nádrž naplněnou vodou až po okraj. Osově rozměry nádrže jsou: $a = 4,2 \text{ m}$, $b = 4,2 \text{ m}$, výška $H = 4,60 \text{ m}$. Použijte beton C25/30, ocel B500. Tloušťka stěn a dna nádrže je navržena $h_s = 0,20 \text{ m}$.



Obr. P2.1: Schéma nádrže

Řešení



1. Materiálové charakteristiky

Beton C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 25/1,5 = 16,66 \text{ MPa} \quad - \text{ uvažován součinitel spolehlivosti betonu}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

Ocel B 500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa} \quad - \text{ uvažován součinitel spolehlivosti betonářské výztuže } \gamma_s = 1,15$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 434,78 / 200 \cdot 10^{-3} = 2,17 \text{ ‰}$$

2. Rozhodnutí o typu nádrže

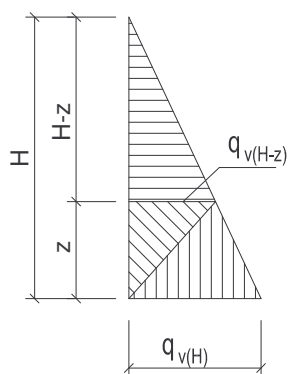
$$H < \frac{a+b}{4}; \quad 4,6 > \frac{4,2+4,2}{4} = 2,10 \text{ m} \rightarrow \text{vysoká nádrž}$$

Tlak náplně na stěnu nádrže se rozdělí na dvě části:

- jedna část se přenáší vodorovně (jako uzavřený rám),
- druhá část se přenáší svisle (jako na konzole vetknuté do dna).

Stěnu nádrže uvažujeme jako deskovou konstrukci o šířce $b=1,0$ m. Dělicí bod se nachází ve vzdálenosti $z = \frac{a+b}{4} = \frac{4,2+4,2}{4} = 2,1$ m nade dnem.

3. Zatížení od vody působící na stěnu nádrže



Zatížení v hloubce H

$$q_{v(H)} = \gamma_v \cdot \gamma_F \cdot H \cdot b = 10,0 \cdot 1,35 \cdot 4,60 \cdot 1,0 = 62,10 \text{ kN / m}$$

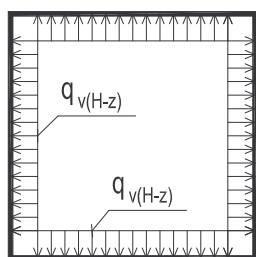
Zatížení v hloubce $H-z$

$$q_{v(H-z)} = \gamma_v \cdot \gamma_F \cdot (H-z) \cdot b = 10,0 \cdot 1,35 \cdot (4,60 - 2,10) \cdot 1,0 = 33,75 \text{ kN / m}$$

Obr. P2.2: Schéma zatížení

4. Účinky zatížení

Vodorovný rám ve výšce z



Stěna představuje nosník vetknutý do kolmých stěn.

Obr. P2.3: Vodorovný rám

Moment ve vetknutí

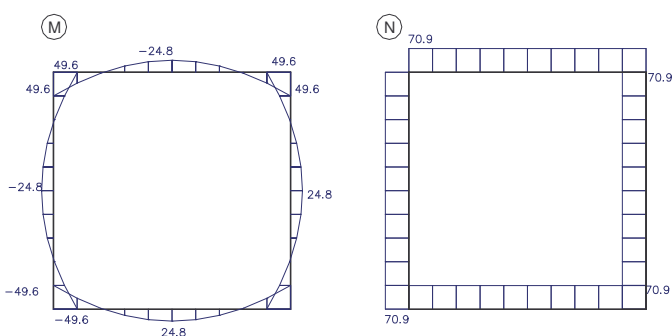
$$M_{ad} = -\frac{1}{12} q_{v(H-z)} \cdot a^2 = -\frac{1}{12} 33,75 \cdot 4,2^2 = -49,6 \text{ kNm}$$

Moment ve poli

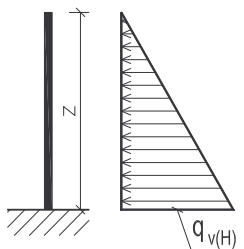
$$M_{ad} = \frac{1}{24} q_{v(H-z)} \cdot a^2 = \frac{1}{24} 33,75 \cdot 4,2^2 = 24,8 \text{ kNm}$$

Osová síla ve stěně

$$N_{ad} = \frac{1}{2} q_{v(H-z)} \cdot a = \frac{1}{2} 33,75 \cdot 4,2 = 70,9 \text{ kN} \quad (\text{tah})$$



Obr. P2.4: Průběhy vnitřních sil – uzavřený rám

Konzola o výšce z

Obr. P2.5: Zatížení konzoly

Vodorovná síla (= tahová osová síla ve dně)

$$N_{dd} = \frac{1}{2} q_{v(H)} \cdot z = \frac{1}{2} 62,1 \cdot 2,1 = 65,2 \text{ kNm}$$

Moment ve vetknutí do dna

$$M_{dd} = \frac{1}{3} N_{dd} \cdot z = \frac{1}{3} 65,2 \cdot 2,1 = 45,6 \text{ kNm}$$

Vlastní tíha stěny u dna (tlak)

$$N_{vl} = -\gamma_b \cdot H \cdot h_s \cdot b \cdot \gamma_f = -25 \cdot 4,6 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot 1,35 = -31,05 \text{ kN/m} \quad (\text{tlak})$$

4. Návrh a posouzení výztuže**Vodorovný rám ve výšce z – průřez ve vetknutí do stěny (roh rámu)**

Jedná se o mimostředný tah

$$N_{Ed} = N_{ad} = 70,9 \text{ kN} \quad (\text{tah})$$

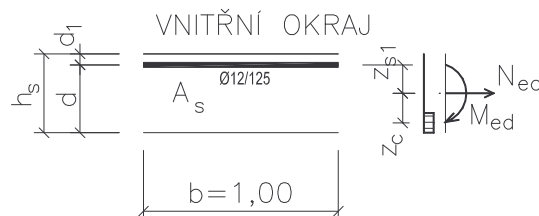
$$M_{Ed} = M_{ad} = 49,6 \text{ kNm} \quad (\text{táhne vnitřní vlákna})$$

Navržena výztuž: $\phi 12$ po $0,125\text{m}$, $A_s = 9,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

Krytí výztuže $c=0,03\text{ m}$

$$d_1 = 0,030 + \phi/2 = 0,030 + 0,012/2 = 0,036\text{ m}$$

$$d = h_s - d_1 = 0,20 - 0,036 = 0,164\text{ m}$$



Předpoklad - tah s velkou výstředností

(nelze posoudit jako prostý ohyb, tahová síla snižuje únosnost průřezu). Posuzujeme jednostranně vyztužený průřez.

Obr. P2.6: Posuzovaný průřez

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} - N_{Ed}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{9,05 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 - 70,9 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,8 \cdot 16,66} = 0,0242\text{ m}$$

vznikla tlačená oblast, jedná se o tah s velkou výstředností

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0242} (0,164 - 0,0242) = 20,2\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 20,2\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰}$$

vyhovuje

Kontrola míry vyztužení taženou výztuží

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1 \cdot 0,164 = 2,22 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,164 = 2,13 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

$$A_s = 9,05 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2 > A_{s,min} = 2,22 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2 \text{ vyhovuje}$$

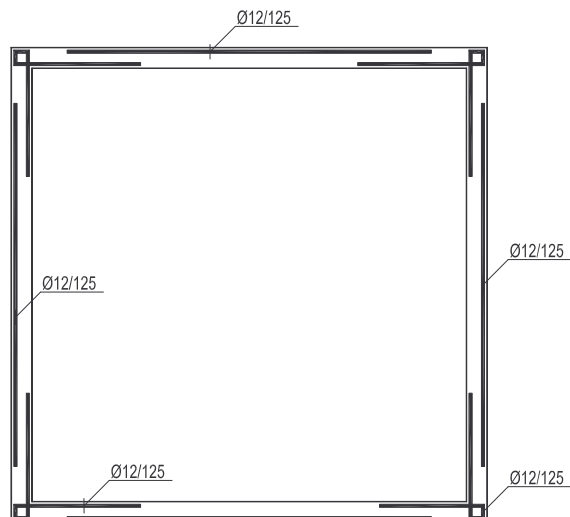
$$z_{s1} = d - 0,15/2 = 0,164 - 0,15/2 = 0,089\text{ m}$$

$$z_c = 0,15/2 - 0,5 \cdot 0,8x = 0,15/2 - 0,4 \cdot 0,0242 = 0,065\text{ m}$$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c + A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = 0,8 \cdot 0,0242 \cdot 1,0 \cdot 16,66 \cdot 10^3 \cdot 0,065 + 9,05 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,089 = 56,0\text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 56,0\text{ kNm} > M_{Ed} = 49,6\text{ kNm} \text{ vyhovuje}$$

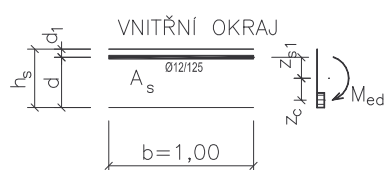
Obdobně se posoudí i průřez v polovině rozpětí stěny.



Obr. P2.7: Schéma vyztužení – vodorovná výztuž

Konzola o výšce z – průřez ve vetknutí do dna

Posouzení tažené výztuže u vnitřního líce, uvažujeme prostý ohyb_z jednostranně vyztužený průřez.



Navržena výztuž:

$$\phi 12 \text{ po } 0,125\text{m}, A_s = 9,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$M_{Ed} = M_{dd} = 45,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Krytí výztuže } c = 0,030\text{m}$$

Obr. P2.8

7

Svislou výztuž umístíme dovnitř průřezu

$$d_1 = 0,030 + \phi_{\text{vodor}} + \phi/2 = 0,030 + 0,012 + 0,012/2 = 0,048 \text{ m}$$

$$d = h_s - d_1 = 0,200 - 0,048 = 0,152 \text{ m}$$

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{9,05 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{1 \cdot 0,8 \cdot 16,66} = 0,00295 \text{ m}$$

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0295} (0,152 - 0,0295) = 14,5\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 14,5\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰} \quad \text{vyhovuje}$$

Kontrola míry vyztužení

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1 \cdot 0,152 = 2,06 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,152 = 1,98 \cdot 10^{-4} m^2$$

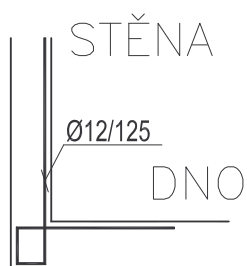
$$A_s = 9,05 \cdot 10^{-4} m^2 > A_{s,min} = 1,98 \cdot 10^{-4} m^2 \text{ vyhovuje}$$

Kontrola únosnosti průřezu

$$z_c = d - 0,5 \cdot 0,8x = 0,152 - 0,4 \cdot 0,0295 = 0,140m$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 9,05 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,140 = 55,1 kNm$$

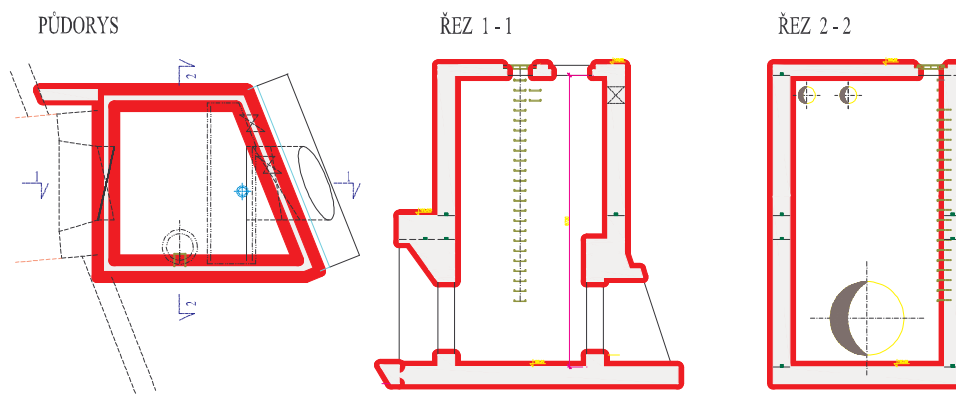
$$M_{Rd} = 55,1 kNm > M_{Ed} = 45,6 kNm \text{ vyhovuje}$$



Obr. P2.8: Schéma vyztužení

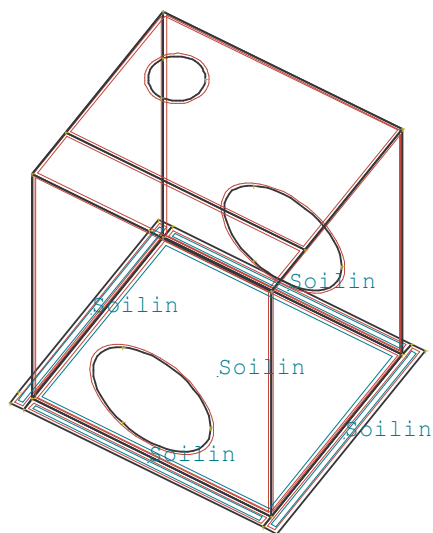
3.9 Manipulační komory

V manipulačních komorách (vodojemů, kanalizačních stok apod.) se soustřeďuje potrubí, armatura a zařízení potřebná k jejich obsluze. Komory mívají pravidelný půdorys, obvykle plně nebo částečně podzemí. Z hlediska statického výpočtu představují obdobné konstrukce jako jsou pravoúhlé nádrže. Pro i statické řešení těchto konstrukcí je stejné.



Obr. 3.16: Příklad hradidlové komory

Na obr. 3.16 je uveden příklad hradidlové komory na kanalizační stoce. V komoře jsou nainstalována hradidla sloužící k uzavření stoky při povodních a zpětnému vniknutí vody z řeky kanalizací za protipovodňovou ochrannou zdí.

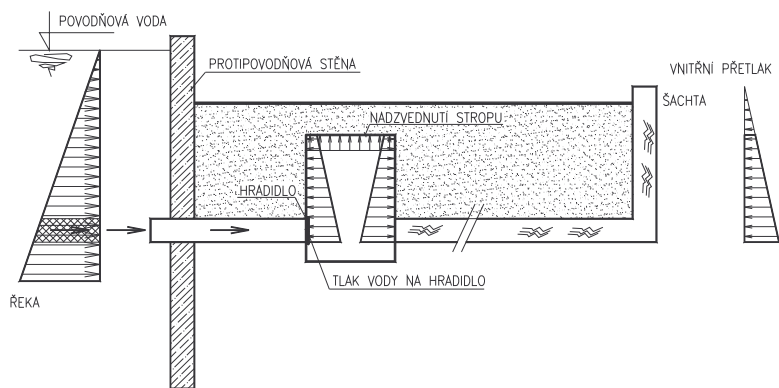


Obr. 3.17: Schéma výpočtového modelu komory

Obr. 3.17 ukazuje příklad výpočtového modelu hradidlové komory řešený v programu [10] pomocí metody konečných prvků. Komora je uvažována jako prostorová konstrukce s 2D prvky včetně dna na podloží.

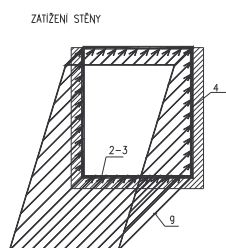
Pro stanovení zatížení komory je nutné vycházet z výškových údajů, terénu, maximálních a minimálních hladin vody v dané lokalitě, obr. 3.18.

- Stěny komory jsou z vnější strany zatíženy zemním tlakem, obr. 3.19.
- Stropní konstrukce je zatížena tíhou zeminy (vrstev) nad stropem, proměnným zatížením od provozu na terénu.

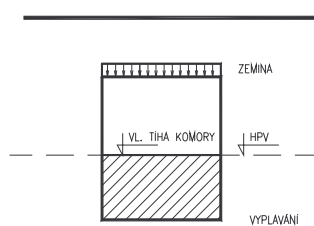


Obr. 3.18: Schéma zatížení hradidlové komory

- Je třeba uvážit zatížení vnitřním přetlakem vody vzniklým uzavřením hradidla a znemožnění volného odtěkaní vody ze stoky. Voda se může ve stoce hromadit a vyvolat tak vnitřní tlak na stěny a strop komory.
- Na plochu hradidla může při povodni z vnější strany působit hydrostatický tlak vody.
- Je též nutno uvážit možnost vyplavání komory, obr. 3.20.



Obr. 3.19: Schéma zatížení stěny komory

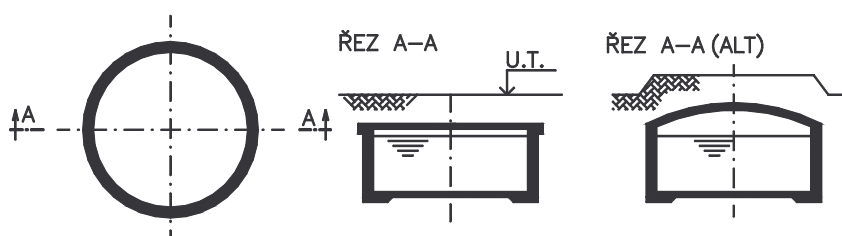


Obr. 3.20: Posouzení na vyplavání

4 Kruhové nádrže - vodojemy

4.1 Použití a konstrukční uspořádání

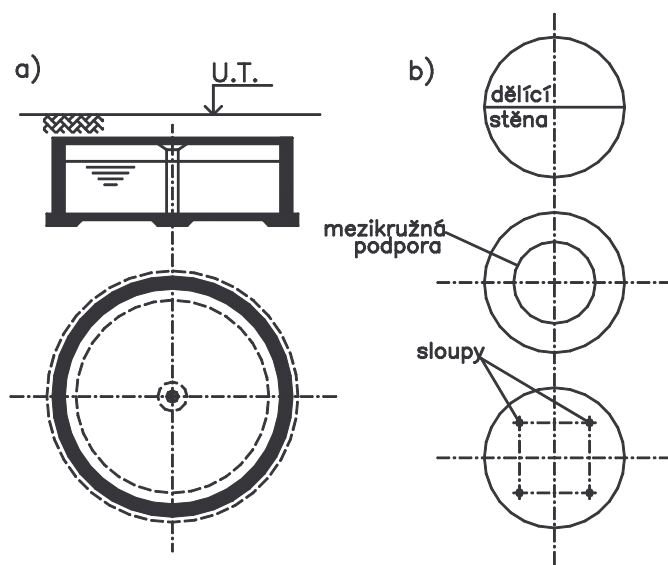
Železobetonové nebo předpjaté *nádrže* jsou konstrukcemi inženýrských staveb, které slouží jako zásobníky kapalin a plynů. Nádrže pro zásobování vodou nazýváme též *vodojemy*. Nejvýhodnější tvar při rovnoměrném tlaku plynů a kapalin je *kruhový válec*, který je častým stavebním prvkem i pro *zásobníky sypkých hmot*. *Kruhový válec* jako betonová nosná konstrukce má široké využití i u dalších typů inženýrských staveb, jako např. u *komínů*, *chladicích věží*, *telekomunikačních a vyhlídkových věží* aj.



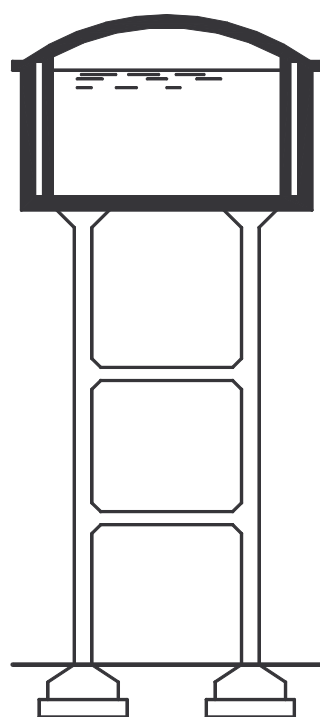
Obr. 4.1 Kruhová nádrž s rovným a klenutým stropem

Konstrukčním uspořádáním mohou být nádrže shora otevřené nebo zakryté rovným, popř. klenutým stropem, *obr. 4.1*. Nosným prvkem obvodového pláště je zde *kruhová válcová skořepina*, někdy monoliticky spojená s kruhovou deskou dna, popř. stropu. Staticky nejvíce namáhané oblasti spojení stěny se dnem nebo stropem se často zesilují. U nádrží uložených na zemině podle *obr. 4.1* má vodorovné rozšíření dna pod stěnou význam i vzhledem ke zvýšeným reakcím základové půdy pod patou stěny a modelovému chování základové půdy jako pružného poloprostoru. Přesypání krytých nádrží zeminou zmenšuje v nádržích vliv denního a ročního kolísání teploty ovzduší, popř. vlivy oslunění nádrže, zvětšuje ale zatížení stropu. Proto lze nádrže bez vnitřních podpor podle *obr. 4.1* navrhovat pouze při menších průměrech válce; větší půdorysné rozměry nádrží již vyžadují vnitřní podpory, obdobně jako velkoobsahové pravoúhlé nádrže v předchozí kapitole. *Obr. 4.2a* ukazuje nádrž s jedním vnitřním sloupem, na *obr. 4.2b* jsou schematicky naznačeny jiné možnosti vnitřního rozepření dna a stropu velkých nádrží pomocí stěnových prvků nebo lokálních podpor. Stropní konstrukce a dno nádrží se navrhuje podle zásad uvedených pro betonové deskové konstrukce [5], [11]. Betonové konstrukce nádrží mohou být monolitické nebo montované ze stěnových a stropních dílců.

Nádrže se navrhují buď jako samostatné konstrukce nebo jsou podporovány další nosnou konstrukcí, s níž mohou tvořit společný statický systém. Příkladem může být nadzemní věžový dvouplášťový vodojem podle obr. 4.3.



Obr. 4.2 Nádrže s vnitřními podporami



Obr. 4.3 Věžový vodojem

Kromě nejvýhodnějšího kruhového půdorysu nádrží lze navrhovat i nádrže s mnohoúhelníkovým nebo pravouhelníkovým půdorysem. Nosným prvkem je zde deskostěna, namáhaná kombinací zatížení ve střednicové rovině a kolmo ke střednicové rovině.

U nosných konstrukcí nádrží je většinou zapotřebí řešit též problémy související se zajištěním vodo-

těsnosti a odolnosti proti chemickým účinkům skladovaných kapalin nebo plynů. V řadě případů nevystačíme s vhodným návrhem betonového pláště nádrže a je třeba použít vnitřních povrchových úprav (nátěry, obklady). U nádrží ve styku se zemí nebo agresivní podzemní vodou se musí volit vhodná izolace s pečlivým návrhem krytu spár montovaných konstrukcí, popř. dilatačních spár velkých nádrží. Není-li potřebná zvláštní ochrana nosných konstrukcí před účinky vnějšího prostředí, lze zajistit vodotěsnost betonových stěn a dna buď předpínáním, popřípadě podle vzniku trhlin v závislosti na předepsané kategorii odolnosti proti trhlinám. Pokud by i u těchto konstrukcí mohly průsaky kap-

palin působit nepříznivě na spolehlivost nebo vzhled konstrukce a na její okolí, popř. ztěžovat provoz nádrží, musí být na povrchu vystavenému tlaku kapaliny přiměřeně izolovány proti jejímu pronikání.

Kromě účinků hlavních zatížení nádrží (vlastní tíha, tlak kapalin nebo zeminy), je třeba věnovat při návrhu tenkostěnných nosných konstrukcí nádrží pozornost i dalším vlivům, které mohou být příčinou vážných poruch. Účinkem nehom-

genního stlačitelného podloží dochází k *nerovnoměrnému sednutí* konstrukce, značné vnitřní síly u velkých nádrží vyvolávají i *objemové změny betonu* (smršťování, dotvarování účinkem zatížení nebo nerovnoměrné oteplení). Řadu těchto vlivů lze omezit správným návrhem betonové směsi, technologickým postupem betonáže a ošetřováním mladého betonu. Nejdůležitější je omezení množství záměsové vody a jemných frakcí kameniva, vhodný druh pevného kameniva a cementu a jejich množství. Vlastnosti betonu lze zlepšit i přísadami. Betonáž dna a stěn nádrží se má provádět u tenkostěnných konstrukcí pokud možno bez pracovních spár při pečlivém hutnění betonové směsi. Čerstvý beton venkovních nádrží je třeba chránit před nepříznivými vlivy atmosféry.

4.2 Zatížení a výpočet vnitřních sil válcových nádrží

Hlavními druhy zatížení nosných konstrukcí nádrží jsou:

- vlastní tíha konstrukce,
- tlak kapalin nebo plynů,
- zemní tlak u zasypaných nebo obsypaných nádrží.

Přesto, že po většinu provozní doby působí tlak náplně a zeminy na stěny nádrží současně, je nutné vyšetřovat oba zatěžovací stavy odděleně (v kombinaci s účinky trvale působící vlastní tíhy) pro případ vyprázdnění nádrže nebo odkrytí zásypu stěn a v souladu s tím provést i dimenzování.

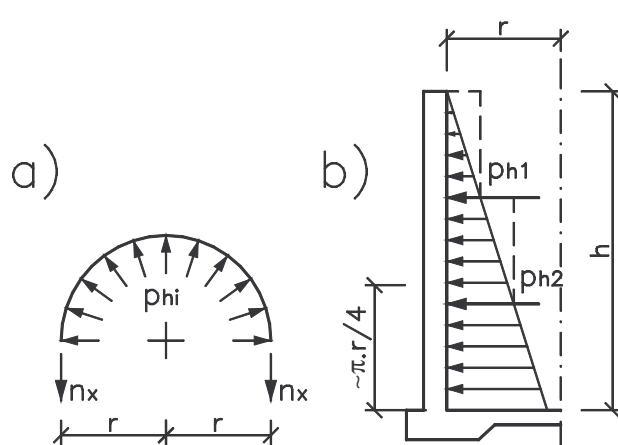
Z hlediska statického působení je třeba rozlišovat *nízké a vysoké nádrže*. Protože se v této části omezíme na vyšetřování válcových nádrží, lze považovat za nízké takové nádrže, jejichž hloubka h nepřevyšuje *osminu půdorysného obvodu*, tj. pokud je splněna podmínka:

$$h \leq \pi r/4, \quad (4.2.1)$$

kde r je poloměr kruhové nádrže. Stěny nízké otevřené nádrže lze obvykle vyšetřovat zjednodušeně jako konzoly vetknuté do základové desky odděleně na trojúhelníkové nebo lichoběžníkové obrazce zemního tlaku (v klidu) nebo vnitřního tlaku náplně. Nosná je zde tedy svíslá výztuž, vodorovná výztuž pak má funkci rozdělovací výztuže.

U *vyšších nádrží*, které nesplňují podmínku (4.2.1), přenáší horní úsek kruhového válce celý vodorovný tlak náplně γh_i , kde γ představuje objemovou tíhu náplně nádrže a h_i hloubku měřenou od nejvyšší možné hladiny náplně. Zanedbáme-li rozdíly v délkovém přetvoření kruhového válce, můžeme rozdělit podle *obr. 4.4* úsek nad výškou $\pi r/4$ na pásma s největšími tlaky p_{hi} rovnoměrně rozdělenými po obvodu válcové skořepiny a ihned stanovit tangenciální normálovou tahovou sílu na jednotku délky stěny (viz *obr. 4.4a*):

$$n_{xi} = r \cdot p_{hi} = r \cdot \gamma h_i. \quad (4.2.2)$$



Obr. 4.4 Zatížení vyšší nádrže

popsaný rovnicí (4.2.2) nazýváme *membránovým stavem*, jehož porucha vzniká v pásmech výšky $\pi r/4$ podle vztahu (4.2.1) od místa vetknutí skořepiny do dna nebo stropu nádrže, které brání volnému přetvoření (protažení nebo stlačení) válcové skořepiny. Ve vnitřní části válce s membránovým stavem napjatosti je na rozdíl od nízké nádrže rozhodující vodorovná (tangenciální) výztuž, zatímco svislé vložky mají funkci rozdělovací výztuže.

Bližší řešení válcových nádrží je uvedeno v [8]. Je možné též použít vhodných výpočetních programů [10].

4.3 Vyztužování válcových nádrží

Tloušťku stěn válcových nádrží volíme v závislosti na výšce nádrže a potřebné tloušťce betonu krycí vrstvy výztuže v daném prostředí. Protože stěny válcových nádrží musí mít svislou i tangenciální výztuž, je tloušťka stěny 80 mm reálná pouze pro umístění výztuže ve střednicové rovině. S ohledem na nebezpečí vzniku trhlin u venkovních nádrží nechráněných proti účinkům objemových změn betonu (značná tahová napětí způsobuje v tuhé stěně i účinek jednostranného oslunění), dáme přednost silnějším stěnám (okolo 150 mm), ve kterých se potřebná nosná i rozdělovací výztuž umístí u obou povrchů stěny. Ze stejných důvodů volíme vždy větší počet prutů menšího průměru tak, aby vzdálenost vložek nepřekračovala 150 mm.

Dimenzování stěn válcových nádrží ve střední části membránového působení se provádí pro centricky působící tahovou tangenciální normálovou sílu n_{xi} podle vztahu (4.2.2). Potřebnou průřezovou plochu výztuže se doporučuje rozdělit rovnoměrně k oběma povrchům stěny s ohledem na šířku trhlin podle dále uvedených pravidel.

V dolních okrajových pásmech výšky $5c$, kde

$$c = \frac{\sqrt{r \cdot d}}{\sqrt[4]{3(1 - \nu_b)}}, \quad (4.3.1)$$

U nádrží pro skladování tlakových plynů je vnitřní přetlak p_h konstantní a popsané chování se uplatní v celé výšce mimo okrajových pásem u dna a stropu o výšce $\pi r/4$. Při rotačně symetrickém zatížení válcové skořepiny zemním tlakem bychom postupovali analogicky s tím, že vodorovná normálová síla ve střednici stěny podle vztahu (4.2.2) bude tlaková. Účinek rotačně symetrického zatížení válcové skořepiny

- r poloměr nádrže,
 d tloušťka stěny nádrže,
 ν_b součinitel příčného přetvoření pro beton $\nu_b=0,2$,

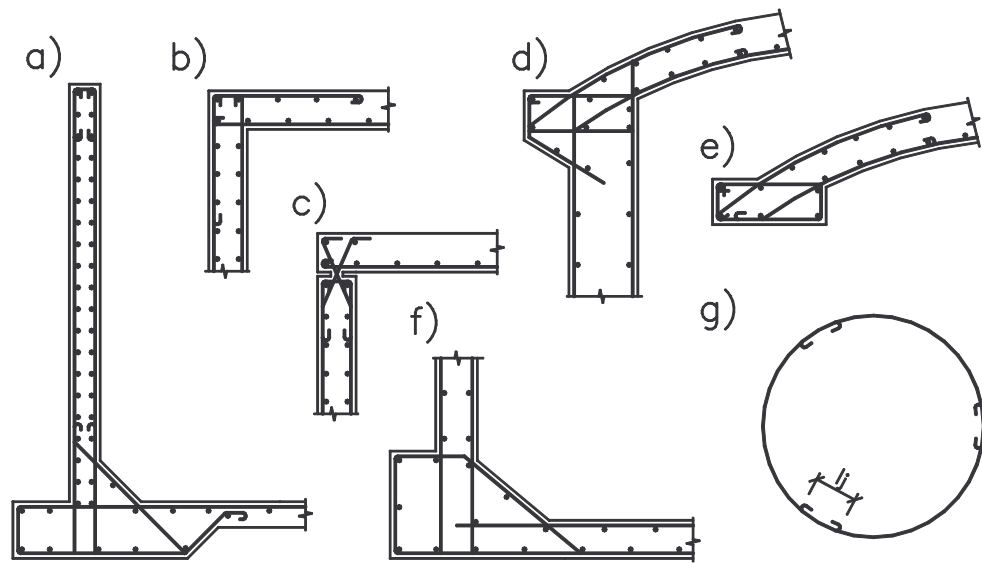
se dimenzuje i svislá výztuž na kombinaci svislé normálové síly a ohybových momentů m_x . Účinnou délku pro posouzení štíhlých tlačných stěn nádrží lze stanovit přibližně např. podle bodu 5.2.4.3 ČSN 73 1201 [5] tak, že za šířku b tlačné stěny považujeme čtvrtinu délky obvodu kruhového válce.

Výztuž :

- ve vnitřním pásmu vysokých nádrží nebo u nezakrytých nádrží s výškou $h > 5c$ je za membránového stavu tangenciální výztuž nosná a svislá výztuž má funkci rozdělovací;
- u nízkých otevřených nádrží a v pásmech podél připojení stěny ke dnu nebo stropu nádrže rozhoduje svislá výztuž a směrem k rozhraní obou pásem nebo k volnému okraji se podílí na přenášení tlaku kapalin i vodorovná výztuž.

Nicméně přes uvedené rozdíly se obvykle klade svislá výztuž blíže povrchu stěny. Několik příkladů vyztužování válcových nádrží ukazuje *obr. 4.5*. Na *obr. 4.5a* je schéma rozdělení výztuže otevřené válcové nádrže, tuze spojené se zesílenou deskou dna. Nosná funkce svislé výztuže končí ve výšce zhruba $0,75r$, výše se naváží s potřebnými přesahy svislé vložky rozdělovací výztuže; je zde vidět, že vodorovné vložky postupně přebírají účinky největšího vodorovného tlaku náplně. S klesajícím vodorovným zatížením lze zeslabovat tangenciální výztuž směrem k hornímu okraji nádrže buď plynule nebo v pásmech. Vždy je třeba věnovat pozornost přesahové délce zakřivených prutů l_j podle *obr. 4.5g*.

Na *obr. 4.5b* je vykresleno vyztužení v místě tuhého spojení válce s deskovou konstrukcí stropu nádrže. Protože pracovní spára při betonáži bude v úrovni spodního líce stropní desky, je třeba osadit předem vložky pro převedení záporné výztuže rámového rohu, což komplikuje provádění. Proto je zde výhodnější použít výztuž ve tvaru vložkových oblouků. Tento způsob vyztužení se výhodně uplatní i v místech tuhého spojení stěny se dnem nádrže *obr. 4.5a* nebo *obr. 4.5f*. Problémy se zmenší při použití kloubového spoje podle *obr. 4.5.c*. Klenutý strop nádrže má zpravidla tvar kulové nebo parabolické bání. Stěnu nádrže lze chránit před účinky vodorovných reakcí v patě rotační skořepiny buď tužším patním věncem spojeným se stěnou nádrže na *obr. 4.5d*, nebo patním věncem podle *obr. 4.5e*, který se na horní okraj stěny ukládá volně.



Obr. 4.5 Schéma vyztužení válcových nádrží

Jaké vznikají vnitřní síly ve stěnách válcové nádrže?

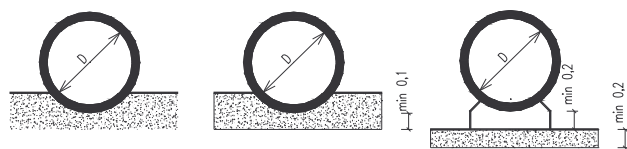


5 Potrubí

Potrubí se používá pro vodovody, kanalizaci, přivaděče elektráren a propustky nebo shybky pod komunikacemi a vodními toky. Může být v provedení monolitickém (betonové na místě) nebo prefabrikovaném, vytvořeno z betonu prostého, železového nebo předpjatého, přičemž propustky nebo shybky pod komunikacemi není dovoleno vytvářet z betonu prostého.

Průřez potrubí bývá nejčastěji kruhový, který velmi dobře odolává jak vnějšímu zatížení, tak vnitřnímu přetlaku. Vejčitý tvar je vhodný pro kanalizační účely, protože při převádění malých množství vody má menší omočený obvod.

Potrubí profilu do 2 m se většinou provádí z prefabrikátů v délkách do 3 m. Uložení potrubí je závislé na únosnosti a stlačitelnosti podloží. Potrubí situované na ulehlem pískovém nebo štěrkopískovém podloží je možné uložit přímo na upravené lože v tomto podloží, v jílovitých nebo hlinitých půdách na zdusaný štěrkopískový podklad tloušťky 0,1 až 0,4 m. Na nestejnoroadém podloží se



Obr. 5.1: Schéma uložení potrubí

potrubí uloží na betonovou vrstvu tloušťky min 0,2 m, provedenou na zdusaném štěrkopískovém podkladu tloušťky aspoň 0,2 m. Schémata různých způsobů uložení jsou na obr. 5.1.

Potrubí větších profilů (nad 2 m), příp. potrubí různých tvarů, se betonují na místě. Je možné použít bednění stacionární, při větších délkách je výhodné použít bednění posuvné, příp. nafukovací. Dno potrubí se betonuje zvlášť, boční a vrchní část se betonuje do bednění nasazeného na rozšířené dno.

Potrubí přivadějící vodu k turbinám hydroelektráren mají velký průměr; až přes 6 m. Průtoková rychlost vody je značná, vnitřní povrch musí být přesně proveden, aby se nenarušil plynulý průtok. S ohledem na nebezpečí odtržení vnitřní povrchové vrstvy betonu se používají ocelové roury, které zároveň slouží jako vnitřní bednění.

5.1 Zatížení potrubí

Potrubí jsou namáhána vlastní tíhou, násypem nebo zásypem, proměnným zatížením na povrchu terénu, nestejným sedáním a kapalinou v potrubí, případně vnitřním přetlakem.

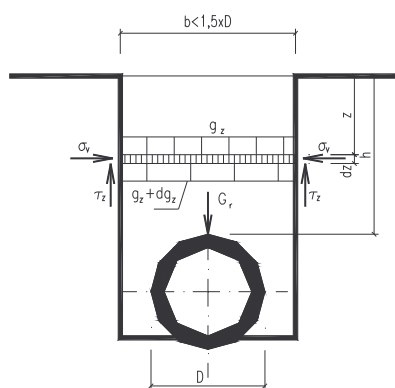
Tlaky zásypu a zeminy na potrubí působí svisle i vodorovně. Tlaky výrazně závisí na postupu hutnění, na soudržnosti zeminy, uložení potrubí, šířce výkopu apod.

Podle uložení potrubí v rýze nebo v násypu se rozeznává zatížení **rýhové a násypové**.

U potrubí uložených v úzké rýze se často počítá jen se svislou složkou tlaku zeminy. Dříve se počítalo s tím, že tlak zásypu roste jen do hloubky $h_0 = 5m$ a pak zůstává stálý $g_0 = \gamma_z \frac{h_0}{3}$, kde γ_z je tíha zásypu. Při hloubce vrcholu potrubí $h < h_0$ pod terémem se zatížení stanovilo podle vztahu $g_{z(h)} = g_0 [1 - (\frac{h_0 - h}{h_0})^3]$. Tento vztah je někdy značně nepřesný, neboť nerespektuje šířku rýhy ani potrubí. Proto se nyní při výpočtu používá vztah platný pro tlak náplně ve vysokých zásobnících a upravený pro dlouhou rýhu.

5.1.1 Rýhové zatížení

Působí na potrubí a kanály uložené do rýh v rostlé zemině, které se po osazení potrubí zasypou. Šířka rýhy b se uvažuje nejvíce 1,5 násobek vnějšího průměru kanálu (potrubí); má-li rýha větší šířku, nejedná se o rýhové zatížení.



Obr. 5.2: Rýhové zatížení

Při řešení se vychází z rovnováhy sil na prvku omezeném rovinami z a $z + d_z$, stěnami rýhy a svislými rovinami ve vzdálenosti 1 m v podélném směru.

Na rovinu $z + d_z$ působí shora zatížení $g_z \cdot b$ (tíha násypu) a $\gamma_z \cdot b \cdot d_z$ (vlastní tíha diferenciálního dílku), zdola $(g_z + dg_z) \cdot b$ a třecí síly na styku rostlé zeminy a zásypu $2 \cdot \tau_z \cdot d_z = 2 \cdot \sigma_v \cdot d_z$, kde je

$\sigma_v = g_z \cdot k = g \frac{\sqrt{tg^2 \phi + 1} - tg \phi}{\sqrt{tg^2 \phi + 1} + tg \phi} \cdot tg \phi_1$ je vodorovný účinek zatížení.

k součinitel bočního tlaku násypu,

ϕ úhel vnitřního tření zeminy,

ϕ_1 úhel tření mezi rostlou a zásypovou zeminou.

Z podmínky rovnováhy sil ve svislém směru

$$g_z \cdot b + \gamma_z \cdot b \cdot d_z - (g_z + dg_z) \cdot b + 2 \cdot \sigma_v \cdot d_z = 0,$$

úpravou a po integraci lineární diferenciální rovnice a z podmínky $g_z = 0$ pro $z = 0$ (na povrchu je nulové zatížení) dostaneme zatížení na m^2 půdorysné plochy v úrovni povrchu potrubí

$$g_r = (1 - e^{-2k \frac{h}{b}}) \frac{\gamma_z \cdot b}{2k}.$$

Protože potrubí je tužší než zásyp kolem něho, přebírá zatížení z celé šířky rýhy. Na běžný metr délky potrubí vyvozuje tedy zásyp tlakovou sílu

$$G_r = g_r \cdot b = \frac{(1 - e^{-2\frac{h}{b}})}{2k} \cdot \gamma_z \cdot b^2 = K_r \gamma_z b^2,$$

kde K_r je součinitel rýhového zatížení. Hodnoty K_r pro různé materiály (šterk, písek atd.) jsou uvedeny v *tab. 5.1*.

Potrubí, u nichž výška zásypu h je menší než šířka potrubí, se posuzují na plné zatížení zásypem.

Tab. 5.1: Součinitel K_r

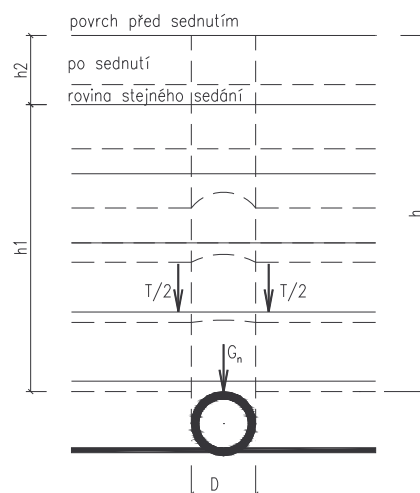
| h/b | k | Materiál | | | | |
|----------|---|--|-------|-------|-------|-------|
| | | Š | P | Z | J | JM |
| | | $\gamma_z \cdot 10^3 \text{ (kg.m}^{-3}\text{)}$ | | | | |
| | | 1,7 | 1,9 | 2,0 | 2,1 | 2,2 |
| 1 | | 0,830 | 0,852 | 0,864 | 0,880 | 0,898 |
| 2 | | 1,396 | 1,464 | 1,504 | 1,560 | 1,618 |
| 3 | | 1,781 | 1,904 | 1,978 | 2,083 | 2,196 |
| 4 | | 2,044 | 2,221 | 2,329 | 2,486 | 2,660 |
| 5 | | 2,222 | 2,448 | 2,589 | 2,798 | 3,032 |
| 6 | | 2,344 | 2,612 | 2,782 | 3,038 | 3,331 |
| 7 | | 2,427 | 2,729 | 2,925 | 3,223 | 3,571 |
| 8 | | 2,483 | 2,814 | 3,031 | 3,366 | 3,763 |
| 9 | | 2,522 | 2,875 | 3,109 | 3,476 | 3,917 |
| 10 | | 2,548 | 2,918 | 3,167 | 3,560 | 4,041 |
| 12 | | 2,578 | 2,972 | 3,242 | 3,676 | 4,220 |
| 15 | | 2,596 | 3,008 | 3,296 | 3,768 | 4,377 |
| ∞ | | 2,604 | 3,030 | 3,333 | 3,846 | 4,545 |

5.1.2 Násypové zatížení

Působí na potrubí uložené v sypaném zemním tělese. Volné sedání zeminy mimo potrubí je v místě potrubí omezeno jeho tuhostí. Ve svislých rovinách procházejících okraji potrubí vzniká tření, kterým je potrubí přitěžováno. Velikost tohoto tření závisí na složení násypového materiálu, zhutnění zeminy, poměru sedání podloží a okolí potrubí k sedání jeho vrcholu δ (*tab. 5.2*), na výšce nadnásypu a na hloubce zapuštění potrubí do rostlé zeminy ρ .

Tab. 5.2: Součinitel sedání δ

| Potrubí | Podloží | δ |
|---------|-------------------|------------|
| tuhé | tuhé (skála) | 1,0 |
| | pevná rostlá půda | 0,8 až 0,5 |
| | poddajná půda | 0,3 |
| pružné | libovolné | 0,0 |



Obr. 5.3: Násypové zatížení

Výsledná tlaková síla na běžný metr potrubí je $G_n = K_n \gamma_z D^2$.

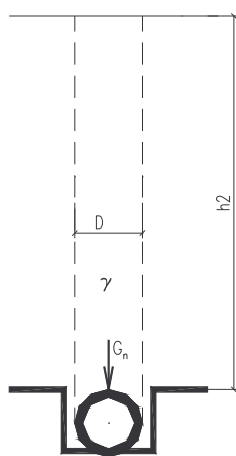
Součinitel násypového zatížení

$$K_n = \frac{e^{2k \frac{h_1}{D}} - 1}{2k} + \frac{h_2}{D} \cdot e^{2k \frac{h_1}{D}}.$$

Tento součinitel získáme z diferenciální rovnice pro rovnováhu svislých sil jako u zatížení rýhového, ale při opačném směru působení tření.

Při větších výškách násypu nepůsobí nad určitou rovinou tření – tzv. rovina stejného sedání. Poloha této roviny je dána rovnicí:

$$\frac{h_2}{h} = 1 - \frac{\alpha}{h^3}, \text{ kde } \alpha = \delta \cdot \rho \cdot \frac{3D^2 h}{k}.$$



Obr. 5.4:

Je-li $\alpha = h^3$, bude $h_2 = 0$ a $h_1 = h$, tj. rovina stejného sedání je na povrchu násypu. V rovnici pro K_n zůstane jen první člen.

Je-li $h_2 = 0$, bude tření na celé výšce; jedná se o násypové zatížení a malou výškou. Je-li $h_2 > 0$, uplatní se tření jen na výšce $h_1 (< h)$; jedná se o násypové zatížení s velkou výškou. Z předchozích vztahů plyne, že násypové zatížení s malou výškou vznikne při splnění

$$\frac{h}{D} \leq \sqrt{\frac{3 \cdot \delta \cdot \rho}{k}}.$$

Je-li aspoň jeden ze součinitelů δ, x nulový, pak

$h_1 = 0, h_2 = h$, pak

$$G_n = \frac{h_2}{D} \cdot \gamma_z \cdot D^2 = h_2 \cdot \gamma_z \cdot D,$$

tj. zatížení G_n se rovná zatížení sloupcem zeminy nad potrubím, viz obr. 5.4.

5.1.3 Proměnné zatížení

Proměnné (nahodilé) zatížení na povrchu terénu \bar{P} se roznáší zeminou do úrovně povrchu potrubí jako v pružném poloprostoru. Velikost nahodilého zatížení P na metr délky potrubí od osamělého břemene na povrchu terénu se určí ze vztahu

$P = C_b \cdot \delta \cdot \bar{P}$, kde C_b je součinitel zatížení závislý na h a d , viz tab. 5.3.

Tab.5.3: Součinitel C_b

| H (m) | D (m) | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,25 | 0,50 | 0,75 | 1,20 | 2,00 |
| 0,60 | 0,078 | 0,260 | 0,453 | 0,706 | 0,895 |
| 1,20 | 0,020 | 0,078 | 0,161 | 0,338 | 0,611 |
| 2,00 | 0,007 | 0,029 | 0,064 | 0,150 | 0,338 |
| 3,00 | 0,003 | 0,013 | 0,029 | 0,072 | 0,180 |
| 5,00 | 0,001 | 0,005 | 0,011 | 0,027 | 0,072 |

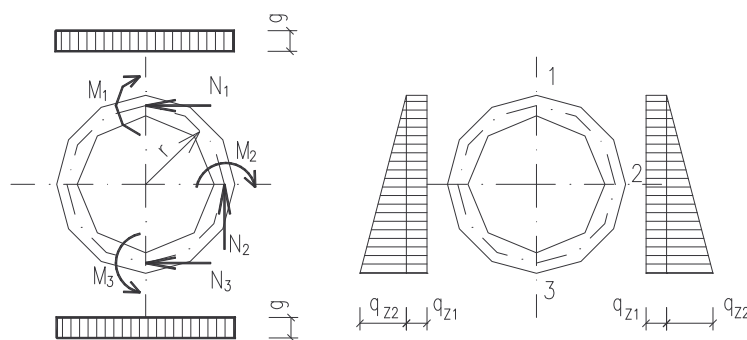
Účinek nahodilého zatížení s výškou nadsýpu rychle klesá; při výšce větší než 5 m se zatížení prakticky neprojeví.



Obr. 5.5: Zkouška vrcholovým tlakem – porušené potrubí

5.2 Statické řešení a dimenzování

U prefabrikovaných trub zaručuje výrobce pevnost ve „vrcholovém tlaku“. Vrcholovým tlakem se rozumí zatížení rozdělené rovnoměrně po vrcholnici trouby, jejíž osa je vodorovná, a která je podepřena podél své patky. Tato pevnost se určuje ve výrobě, *obr. 5.5*. Známe-li pevnost ve vrcholovém tlaku, lze z ní usuzovat na únosnost potrubí při různých způsobech uložení upěchování zásypu a zatížení jeho povrchu.



Obr. 5.6: Působení svislého rovnoměrného zatížení a zemního tlaku

Pro dimenzování, příp. pro posouzení, zda prefabrikát, který je k dispozici, vyhoví, je třeba stanovit momenty a normálové síly v rozhodujících průřezech. U kruhového potrubí se posuzuje průřez ve vrcholu, v patě a v polovině výšky *obr. 5.6*. Silové účinky v průřezích potrubí jsou vyvozovány svislým zatížením, bočním tlakem zeminy, vlastní tíhou potrubí, hydrostatickým tlakem vody, u tlakového potrubí též vnitřním přetlakem.

- Svislé rovnoměrné zatížení

Proti svislému zatížení shora působí zespodu odpor zeminy podloží o stejné velikosti. V průřezu 1 (ve vrcholu potrubí) působí ohybový moment $M_1 = +0,25 g r^2$ a normálová síla $N_1 = 0$, v průřezu 2 (uprostřed výšky) působí moment M_2 stejné velikosti, ale opačného znaménka a normálová síla $N_2 = g \cdot r$. Kladné znaménko momentů je uvažováno při namáhání tahem vnitřních vláken potrubí.

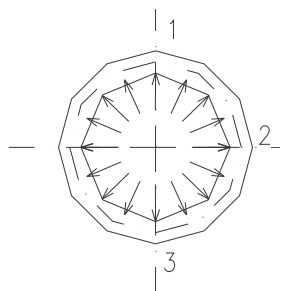
- Boční tlak zeminy

Tlak zeminy z boků na potrubí je dán lichoběžníkem, kde q_{z1} je napětí v zemině v úrovni vrchu potrubí, q_{z2} v úrovni spodku potrubí. V průřezu 1 působí ohybový moment

$$M_1 = -\frac{q_{z1}r^2}{4} - \frac{5q_{z2}r^2}{48} \text{ a normálová síla } N_1 = -q_{z1} \cdot r - \frac{15q_{z2}r}{48}, \text{ v průřezu 2}$$

$$M_2 = \frac{q_{z1}r^2}{4} + \frac{6q_{z2}r^2}{48} \text{ a normálová síla } N_2 = 0, \text{ v průřezu 3}$$

$$M_3 = -\frac{q_{z1}r^2}{4} - \frac{7q_{z2}r^2}{48} \text{ a normálová síla } N_3 = -q_{z1} \cdot r - \frac{33q_{z2}r}{48}.$$



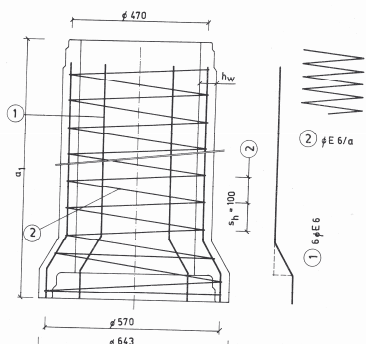
Obr. 5.7: Vnitřní přetlak

- Vnitřní přetlak

Přetlak p' vyvodí ve stěně potrubí pouze osovou tahovou sílu $N=p' \cdot r$. U průřezů jiných tvarů, např. vejčitých, je nutné posuzovat více průřezů, vždy na nejúčinnější kombinaci zatížení.

Průřezy potrubí je nutné posoudit na únosnost (mezní stav únosnosti) a na vznik trhlin (mezní stav použitelnosti). Ve výjimečných případech, kdy jsou trhliny přípustné, se vypočítá jejich šířka a porovná s přípustnou hodnotou, kterou nesmí překročit. Hlavní

nosná výztuž v železobetonových troubach, jejichž průřez je namáhán tahem, se ukládá ve formě prstenců nebo spirál k vnějšímu povrchu, obr. 5.8.



Obr. 5.8: Výztuž potrubí

Trouba působící jako nosník

- Vlastní tíha

Trouba o stálé tloušťce stěny má na plošnou jednotku střednicové roviny válcové plochy tíhu g . Z membránové napjatosti vyplývají rovnice rovnováhy:

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial T_{xs}}{r \partial \varphi} + x = 0,$$

$$\frac{\partial N_s}{r \partial \varphi} + \frac{\partial T_{xs}}{\partial x} + y = 0,$$

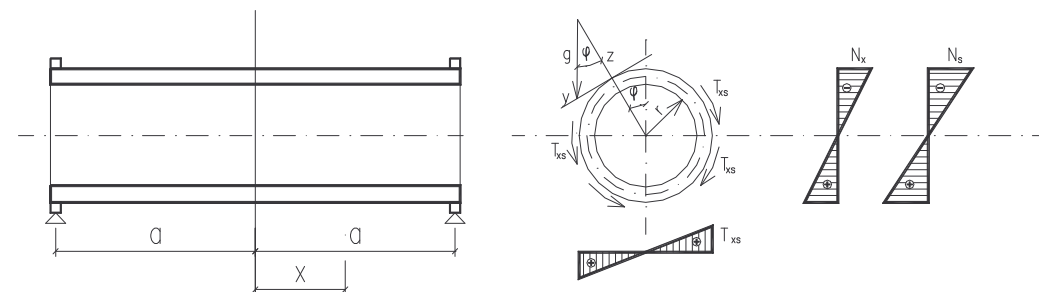
$$\frac{N_s}{r} + z = 0.$$

Složka vlastní tíhy ve směru tečny kruhu je $y = g \cdot \sin \varphi$; do normály $z = g \cdot \cos \varphi$ a do podélné osy $x = 0$. Dosazením do rovnic rovnováhy, jejich řešením a úpravou dostaneme výsledné hodnoty osových sil:

$$N_x = -g \cdot \frac{a^2 - x^2}{r} \cdot \cos \varphi,$$

$$T_{xs} = -2 \cdot g \cdot x \cdot \sin \varphi,$$

$$N_s = -g \cdot r \cdot \cos \varphi.$$



Obr. 5.8. Schéma konstrukce a průběhu sil

- Účinek tlaku náplně

Náplň o objemové hmotnosti g_n , vyvolá ve vrcholu osy válce tlak \bar{p} , který směřuje ven z válce. Zatížení je dáno složkami $x = y = 0$, $z = -\bar{p} + \gamma_n \cdot r \cdot \cos \varphi$. Stejně jako u vlastní tíhy dostaneme dosazením do rovnic rovnováhy a úpravou vnitřní síly.

$$N_x = -\gamma_n \cdot \frac{a^2 - x^2}{r} \cdot \cos \varphi,$$

$$T_{xs} = -\gamma_n \cdot r \cdot x \cdot \sin \varphi.$$

Také v tomto případě jsou normálové síly rozděleny po výšce nosníku podle přímky.

5.3 Tvarování potrubí

Vytvoření tvaru potrubí se vyznačuje značnou pracností a časovou náročností. Z tohoto důvodu ve všech případech, kdy je to možné, se používají prefabrikáty, zřídka z prostého betonu, běžně ze železobetonu a pro tlaková potrubí jako prefabrikáty podélně předepnuté a po obvodu ovinuté. V případech, kdy je nutné vytvořit potrubí na místě, je možno použít:

- tradiční bednění,
- nafukovací bednění,
- posuvné bednění,
- protlačování potrubí.

Tradiční bednění vyžaduje velké množství dřeva a práce a navíc kvalifikované pracovníky. Zvláště vytváření vnitřního bednění a jeho rozebírání je obtížné. Toto bednění se navrhuje jen výjimečně, např. v místech zakřivení potrubí.

Posuvné bednění usnadňuje a urychluje práci, samo o sobě je ale dost složité, protože musí být vytvořeno tak, aby umožnilo odbednění. Posuvné bednění se vyplatí při dlouhých úsecích v přímé, půdorysné zakřivení se vytváří tradičním způsobem.

Nafukovací bednění přináší další úsporu řeziva, času i finančních nákladů. Bednění má tvar válce, ukončeného polokulovými čely. Vlastní bednění je vytvořeno ze dvou vrstev, vnitřní polyamidové duše a vnějšího silonového pláště. Používá se pro vnitřní průměry 0,8 až 1,75 m při délce 20 m.

Postup prací je podobný jako při použití posuvného bednění. Podloží se vyrovná štěrkopískovou vrstvou, pod níž je drenáž. Vybetonuje se spodní část s vytvarovaným povrchem, po zatvrdnutí se postaví boční bednění a uloží nafukovací bednění s přikotvením. Betonová směs se ukládá oboustranně ve vrstvách cca 0,2 m. V průběhu betonáže i po ní je nutné udržovat v bednění stálý tlak. Po 12 až 15 hodinách tvrdnutí betonu je možné snížením tlaku odbednit a bednění přemístit do další polohy. Při přemístění musí být bednění v hotové části aspoň na délku 1 m. Zасыпání potrubí je možné až po zatvrdnutí betonu.

Protlačované potrubí

Velmi často se stává, že kanalizační potrubí je nutné vést blízko pod terénem. Otevření výkopové rýhy nebo použití tunelování metody je mnohdy velmi obtížné nebo vůbec nemožné. Aby během výstavby nemusel být přerušen provoz našla svoje uplatnění metoda hydraulického protlačování.

V případech, kdy není možné ukládat nebo betonovat potrubí v otevřené rýze nebo na povrchu terénu, případně betonovat do tunelového profilu (hlavní vodovodní přivaděče k hydroelektrárnám), je nutné použít jiné metody - protlačování potrubí. Používá se např. při průchodu potrubí silničním nebo železničním zemním tělesem, v městské zástavbě apod. Technologii protlačování je možné použít v soudržných i nesoudržných zeminách (štěrk, písek, hlína, jíl), nelze ji však použít ve skalních horninách, tekutých píscích, zeminách rozbředlých apod. Hlavní výhoda této metody spočívá v tom, že není narušen provoz, resp. nejsou dotčeny stavby nad prováděným potrubím.

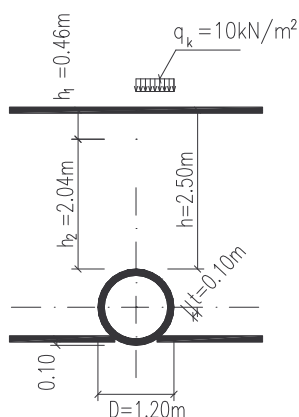
Princip metody spočívá v zatlačování předem zhotovených trub do zemního tělesa se současným vybíráním zeminy uvnitř trouby. Na čele protlačovaného potrubí je osazen prstenec s břitem, na konci je osazen roznášecí prstenec, kterým se na potrubí přenáší tlaková síla vyvozovaná lisou.

Protlačované potrubí může též sloužit jako chránička pro jiná vedení - vodovod, plynovod, elektroinstalace apod., podrobněji viz [8].

5.4 Příklad 3

Zadání

Proveďte výpočet vnitřních sil kruhového potrubí průměru $D = 1,2$ m uloženého v násypu o výšce $h = 2,5$ m. Potrubí se nachází v zemině o objemové tíze $\gamma_z = 18$ kN/m³, úhel vnitřního tření $\phi = 25^\circ$. Proměnné rovnoměrné zatížení na povrchu zeminy uvažujte $q_k = 10$ kN/m². Tloušťka stěny potrubí je 0,1 m. Hloubka zapuštění do terénu $\rho = 0,1$ m. Uvažujte násypové zatížení pro součinitel sedání $\delta = 0,5$. Potrubí je naplněné vodou.



Obr. P3.1: Schéma potrubí



1. Řešení

1.1 Svislé zatížení od zeminy

Součinitel bočního tlaku

$$k = \frac{\sqrt{\operatorname{tg}^2 \phi + 1} - \operatorname{tg} \phi}{\sqrt{\operatorname{tg}^2 \phi + 1} + \operatorname{tg} \phi} \cdot \operatorname{tg} \phi = \frac{\sqrt{\operatorname{tg}^2 25^\circ + 1} - \operatorname{tg} 25^\circ}{\sqrt{\operatorname{tg}^2 25^\circ + 1} + \operatorname{tg} 25^\circ} \operatorname{tg} 25^\circ = 0,189$$

$$\text{Součinitel } \alpha = \delta \cdot \rho \cdot \frac{3D^2 h}{k} = 0,5 \cdot 0,1 \cdot \frac{3 \cdot 1,2^2 \cdot 2,5}{0,189} = 2,857$$

$$h_2 = \left(1 - \frac{\alpha}{h^3}\right) h = \left(1 - \frac{2,857}{2,5^3}\right) \cdot 2,5 = 2,043 \text{ m}$$

$$h_1 = h - h_2 = 2,5 - 2,043 = 0,457 \text{ m}$$

Součinitel násypového zatížení

$$K_n = \frac{e^{\frac{2k h_1}{D}} - 1}{2k} + \frac{h_2}{D} \cdot e^{\frac{2k h_1}{D}} = \frac{e^{\frac{2 \cdot 0,189 \cdot 0,457}{1,2}} - 1}{2 \cdot 0,189} + \frac{2,043}{1,2} \cdot e^{\frac{2 \cdot 0,189 \cdot 0,457}{1,2}} = 2,376$$

1. ZS Charakteristické zatížení zeminou

$$g_k = K_n \cdot D \cdot \gamma_z = 2,376 \cdot 1,2 \cdot 18 = 51,32 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = 0$$

$$M_1 = \frac{g_k r^2}{4} = \frac{51,32 \cdot 0,55^2}{4} = 3,88 \text{ kNm}$$

$$N_2 = -g_k r = -51,32 \cdot 0,55 = -28,23 \text{ kN}$$

$$M_2 = -\frac{g_k r^2}{4} = -\frac{51,32 \cdot 0,55^2}{4} = -3,88 \text{ kNm}$$

$$N_3 = 0$$

$$M_3 = \frac{g_k r^2}{4} = \frac{51,32 \cdot 0,55^2}{4} = 3,88 \text{ kNm}$$

1.2 Vodorovné zatížení od zeminy

2. ZS Rovnoměrné charakteristické zatížení

$$g_{rk} = \gamma_z \cdot k \cdot h = 18 \cdot 0,189 \cdot 2,5 = 8,51 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = -g_{rk} r = -8,51 \cdot 0,55 = -4,68 \text{ kN}$$

$$M_1 = -\frac{g_{rk} r^2}{4} = -\frac{8,51 \cdot 0,55^2}{4} = -0,64 \text{ kNm}$$

$$N_2 = 0$$

$$M_2 = \frac{g_{rk} r^2}{4} = \frac{8,51 \cdot 0,55^2}{4} = 0,64 \text{ kNm}$$

$$N_3 = -g_{rk} r = -8,51 \cdot 0,55 = -4,68 \text{ kN}$$

$$M_3 = -\frac{g_{rk} r^2}{4} = -\frac{8,51 \cdot 0,55^2}{4} = -0,64 \text{ kNm}$$

3. ZS Trojúhelníkové charakteristické zatížení

$$g_{tk} = \gamma_z \cdot k \cdot D = 18 \cdot 0,189 \cdot 1,2 = 4,08 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = -\frac{15 g_{tk} r}{48} = -\frac{15 \cdot 4,08 \cdot 0,55}{48} = -0,70 \text{ kN}$$

$$M_1 = -\frac{5 g_{tk} r^2}{48} = -\frac{5 \cdot 4,08 \cdot 0,55^2}{48} = -0,13 \text{ kNm}$$

$$N_2 = 0$$

$$M_2 = \frac{6 g_{tk} r^2}{48} = \frac{6 \cdot 4,08 \cdot 0,55^2}{48} = 0,15 \text{ kNm}$$

$$N_3 = -\frac{33 g_{tk} r}{48} = -\frac{33 \cdot 4,08 \cdot 0,55}{48} = -1,54 \text{ kN}$$

$$M_3 = -\frac{7 g_{tk} r^2}{48} = -\frac{7 \cdot 4,08 \cdot 0,55^2}{48} = -0,18 \text{ kNm}$$

1.3 Vlastní tíha

4. ZS Rovnoměrné charakteristické zatížení na obvod potrubí

$$g_{vk} = \gamma_b \cdot t = 25 \cdot 0,1 = 2,5 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{g_{vk} r}{2} = \frac{2,5 \cdot 0,55}{2} = 0,69 \text{ kN}$$

$$M_1 = \frac{g_{vk} r^2}{2} = \frac{2,5 \cdot 0,55^2}{2} = 0,38 \text{ kNm}$$

$$N_2 = -\frac{g_{vk} r \pi}{2} = -\frac{2,5 \cdot 0,55 \cdot \pi}{2} = -2,15 \text{ kN}$$

$$M_2 = -g_{vk} r^2 \left(1 - \frac{\pi}{2}\right) = -2,5 \cdot 0,55^2 \left(1 - \frac{\pi}{2}\right) = -0,43 \text{ kNm}$$

$$N_3 = -\frac{g_{vk} r}{2} = -\frac{2,5 \cdot 0,55}{2} = -0,69 \text{ kN}$$

$$M_3 = \frac{3 \cdot g_{vk} r^2}{2} = \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 0,55^2}{2} = 1,13 \text{ kNm}$$

1.4 Přítížení od povrchu

5. ZS Rovnoměrné charakteristické zatížení svislé

$$q_k = 10,0 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = 0$$

$$M_1 = \frac{q_k r^2}{4} = \frac{10 \cdot 0,55^2}{4} = 0,76 \text{ kNm}$$

$$N_2 = -q_k r = -10 \cdot 0,55 = -5,5 \text{ kN}$$

$$M_2 = -\frac{q_k r^2}{4} = -\frac{10 \cdot 0,55^2}{4} = -0,76 \text{ kNm}$$

$$N_3 = 0$$

$$M_3 = \frac{q_k r^2}{4} = \frac{10 \cdot 0,55^2}{4} = 0,76 \text{ kNm}$$

6. ZS Vodorovné charakteristické zatížení rovnoměrné

$$q_{vk} = q_k \cdot k = 10 \cdot 0,189 = 1,89 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = -q_{vk} r = -1,89 \cdot 0,55 = -1,04 \text{ kN}$$

$$M_1 = -\frac{q_{vk} r^2}{4} = -\frac{1,89 \cdot 0,55^2}{4} = -0,14 \text{ kNm}$$

$$N_2 = 0$$

$$M_2 = \frac{q_{vk} r^2}{4} = \frac{1,89 \cdot 0,55^2}{4} = 0,14 \text{ kNm}$$

$$N_3 = -q_{vk} r = -1,89 \cdot 0,55 = -1,04 \text{ kN}$$

$$M_3 = -\frac{q_{vk} r^2}{4} = -\frac{1,89 \cdot 0,55^2}{4} = -0,14 \text{ kNm}$$

1.5 Hydrostatický tlak vody

7. ZS Potrubí plné vody – bez vnitřního přetlaku.

$$\gamma_v = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$N_1 = \frac{3}{4} \gamma_v r^2 = \frac{3}{4} \cdot 10 \cdot 0,55^2 = 2,27 \text{ kN}$$

$$M_1 = \frac{1}{4} \gamma_v r^3 = \frac{1}{4} \cdot 10 \cdot 0,55^3 = 0,42 \text{ kNm}$$

$$N_2 = -\gamma_v r^2 \left(\frac{\pi}{4} - 1 \right) = -10 \cdot 0,55^2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} - 1 \right) = 0,65 \text{ kN}$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \gamma_v r^3 \left(1 - \frac{\pi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 0,55^3 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{2} \right) = -0,47 \text{ kNm}$$

$$N_3 = \frac{5}{4} \gamma_v r^2 = \frac{5}{4} \cdot 10 \cdot 0,55^2 = 3,78 \text{ kN}$$

$$M_3 = \frac{3}{4} \gamma_v r^3 = \frac{3}{4} \cdot 10 \cdot 0,55^3 = 1,25 \text{ kNm}$$

Rekapitulace výsledných sil jednotlivých zatěžovacích stavů

| Průřez | | 1 | 2 | 3 |
|---|---|-------|--------|-------|
| 1. ZS rovnoměrné svislé - zemina | | | | |
| 51.32 kN/m ² | N | 0.00 | -28.22 | 0.00 |
| | M | 3.88 | -3.88 | 3.88 |
| 2. ZS rovnoměrné vodorovné - zemina | | | | |
| 8.51 kN/m ² | N | -4.68 | 0.00 | -4.68 |
| | M | -0.64 | 0.64 | -0.64 |
| 3. ZS trojúhelníkové vodorovné - zemina | | | | |
| 4.08 kN/m ² | N | -0.70 | 0.00 | -1.55 |
| | M | -0.13 | 0.15 | -0.18 |
| 4. ZS vlastní tíha | | | | |
| 2.50 kN/m ² | N | 0.69 | -2.16 | -0.69 |
| | M | 0.38 | -0.43 | 1.13 |
| 5. ZS - rovnoměrné proměnné zatížení na povrchu | | | | |
| 10.00 kN/m ² | N | 0.00 | -5.50 | 0.00 |
| | M | 0.76 | -0.76 | 0.76 |
| 6. ZS - proměnné zatížení - vodorovně rovnoměrné svislé | | | | |
| 1.89 kN/m ² | N | -1.04 | 0.00 | -1.04 |
| | M | -0.14 | 0.14 | -0.14 |
| 7. ZS hydrostatický tlak vody | | | | |
| 10.00 kN/m ³ | N | 2.27 | 0.65 | 3.78 |
| | M | 0.42 | -0.47 | 1.25 |

V další části příkladu by bylo nutné udělat kombinace zatížení a provést dimenzování průřezů namáhaných momentem a normálovou silou.

6 Závěr

6.1 Shrnutí

Tento díl opor uzavírá naše seznamování s navrhováním vodohospodářských konstrukcí nádrží, vodojemů a potrubí. Rozšířili jsme poznatky z vyšetřování zatížení, řešení vnitřních sil, dimenzování a způsobu vyztužování těchto konstrukcí.



6.2 Studijní prameny

- [1] Seznam použité literatury V. Masopust J. Mechanika zemin zakládání, VUT Brno, Fakulta stavební, 2003.
- [2] Sečkář M., Musilová H., Betonové konstrukce – vybrané konstrukce vodního stavitelství, VUT Brno, 1992.
- [3] ČSN P- ENV 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN P- ENV 1992-1-2-6 Navrhování betonových konstrukcí Část 2 : Obecná pravidla - navrhování na účinky požáru.
- [5] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí, ÚNM Praha, 1987.
- [6] ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů.
- [7] Hořejší J., Šafka J. a kol. Statické tabulky, Technický průvodce 51, SNTL, Praha 1987.
- [8] Grenčík L. a kolektiv, Betónové konštrukcie II pre inžinierské a vodohospodárske stavby, SNTL, Praha 1986.
- [9] Fiala A, Beton IV – Betonové konstrukce pro vodní stavby, Skripta VUT Brno, 1982.
- [10] NEXIS 32, systém programů pro projektování prutových a stěnodeskových konstrukcí - manuál programu, SCIA CZ, 2005
- [11] ČSN 73 1204 - Navrhování deskových konstrukcí působících ve dvou směrech