

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ

ING. MILOŠ ZICH, Ph.D.,

ING. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.,

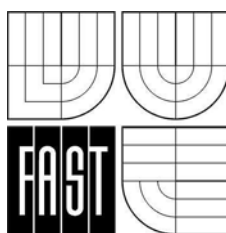
DOC. ING. MILAN SEČKÁŘ, CSc.,

ING. IVANA LANÍKOVÁ, Ph.D.

VODOHOSPODÁŘSKÉ KONSTRUKCE

MODUL M01

ŽLABY A KOLEKTORY



STUDIJNÍ OPORY
PRO STUDIJNÍ PROGRAMY S KOMBINOVANOU FORMOU STUDIA

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 ŽLABY	7
2.1 Zatížení a jeho účinky na žlaby.....	8
2.2 Statické řešení.....	11
2.2.1 Deskový konzolový žlab.....	11
2.2.2 Deskový konzolový žlab s vyloženým dnem.....	13
2.2.3 Žlab s žebry.....	15
2.3 Vyztužení žlabu.....	15
2.4 Řešení spar.....	16
2.4.1 Vodorovná pracovní spára mezi dnem a stěnou.....	16
2.4.2 Svislé spáry ve stěně.....	18
2.4.3 Dilatační spáry.....	20
2.5 Příklad 1.....	22
2.6 Příklad 2.....	23
3 KANÁLY A KOLEKTORY	41
3.1 Zatížení a účinky na kanály a kolektory.....	42
3.2 Statické řešení.....	43
3.3 Způsob vyztužování.....	45
3.4 Příklad 3.....	46
4 Přílohy	58
4.1 Pracovní diagramy betonu.....	58
4.2 Pracovní diagramy výztuže.....	59
4.3 Tabulky plochy výztuže podle vzdálenosti prutu.....	62
4.4 Tabulky plochy výztuže podle počtu prutů.....	63
5 Závěr	57
5.1 Shrnutí.....	57
5.2 Studijní prameny.....	57
5.2.1 Seznam použité literatury.....	57
5.2.2 Odkazy na další studijní zdroje a prameny.....	57

1 Úvod

1.1 Cíle

V překládaném modulu CW 1 „Vodohospodářské konstrukce“ bude uvedeno základní řešení betonových vodohospodářských konstrukcí. Vyloženy budou způsoby výpočtů žlabů, kanálů a kolektorů. 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 CW1 navazuje na „Prvky betonových konstrukcí“, moduly CM 1 až CM 4, dále pak na „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 přípravě studenta v předchozím studiu na této fakultě. Všeobecně řečeno, potřebná doba pro nastudování obnáší cca 20 – 30 hodin.



1.4 Klíčová slova

Žlab, kanál, kolektor, mezní stav únosnosti.

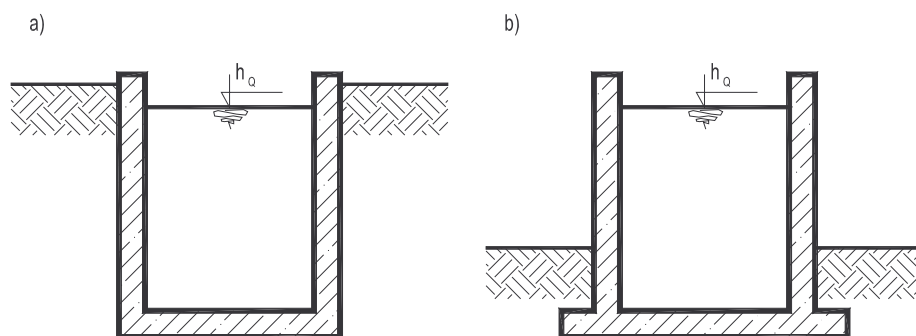


1.5 Metodický návod na práci s textem

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 ŽLABY

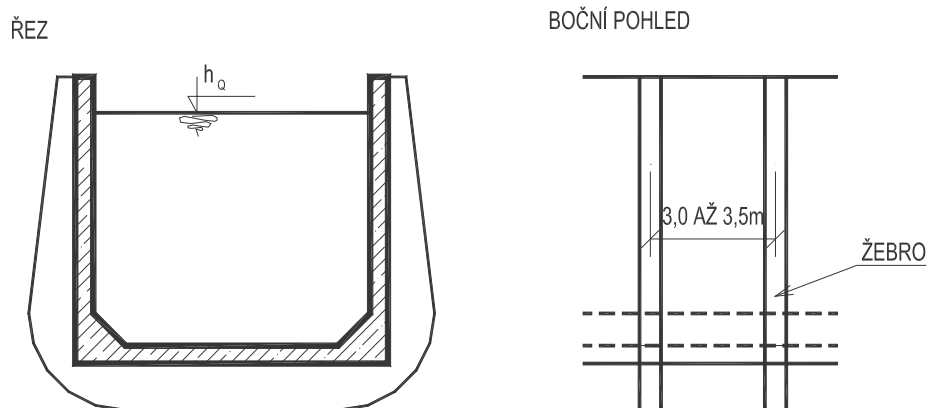
Žlaby jsou vodohospodářské konstrukce převádějící vodu nebo jinou kapalinu s volnou hladinou s nezakrytým povrchem. Běžně jsou navrhovány zapuštěné do terénu (*obr.2.1a*), mohou být ale též vyčnívající nad terénem, založené v nezámrazné hloubce (*obr.2.1b*), nebo vedené nad terénem, podepřené jednotlivými podpěrami. Jsou-li vedeny nad terénem, mluvíme o akvaduktech.



Obr. 2.1: Umístění žlabů: a) zapuštěný, b) založený v nezámrazné hloubce

Konstrukční systém žlabů je jednoduchý, skládá se ze dna a stěn, které mají být navrženy tak aby:

- mohly bezpečně přenášet veškerá zatížení,
- nevznikaly trhliny,
- bylo možno dokonale a bez problémů zpracovat betonovou směs.

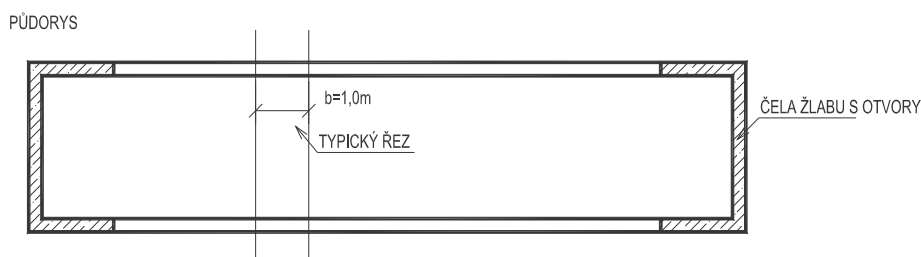


Obr. 2.2: Žlaby s výztužnými žebry

Žlaby se navrhují ve tvaru U. Je-li výška stěny $h \leq 2$ m, stěna se navrhuje jako desková - konstantní tloušťky, při vyšších výškách s jednostranným nebo oboustranným náběhem, tj. zesílená směrem ke dnu žlabu.

Při výšce stěny $h > 3\text{m}$ vychází konzolové stěny příliš silné. Z důvodů hospodárnosti je vhodné zesílit stěny a dno žebry, která vytvářejí otevřené rámy, do nichž desky stěn a dna přenášejí zatížení, které na ně působí, *obr.2.2*.

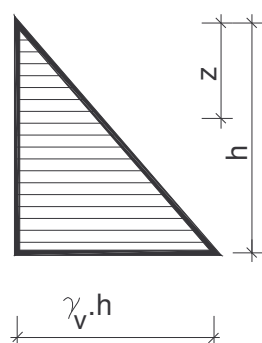
Na *obr. 2.1* jsou uvedeny příklady typických příčných řezů žlabů, které lze staticky vyšetřovat jako samostatné výseky konstrukce nosné v jednom směru, obvykle na šířku $b = 1,0\text{ m}$. Některé žlaby mají na svých půdorysných koncích zakončení (čela, příčné stěny apod.), *obr. 2.3*. Jsou to oblasti, kde nastává změna statického systému. Z jednosměrně pnuté konstrukce, zde dostáváme prostorovou záležitost. V následujících odstavcích se budeme zabývat vysvětlováním řešení typických řezů žlabu. Řešení okrajových částí je obdobné jako u obdélníkových nádrží.



Obr. 2.3. Půdorys žlabu

2.1 Zatížení a jeho účinky na žlaby

Na jednotlivé konstrukční prvky žlabu působí v horizontálním směru tlak zeminy a tlak vody, ve vertikálním směru vlastní tíha, tíha vody (kapaliny) popř. tíha zeminy.



Obr. 2.4: Vodní tlak

a) tlak vody

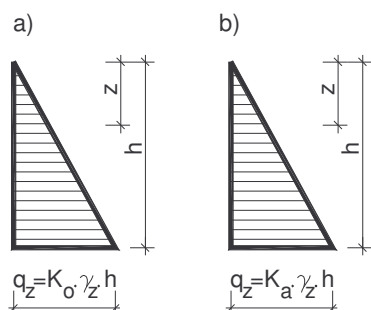
Tlak vody je ve všech směrech daný hydrostatickým tlakem, je přímo úměrný se zvětšující se hloubkou vody. Známe vztah z fyziky $h\rho g$ upravíme do tvaru používaném ve statice. Tedy objemová hmotnost vody $\rho = 1000\text{ kg/m}^3$ je vynásobena gravitačním zrychlením $g = 10\text{ ms}^{-2}$. Vzniklá objemová tíha vody γ_v je následně převedena na jednotky síly $\gamma_v = 10\text{ kN/m}^3$. Pro tlak vody hloubce z v horizontálním i vertikálním směru potom platí: $v_{kv} = \gamma_v \cdot z$, *obr. 2.4*.

b) zemní tlak (vodorovný)

Podle deformací konstrukce vůči zemině rozlišujeme tři druhy zemních tlaků.

- zemní tlak v klidu K_o

- zemní tlak aktivní K_a
- zemní tlak pasivní (odpor) K_p



Obr. 2.5: Zemní tlak a) v klidu b) aktivní

Na svislé prvky stavební konstrukce, které se nemají možnost pootočit nebo posunout, působí zemní tlak v klidu. Jeho velikost je závislá na objemové tíze zeminy, hloubce pod povrchem a součiniteli tlaku v klidu K_o . Pro zemní tlak v klidu v hloubce z tedy platí $q_z = K_o \cdot \gamma_z \cdot z$, obr. 2.5a.

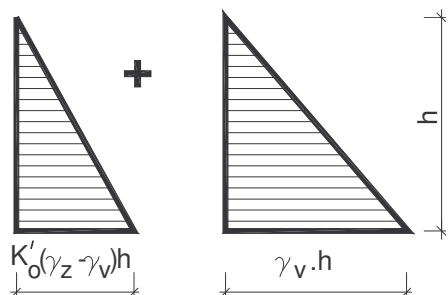
Pro součinitel zemního tlaku v klidu K_o v nesoudržných zeminách platí vztah závislý na úhlu vnitřního tření φ zeminy $K_o = 1 - \sin \varphi$. Pro zeminy soudržné

vztah závislý na Poissonově čísle ν v zemině $K_o = \frac{\nu}{1 - \nu}$.

Pokud dojde k posunu nebo natočení konstrukce (cca 1/1000 výšky zdi) vlivem zatížení od zeminy, zatížení zemním tlakem se snižuje na hodnotu aktivního zemního tlaku. Pro součinitel aktivního zemního tlaku platí: $K_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2)$. Pro zemní tlak aktivní v hloubce z platí obdobný vztah jako pro zemní tlak v klidu $q_z = K_a \cdot \gamma_z \cdot z$, obr. 2.5b.

Působí-li naopak konstrukce silou proti zemině, vyvolává odpor zeminy nebo-li zemní tlak pasivní. Pro součinitel pasivního odporu platí vztah $K_p = \text{tg}^2(45 + \varphi/2)$.

c) zemní tlak ve zvodnělé zemině

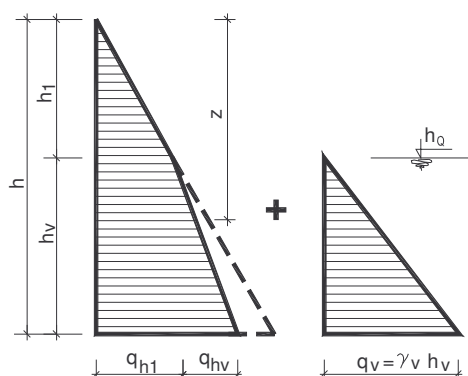


Obr. 2.6: Zemní tlak ve zvodnělé zemině

Je-li hladina spodní vody v úrovni povrchu, pak je zemina v celé výšce nadlehčována vodou. Platí pak

$$q_z = K'_o (\gamma_z - \gamma_v) \cdot z + \gamma_v \cdot z.$$

První část pravé strany rovnice vyjadřuje zatížení nadlehčenou zeminou s odpovídajícím zmenšeným úhlem vnitřního tření φ' , a tedy se zvětšeným součinitelem K'_o . Druhá část pak vyjadřuje zatížení vodou, obr. 2.6.



Je-li hladina spodní vody ve vzdálenosti h_1 od povrchu terénu (žlabu) a celková výška žlabu je $h > h_1$ ($h = h_1 + h_v$), potom výsledný tlak bude mít průběh podle obr.2.7.

Tlak v intervalu 0 až h_1 bude $q_{h1z} = K_o \cdot \gamma_z \cdot z$, v intervalu h_1 až h_v bude dán superpozicí tlaku v h_1 , tlaku od nadlehčené zeminy v místě

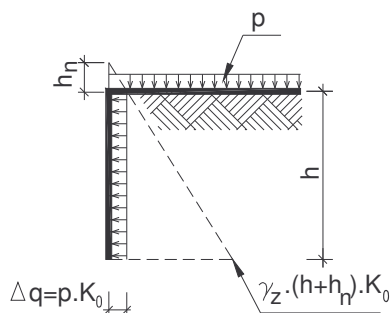
Obr. 2.7: Tlaky v zemině zvodnělé v části $z - h_1$ a tlaku vody $z - h_1$.

Vyjádřeno rovnicí $q_{hv,z-h1} = K_o \gamma_z h_1 + K_o (\gamma_z - \gamma_v) \cdot (z - h_1) + \gamma_v \cdot (z - h_1)$.

Tlak v patě stěny bude tedy:

$$q_h = q_{h1} + q_{hv} + q_v = K_o \gamma_z h_1 + K_o (\gamma_z - \gamma_v) h_v + \gamma_v h_v.$$

d) rovnorné zatížení na povrchu zeminy



Bude-li působit na povrch zeminy rovnoměrné zatížení p , pak se tlak na stěnu žlabu zvětší o hodnotu $\Delta q = K_o \cdot p$. O tuto hodnotu se zvětší napětí v každém řezu po výšce stěny, obr.2.8.

Můžeme si to představit jako zvětšení výšky zeminy o náhradní výšku $h_n = \frac{p}{\gamma_z}$. Tíha zeminy o výšce h_n vyvolá na povrchu zatížení p (kN/m^2).

Obr. 2.8: Zvětšení tlaku na stěnu od zatížení na povrchu terénu



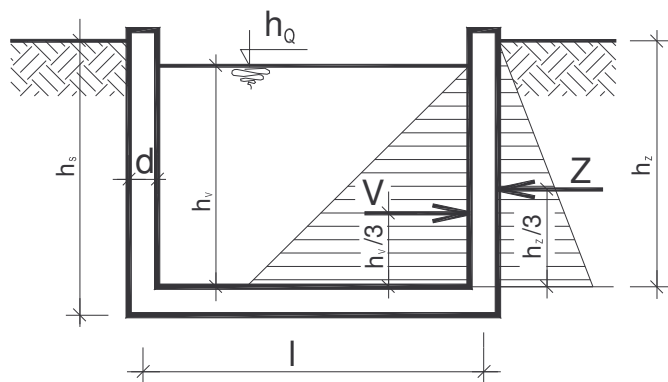
Zopakujte si z fyziky: Jak velký je hydrostatický tlak vody v hloubce např. 10 m a jakým směrem působí?

Jaký je rozdíl ve výpočtu zatížení od vody a od zeminy?

2.2 Statické řešení

Jak už bylo řečeno, řešíme typické úseky žlabů délky $b = 1,0\text{m}$. Proto i zatížení musíme uvažovat ze stejné šířky $b = 1,0\text{ m}$.

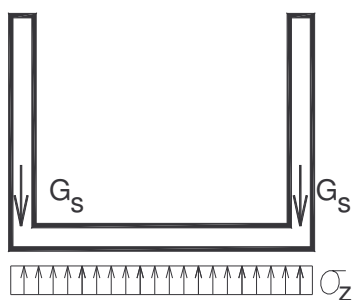
Schéma zatížení jednotlivých prvků konstrukce závisí na celkovém konstrukčního uspořádání. Na jednotlivé prvky žlabu se musí uvažovat zatížení jednak pouze zemním tlakem při prázdném žlabu a jednak zatížení pouze převáděnou kapalinou při odstranění zemního tělesa.



Obr. 2.9: Zatížení stěny deskového žlabu vodou a zeminou

2.2.1 Deskový konzolový žlab

- a) **žlab prázdný**, působí vlastní tíha žlabu a zemní tlak



Obr. 2.10: Napětí v základové spáře od tíhy stěn

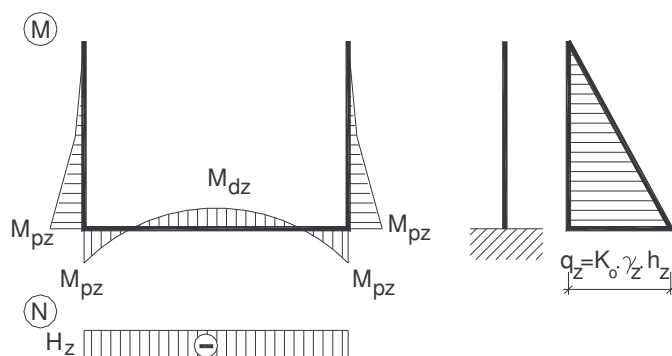
Napětí od veškerého svislého zatížení se pro statický výpočet uvažuje rovnoměrně rozdělené na celou šířku základové spáry. Tíha desky dna a tíha vody zvětšují pouze napětí v základové spáře, nevyvozují však statické účinky (ohyb, smyk). Napětí v základové spáře, vyvozené tíhou stěn je

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot d \cdot h_s \cdot \gamma_b}{l + d}, \text{ obr. 2.10.}$$

Staticky působí stěny jako konzoly vetknuté do dna. Výslednice zemního tlaku

$Z = K_o \gamma_z \frac{h_z^2}{2}$ působí ve třetině výšky h_z . Pro ohybový moment v patě stěny

$$\text{platí: } M_{pz} = Z \frac{h_z}{3} = K_o \gamma_z \frac{h_z^2}{2} \frac{h_z}{3} = \frac{1}{6} K_o \gamma_z h_z^3.$$



Obr. 2.11: Průběhy momentů a normálových sil žlabu od zemního tlaku

Statické chování dna si lze představit jako nosník zatížený kontaktním napětím v základové spáře a koncovými momenty ve spojení stěny a dna od vodorovných účinků zeminy. Styčnick musí být v rovnováze a tak moment ve stěně a dně musí být stejný.

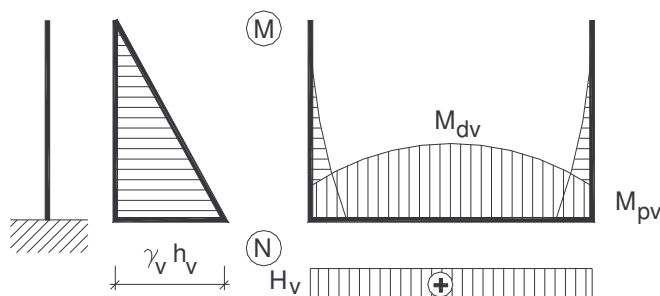
Pro moment v polovině rozpětí desky dna platí:

$M_{dz} = \frac{1}{8} \sigma_z l^2 - M_{pz}$. Tedy součet ohybového momentu na prostém nosníku a koncového momentu ve styčnicku stěny a dna. Ve dně vzniká tlaková normálová síla $H_z = Z = K_o \gamma_z \frac{h_z^2}{2}$, obr. 2.11.

b) **žlab plný**, zemní tlak nepůsobí, působí voda a vlastní tíha.

Výslednice vodorovného tlaku vody $V = \gamma_v \frac{h_v^2}{2}$ působí ve třetině výšky h_v . Pro ohybový moment v patě stěny (opět konzola) od hydrostatického tlaku vody platí:

$$M_{pv} = V \frac{h_v}{3} = h_v \gamma_v \frac{h_v}{2} \frac{h_v}{3} = \frac{1}{6} \gamma_v h_v^3.$$



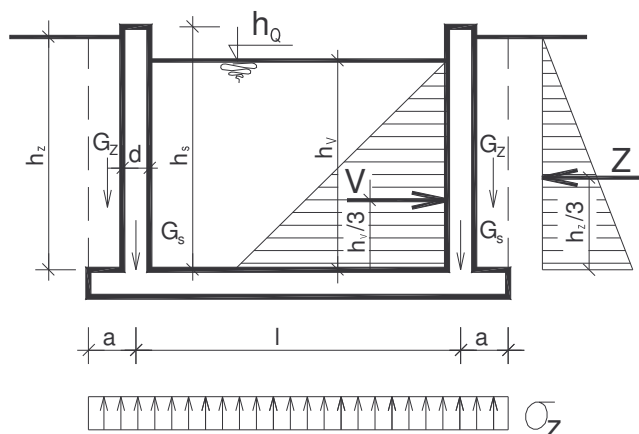
Obr. 2.12: Průběhy vnitřních momentů a normálových sil – plný žlab

Moment v polovině rozpětí základové desky je $M_{dv} = \frac{l}{8} \sigma_z l^2 + M_{pv}$, obr.

2.12.

Ve dně vzniká tahová normálová síla $H_v = V = \gamma_v \frac{h_v^2}{2}$.

2.2.2 Deskový konzolový žlab s vyloženým dnem



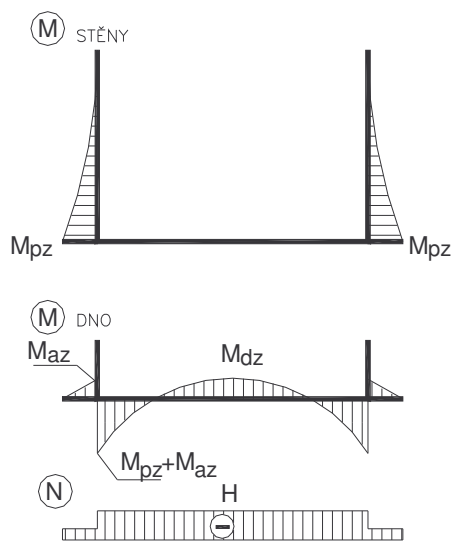
Obr. 2.13: Zatížení žlabu s konzolově vyloženým dnem

a) **žlab prázdný**, působí vlastní tíha a zemní tlak

Řešení stěn je stejné jako v předchozím případě, odlišuje se výpočet dna.

Pro napětí v základové spáře, vyvozené tíhou stěn a zeminou nad vyložením

dna platí: $\sigma_z = 2 \frac{G_s + G_z}{l + 2a} = \frac{2 \cdot d \cdot h_s \cdot \gamma_b}{l + 2a} + \frac{h_z \cdot (2a - d)}{l + 2a} \gamma_z$, obr. 2.13.



Moment na konzole v patě stěny

$$\text{je } M_{pz} = Z \frac{h_z}{3} = \frac{l}{6} K_o \gamma_z h_z^3.$$

Moment na konzole desky dna

$$M_{az} = \frac{l}{2} \sigma_z a^2 - G_z \frac{1}{2} \left(a + \frac{d}{2} \right).$$

Moment v polovině rozpětí desky dna

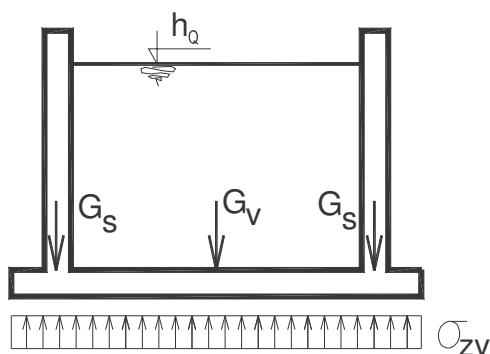
$$M_{dz} = \frac{l}{8} \sigma_z l^2 - M_{pz} - M_{az}.$$

Normálová tlaková síla ve dně

$$H = Z = K_o \gamma_z \frac{h_z^2}{2}.$$

Obr. 2.14: Průběhy momentů a normálových sil – prázdný žlab

b) žlab plný, zemní tlak nepůsobí



Obr. 2.15: Napětí v základové spáře

Napětí v základové spáře, vyvozené tíhou stěn a vody

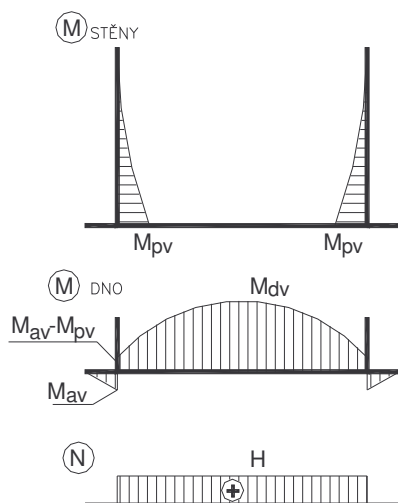
$$\begin{aligned} \sigma_{zv} &= \frac{2G_s + G_v}{l + 2a} = \\ &= \frac{2 \cdot d \cdot h_s \cdot \gamma_b + (l - d) h_v \gamma_v}{l + 2a} \end{aligned}$$

Moment ve vetknutí stěny do dna od vody je

$$M_{pv} = \gamma_v h_v h_v \frac{1}{2} h_v \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \gamma_v h_v^3.$$

Moment na konzole desky dna

$$M_{av} = \frac{1}{2} \sigma_{zv} a^2.$$



Obr. 2.16: Průběh momentů a normálových sil – plný žlab

Moment v polovině rozpětí desky dna

$$M_{dv} = \frac{l}{8} \sigma_{zv} l^2 - M_{av} + M_{pv}.$$

Normálová tahová síla v desce dna

$$H = V = \gamma_v \frac{h_v^2}{2}.$$



Jaký vliv má na průběh vnitřních sil konzolové vyložení dna?

2.2.3 Žlab s žebry

Výztužná žebra tvoří lomený nosník staticky určitý, *obr. 2.2*. Přenáší se do nich zatížení ze šířky dané jejich osovou vzdáleností, dimenzují se na statické účinky vypočtené stejným postupem jako u žlabu deskového.

Deska mezi žebry se počítá jako vetknutá na třech stranách – do dna a do žebřer; ohybové momenty vznikají jak ve vertikálním, tak i v horizontálním směru. Pro jejich výpočet se používá například metoda náhradních nosníků, případně výpočet plošné úlohy založený na metodě konečných prvků.

Je-li část žlabu pod úrovní hladiny spodní vody, napětí v základové spáře se počítá ze svislého zatížení, zmenšeného o hodnotu vztlaku. Rovněž je v tomto případě nutné posoudit spolehlivost proti nadzvednutí vztlakem vody („vyplaváním“) při prázdném žlabu.

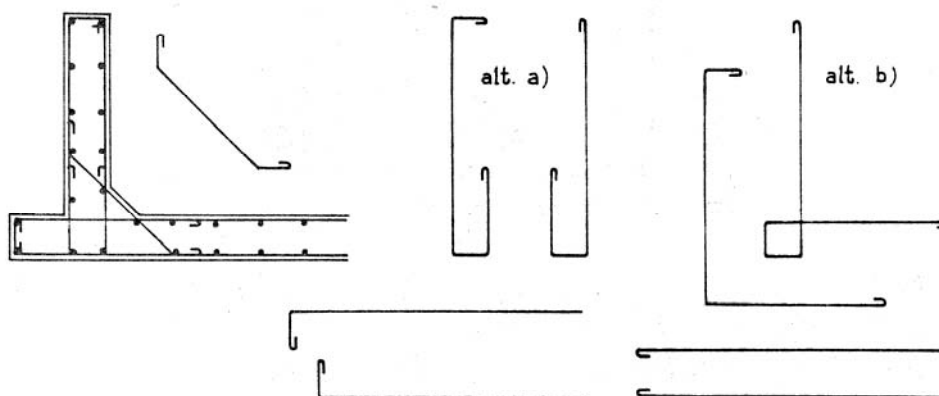
2.3 Vyztužení žlabu

Výše popsané řešení vnitřních sil je obecné, vychází ze zásad stavební mechaniky. Takto získané hodnoty vnitřních sil v principu dle Eurokodů [4] představují charakteristické hodnoty. Pro vlastní dimenzování na mezní stav únosnosti je nutné tyto hodnoty upravit na takzvané *návrhové (index d)*. Podrobněji viz řešený příklad 2.

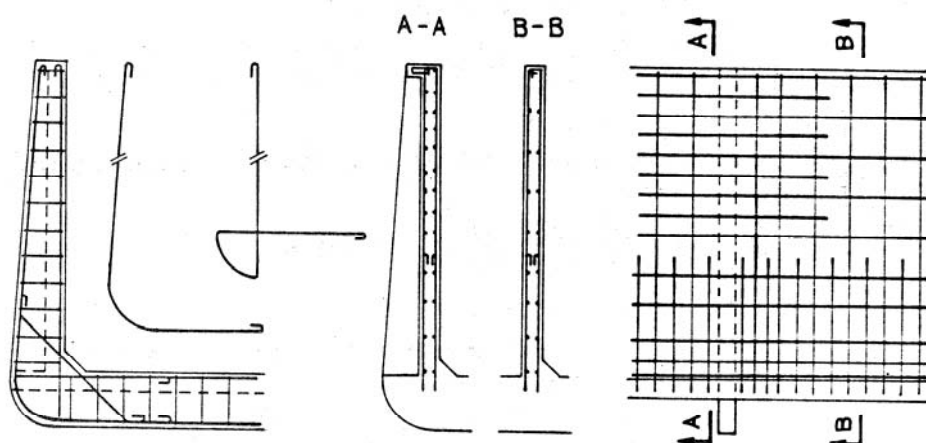
Výztuž žlabu je nutné navrhovat a posoudit na oba možné případy zatížení (plný i prázdný žlab). U prázdného žlabu je ve stěně tažený vnější okraj stěny, u žlabu plného odkopaného vnitřní vlákna stěny. Stěny posuzujeme na namáhání ohybovým momentem, dno v případě prázdného žlabu na namáhání mimostředním tlakem a v případě plného žlabu mimostředním tahem.

Počet, profily a rozmístění výztuže musí být takové, aby byly zachyceny veškeré statické účinky a současně byly splněny požadavky příslušných norem a předpisů. Příklady tvarování výztuže jsou na *obr. 2.17-18*.

Dále je pro návrh rozměrů a výztuže žlabu nutno uvážit mezní stavy použitelnosti, tj. zejména vznik a šířku trhlin.



Obr. 2.17: Příklad vyztužení žlabu



Obr. 2.18: Příklad vyztužení žlabu s žebry

2.4 Řešení spar

Pro výstavbu reálné konstrukce žlabu je dále nutno uvažovat s pracovními a dilatačními spárami.

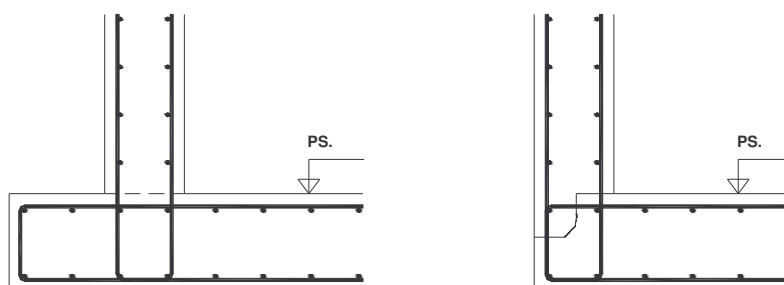
2.4.1 Vodorovná pracovní spára mezi dnem a stěnou

Z technologických důvodů nelze vybetonovat najednou stěny a dno; v jejich styku je betonáž přerušena. Bohužel je to v nejvíce namáhaném místě.

Pokud tuto spáru řádně neošetříme nebo nějak konstrukčně neupravíme, vzniká zde nebezpečí průsaků vody. Dobře upravená spára snižuje náklady na případné dodatečné hydroizolace.

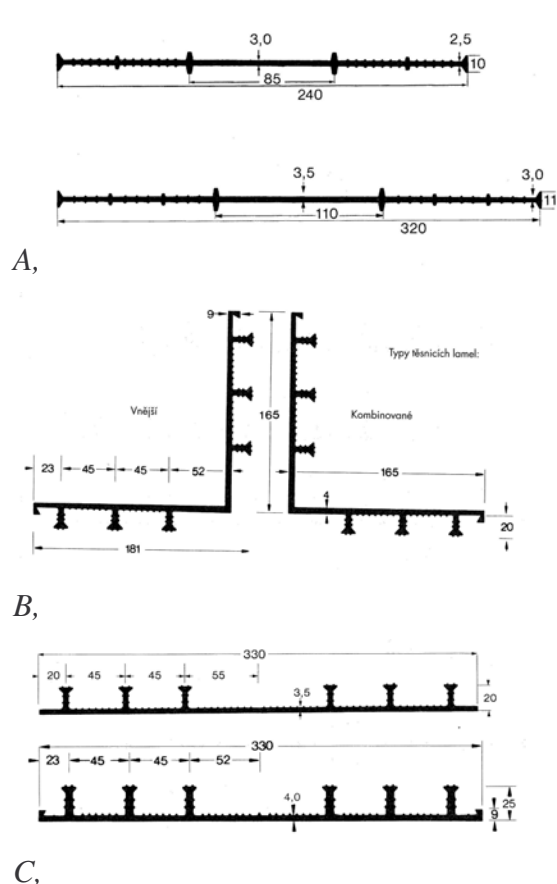
a) – rovná neupravená

b) – zazubená



Obr. 2.19: Příklad řešení pracovní spáry - neupravené

V nejjednoduším případě se pracovní spára nijak neupravuje. Zůstává rovná, případně se zalomí, obr. 2.19. Spoléháme přitom na soudržnost nového a starého betonu. Kvalitu spoje lze dále zvýšit adhezními můstky. Přesto takovýto spoj bývá zdrojem průsaků.



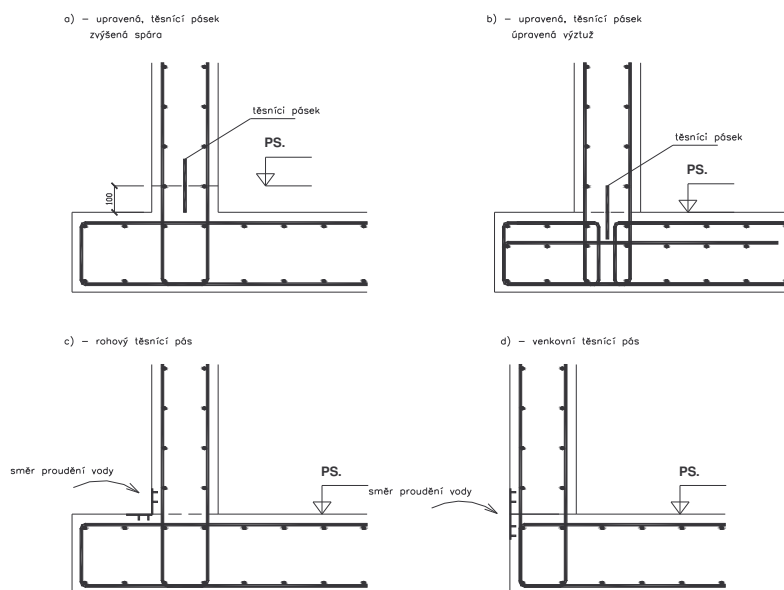
Obr. 2.20: Příklad těsnících pásů pracovních spar – A-vnitřní, B-rohové, C- vnější – převzato z [E1]

obr. 2.21.b, aby při ukládání směsi nemohlo dojít k jeho deformaci.

Lépe je pracovní spáru upravit. Dříve se do spar vkládaly ocelové plechy (vodostopy). Nyní se většinou využívá umělohmotných těsnících pásů, obr. 2.20, 2.21, navržených na příslušný vodní tlak. Pásky prodlužují obtokovou dráhu pronikající vody.

Pracovní spáru můžeme volit zvýšenou nad horním povrchem základové desky, obr. 21a; řešení má výhodu v jednoduchém provedení výztuže, nevýhodou je pracnost bednění zvýšené spáry. Naproti tomu řešení na obr. 2.21b má výhodu v jednoduchém bednění a nevýhodu v nutnosti úpravy armování, tj. snížení výztuže pod těsnící pásek.

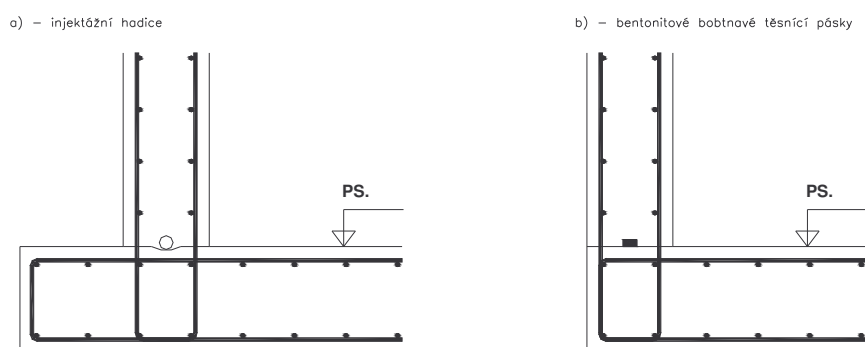
Těsnící pás plní svoji funkci pouze tehdy, je-li správně oboustranně pevně zabetonován, bez vzniku neprobetonovaných hnízd. Pás je nutné před betonáží zafixovat k výztuži,



Obr. 2.21: Příklad řešení pracovní spáry – upravené těsnícími pásky

Těsnící pás umístěný uprostřed dle *obr. 2.21a,b* odolává působení vody z vnitřní strany i z vnější strany žlabu. Venkovní, případně vnitřní, těsnící pásy, *obr. 2.21c,d*, nekladou požadavky na úpravu výztuže, lze je ale umístit pouze ve směru působení tlaku vody, tak aby docházelo k jejich přitlačení na povrch betonu.

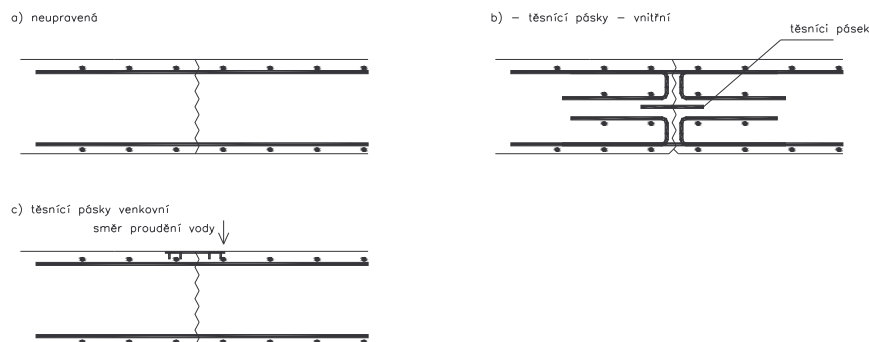
Moderní způsoby řešení spočívají ve vložení injektážní trubičky do pracovní spáry, *obr. 2.22a*. Trubička umožňuje dodatečné proinjektování pracovní spáry. Může být uvažována i jako pojištění spáry a použita až po zjištění případných průsaků. Ve variantě na *obr. 2.22b* se do pracovní spáry vkládá bobtnavý bentonitobutylkaučukový pásek. Při působení vody se pásek roztahuje a tím dotěšňuje spáru.



Obr. 2.22: Příklad řešení pracovní spáry upravené- injektáží trubice, bentonitové pásy

2.4.2 Svislé spáry ve stěně

Z technologických důvodů (množství bednění, schopnosti vyrobit a uložit jen určité množství betonu) se musí dlouhé stěny opatřovat svislými pracovními spárami. Platí zásada, že vodorovná (rozdělovací) výztuž musí pracovní spárou probíhat.

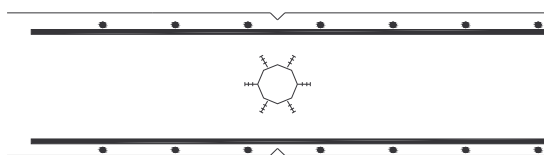


Obr. 2.23: Svislé pracovní spáry ve stěně

Pro řešení spáry platí obdobné zásady jako pro spáru mezi stěnou a deskou. Na *obr. 2.23* jsou uvedeny příklady řešení pracovní spáry:

- a- neupravená, nevhodná v místech s tlakovou vodou,
- b- upravená spára vložení těsnícího pásku z umělé hmoty doprostřed stěny. Pro fixaci pásku je nutná konstrukční výztuž,
- c- upravená vložení těsnícího pásku na vnější stranu. Pásek musí být ve směru působení vody.

Vlivem objemových změn v betonu (smršťování), vývinu hydratačního tepla, rozdílného stáří betonu základové desky a stěn, slabé rozdělovací výztuže apod. dochází v raném stádiu k nežádoucímu vzniku svislých trhlin ve stěnách. Záměrným zeslabením místa ve stěně (např. vložení speciálních PVC profilů, *obr. 2.24*, je možné tyto trhliny usměrnit do předem určených míst, *obr. 2.25*. Jedná se o takzvané řízené spáry (řízené trhliny). Trhliny se potom dají lépe upravit - zatěsnit těsnícími tmely.

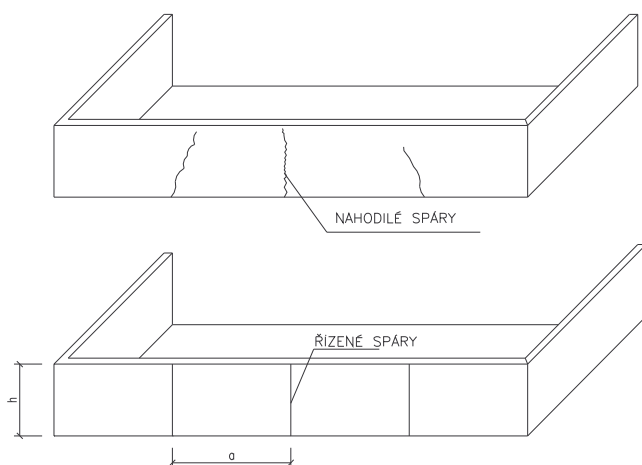


Obr. 2.24: Řízená pracovní spára - zeslabení průřezu PVC profilem

Pro vzdálenost řízených spar a se udává v [6] vztah závislý na tloušťce stěny d
 $a \cong 13 - 3,5 \cdot d [m]$. Vztah platí pro takzvané příznivé podmínky:

- je použit cement s nízkým vývinem hydratačního tepla,
- čerstvá betonová směs má nízkou teplotu ($\leq 15^{\circ}\text{C}$),
- nenastane přímé oslunění vybetonovaného konstrukčního celku.

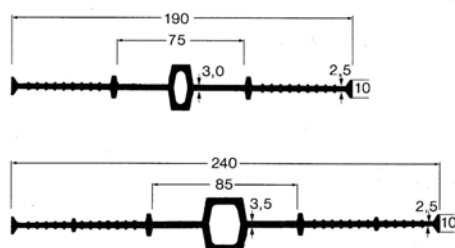
Pro nepříznivé podmínky platí $a \cong 9 - 2,5 \cdot d [m]$.



Obr. 2.25: Nahodilé a řízené trhliny ve stěnách

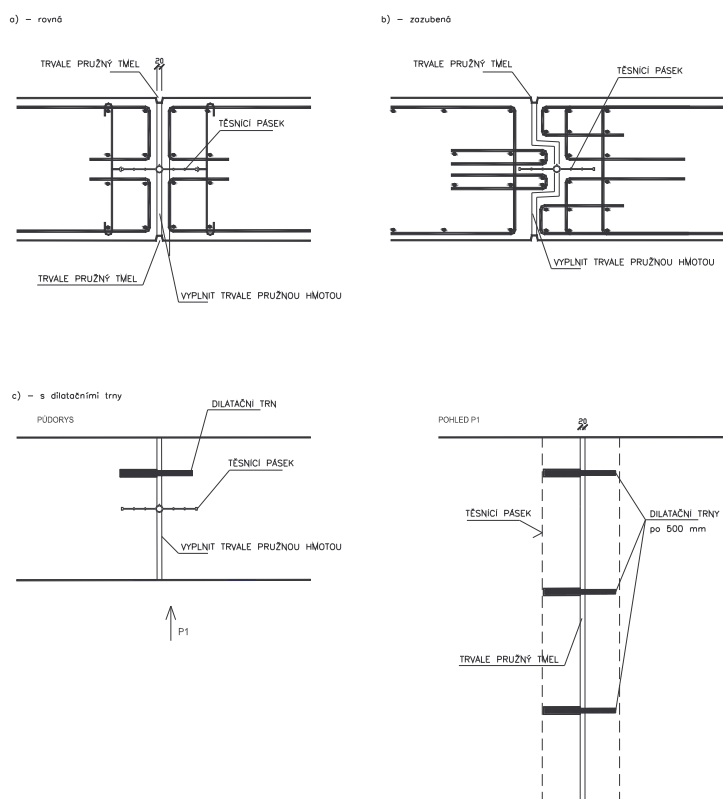
2.4.3 Dilatační spáry

V podélném směru se konstrukce žlabů dilatují s ohledem na teplotní účinky a účinky smršťování betonu. Dilatační spára musí procházet jak základovou deskou, tak stěnou. Musí umožňovat posun konstrukce a zároveň být dostatečně nepropustná pro vodu.



K těsnění se opět používají především speciální umělohmotné profily, *obr. 2.26*, které umožňují pohyb konstrukce. Spáry by měly být cca 20 mm široké, vyplněné pružnou hmotou.

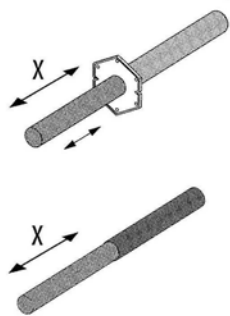
Obr. 2.26: Příklad dilatačních těsnících pásů – převzato z [E1]



Obr. 2.27: Příklady řešení dilatační spáry

Na *obr. 2.27* jsou uvedeny příklady řešení dilatačních spar:

- a- rovná dilatační spára s úpravou výztuže pro uchycení dilatačního profilu,



Obr. 2.28: Příklad dilatačních trnů - převzato z [E3]

- b- zazubená dilatační spára pro umožnění přenosu vodorovné síly (kolmé na osu stěny) z jednoho dilatačního celku na druhý,
- c- rovná dilatační spára s vloženými dilatačními trny umožňující dilatační pohyb ve směru trnů a zabraňující vodorovnému pohybu kolmo na trny (obdoba ozubu ve variantě b), obr. 2.28.

Délka dilatačních spar se nemá dle [7] navrhovat větší než 25 m u nádrží a vodojemů, 20 m u hrázových bloků a 12 m u opěrných zdí. Neprovádí-li se výpočet objemových změn konstrukce, pak délka dilatačního celku nemá překročit

- u nádrží a vodojemů 15 m
- u konstrukcí z prostého betonu:

hrázové bloky, základové desky zdi	10 m
zdi (opěrné apod.)	8 m.



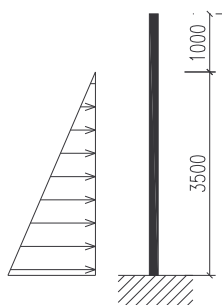
Jaký je rozdíl mezi pracovní sparou a sparou dilatační?

2.5 Příklad 1

Zadání



Stanovte průběh vnitřních sil ve stěně žlabu výšky 4,5 m od hydrostatického tlaku vody. Voda působí na výšce 3,5 m.



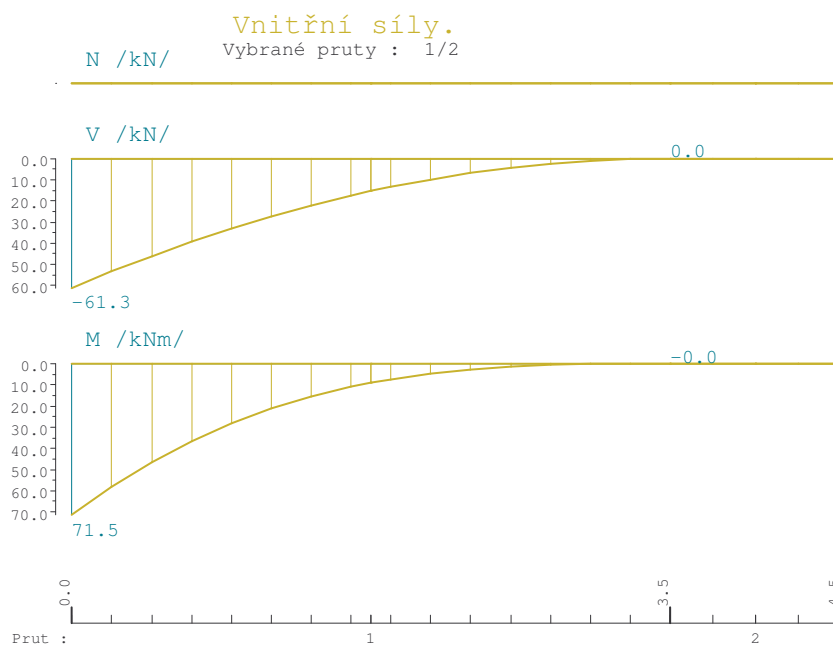
Obr. P1.1: Schéma konzoly

Řešení



$$V_{max} = 3,5 \cdot 10 \cdot 3,5/2 = 61,25 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 61,25 \cdot 3,5/3 = 71,46 \text{ kNm}$$

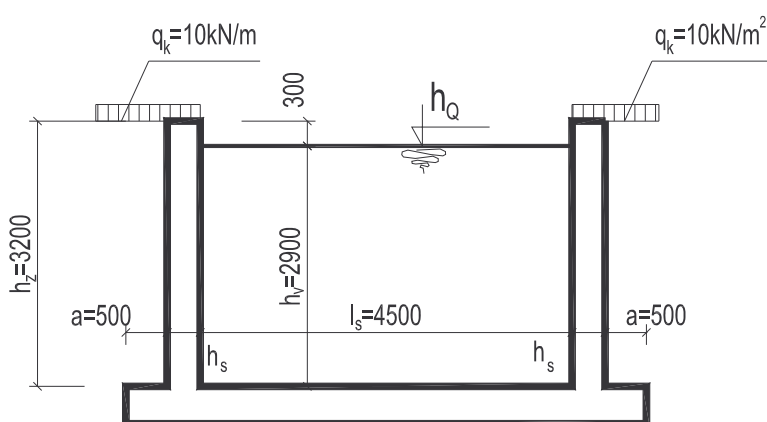


Obr. P1.2: Průběh vnitřních sil – posouvajících sil V (parabola 2°) a ohybových momentů M (parabola 3°)

2.6 Příklad 2

Zadání

Navrhněte železobetonový monolitický otevřený žlab pro převod vody zapuštěný do terénu. Světlá šířka žlabu $l_s=4,5\text{m}$, hloubka dna od povrchu zeminy $h_z=3,2\text{m}$ a výška hladiny vody $h_v=2,9\text{m}$. Vyložení konců dna $a=0,5\text{m}$. Objemová tíha zeminy $\gamma_z=18,00\text{ kN/m}^3$, úhel vnitřního tření $\varphi=18^\circ$. Okolí žlabu je zatíženo proměnným zatížením $q_k=10\text{ kN/m}^2$. Uvažujte stupeň vlivu prostředí XC4, beton C30/37, ocel B500. Navrhněte tloušťku stěn a dna. Konstrukci posuďte dle normového předpisu EUDOCODE 2 [4]¹.



Obr. P2.1: Příčný řez žlabem

Řešení

1. Materiálové charakteristiky

Beton C30/37

$$f_{ck} = 30\text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9\text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 30/1,5 = 20\text{ MPa} \quad - \text{ uvažován součinitel spolehlivosti betonu}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

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

Ocel B 500

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



¹ Označení geometrických i statických veličin je mírně odlišné od kapitoly 2.1 a 2.2. Sledujte pozorně obrázky.

$f_{yd} = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa}$ - 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. Součinitelé zatížení pro:

- vlastní tíhu, zatížení zeminou, vodou² $\gamma_F = \gamma_{Fz} = \gamma_{Fv} = 1,35$
- proměnné zatížení na povrchu terénu $\gamma_{Fq} = 1,5$

3. Řešení stěn

3.1 Zatížení a účinky zatížení

3.1.1 Zatížení zeminou a proměnným zatížením na povrchu terénu

Uvažován aktivní zemní tlak – stěny se mohou deformovat.

Součinitel aktivního zemního tlaku

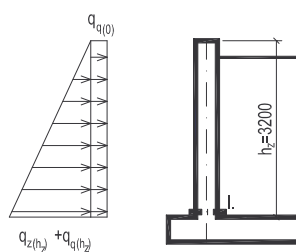
$$K_a = \text{tg}^2(45 - \varphi / 2) = \text{tg}^2(45 - 18 / 2) = 0,528$$

Vodorovný tlak zeminy na povrchu ($h_z = 0 \text{ m}$)

- od zeminy $q_z(0) = 0,0 \text{ kN/m}$

- od proměnného zatížení na povrchu zeminy

$$q_{q(0)} = q_k \cdot K_a \cdot b = 10 \cdot 0,528 \cdot 1,0 = 5,28 \text{ kN/m}$$



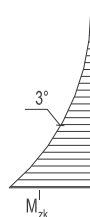
Vodorovný tlak zeminy v hloubce $h_z = 3,20 \text{ m}$

- od zeminy

$$q_{z(h_z)} = \gamma_z \cdot h_z \cdot K_a \cdot b = 18 \cdot 3,2 \cdot 0,528 \cdot 1,0 = 30,41 \text{ kN/m}$$

- od proměnného zatížení na povrchu zeminy

$$q_{q(0)} = q_{q(h_z)} = 5,28 \text{ kN/m}$$



Ohybový moment v řezu I. (pata stěny) na délku žlabu $b = 1 \text{ m}$

- charakteristická hodnota ohybového momentu

obr. P.2.2:

² Stanoveno dle ČSN P ENV 1991-4 Zatížení zásobníků a nádrží odstavec A.2.1

$$M_{zk}^I = \frac{30,41 \cdot 3,2^2}{2 \cdot 3} + \frac{5,28 \cdot 3,2^2}{2} = 51,90 + 27,03 = 78,93 \text{ kNm}$$

-návrhová hodnota

$$M_{zd}^I = \frac{30,41 \cdot 3,2^2}{2 \cdot 3} \cdot \gamma_{Fz} + \frac{5,28 \cdot 3,2^2}{2} \cdot \gamma_{Fq} = 51,90 \cdot 1,35 + 27,03 \cdot 1,5 = 110,61 \text{ kNm}$$

3.1.2 Zatížení vodním tlakem

Vodorovný tlak vody v hloubce $h_v = 2,90 \text{ m}$

$$q_{v(h_v)} = \gamma_v \cdot h_v \cdot b = 10 \cdot 2,9 \cdot 1,0 = 29,00 \text{ kN/m}$$

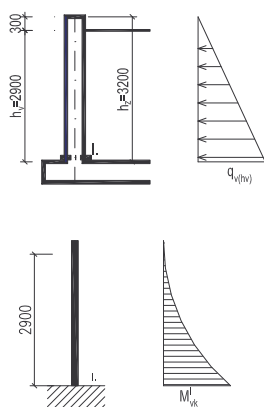
Moment v řezu I. na délku žlabu $b=1\text{m}$

-charakteristická hodnota

$$M_{vk}^I = \frac{29 \cdot 2,9^2}{2 \cdot 3} = 40,65 \text{ kNm}$$

-návrhová hodnota

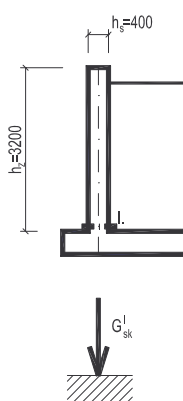
$$M_{vd}^I = \frac{29 \cdot 2,9^2}{2 \cdot 3} \cdot \gamma_{Fv} = 40,65 \cdot 1,35 = 54,88 \text{ kNm}$$



Obr. P2.3:

3.1.3 Zatížení vlastní tíhou

Návrh tloušťky stěny provedeme z podmínky, aby maximální napětí v krajních tažených vláknech nepřekročilo střední hodnotu pevnosti betonu v tahu f_{ctm} .



Předpokládá se pružné chování betonu, kdy pro napětí v krajních vláknech platí vztahy ze stavební mechaniky $\sigma = M / W \Rightarrow M = \sigma \cdot W$. Za modul průřezu W pro obdélníkový průřez dosadíme zjednodušeně $W = \frac{1}{6} b \cdot h_s^2$ a za mezní napětí tahovou pevnost betonu $\sigma = f_{ctm}$.

Pro moment na mezi vzniku trhlin platí:

$$M_r = f_{ctm} \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{1}{6} b \cdot h_s^2 \Rightarrow \text{vztah pro předběžný návrh tloušťky stěny. Za } M_r \text{ dosadíme}$$

$$\max\{M_{zk}^I; M_{vk}^I\} = M_{zk}^I = 78,93 \text{ kNm}$$

Obr. P2.4: Zatížení vlastní tíhou stěny

$$h_s \geq \sqrt{\frac{M_{zk}^I \cdot 6}{b \cdot f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{78,93 \cdot 6}{1,0 \cdot 2,9 \cdot 10^3}} = 0,4041 \text{ m}$$

Navrhujeme tloušťku stěny $h_s = 0,4 \text{ m}$.

Protože jsme navrhli tloušťku stěny o málo menší než je tloušťka nutná, bude třeba provést posudek stěny na vznik trhlin, ve kterém bude zohledněna výztuž, případně i tlaková normálová síla od vlastní tíhy stěny.

Síla od vlastní tíhy stěny v řezu I.

- charakteristická hodnota

$$G_{sk}^I = 0,4 \cdot 3,2 \cdot 1,0 \cdot 25 = 32,00 \text{ kN}$$

- návrhová hodnota

$$G_{sd}^I = 32,00 \cdot \gamma_f = 32,00 \cdot 1,35 = 43,20 \text{ kN}$$

3.2 Návrh a posouzení výztuže ve stěně žlabu dle mezního stavu únosnosti

Při návrhu i posouzení výztuže je zanedbána vlastní tíha stěny žlabu, tzn. že je uvažován prostý ohyb stěny. Před započítáním prací si prosím zopakujte posuzování průřezů namáhaných ohybem a normálovou silou, viz modul CM 1 – betonové prvky. V příloze k tohoto modulu najdete příslušné tabulky pevností betonu a výztuže.

3.2.1 Návrh výztuže

Odhad profilu podélné výztuže $\phi 10$

Uvažujeme krytí výztuže $c=0,050 \text{ m}$

$$d_1 = 0,050 + \phi/2 = 0,050 + 0,010/2 = 0,055 \text{ m}$$

$$d = h_s - d_1 = 0,40 - 0,055 = 0,345 \text{ m}$$

- nutná plocha výztuže u zemního líce pro $M_{Ed} = M_{zd}^I = 110,61 \text{ kNm}$

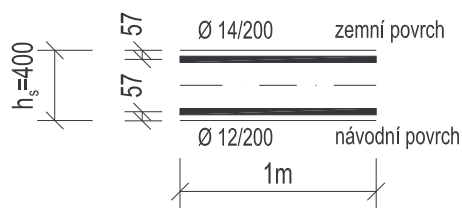
$$\begin{aligned} A_{s,req} &= b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 f_{cd}}} \right) = \\ &= 1 \cdot 0,345 \frac{20}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 110,61}{1 \cdot 0,345^2 \cdot 20 \cdot 10^3}} \right) = 7,55 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- nutná plocha výztuže u návodního líce pro $M_{Ed} = M_{vd}^I = 54,88 \text{ kNm}$

$$A_{s,req} = 1 \cdot 0,345 \frac{20}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 54,88}{1 \cdot 0,345^2 \cdot 20 \cdot 10^3}} \right) = 3,70 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

- nutná plocha výztuže podle minimální míry vyztužení

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,345 = 5,20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \\ &\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,345 = 4,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \end{aligned}$$



Navrženo

- u zemního líce
 $\phi 14$ po 0,2m, $A_s = 7,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

- u návodního líce
 $\phi 12$ po 0,2m, $A_s = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Obr. P2.5: Vyztužení průřezu

3.2.2 Posouzení výztuže

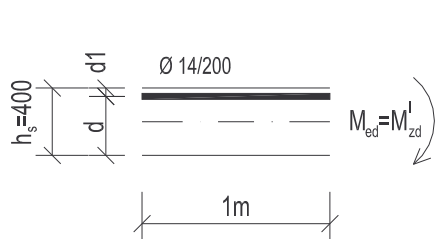
- u zemního líce $\phi 14$ po 0,2m, $A_s = 7,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

- u návodního líce $\phi 12$ po 0,2m, $A_s = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h_s = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,4 = 160 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,celk} = (7,69 + 5,65)10^{-4} = 13,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{s,max} = 160 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ vyhovuje}$$

Posouzení tažené výztuže u zemního líce, uvažujeme pouze jednostranně vyztužený průřez, s tlacenou výztuží nepočítáme



$\phi 14$ po 0,2m, $A_s = 7,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

$$M_{Ed} = M_{zd}^I = 110,61 \text{ kNm}$$

Krytí výztuže $c = 0,05 \text{ m}$

$$d_1 = 0,050 + \phi/2 = 0,050 + 0,014/2 = 0,057 \text{ m}$$

Obr. P2.6:

$$d = h_s - d_1 = 0,40 - 0,057 = 0,343 \text{ m}$$

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{7,69 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{1 \cdot 0,8 \cdot 20} = 0,0209 \text{ m}$$

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0209} (0,343 - 0,0209) = 53,94\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 53,94\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰} \text{ vyhovuje}$$

Kontrola míry vyztužení

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_i \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,343 = 5,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_i \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,343 = 4,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 7,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 5,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ vyhovuje}$$

Kontrola únosnosti průřezu

$$z_c = d - 0,4 \cdot x = 0,343 - 0,4 \cdot 0,0209 = 0,335 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 7,69 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,335 = 112,00 \text{ kNm}$$

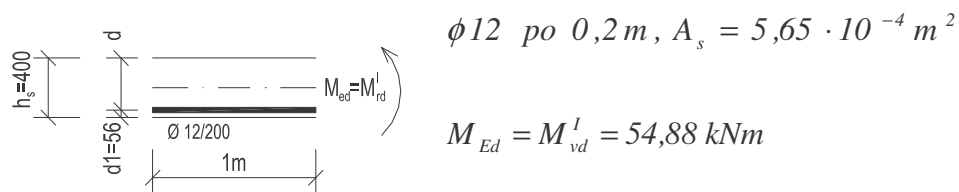
$$M_{Rd} = 112,00 \text{ kNm} > M_{Ed} = 110,61 \text{ kNm} \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

Návrh rozdělovací výztuže

$$A_{sr} \geq 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 7,69 \cdot 10^{-4} = 1,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

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



Obr. P2.7:

Krytí výztuže $c = 0,05 \text{ m}$

$$d_1 = 0,050 + \phi/2 = 0,050 + 0,012/2 = 0,056 \text{ m}$$

$$d = h_s - d_1 = 0,40 - 0,056 = 0,344 \text{ m}$$

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{5,65 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{1 \cdot 0,8 \cdot 20} = 0,0153 \text{ m}$$

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0153} (0,344 - 0,0153) = 75,19\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 75,19\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰} \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

Kontrola míry vyztužení

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,344 = 5,19 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,344 = 4,47 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 5,19 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

Kontrola únosnosti průřezu

$$z_c = d - 0,4 \cdot x = 0,344 - 0,4 \cdot 0,0153 = 0,338\text{m}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 5,65 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,338 = 83,00\text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 83,00\text{ kNm} > M_{Ed} = 54,88\text{ kNm} \quad \underline{\text{vyhovuje}}$$

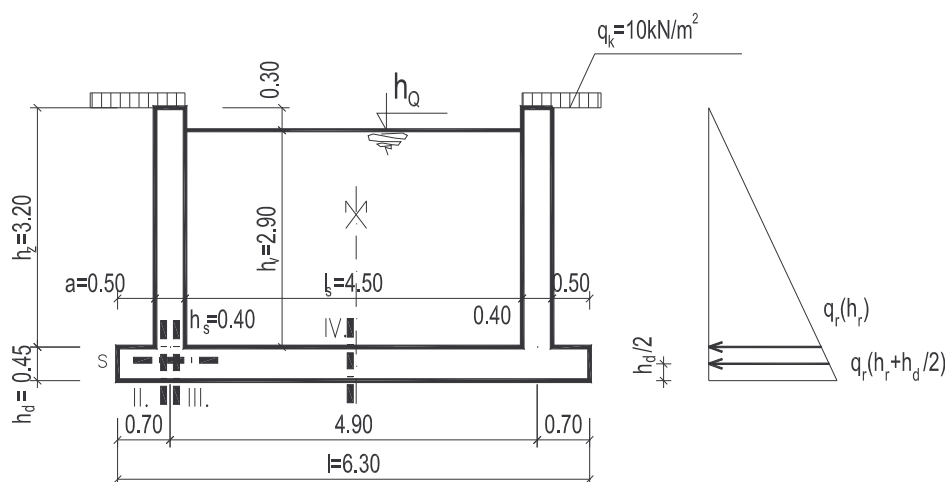
Návrh rozdělovací výztuže

$$A_{sr} \geq 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 5,65 \cdot 10^{-4} = 1,13 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$$

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

4. Dno

4.1.1 Žlab prázdný - zasypaný



Obr. P2.8: Schéma posuzovaných řezů ve dně

Tloušťka dna je předběžně navržena o 50 mm větší než tloušťka stěn ($h_d=450\text{mm}$).

Účinky stěny ve styčnicku (v ose základové desky)

- charakteristické hodnoty

Vodorovná síla

$$Z_{zk}^s = q_{z(h_z)} \cdot h_z / 2 + q_q \cdot h_z = 30,41 \cdot 3,2 / 2 + 5,28 \cdot 3,2 = 48,66 + 16,90 = 65,56\text{ kN}$$

Moment

$$\begin{aligned} M_{zk}^s &= q_{z(h_z)} \cdot h_z / 2 \cdot (h_z / 3 + h_d / 2) + q_q \cdot h_z \cdot (h_z / 2 + h_d / 2) = \\ &= 48,66 \cdot (3,2 / 3 + 0,45 / 2) + 16,90 \cdot (3,2 / 2 + 0,45 / 2) = 62,85 + 30,83 = 93,68\text{ kNm} \end{aligned}$$

- návrhové hodnoty

$$Z_{zd}^s = 48,66 \cdot 1,35 + 16,90 \cdot 1,5 = 91,04 \text{ kN}$$

$$M_{zd}^s = 62,85 \cdot 1,35 + 30,83 \cdot 1,5 = 131,09 \text{ kNm}$$

Účinky zatížení na vyloženu část desky dna o délce a

- náhradní břemeno od tíhy zeminy

$$G_{zk} = \gamma_z \cdot h_z \cdot a \cdot b = 18 \cdot 3,2 \cdot 0,5 \cdot 1,0 = 28,80 \text{ kN}$$

- náhradní břemeno od přitížení povrchu proměnným zatížením

$$G_{qk} = q_k \cdot a = 10 \cdot 0,5 = 5,00 \text{ kN}$$

Náhradní břemeno celkem

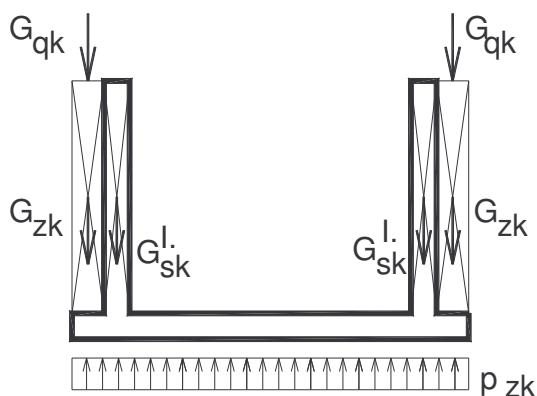
- charakteristická hodnota

$$G_k = G_{zk} + G_{qk} = 28,80 + 5,00 = 33,80 \text{ kN}$$

- návrhová hodnota

$$G_d = 28,80 \cdot 1,35 + 5,00 \cdot 1,5 = 46,38 \text{ kN}$$

Napětí v základové spáře od vlastní tíhy stěn žlabu (vlastní tíha desky dna žlabu nezpůsobuje ohyb) a od tíhy zeminy a přitížení na povrchu nad vyloženu část desky dna.



Obr. P2.9: Vlastní tíha stěn + zemina

- charakteristická hodnota

$$p_{zk} = 2 \cdot (G_{sk}^I + G_k) / l = 2 \cdot (32,00 + 33,80) / 6,3 = 20,89 \text{ kN/m}$$

- návrhová hodnota

$$p_{zd} = 2 \cdot (G_{sd}^I + G_d) / l = 2 \cdot (43,20 + 46,38) / 6,3 = 28,44 \text{ kN/m}$$

Výpočet vnitřních sil ve významných řezech desky dna:

- charakteristické hodnoty

Řez II.

Průměrná hodnota vodorovného tlaku zeminy na desku dna (v ose desky)

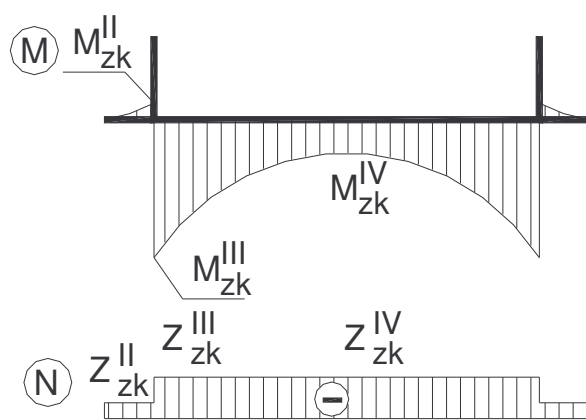
$$q_{z(h_z+h_d/2)} = \gamma_z \cdot (h_z + h_d/2) \cdot k_a \cdot b = 18 \cdot (3,2 + 0,45/2) \cdot 0,528 \cdot 1,0 = 32,55 \text{ kN/m}$$

Normálová síla

$$Z_{zk}^{II} = -(q_{z(h_z+h_d/2)} + q_q \cdot k_a) \cdot h_d = -(32,55 + 5,00 \cdot 0,528) \cdot 0,45 = -15,84 \text{ kN}$$

Ohybový moment

$$M_{zk}^{II} = -G_k \cdot (a/2 + h_s/2) + p_{zk} \cdot (a + h_s/2)^2 / 2 = \\ = -33,80 \cdot 0,45 + 20,89 \cdot 0,7^2 / 2 = -10,09 \text{ kNm}$$



Obr. P2.10: Průběh M a N ve dně

Řez III

$$Z_{zk}^{III} = Z_{zk}^{II} - Z_{zk}^s = -15,84 - 65,56 = -81,40 \text{ kN (tlak)}$$

$$M_{zk}^{III} = M_{zk}^{II} + M_{zk}^s = -10,09 + 93,68 = 83,59 \text{ kNm}$$

Řez IV

$$Z_{zk}^{IV} = Z_{zk}^{III} = -81,40 \text{ kN}$$

$$M_{zk}^{IV} = -G_k \cdot (l/2 - a/2) + M_{zk}^s - G_{sk}^I \cdot (l_s/2 + h_s/2) + p_{zk} \cdot (l/2)^2 / 2 = \\ = -33,80 \cdot 2,9 + 93,68 - 32 \cdot 2,45 + 20,89 \cdot 3,15^2 / 2 = 20,90 \text{ kNm}$$

- návrhové hodnoty

Řez II

$$Z_{zd}^{II} = (-q_{z(h_z+h_d/2)} \cdot \gamma_{fz} + q_q \cdot \gamma_{fq} \cdot k_a) \cdot h_d = \\ = -(32,55 \cdot 1,35 + 5,00 \cdot 1,5 \cdot 0,528) \cdot 0,45 = -21,56 \text{ kN}$$

$$M_{zd}^{II} = -G_d \cdot (a/2 + h_s/2) + p_{zd} \cdot (a + h_s/2)^2 / 2 =$$

$$= -46,38 \cdot 0,45 + 28,44 \cdot 0,7^2 / 2 = -13,90 \text{ kNm}$$

Řez III

$$Z_{zd}^{III} = -21,56 - 91,04 = -112,60 \text{ kN}$$

$$M_{zd}^{III} = -13,90 + 131,09 = 117,19 \text{ kNm}$$

Řez IV

$$Z_{zd}^{IV} = -112,60 \text{ kN}$$

$$M_{zd}^{IV} = -46,38 \cdot 2,9 + 131,09 - 43,20 \cdot 2,45 + 28,44 \cdot 3,15^2 / 2 = 31,84 \text{ kNm}$$

4.1.2 Žlab plný - nezasypaný

Účinky stěny ve styčnicku

- charakteristické hodnoty

$$V_{vk}^s = q_{v(h_v)} \cdot h_v / 2 = 29 \cdot 2,9 / 2 = 42,05 \text{ kN}$$

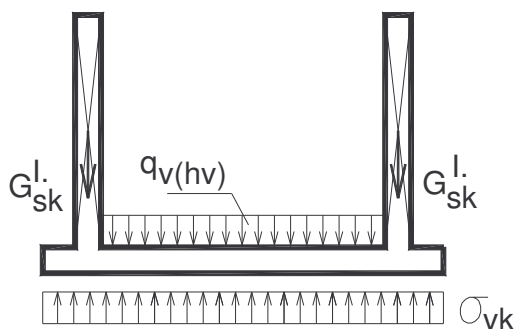
$$M_{vk}^s = V_{vk}^s \cdot (h_v/3 + h_d/2) = 42,05 \cdot (2,9/3 + 0,45/2) = 50,11 \text{ kNm}$$

Napětí v základové spáře od vlastní tíhy stěn žlabu (vlastní tíha desky dna žlabu nezpůsobuje ohyb) a od tíhy vody.

- charakteristická hodnota

$$\sigma_{vk}^I = (2 \cdot G_{sk}^I + q_{v(h_v)} \cdot l_s \cdot b) / l \cdot b =$$

$$= (2 \cdot 32,00 + 29 \cdot 4,5 \cdot 1,0) / 6,3 \cdot 1,0 = 30,87 \text{ kN/m}^2$$



Obr. P2.11: Vlastní tíha stěn + voda

Výpočet vnitřních sil ve významných řezech desky dna

- charakteristické hodnoty

Řez II.

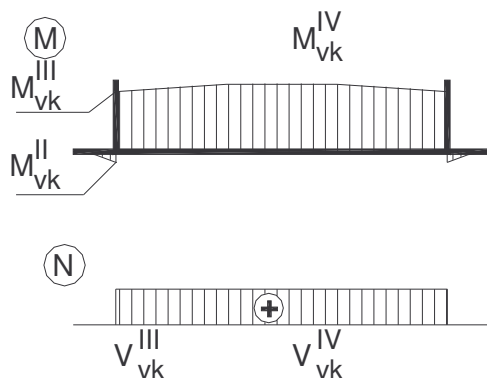
$$V_{vk}^{II} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{vk}^{II} = \sigma_{vk} \cdot (a + h_s/2)^2 / 2 = 30,87 \cdot 0,7^2 / 2 = 7,56 \text{ kNm}$$

Řez III

$$V_{vk}^{III} = V_{vk}^s = 42,05 \text{ kN}$$

$$M_{vk}^{III} = M_{vk}^{II} - M_{vk}^s = 7,56 - 50,11 = -42,55 \text{ kNm}$$



Obr. P.2.12: Průběhy M a N ve dně

Řez IV

$$V_{vk}^{IV} = V_{vk}^{III} = 42,05 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{vk}^{IV} &= -M_{vk}^s - G_{sk}^I \cdot (l_s/2 + h_s/2) + \sigma_{vk} \cdot (l/2)^2 / 2 - q_v \cdot (l_s/2)^2 / 2 = \\ &= -50,11 - 32 \cdot 2,45 + 30,87 \cdot 3,15^2 / 2 - 29 \cdot (4,5/2)^2 / 2 = -48,78 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- návrhové hodnoty

Řez II.

$$V_{vd}^{II} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{vd}^{II} = M_{vk}^{II} \cdot \gamma_f = 7,56 \cdot 1,35 = 10,21 \text{ kNm}$$

Řez III

$$V_{vd}^{III} = 42,05 \cdot 1,35 = 56,77 \text{ kN}$$

$$M_{vd}^{III} = -42,55 \cdot 1,35 = -57,44 \text{ kNm}$$

Řez IV

$$V_{vd}^{IV} = 56,77 \text{ kN}$$

$$M_{vd}^{IV} = -48,78 \cdot 1,35 = -65,83 \text{ kNm}$$

4.2 Návrh a posouzení výztuže ve dně žlabu dle mezního stavu únosnosti

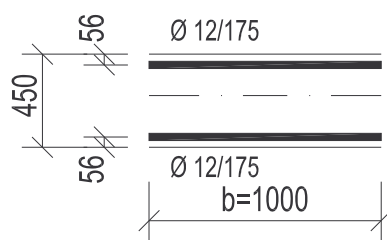
Navrhujeme symetrickou výztuž při horním i spodním okraji průřezu.

- u horního i dolního líce $\phi 12$ po 0,175m, $A_s = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h_d = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,45 = 180 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,celk} = 2 \cdot 6,46 \cdot 10^{-4} = 12,92 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,max} = 180 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ s}$$

Vyhovuje



Obr. P.2.13: Návrh vyztužení průřezu

Návrh rozdělovací výztuže

$$A_{sr} \geq 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 7,69 \cdot 10^{-4} = 1,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

Posouzení tažené výztuže u spodního líce (uvažujeme pouze jednostranně vyztužený průřez, s tlačnou výztuží na stranu bezpečnou nepočítáme).

$$\phi 12 \text{ po } 0,175\text{m}, A_s = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2,$$

Rozhodující kombinace zatížení od zatěžovacího stavu “žlab prázdný zasypaný“ řez III.

Jedná se o mimostředný tlak. Geometrické imperfekce a vzpěr nejsou uvažovány.

$$N_{Ed} = -Z_{zd}^{III} = 112,60 \text{ kN (tlak)}$$

$$M_{Ed} = M_{zd}^{III} = 117,19 \text{ kNm}$$

Krytí výztuže $c = 0,05\text{m}$

$$d_1 = 0,050 + \phi/2 = 0,050 + 0,012/2 = 0,056 \text{ m}$$

$$d = h_d - d_1 = 0,45 - 0,056 = 0,394 \text{ m}$$

Předpoklad - tlak s velkou výstředností

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} + N_{Ed}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{6,46 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 + 112,60 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,8 \cdot 20} = 0,0246 \text{ m}$$

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0246} (0,394 - 0,0246) = 52,56\text{‰}$$

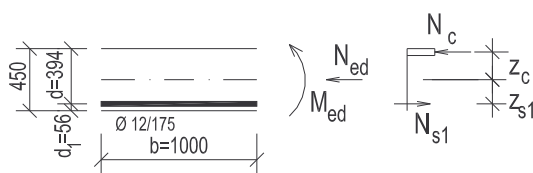
$\varepsilon_s = 52,56\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰}$ vyhovuje a jedná se o tlak v velkou výstřednosti

Kontrola míry vyztužení taženou výztuží

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,394 = 5,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,394 = 5,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 5,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ vyhovuje}$$



Obr. P2.14: Posuzovaný průřez

Kontrola únosnosti průřezu

Vzdálenost těžiště výztuže od těžiště průřezu

$$z_{s1} = d - 0,45/2 = 0,394 - 0,45/2 = 0,169 \text{ m}$$

Vzdálenost polohy výslednice tlačené oblasti od těžiště průřezu

$$z_c = 0,45/2 - 0,4 \cdot x = 0,45/2 - 0,4 \cdot 0,0246 = 0,215 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c + A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = 0,8 \cdot 0,0247 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,215 + 6,46 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,169 = 132,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 132,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 117,19 \text{ kNm} \text{ vyhovuje}$$

Posouzení tažené výztuže u horního líce (uvažujeme pouze jednostranně vyztužený průřez, s tlačenou výztuží nepočítáme)

$$\phi 12 \text{ po } 0,175 \text{ m}, A_s = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2,$$

Rozhodující kombinace zatížení od zatěžovacího stavu “žlab plný nezasypaný” řez IV.

Geometrické imperfekce neuvažujeme

$$N_{Ed} = V_{vd}^{IV} = 56,75 \text{ kN (tah)}$$

$$M_{Ed} = M_{vd}^{IV} = 65,83 \text{ kNm}$$

Krytí výztuže $c=0,05 \text{ m}$

$$d_1 = 0,050 + \phi/2 = 0,050 + 0,012/2 = 0,056 \text{ m}$$

$$d = h_d - d_1 = 0,45 - 0,056 = 0,394 \text{ m}$$

Předpoklad - tah s velkou výstředností

(nelze posoudit jako prostý ohyb, tahová síla snižuje únosnost průřezu)

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} - N_{Ed}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{6,46 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 - 56,75 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,8 \cdot 20} = 0,0140 \text{ m}$$

Vznikla tlačenná oblast – jedná se o tah velkou výstředností

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0140} (0,394 - 0,0140) = 95\text{‰}$$

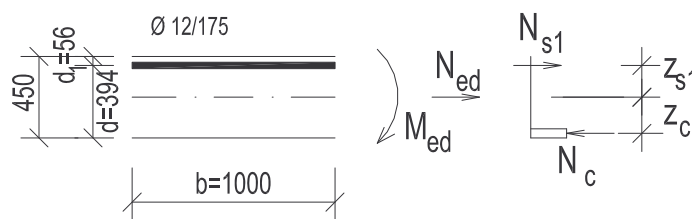
$$\varepsilon_s = 95\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰} \quad \text{vyhovuje}$$

Kontrola míry vyztužení taženou výztuží

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_i \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,394 = 5,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_i \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,394 = 5,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 5,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{vyhovuje}$$



Obr. P2.15: Posuzovaný průřez

$$z_{s1} = d - 0,45/2 = 0,394 - 0,45/2 = 0,169 \text{ m}$$

$$z_c = 0,45/2 - 0,4 \cdot x = 0,45/2 - 0,4 \cdot 0,0140 = 0,211 \text{ m}$$

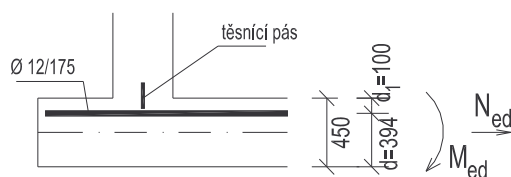
$$M_{Rd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c + A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = 0,8 \cdot 0,0140 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,211 + 6,46 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,169 = 94,73 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 94,73 \text{ kNm} > M_{Ed} = 65,83 \text{ kNm} \quad \text{vyhovuje}$$

Rozhodující kombinace zatížení od zatěžovacího stavu “žlab plný nezasypaný” řez III. – poloha horní výztuže upravena pro umístění těsnícího pásu šířky 200 mm.

$$N_{Ed} = V_{vd}^{III} = 56,75 \text{ kN (tah)}$$

$$M_{Ed} = M_{vd}^{III} = 57,44 \text{ kNm}$$



Obr. P2.16: Posuzovaný průřez s těsnícím pásem

$$d_1 = 0,10 + \phi/2 = 0,10 + 0,012/2 = 0,106 \text{ m}$$

$$d = h_d - d_1 = 0,45 - 0,106 = 0,344 \text{ m}$$

Předpoklad - tah s velkou výstředností

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} - N_{Ed}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{6,46 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 - 56,75 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,8 \cdot 20} = 0,0140 \text{ m}$$

Vznikla tlačená oblast – jedná se o tah s velkou výstředností

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0140} (0,344 - 0,0140) = 82,5\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 82,5\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰} \quad \text{vyhovuje}$$

Kontrola míry vyztužení taženou výztuží

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,344 = 5,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,344 = 4,47 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 5,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{vyhovuje}$$

Kontrola únosnosti průřezu

$$z_{s2} = d - 0,45/2 = 0,344 - 0,45/2 = 0,119\text{m}$$

$$z_c = 0,45/2 - 0,4 \cdot x = 0,45/2 - 0,4 \cdot 0,0140 = 0,211\text{m}$$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c + A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = 0,8 \cdot 0,0140 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,211 + 6,46 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,119 = 80,68 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 80,68 \text{ kNm} > M_{Ed} = 57,44 \text{ kNm} \quad \text{vyhovuje}$$

5. Posouzení dna žlabu s ohledem na vznik trhlin

5.1 Symetricky vyztužený průřez uprostřed dna – řez IV

Vnitřní síly

- Žlab prázdný zasypaný

$$N_k = Z_{zk}^{IV} = -81,40 \text{ kN}$$

$$M_k = M_{zk}^{IV} = 20,90 \text{ kNm}$$

- Žlab plný, nezasypaný

$$N_k = V_{vk}^{IV} = 42,05 \text{ kN}$$

$$M_k = M_{vk}^{IV} = -48,78 \text{ kNm}$$

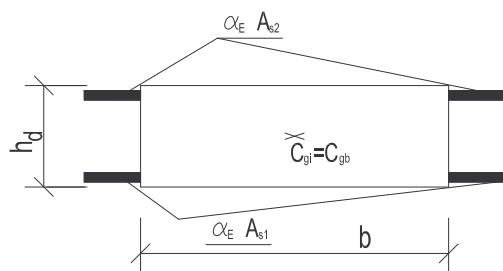
Ideální průřez

$$\alpha_E = E_s / E_c = 200 / 32 = 6,25$$

$$A_i = b \cdot h_d + \alpha_E \cdot A_{s,celk} = 1 \cdot 0,45 + 6,25 \cdot 12,92 \cdot 10^{-4} = 0,45806 \text{ m}^2$$

$$a_{gi} = a_{gc} = h_d / 2 = 0,45 / 2 = 0,225 \text{ m}$$

$$I_i = b \cdot h_d^3 / 12 + \alpha_E (A_s \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}) = 1 \cdot 0,45^3 + 6,25 \cdot 2 \cdot (6,46 \cdot 10^{-4} \cdot 0,179) = 7,85248 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



Obr. P2.17 Ideální průřez

Posouzení napětí v horních vláknech

- žlab prázdný

$$\sigma_{zh} = \frac{N_k}{A_i} - \frac{M_k}{I_i} \cdot z = \frac{-81,40}{0,45806} - \frac{20,90}{7,85248 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,225 = -776,38 \text{ kPa}$$

$$z = a_{gi} = 0,225 \text{ m}$$

$$|\sigma_{zh}| = 0,776 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

- žlab plný

$$\sigma_{vh} = \frac{42,05}{0,45806} - \frac{-48,78}{7,85248 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,225 = 1489,40 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vh} = 1,489 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

Posouzení napětí v dolních vláknech

- žlab prázdný

$$\sigma_{zd} = \frac{N_k}{A_i} + \frac{M_k}{I_i} \cdot z = \frac{-81,40}{0,45806} + \frac{20,90}{7,85248 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,225 = 420,97 \text{ kPa}$$

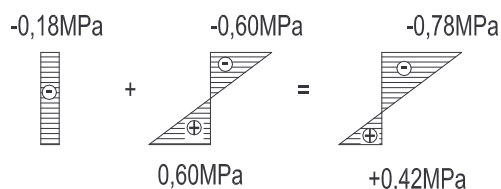
$$\sigma_{zd} = 0,421 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

- žlab plný

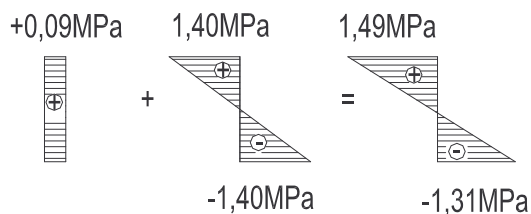
$$\sigma_{vd} = \frac{42,05}{0,45806} + \frac{-48,78}{7,85248 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,225 = -1306,02 \text{ kPa}$$

$$|\sigma_{vd}| = 1,306 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

Dno vyhovuje³



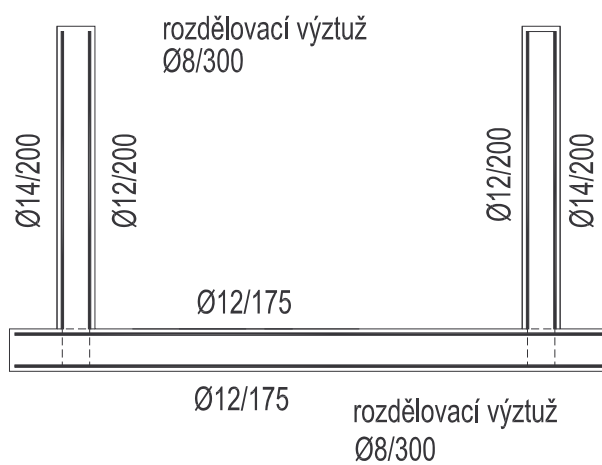
Obr. P2.18: Průběh napětí po výšce řezu – žlab prázdný



Obr. P2.19: Průběh napětí po výšce řezu – žlab plný

³ Při praktickém výpočtu je dále nutno uvážit vliv smršťování betonu na vznik trhlin.

Obdobně se provede posouzení i pro ostatní řezy ve dně a stěně.



Obr. P2.20: Schema vyztužení žlabu

3 KANÁLY A KOLEKTORY

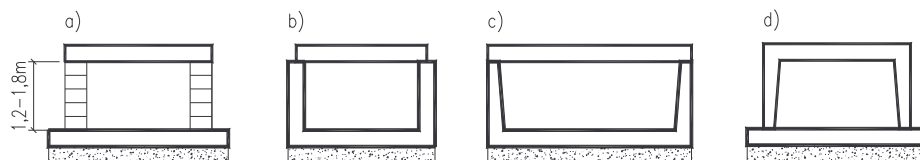
Kanály jsou konstrukce převádějící vodu nebo jinou kapalinu, případně vytvářející prostor pro umístění potrubí, kabelů apod. (kolektory). Kanály nebo kolektory jsou konstrukce zasypané, tj. zastropené, na rozdíl od žlabů, které mají povrch volný.

Kanály do výšky 1,20 m se nazývají neprůchodné, od 1,20 m do 1,80 m poloprůchodné a nad 1,80 m průchodné. Přístup do neprůchodných kanálů je možný po odstranění nadloží a stropní konstrukce, do poloprůchodných a průchodných z šachet, vyvedených na povrch terénu.

a) Neprůchodné kanály

Stěny neprůchodných kanálů mohou být zděné nebo mohou být zhotoveny z prostého nebo železového betonu. Vlastní provedení může být v několika základních variantách:

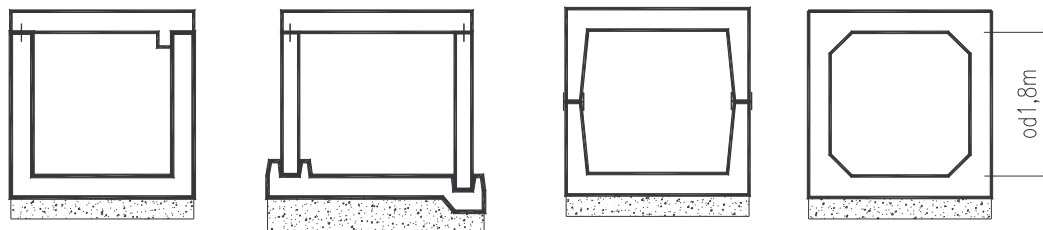
- dno z betonu, stěny z cihel nebo z betonových prvků, stropní konstrukce z prefabrikátů (*obr.3.1a*),
- dno a stěny betonové, strop z prefabrikátů (*obr.3.1.b*),
- dno, stěny a strop prefabrikované (*obr.3.1c,d*).



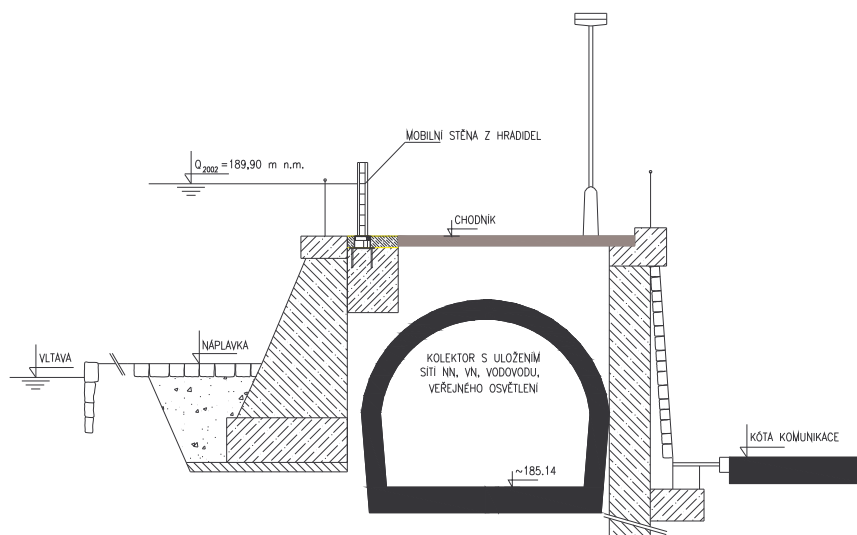
Obr.3.1: Neprůchodné kanály

b) poloprůchodné a průchodné kanály

U těchto kanálů se stěny z cihel nepoužívají, z prostého betonu jen zřídka. Používá se železobeton v provedení monolitickém nebo prefabrikovaném, případně kombinace obou způsobů. Příklady úprav jsou na *obr.3.2*, 3.3. Doporučuje se provedení zkosení rohů (snadnější odbednění, ztužený rámový roh).

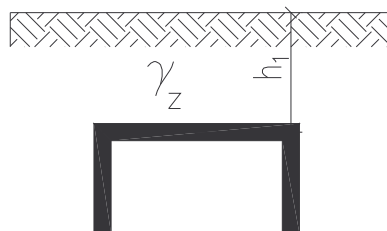


Obr.3.2: Poloprůchodné a průchodné kanály



Obr.3.3: Řešení kolektoru na nábřeží Ludvíka Svobody v Praze

3.1 Zatížení a účinky na kanály a kolektory.



Obr.3.4: Zatížení zeminou

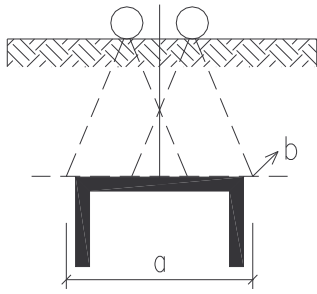
Na jednotlivé prvky kanálů a kolektorů působí:

- V horizontálním směru tlak (aktivní nebo v klidu), případně tlak vody nebo kapaliny a zvětšení zemního tlaku od proměnného (nahodilého) zatížení. Způsob výpočtu jednotlivých silových účinků v horizontálním směru je uveden v kapitole 2.1.

- Ve vertikálním směru vlastní tíha konstrukce g_0 , tíha převáděné kapaliny nebo tíha vnitřních potrubí a vedení g_1 , tíha nadložní zeminy g_z a zatížení provozem g_p . Proti zatížení shora působí v základové spáře odpor zeminy (napětí ve spáře).
- Kanály převádějící kapaliny a plyny mohou být zatíženy vnitřním přetlakem.

Zatížení zeminou je dáno objemovou tíhou a výškou zemní vrstvy nad kanálem (obr.3.4) $g_z = \gamma_z \cdot h_1$.

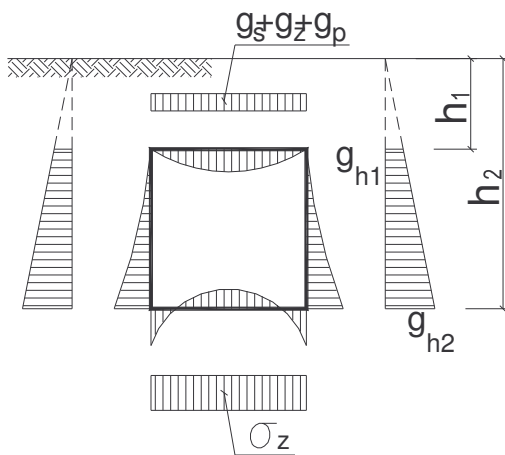
Je-li však výška zemní vrstvy větší než šířka kanálu, je velikost zatížení ovlivněna umístěním kanálu, tj. umístěním buď v rýze nebo v násypu. Výpočet součinitele rýhového nebo násypového zatížení, kterým se násobí základní hodnota g_z , je uveden v navazujícím modulu CW2.



Obr.3.5: Roznášení bodového zatížení

Proměnné (nahodilé) zatížení na povrchu terénu (zatížení provozem) se z dosedací plochy roznáší. Úhel roznosu se většinou uvažuje 2:1. Přesahují-li se roznášecí plochy od jednotlivých sil (např. nápravové tlaky kol aut), výsledné rozměry roznášecí plochy se uvažují rovné rozměrům vnějšího obrysu. Zatížení v úrovni stropu bude $q_v = \frac{P}{a \cdot b}$ [kN/m²].

3.2 Statické řešení



Obr.3.6: Schéma zatížení a průběh momentů

Vlastní statické řešení je závislé na konstrukčním uspořádání. Je-li strop kanálu prostě uložen na stěnách, řeší se obdobně jako prostý nosník rovnoměrně nebo i částečně rovnoměrně zatížený, obr. 3.7. Strop může sloužit i jako opora stěny proti bočnímu tlaku, potom ve stropu vzniká i normálová síla od vodorovného zemního tlaku.

Stěna se může uvažovat jako konzola vetknutá do základu nebo do dna, případně jako otevřený rám. Dno je pak uvažováno jako součást otevřeného rámu nebo vložený prostý nosník.

Je-li celý kanál vybetonovaný jako celek, pak tvoří uzavřený rám. Všechny prvky kanálů a kolektorů jsou namáhány ohybovým momentem a normálovou silou (kromě prostě uložené stropní desky – pouze moment). Tvarování a situování výztuže je obdobné jako u žlabů, průběh momentů v uzavřeném rámu je na obr. 3.8.

Na obr. 3.3 je uveden příklad typu kolektoru se zastropěním ve tvaru oblouku (klenby). Kolektor působí jako uzavřený zakřivený rám.

Velikost a průběh statických účinků je závislý na konstrukčním uspořádání.

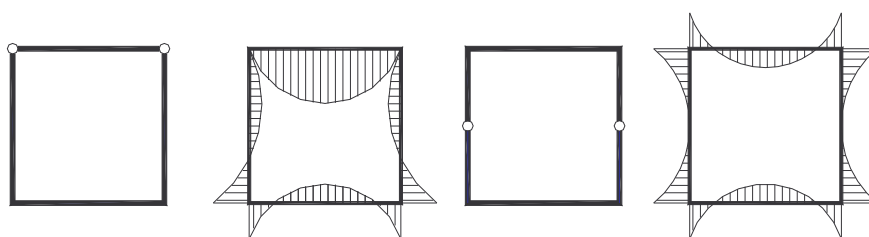
Na obr.3.6 je kanál se zastropěním volně uloženým na stěnách včetně schémat zatížení a odpovídajícím obrázkem průběhu momentů. Na obr. 3.7, 3.8 je průběh momentů pro jiné konstrukční uspořádání.

Velikost napětí v základové spáře a rozdělení tohoto napětí je závislé na uchycení nebo osazení stěn na základ. Při spojení dna se stěnami se uvažuje rovnoměrné rozdělení tlaku po celé šířce dna b , obr. 3.9a.

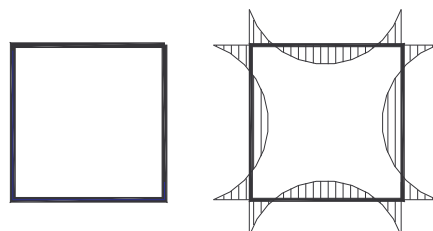
$$\sigma_z = \frac{\sum N}{b}$$

Jsou-li stěny pouze osazeny na základovou desku, svislé zatížení se přenáší na deskový pás o šířce rovné tloušťce stěny, zvětšené o hodnotu roznášení v desce (obr. 3.9.b)

$$\sigma_z = \frac{\sum N}{b}, \quad \text{kde} \quad b = b_s + 2h_d$$

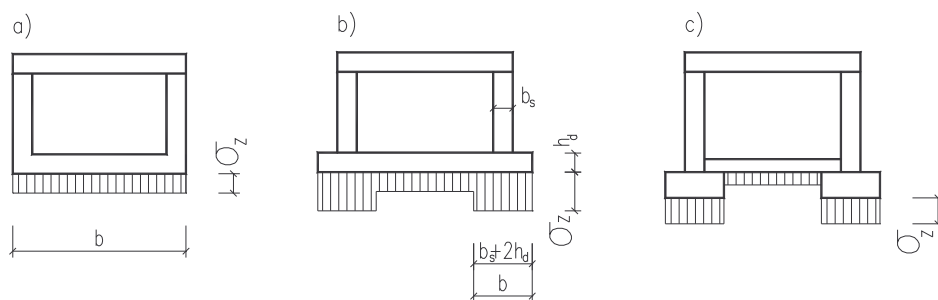


Obr.3.7: Průběh momentů, kloubově spojená horní deska, kloubově spojené stěny



Obr.3.8: Průběh momentů – uzavřený rám

Mají-li stěny vlastní základ, roznáší se zatížení ze stěny na celou šířku základu. Zatížení z desky se přenáší přímo do podloží, obr. 3.9c. Pro posouzení kontaktního napětí v základové spáře se do svislých sil započítává i tíha převáděné kapaliny nebo tíha vnitřních potrubí a vedení, pro výpočet základové desky se tato zatížení neuvažují.



Obr.3.9: Napětí v základové spáře

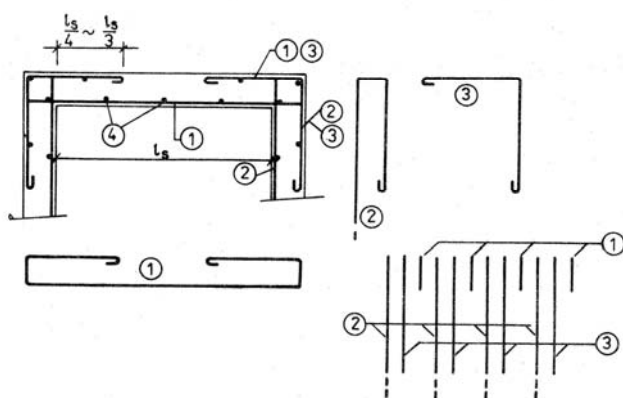
3.3 Způsob vyztužování

Vyztužení kanálů musí splňovat podmínky příslušných norem, např. [4], [5]. Je zapotřebí dodržet: minimální stupeň vyztužení, maximální vzdálenosti prutů (pro desky a stěny), předepsané tloušťky krycí vrstvy.

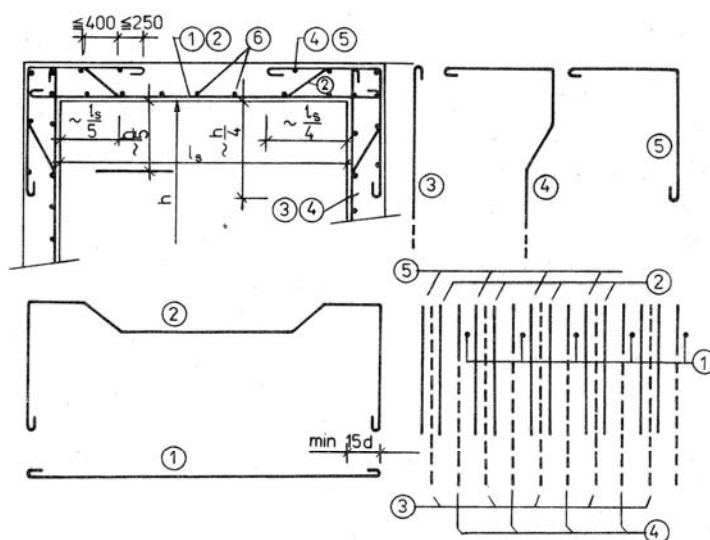
Doporučuje se volit vzdálenost hlavní výztuže 100-150 mm, v masivnějších konstrukcích až 200 mm. Vzdálenost prutů by neměla být menší jak 70 mm. Obvykle se volí pruty průměru 8 až 14 mm.

Plocha rozdělovací výztuže musí být nejméně 20% průřezové plochy hlavní výztuže (max. vzdálenost 400 mm).

Skladbu prutů je vhodné volit tak, aby rozmístění výztuže bylo ve všech částech pravidelné. Příklad vyztužení je uveden na obr. 3.10 a 3.11. Na obr. 3.10 je ukázka vyztužení kanálu méně zatíženého. Na obr. 3.11 je uveden složitější způsob vyztužení, pro více zatížené (větší) kanály.



Obr.3.10: Způsob vyztužení kanálů



Obr.3.11: Způsob vyztužení kanálů

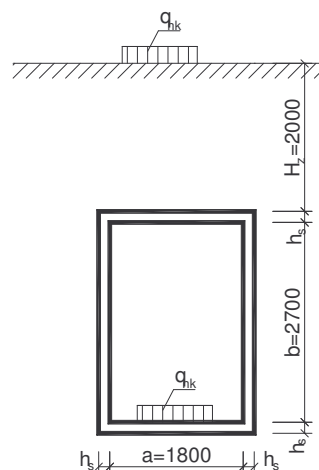


Jaké jsou způsoby uložení stropní desky kolektoru na stěny a jaký to má vliv na statické chování a způsob vyztužování ?

3.4 Příklad 3

Zadání

Navrhněte konstrukci železobetonového kolektoru o rozměrech $a=1,8$ m, výška $b=2,7$ m. Kolektor se nachází v nesoudržné zemině (objemová tíha $\gamma_z = 20$ kN/m³, úhel vnitřního tření $\varphi=30^\circ$). Výška zeminy nad stropem kolektoru $H_z=2,0$ m. Proměnné zatížení na povrchu $q_{hk} = 8$ kN/m². Proměnné zatížení dna $q_{nk} = 6$ kN/m². Použijte beton C25/30, ocel 10505.



Obr. P3.1: Zadání příkladu

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

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

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

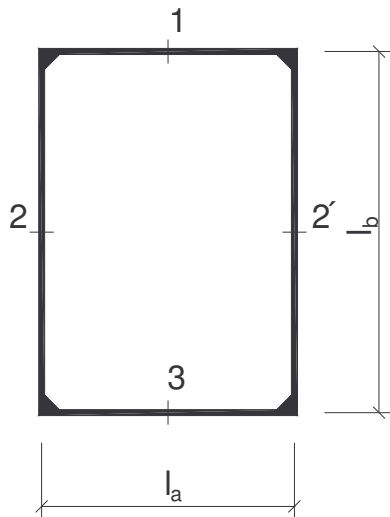
$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

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

3. Návrh rozměrů stěn, stropu, dna

$$h_s = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) \max(a, b) = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) 2,70 = 0,135 \div 0,108 \text{ m}$$

S ohledem na provádění volíme tloušťku $h_s = 0,150 \text{ m}$.

3. Statické schéma – uzavřený rám

řešíme výsek kolektoru šířky $b = 1,0 \text{ m}$

$$l_a = a + 2 \cdot \frac{h_s}{2} = 1,8 + 2 \cdot \frac{0,15}{2} = 1,95 \text{ m}$$

$$l_b = b + 2 \cdot \frac{h_s}{2} = 2,7 + 2 \cdot \frac{0,15}{2} = 2,85 \text{ m}$$

Obr. P3.2: Statické schéma

3. Zatížení**3.1 Součinitelé zatížení pro:**

- vlastní tíhu, zatížení zeminou

$$\gamma_F = \gamma_{Fz} = 1,35$$

- proměnné zatížení na povrchu terénu a zatížení

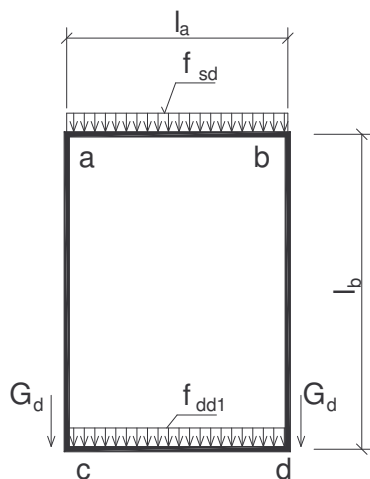
dna kolektoru

$$\gamma_{Fq} = 1,5$$

3.2 Zatížení svislé

Zatížení stropu (na šířku stropu $b = 1,0 \text{ m}$)

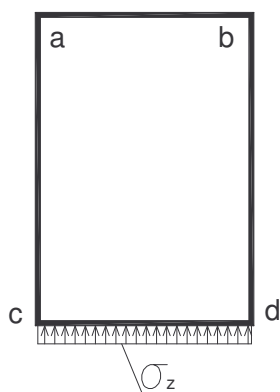
	Rozměr (m)	Objemová tíha (kN/m^3)	γ_F	Zatížení (kN/m)
Vlastní tíha	0,15 x 1,0	25,00	1,35	5,06
Násyp zeminy	2,00 x 1,0	20,00	1,35	54,00
Proměnné		8,00	1,50	12,00
Celkem f_{sd}				71,06



Obr. P3.3: Zatížení stropu, stěn a dna

Zatížení vlastní tíhou stěn (na šířku $b=1,0\text{m}$)

	Rozměr (m)	Objemová tíha (kN/m^3)	γ_F	Zatížení (kN/m)
Vlastní tíha G_d	$0,15 \times 2,70 \times 1,0$	25,00	1,35	13,67



Napětí v zemině od stěn

$$\sigma_z = 2 \frac{G_d}{l_a} = 2 \frac{13,67}{1,95} = 14,02 \text{ kN / m}^2$$

Napětí v zemině od stropu a stěn

$$\sigma_z = f_{sd} + 2 \frac{G_d}{l_a} = 71,06 + 2 \frac{13,67}{1,95} = 85,08 \text{ kN / m}^2$$

Obr. P3.4: Napětí v základové spáře

Zatížení dna (na šířku $b=1,0 \text{ m}$)

	Rozměr (m)	Objemová tíha (zatížení)	γ_F	Zatížení (kN/m)
Vlastní tíha	$0,15 \times 1,0$	25,00	1,35	5,06
Proměnné		6,00	1,50	9,00
Celkem f_{dd1}				14,06

Celkem napětí v zemině

$$\sigma_z = 85,08 + 14,02 = 99,10 \text{ kN / m}^2 < R_d \text{ únosnost zeminy}$$

3.3 Zatížení vodorovné

stanovení náhradní výšky (nahrazení proměnného zatížení na povrchu zvyšením zatížením od zeminy)

$$H_n = \frac{q_{nk} \cdot \gamma_{fq}}{\gamma_z \cdot \gamma_F} = \frac{8 \cdot 1,5}{20 \cdot 1,35} = 0,444 \text{ m}$$

Náhradní hloubka v úrovni stropu

$$H_1 = H_n + H_z + \frac{h_s}{2} = 0,444 + 2,00 + 0,15 / 2 = 2,519 \text{ m}$$

Náhradní hloubka v úrovni dna

$$H_2 = H_n + H_z + h_s + b + \frac{h_s}{2} = 0,444 + 2,00 + 0,15 + 2,70 + 0,15 / 2 = 5,369 \text{ m}$$

Zatížení v hloubce H_1

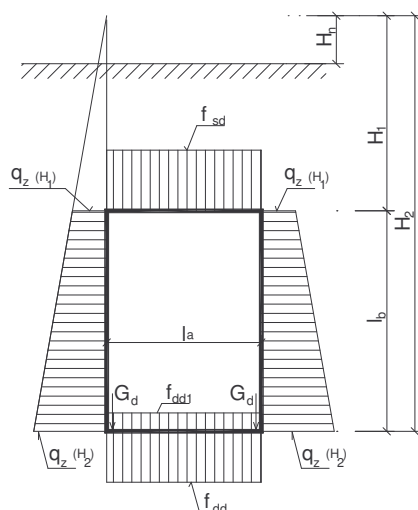
Uvažujeme zemní tlak v klidu (nemůže dojít k deformaci)

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

$$q_{z(H1)} = \gamma_z \cdot \gamma_F \cdot H_1 \cdot K_0 \cdot b = 20,0 \cdot 1,35 \cdot 2,519 \cdot 0,5 \cdot b = 34,01 \text{ kN / m}$$

Zatížení v hloubce H_2

$$q_{z(H2)} = \gamma_z \cdot \gamma_F \cdot H_2 \cdot K_0 \cdot b = 20,0 \cdot 1,35 \cdot 5,369 \cdot 0,5 \cdot 1,0 = 72,48 \text{ kN / m}$$



$$f_{sd} = 71,06 \text{ kN / m}$$

$$f_{dd} = \sigma_z = 99,10 \text{ kN / m}$$

$$q_{z(H1)} = 34,01 \text{ kN / m}$$

$$q_{z(H2)} = 72,48 \text{ kN / m}$$

$$G_d = 13,67 \text{ kN / m}$$

Obr. P3.5: Zatížení kolektoru

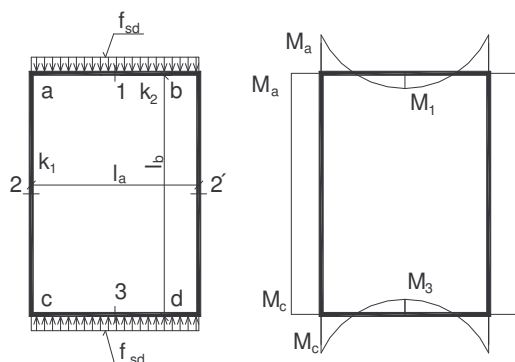
4. Účinky zatížení

Řešení uzavřeného rámu například dle publikace: O. Novák – Jednoduchý rám ve vzorcích nebo dle statických tabulek [8]).

Vyřešíme samostatně zatěžovací stavy

- Zatížení stropu + reakce základ půdy od tohoto zatížení
- Zatížení od vlastní tíhy stěn + reakce od základové půdy od tohoto zatížení
- Vodorovný zemní tlak – rovnoměrný
- Vodorovný zemní tlak – trojúhelníkový

Zatěžovací stav a



Obr. P3.6: Zatěžovací stav a, průběh momentů

$$k_1 = \frac{J_1}{l_b} = \frac{b \cdot h_s^3}{12 \cdot l_b} = \frac{1,0 \cdot 0,15^3}{12 \cdot 2,85} = 9,868 \cdot 10^{-5}$$

$$k_2 = \frac{J_2}{l_a} = \frac{b \cdot h_s^3}{12 \cdot l_a} = \frac{1,0 \cdot 0,15^3}{12 \cdot 1,95} = 1,4423 \cdot 10^{-4}$$

Ohybové momenty v rozích

$$M_a = M_b = M_c = M_d = -\frac{1}{12} f_{sd} l_a^2 \frac{k_1}{k_1 + k_2} =$$

$$= -\frac{1}{12} 71,06 \cdot 1,95^2 \frac{9,868 \cdot 10^{-5}}{9,868 \cdot 10^{-5} + 1,4423 \cdot 10^{-4}} = -9,15 \text{ kNm}$$

Ohybové momenty ve středu desek

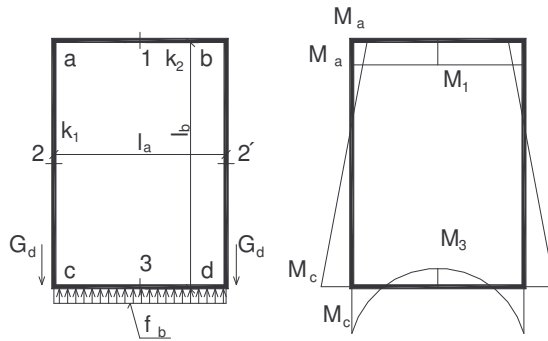
$$M_1 = M_3 = M_a + \frac{1}{8} f_{sd} \cdot l_a^2 = -9,15 + \frac{1}{8} 71,06 \cdot 1,95^2 = 24,63 \text{ kNm}$$

Osová síla ve stropě, stěnách a dně

$$S_1 = S_3 = 0 \text{ kN}$$

$$S_2 = -\frac{1}{2} f_{sd} \cdot l_a = -\frac{1}{2} 71,06 \cdot 1,95 = -69,28 \text{ kN (tlak)}$$

Zatěžovací stav *b* – uvažováno zatížení od tíhy stěn (zatížení vlastní tíhou základové desky *a* rovnoměrné proměnné zatížení na základové desce nezpůsobuje ohyb desky.



Obr. P3.7: Zatěžovací stav *b*, průběhy momentů

$$f_b = \sigma_z \cdot b = 14,02 \text{ kN / m}$$

pomocný součinitel *N*

$$N = (3k_1 + k_2) \cdot (k_1 + k_2) = (3 \cdot 9,868 \cdot 10^{-5} + 1,4423 \cdot 10^{-4}) \cdot (9,868 \cdot 10^{-5} + 1,4423 \cdot 10^{-4}) = 1,0695 \cdot 10^{-7}$$

Ohybový moment ve styčnicku dno stěna

$$\begin{aligned} M_c = M_d &= -\frac{1}{12} f_b l_a^2 \frac{(3k_1 + 2k_2) \cdot k_1}{N} = \\ &= -\frac{1}{12} 14,02 \cdot 1,95^2 \frac{(3 \cdot 9,868 \cdot 10^{-5} + 2 \cdot 1,4423 \cdot 10^{-4}) \cdot 9,868 \cdot 10^{-5}}{1,0695 \cdot 10^{-7}} = \\ &= -2,40 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ohybový moment ve styčnicku strop stěna

$$\begin{aligned} M_a = M_b &= \frac{1}{12} f_b l_a^2 \frac{k_1 \cdot k_2}{N} = \frac{1}{12} 14,02 \cdot 1,95^2 \frac{9,868 \cdot 10^{-5} \cdot 1,4423 \cdot 10^{-4}}{1,0695 \cdot 10^{-7}} = \\ &= 0,59 \text{ kNm} \quad (\text{táhne vnitřní vlákna}) \end{aligned}$$

$$M_1 = M_b = 0,59 \text{ kNm}$$

$$M_3 = M_c + \frac{1}{8} f_b \cdot l_a^2 = -2,40 + \frac{1}{8} 14,02 \cdot 1,95^2 = 4,26 \text{ kNm}$$

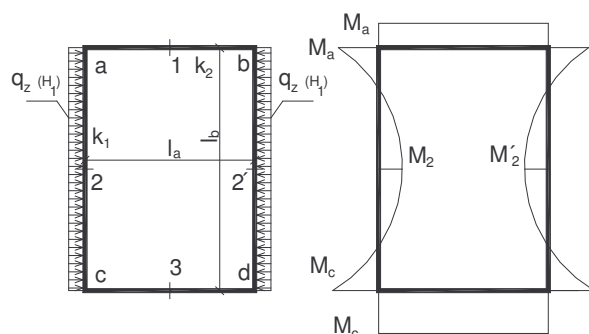
Osová síla ve stropě, stěnách a dně

$$S_1 = \frac{0,59 + 2,40}{2,85} = 1,05 \text{ kN} \quad (\text{tah})$$

$$S_3 = -S_1 = -1,05 \quad (\text{tlak})$$

$$S_2 = -\frac{1}{2} f_b \cdot l_a = -\frac{1}{2} 14,02 \cdot 1,95 = -13,66 \text{ kN} \quad (\text{ve spodní části})$$

Zatěžovací stav c



Obr. P3.8: Zatěžovací stav c, průběh ohybových momentů

Ohybové momenty v rozích

$$M_a = M_b = M_c = M_d = -\frac{1}{12} q_{z(H1)} l_b^2 \frac{k_2}{k_1 + k_2} =$$

$$-\frac{1}{12} 34,01 \cdot 2,85^2 \frac{1,4423 \cdot 10^{-4}}{9,868 \cdot 10^{-5} + 1,4423 \cdot 10^{-4}} = -13,67 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v polovině výšky stěn

$$M_2 = M_b + \frac{1}{8} q_{z(H1)} l_b^2 = -13,67 + \frac{1}{8} 34,01 \cdot 2,85^2 = 20,86 \text{ kNm}$$

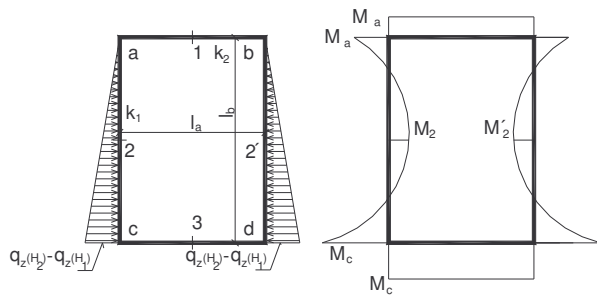
Osová síla ve stropě, stěnách a dně

$$S_1 = S_3 = -\frac{1}{2} q_{z(H1)} \cdot l_b = -\frac{1}{2} 34,01 \cdot 2,85 = -48,46 \text{ kN}$$

$$S_2 = 0 \text{ kN}$$

Zatěžovací stav d

$$q_1 = q_{z(H2)} - q_{z(H1)} = 72,48 - 34,01 = 38,47 \text{ kN/m}$$



Obr. P3.9: Zatěžovací stav d, průběhy ohybových momentů

Ohybové momenty ve styčnicku dno stěna

$$M_c = M_d = -\frac{1}{60} q_1 l_b^2 \frac{(8k_1 + 3k_2)k_2}{N} =$$

$$-\frac{1}{60} 38,47 \cdot 2,85^2 \frac{(8 \cdot 9,868 \cdot 10^{-5} + 3 \cdot 1,4423 \cdot 10^{-4}) \cdot 1,4423 \cdot 10^{-4}}{1,0695 \cdot 10^{-7}} = -8,58 \text{ kNm}$$

Ohybové momenty ve styčnicku strop stěna

$$M_a = M_b = -\frac{1}{60} q_1 l_b^2 \frac{(7k_1 + 2k_2)k_2}{N} =$$

$$-\frac{1}{60} 38,47 \cdot 2,85^2 \frac{(7 \cdot 9,868 \cdot 10^{-5} + 2 \cdot 1,4423 \cdot 10^{-4}) \cdot 1,4423 \cdot 10^{-4}}{1,0695 \cdot 10^{-7}} = -6,88 \text{ kNm}$$

Osová síla ve stropě, dně a stěnách

Pro výpočet reakcí (normálová síla ve stropě a dně) je stěna uvažována jako prostý nosník zatížený známými koncovými momenty a trojúhelníkovým zatížením.

$$S_3 = -\frac{1}{2,85} \left(38,47 \cdot 2,85^2 \cdot \frac{2}{2 \cdot 3} + 8,58 - 6,88 \right) = -37,14 \text{ kN}$$

$$S_1 = -\frac{1}{2,85} \left(38,47 \cdot 2,85^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot 3} - 8,58 + 6,88 \right) = -17,68 \text{ kN}$$

$$S_2 = 0 \text{ kN}$$

Výsledné statické veličiny

Součet momentů jednotlivých zatěžovacích stavů ve styčnicích

$$M_a = M_b = -9,15 + 0,59 - 13,67 - 6,88 = -29,12 \text{ kNm}$$

$$M_c = M_d = -9,15 - 2,40 - 13,67 - 8,58 = -33,8 \text{ kNm}$$

Moment uprostřed stropní a základové desky

$$M_1 = 24,63 + 0,59 - 13,67 - 6,88 = 4,67 \text{ kNm} \quad \text{táhne spodní vlákna}$$

$$M_3 = 24,63 + 4,26 - 13,67 - 8,58 = 6,66 \text{ kNm} \quad \text{táhne horní vlákna}$$

Maximální momenty ve stěně

Uvažujeme stěnu jako nosník zatížený lichoběžníkovým zatížením a koncovými momenty.

Reakce do stropu (normálová síla ve stropu)- momentová podmínka k bodu c

$$S_1 = -\frac{I}{2,85} \left(34,01 \cdot \frac{2,85^2}{2} + 38,47 \cdot \frac{2,85^2}{2 \cdot 3} + 29,12 - 33,8 \right) =$$

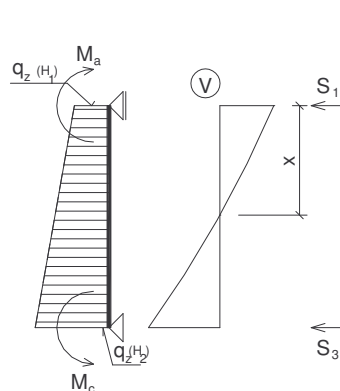
$$= -65,10 \text{ kN} \quad (\text{tlak})$$

Reakce do dna (normálová síla ve dně)- momentová podmínka k bodu a

$$S_3 = -\frac{I}{2,85} \left(34,01 \cdot \frac{2,85^2}{2} + 38,47 \cdot \frac{2,85^2}{2 \cdot 3} \cdot 2 - 29,12 + 33,8 \right) =$$

$$= -86,65 \text{ kN} \quad (\text{tlak})$$

Určení polohy nulové posouvající síly



$$0 = S_1 - 34,01 \cdot x - \frac{38,47}{2,85} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$0 = 13,498 \cdot \frac{x^2}{2} + 34,01 \cdot x - 65,10$$

$$x = 1,48 \text{ m} \quad \text{od stropu}$$

Obr. P3.10: Zatížení stěny

Maximální ohybový moment ve stěně

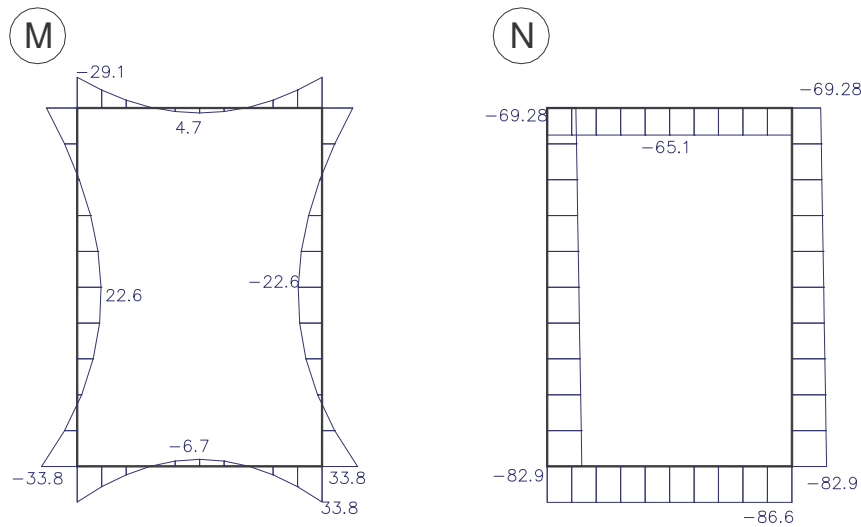
$$M_2 = 65,10 \cdot 1,48 - 29,12 - 34,01 \cdot \frac{1,48^2}{2} - \frac{38,47}{2,85} \cdot \frac{1,48^3}{2 \cdot 3} =$$

$$= 22,69 \text{ kNm}$$

Normálové síly ve stěně

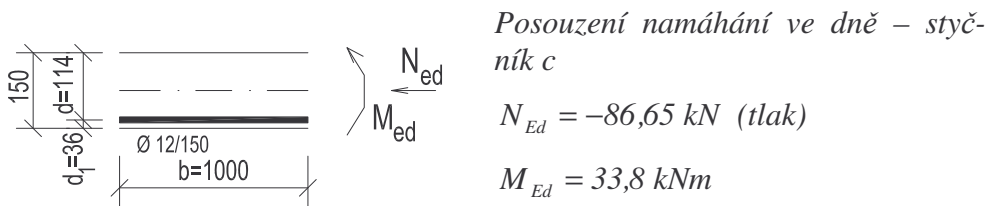
$$S_a = -69,28 + 0 + 0 + 0 = -69,28 \text{ kN}$$

$$S_c = -69,28 - 13,67 + 0 + 0 = -82,95 \text{ kN}$$



Obr. P3.11: Průběhy momentů a normálových sil

Všechny označené průřezy (a-d, 1-3) jsou namáhané ohybovým momentem a tlakovou normálovou silou, vždy se jedná o mimostředný tlak s velkou výstředností.



Obr. P3.12: Posuzovaný průřez

Krytí výztuže = 0,03m

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

$$d = h_d - d_1 = 0,15 - 0,036 = 0,114 \text{ m}$$

Předpoklad - tlak s velkou výstředností, vzpěr a geometrické inperfekce zanedbáváme

Poloha neutrální osy

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} + N_{Ed}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 + 86,65 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,8 \cdot 16,67} = 0,0311 \text{ m}$$

Kontrola přetvoření výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x) = \frac{3,5\text{‰}}{0,0311} (0,114 - 0,0311) = 9,33\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 9,33\text{‰} > \varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰} \quad \text{vyhovuje}$$

Kontrola míry vyztužení taženou výztuží

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1 \cdot 0,114 = 1,54 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,114 = 1,48 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 7,54 \cdot 10^{-4} m^2 > A_{s,min} = 1,54 \cdot 10^{-4} m^2 \text{ vyhovuje}$$

Kontrola únosnosti průřezu

$$z_{s1} = d - 0,15/2 = 0,114 - 0,15/2 = 0,039m$$

$$z_c = 0,15/2 - 0,4 \cdot x = 0,15/2 - 0,4 \cdot 0,0311 = 0,0626m$$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c + A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = 0,8 \cdot 0,0311 \cdot 1 \cdot 16,67 \cdot 10^3 \cdot 0,0626 + 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,039 = 38,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 38,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 33,8 \text{ kNm} \text{ vyhovuje}$$

4 Závěr

4.1 Shrnutí

Tento díl opor uzavírá naše seznamování s navrhování vodohospodářských konstrukcí žlabů, kolektorů a kanálů. Rozšířili jsme poznatky z vyšetřování zatížení, řešení vnitřních sil, dimenzování a způsobu vyztužování těchto konstrukcí.



4.2 Studijní prameny

4.2.1 Seznam použité literatury

- [1] Weiglová K., Glisníková 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] Dohnálek J. Bílá vana – větší jistota a menší náklady, časopis Beton TKS, Praha, 3/2004.
- [7] ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů.
- [8] Hořejší J., Šafka J. akol. Statické tabulky, Technický průvodce 51, SNTL, Praha 1987.
- [9] Grenčík L. a kolektiv, Betónové konštrukcie II pre inžinierské a vodohospodárske stavby, SNTL, Praha 1986.



4.2.2 Odkazy na další studijní zdroje a prameny

- [E1] Katalog výrobků firmy SIKA CZ, s. r.o., viz www.sika.cz
- [E2] Katalog výrobků firmy Dis-Tech s.r.o
- [E3] Katalog výrobků firmy Schock, viz www.schoeck.com



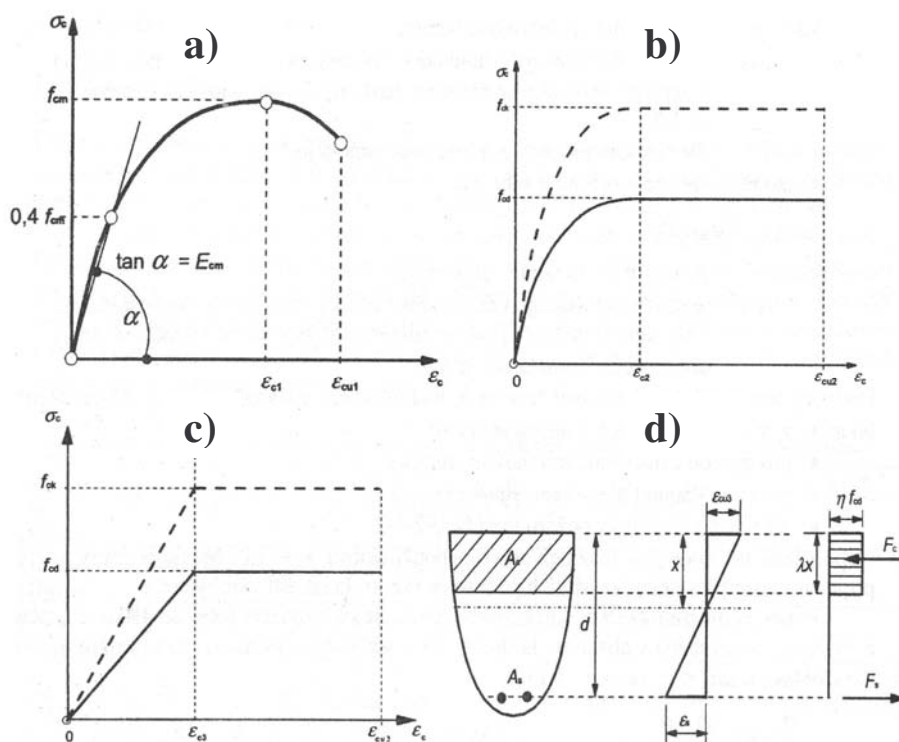
5 Přílohy

5.1 Pevnostní třídy betonu

		Strength classes for concrete														Analytical relation / Explanation
		12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
1	f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
2	$f_{ck,sub}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
3	f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
4	f_{dm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{dm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2)}$, $\leq C50/60$ $f_{dm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ > C50/60
5	$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0.05} = 0,7 \times f_{dm}$ 5% fractile
6	$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0.95} = 1,3 \times f_{dm}$ 95% fractile
7	E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm})^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
8	ϵ_{c1} (‰)	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8	see Figure 3.2 $\epsilon_{c1}(f_{ck}) = -0,7 f_{ck}^{0,31}$
9	ϵ_{cu1} (‰)					-3,5										see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(f_{ck}) = -2,8 - 2,7(98 - f_{cm})/100$
10	ϵ_{c2} (‰)					-2,0										see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(f_{ck}) = -2,0 - 0,085(f_{ck} - 50)^{0,35}$
11	ϵ_{cu2} (‰)					-3,5										see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(f_{ck}) = -2,6 - 35(90 - f_{ck})/100$
12	n					2,0										for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4(90 - f_{ck})/100$
13	ϵ_{c3} (‰)					-1,75										see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(f_{ck}) = -1,75 - 0,65((f_{ck} - 50)/40)$
14	ϵ_{cu3} (‰)					-3,5										see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(f_{ck}) = -2,6 - 35(90 - f_{ck})/100$

Obr. A. 1: Pevnostní třídy betonu dle EC2

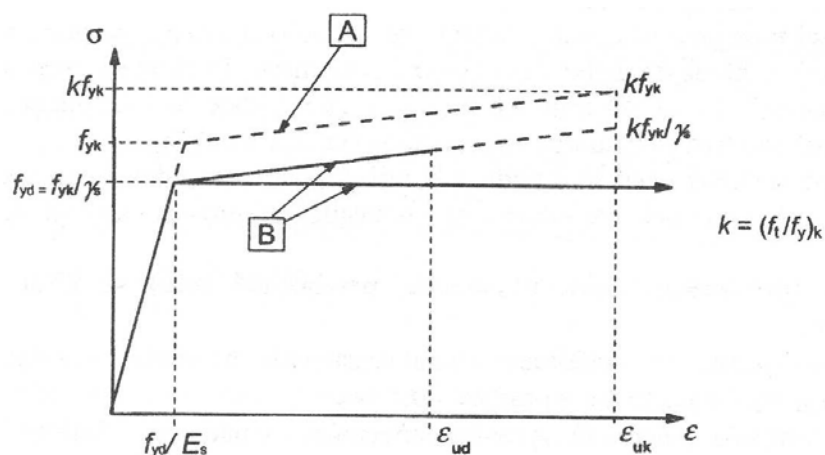
5.2 Pracovní diagram betonu



Obr. A. 2: Pracovní digramy betonu v tlaku:

- a) pro nelineární výpočet
- b) návrhový parabolicko-rektangulární
- c) návrhový bilineární
- d) rovnoměrné rozdělení napětí v tlačené oblasti betonu

5.3 Betonářská výztuž



Obr. A. 3: Pracovní digram betonářské oceli v tahu i tlaku pro dimenzování: A – idealizovaný B – návrhový

Tab. A. 4: Betonářské oceli vyráběné v ČR zatříděné dle EN 1992-1-1 – charakteristická mez kluzu f_{yk} (MPa)

Označení dle EN	Označení dle ČSN		Výráběné průměry - orientační	Povrch	f_{yk} (MPa)	f_{tk} (MPa)	třída výztuže
B 245	10 245	K	10-12-14-16-18-20-22-25-28-32	žebírkovaný	245	360	B
B 410	10 425	V	6-8-10-12-14-16-18-20-22-25-28-32-39-50		410	520	B
B 490	10 505	R	8-10-12-14-16-18-20-22-25-28-32-36		490	550	B
B 490	Kari drát	W	4-5-6-7-8-10		490	550	B
B 490	Kari síť	SZ	4-5-6-7-8		490	539	B

5.4 Tabulky plochy výztuže podle vzdálenosti prutů

Průřezová plocha A_s v m^2 na šířku 1m

Vzdálenost vloček (mm)	Průměr vložek (mm)									
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
70	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72	36.35	44.88	54.30	70.12
75	3.77	6.70	10.47	15.08	20.53	26.81	33.93	41.89	50.68	65.45
80	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13	31.81	39.27	47.52	61.36
85	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11	23.65	29.94	36.96	44.72	57.75
90	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.27	34.91	42.24	54.54
95	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.16	26.79	33.07	40.01	51.67
100	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	49.09
105	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.92	36.20	46.75
110	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.13	28.56	34.56	44.62
115	2.46	4.37	6.83	9.83	13.39	17.48	22.13	27.32	33.06	42.68
120	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.18	31.68	40.91
125	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	39.27
130	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.57	24.17	29.24	37.76
135	2.09	3.72	5.82	8.38	11.40	14.89	18.85	23.27	28.16	36.36
140	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	35.06
145	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.67	26.22	33.85
150	1.88	3.35	5.24	7.54	10.26	13.40	16.96	20.94	25.34	32.72
155	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	31.67
160	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.63	23.76	30.68
165	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	29.75
170	1.66	2.96	4.62	6.65	9.06	11.83	14.97	18.48	22.36	28.87
175	1.62	2.87	4.49	6.46	8.80	11.49	14.54	17.95	21.72	28.05
180	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.45	21.12	27.27
185	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.98	20.55	26.53
190	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.53	20.01	25.84
195	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	25.17
200	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	24.54
210	1.35	2.39	3.74	5.39	7.33	9.57	12.12	14.96	18.10	23.37
220	1.29	2.28	3.57	5.14	7.00	9.14	11.57	14.28	17.28	22.31
230	1.23	2.19	3.41	4.92	6.69	8.74	11.06	13.66	16.53	21.34
240	1.18	2.09	3.27	4.71	6.41	8.38	10.60	13.09	15.84	20.45
250	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	19.63
260	1.09	1.93	3.02	4.35	5.92	7.73	9.79	12.08	14.62	18.88
270	1.05	1.86	2.91	4.19	5.70	7.45	9.42	11.64	14.08	18.18
280	1.01	1.80	2.80	4.04	5.50	7.18	9.09	11.22	13.58	17.53
290	0.97	1.73	2.71	3.90	5.31	6.93	8.77	10.83	13.11	16.93
300	0.94	1.68	2.62	3.77	5.13	6.70	8.48	10.47	12.67	16.36
350	0.81	1.44	2.24	3.23	4.40	5.74	7.27	8.98	10.86	14.02
400	0.71	1.26	1.96	2.83	3.85	5.03	6.36	7.85	9.50	12.27
násobitel	10^{-4}									

5.5 Tabulky plochy výztuže podle počtu prutů

Průřezová plocha A_s v m^2

Obvod průřezu 3,14 d_s mm	Hmotnost 1m prutu kg/m	Průměr prutu d_s mm	P o č e t p r u t ů								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
18.85	0.22	6.0	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54
25.13	0.40	8.0	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52
31.42	0.62	10.0	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07
37.70	0.89	12.0	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18
43.98	1.21	14.0	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85
50.27	1.58	16.0	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10
56.55	2.00	18.0	2.54	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90
62.83	2.47	20.0	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27
69.12	2.98	22.0	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21
78.54	3.85	25.0	4.91	9.82	14.73	19.64	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18
87.96	4.83	28.0	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42
100.53	6.31	32.0	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38
113.10	7.99	36.0	10.18	20.36	30.54	40.72	50.89	61.07	71.25	81.43	91.61
122.52	9.38	39.0	11.95	23.89	35.84	47.78	59.73	71.68	83.62	95.57	107.51
157.08	15.41	50.0	19.64	39.27	58.91	78.54	98.18	117.81	137.45	157.08	176.72
násobitel			10^{-4}								

6 Poznámky