

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**



**KONSTRUKČNÍ NÁVRH BÍLÉ VANY  
BYTOVÉHO DOMU, VELVARY**

**DIPLOMOVÁ PRÁCE  
2023**

**Bc. Panajotis Marios Elia**

**Vypracoval:**

**Bc. Panajotis Marios Elia**

**Vedoucí práce:**

**Ing. Hana Hanzlová, CSc.**

**Studijní program:**

**Stavební inženýrství**

**Studijní obor:**

**Konstrukce pozemních staveb**

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Elia** Jméno: **Panajotis Marios** Osobní číslo: **486051**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

## II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

**Konstrukční návrh bílé vany bytového domu, Velvary**

Název diplomové práce anglicky:

**Structural design of white tank under residential house, Velvary**

Pokyny pro vypracování:

Vypracujte:

- Předběžný návrh nosné konstrukce objektu.
- Podrobný návrh vybraných částí konstrukce bílé vany.
- Schémata výkresů tvaru jednotlivých podlaží.
- Výkresy výztuže vybraných částí bílé vany.
- Stručná technická zpráva ke statické části projektu.

Seznam doporučené literatury:

- příslušné normy pro navrhování betonových konstrukcí
- TP ČBS Bílé vany + další doporučení
- odborné články v dostupné literatuře

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

**Ing. Hana Hanzlová, CSc. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv**

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **18.09.2023**

Termín odevzdání diplomové práce: **08.01.2024**

Platnost zadání diplomové práce:



Ing. Hana Hanzlová, CSc.  
podpis vedoucí(ho) práce



doc. Ing. Lukáš Vráblik, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry



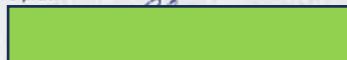
prof. Ing. Jiří Máca, CSc.  
podpis držka(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

18. 9. 2023

Datum převzetí zadání



Podpis studenta

## SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Panajotis Marios ELIA

Název diplomové práce: Konstrukční návrh bílé vany bytového domu, Velvary

Základní část: statická - BETON podíl: 75 %

Formulace úkolů: Předběžný návrh nosné konstrukce celého objektu. Schémata výkresů tvaru jednotlivých desek. Teoretický rozbor problematiky návrhu bílých van. Podrobný návrh bílé suterénní vany objektu, výkresy výztuže vybraných částí vany. Stručná technická zpráva ke statické části.

Podpis vedoucího DP: ..... Datum: .....

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: geotechnická podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Daniel Jirásko, Ph.D.

Formulace úkolů: ROZBOR INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÝ POMĚRŮ NA LOKALITĚ VYTVOŘENÍ VÝPOČETNÍHO MODELU PRO ZALOŽENÍ STAVBY S UVAŽENÍM FÁZÍ VSTAVBY. VÝPOČET MSÚ A MSP PILOT

Podpis konzultanta: ..... Datum: 7. 11. 2023

3. Část: stavební podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan Mukařovský, Ph.D.

Formulace úkolů: ŘEZ OBJEKTEM, SKLADBY KONSTRUKCE, VYBRANÉ DETAILY, TECHNICKÁ ZPRÁVA

Podpis konzultanta: ..... Datum: 7. 11. 2023

4. Část: ..... podíl: ..... %

Konzultant (jméno, katedra): .....

Formulace úkolů: .....

Podpis konzultanta: ..... Datum: .....

## **ABSTRAKT**

Tato diplomová práce se zabývá předběžným návrhem horní stavby a detailním návrhem bílé vany bytového domu ve Velvarech. Návrh suterénní konstrukce s požadavky na vodonepropustnost je proveden s ohledem na šířku trhlin od silových a vynucených zatížení, přičemž bylo porovnáno vícero typů výpočtů. Práce obsahuje teoretický podklad pro návrh bílých van, který je aplikován na řešenou konstrukci.

Práce se dělí na část statickou, geotechnickou a stavební. Součástí části statické je teoretická a praktická část, stručná technická zpráva, výkresy tvarů a výkresy výztuže vybraných částí bílé vany.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Bílá vana, šířka trhlin, silová namáhání, vynucená namáhání, mezní stav použitelnosti.

## **ABSTRACT**

This master's thesis deals with the preliminary design of the superstructure and the detailed design of the white tank in a residential building in Velvary. The design of the basement structure with waterproofing requirements is carried out considering the width of cracks due to forced and non-forced loads, with a comparison of multiple types of calculations. The thesis includes a theoretical basis for the design of white tanks, which is applied to the analyzed construction.

The work is divided into structural, geotechnical, and construction parts. The structural part consists of both theoretical and practical components, a brief technical report, drawings of shapes, and drawings of the reinforcement of selected parts of the white tank.

## **KEYWORDS**

White tank, crack width, forced loads, non-forced loads, serviceability limit state.

## **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně s výjimkou konzultací s vedoucí práce – Ing. Hanou Hanzlovou CSc a konzultace s Ing. Michalem Voplakalem, Ph.D., MBA a Ing. Jiřím Šmejkalem, CSc. Podklady, ať už se jedná o odbornou literaturu, technické normy, internetové články atd. jsou uvedeny v seznamu použitých zdrojů.

Při práci jsem se řídil metodického pokynu č.1/2009 O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne .....

.....

**Bc. Panajotis Marios Elia**

## **Poděkování**

Tímto bych rád poděkoval své vedoucí práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. Za odborné konzultace, připomínky a rady. Také bych chtěl poděkovat externím specialistům na bílé vany – Ing. Michalovi Voplakalovi, Ph.D., MBA a Ing. Jiřímu Šmejkalovi, CSc. za poskytnutí odborných konzultací.

Mé díky patří také všem, kteří mě ve studiu podporovali, především pak své rodině a přítelkyni.



# **TEORETICKÁ ČÁST**

**Úvod do problematiky navrhování bílých van**

# Obsah

1. Úvod .....	11
2. Průběh projektové přípravy .....	12
2.1 Úvod k první etapě projektové přípravy .....	12
2.1.1 Přístup německé směrnice .....	13
2.1.2 Přístup rakouské směrnice .....	13
2.2 První etapa z pohledu německé směrnice .....	13
2.2.1 Třídy namáhání .....	14
2.2.2 Třídy užívání .....	14
2.2.3 Volba vhodného návrhového přístupu .....	15
2.2.3.1 Posouzení pro třídu užívání A + třídu namáhání 1 .....	17
2.2.3.2 Posouzení pro třídu užívání A + třídu namáhání 2 .....	18
2.2.3.3 souzení pro třídu užívání B + třídu namáhání 1 .....	18
2.2.3.4 Posouzení pro třídu užívání B + třídu namáhání 2 .....	18
2.2.4 Návrh tlouštěk konstrukcí .....	18
2.3 První etapa z pohledu rakouské směrnice .....	20
2.3.1 Třídy tlaku vody .....	20
2.3.2 Třídy požadavků .....	21
2.3.3 Konstrukční třídy .....	21
2.3.4 Třídy těsnících pásů .....	23
2.3.5 Volba návrhového přístupu .....	24
2.4 První etapa z pohledu českých norem .....	25
2.5 Úvod k druhé etapě projektové přípravy .....	26
2.6 Výpočet šířky trhlin .....	27
2.6.1 Výpočet šířky trhlin dle ČSN EN 1992-1-1 [N4] .....	28
2.6.2 Stanovení minimální průřezové plochy výztuže pro omezení trhlin od silových účinků dle ČSN EN 1992-1-1 [N4] .....	31
2.7 Silová namáhání .....	31
2.7.1 Stanovení napětí v tahové výztuži v průřezu porušeném trhlinou .....	32
2.7.1.1 Průřez neporušený trhlínami .....	32
2.7.1.2 Průřez porušený trhlínami .....	32
2.8 Vynucená namáhání .....	33
2.8.1 Vynucená namáhání základových desek .....	33
2.8.1.1 Stanovení tahové síly působící v průřezu kvůli omezení přetvoření ..	34
2.8.1.2 Stanovení tahové síly v průřezu při vzniku trhlin .....	35

2.8.1.3	Návrh výztuže základové desky se zohledněním tření v základové spáře dle [6] .....	35
2.8.1.4	Návrh výztuže základové desky při plně omezeném přetvoření .....	36
2.8.2	Vynucená namáhání stěn betonovaných na starší základ .....	36
2.8.2.1	Namáhání stěny při omezeném přetvoření.....	37
2.8.2.2	Návrh výztuže stěn při částečně omezeném přetvoření.....	39
2.8.2.3	Návrh výztuže stěn při plně omezeném přetvoření.....	42
2.8.3	Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin od vynucených namáhání.....	42
2.8.3.1	Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [5] .....	42
2.8.3.2	Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [7] .....	44
2.8.3.3	Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [11] .....	44
2.8.3.4	Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [6] .....	45
2.8.4	Výpočet šířky trhlin dle ČSN EN 1992-3 [N3].....	45
2.9	Stavební opatření.....	50
2.9.1	Konstrukční opatření.....	50
2.9.2	Technologická a prováděcí opatření .....	52
2.10	Vodonepropusnost.....	52
2.11	Beton.....	53

# 1. Úvod

Diplomová práce se zabývá konstrukčním návrhem bílé vany bytového domu ve Velvarech. Práce navazuje na semestrální projekt, jehož náplní bylo navržení konstrukčního systému, předběžný statický návrh hlavních konstrukčních prvků a geotechnická analýza. Cílem diplomové práce je sestavit komentovaný výpočet, který nabídne čtenáři souvislosti a odůvodnění vedoucí ke konečnému návrhu konstrukčního řešení bílé vany.

Předmětem práce je také vypracovat podrobný teoretický podklad pro návrh bílé vany, a ten následně využít při návrhu spodní stavby řešeného objektu. Ten bude dimenzován na mezní stav únosnosti a v případě konstrukčního řešení bílé vany především na mezní stavy použitelnosti, které bývají často těmi rozhodujícími. Diplomová práce se nezabývá technologickým návrhem směsi vodonepropustného betonu. Výstupem by měly být výkresy tvaru konstrukce a výkresy výztuže základové desky a obvodových stěn.

Kvalitní provedení hydroizolace spodní stavby je alfou a omegou každého objektu s podzemními podlažími. V dnešní době se v souvislosti s prováděním hydroizolací spodních staveb frekventovaně setkáváme zejména se dvěma metodami. První z nich jsou tzv. povlakové hydroizolace a druhým z nich jsou bílé vany, přičemž každá z metod je charakterizována určitými výhodami a nevýhodami. Jedním z hlavních výhod bílých van, v porovnání s povlakovými hydroizolacemi, je snadná lokalizace a sanace poruch, dlouhodobější životnost a minimální riziko mechanického poškození. Právě proto se s nimi můžeme v praxi často setkat a navrhopvat je. Osnovy bakalářského a magisterského studia, přesto jak rozsáhlé jsou, nevěnují této problematice dostatečnou pozornost a zabývají se jí pouze okrajově. Navíc informací a poznatků týkajících se návrhu výztuže na nesilové účinky, který je u konstrukcí bílých van stěžejní, bylo odpřednášeno pouze omezené množství. Z tohoto důvodu, motivován četností objektů, se kterými jsem se v průběhu praxe ve statické kanceláři setkal, se mi jevílo jako vhodné a žádoucí, prohloubit si znalosti v této problematice pod vedením zkušené vedoucí mé diplomové práce.

Klíčem k porozumění problematice bylo také studium technických pravidel a předpisů inspirovaných rakouskými a německými směrniciemi pro vodonepropustné konstrukce. V průběhu studia odborné literatury byla odhalena řada chyb a nejasností, na které je v diplomové práci upozorněno. Tyto nejasnosti, které se v průběhu studia objevily, daly vzniknout řadě komentářů, poznámek a hypotéz, které jsou v průběhu práce uvedeny.

## **2. Průběh projektové přípravy**

Tato kapitola se věnuje popsání průběhu projektové přípravy při navrhování objektu s bílou vanou. Snahou je vytvořit jednoduchý obecný postup, který bude následně aplikován na konkrétní případ řešeného objektu.

Inspirací a předlohou pro sestavení toho postupu byly zejména zahraniční směrnice [1] a [2]. V těch se místy setkáváme s odlišnou terminologií a pojetím projektové přípravy, která však ve výsledku směřuje tím stejným směrem.

Myšlenkově by se dal celý proces projektové přípravy rozdělit do dvou etap. První etapa by měla spočívat ve stanovení okrajových podmínek. Tyto okrajové podmínky jsou jakýmsi zadáním pro druhou etapu projektové přípravy, jejíž náplní je samotné vyprojektování a provádění konstrukce bílé vany.

Při vstupu do první etapy je z hlediska návrhu bílé vany nutné definovat následující okrajové podmínky, které jsou shodně uvedené v obou z výše uvedených směrnic. První z okrajových podmínek je účel využívání prostorů. S touto informací přichází zpravidla investor, který má určitý záměr, kterému se snaží projektant vyhovět. Právě informace o funkci prostorů, respektive o způsobu užívání je zásadní z hlediska stanovení požadavků na průchod vlhkosti a má přímou souvislost se stavebními náklady. Druhou okrajovou podmínkou vstupující do první etapy projektové přípravy jsou hydrogeologické poměry.

Zmíněné okrajové podmínky definují celou řadu požadavků a doporučení na navrhování i na provádění konstrukce bílé vany. Tyto podmínky jsou nezbytným podkladem pro druhou etapu projektové přípravy a vyplývají z nich požadavky na navrhování a provádění konstrukce. Z hlediska samotného návrhu okrajové podmínky definují minimální tloušťku konstrukcí, maximální přípustné šířky trhlin v konstrukci, návrhové principy výpočtu a také uvádějí, jakým způsobem lze aktivně přistoupit k návrhu například vhodným umístěním řízených spár. Z hlediska technologického pak z okrajových podmínek vyplývají maximální vzdálenosti dilatačních a řízených spár a dále požadavky na užití kluzných vrstev pod základovými deskami, požadavky na eliminaci skokových změn průřezu a překážek bránících ve volné pohybu konstrukce při smršťování.

V dalších kapitolách bude popsáno, jakým způsobem k jednotlivým etapám přistupuje každá ze směrnic. Následně budou jednotlivé přístupy porovnány.

### **2.1 Úvod k první etapě projektové přípravy**

Jak již bylo zmíněno výše, obě směrnici mají různou terminologii a pojetí projektové přípravy. Tyto rozdílnosti se týkají především první etapy. Navzdory zdánlivě odlišným přístupům se však v samé podstatě jedná v jádru o velmi podobný princip.

### **2.1.1 Přístup německé směrnice**

Německá směrnice zavádí takzvané třídy namáhání, kterými se zohledňuje, jakým způsobem působí voda na stavební objekt. V dalším kroku směrnice zavádí takzvané třídy užívání. Tyto třídy se určují s ohledem na funkci a způsob užívání prostorů. Určená třída pak definuje požadavky na průchod vlhkosti betonovou konstrukcí a popisuje přípustné vizuální vzezření vlhkosti na vnitřních stěnách objektu. Na základě stanovené třídy namáhání a třídy konstrukce se poté určují další návrhové postupy a konstrukční požadavky na provádění. [1]

### **2.1.2 Přístup rakouské směrnice**

Přístup rakouské směrnice zavádí třídy tlaku vody, které jsou definované výškou vodního sloupce. Dále zavádí tzv. třídy požadavků, které jsou definovány vzezřením povrchu betonu, množstvím měřitelné odtékající vody, množstvím vadných míst a dodatečnými stavebně-fyzikálními opatřeními. Na základě třídy požadavků a třídy tlaku vody se definuje tzv. konstrukční třída, která následně stanovuje další návrhové postupy a konstrukční požadavky na provádění.

Porovnáme-li přístupy obou zahraničních směrnic, tak vidíme, že obě směrnice v první etapě zatřizují objekt do kategorií dle hydrogeologických poměrů a způsobu užívání prostorů.

Z pohledu hydrogeologických poměrů německá směrnice mluví o třídách namáhání a rakouská směrnice mluví o třídách tlaku vody. Hlavním rozdílem mezi směrnicemi, tedy mezi třídami namáhání a tlaku vody je pojetí působení vody. Rakouská směrnice svých 5 tříd tlaku vody určuje výhradně na základě výšky sloupce vody, kdežto německá směrnice své 2 třídy namáhání rozlišuje pouze na základě toho, zda je konstrukce vystavena přímo kapalnému vodnímu prostředí, nebo jen kapilárně vázané vodě ve formě vlhkosti zeminy. Dalším zásadním rozdílem mezi směrnicemi je fakt, že rakouská směrnice připouští použití pouze tzv. normalizovaných betonů, které neobsahují alit, což je látka, která má zásadní vliv na vývoj hydratačního tepla – tyto směsi s tzv. bezalitovými cementy jsou z pohledu smršťování mnohem příznivějšími než cementy používané v ČR a Německu. Naopak směrnice německá připouští použití cementů s alitem.

Z pohledu způsobu užívání prostorů německá směrnice hovoří o 2 třídách užívání, k nimž je rakouskou analogií 5 tříd požadavků. Toto zatřizení provádí nejčastěji investor ve spolupráci s projektantem a rakouská směrnice jim přináší širší výběr tříd požadavků, a tak větší možnost optimalizace konstrukce.

## **2.2 První etapa z pohledu německé směrnice**

Tato kapitola se bude věnovat detailněji popisu tříd namáhání a tříd užívání dle německé směrnice [1], na základě kterých se odvíjejí návrhové přístupy, tloušťky konstrukcí a další konstrukční požadavky a doporučení spadající do druhé etapy projektové přípravy.

## 2.2.1 Třídy namáhání

Třídy namáhání reflektují, jakým způsobem působí vlhkost, respektive voda na stavební objekt nebo konstrukci a stanovují se s ohledem na geologické a hydrogeologické poměry. Jednotlivé třídy se od sebe liší tím, zda je konstrukce vystavena přímo kapalnému vodnímu prostředí, nebo je kapilárně vázané vodě, která je ve formě vlhkosti zeminy. Toto pojetí problematiky působení vody na konstrukci je zdůvodněno tím, že jak hloubka nasycení betonu, tak i druh přenosu vody trhlinami závisí, více než na výšce vodního sloupce, spíše na tom, zda voda působí na konstrukci trvale.

Voda působící na podzemní konstrukce se nejčastěji objevuje jako tlaková, netlaková a nevzduť prosakující voda. Určení, o jaký typ vody se jedná, je klíčové k zařazení konstrukce do správné třídy namáhání. Tlaková voda působí na konstrukci hydrostatickým tlakem a dělí se na dočasně vzduť prosakující vodu, podzemní vodu, záplavu a dočasnou tlakovou vodu. Dočasně vzduť prosakující voda se vyznačuje volným stékáním, které může dočasně vystoupat na povrchu méně propustných vrstev zeminy. Tento druh působení lze uvažovat v případě zahloubení objektu do hloubky menší než 3 m do slabě propustné zeminy bez drenážních opatření, pokud základová deska leží minimálně 300 mm nad návrhovou hladinou vody a současně lze předpokládat, že s ohledem na geologické poměry a tvar terénu lze předpokládat pouze vzduť hladiny. Netlaková voda se v kapalném stavu vyznačuje tím, že nepůsobí žádným hydrostatickým tlakem, nebo tlakem ekvivalentním maximálně výšce vodního sloupce do 100 mm. Nevzduť prosakující voda se vyznačuje volným průsakem do vysoce propustných zemín, kde vytváří ustálenou hladinu podzemní vody nebo je v případě méně propustné zeminy systematicky odváděna za pomoci drenážního systému.

Třídy namáhání dle [1]	
Třída namáhání 1	Třída namáhání 2
Platí pro tlakovou a netlakovou vodu a dočasně vzduť prosakující vodu.	Platí pro zemní vlhkost a nevzduť prosakující vodu.
<ul style="list-style-type: none"><li>Podzemní voda, záplava, dočasná tlaková voda</li><li>Dočasně vzduť prosakující voda</li><li>Netlaková voda</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>Vlhká zemina</li><li>Nevzduť prosakující voda jen u silně propustné zeminy nebo u trvale průtočné drenáže.</li></ul>

Tabulka 1 Třídy namáhání dle [1]

## 2.2.2 Třídy užívání

Jak již bylo zmíněno, třídy užívání stanovuje projektant společně s investorem, jehož záměrem je určitá funkce stavebního objektu. Dle způsobu užívání a funkcí prostorů se následně objekt zařadí do jedné ze dvou tříd užívání.

První, přísnější, je třída užívání A. Ta nepřipouští jakýkoli průsak betonovou konstrukcí skrze spáry pracovní a řízené, zabudované prvky a trhliny. Třída užívání A nepřipouští ani výskyt vlhkých míst na povrchu konstrukce vlivem průsaku vody. U konstrukcí s takto zvýšenými požadavky je žádoucí doplnit konstrukční opatření i o vhodný stavebně-fyzikální návrh. Typickým příkladem by bylo například užití tepelněizolační vrstvy, která odsune kondenzační zónu pryč z povrchu betonové konstrukce.

Druhou třídou užívání je třída B, jejíž požadavky jsou výrazně benevolentnější a jedná se o typický příklad bílé vany. Pokud se totiž do objektu dostává voda i jinými cestami, jako například vjíždějícími vozidly do podzemních garáží, tak je velmi neekonomické zvyšovat náklady na zamezení minimálních průsaků vody. Tyto konstrukce se vyznačují tak malým vnikem vody, že se dokáže uvnitř objektu zcela vypařit. Z tohoto důvodu lze přistoupit pouze k omezení šířky trhlin tak, aby se průsak vody udržel v požadovaných mezích. V případě nutnosti lze pak trhliny s nadměrným průsakem lokálně sanovat.

U konstrukcí spadajících do třídy B se tedy připouští vznik vlhkosti na povrchu betonové konstrukce a jedná se tak pouze o částečnou vodonepropustnost. Kritickými místy jsou potom průběžné trhliny, řízené a pracovní spáry, na jejichž místě se může na povrchu betonové konstrukce objevit vlhké místo ve formě tmavěji zbarvených skvrn, případně se také můžeme setkat s vytvářením vodních perliček – hromadění vody je však v rámci platnosti doporučení této směrnice vyloučeno. I u třídy užívání B platí, že v případě požadavku na suché vnitřní klima je nutné konstrukční návrh doplnit o stavebně-fyzikální opatření například ve formě tepelné izolace a odvětrávání.

Zavedenými konstrukčními opatřeními lze u první třídy užívání A zabránit průsaku kapalné vody, ale nelze zamezit difuzi vodních par. Je nutné však podotknout, že zejména u třídy užívání A je vliv difuze vodních par v porovnání s přírůstkem vlhkosti vlivem užívání zanedbatelný. Směrnice také upozorňuje na to, že konstrukce, vlivem vysychání betonu v prvních letech své životnosti, uvolňuje velké množství vlhkosti, a to nezávisle na tom, zdali je konstrukce z vnějšku těsněná. Tato vlhkost, pakliže bude dlouhodobě neodvětrávána, může vést ke vzniku plísní a kondenzaci vody na stěnách.

### **2.2.3 Volba vhodného návrhového přístupu**

Vhodný návrhový přístup se odvíjí od třídy tříd užívání (A a B) a tříd namáhání (1 a 2). Pro konstrukce bílých van je kromě klasických posudků MSP nutné posoudit také posudky spjaté se zajištěním vodonepropustnosti betonové konstrukce. Mezi tyto specifická posouzení patří posudek výšky tlačené oblasti průřezu, omezení šířky ohybových trhlin a posouzení vzniku průběžných trhlin a výpočet jejich šířky. Při rozhodování je pak nutné rozlišovat principy, které se vztahují jen na vznik průběžných trhlin (vynucená namáhání) a které se vztahují k ohybovým trhlinám (silová i vynucená namáhání).

Je klíčové zdůraznit a vnímat rozdíl mezi trhlinami vzniklými vynuceným namáháním a těmi vzniklými ohybovým namáháním. Trhliny vzniklé při ohybovém namáhání zpravidla neprocházejí přes celý průřez, a navíc vodě v průchodu konstrukcí brání tlačená oblast průřezu. Mnohem rizikovějšími jsou potom trhliny průběžné, které vznikají při smršťování konstrukce, kdy je tažen celý průřez. Tyto trhliny procházejí skrze konstrukci a vodě tak není v průchodu bráněno vůbec. Nejrizikovějším místem konstrukce je potom místo s nulovými momenty, kde vznikla průběžná trhlina.



Posouzení šířky ohybových trhlin se provádí vždy, nezávisle na tom, zdali se jedná o konstrukci bílé vany či nikoliv – jediným rozdílem je, na jakou maximální šířku trhliny se navrhuje. Tento posudek zároveň umožňuje nahradit složitější výpočet posouzení minimální výšky tlačené zóny. Posouzení průběžných trhlin se provádí v závislosti na tom, jaká je třída namáhání a třída užívání, jaký je zvolený návrhový princip a jaký je tlakový spád konstrukce.

Z hlediska omezení transportu vody skrze ohybové trhliny se směrnice zabývá 2 variantami. Jedná se o tyto 2 návrhové principy:

- a) Dodržení minimální výšky tlačené oblasti průřezu  $x$  – toto opatření má zabránit průsaku vody ohybovými trhlinami. Minimální výška tlačené oblasti dle [1] je definována podmínkami:

$$x \geq 30mn \text{ a současně } x \geq 1,5 \cdot D_{max} \quad (1)$$

, kde  $D_{max}$  je maximální velikost zrna kameniva

Minimální rozměr definovaný výše uvedenou rovnicí (1) dostačuje k tomu, aby množství vlhkosti, která se přenáší kapilárně skrz kořen trhliny, bylo natolik malé, aby se dokázalo průběžně odpařovat z povrchu betonové konstrukce, čímž by byly dodrženy požadavky třídy užívání A. Minimální tloušťka tlačené vrstvy dostačuje i v případě, kdy je tlačená strana betonu situována na vnější, zavodněné straně, i přestože je tlačená zóna menší než velikost kapilární zóny.

- b) Omezení šířky ohybových trhlin.

Tlakový spád $h_v/h_b$ <sup>1</sup>	Dovolená šířka trhliny $w$ [mm] – návrhová hodnota <sup>2</sup>
$\leq 10$	0,20
$> 10$ až $\leq 15$	0,15
$> 15$ až $\leq 25$	0,10

<sup>1</sup>  $h_v$  = výška vodního sloupce v metrech;  $h_b$  = tloušťka konstrukce v metrech  
<sup>2</sup> V případě agresivní vody s koncentrací CO<sub>2</sub> vyšší než 40 mg/l a pH < 5,5 se nesmí uvažovat samotěsnicí schopnost trhlin.

Tabulka 2 Návrhové šířky průběžných trhlin v závislosti na tlakovém spádu, při využití omezení průsaku vody samotěsnicí schopností [1]

Jedná se o alternativní přístup k omezení transportu vody skrze ohybové trhliny. Dovolené šířky trhlin jsou stanoveny na základě tlakového spádu. Zpravidla tento průkaz vede k větším tloušťkám tlačené oblasti ve srovnání s návrhovým principem a). Značnou výhodou je potom fakt, že výpočet šířky trhliny je v porovnání s přímým výpočtem šířky tlačené oblasti snadnější.

Z hlediska omezení transportu vody skrze průběžné trhliny vzniklé smršťováním se směrnice zabývá celkově 3 variantami. Jedná se o tyto 3 návrhové principy:

- A. Úplné vyloučení průběžných trhlin – zamezení vzniku průběžných trhlin má být dosaženo předepsáním vhodných konstrukčních, technologických a prováděcích opatření. Jedná se o náročný princip, který vyžaduje vzájemnou a koordinovanou spolupráci účastníků výstavby.
- B. Omezení šířky průběžných trhlin s využitím samotěsnící schopnosti trhlin – princip spočívá v předepsání šířek průběžných trhlin v závislosti na třídě namáhání. Tento návrhový princip připouští vznik průběžných trhlin, avšak omezuje jejich šířku v závislosti na hodnotě tlakového spádu. I tento princip vyžaduje opatření uvedená v odstavci A, nejsou však tak přísná. Jedná se v dnešní době o v praxi běžně využívaný návrhový princip v případech, kdy se má vyhovět podmínkám třídy užívání B.
- C. Omezení šířky průběžných trhlin dle běžných požadavků (v našem případě dle normy ČSN EN 1992-1-1) – v případě tohoto návrhového principu je konstrukce navržena tak, aby splňovala pouze minimální, normou stanovené hodnoty, bez zohlednění podmínek vodonepropustnosti. Tento návrhový princip počítá s tím, že všechny průběžné trhliny budou utěsněny až dodatečně.

Dle směrnice je všeobecně platné, že pro různé konstrukční prvky, ať už je to základová deska nebo stěna, lze a může být záměrně použit jiný návrhový princip. Příkladem uvádí, že pro základovou desku může být užit princip A a pro stěny může být využit například princip C. Rozvaha o užití jednotlivých principů na dílčí části konstrukcí je klíčová k dosažení hospodárného návrhu. Užití rozdílných návrhových principů však není nezbytné a v případě zájmu takto postupovat, je nutné předem ověřit, zda je z hlediska namáhání vodou, tento záměr aplikovatelný.

Dle konkrétní situace (tj. konkrétní zatřídění do třídy namáhání a třídy užívání) pak směrnice [1] doporučuje, jaké posudky je nutné provést.

### **2.2.3.1 Posouzení pro třídu užívání A + třídu namáhání 1**

V případě tříd užívání A se rozlišuje, zda se připouští vznik průběžných trhlin či nikoliv. Důležité je však zmínit, že dle směrnice je nutné pro veškeré návrhové zásady navrhnout dodatečná těsnící opatření – ať už připouštíme nebo vylučujeme možnost vzniku průběžných trhlin. V případě návrhového přístupu, který vylučuje vznik průběžných trhlin je nutné předpokládat, že se mohou objevit nečekané trhliny, které budou později utěsněny. V případě návrhového přístupu, který připouští vznik průběžných trhlin je nutné utěsnit veškeré trhliny, které jsou širší, než se v návrhu připouští.

V případě, kdy vznik průběžných trhlin (vyjma trhlin v řízených spárách) nepřipouštíme, tak se posudek vzniku průběžných trhlin považuje za vyhovující, pokud mezi řízenými smršťovacími spárami nedochází ke vzniku trhlin. Jedná se o princip „A“. Úspěšné praktikování strategie vyloučení průběžných trhlin však vyžaduje kromě konstrukčního návrhu také návrh technologických a prováděcích opatření. Mezi tyto opatření patří například: výběr způsobu uložení, který nebrání deformacím, vhodné uspořádání spár. Z hlediska technologických opatření je to potom zejména výběr vhodné betonové směsi popsané v kapitole 2. V neposlední řadě je nutné dbát na prováděcí opatření, mezi které patří vhodná volba betonážních úseků, ochrana a následné ošetřování betonu v závislosti na klimatických podmínkách.

V případě, kde se průběžné trhliny v oblastech mezi řízenými spárami připouští, musejí být omezeny dle tabulky výše (Tabulka 2). V tomto případě, kdy se trhliny připouští a zároveň se jedná o třídu užívání A + třídu namáhání 1, je nutné navrhnout stavebně fyzikální opatření a odvětrání prostorů. Takové prostory splňují požadavky pro třídu užívání A až ve chvíli, kdy dojde k samoutěsnění vzniklých průběžných trhlin, které se může dostavit zpravidla od 10 do 50 dnů. Jedná se o návrhový princip „C,“ který spočívá ve stanovení minimálních normových požadavků na šířku trhliny. Následně se pak počítá s tím, že budou utěsněny veškeré trhliny, jejichž šířka neodpovídá požadavkům na užívání. V případě, že se po realizaci nevyhovující trhliny skutečně objeví, je nutné utěsnit ty, které jsou větší šířky, než je uvedeno v tabulce výše (Tabulka 2) – platí pro třídu namáhání 1. Pro třídu namáhání 2 je nutné utěsnit trhliny, které jsou větší než  $w \leq 0,2$  mm a v případě základové desky pak nemají šířky trhlin překročit mezní hodnoty dle normy – v našem případě ČSN EN 1992-1-1.

Mají-li být splněny požadavky pro třídu namáhání 1 a třídu užívání A, tak je z hlediska omezení transportu vody skrze ohybové trhliny nutné buďto dodržet minimální výšku tlačené oblasti průřezu, nebo omezit šířku ohybových trhlin. Toto alternativní pravidlo se vyskytuje pouze u této kombinace tříd namáhání a užívání, a to z důvodu usnadnění statického návrhu. Zrušení možnosti volby u tříd užívání B a u obou tříd užívání při namáhání zemní vlhkostí (při třídě namáhání 2) se zdůvodňuje mírnějšími požadavky na vodonepropustnost betonové konstrukce.

### **2.2.3.2 Posouzení pro třídu užívání A + třídu namáhání 2**

Pro omezení šířek průběžných trhlin pro třídu namáhání 2 platí, že minimálním požadavkem na šířku průběžné trhliny je  $w \leq 0,2$  mm. Pro základové desky se pak má postupovat dle normy – v našem případě ČSN EN 1992-1-1.

### **2.2.3.3 souzení pro třídu užívání B + třídu namáhání 1**

Pro třídu užívání B a třídu namáhání 1 se omezují šířky průběžných trhlin na hodnoty v tabulce výše (Tabulka 1 Tabulka 2).

### **2.2.3.4 Posouzení pro třídu užívání B + třídu namáhání 2**

Pro třídu užívání B a třídu namáhání 2 se omezují šířky průběžných trhlin na mezní hodnoty dle normy – v našem případě ČSN EN 1992-1-1.

Stanoví-li se šířky trhlin takové, které odpovídají požadavkům třídy užívání B pouze v kombinaci s předem navrženými těsnícími opatřeními, tak platí mezní hodnota  $w \leq 0,2$  mm a v případě základové desky pak nemají šířky trhlin překročit mezní hodnoty dle normy – v našem případě ČSN EN 1992-1-1.

## **2.2.4 Návrh tlouštěk konstrukcí**

Směrnice uvádí doporučení na minimální konstrukční tloušťky stěn a základových desek, které jsou podloženy dlouhodobými zkušenostmi z praxe. Minimální tloušťky konstrukcí jsou voleny tak, aby při požadovaném krytí, potřebných vrstvách výztuže, těsnění spár a při zabudování těsnících prvků mohla proběhnout kvalitní betonáž, která má umožnit kromě nosné funkce také funkci těsnící.

Doporučené minimální tloušťky se odvíjejí od tříd namáhání konstrukce, přičemž třída namáhání 1, při které na konstrukci působí voda v kapalně formě, vede zpravidla k návrhu masivnější konstrukce. Níže uvedené minimální tloušťky konstrukcí v tabulce (Tabulka 1) jsou pak platné pouze při dodržení požadavků na betonovou směs, které jsou popsány v kapitole 2. Materiály.

Konstrukční část	Třída namáhání	Způsob provádění		
		Monolit	Filigránové stěny	Prefabrikáty
Stěny	1	240	240	200
	2	200	240 <sup>1</sup>	100
Základové desky	1	250	X	200
	2	150		100

<sup>1</sup> Za zvláštních technologických a prováděcích podmínek lze snížit na 200 mm

Tabulka 3 Minimální konstrukční tloušťky dle [1]

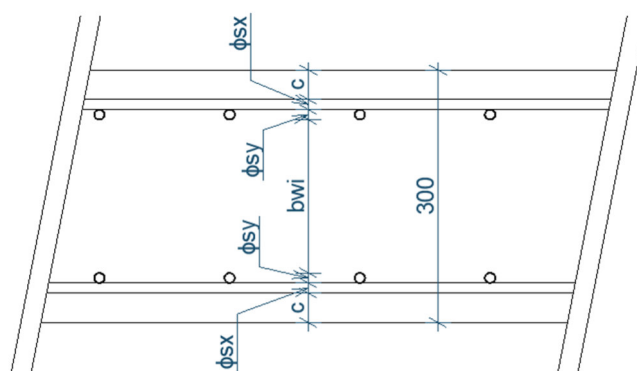
Kromě doporučených tlouštěk platí také zásady pro minimální světlou vzdálenost prutů výztuže v příčném směru a pro světlou vzdálenost vnitřních ploch prefabrikátů z filigránových stěn. Tyto omezení jsou z důvodu zaručené odborné montáže vnitřního těsnění. Dle velikosti maximálního kameniva jsou minimální vzdálenosti následující:

Velikost kameniva	Světlá rozteč mezi pruty v příčném směru
$D_{\max} = 8 \text{ mm}$	$b_{w,i} \geq 120 \text{ mm}$
$D_{\max} = 16 \text{ mm}$	$b_{w,i} \geq 140 \text{ mm}$
$D_{\max} = 32 \text{ mm}$	$b_{w,i} \geq 180 \text{ mm}$

Tabulka 4 Minimální osové vzdálenosti prutů v příčném směru dle [1]

Pro lepší porozumění bude uveden příklad. Nechť existuje suterénní monolitická ŽB stěna, na kterou působí pouze zemní vlhkost. Taková stěna by spadala do třídy namáhání 2 a dle tabulky (Tabulka 3) by její minimální tloušťka byla 200 mm. Dále uvažujme, že je konstrukce vyztužena z důvodu vynuceného namáhání rastrem betonářské výztuže o průměru  $\varnothing_s = 12 \text{ mm}$ , užíváme kamenivo do 8 mm a že návrhové krytí je 35 mm. Nyní vypočteme světlou rozteč výztuže v příčném směru  $b_{wi} = \text{tl. desky} - 2x \text{ krytí} - 4x \varnothing_s = 200 - 2x35 - 4x12 = 82 \text{ mm} \ll 120 \text{ mm}$ . Tato hodnota je výrazně menší, než je doporučeno, a proto je tedy potřeba upravit tloušťku stěny. Zvětšíme-li tloušťku stěny na 250 mm, tak hodnota  $b_{wi} = 250 - 2x35 - 4x12 = 132 \text{ mm} > 120 \text{ mm}$ . Tloušťka konstrukce 250 mm v tuto chvíli splňuje oba požadavky směrnice.

## Vodorovný řez stěnou



$c$	Krytí výztuže
$\phi_{sx}$	Průměr vodorovné výztuže
$\phi_{sy}$	Průměr svislé výztuže

Obrázek 1 Znárodnění vzdálenosti  $b_{wi}$

## 2.3 První etapa z pohledu rakouské směrnice

Tato kapitola se bude věnovat detailněji popisu tříd tlaku vody a tříd požadavků dle rakouské směrnice, pomocí kterých se určují tzv. konstrukční třídy, na základě kterých se odvíjejí návrhové přístupy, tlušťky konstrukcí a další konstrukční požadavky a doporučení spadající do druhé etapy projektové přípravy.

### 2.3.1 Třídy tlaku vody

Třídy tlaku vody jsou rakouskou obdobou pro německé třídy namáhání. Celkem směrnice definuje 5 tříd tlaku vody, které jsou definovány na základě výšky vodního sloupce.

Třída tlaku vody	Výška vodního sloupce
$W_0$	0 až 1 m
$W_1$	1 až 5 m
$W_2$	5 až 10 m
$W_3$	10 až 20 m
$W_4$	Více než 20 m

Tabulka 5 Třídy tlaku vody dle [2]

### 2.3.2 Třídy požadavků

Třídy požadavků jsou rakouskou obdobou pro německé třídy užívání. Je definováno celkem 5 tříd požadavků.

**Třída požadavků A<sub>5</sub>** je nejpřísnější variantou, u které se požaduje zcela suché prostředí s žádnými vizuálně znatelnými místy tmavého zbarvení. U této třídy požadavků je nutné navrhnout dodatečná stavebně-fyzikální opatření společně s temperováním, resp. klimatizováním prostorů. Typickým příkladem využití této třídy jsou sklady zboží a materiálů, které jsou náchylné na vlhkost.

**Třída pořadavků A<sub>1</sub>** je třída, od které se vyžaduje z větší části suché prostředí s ojedinělými výskyty tmavě zbarvených vlhkých míst. Při plošném dotyku rukou nemají být znatelné žádné známky vody. Připouští se 1 ‰ vadných míst. Doporučení ohledně dodatečných opatření zůstávají stejná jako u předchozí třídy požadavků. Typickým příkladem využití této třídy jsou dopravní stavby s vysokými požadavky, místnosti pobytu, sklady nebo domovní sklepy.

**Třída pořadavků A<sub>2</sub>** je třída vyznačující se lehce vlhkými místy, která jsou vizuálně i dotykem patrné. Není možné změřit množství odtékající vody, avšak při dotyku rukou jsou pozorovatelné stopy vody. Připouští se 1 % vadných vlhkých míst. Typickým příkladem jsou garáže, kotelny nebo kolektory.

**Třída pořadavků A<sub>3</sub>** se vyznačuje vlhkými stěnami s výskytem vody ve formě kapiček. Množství odtékající vody lze měřit v zachytných nádobách. Maximální množství vody na jedno vadné místo nesmí překročit 0,2 litru za hodinu a průnik vody 1 m<sup>2</sup> stěny by měl být v průměru nejvýše 0,01 litrů za hodinu. V případě této třídy je nutné uvažovat s odvodňovacími opatřeními. Typickým příkladem využití této třídy jsou garáže s odvodňovacími žlaby.

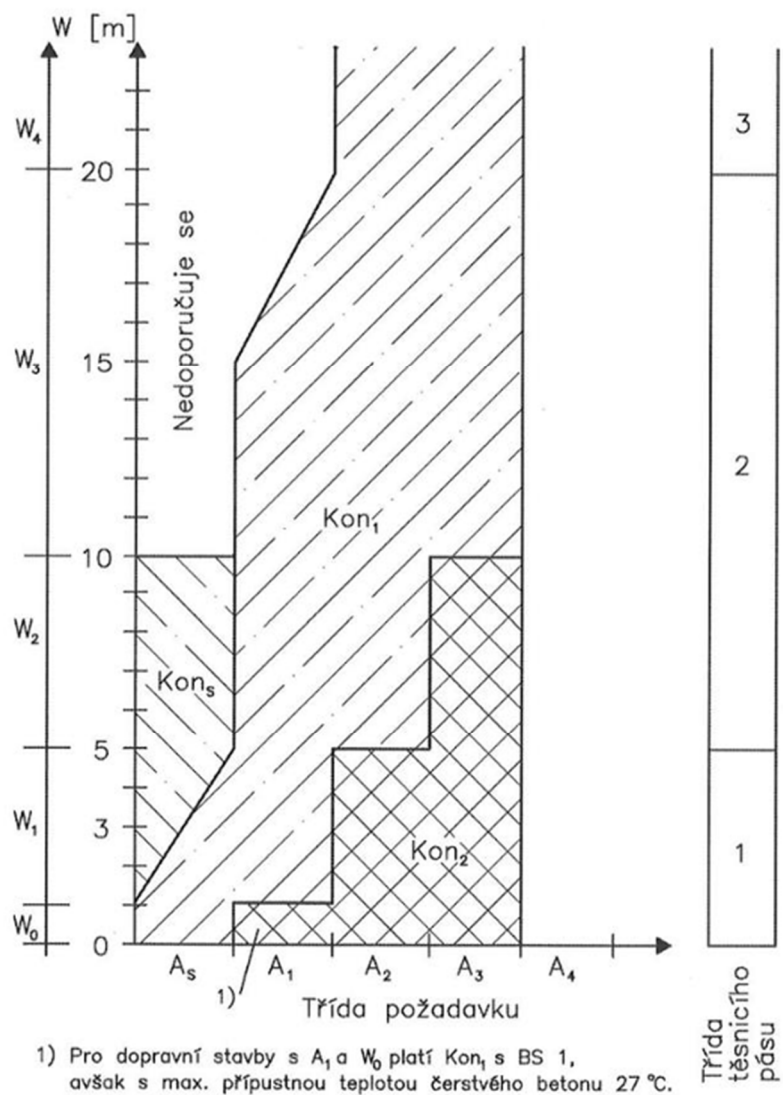
**Třída pořadavků A<sub>4</sub>** se vyznačuje mokřými stěnami s výskytem mokvajících míst. Množství odtékající vody lze měřit v zachytných nádobách. Maximální množství vody na jedno vadné místo nesmí překročit 2 litru za hodinu a průnik vody 1 m<sup>2</sup> stěny by měl být v průměru nejvýše 1 litr za hodinu. V případě této třídy je nutné uvažovat s odvodňovacími opatřeními. Typickým příkladem využití této třídy vnější skořepiny dvouplášťových konstrukcí.

### 2.3.3 Konstrukční třídy

Jedná se o třídy, které jsou určovány na základě okrajových podmínek – tedy na základě tříd požadavků a tříd tlaku vody. Celkem se rozlišují 3 třídy. Konstrukční třídy určují minimální tloušťky konstrukcí, minimální výztuž na vynucená namáhání, návrhový přístup, požadavky na beton a další konstrukční požadavky jako jsou vzdálenosti dilatačních a pracovních spár, požadavky na kluzné uložení, předepnutí, konstrukční uspořádání a třídu těsnících pásů.

Rakouská směrnice se, na rozdíl od té německé, dopodrobna zabývá složením betonové směsi. Pro každou z konstrukčních tříd uvádí tzv. normalizované betony, které splňují speciální požadavky na cement, teplotu čerstvého betonu a další požadavky jako jsou čas odbednění nebo předepsané způsoby ošetřování.

Souvislost mezi třídou požadavků a třídou tlakem vody je patrná na obrázku níže (Obrázek 2). Dále je z obrázku patrné, jaká třída těsnícího pásu je nutná použít.



**Obrázek 2 Souvislost konstrukční třídy s třídou tlaku vody a třídou požadavků**

Konstrukční třída	Minimální tloušťka konstrukce	Návrhový přístup	Normativní beton	Další konstrukční požadavky
Kon <sub>s</sub>	≥ 0,45 m	Omezení šířky trhlin na $w = 0,15$ mm	BS1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Vzd. dilatačních spár ≤ 15 m.</li> <li>Vzd. prac. Spár ≤ 10 m.</li> <li>Je nutné zabudovat kluzné separační fólie.</li> <li>Zdvojení těsnících pásů.</li> <li>Eliminace skokových změn tloušťky konstrukce.</li> <li>Eliminace překážek bránících volnému smrštění.</li> </ul>
	≥ 0,60 m pro W <sub>2</sub>			
Kon <sub>1</sub>	≥ 0,35 m	Omezení šířky trhlin na $w = 0,2$ mm	BS1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Vzd. dilatačních spár 15 až 30 m.</li> <li>Vzd. prac. Spár ≤ 15 m.</li> <li>Skokové změny tloušťky konstrukce nahradit náběhy se sklonem 30°.</li> <li>Doporučuje se zabudovat kluzné separační fólie.</li> </ul>
	≥ 0,60 m pro W <sub>4</sub>			
Kon <sub>2</sub>	≥ 0,30 m	Omezení šířky trhlin na $w = 0,25$ mm	BS2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Vzd. dilatačních spár 30 až 60 m.</li> <li>Vzd. prac. Spár ≤ 15 m.</li> <li>Kontakt s okolním prostředím je přípustný, ačkoliv se doporučuje využít kluzných fólií.</li> <li>Skokové změny tloušťky konstrukce je vhodné nahradit náběhy se sklonem 30°.</li> </ul>

Tabulka 6 Konstrukční třídy dle [2]

### 2.3.4 Třídy těsnících pásů

Na rozdíl od německé směrnice, která uvádí pouze omezené množství doporučení ohledně použití různých druhů pásů v určitých případech, poskytuje rakouská směrnice ucelenou metodiku návrhu těsnících pásů. Těsnící pásy jsou rozděleny do 3 tříd, podle tříd tlaku vody.

V tabulkách níže se pro jednotlivé třídy těsnících pásů stanovují materiálové varianty, minimální šířky pásů a jejich minimální tloušťky.

Dále je při výběru pásu nutné zohlednit možný pohyb konstrukce a směr zabudování pásu.



Profily pro vnitřní pásy dilatačních spár				
Třída tlaku vody	Třída těsnicího pásu	Materiál	Minimální šířka [mm]	Minimální tloušťka [mm]
W <sub>0</sub>	1	PVC; PVC/NBR	240	4
		Elastomer	240	9
W <sub>1</sub> / W <sub>2</sub> / W <sub>3</sub>	2	PVC; PVC/NBR	320	5
		Elastomer	320	12
		Elastomer/ těsnicí plech	320	10/1
W <sub>4</sub>	3	PVC; PVC/NBR	500	6
		Elastomer	500	13
		Elastomer/ těsnicí plech	500	12/1

Profily pro vnitřní pásy pracovních spár				
Třída tlaku vody	Třída těsnicího pásu	Materiál	Minimální šířka [mm]	Minimální tloušťka [mm]
W <sub>0</sub> /W <sub>1</sub>	1	PVC; PVC/NBR	240	3,5
		Elastomer	240	8
		Těsnicí plech <sup>1)</sup>	300	2
		Bobtnavý profil	20	7
W <sub>2</sub> / W <sub>3</sub>	2	PVC; PVC/NBR	320	4,5
		Elastomer	320	8
		Těsnicí plech	350	2
W <sub>4</sub>	3	PVC; PVC/NBR	500	6
		Elastomer	500	10
		Těsnicí plech	500	2

<sup>1)</sup> Těsnicí plechy spár potažené butylkaučukem (šířka ≥ 150 mm, tloušťka 1,8 mm) jsou přípustné pro třídu tlaku vody W<sub>0</sub>, pokud je při zabudování zajištěna minimální spojovací hloubka 30 mm.

Tabulka 7 Třídy těsnících pásů spár

### 2.3.5 Volba návrhového přístupu

Dle rakouské směrnice se množství výztuže určí na základě 2 stěžejních průkazů. Jedná se o prokázání únosnosti a použitelnosti, přičemž u posudku použitelnosti se bere ohled jednak na omezení šířky ohybových trhlin od převažujícího vlivu zatížení, tak na omezení šířky průběžných trhlin od převažujícího vynuceného namáhání.

Na rozdíl od německé směrnice, se v té rakouské píše pouze o jednom návrhovém principu, a to o omezení šířek trhlin (průběžných i ohybových). Maximální dovolené šířky trhlin odpovídající jednotlivým konstrukčním třídám jsou uvedeny v tabulce níže (Tabulka 8 Maximální šířky trhlin pro dané konstrukční třídy dle).

Konstrukční třída	Dovolená šířka trhliny <i>w</i> [mm] <sup>1</sup>
Kon <sub>s</sub>	0,15
Kon <sub>1</sub>	0,20
Kon <sub>2</sub>	0,25

<sup>1</sup> Jedná se o 95% kvantil.

Tabulka 8 Maximální šířky trhlin pro dané konstrukční třídy dle [2]

Směrnice uvádí minimální vyztužení průřezu, aby byla přenesena vynucená namáhání vyvolaná hydratačním teplem, při kterých hrozí vznik raných průběžných trhlin.

Kromě dovolených šířek trhlin také směrnice uvádí, že v případě potřeby navýšit krytí výztuže (například z důvodu požární ochrany) a vyztužení dle doporučených rastrů výztuže, je možné navýšit krytí až na hodnotu 80 mm, přičemž v tomto případě se připouští maximální šířka trhlin  $w = 0,3$  mm.

V případě omezení šířek trhlin od silových zatížení je potřeba provést návrh výztuže na rozhodující kombinaci normálové síly a ohybu. I zde, pro ohybové trhliny, platí výjimka, kdy v případě většího krytí výztuže lze na vzdušném líci konstrukce připustit šířku trhliny  $w = 0,3$  mm.

V případech, kdy je nutné současně uvažovat vynucená i silová namáhání je potřeba provést posouzení šířky trhlin, jak pro vynucená, tak i silová namáhání. Konstrukce bude v tomto případě vyztužena dle posudku, který bude méně příznivý, přičemž superponovat tyto posudky není nutné, pokud poměrná deformace od vynuceného namáhání nepřesáhne 0,8 ‰. V těchto případech je nutné stanovit vnitřní síly, které odpovídají vynuceným namáháním se zohledněním snížené tuhosti potrhaného průřezu. Tyto vnitřní síly je následně nutné superponovat se silami od zatížení a na tyto sečtené síly posoudit šířku trhlin.

V případě, kdy jsou síly od zatížení menší než vnitřní síly na mezi vzniku ranných trhlin, tak je minimální výztuž uvedená ve směrnici dostatečná pro splnění požadavků použitelnosti a výpočet šířky trhlin není nutný.

## 2.4 První etapa z pohledu českých norem

V české republice neexistuje norma nebo předpis, který by se explicitně věnoval navrhování bílých van. Nejblíže se bílým vanám principiálně podobají nádrže na kapaliny a zásobníky, jejichž problematice se věnuje norma [N3], která klasifikuje 4 třídy nepropustnosti. Tyto třídy jsou jakousi alternativou k třídám požadavků a třídám užívání. Pro tyto třídy nepropustnosti potom norma stanovuje návrhové principy. Požadavky na průsak jsou popsány v tabulce níže.

<b>Třída nepropustnosti</b>	<b>Požadavky na průsak</b>
0	Připouští se jistý stupeň průsaku nebo je průsak irelevantní.
1	Průsak je omezen na malé množství. Připouští se několik povrchových skvrn nebo vlhkých míst.
2	Průsak je minimální. Vzhled nesmí být znehodnocen skvrnami.
3	Průsak není povolen

Tabulka 9 Klasifikace nepropustnosti dle [N3]

Z hlediska návrhových principů se v normě [N3] hovoří o omezení šířky trhlin a dodržení návrhové hodnoty výšky tlačené oblasti, které má být zvoleno na základě zatřídění uvažovaného prvku do třídy nepropustnosti.

<b>Třída nepropustnosti</b>	<b>Návrhový princip</b>
0	Šířka trhlin má být omezena na standardní hodnoty dle [N4]
1	Pokud se předpokládá vznik průběžných trhlin, pak se má jejich šířka omezit na hodnotu $w_{k1}$ . Pokud trhliny neprocházejí celou tloušťkou (ohybové trhliny), navrhuje se na mezní šířky trhlin dle ČSN EN 1992-1-1. Trhliny nebudou procházet celou tloušťkou průřezu při splnění podmínek 1 a 2.
2	Pokud nejsou přijata další speciální opatření, je nutné při návrhu vyloučit vznik průběžných trhlin.
3	Pro zajištění vodotěsnosti je vyžadováno užití speciálních opatření jako je předpětí. Vznik průběžných trhlin je vyloučen.

Tabulka 10 Doporučený návrhový princip dle [N3]

Hodnota  $w_{k1}$  závisí na tlakovém spádu. Tlakový spád je definovaný jako podíl výšky vodního sloupce ku tloušťce stěny. Pro hodnoty tlakového spádu, které jsou menší než 5, platí, že šířka trhliny  $w_{k1} = 0,2$  mm a při hodnotách tlakového spádu větších než 35 je  $w_{k1} = 0,05$  mm. Mezilehlé hodnoty lze lineárně interpolovat. Omezení šířek na uvedené hodnoty by mělo vést na relativně rychlé samoutěsnění trhlin.

Podmínka 1: Aby trhliny neprostupovali celou šířkou průřezu, má být pro konstrukce třídy 2 a 3 dodržena minimální výška tlačené oblasti, která je definována jako menší z hodnot 50 mm a  $0,2$  tloušťky průřezu. Tato výška tlačené oblasti musí být splněna pro všechny návrhové stavy a kombinace.

Podmínka 2: Předpokládá se samoutěsnění průběžných trhlin v případě, kdy poměrné přetvoření za provozních podmínek nepřekročí hodnotu  $150 \times 10^{-6}$ .

Porovnáním doporučených šířek trhlin vycházejících z německé směrnice a české normy vyplývá, že česká norma určená na nádrže na kapaliny a zásobníky uvádí obecně přísnější hodnoty mezních šířek trhlin. Tento fakt vyplývá z přísnějších požadavků na vnitřní prostředí těchto konstrukcí a z odlišného účelu (zadržování kapalin), a z tohoto důvodu se pro konstrukce bílých van jeví tato norma jako příliš přísná. Návrh konstrukce bílé vany dle této normy by vedlo k neekonomickému návrhu, který by ani nemusel mít u mírnějších tříd užívání (třída užívání B) resp. tříd požadavků opodstatnění.

## 2.5 Úvod k druhé etapě projektové přípravy

Druhá etapa projektové přípravy vychází z okrajových podmínek, které byly rozebrány výše. V této etapě proběhne posouzení na mezní stav únosnosti a na mezní stav použitelnosti s přihlédnutím na zvolený návrhový přístup dle kapitoly 2.2.3 a dále budou stanovena různá stavební opatření vedoucí ke splnění náročných požadavků na vodonepropustnost.

Při posuzování mezních stavů platí ustanovení dle [N4]. Stěžejním mezní stavem je v případě bílé vany zejména mezní stav použitelnosti a konkrétně mezní stav trhlin, jehož význam nabývá na důležitosti, protože v porovnání s klasickými konstrukcemi, u kterých tento mezní stav zajišťuje zejména trvanlivost a vzhled konstrukce, je mezní stav trhlin rozhodujícím posudkem z hlediska vodonepropustnosti. Výpočtu šířky trhlin bude věnována kapitola 2.6.

V rámci druhé etapy se navrhuje obecně 3 hlavní druhy opatření, jejichž cílem je omezit účinky vynucených přetvoření. Jedná se o opatření konstrukční, technologická a prováděcí. Bližší popis opatření viz kapitola 2.9.

## 2.6 Výpočet šířky trhlin

Jak již bylo zmíněno dříve, tak při návrhu bílé vany je nutné vyšetřit mezní stavy únosnosti i použitelnosti. Co se týče mezního stavu použitelnosti, tak tím rozhodujícím bývá z hlediska návrhu výztuže mezní stav trhlin, při kterém se posuzuje šířka trhlin, která je jedním z hlavních faktorů ovlivňujících vodonepropustnost konstrukce. V praxi se nejčastěji setkáváme s dvěma návrhovými přístupy. První přístup je tím konzervativnějším a spočívá v návrhu výztuže na základě zjednodušených předpokladů, empirických vztahů, nomogramů, případně další relevantní literatury. Druhý způsob spočívá v komplexním návrhu s uvážením reálných okrajových podmínek a v užití časově závislých vztahů popisujících chování konstrukce. Ačkoliv tento postup může vést k úspornějšímu návrhu výztuže, je vždy nutné kriticky zhodnotit dosažené výsledky, jelikož i v tomto komplexním návrhovém přístupu je celá řada neuspokojivě popsanych jevů a nedořešených problémů, které mohou zásadně ovlivnit výsledek. Nutné však poznamenat, že návrh výztuže dle tabulek může být choulostivý, například bylo ověřeno, že tabulky určující minimální vyztužení uvedené v publikaci [2] jsou zastaralé a konstrukce je z hlediska vynuceného namáhání poddimenzovaná.

Šířka trhlin se zpravidla posuzuje jak na účinky silových, tak na účinky vynucených namáhání, protože nelze s jistotou stanovit, který posudek bude rozhodující. Co se týče silového namáhání, tak má být posudek proveden pro obálku vnitřních sil stanovenou dle německé směrnice [2] ze všech častých kombinací. Zde si lze povšimnou odlišnosti od české normy ČSN EN 1992-1-1 [N4], ve které je uvedeno, že pro častou kombinaci zatížení se má posoudit samotný vznik trhlin, jakožto nevratný děj, a pro výpočet šířky trhlin, jakožto kritéria pro zajištění trvanlivosti a vzhledu, se má uvažovat kombinace kvazistálá. Pro nesilová namáhání je pak rozhodující posouzení účinků procesu hydratace a smršťování od vysychání. Výztuž musí být navržena na nejnepříznivější stav, tak aby se dosáhlo omezení šířky trhlin na normou či směrnici stanovené maximum.

## 2.6.1 Výpočet šířky trhlin dle ČSN EN 1992-1-1 [N4]

Výpočet šířky trhlin se provádí pro kvazi-stálou kombinaci zatížení. Norma uvádí dva přístupy, kterými lze omezení šířky trhlin řešit. Prvním způsobem je přímý výpočet šířky trhlin. Výsledkem toho výpočtu je hypotetická šířka trhliny, která je jakousi reprezentativní hodnotou šířky trhliny, která nemusí odpovídat šířkám trhlin naměřených na skutečné konstrukci. Tato reprezentativní hodnota je potom porovnána s mezní hodnotou a v případě splnění této podmínky se prohlásí, že konstrukce z hlediska mezního stavu trhlin vyhovuje. Druhým způsobem je omezení šířky trhlin bez přímého výpočtu. Tato metoda vychází z přímého výpočtu a nabízí projektantovi tabulky (případně grafy), ve kterých jsou pro maximální přípustné šířky trhlin uvedeny největší možné průměry a rozteče výztuže odpovídající napětí ve výztuži. [3], [N4]

Napětí [MPa]	Šířka trhliny [m]		
	$w_k = 0,000 4$	$w_k = 0,000 3$	$w_k = 0,000 2$
160	62,9	45,1	27,3
180	48,9	34,8	20,8
200	38,9	27,6	16,2
220	31,6	22,2	12,8
240	26,1	18,2	10,3
260	21,9	15,1	8,4
280	18,5	12,7	6,9
300	15,8	10,8	5,7
320	13,7	9,2	4,8
340	11,9	8	4
360	10,4	6,9	3,4
380	9,2	6	2,7
400	8,1	5,1	2,9

Tabulka 11 Návrh tabulky 7.2CZ pro maximální průměr  $\phi_s$  \* pro kontrolu trhlin dle [4]

Napětí ve výztuži [MPa]	Maximální vzdálenost prutů výztuže [m]		
	$w_k = 0,000 4$	$w_k = 0,000 3$	$w_k = 0,000 2$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabulka 12 Návrh tabulky 7.3CZ pro maximální vzdálenost výztužných prutů dle

Hypotetickou šířku trhlin lze dle [N4] stanovit dle rovnice:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2)$$

kde  $s_{r,max}$  je maximální vzdálenost trhlin;

$\varepsilon_{sm}$  průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení

$\varepsilon_{cm}$  průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami.

Rozdíl relativních přetvoření ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) lze vypočítat následovně:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3)$$

kde  $\sigma_s$  napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlinou;

$\alpha_e$  poměr  $E_s/E_{cm}$ , tj. poměr modulů pružnosti betonářské výztuže a sečnového modulu pružnosti betonu;

Poznámka: Článek [3] upozorňuje na fakt, že se v rovnicích neuvažuje s redukcí modulu pružnosti betonu vlivem dotvarování, což má vliv na šířku trhliny. Při výpočtu šířky trhlin od silových účinků bude použit efektivní modul pružnosti  $E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \varphi(\infty, t_0))$ .

$\rho_{p,eff}$  poměr  $A_s/A_{c,eff}$ , tj. poměr plochy výztuže a účinné plochy taženého betonu obklopující betonářskou stanovené jako  $A_{c,eff} = h_{c,eff} b$ , kde  $h_{c,eff}$  je:

$$h_{c,eff} = \min\left(2,5(h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2}\right) \quad (4)$$

kde  $h$  je výška průřezu,  $d$  je účinný výška průřezu a  $x$  je výška tlač. oblasti.

Poznámka: V případě, kdy jsou rozteče výztuže menší než  $5(c + \frac{\phi}{2})$ , tak lze do výpočtu  $A_{c,eff}$  použít celou šířku posuzovaného průřezu. V opačném případě je nutné použít efektivní šířku  $b_{c,eff}$  dle následujícího vztahu:

$$b_{c,eff} = 5\left(c + \frac{\phi}{2}\right) \quad (5)$$

kde  $c$  tloušťka krycí vrstvy a  $\phi$  je průměr prutu betonářské výztuže.

$k_t$  součinitel zohledňující délku trvání zatížení ;

$k_t = 0,6$  pro krátkodobé zatížení

$k_t = 0,4$  pro dlouhodobé zatížení

Poznámka: Dle článku [4] se má jako dlouhodobé zatížení uvažovat i smršťování v raném stádiu.

$f_{ct,eff}$  průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  nebo nižší.

**Poznámka:** Norma uvádí, že v případě očekávaného vzniku trhlin dříve než za 28 dní (případně 90 dní u betonů s pomalým nárůstem pevnosti), je žádoucí použít časově závislou hodnotu  $f_{ctm}(t)$ . Zde je však velmi složité určit čas, pro který se má časově závislá hodnota pevnosti betonu v tahu určit. Co se týče prvních raných trhlin, pro které je hodnota  $f_{ct,eff}$  klíčová, doporučuje se dle článků [4] a [5] použít  $f_{ct,eff} = (0,5 \text{ až } 0,6)f_{ctm}$ . Důvodem, proč se zmíněné články uchylují ke stanovení pevnosti betonu v tahu ve formě přibližného odhadu, je fakt, že tato pevnost je závislá na mnoha faktorech a okolnostech při výstavbě, které není možné v přípravné projektové fázi s jistotou odhadnout.

Maximální vzdálenost trhlin  $s_{r,max}$  může být stanovena dle rovnice:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \emptyset / \rho_{p,eff} \quad (6)$$

kde  $k_1$  součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže;

$k_1 = 0,8$  pro pruty s velkou soudržností

$k_1 = 1,6$  pro pruty s hladkým povrchem

$k_2$  součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření;

$k_2 = 0,5$  pro prostý ohyb

$k_2 = 1$  pro centrický tah

$k_3$  součinitel je dle [N4] roven 3,4. Dle článku [4] je potom vhodné v rámci ekonomičtějšího návrhu upravit hodnotu  $k_3$  dle vztahu následujícího vztahu, který závisí na tloušťce krycí vrstvy:

$$k_3 = 3,4 \left( \frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4 \quad (7)$$

$k_4$  je součinitel nabývající hodnoty 0,425;

$\emptyset$  průměr výztuže (případně ekvivalentní průměr, při užití více průměrů prutů)

$f_{ct,eff}$  viz definice v rovnici (3)

V případě, kdy je vzdálenost soudržné výztuže větší než mezní hodnota  $5(c + \frac{\phi}{2})$ , tak lze vypočítat  $s_{r,max}$  dle vztahu:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (8)$$

## 2.6.2 Stanovení minimální průřezové plochy výztuže pro omezení trhlin od silových účinků dle ČSN EN 1992-1-1 [N4]

Výpočet minimálního množství výztuže pro omezení trhlin vychází z rovnováhy mezi silou v betonu těsně před vznikem trhlin a tahovou silou ve výztuži bezprostředně po vzniku trhlin. Tato rovnováha se dá zapsat následovně:

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (9)$$

kde  $A_{s,min}$  je minimální plocha betonářské výztuže v tažené oblasti průřezu

$\sigma_s$  absolutní hodnota největšího napětí, které se připouští ve výztuži bezprostředně po vzniku trhliny. Hodnotu napětí lze uvažovat rovnou mezi kluzu, ale v případě návrhu za použití tabulek (nepřímý výpočet) může být a pravděpodobně ve většině případů bude nutná menší hodnota napětí;

$k_c$  součinitel zohledňující rozdělení napětí po průřezu před vznikem trhlin;

$$k_c = 0,4 \quad \text{pro prostý ohyb}$$

$$k_c = 1 \quad \text{pro centrický tah}$$

$$k_c = 0,4 \text{ až } 1 \quad \text{pro kombinaci normálové síly s ohybovým momentem lze vztahy dohledat v ČSN EN 1992-1-1}$$

$k$  součinitel zohledňující rozdělení napětí po průřezu před vznikem trhlin;

$$k = 1 \quad \text{pro průřezy tloušťky 300 mm}$$

$$k = 0,65 \quad \text{pro průřezy tloušťky 800 mm}$$

Poznámka: Hodnoty součinitele  $k$  pro mezilehlé tloušťky konstrukcí lze lineárně interpolovat.

$f_{ct,eff}$  viz definice v rovnici (3)

$A_{ct}$  Plocha části průřezu, která je těsně před vznikem trhliny tažená.

Minimální množství výztuže lze nyní jednoduše vyjádřit z rovnosti (9) jako:

$$A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (10)$$

## 2.7 Silová namáhání

Mezi silová namáhání bílých van patří: vlastní tíha konstrukce a ostatní stálá zatížení, užitná zatížení, zatížení přilehlou zeminou, zatížení vztlakem vody a případně další mimořádná zatížení.

Pro výpočet šířky trhlin od silových zatížení platí kapitola 2.6.1, přičemž klíčové je stanovení napětí v tahové výztuži  $\sigma_s$ , které je stanovené v průřezu porušeném trhlinami.



## 2.7.1 Stanovení napětí v tahové výztuži v průřezu porušeném trhlinou

Při výpočtu ideálních charakteristik jsou použity vztahy odpovídající ohybovému namáhání. Zanedbává se tedy normálová síla, která není v deskách obvykle významná a v případě stěn se nejčastěji jedná o tlakovou normálovou sílu, která na šířku trhlín působí příznivě, jelikož je zavírá.

### 2.7.1.1 Průřez neporušený trhlinami

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu není nutné stanovovat, jelikož pro výpočet šířky trhliny mají být dle normy ČSN EN 1992-1-1 [N4] použity charakteristiky průřezu porušeného trhlinou. S trhlinou porušeným průřezem se má počítat, i když ze samotného posudku vzniku trhlín vyplývá, že trhliny od silového namáhání nevzniknou. Průřez se totiž může porušit v průběhu výstavby například vlivem vynuceného namáhání při omezení volného přetvoření konstrukce.

### 2.7.1.2 Průřez porušený trhlinami

Napětí ve výztuži od silových účinků v průřezu porušeném trhlinami od kvazistálé kombinace zatížení se vypočte dle vztahu:

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E,kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) \quad (11)$$

kde  $\alpha_e$  je poměr modulů pružnosti oceli a betonu;

$I_{ir}$  moment setrvačnosti ideálního průřezu porušeného trhlinami;

$d$  účinná výška průřezu;

$x_{ir}$  výška tlačené oblasti vypočtená na ideálním průřezu porušeném trhlinami

Výška tlačené oblasti vypočtená na ideálním průřezu porušeném trhlinami se stanoví ze vztahu:

$$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right) \quad (12)$$

kde  $A_s$  plocha betonářské výztuže namáhaná ohybem;

$b$  šířka průřezu;

zbylé hodnoty jsou definovány výše v rovnici (11).

Moment setrvačnosti platný pro ideální průřez porušený trhlinami se stanoví ze vztahu:

$$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2 \quad (13)$$

Veličiny byly popsány výše v rovnici (12).

## 2.8 Vynucená namáhání

Vynucená namáhání spadají do kategorie nesilových účinků, které vznikají nejčastěji částečným nebo plným omezením deformace prvku při jeho objemové změně nebo nerovnoměrným rozdělením teploty či vlhkosti po průřezu. [6]

Pokud z důvodu vynucených namáhání je nutné navrhnout výztuž, která zajistí splnění požadavku na maximální šířku trhliny. Tato výztuž se navrhuje buďto na sílu působící v průřezu vzniklou omezeným přetvořením – tj. síla  $F_{ct,eff}$ , nebo na sílu, při které vzniknou v průřezu trhliny – tj. síla  $F_{cr}$ .

Návrh minimálního množství výztuže na omezení šířky trhlin má být dle [6] proveden na sílu:

- a)  $F_{ct,eff}$  – v případě, kdy síla vyvolaná omezeným přetvořením – tj. například třením v základové spáře  $F_{ct,eff}$  je menší než síla nutná k tvorbě trhlin  $F_{cr}$ . To tedy platí pro případy, kdy  $F_{ct,eff} < F_{cr}$ .
- b)  $F_{cr}$  – v případě, kdy síla vyvolaná omezeným přetvořením – tj.  $F_{ct,eff}$  je větší než síla nutná k tvorbě trhlin  $F_{cr}$ . To tedy platí pro případy, kdy  $F_{ct,eff} > F_{cr}$ .

Pro lepší pochopení bude uveden příklad základové desky s uvážením vlivu tření s podkladní vrstvou. V základové desce se vlivem tření s podkladem, které brání volnému přetvoření, generuje tahová síla  $F_{ct,eff}$ . V případě betonáže základové desky na vrstvu šterku se dá usuzovat, že hodnota tahové síly  $F_{ct,eff}$  bude nabývat relativně vysokých hodnot a pravděpodobně bude i větší než síla, při které v průřezu vznikne trhlina. V tomto případě nedává smysl navrhovat výztuž na sílu  $F_{ct,eff}$ , ale pouze na sílu při vzniku trhlin  $F_{cr}$ . V případě, kdybychom chtěli návrh výztuže optimalizovat, tak je možné zlepšit hodnoty součinitele tření – například volbou různých typů kluzných fólií. Úprava vlastností podloží může vést na značné snížení tahové síly  $F_{ct,eff}$  generované třením, která je potom v porovnání se silou při vzniku trhlin  $F_{cr}$  menší. V tomto případě by hypoteticky neměly trhliny vznikat (což samozřejmě nelze s jistotou u betonových konstrukcí nikdy zaručit), a tak není nutné navrhovat na sílu při vzniku trhlin  $F_{cr}$ , ale pouze na tahovou sílu od tření  $F_{ct,eff}$ .

Výpočet síly působící v průřezu vzniklé omezeným přetvořením  $F_{ct,eff}$  bude uvedeno jak pro základové desky v kapitole 2.8.1.1, tak pro stěny v kapitole 392.8.2.2.

### 2.8.1 Vynucená namáhání základových desek

Po betonáži dochází k zahřívání desky vlivem procesu hydratace. V případě, kdy by deska byla uložena na dokonale kluzném podloží a nebylo by tak bráněno její volné deformaci, tak by došlo k její objemové změně, aniž by v ní vznikly vnitřní síly. V realitě, však dokonale kluzného podloží nelze nikdy dosáhnout, a tak se při objemových změnách desky při ohřívání hydratačním teplem a následným chladnutím generují vnitřní síly. Tyto síly vznikají jako důsledek tření mezi spodním lícem desky a podkladem, na který je betonováno. [7]

Ve fázi zahřívání desky dochází vlivem tření s podkladem ke vzniku tahových sil při horním povrchu desky, a naopak při chladnutí desky se horní povrch stlačuje a tahové síly se tak generují na spodním líci. Třecí síly, které působí na základovou desku účinkují na jejím spodním líci, čímž jsou vůči střednici desky posunuté o  $\frac{1}{2}$  tloušťky desky. Tímto vyosením třecí síly generují ohybový moment, který by ve fázi zahřívání měl tendenci nadzvedávat prostředek desky a ve fázi chladnutí by měl tendenci nadzvedávat okraje desky. K nadzvedávání desky však nedochází, jelikož kdyby hypoteticky došlo k nadzvednutí části desky, tak dané místo ztrácí okamžitě kontakt s podkladem, a tudíž na daném místě přestávají působit třecí síly, a tedy i ohybový moment nadzvedávající desku. Na základě toho myšlenkového rozboru se pak dá zjednodušeně předpokládat, že napětí indukovaná třením jsou po průřezu konstantní a deska je tak namáhána centricky. [7]

Nárůst omezení deformace předpokládáme lineární od konce desky, kde je nulový, až po místo s nejvíce omezenou deformací, kde je maximální. Místa s maximálním omezením deformace jsou například výšková zalomení základové desky, dojezdy výtahových šachet nebo piloty provázané výztuží s deskou. [7]

Obecně lze chování základových desek rozdělit do třech po sobě jdoucích stádií. V prvním stádiu dochází k nárůstu teploty vlivem hydratace. Maximální teploty dosahují desky v závislosti na jejich tloušťce mezi 1. až 2. dnem po betonáži. Oteplením desky betonované na nedokonale kluzném podloží vzniká omezená deformace, jejímž důsledkem je vznik tahových napětí u horního povrchu a tlakových u dolního povrchu. V druhém stádiu dochází k postupnému ochlazení desky, které vede na vytvoření stavu napjatosti, který je přesně opačný tomu, který byl popsán v prvním stádiu. Tato fáze, která v závislosti na tloušťce desky končí 2 až 7 dní po betonáži, je pro návrh výztuže na omezení šířek trhlin rozhodující. Třetím stádiem je ukončení ošetřování horního povrchu desky, kdy dochází vlivem vysychání k tvorbě tahových napětí při povrchu. Průběh těchto napětí po průřezu je extrémně nelineární a možnost vzniku trhlin je dokonce větší než u stádia 2. Tyto trhliny však nezasahují do větších hloubek a tahová síla je v porovnání s tou ve stádiu chladnutí velmi malá. [7]

Obecně se tedy v rámci zjednodušení výpočtu uvažují pouze účinky hydratačního tepla ve stádiu 2, kdy dochází k chladnutí desky. Dále se uvažuje tření s podložím a předpokládá se, že průřez je potrhaný. [7]

### **2.8.1.1 Stanovení tahové síly působící v průřezu kvůli omezení přetvoření**

Rozlišují se 2 případy tahové síly, která vyplývá z omezení přetvoření základové desky. Prvním případem je síla vzniklá částečným omezením přetvoření. Typickým příkladem částečného omezení je tření základové desky v základové spáře, za předpokladu možného pokluzu desky po podloží. Pokud je naopak pokluzu zabráněno a deska je pevně držena proti přetvoření, tak se jedná o plně omezené přetvoření. Typickým příkladem plného omezení je zabránění přetvoření desky v místě piloty, která má provázanou výztuž s deskou, nebo v místě dojezdu výtahové šachty, která vytváří jakousi zarážku, k jejímž směrem se potom deska smršťuje. [6]

V případě částečně omezené deformace vlivem tření v základové spáře se bude generovat v desce tahová síla  $F_{ct,eff}$  definovaná vztahem dle [6]:

$$F_{ct,eff} = \frac{1}{2} \gamma \mu \sigma_0 l_0 \quad (14)$$

- kde  $\gamma$  součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti
- $\mu$  součinitel tření rozebraný detailněji v kapitole 2.9.1.
- $\sigma_0$  napětí v základové spáře od vl.tíhy desky a užitého zatížení (to reprezentuje vl. tíhu bednění)
- $l_0$  délka desky za předpokladu pokluzu směrem do středu desky

V případě plně omezené deformace bude před vznikem trhlin vznikat v betonu efektivní tahová síla  $F_{ct,eff}$  definovaná vztahem dle [6 str. 78]:

$$F_{ct,eff} = f_{ct,eff} A_{c,eff} \quad (15)$$

, kde hodnoty  $f_{ct,eff}$  a  $A_{c,eff}$  byly definovány v rovnicích (3) a (4)

### 2.8.1.2 Stanovení tahové síly v průřezu při vzniku trhlin

Síla působící v průřezu bezprostředně před vznikem trhlin je dle [6 str. 84] definována vztahem:

$$F_{cr} = k_c k f_{ctf} A_{ct} \quad (16)$$

, kde hodnoty  $k_c, k, f_{ctf}, A_{ct}$  byly definovány v rovnici (9).

Poznámka k součiniteli  $k_c$  : součinitel zohledňuje průběh napětí po průřezu. V případě vynucených namáhání se nejčastěji uvažuje, že je prvek v centrickém tahu.

### 2.8.1.3 Návrh výztuže základové desky se zohledněním tření v základové spáře dle [6]

Jedná se o návrh výztuže při částečně omezeném přetvoření, které je způsobeno třením mezi podkladem a základovou konstrukcí.

Prvním krokem je stanovení efektivní tahové síly  $F_{ct,eff}$  v betonu dle kapitoly 2.8.1.1 vzniklé třením. V druhém kroku se potom provede porovnání této tahové síly s tahovou silou v betonu těsně před vznikem trhlin  $F_{cr}$  dle kapitoly 2.8.1.2. Pokud je efektivní tahová síla v betonu vzniklá třením, menší než síla v betonu těsně před vznikem trhlin, tak se navrhuje na sílu  $F_{ct,eff}$ . V opačném případě na tahovou sílu v betonu těsně před vznikem trhlin  $F_{cr}$ .

V případě návrhu výztuže na tahovou sílu těsně před vznikem trhlin  $F_{cr}$  lze využít vztahy pro minimální množství výztuže uvedené v kapitole 2.8.3.

Dále je možné použít přímý výpočet dle [4], při kterém je navržena výztuž a pro dané vyztužení vypočtena šířka trhliny, která je porovnána s maximální přípustnou šířkou trhliny. Výpočet šířky trhlin vychází z normy ČSN EN 1992-1-1 [N4], kde hodnota napětí ve výztuži při vzniku primární trhliny vychází z rovnováhy mezi silou v betonu těsně před vznikem trhlin a tahovou silou ve výztuži bezprostředně po vzniku trhlin. Tato rovnováha je uvedena v rovnici (9) a je z ní vyjádřeno zmíněné napětí ve výztuži. Ve stádiu raných trhlin se potom použije efektivní tahová pevnost betonu  $f_{ct,eff} = (0,5 \text{ až } 0,6)f_{ctm}$ .

Poznámka: Při dosažení minimálních ploch výztuže vypočtených dle 2.8.3 do výše zmíněného výpočtu podle [4], se vypočtená hypotetická šířka trhliny rovná požadované maximální šířce trhliny.

V případě návrhu výztuže na sílu  $F_{ct,eff}$ , bude stanovena minimální plocha výztuže bez ohledu na šířku trhlin jako:

$$A_{s,min} = F_{ct,eff}/f_{y,d} \quad (17)$$

kde  $f_{y,d}$  návrhová mez kluzu betonářské výztuže.

Následně bude navržena plocha výztuže  $A_{s,prov}$  a bude vypočteno konkrétní napětí ve výztuži ze vztahu:

$$\sigma_s = F_{ct,eff}/A_{s,prov} \quad (18)$$

Toto napětí bude využito při výpočtu šířky trhlin ve vztahu (3). Pokud šířka trhlin nevyhovuje požadavkům na trvanlivost a vodonepropustnost, je potřeba návrh výztuže upravit.

#### **2.8.1.4 Návrh výztuže základové desky při plně omezeném přetvoření**

Pro návrh výztuže lze využít vztahů pro minimální plochu výztuže pro plně omezené přetvoření uvedených v kapitole 2.8.3. Případně je možné použít přímý výpočet dle [4] popsáný v kapitole 2.8.1.3.

### **2.8.2 Vynucená namáhání stěn betonovaných na starší základ**

Obdobně jako u základových desek lze i u stěn rozdělit chování do třech po sobě jdoucích stádií. Jedná se opět o stádium nárůstu teploty vlivem hydratace, chladnutí stěny a prudkého vysychání stěny po odbednění. [7]

V první stádiu, kdy dochází k ohřívání konstrukce vlivem tvorby hydratačního tepla, je princip chování stěny podobný jako u základové desky. Tah se generuje v povrchových vrstvách a tlak je ve středu stěny. U stěn se pak projevuje významně fakt, že jsou po své délce v patě upnuté do základové desky. Výsledná napjatost je pak dána součtem napětí vyplývajících z nerovnoměrného rozdělení teplot po průřezu a napětí vzniklého omezenou deformací stěny. Pro zjednodušení lze zanedbat příznivý vliv tlakových napětí od nerovnoměrného rozdělení teplot po průřezu. [7]

Nejčastější příčinou vzniku raných trhlin je opět druhé stádium, ve kterém dochází k ochlazení stěny. Při návrhu výztuže se zanedbává příznivý vliv souběžně probíhajícího smršťování základové desky. Toto stádium je pro návrh výztuže na rané trhliny klíčové. [7]

I u stěn tedy platí, že v rámci zjednodušení se ve výpočtu uvažují pouze ty nejvýznamnější účinky, a to účinky hydratačního tepla konkrétně ve stádiu chladnutí stěny s uvažováním omezení deformací vlivem vetknutí stěny do základové desky. [7]

### 2.8.2.1 Namáhání stěny při omezeném přetvoření

Při chladnutí stěny dochází k úniku hydratačního tepla, což způsobuje při omezení přetvoření vznik tahových napětí. Celkové tahové napětí v betonu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny se značí jako  $\sigma_{ct,ges}$  a může být stanoveno ze vztahů uvedených v publikacích [6], [7] nebo [8]. Při bližším studiu byl odhalena chyba v publikaci [6], kde uvedený vzorec jednotkově nesedí. Zbylé 2 vztahy se zdají být správně a při dosažení bylo zjištěno, že poskytují velmi podobné hodnoty. Pro výpočet bude v rámci této práce dále použit vztah z publikace [8]:

$$\sigma_{ct,ges} = k\alpha_t\Delta T_{b,W_F}E_{ct} \quad (19)$$

kde  $\alpha_t$  je součinitel teplotní roztažnosti betonu bude uvažován dle vztahu z článku [7]:  $[10+9\exp(-0,588*t_{max,T})]*10^{-6}$

$k$  součinitel možnosti posunu stavebních prvků, který se pro stěny betonované na základové desky obvykle uvažuje jako  $k = 1$

$\Delta T_{b,W_F}$  rozdíl mezi střední teplotou stěny a teplotou základové desky určen jako;

$$\Delta T_{b,W_F} = k_{T,v}T_{c,0} + \Delta T_{c,H} - T_F \quad (20)$$

kde  $k_{T,v}$  je součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku;

= 0,5 pro tloušťku prvku do 0,3 m

= 0,7 pro tloušťku prvku od 0,5 do 3 m

= 0,5 pro tloušťku prvku nad 3 m

$T_{c,0}$  teplota čerstvého betonu

$\Delta T_{c,H}$  vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla  $H_w$  podle vztahu:

$$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \frac{cH_w}{Q_{c,0}} \quad (21)$$

$T_F$  teplota základové desky

$E_{ct}$  modul pružnosti mladého betonu při dosažení tahové pevnosti betonu odpovídající času  $t_{max,T}$  (viz níže);

Stáří betonu	$E_{ct}/ E_{c28}$
8 hodin	0,10
12 hodin	0,25
16 hodin	0,45
24 hodin	0,65
2 dny	0,85
14 dní	1,00

Tabulka 13 Moduly pružnosti mladého betonu dle [6]

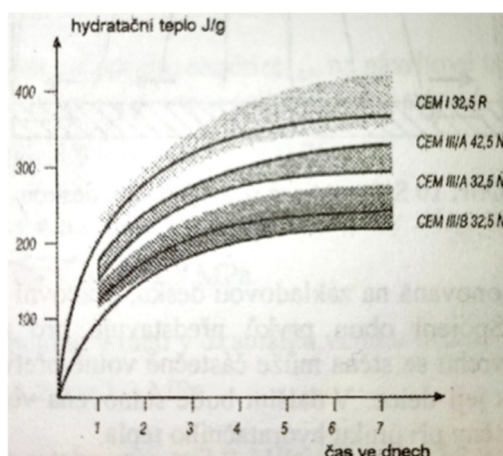
kde  $c$  množství cementu v kg v  $1 m^3$  betonové směsi;

$\alpha_c$  součinitel vyjadřující poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teoretickým vzrůstem teploty závislý na tloušťce prvku a typu bednění;

Tloušťka prvku	$\alpha_c$
< 0,4 m	0,75
0,6 m	0,80
0,8 m	0,85
1,0 m	0,95
> 2 m	1,00

Tabulka 14 Hodnoty součinitele  $\alpha_c$  dle [6]

$H_w$  hydratační teplo cementu [J/g] dosažené v čase  $t_{maxT}$  dle grafu níže (Obrázek 3);



Obrázek 3 Závislost hydratačního tepla na čase dle [6]

$t_{maxT}$  čas, ve kterém je dosaženo maximálního rozdílu mezi teplotou v jádru betonu a povrchovou teplotou prvku a který lze stanovit pomocí vztahu:  $t_{maxT} = 0,8h + 1$  [dní], kde  $h$  je tloušťka prvku;

$Q_{c,0}$  tepelná kapacita betonu – lze uvažovat jako  $Q_{c,0} = 2500 \text{ kJ}/(\text{m}^3\text{K})$ ;

Tahové napětí indukované únikem hydratačního tepla při omezeném přetvoření konstrukce závisí na délce stěny. Předpokládá se, že vzniklé tahové napětí se ze stěny do desky přenáší na délce rovné  $\frac{1}{2}$  výšky stěny od konců stěny a mezi těmito okrajovými částmi se nachází oblast plného omezení přetvoření, ve které mohou vznikat trhliny. Rozdělení napětí po průřezu většinou není konstantní a závisí zejména na poměru délky a výšky stěny. Z dlouhodobého pozorování vyplývá, že čím větší je poměr délky a výšky stěny, tím rovnoměrnější napětí panuje po výšce průřezu.

Doporučuje se předpokládat, že maximální tahové napětí v betonu se nachází zhruba v  $\frac{1}{4}$  výšky stěny. Toto napětí označujeme za návrhové a může být dle [6] určeno pomocí následujícího vztahu:

$$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges} \quad (22)$$

kde  $k_{ct,d}$  je součinitel zohledňující poměr výšky a délky stěny dle tabulky níže:

Poměr celkové délky stěny k její výšce	$k_{ctd}$
$L_0/H \leq 1$	$\approx 0,20$
$L_0/H \leq 2$	$\approx 0,45$
$L_0/H \leq 3$	$\approx 0,55$
$L_0/H \leq 4$	$\approx 0,65$
$L_0/H \leq 6$	$\approx 0,75$
$L_0/H \leq 8$	$\approx 0,85$
$L_0/H \leq 10$	$\approx 0,95$
$L_0/H > 10$	$= 1,00$

Tabulka 15 Hodnoty součinitele  $k_{ctd}$  dle [6]

### 2.8.2.2 Návrh výztuže stěn při částečně omezeném přetvoření

Stěna betonována na starší základ, je podél dolní hrany provázána startovací výztuží se základovou deskou, což pro stěnu představuje výrazné omezení přetvoření. U horní hrany stěny však může docházet k částečně volnému přetvoření. Čím je stěna vyšší v poměru k její délce, tím se může volněji přetvářet. Naopak velmi dlouhá stěna bude uprostřed délky mít přibližně stejnou hodnotu tahového napětí, jelikož uprostřed délky bude vliv volného přetváření krajů stěny minimální. Tento fenomén je se odráží i v tabulce níže (Tabulka 19).

Návrh výztuže potom může vycházet z výpočtu šířek trhlin dle ČSN EN 1992-1-1 [N4] nebo podle normy ČSN EN 1992-3 [N3].



### **Výpočet č. 1 dle ČSN EN 1992-1-1 a publikace [6]**

Pokud by se návrh výztuže prováděl na základě výpočtu šířky trhliny dle normy ČSN EN 1992-1-1 [N4], tak je nutné stanovit napětí ve výztuži  $\sigma_s$ . Toto napětí by se odvíjelo od toho, z jaké síly se napětí ve výztuži vypočte – jinými slovy, zdali vznikají trhliny či nikoliv. Zde se setkáme s různými přístupy, které se liší v tom, jak přistupují k určení napětí ve výztuži. V rámci rešerše literatury byly nalezeny 2 přístupy. V případě publikace [6] má být napětí ve výztuži v případě vzniku trhlin vypočteno ze síly odpovídající tahové síle v betonu těsně před vznikem trhlin  $F_{cr}$  dle vztahu (16) následovně:

$$\sigma_s = F_{cr} / A_{s,prov} \quad (23)$$

V případě opačném, tedy pokud návrhové tahové napětí  $\sigma_{ct,d}$  v betonu nepřesáhne pevnost betonu v tahu  $f_{ct,eff}$  a trhliny tak nevzniknou, bude výztuž navržena na sílu  $F_{ct,eff}$  podle vztahu:

$$F_{ct,eff} = \sigma_{ct,d} A_{c,eff} \quad (24)$$

z této síly se následně dopočte napětí ve výztuži jako:

$$\sigma_s = F_{ct,eff} / A_{s,prov} \quad (25)$$

### **Výpočet č. 2 dle ČSN EN 1992-1-1 a publikace [8]**

V publikaci [8] se však setkáváme s rozdílným přístupem, který nerespektuje logiku výpočtu stanovenou v kapitole 2.8, která je popsána v publikaci [6]. V této publikaci se totiž v případě vzniku trhlin nenavrhuje na sílu v betonu těsně před vznikem trhlin  $F_{cr}$ , ale navrhuje se na tahovou sílu v betonu vycházející z tahového napětí od hydratačního tepla. Tato síla se určí ze vztahu:

$$F_{ct,eff} = \sigma_{ct,d} A_{ct} \quad (26)$$

z té se následně dopočte napětí ve výztuži jako:

$$\sigma_s = \sigma_{ct,d} A_{ct} / A_{s,prov} \quad (27)$$

**Komentář k výpočtům 1 a 2 dle ČSN EN 1992-1-1:** U stěn převážně trhliny vznikají budou, a tak teď budou shrnuty výpočty právě v případě vzniku trhlin. Síla  $F_{cr}$  stanovená ze vztahu (16) je z podstaty věci (platí, že:  $f_{ct,eff} < \sigma_{ct,d}$ ) vždy menší a maximálně rovna síle stanovené ze vztahu (26). Proto je výpočet dle [6] ekonomičtější a výpočet dle [8] konzervativnější a může tak vést na výrazně větší množství výztuže v závislosti na tom, o kolik je vzniklé napětí  $\sigma_{ct,d}$  větší než pevnost betonu v tahu. Zhodnotit, který z přístupů je vhodnější, případně zdali výpočet napětí ve výztuži ze síly  $F_{cr}$  dle vztahu (16) nevede na poddimenzování, není v tuto chvíli možné, jelikož chybí více zdrojů, které by se problematikou podrobněji zabývaly a vysvětlovaly ji odbornému publiku.

Je však nutné podotknout, že lze dopodrobna rozebírat veškeré výpočty a předpoklady, nebude-li však konstrukce prováděna ve vysokém standardu firmou se zkušenostmi s realizací bílých van, která bude dodržovat vysokou technologickou kázeň, tak mohou široké trhliny vzniknout nezávisle na tom, jak předimenzovaná konstrukce je.

### **Výpočet č. 3 dle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 a publikace [9]**

Alternativně lze také výztuž navrhnout na základě výpočtu šířky trhlin dle normy ČSN EN 1992-3 [N3], ve které se výpočet šířky trhlin zabývá výhradně nesilovými účinky, konkrétně účinky hydratačního tepla při různě omezené volné deformaci. Tento výpočet šířky trhlin vychází z normy ČSN EN 1992-1-1 [N4] s tím, že nabízí explicitně vzorce pro stanovení rozdílu přetvoření výztuže a betonu pro různé typy omezení přetvoření. Blíže je výpočet dle zmíněné normy popsán v kapitole 2.8.4.

Ve chvíli, kdy je známo celkové tahové napětí v betonu vzniklé účinky hydratačního tepla, tak lze výhodně použít vztahu (31) pro určení rozdílu přetvoření a dopočítat hodnotu  $\varepsilon_{free}$ , která v daném vzorci vystupuje a představuje relativní přetvoření stěny, kterého by stěna teoreticky mohla dosáhnout, pokud by jí nic neomezovalo ve volné deformaci. Relativní přetvoření  $\varepsilon_{free}$  by se pak dle [9] dalo stanovit ze vztahu:

$$\varepsilon_{free} = \frac{\sigma_{ct,ges}}{E_{ct}} = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{\alpha_t \Delta T_{b,Wf} L_0}{L_0} = \alpha_t \Delta T_{b,Wf} \quad (28)$$

kde  $E_{ct}$  je modul pružnosti definovaný ve vztahu (19);

$\sigma_{ct,ges}$  je celkové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny;

$L_0$  délka betonážního záběru, případně vzdálenost mezi smršťovacími spárami

$\alpha_t$  a  $\Delta T_{b,Wf}$  viz rovnice (20).

### **Výpočet č. 4 dle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 a publikace [10]**

Určení  $\varepsilon_{free}$  dle vztahu (28) je tedy prvním způsobem, jak přistoupit ke stanovení této hodnoty. Druhý způsob vychází z předpokladu, že volná deformace stěny je rovna celkovému autogennímu smrštění a smrštění od vysychání na konci životnosti objektu, které je stanoveno dle normy [N4]. Tedy platí, že  $\varepsilon_{free} = \varepsilon_{cs,\infty}$ . [10]

**Komentář 1 k výpočtům 3 a 4 dle ČSN EN 1992-1-1 [N4] a ČSN EN 1992-3 [N3]:** Výpočty se od sebe liší určením hodnoty volného přetvoření  $\varepsilon_{free}$ . Výpočet  $\varepsilon_{free}$  dle vztahu (28) vede na poměrně malé šířky trhlin. Fyzikálně se jedná o poměrné přetvoření stěny v jejím podélném směru od ochlazení z maximální teploty vzniklé při oteplení stěny vývinem hydratačního tepla ( $k_{T,v} T_{c,0} + \Delta T_{c,H}$ ) na teplotu základové desky  $T_F$  (případně okolního vzduchu). Výpočet se zdá být logicky správný, avšak důvod, proč vede na poměrně příznivé šířky trhlin není zcela jasný. Tímto důvodem může být, že hodnota  $\varepsilon_{free}$  dle (28) je rovna pouze poměrnému smrštění od ochlazení, ale zcela zanedbává účinky smršťování, které samy o sobě vedou na větší šířku trhlin (porovnáme-li oba výpočty – [9] a [10]) a zároveň mohou působit současně. Proto se jeví jako žádoucí použít součet hodnot  $\varepsilon_{free}$  od ochlazení a smršťování.

**Komentář 2 k druhým dvěma výpočtům dle ČSN EN 1992-1-1 [N4] a ČSN EN 1992-3 [N3]:** Při sestavení výpočtů bylo pozorováno, že vypočtené hypotetické šířky trhlin vycházejí v porovnání s výpočtem podle ČSN EN 1992-1-1 menší. Tento fenomén byl pozorován i v případě, kdy byly hodnoty  $\varepsilon_{free}$  od ochlazení a smršťování sčítány, což je zarážející, jelikož norma ČSN EN 1992-3 pro nádrže a zásobníky by měla být přísnější a vypočtené šířky trhlin by měly být v porovnání s výpočtem dle ČSN EN 1992-1-1 logicky větší. Tato nelogičnost poukazuje na nekompatibilitu ČSN EN 1992-3 s nadřazenou normou ČSN EN 1992-1-1. Tento fakt byl potvrzen i Ing. Jiřím Šmejkaem, který tuto domněnku potvrdil.

### **2.8.2.3 Návrh výztuže stěn při plně omezeném přetvoření**

Pro návrh výztuže stěn při plném omezení přetvoření lze využít vztahy pro minimální množství výztuže uvedené v kapitole 2.8.3.

Dále lze použít přímý výpočet podle [4] popsany výše v kapitole 2.8.1.3.

Dále lze pro návrh výztuže použít vztahů v normě ČSN EN 1992-3 [N3].

I zde platí komentář k nejasnosti výpočtu ve chvíli, kdy vznikají trhliny, který je popsán v kapitole 2.8.2.2.

### **2.8.3 Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin od vynucených namáhání**

Jedná se o minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin vzniklých plným omezením volné deformace. Výztuž je tedy navržena na tahovou sílu, která je ekvivalentní tahové síle v betonu těsně před vznikem trhlin podle kapitoly 2.8 b).

#### **2.8.3.1 Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [5]**

Ve článku jsou uvedeny explicitně veškerá řešení kvadratické rovnice pro případy, kdy je prvek tažený a kdy ohýbaný. Kořeny kvadratických rovnice jsou v následujících tvarech:

Ohýbaný prvek	Tažený prvek
<b>Pro případ, kdy se rozdíl poměrných přetvoření stanoví ze vztahu:</b> $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} \left( \sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) \right)$ <p style="text-align: center;"><b>platí:</b></p> $0 = A_{s,min}^2 + B_i A_{s,min} + C_i \text{ kořen kvadratické rovnice}$ $A_{s,min} = -\frac{B_i}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{B_i}{2}\right)^2 - C_i}.$	
$A_{s,min,21} = -\frac{B_{21}}{2} + \sqrt{\left(\frac{B_{21}}{2}\right)^2 - C_{21}}$	$A_{s,min,11} = -\frac{B_{11}}{2} + \sqrt{\left(\frac{B_{11}}{2}\right)^2 - C_{11}}$
$B_{21} = -\frac{0,4s_3 f_{ct,ef} (kA_{ct} - A_{c,eff})}{E_s w_k}$	$B_{11} = -\frac{s_3 f_{ct,ef} (kA_{ct} - 0,4A_{c,eff})}{E_s w_k}$
$C_{21} = -\frac{0,068 \phi A_{c,eff} f_{ct,ef} (kA_{ct} - A_{c,eff})}{E_s w_k}$	$C_{11} = -\frac{0,17 \phi A_{c,eff} f_{ct,ef} (kA_{ct} - 0,4A_{c,eff})}{E_s w_k}$
<b>Pro případ, kdy se rozdíl poměrných přetvoření stanoví ze vztahu:</b> $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ <p style="text-align: center;"><b>platí:</b></p> $A_{s,min,12} = -\frac{B_{12}}{2} + \sqrt{\left(\frac{B_{12}}{2}\right)^2 - C_{12}}$	
$A_{s,min,22} = -\frac{B_{22}}{2} + \sqrt{\left(\frac{B_{22}}{2}\right)^2 - C_{22}}$	$A_{s,min,12} = -\frac{B_{12}}{2} + \sqrt{\left(\frac{B_{12}}{2}\right)^2 - C_{12}}$
$B_{22} = -\frac{0,24k s_3 f_{ct,ef} A_{ct}}{E_s w_k}$	$B_{12} = -\frac{0,6s_3 f_{ct,ef} kA_{ct}}{E_s w_k}$
$C_{22} = -\frac{0,041 \phi A_{c,eff} f_{ct,ef} kA_{ct}}{E_s w_k}$	$C_{12} = -\frac{0,204 \phi A_{c,eff} f_{ct,ef} kA_{ct}}{E_s w_k}$
<p><b>kde <math>s_3 = k_3 c</math> a <math>w_k</math> je požadovaná šířka trhlín.</b></p> <p><b>Veličiny byly definovány výše v rovnicích (3), (15) a (16).</b></p>	

**Tabulka 16** Shrnutí řešení kvadratické rovnice, jejíž kořeny jsou minimální plochy výztuže z hlediska návrhu na plně omezené vynucené namáhání dle [5]

### 2.8.3.2 Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [7]

Ve článku jsou uvedeny explicitně řešení kvadratické rovnice pro případy, kdy je prvek tažený a kdy ohýbaný. Kořeny kvadratických rovnice jsou v následujících tvarech:

<p><b>Kořeny jsou ve tvaru:</b></p> $a_{s,\min} = \max \left\{ \frac{-b_I + \sqrt{b_I^2 - 4a_I c_I}}{2a_I}; \frac{-b_{II} + \sqrt{b_{II}^2 - 4a_{II} c_{II}}}{2a_{II}} \right\}$	
$a_I = w_k E_s,$ $b_I = -0,6 k_3 c n_{ct,1},$ $c_I = -0,6 k_1 k_2 k_4 \phi b h_{c,\text{eff}} n_{ct,1}$	$a_{II} = w_k E_s + k_3 c k_t \alpha_e f_{ct,\text{eff}},$ $b_{II} = -k_3 c (n_{ct,1} - k_t n_{ct,\text{eff}}) + k_1 k_2 k_4 \phi \alpha_e k_t n_{ct,\text{eff}},$ $c_{II} = -k_1 k_2 k_4 \phi b h_{c,\text{eff}} (n_{ct,1} - k_t n_{ct,\text{eff}}),$
<p>kde efektivní tahová síla v betonu před vznikem trhliny je stanovena dle vztahu:</p> $n_{ct,\text{eff}} = b h_{c,\text{eff}} f_{ct,\text{eff}},$ <p>a tahová síla v betonu těsně před vznikem trhliny je vypočtena ze vztahu:</p> $n_{ct,1} = a_{s,\min} \sigma_s = k_c k_a c f_{ct,\text{eff}},$ <p>kde <math>s_3 = k_3 c</math> a <math>w_k</math> je požadovaná šířka trhlin. zbylé veličiny byly definovány výše v rovnicích (3), (15) a (16). <i>Pozn.: Rovnice, akorát s jiným značením sil, odpovídají rovnicím (15) a (16) v daném pořadí.</i></p>	

Tabulka 17 Kořeny kvadratické rovnice vyjadřující minimální plochu výztuže z hlediska návrhu na plně omezené vynucené namáhání dle [7]

### 2.8.3.3 Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [11]

V tomto článku je uvedena pouze kvadratická rovnice, jejíž kořeny nebyly stanoveny explicitně, a tak byly stanoveny pomocí diskriminantu a obecně uznávaných tvarů pro hledání řešení kořenů kvadratické rovnice. Jeden z kořenů však nabývá záporné hodnoty, což je z praktického hlediska nesmyslné.

$$\frac{w_k E_s}{0,6 k_c k_a f_{ct,\text{eff}}} a_{s,\min}^2 - k_3 c a_{s,\min} - k_1 k_2 k_4 \phi a_{ct} = 0 \quad (29)$$

### 2.8.3.4 Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin uvedený v [6]

V této publikaci je dostupné explicitně vyjádřené řešení kvadratických kořenů ve tvaru:

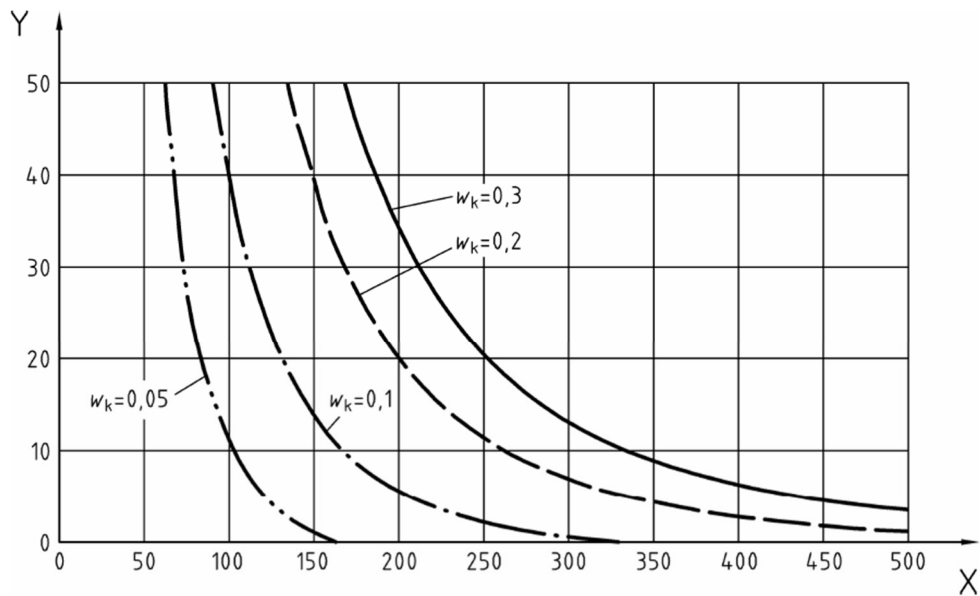
<p>Kořeny jsou ve tvaru:</p> $A_s = \frac{-K_b + \sqrt{-K_b^2 - 4 \cdot K_a \cdot K_c}}{2K_a}$
$K_a = E_s w_k$
$K_b = -3,4c(F_s - 0,4F_{cr})$
$K_c = -0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} (F_s - 0,4F_{cr})$
<p>kde <math>F_{cr}</math> efektivní tahová síla v betonu před vznikem trhliny a <math>F_s</math> je tahová síla v betonu těsně před vznikem trhliny; zbylé veličiny byly definovány výše v rovnicích (3), (15) a (16). <b>Pozn.: Síly <math>F_{cr}</math> a <math>F_s</math> definovány vztahy (15) a (16).</b></p>

Tabulka 18 Kořeny kvadratické rovnice vyjadřující minimální plochu výztuže z hlediska návrhu na plně omezené vynucené namáhání dle [6]

### 2.8.4 Výpočet šířky trhlin dle ČSN EN 1992-3 [N3]

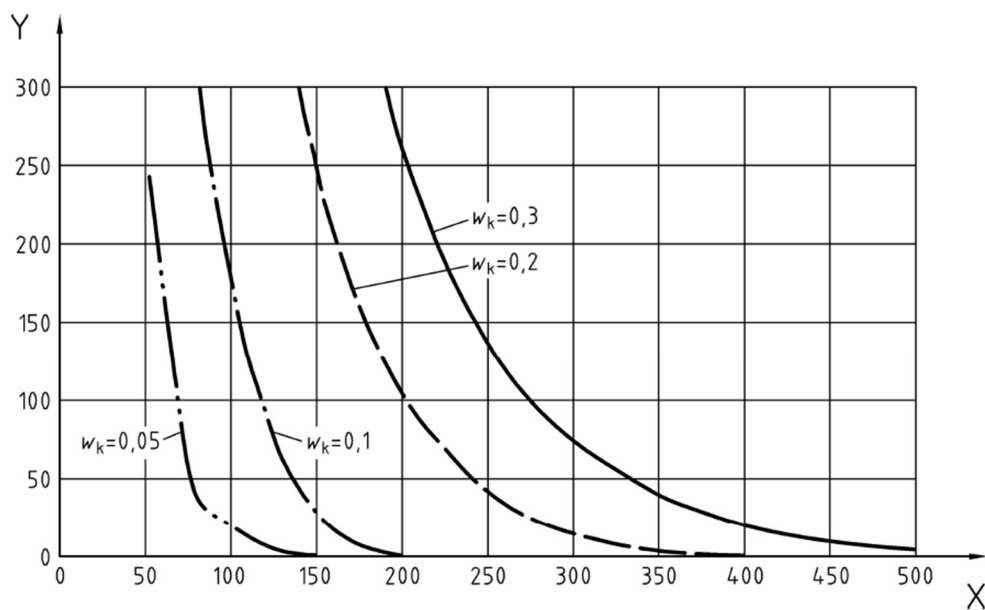
I v této normě jsou uvedeny metodiky přímého a nepřímého řešení. Norma nabízí projektantům dvojici grafů, ve kterých je znázorněno, jakou maximální rozteč a jaký maximální průměr prutů výztuže lze při určitém napětí ve výztuži a při požadované maximální přípustné trhlíně použít.

Důležité je podotknout, že výpočet šířky trhlin, který je uveden v ČSN EN 1992-3 [N3] je výhradně zaměřen na výpočet šířky trhlin od vynucených namáhání v raném stádiu způsobených nárůstem hydratačního tepla a následným chladnutím.



X napětí ve výztuži,  $\sigma_s$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 Y maximální průměr prutu (mm)

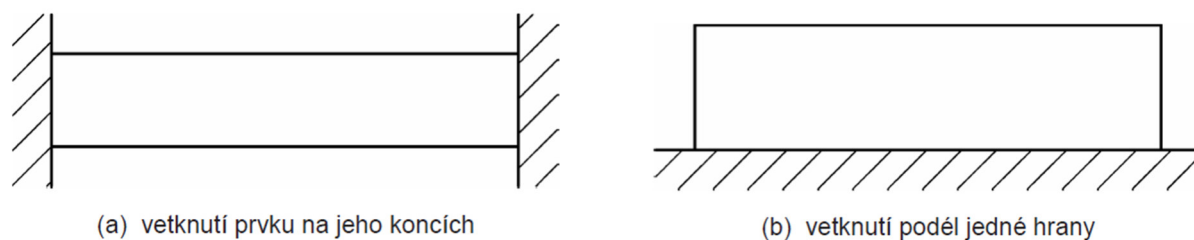
**Obrázek 4** Maximální průměry prutů pro omezení šířky trhlin u prvků namáhaných tahem dle [N3]



X napětí ve výztuži,  $\sigma_s$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 Y maximální vzdálenost prutů (mm)

**Obrázek 5** Maximální rozteče prutů pro omezení šířky trhlin u prvků namáhaných tahem dle [N3]

Jak již bylo popsáno výše, namáhání průřezu je důsledkem omezené deformace. Norma ČSN EN 1992-3 [N3] rozeznává 2 základní typy omezení přetvoření. Jedná se o případ vetknutí prvku po obou stranách a vetknutí prvku podél jedné jeho hrany. Typy omezení jsou patrné z následujícího vyobrazení:



Obrázek 6 Typy omezení přetvoření dle [N3]

V případě vetknutí prvku na jeho koncích se bavíme zejména o betonáži stěny mezi dvěma již existujícími částmi. Příklad vetknutí podél jedné hrany je reprezentuje betonáž stěny na starší tuhý základ.

Výpočet šířky trhlin zůstává stejný jako v normě ČSN EN 1992-1-1 s rozdílem, že hodnota rozdílu přetvoření ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) je explicitně specifikována pro jednotlivé typy omezení (a) a (b).

V případě (a) – vetknutí prvku po obou stranách se rozdíl přetvoření stanoví jako:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,5\alpha_e k_c k f_{ct,eff} \left(1 + \frac{1}{\alpha_e \rho}\right) / E_s \quad (30)$$

kde hodnoty  $\alpha_e, k_c, k, \rho, f_{ct,eff}$ , byly definovány výše v rovnicích (3) a (9).

V případě (b) – vetknutí prvku podél jedné jeho strany se rozdíl přetvoření stanoví jako:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \varepsilon_{free} \quad (31)$$

kde  $R_{ax}$  je součinitel omezení přetvoření;

$\varepsilon_{free}$  poměrné přetvoření, které by nastalo v případě zcela uvolněného prvku

Součinitel omezení přetvoření  $R_{ax}$  může být stanoven na základě konkrétních tuhostí dotčených prvků, nebo může být převzat z následující tabulky, eventuálně ze schémat uvedených níže.

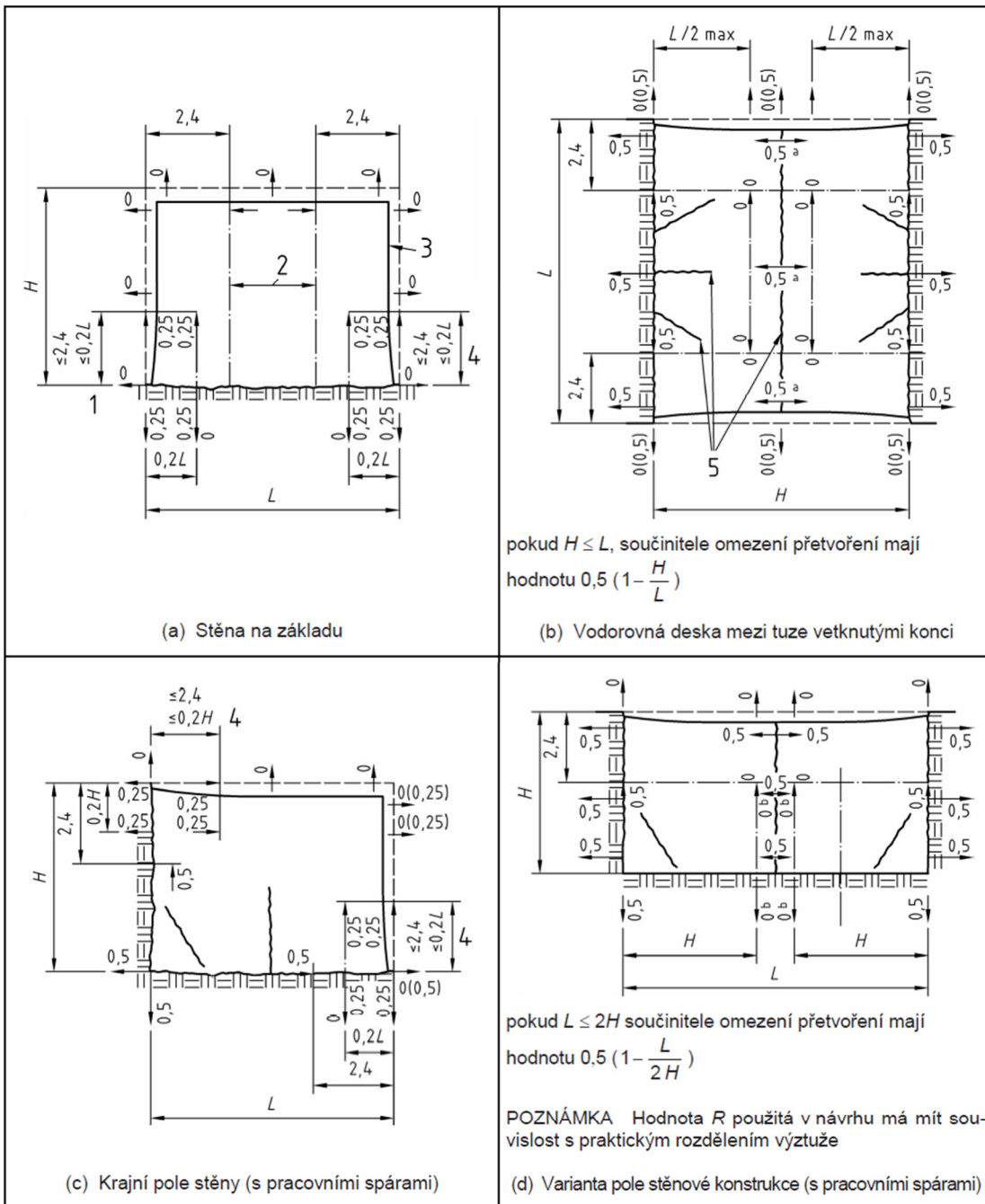
Poměr L/H (viz obrázek L.1)	Součinitel omezení přetvoření	
	u základu	ve vrcholu
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
>8	0,5	0,5

Tabulka 19 Součinitele omezení přetvoření ve středních oblastech stěn dle [N3]



Ačkoliv se výpočet šířky trhlin v důsledku omezení vynucených přetvoření zdá být na první pohled poněkud omezený, protože nabízí pouze 2 typy omezení ((a) a (b)), tak poskytuje ve skutečnosti celou škálu typových případů omezení. V rámci výpočtu rozdílu přetvoření pro typ namáhání „vetknutí podél jednoho okraje“, dle rovnice (31) se totiž pomocí součinitelem  $R_{ax}$  dá postihnout hned několik dalších běžných návrhových situací. Jedná se o již zmíněnou volně stojící stěnu betonovanou na starší základ (Obrázek 6 var. – (a)), vodorovnou desku mezi tuze vetknutými konci (Obrázek 6 var. – (b)), krajní pole stěny s pracovními spárami (Obrázek 6 var. – (c)) a vnitřní pole konstrukce (Obrázek 6 var. – (d)).

Co se týče varianty (a) (= samostatně stojící stěně vybetonované na starší podklad), tak je možné ji aplikovat na volně stojící stěny a krajní úseky stěn v rámci prvního záběru betonáže. Variantu (b) (= konstrukční celky, které jsou podél 2 protějších stran tuze vetknuty) lze aplikovat například v situaci, kdy je stropní deska uložena a provázána s podélnými (eventuálně příčnými) stěnami, jejichž ohybová tuhost brání desce ve volném smrštění. Dále by bylo možné použít tuto variantu v případě plně omezeného přetvoření základových desek, které jsou betonovány přes základové pasy, v případě kdy se dobetonovává smršťovací pruh nebo v případě kdy je deformaci bráněno provázáním výztuže piloty s výztuží desky. Zbylé varianty (c) a (d) – tj. vetknutí podél 2 nebo 3 stran lze aplikovat jak na stěny, tak na případy desek s plně omezeným přetvořením. Varianta (c) prezentuje přibetonování dalšího pracovního záběru stěny, případně posledního rohového záběru desky. Varianta (d) představuje například vybetonování vynechaného záběru stěny, případně poslední záběr v rámci dobetonávky smršťovacího pruhu.



- 1 součinitel omezení svislých přetvoření
- 2 součinitel omezení vodorovných přetvoření (viz tabulka L.1 pro tuto střední oblast)
- 3 dilatační nebo volné smršťovací spáry
- 4 větší z hodnot
- 5 možné primární trhliny

**Obrázek 7 Schémata s hodnotami součinitele omezení přetvoření dle [N3]**

## 2.9 Stavební opatření

Jak již bylo zmíněno výše, navrhuji se zejména 3 druhy opatření. Jedná se o opatření konstrukční, technologická a prováděcí.

### 2.9.1 Konstrukční opatření

Mezi hlavní konstrukční opatření patří vhodná umístění řízených spár, smršťovacích pruhů<sup>1</sup> a výběr vhodného způsobu uložení nebránícího volnému průběhu deformací.

Konstrukční požadavky rakouské směrnice [2] byly shrnuty v tabulce výše (Tabulka 6). Jsou v nich uvedeny maximální vzdálenosti pracovních a dilatačních spár, požadavky na uložení a požadavky na tvar konstrukce.

U základových desek se doporučuje dle [1] vyvarovat se nepotřebných podepření, odskoků v základové spáře a změnám tloušťek průřezu. V případě nevyhnutelných konstrukčních detailů, jako jsou například dojezdy výtahových šachet, lze nepříznivé vlivy výrazně omezit vhodným rozvržením betonážních úseků, případně užitím smršťovacích pruhů.

V praxi se za účelem snížení vynucených namáhání vlivem tření základové desky s podkladem hojně využívá kluzného uložení, které lze realizovat mnoha způsoby. Rakouská směrnice [2] uvádí následující typy kluzných vrstev:

- 2x 0,75 mm tlustá PEHD fólie s překrytím a rounem mezi fóliemi
- PE fólie tloušťky od 0,2 do 0,3 mm ve dvou vrstvách s ochrannými rouny z vrchní a spodní strany
- Kluzné fólie s jednostranným či oboustranným ochranným kaširováním
- PE fólie tloušťky od 0,2 do 0,3 mm ve dvou vrstvách se silikonovým kluzným médiem mezi fóliemi s jednostranným či oboustranným ochranným kaširováním
- Bitumenové pásy silné alespoň 5 mm ideálně bez nosné vrstvy

Součinitele tření dle [2] jsou uvedeny v následující tabulce:

Podloží	Kluzná vrstva	Tření při prvním posunutí	Tření při opakovaném posunutí
Štěrkový podsyp	Žádná	1,4 až 2,1	1,3 až 1,5
Pískové lože	Žádná	0,9 až 1,1	0,6 až 0,8
Pískové lože	PE fólie	0,5 až 0,7	0,3 až 0,5
Podkladní beton	1 vrstva PE fólie	0,8 až 1,4	0,6 až 0,8
Podkladní beton	2 vrstvy PE fólie	0,6 až 1,0	0,3 až 0,5

Tabulka 20 Součinitele tření dle [2]

<sup>1</sup> Princip užití smršťovacího pruhu spočívá ve vynechání mezery při betonáži procházející přes všechny konstrukční prvky, která bude dobetonována až po částečném smrštění sousedních úseků. Realizace smršťovacích pruhů vede zpravidla na vytvoření 2 pracovních spár, které musí být utěsněny speciálními těsnícími prvky.

Tření mezi základovou deskou a podkladní vrstvou závisí zejména na svislém kontaktním napětí v základové spáře a na součiniteli tření. Napětí v základové spáře je způsobeno zejména vlastní tíhou desky, přičemž ho lze zvětšit o hodnotu odpovídající užitému zatížení, které reprezentuje například hmotnost bednění stěn a sloupů. Součinitel tření pak zohledňuje, jaký typ kluzné vrstvy je použit a na jaké podkladní vrstvě se ta kluzná realizuje. Pro uložení základových desek v základové spáře se doporučuje vzít v potaz následující zjištění uvedená v německé směrnici [1]:

- Dvojrvtvé stavební fólie (2 x 0,2 mm z PE) bez užití kluzného média dosahují na strojně hlazeném povrchu součinitele tření  $\mu = 0,8$ , a to téměř nezávisle na svislém kontaktním napětí.
  - V případě, kdy je podkladní povrch vyhlazen pouze nahrubo, tak se projevuje závislost součinitele tření na tloušťce desky ( $\approx$  svislém přitížení v základové spáře). Součinitel pak nabývá hodnot od  $\mu = 1,3$  pro desky tl. 150 mm až  $\mu = 2$  pro desky tl. 300 mm.
- V případě hrubě hlazeného povrchu lze dosáhnout nižších součinitelů tření například užitím tlustší fólie se silikonovým mazivem. V tomto případě téměř nezávisle na tloušťce základové desky dosahuje součinitel tření hodnot cca  $\mu = 0,8$ .
- Užitím silnějších fólií se silikonovým mazivem na strojně hlazeném povrchu lze dosáhnout součinitele tření až  $\mu = 0,3$ .

Dle směrnice [1] je účinnost jednoduchých zdvojených fólií poměrně nízká, přičemž v případě, že chceme dosáhnout příznivějších hodnot součinitele tření, tak je nutné využít kluzného média současně se strojně hlazeným povrchem. Směrnice však varuje, že funkčnost řešení je do jisté míry ohrožena zanesením nečistot ke kluznému médiu.

- Významného snížení součinitele tření lze dosáhnout užitím bitumenových pásů uložených na strojně hlazený podklad. Součinitel pak nabývá hodnot od  $\mu = 0,45$  pro desky tl. 300 mm až  $\mu = 0,2$  pro desky tl. 100 mm.
- V případě, kdy je základová deska uložena na zhutněné podkladní vrstvě ze štěrkopísku, tak součinitel tření závisí na tloušťce desky. Pro desky o tloušťce 200 mm lze očekávat součinitel  $\mu \geq 1,4$  a pro desky tl. 80 cm  $\mu = 0,9$ . O něco lepších výsledků lze dosáhnout betonáží na vrstvu písku o mocnosti 60 až 100 mm, kdy hodnota součinitele tření dosahuje  $\mu = 0,7$ .

Porovnáme-li tendence závislosti součinitele tření na tloušťce desky, tak lze vypořadovat, že v případě užití různých typů kluzných fólií, dochází ke zvětšení součinitele tření při větších tloušťkách desky. Naopak při betonáži na zhutněný štěrkopískový posyp se hodnoty součinitele tření zmenšují při větších tloušťkách konstrukce.

Dle [6] lze pro běžné konstrukce stanovit součinitel tření na základě návrhové hodnoty úhlu vnitřního tření podloží následujícím způsobem:

$$\mu = \tan(\varphi_d) \quad (32)$$

kde  $\varphi_d$  je návrhová hodnota úhlu vnitřního tření podloží, kterou lze uvažovat:

$\varphi_d = 35^\circ$  pro středně ulehle nesoudržné zeminy.

$\varphi_d = 37,5^\circ$  při silně ulehých nesoudržných zeminách.

## 2.9.2 Technologická a prováděcí opatření

Co se týče technologických opatření, tak je řeč především o návrhu a použití vhodné betonové směsi. Požadavky na betonovou směs jsou detailněji rozebrány v kapitole 2.11. Užití těchto speciálních směsí s pomalejším nárůstem pevností vede na výrazně delší lhůty odbednění.

Mezi realizační opatření patří vhodné rozvržení betonážních záběrů, které je stanoveno v součinnosti všech účastníků výstavby. To znamená, že projekční část dopředu uvažuje s betonáží určitých celků, jejichž délky ovlivňují množství výztuže nutné kvůli vynucenému namáhání. Krátké časové intervaly mezi betonáží jednotlivých úseků mohou vést k významnému snížení omezení deformací na hranicích úseků.

Dále se klade důraz na ošetřování betonu, kdy nad rámeček běžné ochrany se klade důraz i na tepelně technická hlediska, čímž je myšleno zejména regulované ochlazování konstrukčních prvků (po prvotní fázi zahřátí vlivem vývinu hydratačního tepla). Snaha je zaručit, že vývoj pevnosti betonu v čase bude předbíhat rozvoj vynucených namáhání.

## 2.10 Vodonepropustnost

Projektová příprava dle [1] definuje funkce a požadavky na užívání stavebního objektu, ze kterých odvozuje požadavky na použitelnost a životnost konstrukce. Z hlediska použitelnosti se bavíme zejména o tzv. vodonepropustnosti. Ta je definována následovně:

Vodonepropustnost bude zajištěna splněním požadavků na omezení průsaku vody betonem, spárami pracovními a řízenými, zabudovanými prvky a trhlinami.

Předpokládá se, že průsak vody betonovou konstrukcí je zamezen v případě, že budou dodrženy požadavky na beton (ty jsou popsány v kapitole 2.11) a na minimální konstrukční tloušťky konstrukcí (Tabulka 3).

Spáry všeho druhu jsou navrženy v závislosti na třídě namáhání a jsou navrženy jako ucelený vodonepropustný systém. Dále se předpokládá uspořádání spár dle doporučení směrnice. Průsak vody těsníci prvky je vyloučen.

Průsak vody v místě ohybových trhlin bude vyloučen zajištěním minimální výšky tlačené oblasti.

Průsak vody skrz průběžné trhliny je závislý na omezení šířky trhlin, což platí i pro pracovní a řízené spáry bez utěsnění v případě, kdy se předpokládá vznik průběžných trhlin.

Průsak vody se tedy dle výše uvedené definice může objevit pouze v průběžných trhlínách a spárách bez těsnění. Pokud jsou požadavky směrnice dodrženy, lze předpokládat, že lze vyloučit průsak vody skrze místa jiná než uvedená.

## 2.11 Beton

Tato kapitola se bude věnovat především požadavkům na beton v souvislosti s jeho aplikací při zhotovení vodonepropustné konstrukce.

Jedním z nejdůležitějších parametrů betonu je jeho třída pevnosti. Ta se obecně odvíjí od silového namáhání konstrukce a vnějších vlivů prostředí. Minimální pevnostní třídy v závislosti na třídě vlivu prostředí jsou definovány v normách [N1] a [N2]. Při specifikaci betonové směsi určené k betonování bílé vany je navíc vedle požadavků daných třídou vlivu prostředí potřeba dbát také na dodržení požadavků na beton s nízkým průsakem vody – vodonepropustný beton. [1], [2]

Dle [2] by ale neměla být použita pevnostní třída vyšší než C25/30, a to kvůli nadměrné produkci hydratačního tepla při tvrdnutí betonu. Betony, které jsou navíc vystaveny působení rozmrazovacích prostředků, jako jsou např. suterénní garáže, by neměly být vyšší třídy než C20/25. Dále se doporučuje vztáhnout třídu pevnosti ke stáří 56 dní.

V současnosti se u běžných betonů používá nejčastěji kamenivo maximálního průměru 16 mm. V souvislosti s probetonováním stěn a desek s hustě uspořádanou výztuží, která se často u bílých van navrhuje, se můžeme setkat poměrně často se 2 jevy, které nepříznivě ovlivňují kvalitu betonáže a s tím související výsledný produkt. Jedná se o rozměšování betonu a nedokonalé probetonování.

Dle německé směrnice [1] se stanovuje maximální přípustná velikost zrna kameniva na průměru 16 mm. Směrnice však doporučuje užít maximálního průměru zrna kameniva 8 mm namísto 16 mm, což vede k vytvoření jemnozrnějšího betonu, který by měl i při vyšších násypných výškách zamezit rozmísení betonu v patkách stěn a také omezit riziko nedokonalého probetonování.

Dle rakouské [2] a německé [1] směrnice je dále žádoucí, aby čerstvá betonová směs vykazovala dobrou zpracovatelnost a byla dostatečně hutná. Obecně je nutné přizpůsobit konzistenci betonu podmínkám jeho ukládání s ohledem na co nejmenší smršťování. Obvykle se dle německé směrnice používá konzistence F3 nebo vyšší (tj. řidší) a dle rakouské směrnice je zpravidla vyhovující míra rozlití F45 (tj. rozlití 45 cm +/- 3 cm), v případě hodnot rozlití přes 52 cm je nutné zajistit, aby nedocházelo k rozměšování betonu.

Snahou je použít co možná nejmenší množství vody a pojiva, při kterém bude při tvrdnutí vznikat co možná nejnížší napětí od vývinu hydratačního tepla a od smršťování. Správné složení směsi vychází z optimalizace složek betonu a jejich množství. Přesným návrhem složení směsi se však tato diplomová práce nezabývá.

Betony vodonepropustné mají navíc splňovat požadavek na maximální průsak 50 mm podle ČSN EN 12 390-8.