



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI - VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY S VYUŽITÍM ODLIŠNÝCH NÁVRHOVÝCH PŘÍSTUPŮ

SERVICEABILITY LIMIT STATES - THE USE OF DIFFERENT DESIGN APPROACHES FOR A CRACK
WIDTH CALCULATION.

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Martin Puža

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. FRANTIŠEK GIRGLE, Ph.D.

BRNO 2021



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ v BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Martin Puža
Název	Mezní stavy použitelnosti - výpočet šířky trhliny s využitím odlišných návrhových přístupů
Vedoucí práce	Ing. František Girgle, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2020
Datum odevzdání	28. 5. 2021

V Brně dne 30. 11. 2020

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Stavební podklady v nutném rozsahu.

Platné technické předpisy a návrhové normy v aktuálním znění:

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí;

ČSN EN 1991-1-1 až 4: Zatížení stavebních konstrukcí;

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby;

ČSN 73 1201 (86) Navrhování betonových konstrukcí

fib Model Code 2010

Další literatura dle doporučení vedoucího bakalářské práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

V rámci bakalářské práce zpracujte:

- 1) přehled a porovnání způsobu výpočtu šířky trhliny v železobetonovém průřezu dle zadaných předpisů a podkladů (případně další dle zadání vedoucího práce);
- 2) řešení jednoduchého konstrukčního prvku/detailu; v rámci řešení zpracujte statický výpočet a výkresovou dokumentaci.

Ostatní činnosti a případná zjednodušení zadané konstrukce provádějte v souladu s pokyny vedoucího bakalářské práce. Práce bude zpracována v rozsahu vědomostí, které odpovídají znalostem posluchače bakalářského studijního programu.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti dle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady

P2. Výkresy řešeného konstrukčního prvku (v rozsahu určeném vedoucím bakalářské práce)

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím bakalářské práce)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP zpracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).
2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

Ing. František Girgle, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Teoretická část práce je zaměřena na stanovení šířky trhliny výpočtem dle tří různých návrhových přístupů s následným porovnáním v parametrické studii. Součástí práce je návrh a posouzení železobetonového vazníku nesymetrického proměnného průřezu dle ČSN EN 1992-1-1 s odpovídající výkresovou dokumentací.

KLÍČOVÁ SLOVA

výpočet šířky trhlin, výztuž, napětí, přetvoření, ČSN 73 1201, ČSN EN 1992-1-1, Eurokód, fib Model Code 2010, posouzení, návrh, vazník

ABSTRACT

The theoretical part of theses focuses on assessment of crack width by calculation according to three different design approaches with subsequent comparison in parametric study. The work also includes a design and assessment of reinforced concrete girder of asymmetric variable cross-section by ČSN EN 1992-1-1 with corresponding drawing documentation.

KEYWORDS

calculation of crack width, reinforcement, stress, strain, ČSN 73 1201, ČSN EN 1992-1-1, Eurocode, fib Model Code 2010, assessment, design, girder

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Martin Puža *Mezní stavy použitelnosti - výpočet šířky trhliny s využitím odlišných návrhových přístupů*. Brno, 2021. 43 s., 40 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. František Girgle, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Mezní stavy použitelnosti - výpočet šířky trhliny s využitím odlišných návrhových přístupů* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 11. 5. 2021

Martin Puža
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Mezní stavy použitelnosti - výpočet šířky trhliny s využitím odlišných návrhových přístupů* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 11. 5. 2021

Martin Puža
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Chtěl bych touto cestou poděkovat svému vedoucímu bakalářské práce Ing. Františkovi Girlemu, Ph.D. za jeho ochotu, trpělivost při poskytování cenných rad a v neposlední řadě za odborné vedení, které dopomohlo ke zpracování této práce.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI - VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY S VYUŽITÍM ODLIŠNÝCH NÁVRHOVÝCH PŘÍSTUPŮ

SERVICEABILITY LIMIT STATES - THE USE OF DIFFERENT DESIGN APPROACHES FOR A CRACK
WIDTH CALCULATION.

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

TEORETICKÁ ČÁST

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Martin Puža

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. FRANTIŠEK GIRGLE, Ph.D.

BRNO 2021

Obsah

1	Úvod	1
2	Navrhování betonových konstrukcí dle mezních stavů	2
3	Mezní stavy použitelnosti	5
3.1	Stádia působení betonových prvků	5
3.2	Použitelnost konstrukcí a jejich kontrola	6
3.3	Mezní stav trhlin	7
4	Výpočet šířky trhlin dle ČSN 73 1201	9
4.1	Posuzované šířky trhlin	9
4.2	Šířka trhliny kolmé ke střednici prvku	11
4.2.1	Rozhodující průměr výztuže	11
4.2.2	Výpočet napětí ve výztuži	12
4.2.3	Zjednodušený výpočet napětí ve výztuži prvku namáhaného prostým ohybem	13
4.2.4	Zjednodušený výpočet napětí ve výztuži prvku namáhaného mimostředním tlakem	13
4.2.5	Součinitel povrchu výztuže	14
4.3	Šířka trhliny šikmé k ose prvku	14
5	Výpočet šířky trhlin dle ČSN EN 1992-1-1	16
5.1	Vzorec pro přímý výpočet šířky trhlin w_k	16
5.1.1	Rozdíl průměrných hodnot přetvoření výztuže a betonu	16
5.1.2	Maximální vzdálenost trhlin	17
5.2	Přímý výpočet šířky trhliny w_k dle CEB-FIP model code 1990	19
5.2.1	Délka přenosu sil mezi výztuží a betonem	19
5.2.2	Rozdíl průměrných hodnot přetvoření výztuže a betonu	20
5.2.3	Přímý výpočet plochy vyztužení	20
5.3	Omezení šířky trhlin	21
6	Výpočet šířky trhlin dle fib Model Code 2010	24
6.1	Posuzované stavy trhlin	24
6.2	Stanovení šířky trhliny přímým výpočtem	26
6.2.1	Délka přenosu sil mezi výztuží a betonem	26
6.2.2	Výpočet celkového průměrného přetvoření	28
6.2.3	Vliv ohybu na šířku trhlin	28
6.3	Omezení šířky trhlin bez přímého výpočtu	28
7	Parametrická studie	31
7.1	Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelový trám	32

7.2	Závislost šířky trhliny na tloušťce krycí vrstvy pro modelový trám.....	33
7.3	Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelový trám	34
7.4	Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelovou desku.....	35
7.5	Závislost šířky trhliny na tloušťce krycí vrstvy pro modelovou desku.....	36
7.6	Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelovou desku	37
8	Řešený prvek	38
9	Závěr.....	39
Literatura		40
Seznam obrázků		41
Seznam grafů.....		42
Seznam příloh.....		43

1 Úvod

Cílem této bakalářské práce je popsat a následně porovnat v parametrické studii výpočty šířky trhlin dle tří různých návrhových přístupů. A to, dle již neplatné české národní normy ČSN 73 1201 [3], dle nyní platné normy ČSN EN 1992-1-1 [5] a dle mezinárodního předpisu CEB-FIB Model Code 2010 [7].

Teoretická část práce se zabývá podrobným popisem výpočtu šířky trhlin a hodnot vstupujících do výpočtu. Z těchto výpočtů dále vychází zpracovaná parametrická studie, která určuje odlišnosti mezi jednotlivými přístupy.

V praktické části je navržen vazník s převislým koncem rámu jednolodní haly, na kterém je vypočtena a posouzena šířka trhlin.

Statické působení konstrukce je řešeno za pomoci výpočetního programu SCIA Engineer 20.0.

2 Navrhování betonových konstrukcí dle mezních stavů

Konstrukce mohou při zatěžování procházet několika stavy, které nazýváme mezními vzhledem ke kladeným nárokům na dané konstrukce. Za mezní stav označujeme takový stav, při kterém vyšetřovaná část konstrukce přestává vyhovovat předepsaným požadavkům. Rozeznáváme mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Splnění těchto mezních stavů se prokazuje pomocí podmínky spolehlivosti. Její zajištění prokáže, že konstrukce bude dostatečně spolehlivá v době své životnosti.

Podmínka spolehlivosti je vyjádřena účinkem zatížení E podle užitkových požadavků na konstrukci, který nesmí překročit přípustnou hodnotu její odolnosti R .

$$E \leq R. \quad (2.1)$$

Při návrhu konstrukce vycházíme z požadované návrhové životnosti, která musí být navržena tak, aby v celé této době nebyla narušena její provozuschopnost více, než by bylo přípustné. Proto je třeba znát podmínky prostředí ve vztahu k degradaci použitých materiálů a zvážit návrhové situace s ohledem na okolnosti, při kterých je nutné, aby konstrukce plnila svou funkci. Návrhové situace dělíme na trvalé, dočasné, mimořádné a seizmické.

Trvalé návrhové situace se uvažují při posuzování konstrukce za podmínek běžného užívání. Dočasné se vztahují k podmínkám, kterým je konstrukce vystavena pouze dočasně, např. během oprav nebo výstavby. Za mimořádné situace uvažujeme pouze výjimečné podmínky, jako jsou výbuch, požár nebo náraz. Posledními situacemi jsou seizmické, které se vztahují k podmínkám, kterým konstrukce odolává při seizmických událostech.

U navrhování podle mezních stavů používáme metodu dílčích součinitelů, při které musíme ověřit ve všech v úvahu přicházejících návrhových situacích, zda není překročen i jediný mezní stav. Přičemž se při výpočtu použijí návrhové hodnoty zatížení a odolnost se odvodí díky rozměrům prvku a návrhovým hodnotám charakteristik materiálu.

Jako první skupina mezních stavů je uvedena skupina odpovídající mezním stavům únosnosti, které se týkají zejména bezpečnosti osob či konstrukce. Za tyto stavy se smí považovat takové stavy, při nichž se konstrukce nachází těsně před zhroucením. Pro zjednodušení se dá uvažovat tento stav místo vlastního zřícení.

Mezní stav únosnosti je třeba ověřit v několika stavech, jako jsou ztráta statické rovnováhy celé konstrukce nebo jen její části tam, kde může nastat významné kolísání hodnot či uspořádání zatížení a pevnosti materiálů nebo základové půdy nejsou rozhodující. U tohoto mezního stavu ověřujeme, např. zda se konstrukce nemůže překlomit, zabořit apod.

Dále ověřujeme porušení nadměrným přetvořením konstrukce nebo nosných prvků a vnitřní poruchy. Je třeba prokázat, že mechanickou odolnost nosných konstrukcí a jejich prvků. Musíme prokázat, že nedojde k překročení pevnosti betonu, nadměrnému protažení výztuže apod.

Dalším stavem je porucha nebo nadměrné přetvoření základové půdy, kde pevnosti podloží jsou významné pro únosnost. Používá se při návrhu nosných prvků, které zahrnují geotechnické zatížení. Tyto prvky mohou být základové patky, piloty, podzemní stěny apod.

Posledním stavem je ověření únavových poruch konstrukce nebo nosných prvků při opakovaném namáhání. Prokazujeme únavovou odolnost při cyklickém zatěžování prvku nebo celé konstrukce.

Mezní stavy použitelnosti zajišťují dané funkce konstrukce nebo nosných prvků při běžném užívání, pohodu osob a vzhled stavby. Rozlišujeme mezní stavy vratné a nevratné. Při odtížení konstrukce, jež byla namáhána zatížením, které vyvolá překročení mezního stavu, se konstrukce vrátí do mezních hodnot, takovému stavu říkáme vratný. Nevratný mezní stav je naopak takový, u kterého i po odtížení konstrukce jsou překročeny hodnoty mezního stavu použitelnosti.

Pro ověření mezních stavů použitelnosti je důležité se držet kritérií, které se týkají hledisek, jako jsou deformace, kmitání nebo poškození. Deformace ovlivňují provozuschopnost a vzhled konstrukce, který má vliv na pohodu uživatelů. Kmitání způsobuje nepohodu uživatelů a může omezit funkčnost konstrukce stejně jako poškození, které ovlivňuje i vzhled a trvanlivost konstrukce. [1]

Při návrhu konstrukcí a prvků z betonu je třeba rozlišovat, zda je prvek vyztužen či nikoliv a jaké množství výztuže se v prvku nachází. Proto betonové konstrukce při dimenzování dělíme na konstrukce z prostého betonu nebo slabě vyztuženého betonu a na železobeton nebo předpjatý beton.

Za vyztužený průřez namáhaný ohybem, tahem a tlakem s velkou výstředností se považují, pokud výztuž umístěná při taženém okraji splňuje podmínku

$$\mu_{st} \geq \mu_{st,min} \cdot \quad (2.2)$$

Taktéž se za vyztužený považuje průřez namáhaný tlakem s malou výstředností, právě když každá z výztuží umístěných při protilehlých okrajích průřezu protínajících rovinu ohybu splňuje podmínku

$$\mu_{sc} \geq \mu_{sc,min} \cdot \quad (2.3)$$

kde μ_{sc}, μ_{st} jsou stupně vyztužení,
 $\mu_{sc,min}, \mu_{st,min}$ jsou minimální hodnoty stupňů vyztužení. [3]

Takové značení je uváženo dle ČSN 73 1201 [3]. V přístupech [5] a [7] je princip analogický, nicméně terminologie se liší.

Dle ČSN EN 1992-1-1 [5] a fib Model Code 2010 [7] se usuzuje, že prvek je vyztužený v případě, kdy plocha výztuže dosáhne alespoň hodnoty minimální plochy výztuže, tedy:

$$A_s \geq A_{s,min} \cdot \quad (2.4)$$

avšak Eurokód 2 [5] dále uvádí, že plocha výztuže by neměla přesáhnout hodnotu maximální plochy výztuže:

$$A_s \leq A_{s,max} \cdot \quad (2.5)$$

U navrhování a dimenzování konstrukcí pracujeme s pravděpodobnostní metodou, kdy považujeme chování konstrukce za náhodný proměnný jev. Tento jev se dá popsat metodami matematické statistiky. Ve výpočtu tedy předpokládáme všechny výchozí veličiny, jako jsou zatížení, pevnosti materiálu, rozměry prvků apod. Náhodně proměnné veličiny a podmínky spolehlivosti vyjádříme zjednodušeně pomocí hodnot zahrnujících dílčí součinitele spolehlivosti. Tyto součinitele uplatníme jak na straně odolnosti či únosnosti konstrukce, tak i na straně účinků zatížení. Součinitele spolehlivosti jsou definovány rozdílně jak v ČSN 73 1201 [3], tak i v ČSN EN 1992-1-1 [5] nebo ve fib Model Code 2010 [7]. [1]

Při porovnávání přístupů [3], [5] a [7] uvažujeme beton a betonářskou výztuž běžných pevností.

Dále se tato práce bude zabývat zejména mezním stavem použitelnosti a konkrétně šířkou trhlin a jejím výpočtem.

3 Mezní stavy použitelnosti

Splněním posudků na mezní stavy použitelnosti se prokazují vlastnosti dané konstrukce podle potřeby uživatele objektu. Jejich nutnost roste na významu zejména v této době s příchodem kvalitních materiálů, jako jsou beton a ocel s vysokými pevnostmi, jež umožňují navrhovat a stavět konstrukce se stále menšími průřezy prvků.

Hlavním cílem posouzení konstrukce na mezní stavy použitelnosti je nedopustit takové stavy konstrukce, které by jakkoli omezily užívání stavby zejména z hlediska nadměrných přetvoření a deformací konstrukce či jejích částí nebo vzniku a následného rozevření trhlin, které mohou vést k podstatnému snížení životnosti stavby z důvodů možného oslabení výztuže korozí.

Požadavky na konstrukce z hlediska jejich trvanlivosti jsou stále vyšší, a to jak z důvodu snížení nákladů na budoucí opravy při správně prováděné údržbě, tak i z hlediska jejich dlouhodobého využívání. Konstrukce trvanlivá musí po celou dobu své životnosti splňovat požadavky použitelnosti, pevnosti i stability, a to bez významnější ztráty schopnosti jejího využívání vzhledem k projektovaným účelům. Také by neměla nastat potřeba nadměrné, neočekávané a ekonomicky nákladné údržby. Již v projektu by měla být zahrnuta požadovaná ochrana konstrukce se zohledněním budoucího používání, provozní životnosti, plánované údržby a zatížení, tuhosti, kvality a tloušťky krycí vrstvy betonu i přípustných trhlin. [1]

3.1 Stádia působení betonových prvků

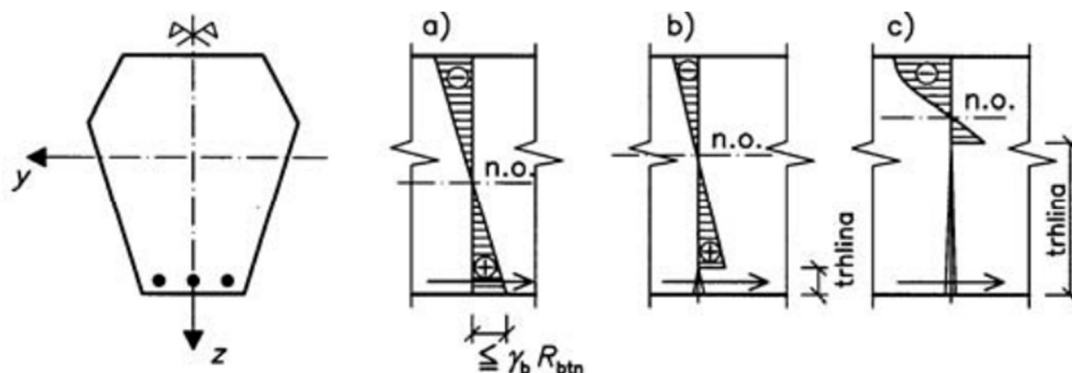
Vzniká-li u železobetonových prvků namáhaných vnějším zatížením tahová oblast napětí, které překročí mezní tahovou pevnost betonu, odvíjí se velikost přetvoření od vzniku trhlin a tím se mění tuhost konstrukce. Konstrukce prochází při deformování třemi různými stádii působení. Popis stádií deformace konstrukce se uskutečňuje na extrémně namáhaném průřezu, tedy na průřezu s maximálním zatěžovacím účinkem. Dále se předpokládá, že je konstrukce zatížena úměrně rostoucím, převážně ohybovým zatížením, při kterém prochází danými stádii, viz Obr. 3.1.

Stádium I. – Nastává v počáteční fázi zatěžování, kdy přetvoření a napětí v průřezu jsou pouze malá. Zatížení je přenášeno celým průřezem a napětí je přímo úměrné jeho vzdálenosti od neutrální osy. Beton i výztuž, tedy celý průřez, působí pružně. Takové stádium trvá až do okamžiku, kdy je v tažených vláknech průřezu dosaženo mezní hodnoty napětí, kterou je beton v tahu schopen přenést. Potom je v průřezu právě dosažena mez vzniku trhlin.

Stádium II – Po dosažení meze vzniku trhlin nastává právě toto stádium. Vlivem stále rostoucího zatížení se trhlina v průřezu začíná rozšiřovat a postupuje od nejvíce tažených vláken dále do průřezu k neutrální ose. V dalších průřezích se postupně mohou rozšiřovat trhliny. Takovéto stádium je ukončeno, pokud trhlina prostoupí celou taženou část s výjimkou malé části blízko neutrální osy, která se při postupném prohlubování a rozevírání trhliny od rostoucího zatížení posouvá blíže k tlačným vláknům průřezu. Ve druhém stádiu je ovlivněna tuhost průřezu nejen velikostí tlačné oblasti a silou, která je přenášena taženou výztuží, ale také velikost tažené oblasti, jež není prostoupena trhlinou.

Stádium III – Takové stádium je dosaženo po dalším zvyšování hodnoty zatížení, kdy dochází k postupnému plastizování betonu v tlačné oblasti a trhlina se už dále neprohlubuje,

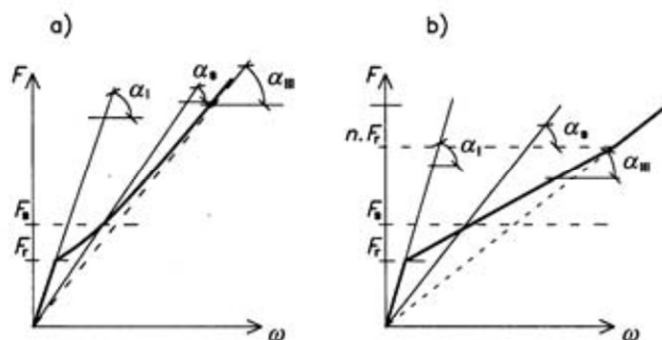
tedy nepostupuje k neutrální ose. Tuhost takového průřezu je dána velikostí tláčené oblasti v průřezu a velikostí tahové síly přenášené taženou výztuží. Můžeme předpokládat, že vliv velikosti tahové síly v betonu na tuhost průřezu je jen velmi malý, tedy zanedbatelný.



Obr. 3.1 – Stádia působení průřezu;

- a) Stádium I – průřez působí pružně
- b) Stádium II – průřez v tažené části částečně narušen trhlinou
- c) Stádium III – průřez v tažené oblasti je úplně porušen trhlinou [2]

Při výpočtu přetvoření prvku je nutno stanovit tuhost konstrukce, která se mění vzhledem k měnícím se hodnotám vnitřních sil po konstrukci. Pro zjednodušení se dá předpokládat, že ve stádiu I působí celý průřez a závislost mezi napětím a přetvořením je lineární až do dosažení meze vzniku trhlin, viz Obr. 3.2. Nicméně po překročení této meze závisí tuhost průřezu na hloubce trhliny nebo spíše na té části průřezu, jež není porušena trhlinou.



Obr. 3.2 – Závislost mezi zatížením F a přetvořením ω (tuhost průřezu); F_r je účinek na mezi vzniku trhlin [10]

Z Obr. 3.2 lze usoudit, že každý předpis může uvažovat různý vývoj tuhosti průřezu a přetvoření. Na Obr. 3.2a je graficky znázorněna závislost podle Eurokódu 2 [5] a Obr. 3.2b ukazuje to samé podle ČSN 73 1201 [3]. [2]

3.2 Použitelnost konstrukcí a jejich kontrola

V závislosti na prostředí, ve kterém se konstrukce nachází v době jejího užívání, se formulují požadavky z hlediska vzniku, resp. šířky trhlin. U některých konstrukcí

se definují takové požadavky, aby trhliny nevznikaly vůbec, u jiných konstrukcí se připouští vznik trhlin, ale také se omezuje jejich šířka s ohledem na životnost, vzhled a tuhost konstrukce.

Obecně se postupuje dle dvou přístupů, a to buď pomocí přesného výpočtu šířky trhlin nebo pomocí omezení šířky trhlin konstrukčními zásadami. Výpočet šířky trhlin není zcela jednoduchý, a proto některé předpisy upouští z tohoto výpočtu a nahrazují ho podmínkami, které zaručí, aby trhliny nevznikaly nebo jejich šířka byla dostatečně malá. Tyto podmínky se určují při zvýšených nárocích na trvanlivost konstrukce nebo např. její vodotěsnost. Mezi takové přístupy patří i Eurokód 2 [5] a Model Code 2010 [7], které jsou zmiňovány v dalších kapitolách.

Do další skupiny mezních stavů použitelnosti patří mezní stavy přetvoření. Většinou se kontroluje velikost přetvoření konstrukce, tedy velikost průhybu, stočení atd., od určitého zatížení nebo od kombinace některých zatížení.

Použitelnost konstrukce může být narušena také zvýšeným napětím v konstrukci. Většinou jde buď o tlakové napětí v betonu nebo tahové napětí ve výztuži. Nadměrné tlakové napětí v betonu může vyvolat vznik podélných trhlin, rozvoj mikrotrhlin v betonu nebo vyšší hodnoty dotvarování. Zvýšená napjatost ve výztuži může způsobit nadměrné nepružné přetvoření jak výztuže, tak i celého prvku a tím dojde ke vzniku širokých, trvale otevřených trhlin v betonu. [10]

Do parametrické studie budou použity výpočty šířek trhlin dle jednotlivých přístupů [3], [5] a [7]. Proto se v dalších kapitolách zabýváme zejména těmito výpočty a omezením šířek trhlin.

3.3 Mezní stav trhlin

Právě v případě výskytu širokých, dlouhodobě rozevřených trhlin v betonu může být trvanlivost a životnost konstrukce výrazně zkrácena.

Trhliny v železobetonových konstrukcích namáhaných ohybem, smykem, kroucením nebo tahovým napětím jsou obvyklé, většinou až nevyhnutelné. Jejich šířka závisí z hlediska vyztužení na množství výztuže, velikosti a vzdálenosti profilů prutů a také na druhu výztuže. Dále ale také na pevnosti betonu v tahu, na soudržnosti výztuže a betonu, na tloušťce krycí vrstvy, na uspořádání výztuže, na rozměrech prvku a na jeho namáhání.

Pokud se při návrhu konstrukce nebudeme zabývat podmínkami pro omezení šířek trhlin a rozhodneme-li se dále pracovat s jejich výpočtem, musíme prokázat, že vypočtená hodnota šířky trhliny je vždy nižší než hodnota maximální, předepsaná dle daného přístupu. Tuto maximální hodnotu je třeba stanovit pro návrhovou třídu prostředí a danou kombinaci zatížení. [10]

Tab. 3.1 – Doporučené hodnoty w_{max} dle ČSN EN 1992–1-1

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky – pro kvazi-stálou kombinaci zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾
XC2, XC3, XC4	0,3
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má vést k obecně přijatelnému vzhledu. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.	

4 Výpočet šířky trhlin dle ČSN 73 1201

4.1 Posuzované šířky trhlin

Výpočet velikosti šířky trhliny dle přístupu [3] se liší podle požadavků na mezní šířku trhliny vzhledem k zajištění požadované funkce konstrukce. Rozlišení se uskutečňuje pomocí čtyř kategorií, které určují spolehlivost proti dosažení jisté šířky trhlin. V 1. kategorii se šířka trhlin neposuzuje, jelikož se nepředpokládá vznik trhlin ani při působení extrémních zatížení v základní kombinaci.

U 2. kategorie při působení všech provozních zatížení v základní kombinaci se určitá šířka trhlin připouští, ale pouze pokud je zajištěna tzv. tlaková rezerva v betonu, jenž je rovna 0,5 MPa, při dlouhodobých zatížení s provozní hodnotou. Pokud není překročena mez trhlin působením extrémních zatížení v základní kombinaci, tedy jestliže je splněn požadavek 1. kategorie, pak se požadavek 2. kategorie uvažuje jako splněný.

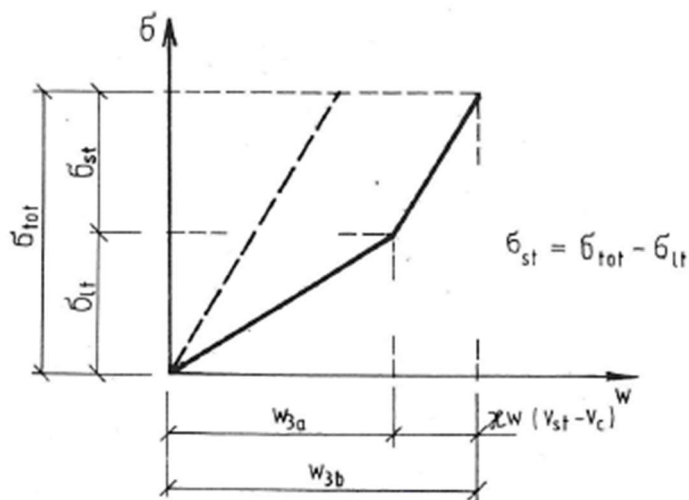
Ve 3. kategorii se připouští větší velikost šířky trhlin než u 2. kategorie a tlaková rezerva není vůbec vyžadována.

Ve 4. kategorii se šířka trhlin neposuzuje. do této kategorie spadají konstrukce, které řadíme do 3. kategorie z důvodu, že ČSN 73 1201 [3] dovoluje snížit požadavky na konstrukce, jenž se nachází ve stádiu výroby, dopravy a montáže. Tato kategorie požadavků je tedy pouze formální.

První dvě kategorie platí pouze pro předpjatý beton, ve kterém je možné vytvořit tlakovou rezervu. Té se v železobetonu nedosahuje, a proto se dále budeme zabývat pouze 3. a 4. kategorií požadavků.

Prvky 3. kategorie požadavků se posuzují na trvalou šířku trhlin w_{3a} , jež se dosahuje při působení dlouhodobých zatížení, a to stálých a nahodilých dlouhodobých, navíc s mnohokrát opakovaným nahodilým krátkodobým zatížením a na přechodnou šířku trhlin w_{3b} , které může být dosaženo působením všech zatížení. Tomuto posuzování odpovídají mezní šířky $w_{3a, lim}$ a $w_{3b, lim}$, u nichž platí $w_{3a, lim} \leq w_{3b, lim}$.

Mnohokrát opakovaná nahodilá krátkodobá zatížení se v tomto případě přiřazují k dlouhodobým zatížením, protože namáhání betonu, která se opakují, vytváří trvalé deformace.



Obr. 4.1 – Stanovení šířky trhlin w_{3a} a w_{3b} [4]

Trvalá šířka trhlin w_{3a} a přechodná šířka trhlin w_{3b} pro požadavky 3. kategorie se vypočte:

$$w_{3a} = \lambda \kappa \cdot w(g, v_{lt}, v_{st}), \quad (4.1)$$

$$w_{3b} = w_{3a} + \kappa \cdot w(v_{st} - v_c), \quad (4.2)$$

kde w jsou šířky trhlin vypočtené podle 4.1,
 g stálé zatížení,
 v_{st} nahodilé krátkodobé zatížení,
 v_{lt} nahodilé dlouhodobé zatížení,
 v_c mnohokrát opakovaná část nahodilého krátkodobého zatížení,
 κ součinitel způsobu namáhání uvažovaný hodnotou,
a) pro ohýbané a mimostředně tlačené prvky $\kappa = 1$,
b) pro tažené prvky $\kappa = 1,2$,
 λ součinitel trvalé šířky trhliny podle Tab 4.1.

Tab. 4.1 – Součinitel trvalé šířky trhliny λ

Umístění prvku	Hodnoty součinitele λ při výpočtu šířky trhlin	
	kolmých k ose prvku ¹⁾	šikmých k ose prvku ²⁾
mokrě prostředí	1,6-15 μ_{st}	1,5
trvale vlhké, běžné a suché prostředí	1,2	1,2
prostředí se střídavým zvodněním a vysycháním	1,8	1,8

¹⁾ Prvky namáhané ohybem, popř. ohybem s osovou silou.
²⁾ Prvky namáhané smykem a ohybem.

4.2 Šířka trhliny kolmé ke střednici prvku

Vzorec pro výpočet šířky trhlin vznikl na základě velkého množství zkoušek a porovnávání s výsledky z teorie. Zahrnuje se do něj také vzdálenost trhlin, která se ale jako samostatná veličina nikde neuplatňuje. Výsledné šířky trhlin vychází ze statistiky výpočtů jako maximální hodnoty, což se zohledňuje v hodnotách mezních šířek trhlin. [4]

Výpočet šířky trhlin, které jsou kolmé ke střednici prvku se provádí pomocí vzorce:

$$w = k\omega_{tb}(0,035 - \mu_{st})\frac{\sigma}{E}\sqrt[3]{d_w}, \quad (4.3)$$

kde k je součinitel povrchu výztuže, podrobněji viz 4.2.5,
 μ_{st} stupeň vyztužení tahovou výztuží s omezením:

$$\mu_{st} \leq 0,02, \quad (4.4)$$

σ napětí ve výztuži v MPa,
 E modul pružnosti v MPa betonářské výztuže,
 d_w rozhodující průměr výztuže v mm, dále viz 4.2.1,
 ω_{tb} součinitel krycí vrstvy, který je dán vztahem:

$$\omega_{tb} = 6\frac{a_t}{h}, \quad (4.5)$$

s omezením:

$$1 \leq \omega_{tb} \leq 3, \quad (4.6)$$

kde a_t je vzdálenost těžiště největší výztužné vložky v krajní vrstvě výztuže od taženého okraje betonu,
 h výška průřezu.

4.2.1 Rozhodující průměr výztuže

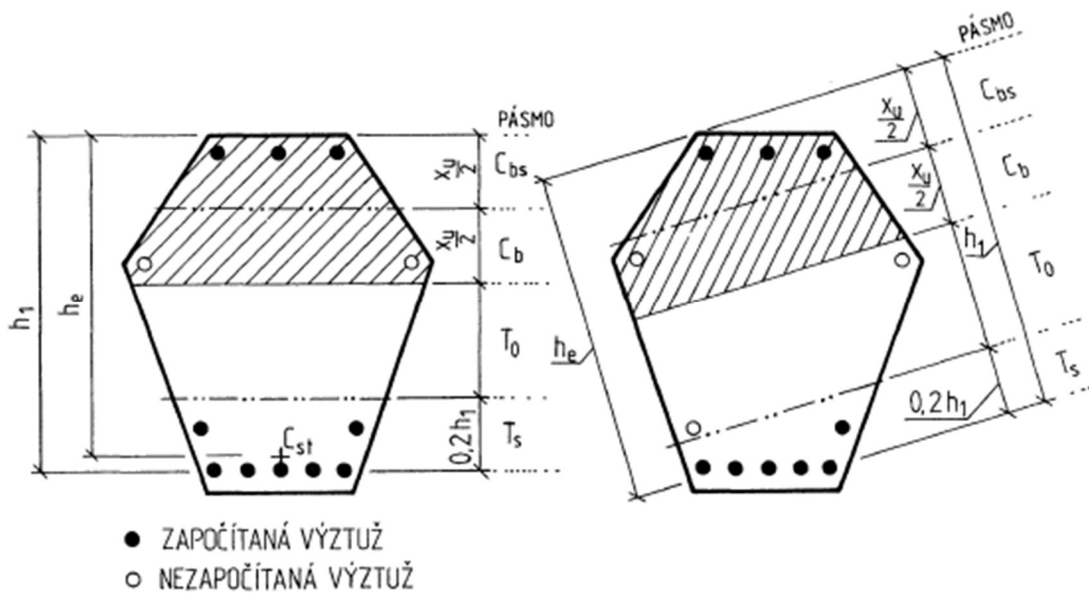
Rozhodující průměr výztuže d_w určíme jako největší z jmenovitých průměrů vložek, jež jsou umístěny v krajní vrstvě tahové výztuže, pokud je:

$$d_1 < \frac{1}{3}d_{max}, \quad (4.7)$$

klade se:

$$d_w = 1,1\sqrt{\frac{A_{st}}{n_t}}, \quad (4.8)$$

kde d_1 je jmenovitý průměr největší výztužné vložky v krajní vrstvě u taženého okraje,
 d_{max} největší jmenovitý průměr vložky v pásmu T_s viz Obr. 4.1,
 A_{st} průřezová plocha vložek v pásmu T_s ,
 n_t počet vložek v pásmu T_s .



Obr. 4.2 – Pásma započitatelnosti výztuže [3]

4.2.2 Výpočet napětí ve výztuži

Napětí σ ve výpočtu šířky trhlin kolmých ke střednici prvku se stanoví stejně jako je napětí v betonářské výztuži σ_s v krajní vrstvě tahové výztuže, kde je tah způsoben účinky provozního zatížení.

Při výpočtu napětí v betonářské výztuži u lineárních prvků, které jsou namáhány ohybem, mimostředním tlakem nebo tahem, se používá předpokladů:

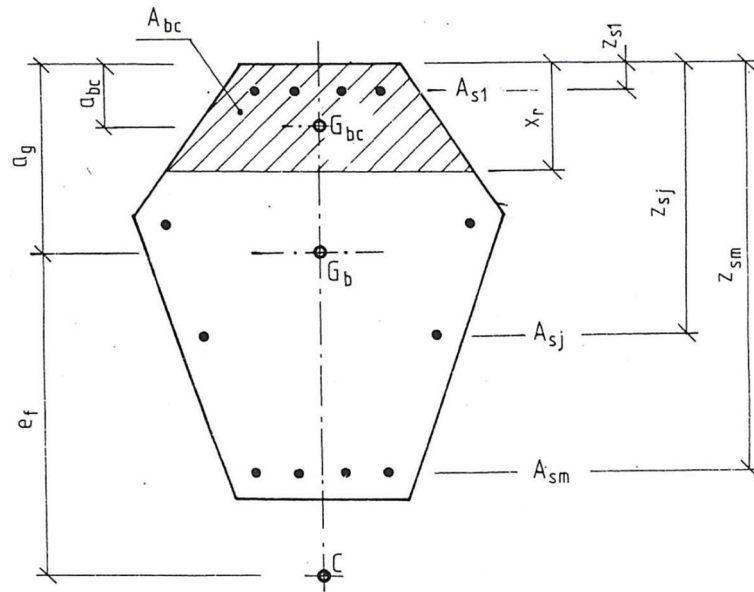
- 1) beton v tahu nepůsobí,
- 2) poměrná přetvoření jednotlivých vláken průřezu jsou přímo úměrná jejich vzdálenosti od neutrální osy,
- 3) napětí v nepředpjaté výztuži se stanoví jako E_s násobek poměrného přetvoření betonu v úrovni výztuže,
- 4) napětí v tlačené části průřezu betonu σ_{bc} je rozděleno rovnoměrně a jeho hodnota je:

$$\sigma_{bc} = 0,5E_b\varepsilon_{bcr} \quad (4.9)$$

kde E_s je modul pružnosti betonářské výztuže,
 E_b modul pružnosti betonu,
 ε_{bcr} poměrné přetvoření nejvíce tlačených betonových vláken v průřezu, jež se určí díky těmto požadavkům.

- 5) silový účinek zatížení je v rovnováze s výslednicí napětí v průřezu.

Při výpočtu je povoleno počítat s veškerou podélnou nosnou výztuží nacházející se v průřezu.



Obr. 4.3 – Geometrie průřezu při výpočtu napětí σ [4]

4.2.3 Zjednodušený výpočet napětí ve výztuži prvku namáhaného prostým ohybem

Pokud je prvek namáhan prostým ohybem, potom je možné stanovit napětí σ_s vztahem:

$$\sigma_s = R_{sd} \frac{|M|_{max}}{M_u}, \quad (4.10)$$

kde $|M|_{max}$ je absolutní hodnota největšího ohybového momentu v průřezu, který je vyšetřován, od uvažovaného provozního zatížení,
 M_u moment na mezi únosnosti ve stejném průřezu,
 R_{sd} výpočtové namáhání v tahu uvažované tahové výztuže.

Jestliže je tahová výztuž v pásmu T_s uložena ve více než jedné vrstvě, pak se napětí zvýší podle vztahu 4.10 vynásobením součinitelem:

$$\alpha_1 = \frac{h - x_u - a_t}{h_e - x_u}, \quad (4.11)$$

kde h_e je účinná výška průřezu,
 x_u výška tlačené oblasti betonu zjištěná při výpočtu M_u .

4.2.4 Zjednodušený výpočet napětí ve výztuži prvku namáhaného mimostředním tlakem

V případě, že je prvek namáhan mimostředním tlakem, lze výpočet napětí σ_s provést vztahem:

$$\sigma_s = \frac{|N_s|e_s}{A_{st}(h - a_{st})} \alpha_w, \quad (4.12)$$

kde N_s je normálová síla vyvolaná rozhodujícím provozním zatížením,
 A_{st} průřezová plocha tahové výztuže v pásmu T ,
 e_s vzdálenost těžiště výztuže A_{st} a působiště normálové síly N ,
 a_{st} vzdálenost těžiště výztuže A_{st} od taženého okraje průřezu,

- h výška průřezu ve směru působení ohybu,
 α_w součinitel pro výpočet napětí ze vztahu 4.12.

4.2.5 Součinitel povrchu výztuže

Součinitel povrchu výztuže k se liší pro betonářskou a předpínací výztuž. Je uvažován hodnotami:

1) pro betonářskou výztuž:

1a) hladkou	2500
1b) s vtisky	2300
1c) žebříkovou se součinitelem tvaru žebírek $\chi_{sf} \leq 1$	2000
1d) žebříkovou se součinitelem tvaru žebírek $\chi_{sf} > 1$	2000

2) pro předpínací výztuž:

2a) hladkou	2700
2b) žebříkovou	2000
2c) ostatní	2300

4.3 Šířka trhliny šikmé k ose prvku

Posouzení šířky šikmých smykových trhlin se provádí pouze pokud:

$$|Q_d| > Q_{bu}, \quad (4.13)$$

- kde Q_d je posouvající síla od extrémního zatížení působícího po jedné straně šikmého řezu,
 Q_{bu} výpočtová hodnota na mezi porušení,

a zároveň je posuzovaným prvkem trám, který splňuje některou z těchto podmínek:

- 1) prvek je vystaven mnohokrát opakovanému zatížení,
- 2) konstrukce se nachází v silně agresivním prostředí a není oddělena od tohoto agresivního prostředí účinnou izolací,
- 3) největší posouvající síla od provozní hodnoty dlouhodobého zatížení přesáhne 80 % posouvající síly od veškerého provozního zatížení,
- 4) u třmínkové výztuže je splněna některá z těchto podmínek:

$$s_s > 0,75 h_{eq}, \quad (4.14)$$

$$s_s > 400 \text{ mm}, \quad (4.15)$$

$$d_{ss} < \kappa \cdot d_{st}, \quad (4.16)$$

- 5) smykovou výztuž tvoří pouze ohyby.

Šířka šikmé trhliny w_q se určí z experimentálně odvozeného vztahu:

$$w_q = \frac{k}{2000} \frac{0,6 \gamma_s R_{sn} \kappa_w d_{sq}}{E_s \frac{d_{sq}}{h_{eq}} + 0,15 E_b \left(1 + 2 \frac{E_s}{E_b} \mu_q \right)} \frac{Q_{st}}{Q_{s,tot}}, \quad (4.17)$$

odkud se součinitel využití smykové výztuže κ_w určí vztahem:

$$\kappa_w = \frac{|Q_d| - Q_{bu}}{Q_{su}}, \quad (4.18)$$

a náhradní průměr smykové výztuže d_{sq} vztahem:

$$d_{sq} = d_{ss} \frac{Q_{ss}}{Q_{su}} + d_{sb} \frac{Q_{sb}}{Q_{su}}, \quad (4.19)$$

- kde
- Q_{st} je část posouvající síly od krátkodobého provozního zatížení nebo od dlouhodobého a mnohokrát opakovaného zatížení,
 - $Q_{s,tot}$ celková hodnota posouvající síly od provozního zatížení,
 - Q_d posouvající síla od extrémního zatížení působícího ve vyšetřovaném šikmém řezu,
 - Q_{bu} výpočtová posouvající síla na mezi porušení, která je přenášena betonem,
 - Q_{su} výpočtová posouvající síla, která je přenášena v šikmém řezu smykovou výztuží,
 - Q_{ss} výpočtová posouvající síla, která je přenášena v šikmém řezu třmínky,
 - Q_{sb} výpočtová posouvající síla, která je přenášena v šikmém řezu ohyby,
 - d_{ss} jmenovitý průměr nejsilnějšího třmínku ve vyšetřovaném šikmém řezu,
 - d_{sb} jmenovitý průměr nejsilnějšího ohybu ve vyšetřovaném šikmém řezu,
 - h_{eq} účinná výška trámu,
 - μ_q stupeň smykového vyztužení uvažovaný nejnižší hodnotou ve vyšetřovaném šikmém řezu,
 - k součinitel povrchu smykové výztuže; uvažuje se nejnižší hodnota součinitele k , jsou-li ve vyšetřovaném prvku třmínky a ohyby s jinými hodnotami součinitele povrchu smykové výztuže,
 - R_{sn} normová pevnost smykové výztuže; uvažuje se nejvyšší hodnota pevnosti R_{sn} , jsou-li ve vyšetřovaném prvku třmínky a ohyby s jinými hodnotami normové pevnosti smykové výztuže,
 - ν_s součinitel podmínek působení smykové výztuže,
 - E_s modul pružnosti smykové výztuže,
 - E_b modul pružnosti betonu.

5 Výpočet šířky trhlin dle ČSN EN 1992-1-1

5.1 Vzorec pro přímý výpočet šířky trhlin w_k

Dle přístupu [5] je možno uvážit vzorec pro výpočet šířky trhlin w_k ve tvaru:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (5.1)$$

kde	$s_{r,max}$ je	maximální vzdálenost trhlin,
	ε_{sm}	průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže odpovídající příslušné kombinaci zatížení, jež zahrnuje účinek vnesených deformací a přihlíží k účinkům tahového ztužení prvku. Neuvažuje se celkové tahové poměrné přetvoření, ale pouze přídavné od stavu nulového poměrného přetvoření betonu ve stejné výšce průřezu,
	ε_{cm}	průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi jednotlivými trhlínami.

5.1.1 Rozdíl průměrných hodnot přetvoření výztuže a betonu

Norma ČSN EN 1992-1-1 [5] umožňuje vypočítat celkový rozdíl průměrných hodnot poměrných přetvoření ve výztuži a betonu tak, aniž by bylo zapotřebí znát velikosti jednotlivých hodnot. Rozdíl se určí vztahem:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (5.2)$$

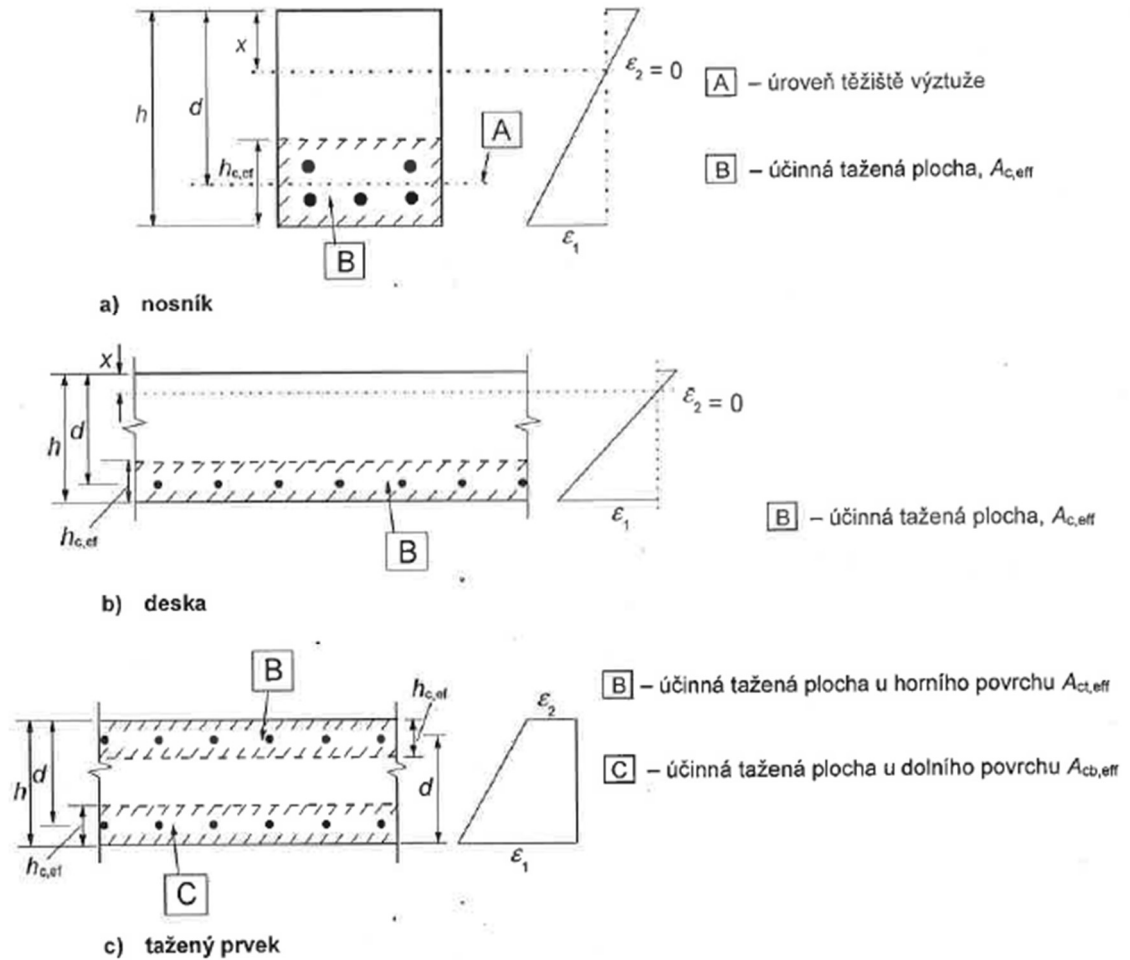
kde	σ_s je	napětí v tažené výztuži stanové v průřezu porušeném trhlínou,
	α_e	poměr modulu pružnosti výztuže a sečnového modulu pružnosti betonu, tedy E_s/E_{cm} ,
	k_t	součinitel závislý na délce trvání zatížení: $k_t = 0,6$ pro krátkodobé zatížení, $k_t = 0,4$ pro dlouhodobé zatížení,
	$f_{ct,eff}$	hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin, $f_{ct,eff}$ je rovno f_{ctm} nebo je nižší z důvodu předpokladu výskytu trhlin dříve než za 28 dní, $f_{ctm}(t)$,
	$\rho_{p,eff}$	efektivní stupeň vyztužení, který je dán poměrem:

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}, \quad (5.3)$$

kde	A_s je	plocha tažených prutů v průřezu prvku,
	$A_{c,eff}$	účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou výztuž o výšce $h_{c,eff}$, viz Obr. 5.1,

$$h_{c,eff} = \min\{2,5(h - d); (h - x)/3; h/2\}, \quad (5.4)$$

kde	h je	výška průřezu,
	d	účinná výška průřezu,
	x	vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačенého okraje.



Obr. 5.1 – Typické příklady účinné tažené plochy [5]

5.1.2 Maximální vzdálenost trhlin

Hodnotu maximální vzdálenosti trhlin je možné spočítat pomocí různých vzorců v závislosti na dané situaci. Pokud se soudržná výztuž v betonu vyskytuje v dostatečné blízkosti středu tažené oblasti, a to ve vzdálenosti menší než $5(c+\varnothing/2)$, viz Obr. 5.2, pak je možné spočítat maximální výslednou vzdálenost trhlin vzorcem:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (5.5)$$

kde c je krycí vrstva výztuže,
 \varnothing průměr prutu. Nachází-li se v průřezu pruty s různými průměry, má se využít ekvivalentní průměr \varnothing_{eq} . Pro jeho výpočet je stanoven následující vztah, který v průřezu uvažuje s n_1 pruty průměru \varnothing_1 a n_2 pruty průměru \varnothing_2 :

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \varnothing_1^2 + n_2 \varnothing_2^2}{n_1 \varnothing_1 + n_2 \varnothing_2}, \quad (5.6)$$

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:

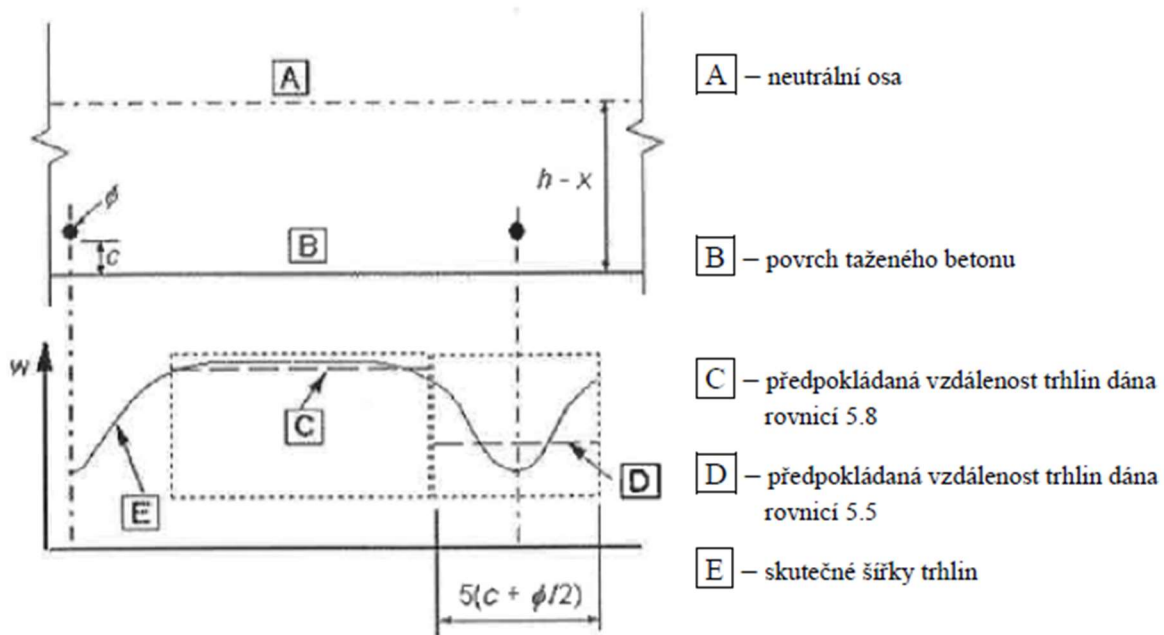
$k_2 = 0,5$ pro ohyb,
 $k_2 = 1,0$ pro prostý tah.

V jiných případech, jako je mimostředný tah nebo pro místní oblasti, se má použít mezilehlých hodnot k_2 , které jsou dány vztahem:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1), \quad (5.7)$$

kde ε_1 je větší a ε_2 menší tahové poměrné přetvoření na okrajích vyšetřovaného průřezu, který je celý oslaben trhlinou.

k_3, k_4 jsou hodnoty, které se mění v různých státech. Doporučenými hodnotami jsou $k_3 = 3,4$ a $k_4 = 0,425$. V České republice se dle Eurokód 2: změna Z1 [9] uvažuje $k_3 = 3,4(25/c)^{2/3} \leq 3,4$ a $k_4 = 0,425$, kde c je krycí vrstva betonu.



Obr. 5.2 – Šířka trhliny w na povrchu betonu v závislosti na vzdálenosti od prutu [5]

Je-li vzdálenost soudržné výztuže vyšší než zmiňovaných $5(c + \phi/2)$, viz Obr. 5.2, nebo nevyskytuje-li se soudržná výztuž v tažené oblasti, lze spočítat maximální vzdálenost trhlín pomocí vztahu:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x), \quad (5.8)$$

Maximální vzdálenost trhlín vypočtená z rovnice 5.8 by měla být dle změny Z1 ČSN EN 1992-1-1 [9] menší než hodnota z rovnice 5.5. Pokud tomu tak není, má se použít hodnota ze vztahu 5.5.

Vzdálenost trhlín $s_{r,max}$ je možné stanovit pro prvky vyztužené ve dvou vzájemně na sebe kolmých směrech, kde úhel mezi směrem hlavního napětí a směrem výztuže je vyšší než 15° , vzorcem:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin\theta}{s_{r,max,z}}}, \quad (5.9)$$

kde θ je úhel mezi výztuží ve směru y a směrem hlavního tahové napětí,
 $s_{r,max,y}, s_{r,max,z}$ vzdálenosti trhlin vypočtené v daných směrech vztahem 5.5.

Hodnotu $s_{r,max}$ je možno také stanovit jako 1,3násobek výšky stěny, ale pouze u stěn vystavených prvotnímu teplotnímu zkrácení, u nichž je spodní část stěny vetknuta do dříve vybetonovaného základu a u nichž nejsou splněny požadavky na minimální průřezové plochy výztuže pro omezení trhlin.

5.2 Přímý výpočet šířky trhliny w_k dle CEB-FIP model code 1990

Výpočet šířky trhlin w_k dle Eurokódu [5] se ve velké míře podobá výpočtu, který lze nalézt v dřívějším předpisu CEB-FIP model code [6], kde je vzorec formulován v podobě:

$$w_k = l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}), \quad (5.10)$$

kde $l_{s,max}$ je délka, na které se předpokládá vzájemný posun mezi výztuží a betonem; dochází k rozdílnému přetvoření v obou materiálech, což přispívá velikosti šířky trhlin, viz Obr. 5.3, dále viz 5.2.1,
 ε_{sm} průměrné přetvoření oceli v délce $l_{s,max}$,
 ε_{cm} průměrné přetvoření betonu v délce $l_{s,max}$,
 ε_{cs} přetvoření betonu způsobeno smršťováním.

Platí-li podmínka:

$$\rho_{s,ef}\sigma_{s2} > f_{ctm}(t)(1 + \alpha_e\rho_{s,ef}), \quad (5.11)$$

předpokládá se rozšiřování, již stabilních trhlin. V opačném případě dochází ke vzniku nových trhlin,

kde $f_{ctm}(t)$ a α_e mají stejný význam jako v ČSN EN 1992-1-1 [5],
 $\rho_{s,ef}$ je rovno $\rho_{p,eff}$, tedy poměru $A_s/A_{c,eff}$, taktéž stejné jako u ČSN EN 1992-1-1 [5],
 σ_{s2} rovno σ_s z ČSN EN 1992-1-1 [5].

Pro jednoduchost je možné člen $(1 + \alpha_e\rho_{s,ef})$ ponechat rovný 1.

5.2.1 Délka přenosu sil mezi výztuží a betonem

Délka $l_{s,max}$ se vypočte vztahem:

$$l_{s,max} = 2 \frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE}}{4\tau_{bk}} \phi_s, \quad (5.12)$$

Pro zvětšování šířek stabilizovaných trhlin lze použít:

$$l_{s,max} = \frac{\phi_s}{3,6\rho_{s,ef}}, \quad (5.13)$$

a pro tvorbu jednotlivých trhlin se využije vzorec:

$$l_{s,max} = \frac{\sigma_{s2}}{2\tau_{bk}} \phi_s \frac{1}{1 + \alpha_e\rho_{s,ef}}, \quad (5.14)$$

- kde σ_{sE} je napětí ve výztuži v okamžiku nulového posunu,
 τ_{bk} spodní hodnota průměrného napětí v soudržnosti, která může být převzata z Tab 5.1,
 \varnothing_s průměr prutu vyztužení nebo ekvivalentní průměr výztuže, pokud se v průřezu nachází pruty s různými průměry.

5.2.2 Rozdíl průměrných hodnot přetvoření výztuže a betonu

Stejně jako u ČSN EN 1992-1-1 [5] lze i u přístupu [6] použít přímo výpočet rozdílu průměrných přetvoření bez potřeby výpočtu jednotlivých hodnot. Avšak CEB-FIP model code 1990 [6] přistupuje k výpočtu trochu odlišně.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = (\varepsilon_{s2} - \beta \Delta \varepsilon_{sr}) - \beta \varepsilon_{sr1} = \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2}, \quad (5.15)$$

- kde ε_{s2} je poměrné přetvoření výztuže v místě trhliny,
 ε_{sr2} poměrné přetvoření výztuže v místě trhliny, jež je vyvoláno silami dosahující tahové pevnosti v betonu $f_{ctm}(t)$ uvnitř účinné plochy betonu $A_{c,ef}$. Pokud jsou vnitřní síly menší nebo rovny těmto silám, pak $\varepsilon_{sr2} = \varepsilon_{s2}$,
 ε_{sr1} poměrné přetvoření výztuže v místě nulového posunu, vyvolané silami dosahující $f_{ctm}(t)$,
 β empirický součinitel, který umožňuje dosáhnout průměrného přetvoření na délce $l_{s,max}$, může být převzat z Tab 5.1.

Tab. 5.1 – Hodnoty β a τ_{bk}

	Pro tvoření jednotlivých trhlin		Pro rozšiřování stabilizovaných trhlin	
	β	τ_{bk}	β	τ_{bk}
Krátkodobé zatížení	0,6	$1,8f_{ctm}(t)$	0,6	$1,8f_{ctm}(t)$
Dlouhodobé zatížení	0,6	$1,35f_{ctm}(t)$	0,38	$1,8f_{ctm}(t)$

5.2.3 Přímý výpočet plochy vyztužení

Při návrhu železobetonových konstrukcí je nutno znát potřebnou plochu vyztužení A_s , kterou lze vypočítat podle přístupu [6] za předpokladu daných průměrů prutů výztuže následujícím vztahem:

$$A_s = \sqrt{\frac{\varnothing_s F_{cr} (F_s - \beta F_{cr})}{2 E_s w_k \tau_{bk} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef})}}, \quad (5.16)$$

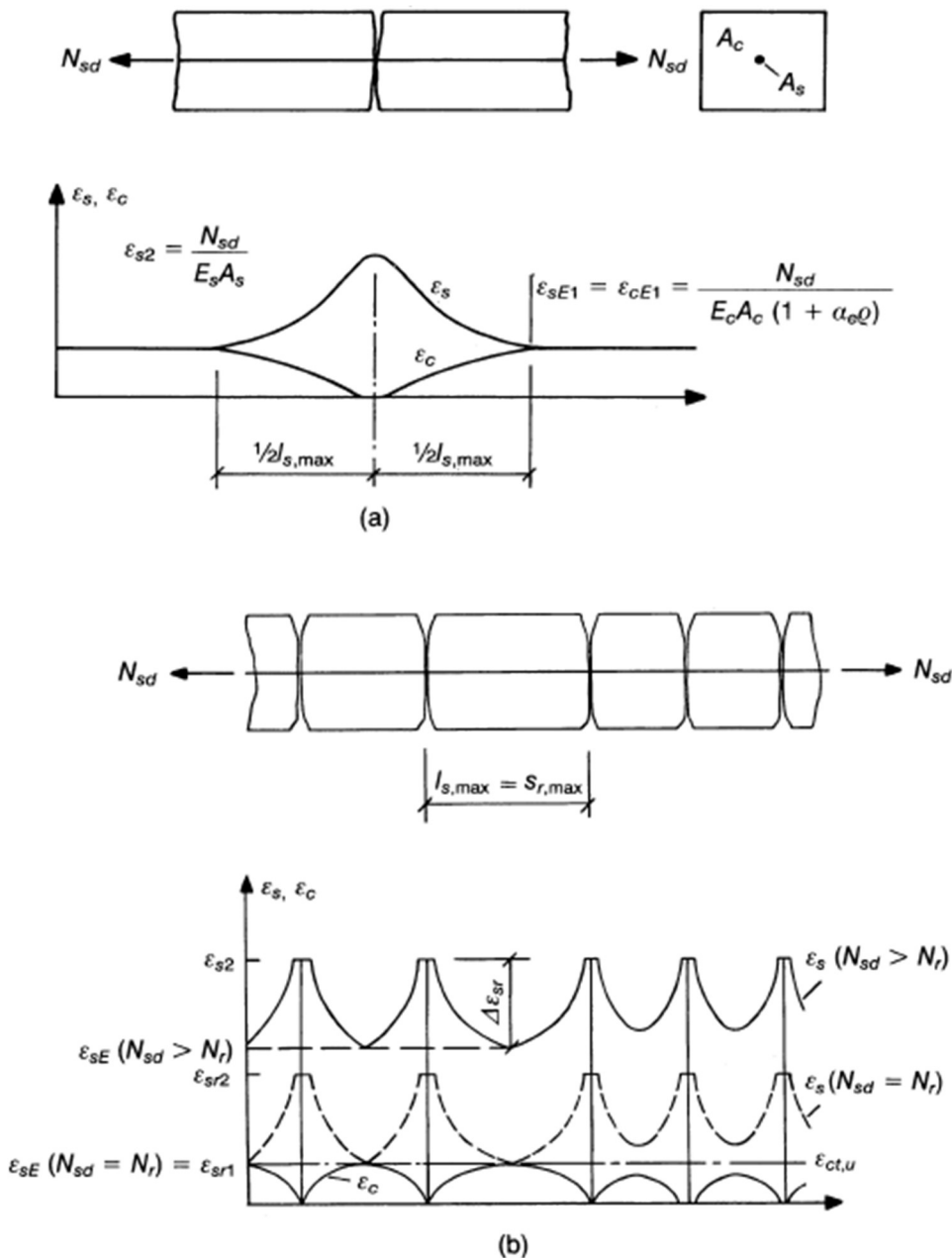
- kde $(1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) = 1$. Stejně jako u rovnice 5.11 se tento člen pro jednoduchost smí uvažovat roven jedné,
 F_s je síla v místě trhliny přenášená vyztuží,
 F_{cr} síla, která musí být vnesena do betonu soudržností nebo interakcí s dalšími částmi konstrukce, potřebná k vyvolání vzniku trhlin uvnitř účinné plochy $A_{c,ef}$ na konci přenášecí délky.

Pro stádium tvorby trhlin, tedy $\rho_{s,ef} \sigma_{s2} \leq f_{ctm}(t)(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})$, platí:

$$F_{cr} = F_s, \quad (5.17)$$

pro stabilizované trhliny, jež se rozšiřují, tedy $\rho_{s,ef} \sigma_{s2} > f_{ctm}(t)(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})$, platí:

$$F_{cr} = A_{c,ef} f_{ctm}(t)(1 + \alpha_e \rho_{s,ef}), \quad (5.18)$$



Obr. 5.3 – Průběh přetvoření pro výpočet vzdálenosti trhlin a průměrné přetvoření: a) pro samostatné trhliny; b) pro trhliny rozšířené [6]

5.3 Omezení šířky trhlin

Dle přístupu [5] není třeba v některých případech šířky trhlin počítat, a to z důvodu jejich omezení. To platí pro železobetonové desky, namáhané ohybem bez významnějšího vlivu osového tahu, kde nejsou zapotřebí žádná omezení šířky trhlin, je-li tloušťka desky maximálně 200 mm a jsou-li dodrženy konstrukční zásady vyztužení desky.

V Eurokód [5] je možné zajistit požadované šířky trhlin omezením průměru navržené výztuže nebo jejich vzdáleností, viz Tab. 5.2 a Tab. 5.3, které byly revidovány změnou Z1 Eurokódu 2.

Tab. 5.2 – Maximální průměry prutů \varnothing_s^* pro omezení šířky trhlin

Napětí ve výztuži [MPa]	Maximální průměr prutů [mm]			
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm	$w_k=0,1$ mm
120	116	84	52	21
160	63	44	27	10
200	36	28	16	5
240	26	18	10	-
280	19	13	7	-
320	14	9	5	-
360	10	7	-	-
400	8	5	-	-

Tyto hodnoty jsou vypočteny za předpokladů:
 $c=36$ mm (průměrná hodnota $k_3 \cdot c$ při betonové krycí vrstvě 25 a 50mm);
 $f_{ct,eff}=2,9$ MPa; $h_{cr}=0,5h$; $h_{c,eff}=2,5(h-d)=0,1h$; $k_1=0,8$; $k_2=0,5$;
 $k_c=0,4$; $k=1,0$; $k_t=0,4$; $k_4=0,425$; $k_3=3,4(25/c)^{2/3} \leq 3,4$
 $a(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})=0,6 \cdot \sigma_s/E_s$

Tab. 5.3 - Maximální vzdálenost prutů pro omezení šířky trhlin

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

Tyto hodnoty jsou vypočteny za předpokladů:
 $c=36$ mm (průměrná hodnota $k_3 \cdot c$ při betonové krycí vrstvě 25 a 50mm);
 $f_{ct,eff}=2,9$ MPa; $h_{cr}=0,5h$; $h_{c,eff}=2,5(h-d)=0,1h$; $k_1=0,8$; $k_2=0,5$;
 $k_c=0,4$; $k=1,0$; $k_t=0,4$; $k_4=0,425$; $k_3=3,4(25/c)^{2/3} \leq 3,4$
 $a(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})=0,6 \cdot \sigma_s/E_s$

Maximální průměry prutů se pak upravují:

1) Pokud je prvek ohýbán a je alespoň jeho část tlačena:

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{k \cdot k_c \cdot h_{cr}}{5 \cdot k_2 \cdot (h-d)}, \quad (5.19)$$

2) Pokud je prvek namáhán tahem:

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{k \cdot h_{cr}}{4(h-d)}, \quad (5.20)$$

kde	\varnothing_s	je	maximální upravený průměr prutu,
	\varnothing_s^*		maximální průměr prutu z Tab. 5.3,
	h		celková výška průřezu,
	h_{cr}		výška tažené oblasti průřezu před vznikem trhliny s uvažováním hodnot osových sil v kvazi-stálé kombinaci,
	d		účinná výška průřezu, která je vztažena k těžišti krajní vrstvy výztuže.

Dále pro nosníky o celkové výšce 1 m a vyšší, kde je hlavní výztuž soustředěna pouze na malé části z celkové výšky průřezu, se omezují trhliny na bočních stěnách nosníku pomocí přídavné povrchové výztuže. Taková výztuž musí být rozdělena rovnoměrně mezi úrovní tahové výztuže a neutrální osou a měla by být umístěna uvnitř třmíneků.

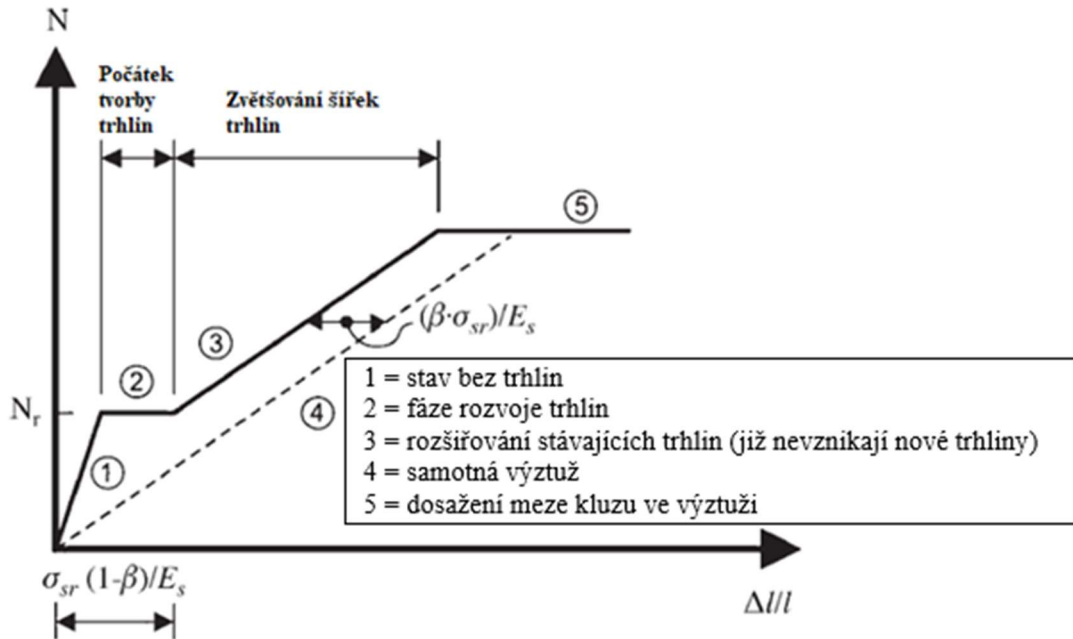
Na omezení šířky trhlin by se mělo dbát v oblastech, kde dochází k náhlým změnám napětí. Mezi tyto oblasti patří takové, kde dochází ke změnám rozměrů a tvaru průřezu, kde se ukončují pruty výztuže, kde je velké napětí v soudržnosti (např.: na koncích styků s přesahem), anebo místa v blízkosti soustředěných zatížení. V takových částech nosníku by měla být věnována pozornost snížení změn napětí.

Trhliny vznikají i za působení smykového zatížení. Nicméně šířky takových trhlin se považují za dostatečně omezené, pokud jsou dodrženy konstrukční zásady výztužení.

6 Výpočet šířky trhlin dle fib Model Code 2010

6.1 Posuzované stavy trhlin

Analýza velikosti šířky trhlin dle doporučení fib Model Code 2010 [7] je založena na základním případě vyztuženého betonového prutu, který je namáhán osovým tahem. s ohledem na chování konstrukce při vzrůstajícím tahovém napětí se rozlišují dle přístupu [7] čtyři různé stavy, a to stav bez trhlin, počátek tvorby trhlin, rozšiřování vytvořených trhlin a nakonec dosažení meze kluzu ve výztuži, viz Obr. 6.1.



Obr. 6.1 – Zjednodušená závislost mezi zatížením a přetvořením pro centricky vyztužený prvek namáhaný tahem [7]

Pro výpočet šířky trhlin je nezbytné vědět, zda v prvku nastává stav rozvoje trhlin, tedy fáze 2 nebo zda dochází k rozšiřování stávajících trhlin dle fáze 3. V souladu se zjednodušeným postupem na Obr. 6.1 lze říci, že fáze rozšiřování stávajících trhlin nastává ve chvíli, kdy zatížení působící na prvek je větší než hodnota zatížení na mezi vzniku trhlin, tedy $N > N_r$. Stav počáteční tvorby trhlin nastává za předpokladu splnění následujícího vztahu:

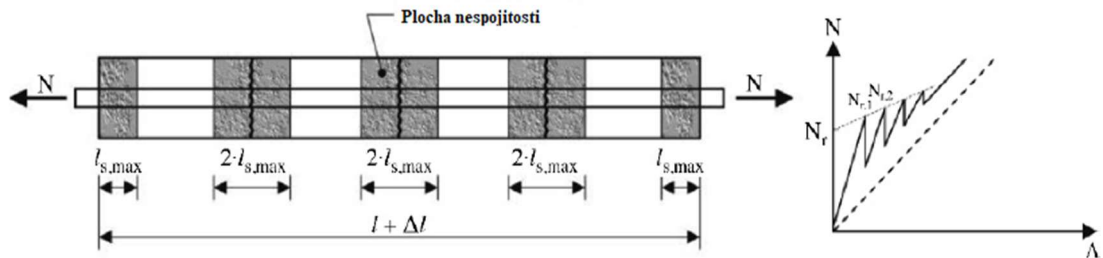
$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \leq \frac{\sigma_{sr}(1-\beta)}{E_s}, \quad (6.1)$$

kde σ_{sr} je maximální napětí výztuže v trhlinách ve fázi 3, viz Obr. 6.1, které se spočítá pro čistě tažené prvky rovnicí 6.2,
 β empirický součinitel, který umožňuje stanovit průměrného přetvoření na délce $l_{s,max}$, který smí být převzat z Tab. 5.1.

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\sigma_{s,ef}} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}). \quad (6.2)$$

Z Obr. 6.1 lze popsat chování centricky vyztuženého prutu namáhaného tahovým napětím nebo nuceným přetvořením. v souladu se zjednodušeným vztahem se při tvoření

trhlin, tedy ve stádiu 2, nezvyšují osově tahové síly. V okamžiku přechodu ze stádia 2 do stádia 3 je ukončena tvorba trhlin, a dále dochází pouze k jejich rozšiřování, tj. neexistuje místo na tomto teoretickém taženém prutu, kde by bylo napětí v betonu shodné nebo dokonce vyšší než napětí na mezi vzniku trhlin. Poslední částí zjednodušeného vztahu je stádium 5, ve kterém je dosaženo meze kluzu ve výztuži.



Obr. 6.2 – Chování vyztuženého prutu namáhaného vnuceným přetvořením [7]

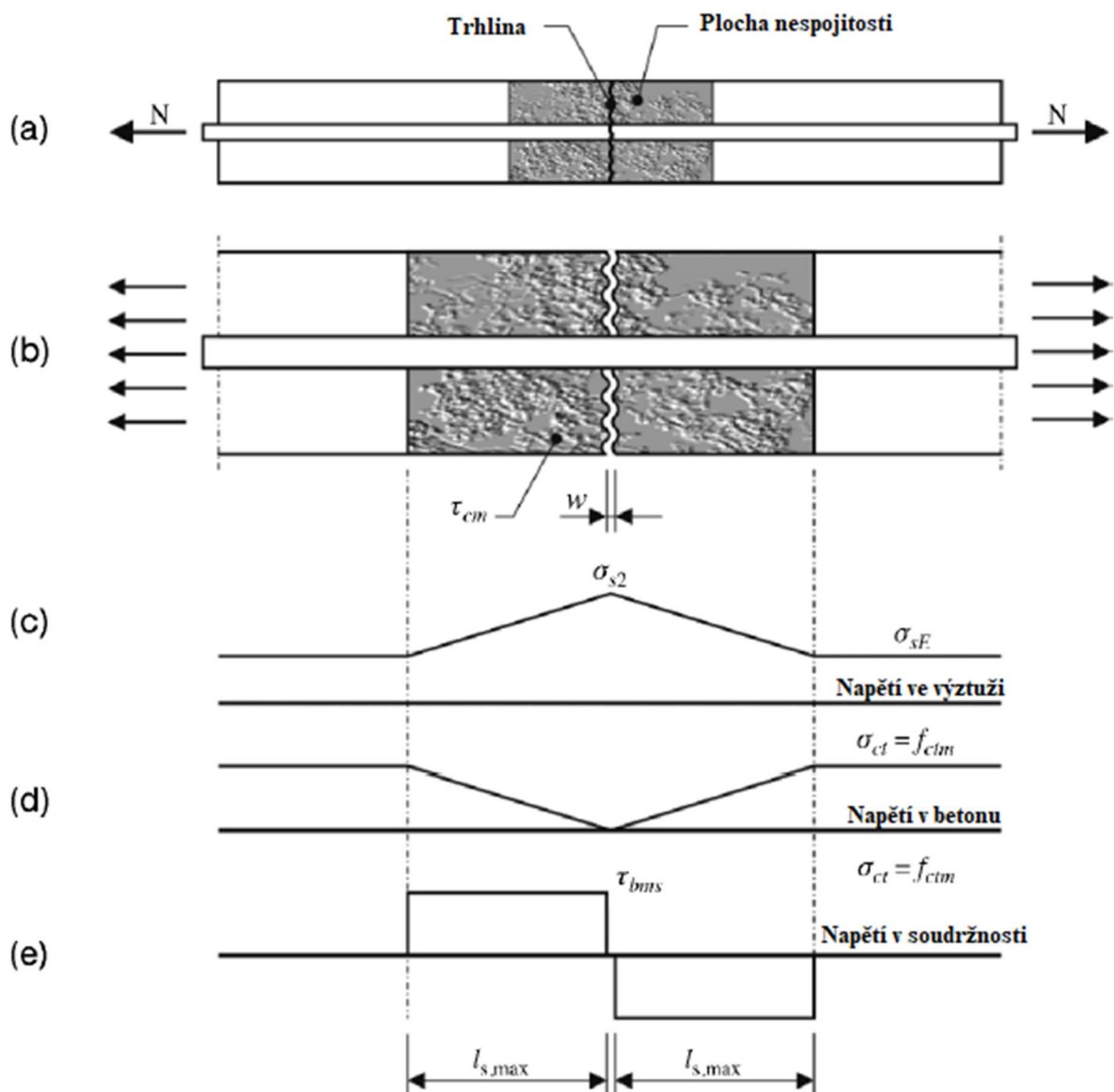
Uvážené zjednodušení na Obr. 6.1 spočívá zejména v podobě stádia 2, jež je zobrazeno jako horizontální úsečka, která se nachází na úrovni tahové síly, při které vznikají trhliny:

$$N_r = A_{c,ef} f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}), \quad (6.3)$$

Ve skutečnosti se úsečka naklání a sahá ze síly při vzniku první trhliny, jež odpovídá dolnímu kvantilu pevnosti betonu v tahu $f_{ctk;0,05}$ až na hodnotu horního kvantilu $f_{ctk;0,95}$ (viz pilové zuby v pravé části Obr. 6.2).

Toto zjednodušení se považuje za dostatečně přesné vzhledem k vlivu počtu nejistot, jako například přesnost umístění výztuže, skutečné tahové napětí betonu, anebo účinek kvality provedení a výroby konstrukce.

Přenos sil v narušené ploše přiléhající k trhlíně je zobrazen na Obr. 6.3.



Obr. 6.3 – Zobrazení napětí ve výztuži, v betonu a v soudržnosti mezi betonem a výztuží na porušené ploše ve stavu tvorby trhlin, kde je vyznačeno (a) centricky vyztužený tahově namáhaný prut s trhlinou, (b) plocha nespojitosti, (c) vývoj napětí ve výztuži, (d) vývoj napětí v betonu, (e) vývoj napětí v soudržnosti mezi betonem a výztuží [7]

6.2 Stanovení šířky trhliny přímým výpočtem

Na rozdíl od norem ČSN 73 1201 [3] a ČSN EN 1992-1-1 [5] se v přístupu [7] uvádí vzorec návrhové hodnoty šířky trhlin, nikoli charakteristické hodnoty. Vztah je určen pro všechny stádia trhlin jako:

$$w_d = 2l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}). \quad (6.4)$$

6.2.1 Délka přenosu sil mezi výztuží a betonem

Pro výpočet délky $l_{s,max}$ je ve fib Model Code 2010 [7] uveden vztah:

$$l_{s,max} = k \cdot c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \frac{\varphi_s}{\rho_{s,ef}}, \quad (6.5)$$

- kde k je empirický parametr, který bere v úvahu vliv krycí vrstvy výztuže, pro jednoduchost je možné zvolit $k=1,0$;
 c krycí vrstva výztuže,
 τ_{bm} střední hodnota napětí v soudržnosti mezi betonem a výztuží, která může být převzata z Tab. 5.1,
 φ_s průměr výztuže.

Rovnice 6.5 je platná pouze pro konstrukce, jejichž krycí vrstva není vyšší než 75 mm. Pro větší krycí vrstvy betonu je nutno provést detailní analýzu chování.

Stejně jako v Eurokódu 2 [5] při výpočtu maximální vzdálenosti trhlin $s_{r,max}$ pro prvky vyztužené ve dvou ortogonálních směrech se i v doporučení fib Model Code 2010 [7] uplatňuje podobný výpočet pro délku přenosu sil mezi výztuží a betonem:

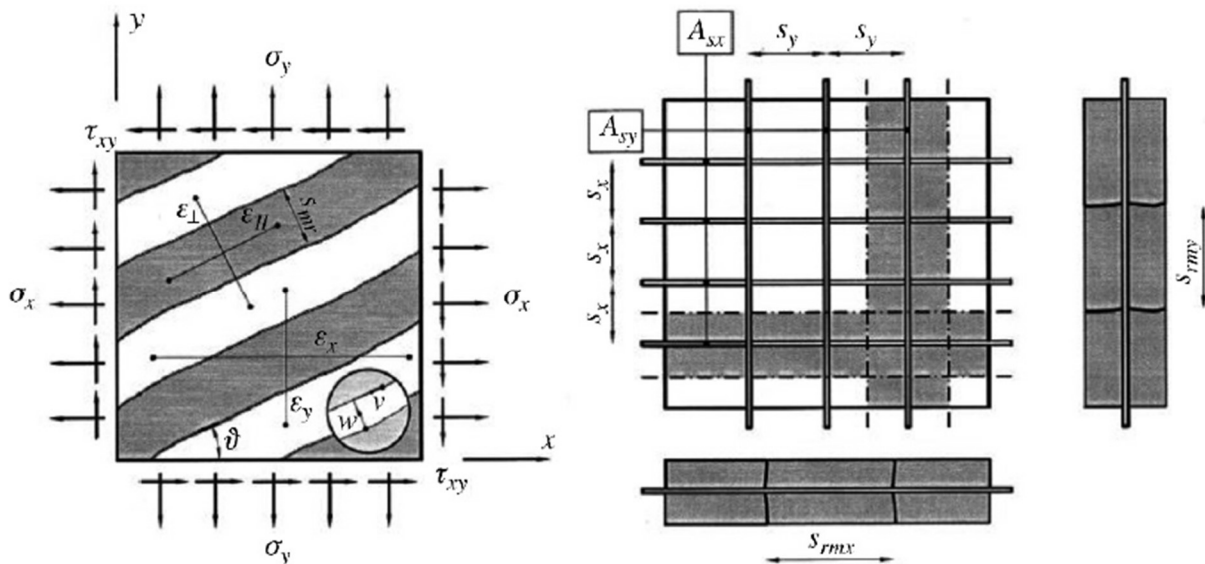
$$l_{s,max,\theta} = \left(\frac{\cos\theta}{l_{sx,k}} + \frac{\sin\theta}{l_{sy,k}} \right), \quad (6.6)$$

- kde θ je úhel mezi výztuží umístěnou ve směru x a hlavním tahovým napětím, který by měl být větší než 15° ,
 $l_{sx,k}, l_{sy,k}$ jsou délky přenosu sil mezi výztuží a betonem v ortogonálních směrech, které se vypočtou pomocí vzorce 6.5.

Potom je možné výpočet šířky trhliny zformulovat takto:

$$w_d = 2 \cdot l_{s,max,\theta} (\varepsilon_{\perp} - \varepsilon_{c,\perp}), \quad (6.7)$$

- kde ε_{\perp} a $\varepsilon_{c,\perp}$ je střední hodnota přetvoření a střední hodnota přetvoření v betonu, vyčísleny ve směrech kolmých k trhlině, viz Obr. 6.4.



Obr. 6.4 – Podstata výpočtu šířky trhliny pro výztuž odkloněnou z kolmého směru vůči trhlině [7]

6.2.2 Výpočet celkového průměrného přetvoření

Dle přístupu [7] se nepočítá pouze rozdíl mezi přetvořením výztuže a betonu, ale je také započteno přetvoření v betonu způsobeno vlivem smršťování:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs} = \frac{\sigma_s - \beta \cdot \sigma_{sr}}{E_s} - \eta_r \varepsilon_{sh}, \quad (6.8)$$

- kde σ_s je napětí ve výztuži v místě trhliny,
 σ_{sr} maximální napětí výztuže v trhlinách ve stavu zvětšování šířek již vytvořených trhlín, které se spočítá pro čistě tažené prvky rovnicí 6.2,
 β empirický součinitel definující střední přetvoření na délce $l_{s,max}$, který závisí na typu zatížení, viz Tab. 6.1,
 η_r koeficient zohledňující příspěvek smršťování, hodnota má být převzata z Tab. 6.1,
 ε_{sh} přetvoření způsobené vlivem smršťování.

Tab. 6.1 – Hodnoty τ_{bk} , β a η_r pro deformovaný vyztužený prut

	Pro vznik trhlín			Pro zvětšování šířek trhlín		
	β	τ_{bk}	η_r	β	τ_{bk}	η_r
Krátkodobé okamžité zatížení	0,6	$1,8f_{ctm}(t)$	0	0,6	$1,8f_{ctm}(t)$	0
Dlouhodobé opakující se zatížení	0,6	$1,35f_{ctm}(t)$	0	0,38	$1,8f_{ctm}(t)$	1

6.2.3 Vliv ohybu na šířku trhlín

Rovnice 6.4 a 6.7 počítají šířky trhlín pouze za předpokladu čistého tahového namáhání. Proto při výpočtu šířky trhlín u prvků namáhaných ohybovým momentem je nutno zohlednit celkovou šířku trhlíny koeficientem R. Pokud je prvek zatížen ohybovým momentem dochází ke zvětšování trhlínového prostoru a také šířky trhlíny v nejméně tažených vláknech v průřezu. Pro zohlednění ohybového namáhání prvku se vynásobí již vypočtená šířka trhlíny koeficientem, který byl odvozen z výsledků experimentů:

$$R = \frac{h-x}{d-x}, \quad (6.9)$$

- kde h je výška průřezu,
 d účinná výška průřezu,
 x výška tlačené části průřezu. [8]

6.3 Omezení šířky trhlín bez přímého výpočtu

Za správně definovaných podmínek lze i v Model Code 2010 [7] stejně jako v Eurokódu 2 [5] splnit požadavky na velikost šířky trhlín bez přímého výpočtu. Pokud je uvažován malý a vysoký prvek namáhaný zejména ohybovým momentem, pak není třeba zvažovat žádná zvláštní opatření pro kontrolu trhlín. Stejně tak lze říci, že pokud je zajištěna minimální

plocha vyztužení, tak návrhová šířka trhlin bude přijatelně malá, ovšem pouze jsou-li vhodně zvoleny průměry výztuže a rozmístění výztuže.

U vyztužených desek namáhaných ohybem bez významného osového napětí také není zapotřebí žádných zvláštních opatření pro kontrolu šířky trhlin za předpokladu, že průměrná výška desky není větší než 200 mm a jsou splněny konstrukční zásady vyztužení.

Model Code 2010 [7] taktéž využívá tabulek pro omezení šířky trhlin. Je uvedeno, že pokud jsou dodrženy hodnoty v Tab. 6.2 a Tab. 6.3, pak šířka trhliny zpravidla nepřekročí hodnotu 0,30 mm.

Pro trhliny vytvořené ve stádiu 2, tedy při počátečním rozvoji trhlin je možno dle Tab. 6.2 stanovit hodnoty průměru výztuže tak, že je zaručena maximální šířka trhliny 0,30 mm.

Pro trhliny, které se nachází ve stádiu 3, při rozšiřování již vytvořených trhlin, můžeme uvažovat, že hodnota šířky trhliny 0,30 mm nebude překročena, pokud jsou dodrženy předpisy z Tab. 6.2 a Tab. 6.3.

Tab. 6.2 – Maximální průměr výztuže pro omezení šířky trhlin bez přímého výpočtu

Napětí ve výztuži σ_s [MPa]	Maximální průměr výztuže [mm]
160	40
200	30
240	20
280	14
320	10
360	8
400	6
450	4

Napětí ve výztuži je počítáno při kvazistálé kombinaci zatížení. Hodnoty v této tabulce jsou získány za těchto předpokladů:

- 1) Vyztužení splňuje minimální množství výztuže v ohybu. Větší množství výztuže poskytuje vyšší hodnoty maximálních průměrů výztuže.
- 2) Rozdíl (h-d) je přibližně 0,10h.
- 3) Výška prvku je 400 mm.

Pro vyztužené prvky s průměrnou hodnotou pevnosti betonu v tahu odlišnou od $f_{ctm} = 2,9 \text{ kN/m}^2$ se průměr výztuže přepočítává při:

- stádiu rozvoje trhlin pomocí vztahu:

$$\varnothing_s = \varnothing_{s,max} \frac{f_{ctm}(t)}{2,9}, \quad (6.10)$$

- stádiu rozšiřování vytvořených trhlin pomocí vztahu:

$$\varnothing_s = \varnothing_{s,max} \frac{h_t}{7,5(h-d)} > \varnothing_{s,max}, \quad (6.11)$$

kde \varnothing_s je maximální upravený průměr prutu,
 $\varnothing_{s,max}$ maximální průměr prutu z Tab. 6.2,
h celková výška průřezu,
 h_{cr} výška tažené oblasti průřezu před vznikem trhliny,

- d účinná výška průřezu, která je vztažena k těžišti krajní vrstvy výztuže,
 f_{ctm} střední hodnota pevnosti betonu v tahu v čase t, kdy nastává první trhлина.

Tab. 6.3 – Maximální vzdálenost výztuže pro omezení šířky trhlin bez přímého výpočtu

Napětí ve výztuži σ_s [MPa]	Maximální vzdálenost výztuže [mm]
160	300
200	300
240	250
280	150
320	100
360	60

Napětí ve výztuži je počítáno při kvazistálé kombinaci zatížení. Hodnoty v této tabulce jsou získány za těchto předpokladů:

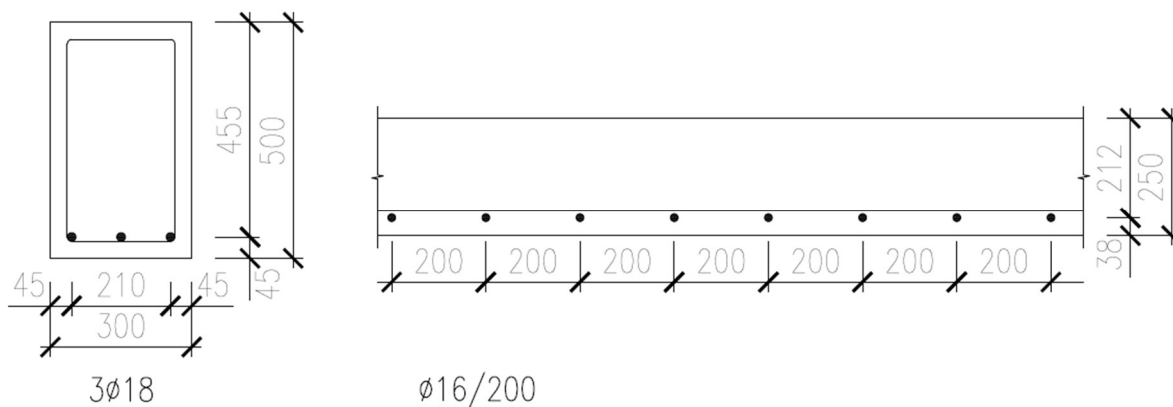
- 1) Vyztužení splňuje minimální množství výztuže v ohybu. Větší množství výztuže poskytuje vyšší hodnoty maximálních průměrů výztuže.
- 2) Rozdíl (h-d) je přibližně 0,10h.
- 3) Výška prvku je 400 mm.

7 Parametrická studie

Další část této bakalářské práce je věnována parametrické studii, která se zabývá srovnáním výpočtu šířky trhlin dle jednotlivých přístupů [3], [5] a [7]. Cílem tohoto porovnání je ověření vlivu parametrů, které do výpočtu vstupují, na výslednou šířku trhliny stanovenou přímým výpočtem. Jako proměnné veličiny jsou zvoleny hodnoty tloušťky krycí vrstvy betonu, stupně vyztužení betonu a tahové napětí, které je dosaženo v prutech.

Studie je provedena na modelovém trámu a desce, viz Obr. 7.1. Trám je obdélníkového tvaru o šířce 300 mm a výšce 500 mm. Tahová výztuž je navržena v dolní části průřezu v jedné vrstvě s daným počtem prutů průměru 18 mm vždy s třmínkem o průměru 6 mm tak, aby bylo vždy dosaženo minimální plochy vyztužení dle Eurokódu 2 [5]. Výška desky byla zvolena 250 mm s výztužnými pruty průměru 16 mm. Krycí vrstva betonu je navrhována 20, 30, 40 a 50 mm. Vždy je tato hodnota uvažována jako krytí hlavní výztuže, nikoliv jako krytí třmínků, jak by se mohlo zdát u trámů. Uvažovaná třída betonu je C25/30 (B30) a ocel B500B (10 505 R).

Materiálové charakteristiky:	Beton C25/30 (B30)	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
	Ocel B500B (10 505 R)	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $E_s = 200 \text{ GPa}$

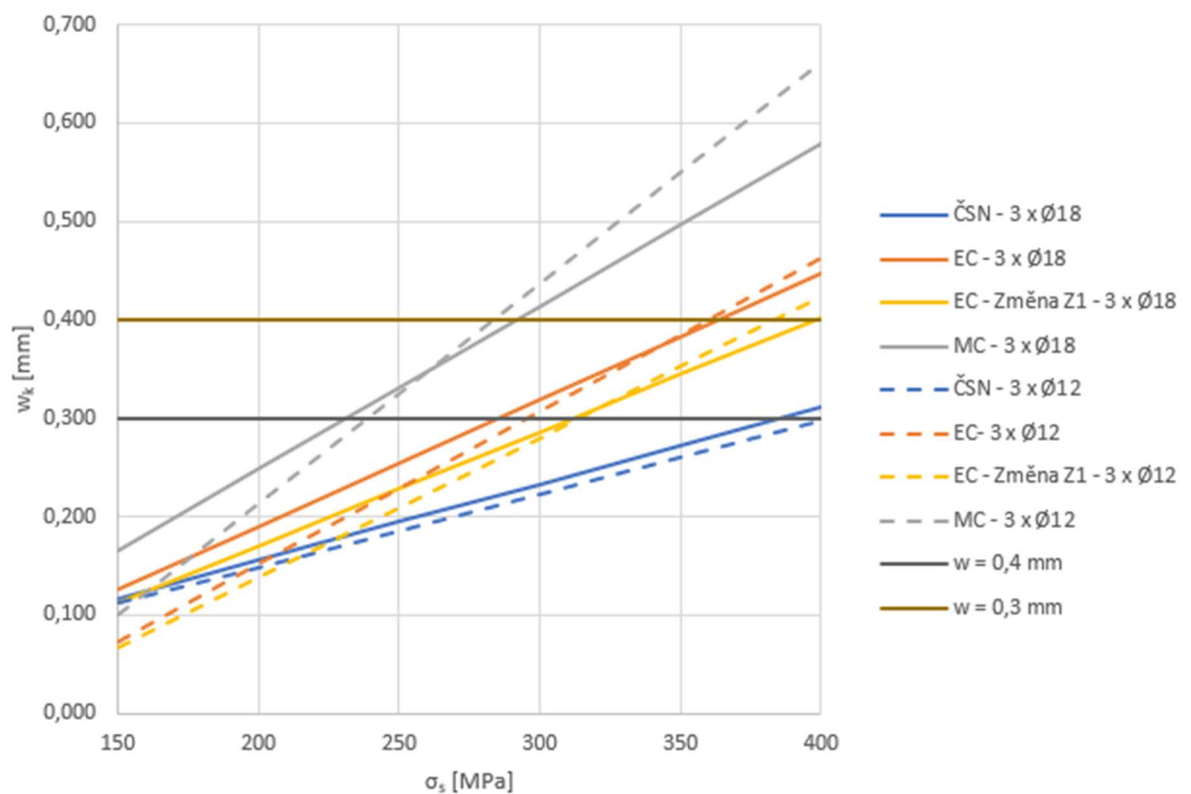


Obr. 7.1 – Schéma modelového trámu a desky

7.1 Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelový trám

Graf znázorňuje změnu šířky trhliny dle všech tří přístupů při postupně zvyšovaném napětí ve výztuži. Tato závislost je určena na trám pro tloušťku krycí vrstvy 30 mm a pro plochu výztuže $A_s = 7,634 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, což odpovídá 3 x \varnothing 18 mm. Dále je do grafu vnesena plocha výztuže $A_s = 3,393 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, tedy 3 x \varnothing 12 mm pro porovnání, jak daný přístup pracuje s rozdílnou velikostí průměru prutu a jinou mírou vyztužení.

Z grafu lze vyčíst lineární závislost změny šířky trhliny na velikosti působícího napětí dle všech tří přístupů, nicméně pro každý z nich vychází jiná směrnice přímk. Největší šířka trhlin vychází dle výpočtu fib Model Code 2010 [7] a nejmenší dle ČSN 73 1201 [3]. Rozdíl před změnou Z1 Eurokódu 2 a po změně je dán rozdílnou hodnotou součinitele k_3 pro krycí vrstvu 30 mm.

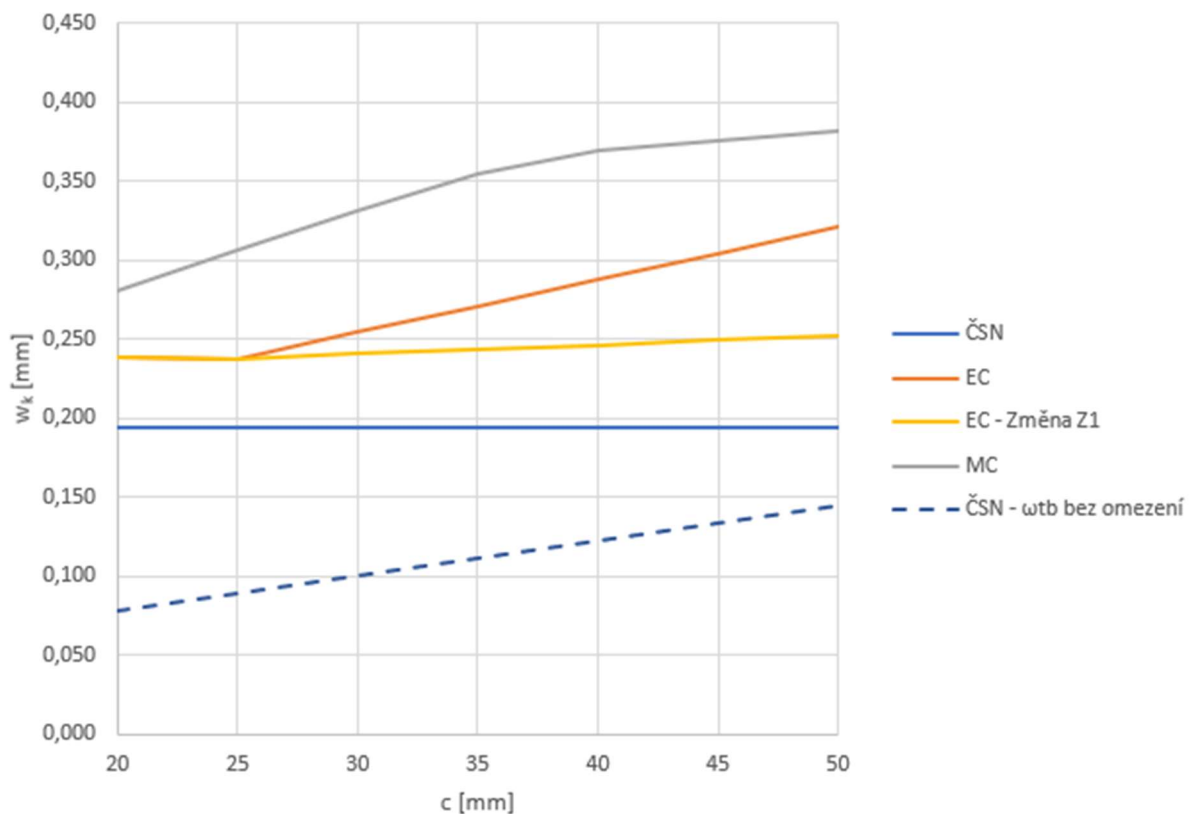


Graf 7.1 - Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelový trám

7.2 Závislost šířky trhliny na tloušťce krycí vrstvy pro modelový trám

Tento graf určuje závislost velikosti šířky trhliny na proměnné tloušťce krycí vrstvy. Pro vykreslení grafu je stejně jako v předchozím případě zadáno vyztužení $3 \times \varnothing 18 \text{ mm}$. Napětí ve vyztužení je uvažováno v hodnotě 250 MPa .

Závislost ukazuje stoupající tendenci velikosti šířky trhliny při zvyšované krycí vrstvě, jak v Model Code [7], tak i v Eurokódu 2 [5]. Oba přístupy vychází přibližně se stejnou hodnotou směrnice křivky. Změna Z1 Eurokódu 2 [9] je rozdílná znovu z důvodu vztahu součinitele k_3 při výpočtu maximální vzdálenosti trhlin, který zohledňuje velikost krycí vrstvy. Stejná šířka trhlin pro všechny krycí vrstvy vychází dle ČSN 73 1201 [3] pouze kvůli omezení součinitele krycí vrstvy, který nesmí být menší než 1 a zároveň větší než 3, viz rovnice 4.6. Jelikož je poměr krycí vrstvy k výšce průřezu v trámu velmi malý, pak součinitel krycí vrstvy vychází vždy roven 1. Pro ilustraci je uvedena i křivka pro velikost šířky trhliny bez omezení součinitele krycí vrstvy.

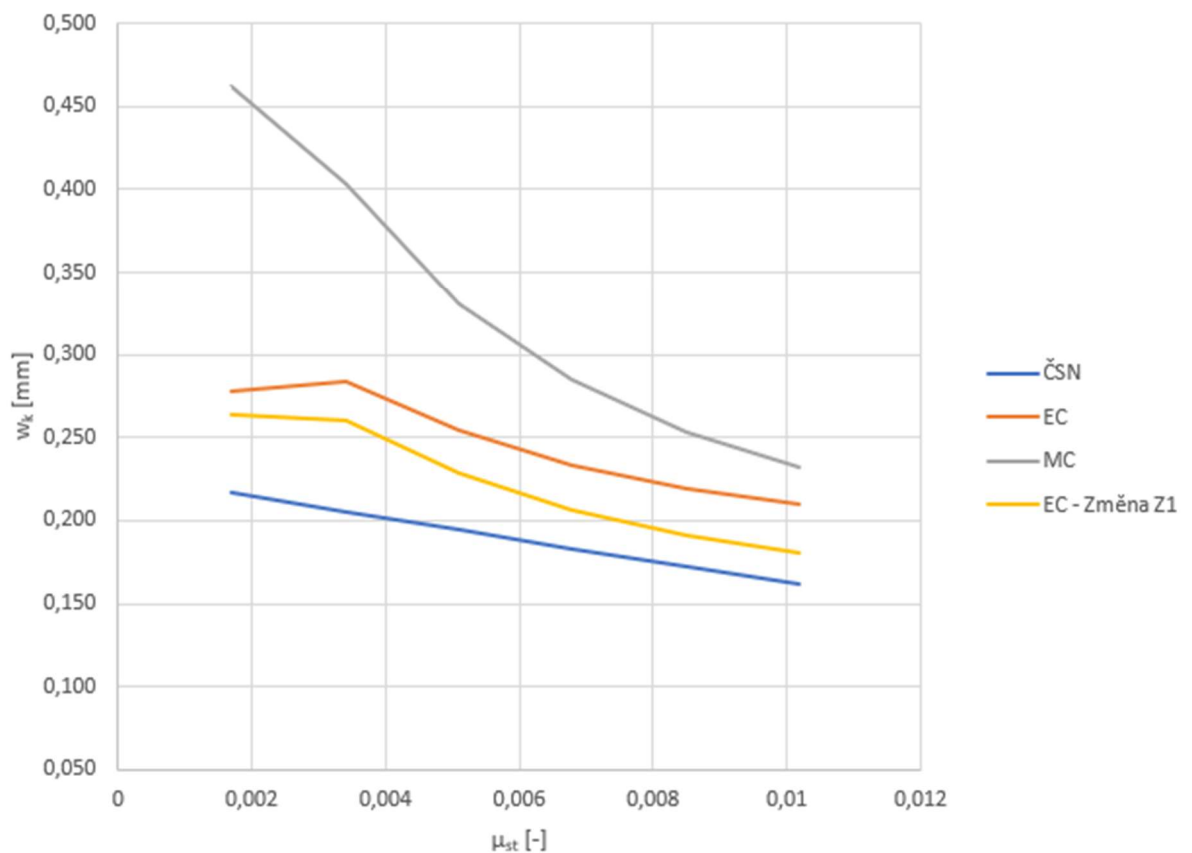


Graf 7.2 - Závislost šířky trhliny na tloušťce krycí vrstvy pro modelový trám

7.3 Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelový trám

Graf zobrazuje pokles velikosti šířky trhliny při dané míře vyztužení, kdy jsou postupně přidávány pruty $\varnothing 18$ mm, a to od minimální plochy vyztužení. Při výpočtu je předpokládána krycí vrstva betonu rovna 30 mm při napětí ve výztuži 250 MPa.

Při zvyšované míře vyztužení je možné sledovat pokles velikosti šířky trhliny, který nastává pod křivkou druhého řádu. Kromě ČSN 73 1201 [3], kde je průběh závislosti lineární. Velký rozdíl oproti ostatním přístupům je možné vidět u Model Code 2010 [7], kde při nízkém stupni vyztužení vychází velmi vysoká hodnota šířky trhliny. Se zvyšujícím se vyztužením ale dochází k přibližování velikosti trhliny k ostatním přístupům.

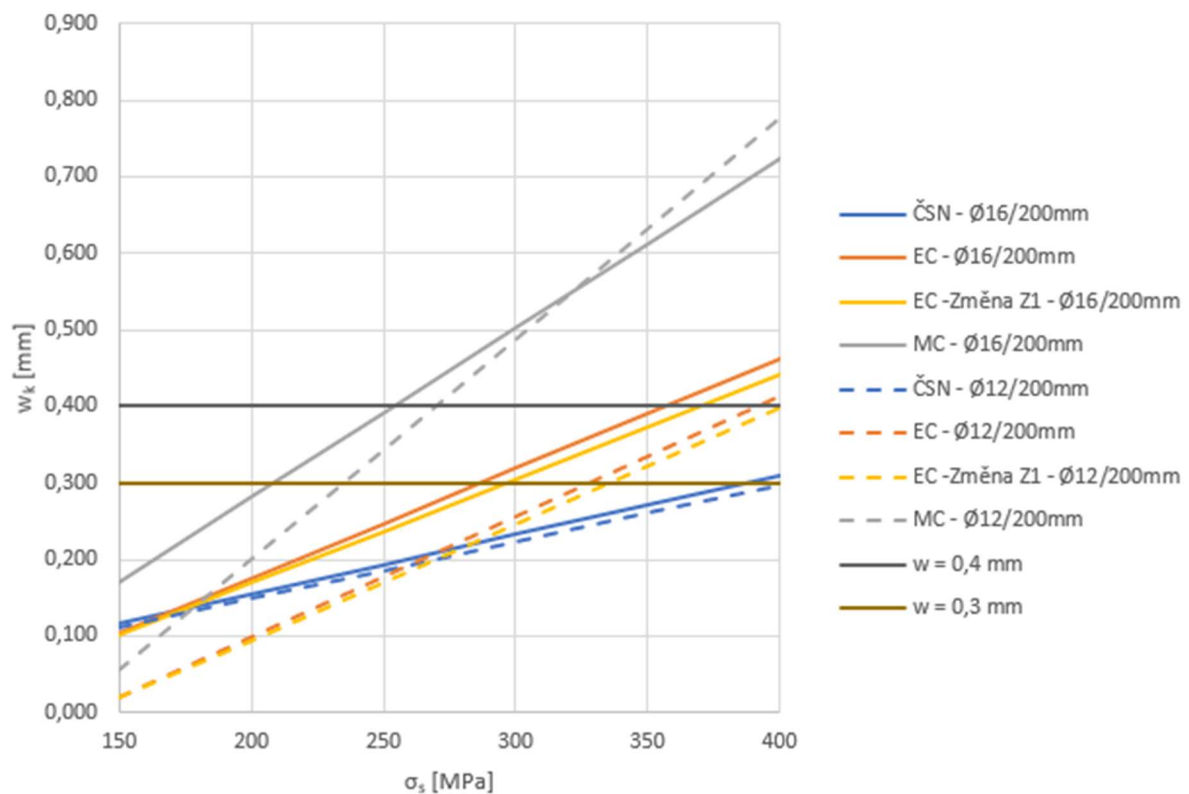


Graf 7.3 – Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelový trám

7.4 Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelovou desku

V této závislosti je zobrazena šířka trhliny dle různého napětí ve výztuži stejně jako u trámu. Deska je vyztužena pruty $\varnothing 16$ mm, které jsou od sebe osově vzdáleny 200 mm. Tedy plocha výztuže na 1 bm vychází $A_{st} = 0,001005 \text{ m}^2$ a také pruty $\varnothing 12$ mm ve stejné osové vzdálenosti, tedy s plochou $A_{st} = 0,000565 \text{ m}^2$.

Šířka trhliny před změnou Eurokódu 2 [5] a po změně Z1 [9] prakticky splývají. Důvodem podobnosti křivek je pouze malý rozdíl v součiniteli k_3 . Pokud by byla tloušťka krycí vrstvy nižší než 25 mm, pak by obě křivky splynuly dokonale, viz Graf 7.2 a Graf 7.5. U průběhu křivek dle ČSN 73 1201 [3] a ČSN EN 1992-1-1 [5] je vidět, že při nižších napětích ve výztuži dochází k větší šířce trhlin dle ČSN než dle Eurokódu 2.

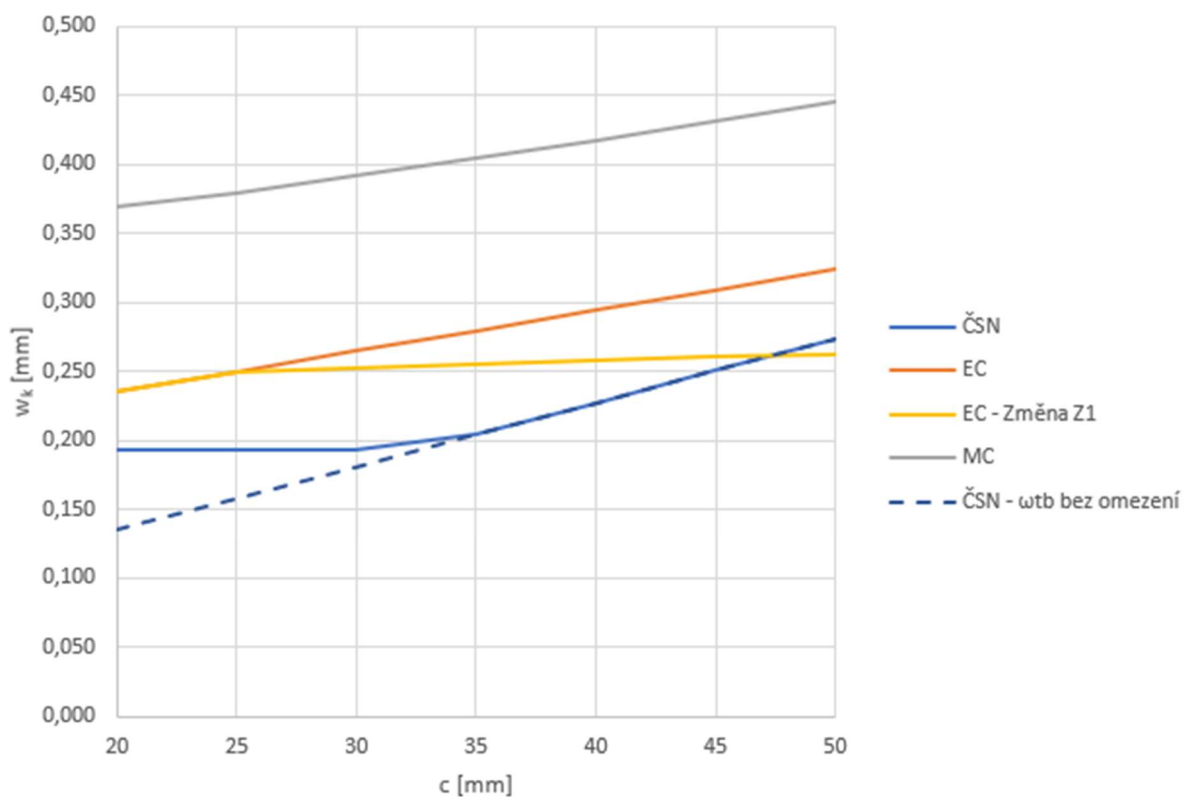


Graf 7.4 - Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelovou desku

7.5 Závislost šířky trhliny na tloušťce krycí vrstvy pro modelovou desku

Daný graf ukazuje proměnnou šířku trhliny v závislosti na krytí výztuže. Stejně jako v předchozím případě je deska vyztužena pruty o průměru 16 mm v osové vzdálenosti 200 mm. Průběh závislosti je vypočten pro napětí ve výztuži 250 MPa.

Průběh křivky dle ČSN 73 1201 [3] vychází na rozdíl od trámu odlišně. To je způsobeno právě součinitelem krycí vrstvy, který u desek dosahuje hodnot vyšších než 1 a tím je zapříčiněna stoupající tendence křivky se zvětšujícím se krytím výztuže. Znovu je pro ilustraci uvedena i křivka bez omezení ω_{tb} . Norma ČSN EN 1992-1-1 [5] se chová velmi podobně jako u trámu, až na průběh při nízké krycí vrstvě. Naopak Model Code 2010 [7] ukazuje spíše lineární závislost na krycí vrstvě betonu u desky, nicméně s velmi podobnými hodnotami šířky trhlin.

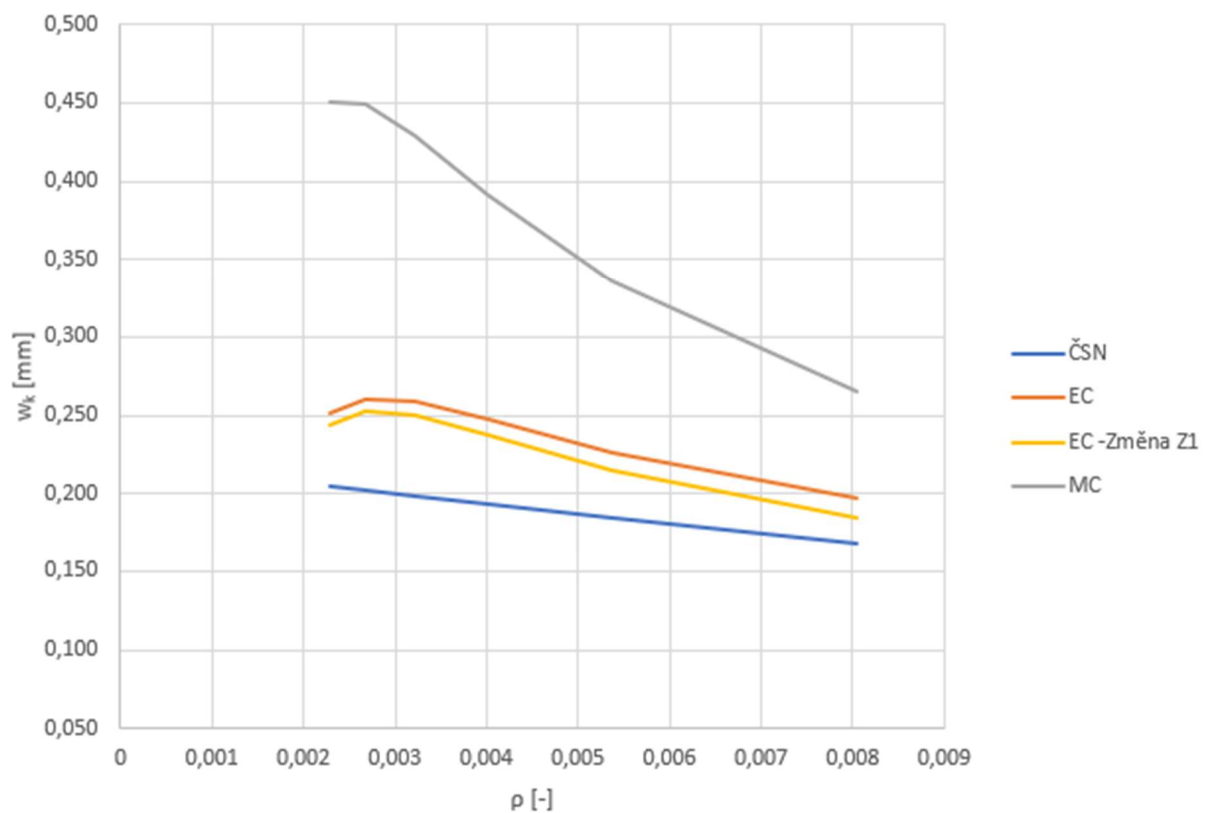


Graf 7.5 – Závislost šířky trhliny na krycí vrstvě pro modelovou desku

7.6 Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelovou desku

Poslední graf je určen pro závislost šířky trhlin na vyztužení betonu. Stejně jako v předešlých případech je napětí ve výztuži dáno 250 MPa a krytí výztuže je 30 mm. Míra vyztužení je stupňována s různými osovými vzdálenostmi výztuže od 350 mm až do 100 mm.

Zde je znovu vidět velký rozdíl výpočtu šířky trhlin při malém stupni vyztužení dle Model Code 2010 [7], kdy se křivka velmi liší od ostatních přístupů. Hodnoty šířky trhliny dle obou přístupů Eurokódu 2 mají při velmi nízké míře vyztužení až nelogicky stoupající tendenci, která je způsobena velkým poklesem hodnoty rozdílu přetvoření ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$), i přes zvyšující se hodnotu maximální šířky trhlin. Pokud vynecháme tuto část grafu, lze říci, že se stoupající mírou vyztužení, tedy i klesající osovou vzdáleností výztuže, klesá i velikost šířky trhlin.



Graf 7.6 - Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelovou desku

8 Řešený prvek

Objekt je určen jako zemědělský skladovací prostor využívaný mimo zimní období. Rám této jednolodní haly je tvořen dvěma sloupy čtvercového průřezu, které tvoří podpory pro řešený vazník. Průřez vazníku má tvar I s proměnnou výškou, která se zvětšuje směrem k hřebeni vazníku. Hřeben je umístěn uprostřed vnitřního pole, tedy účelně v místě největšího ohybového momentu. Nosník je podepřen z jedné strany na kraji a ze strany druhé je podporový sloup umístěn tak, aby byl vytvořen převislý konec vazníku, který slouží jako zastřešení pro prostor sloužící k naskladnění. Uložení vazníku na sloupy je provedeno kloubově. Zatížení na vazníky působí přes vaznice, tedy jako bodové síly umístěny v osách vaznic. Vazník je zatížen stálým a proměnným zatížením. Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou vazníku, tíhou vaznic a střešním pláštěm objektu. Zatímco proměnné zatížení se skládá ze zatížení sněhem, větrem a užitným zatížením na nepochozích střeších.

9 Závěr

V teoretické části se bakalářská práce zaměřuje na přiblížení problematiky výpočtu šířky trhlin s popisem vstupujících parametrů, které vstupují do výpočtů v jednotlivých návrhových přístupech. Z této části vychází část praktická, kde je proveden výpočet šířky trhliny na řešeném nosníku.

Porovnáním v parametrické studii bylo dosaženo zajímavých různorodých výsledků šířky trhlin dle jednotlivých přístupů, i přes stejné počáteční hodnoty parametrů.

Zajímavý výsledek přineslo porovnání rozdílných vyztužení jak u desky, tak u trámu v závislosti šířky trhliny na napětí v tažené výztuži. Při nízké hodnotě napětí se i přes menší stupeň vyztužení dosahuje menších hodnot šířek trhlin pro všechny tři přístupy. To je způsobeno zejména vstupem velikosti průměru prutů do výpočtu. Nicméně, s rostoucím napětím dochází u menší plochy vyztužení k nárůstu směrnice křivky. Lze říci, že pro fib Model Code 2010 [7] plocha výztuže ve výpočtu má větší vliv při vyšších napětích na velikost šířky trhliny než průměr prutů. To samé se nedá tvrdit o dalších dvou přístupech. Při výpočtu dle Eurokódu 2 [5] se směrnice přímky sice zvedá při menší ploše vyztužení, ale k protnutí obou přímk nedochází ani při vyšších napětích. V již neplatné ČSN 73 1201 [3] dochází dokonce k velmi malému poklesu směrnice přímky.

Při vykreslení závislosti velikosti šířky trhlin na míře vyztužení průřezu prvku je zřejmé, že norma ČSN EN 1992-1-1 [5] nepočítá s minimální plochou vyztužení ani u trámu, ani u desky. V těchto místech se výpočet šířky trhliny nechová v souladu s celkovou křivkou. Stejně nesourodý výsledek poskytuje i křivka závislosti mezi šířkou trhliny a krycí vrstvou betonu u trámu, kde norma nepředpokládá nižší krycí vrstvu než 25 mm.

Literatura

- [1] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. 3. vyd. Praha: ČBS Servis, 2007. ISBN 978-80-903807-5-2.
- [2] ŠTĚPÁNEK, Petr a Bohuslav ZMEK. Prvky betonových konstrukcí: Navrhování dle ULS - kombinace ohyb - síla, místní namáhání, prostý beton, Navrhování dle SLS. Modul M03. Brno, 2005.
- [3] ČSN 731201: Navrhování betonových konstrukcí. 1986.
- [4] PROCHÁZKA, Jaroslav a Milík TICHÝ. Navrhování betonových konstrukcí: Komentář k ČSN 73 1201. Brno: Vydavatelství Úřadu pro normalizaci a měření, 1989. ISBN 59-053-87.
- [5] Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [6] *CEB-FIP model code 1990: design code*. London: T. Telford, 1993. ISBN 0727716964.
- [7] Special Activity Group 5, New Model Code. *Fib Model Code for Concrete Structures 2010*. International Federation for Structural Concrete: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co., 2013. ISBN 9783433604090.
- [8] *Vinkler M., Procházka J.: Porovnání výpočtů šířky trhlin dle různých přístupů*, Beton TKS 02/2014, str. 72–78.
- [9] Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Změna Z1. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016.
- [10] ŠTĚPÁNEK, Petr a Bohuslav ZMEK. Prvky betonových konstrukcí: Dimenzování betonových prvků - část 3. Modul CM 4. Brno, 2005.
- [11] HALFEN s.r.o. (part of Leviat): HALFEN DEHA KKT KUGELKOPFTRANSPORTANKERSYSTEM, Produktinformation Technik. [online] 2020. Dostupné z: https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/liftingsystems/KKT_Leviat_20.pdf

Seznam obrázků

<i>Obr. 3.1 – Stádia působení průřezu [2]</i>	6
<i>Obr. 3.2 – Závislost mezi zatížením F a přetvořením ω (tuhost průřezu) [10]</i>	6
<i>Obr. 4.1 – Stanovení šířky trhlin w_{3a} a w_{3b} [4]</i>	10
<i>Obr. 4.2 – Pásma započitatelnosti výztuže [3]</i>	12
<i>Obr. 4.3 – Geometrie průřezu při výpočtu napětí σ [4]</i>	13
<i>Obr. 5.1 – Typické příklady účinné tažené plochy [5]</i>	17
<i>Obr. 5.2 – Šířka trhliny w na povrchu betonu v závislosti na vzdálenosti od prutu [5]</i>	18
<i>Obr. 5.3 – Průběh přetvoření pro výpočet vzdálenosti trhlin a průměrné přetvoření [6]</i>	21
<i>Obr. 6.1 – Zjednodušená závislost mezi zatížením a přetvořením pro centricky vyztužený prvek namáhaný tahem [7]</i>	24
<i>Obr. 6.2 – Chování vyztuženého prutu namáhaného vnuceným přetvořením [7]</i>	25
<i>Obr. 6.3 – Zobrazení napětí ve výztuži, v betonu a v soudržnosti mezi betonem a výztuží na porušené ploše ve stavu tvorby trhlin [7]</i>	26
<i>Obr. 6.4 – Podstata výpočtu šířky trhliny pro výztuž odkloněnou z kolmé směru vůči trhlíně [7]</i>	27
<i>Obr. 7.1 – Schéma modelového trámu a desky</i>	31

Seznam grafů

<i>Graf 7.1 - Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelový trám</i>	<i>32</i>
<i>Graf 7.2 - Závislost šířky trhliny na tloušťce krycí vrstvy pro modelový trám</i>	<i>33</i>
<i>Graf 7.3 – Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelový trám.....</i>	<i>34</i>
<i>Graf 7.4 - Závislost šířky trhliny na napětí ve výztuži pro modelovou desku</i>	<i>35</i>
<i>Graf 7.5 – Závislost šířky trhliny na krycí vrstvě pro modelovou desku</i>	<i>36</i>
<i>Graf 7.6 - Závislost šířky trhliny na míře vyztužení pro modelovou desku.....</i>	<i>37</i>

Seznam příloh

P1. – Technická zpráva

P2. – Podklady

P2.1 – Schematický půdorys M 1:100

P2.2 – Schematický řez M 1:100

P3. – Výkresová dokumentace

P3.1 – Výkres tvaru M 1:25

P3.2 – Výkres výztuže M 1:25

P4. – Statický výpočet