

PRAKTICKÁ ČÁST
Statický výpočet
Konstrukční návrh řešeného objektu

Obsah

1. Popis objektu	57
1.1 Podklady	58
1.2 Konstrukční schémata a pohledy	64
2. Materiály	74
3. Krycí vrstva betonových konstrukcí.....	76
4. Předběžný statický výpočet	78
4.1 Zatížení.....	78
4.2 Předběžný návrh pilíře v 1. PP.....	84
4.3 Předběžný návrh tloušťek stropních desek pomocí vymezení ohybové štíhlosti.....	87
4.4 Předběžný návrh schodiště	88
4.5 Předběžný návrh tloušťky desky pavlačí a návrh isonosníku.....	91
4.6 Předběžný zjednodušený návrh stěnového nosníku.....	92
4.7 Posouzení ŽB základové desky na protlačení	94
4.8 Ověření prostorové tuhosti budovy	98
5. Návrh bílé vany	99
5.1 První etapa z pohledu německé směrnice	99
5.1.1 Třída namáhání.....	99
5.1.2 Třída užívání.....	99
5.1.3 Volba návrhového přístupu.....	99
5.1.4 Návrh konstrukčních tloušťek.....	100
5.2 První etapa z pohledu rakouské směrnice.....	100
5.2.1 Třída tlaku vody.....	100
5.2.2 Třída požadavků.....	100
5.2.3 Konstrukční třída.....	100
5.2.4 Třídy těsnících pásů	101
5.2.5 Volba návrhového přístupu.....	101
5.2.6 Návrh konstrukčních tloušťek.....	101
5.2.7 Další konstrukční požadavky	101
5.3 První etapa z pohledu české normy	101
5.3.1 Třída nepropustnosti.....	101
5.4 Shrnutí první etapy projektové přípravy.....	102
5.5 Výpočetní modely	103
5.6 Podrobný návrh základové desky	104
5.6.1 Mezní stav použitelnosti.....	104

5.6.1.1	Výpočet šířky trhlin od vynucených namáhání – řešení se smršťovacími pruhy	104
5.6.1.2	Výpočet šířky trhlin od vynucených namáhání – řešení pomocí řízených spár	120
5.6.1.3	Výpočet šířky trhlin od silových namáhání.....	142
5.6.2	Mezní stav únosnosti.....	159
5.6.3	Závěr.....	170
5.6.4	Návrh postupu provádění s ohledem na hladinu podzemní vody	172
5.7	Podrobný návrh stěn.....	172
5.7.1	Mezní stav použitelnosti.....	172
5.7.1.1	Výpočet šířky trhlin od vynuceného namáhání	174
5.7.1.2	Výpočet šířky trhlin od silových namáhání.....	181
5.7.2	Mezní stav únosnosti.....	193
5.7.3	Závěr.....	199
5.8	Těsnící prvky.....	200
6.	Závěr	201

1. Popis objektu

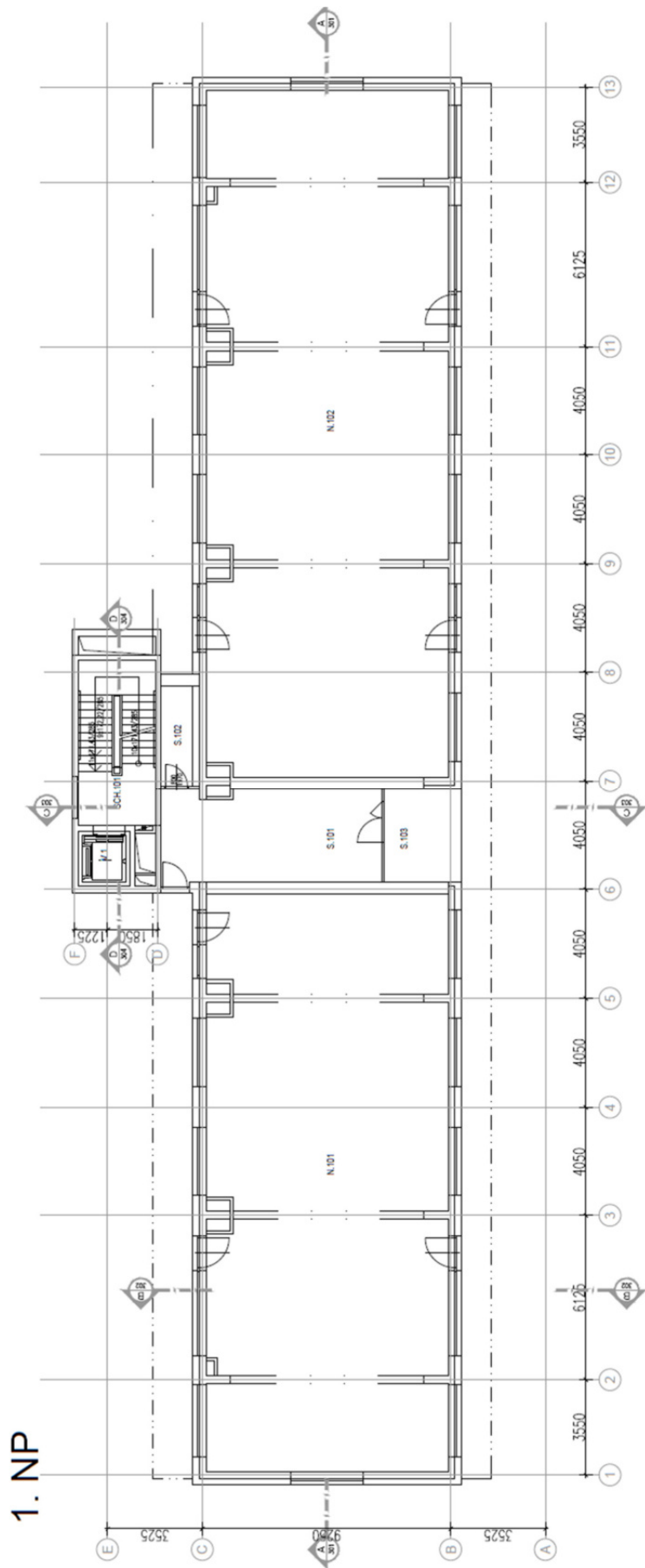
Objekt řešený v této diplomové práci je jedním z 3 shodných bytových domů bytového komplexu. Objekty se nachází ve Středočeském kraji v obci Velvary na parcelách č. 249/1, 2120 a 1127/1. Objekty mají 5 nadzemních a 1 podzemní podlaží. Podzemní podlaží bude využíváno jako garáže, 1. nadzemní podlaží bude využíváno pro komerční účely a zbylá 4 nadzemní podlaží budou sloužit k obytným účelům.

V rámci diplomové práce byl k řešení vybrán objekt A.



Obrázek 8 Vizualizace bytového komplexu – řešený objekt vyznačen červenou šipkou

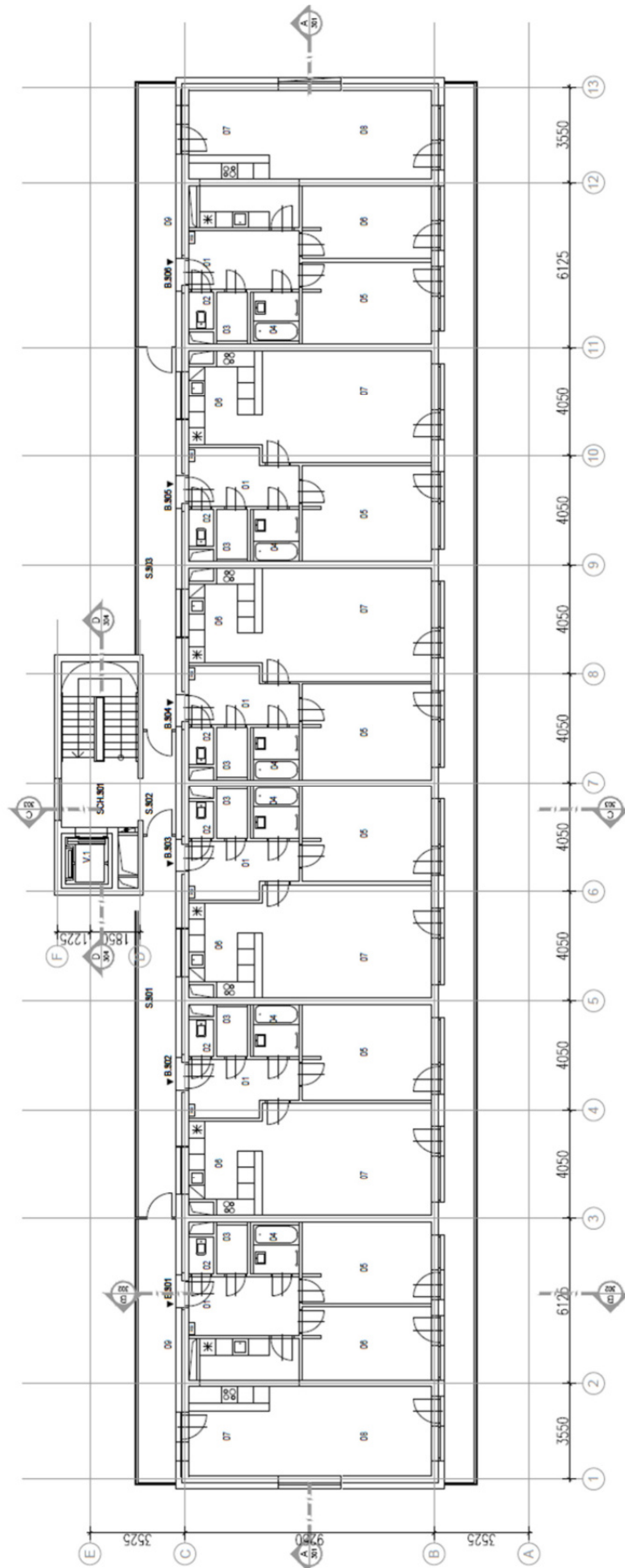
Půdorysné rozměry podzemní části jsou 52 x 16,7 m a rozměry nadzemní části jsou 52 x 12,6 m. Konstruktivní systém nadzemní části je stěnový, přičemž stěny v 2. NP slouží zároveň jako stěnové nosníky, které umožňují otevřenou dispozici komerčně využívaného 1. NP. V prvním podzemním podlaží je stěnový systém doplněn o obdélníkové pilíře. Objekt bude založen na základové desce jejíž základová spára bude 3,2 m upraveným terénem. V místě pilířů budou realizovány vrtané velkopřůměrové piloty, jejichž detailnější popis je obsahem části zakládání.



1. NP

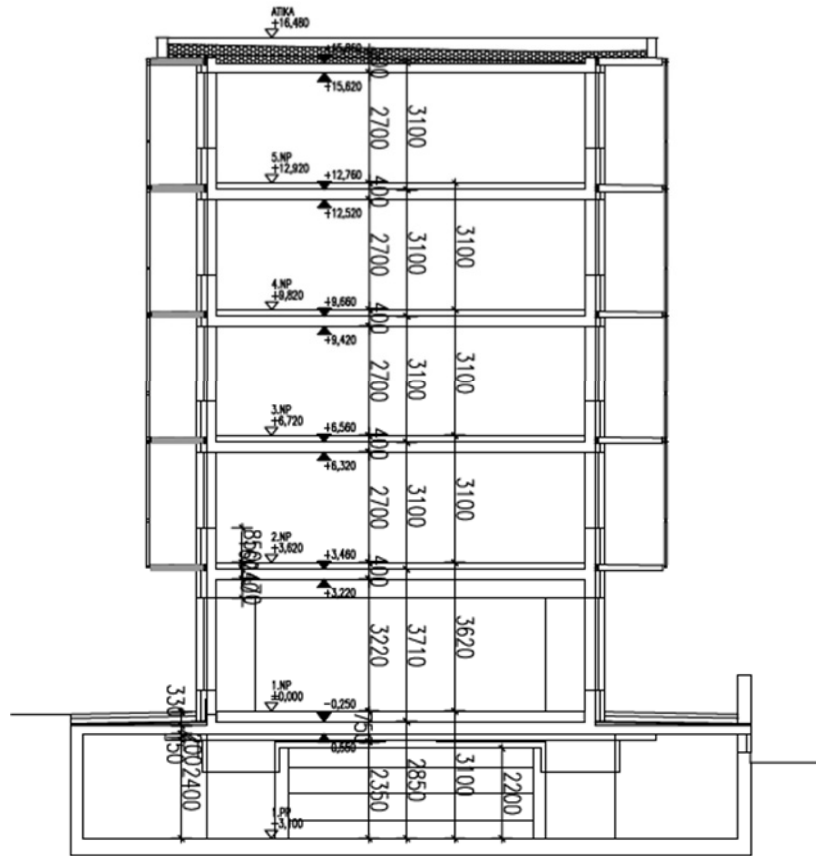
Obrázek 10 Podklady pro 1. NP z DSP v rozpracování

2., 3. a 5. NP



Obrázek 11 Podklady pro 2., 3. a 5. NP z DSP v rozpracování

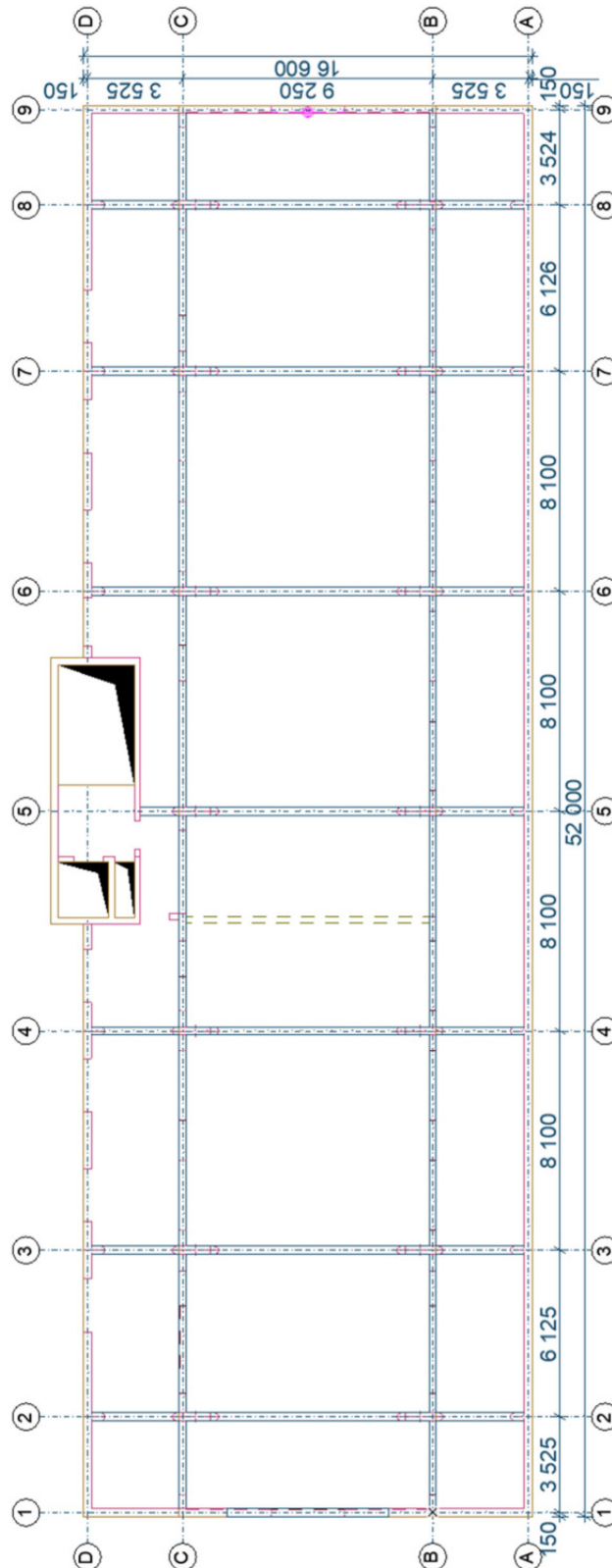
Typický příčný řez



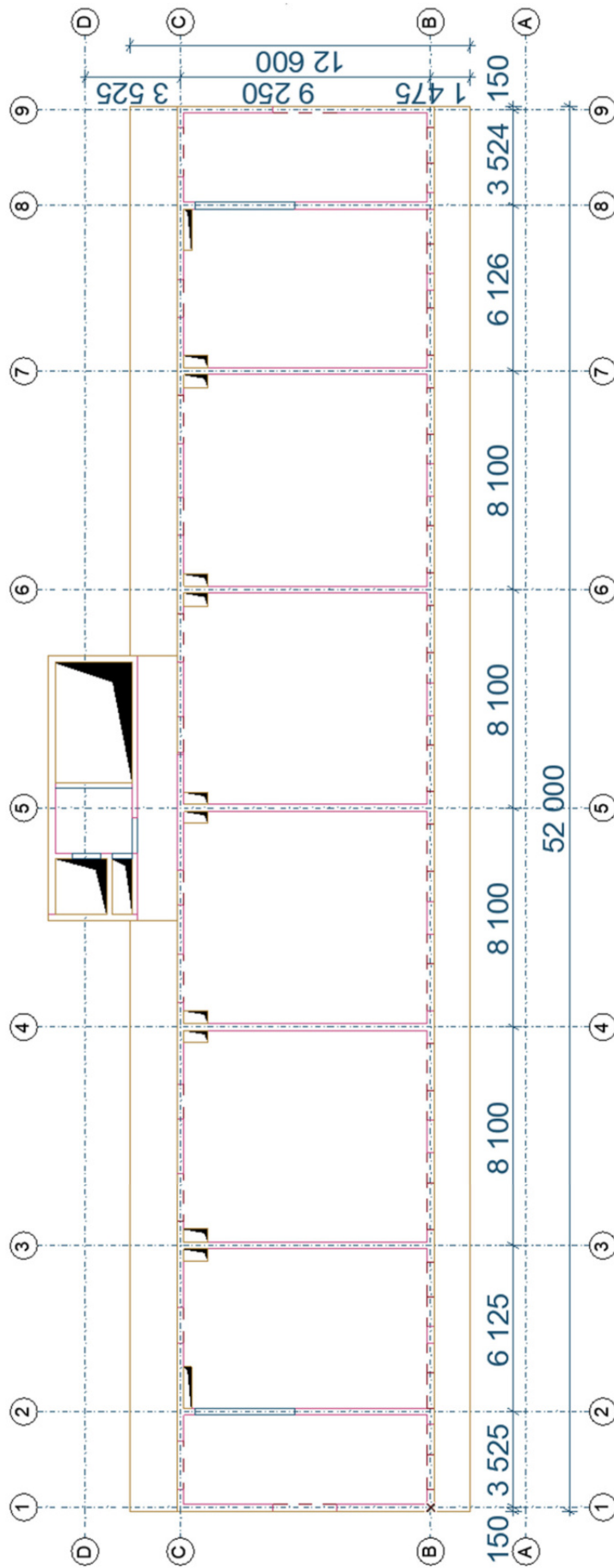
Obrázek 14 Příčný řez z DSP v rozpracovanosti

1.2 Konstrukční schémata a pohledy

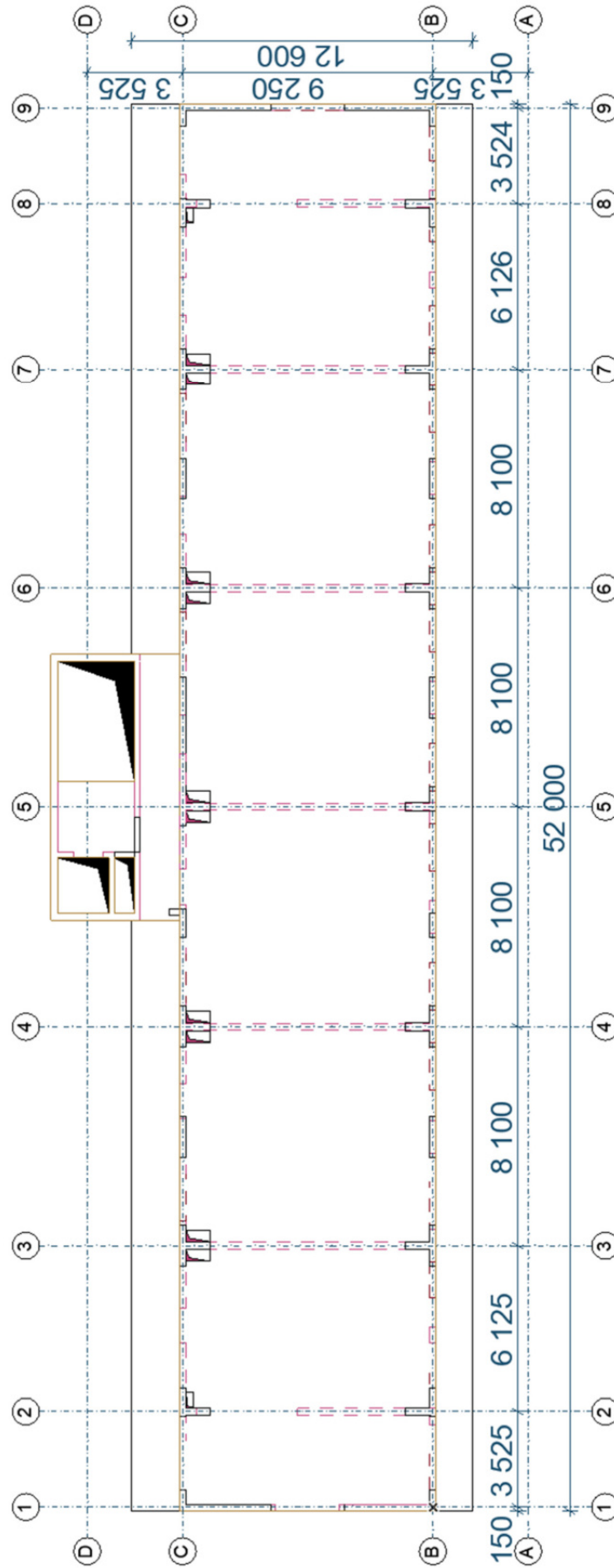
Na základě výše uvedených podkladů byl navržen konstrukční systém, který je zde prezentován ve formě konstrukčních schémat. Závěrem kapitoly jsou pro lepší představu přiloženy axonometrické pohledy na 3D model, který byl vytvořen v rámci tvorby technických výkresů.



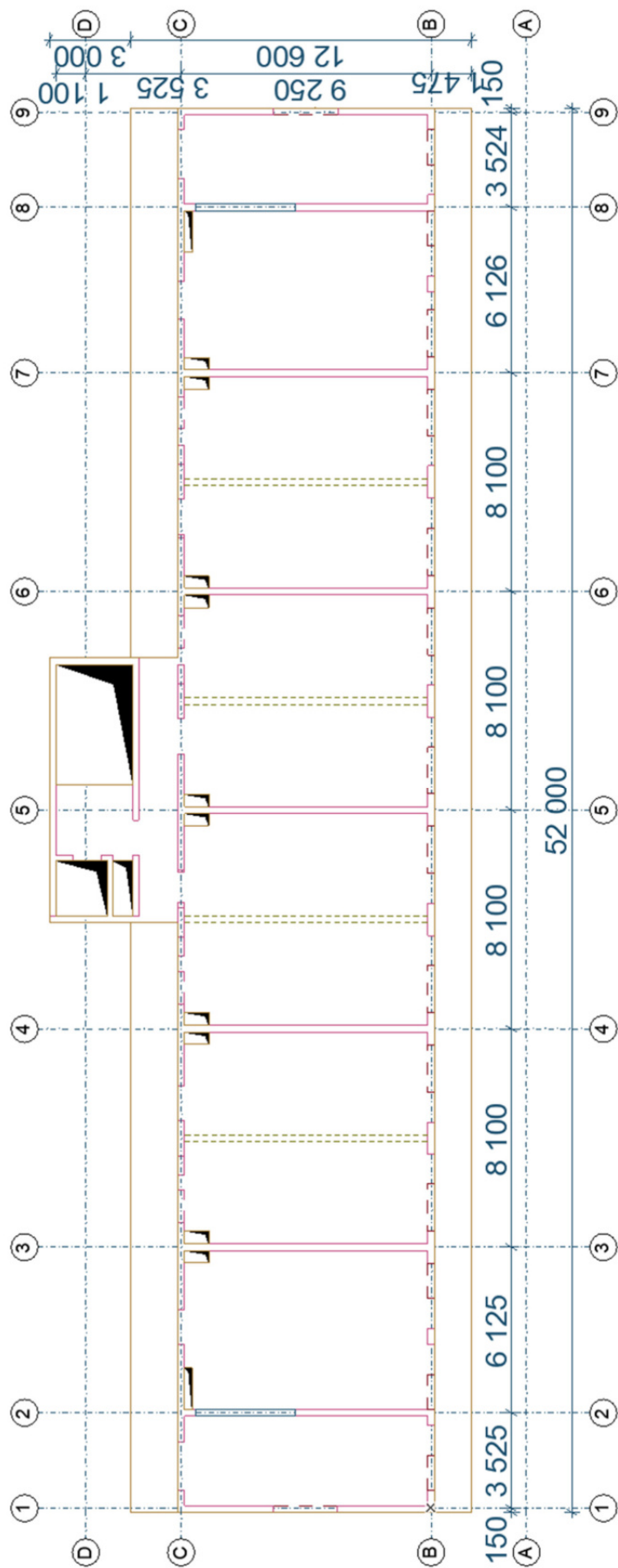
Obrázek 15 Konstrukční schéma 1. PP



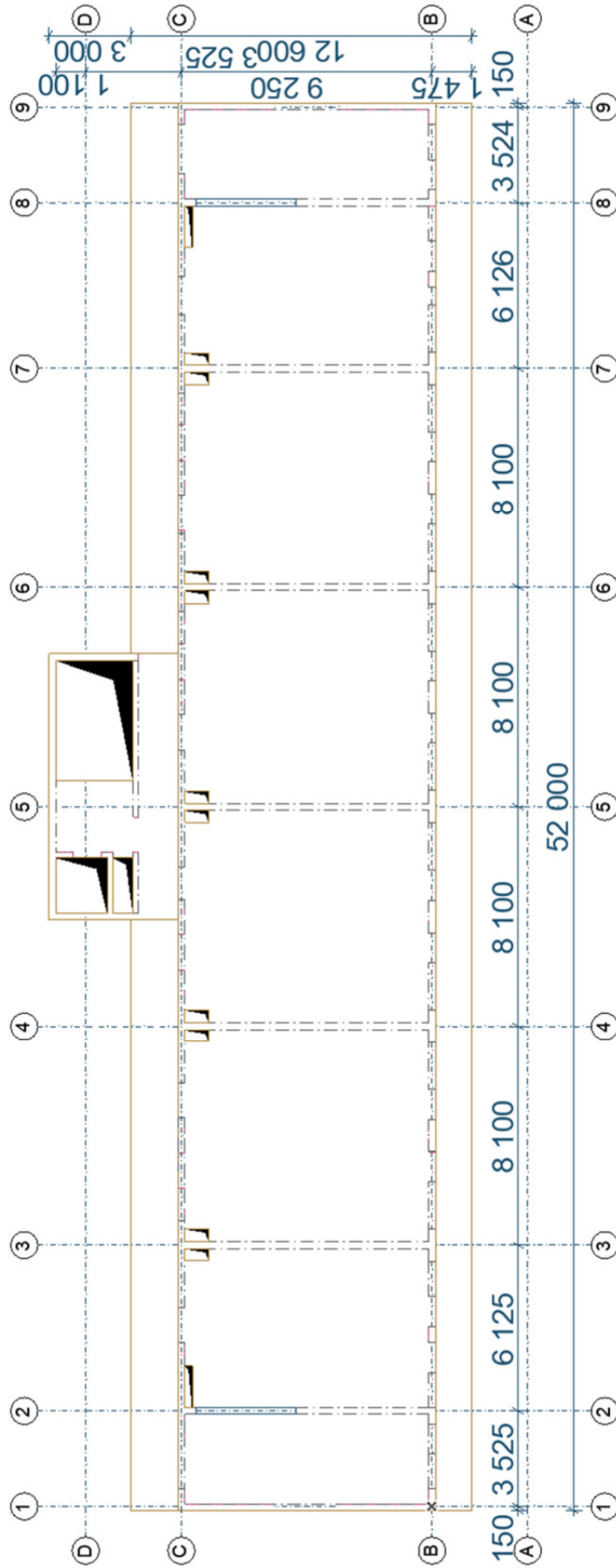
Obrázek 16 Konstrukční schéma 2.NP



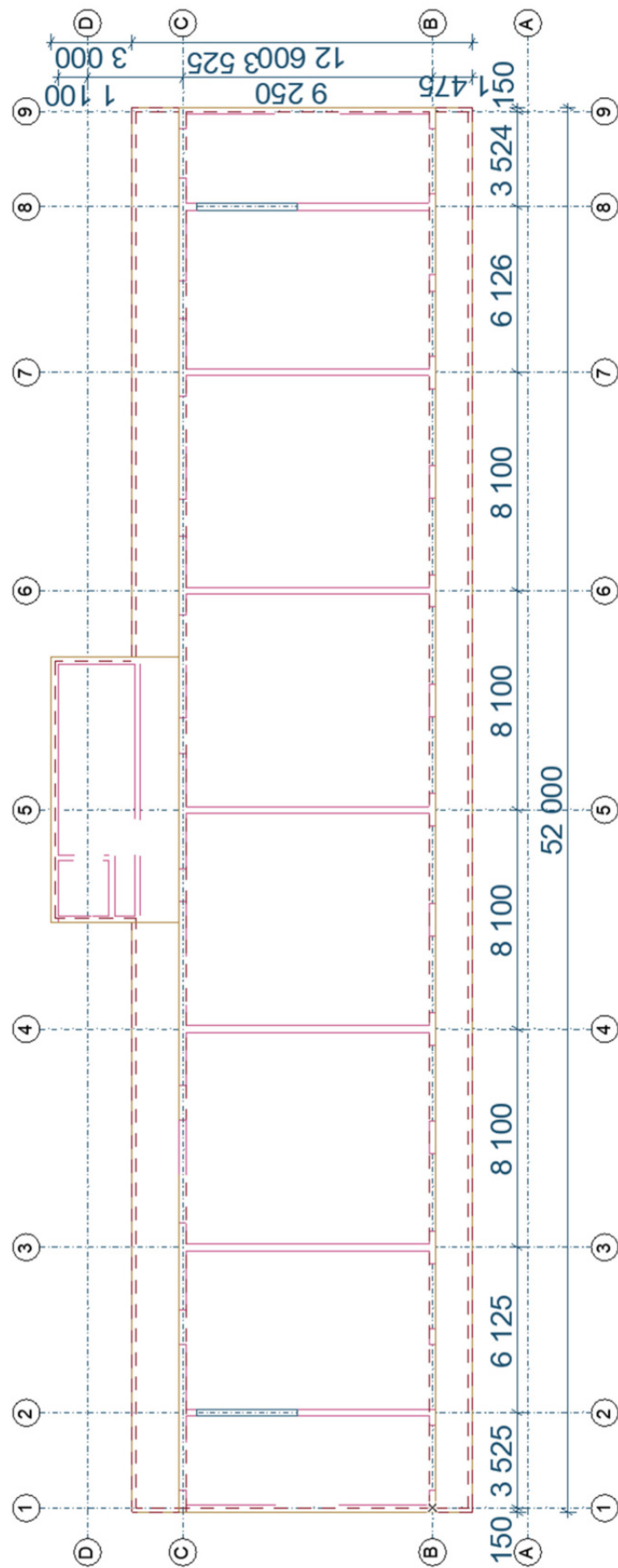
Obrázek 17 Konstrukční schéma 1. NP



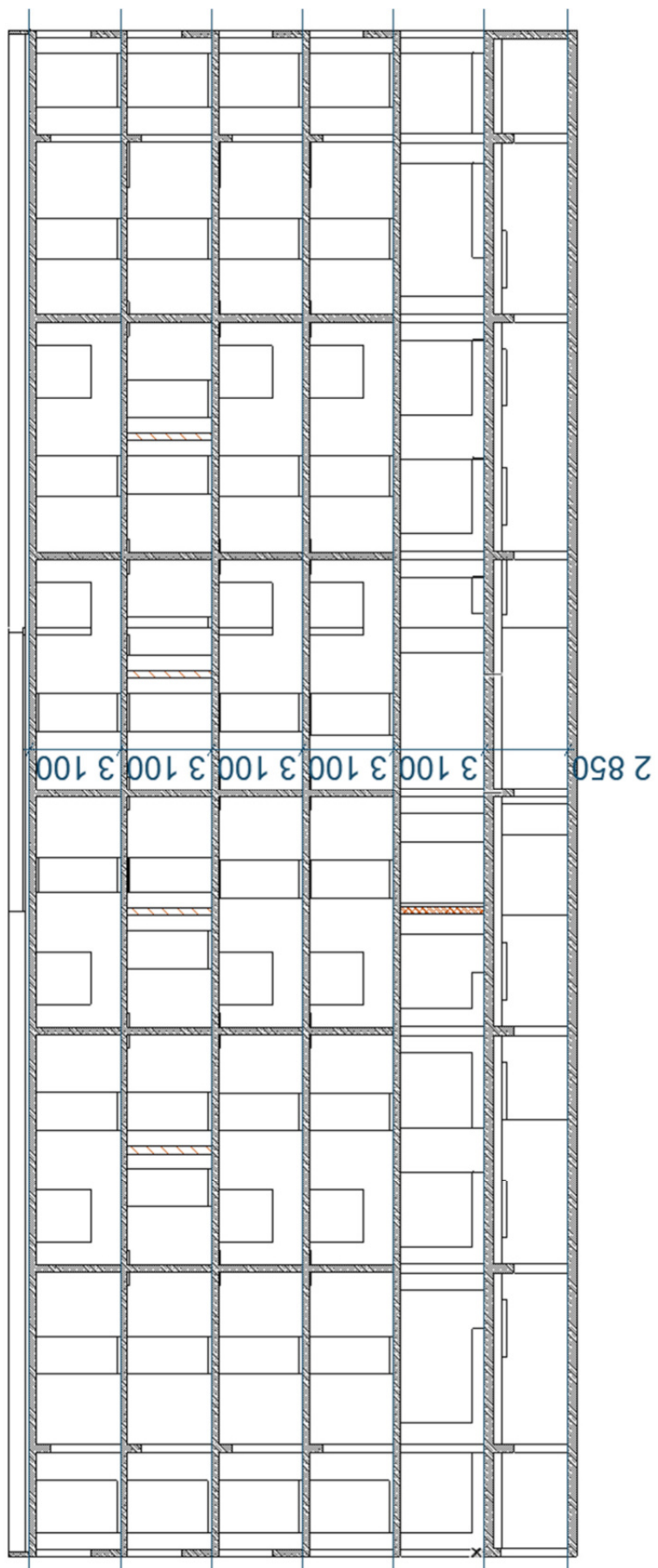
Obrázek 18 Konstruční systém 3. NP



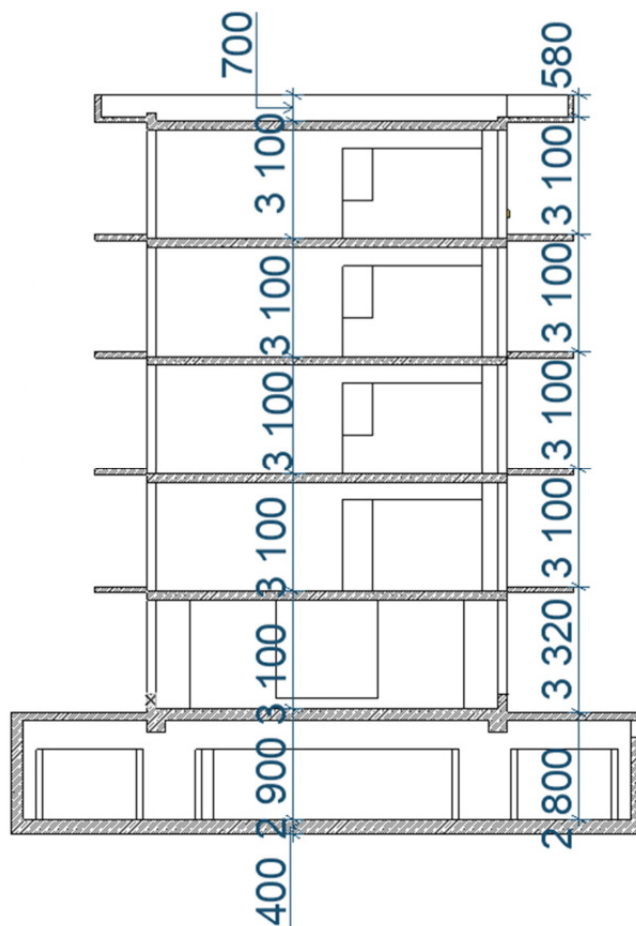
Obrázek 19 Konstruční systém 4. NP



Obrázek 20 Konstruční systém 5. NP



Obrázek 21 Schématický podélný řez



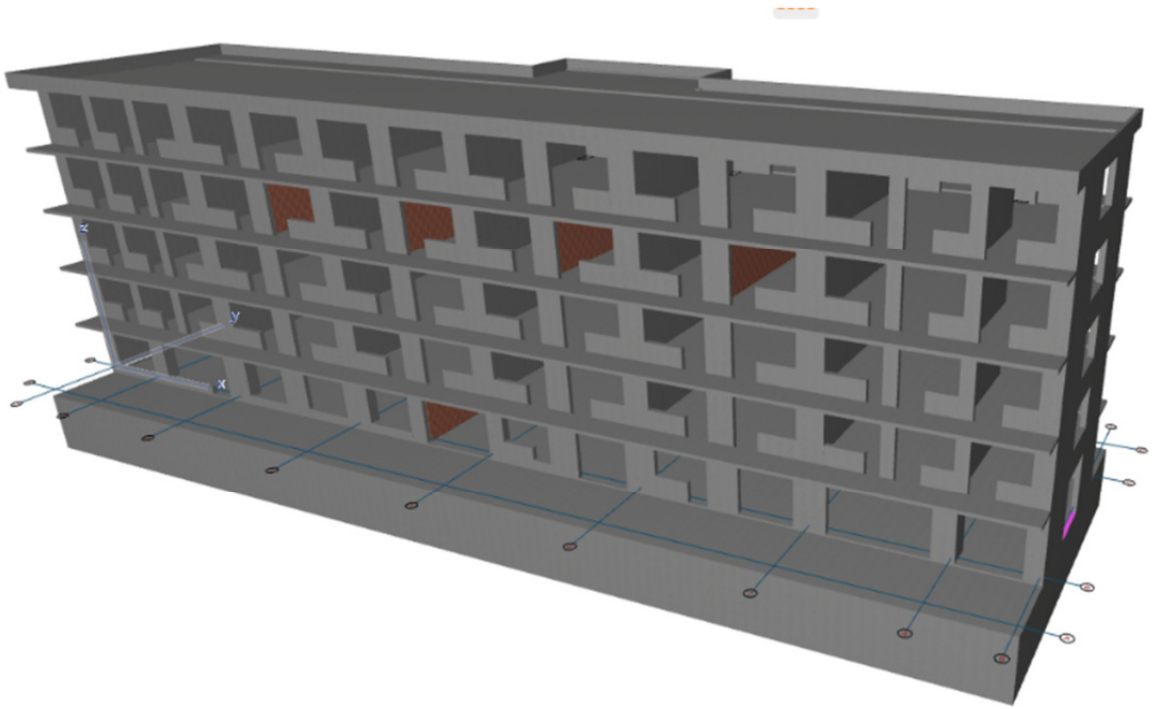
Obrázek 22 Schématický příčný řez

Konstrukční výška podlaží: 1. PP: 2,85 m
Ostatní: 3,1 m

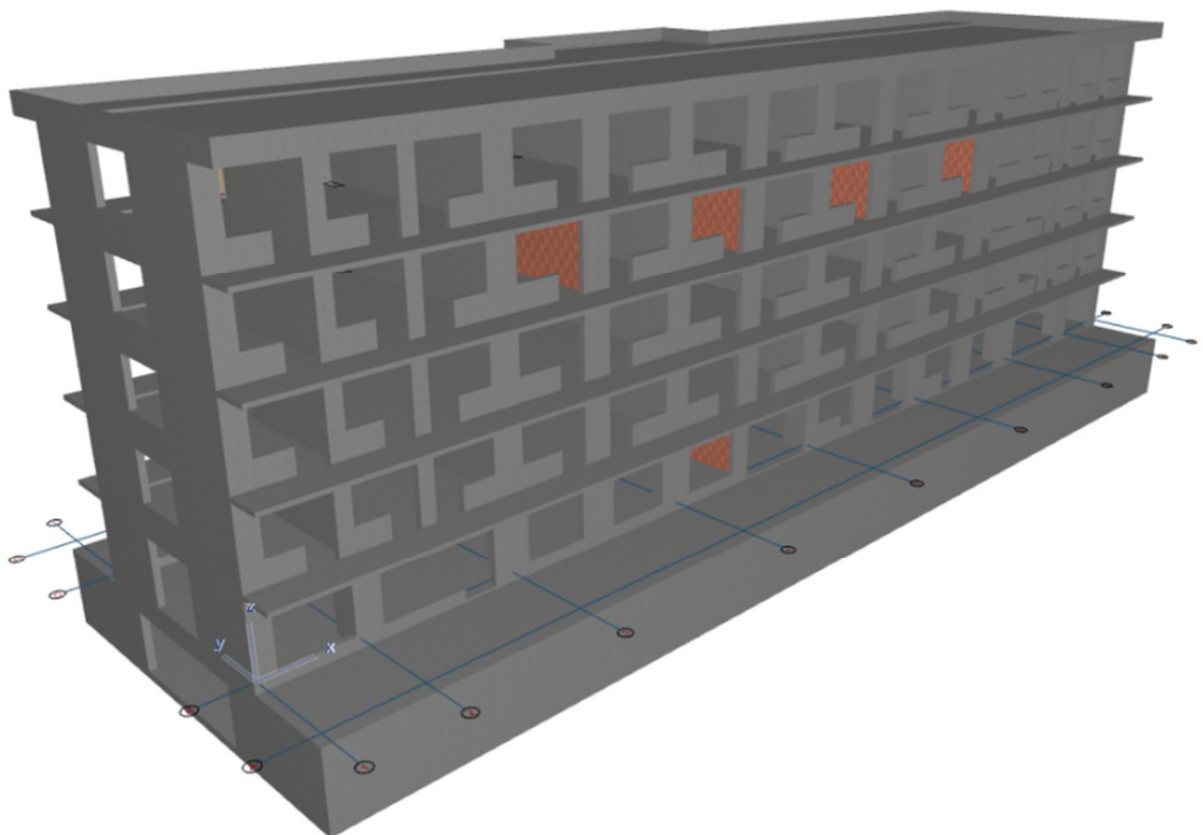
Účel využití podlaží:

- 1. PP: parkoviště, technické zázemí objektu, schodiště
- 1. NP: obchodní plochy/plochy k pronájmu, schodiště
- 2. NP: obytné plochy, schodiště
- 3. NP: obytné plochy, schodiště
- 4. NP: obytné plochy, schodiště
- 5. NP: obytné plochy, schodiště

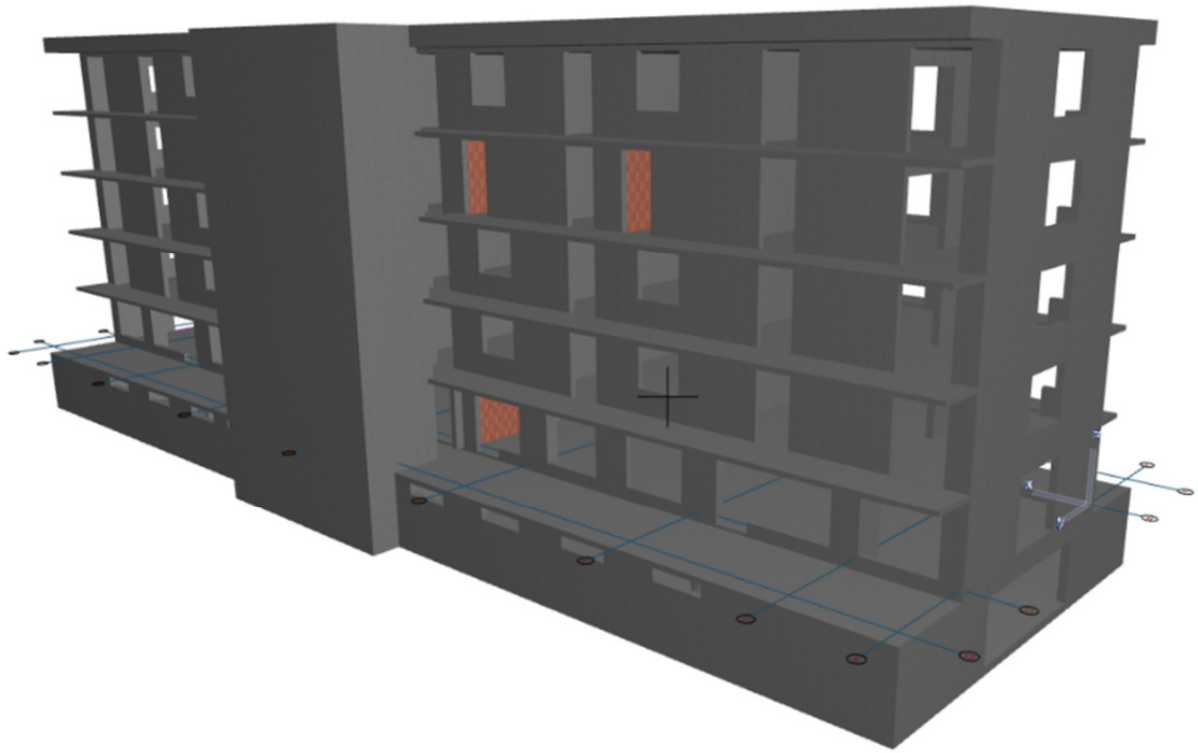
- Vodorovné nosné konstrukce: ŽB monolitická deska
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a v 1. PP pilíře
- Schodiště: ŽB monolitické



Obrázek 23 Axonometrický pohled jihozápadní



Obrázek 24 Axonometrický pohled severozápadní



Obrázek 25 Axonometrický pohled severovýchodní

2. Materiály

V této kapitole jsou popsány a specifikovány materiály, které budou použity při stavbě vybraného objektu. Nosná konstrukce je navržena jako železobetonová, a tak se tato kapitola věnuje především specifikaci betonu.

Vnější vlivy prostředí, které působí na konstrukce jsou shrnuty v tabulce níže. Nadzemní betonové konstrukce jsou navrženy v souladu s požadavky norem [N1] a [N2] a při specifikaci betonové směsi určené k betonování bílé vany je přihlédnuto k požadavkům na beton vodonepropustných konstrukcí, které byly pospány v teoretické části v kapitole 2.11.

Část konstrukce	Vnější vlivy	Stupeň vlivu prostředí	Popis prostředí
Základová deska	Základová deska se nachází z části pod HPV a z části nad HPV. Na základové desce je vytvořena pojižděná vrstva z epoxidové pryskyřice. Konstrukce je vystavena korozi vlivem karbonatace (XC), je pojižděná automobily a je tedy vystavena působení rozmrazovacích solí (XD)	XC3	Středně mokré, vlhké
		XD1	středně mokré, vlhké
Svislé konstrukce 1. PP	Svislé konstrukce 1. PP se nachází v prostředí garáží. Konstrukce jsou vystavené korozi vlivem karbonatace (XC), a jsou ohroženy působením rozmrazovacích solí (XD), které se do garáží dostávají prostřednictvím vozidel.	XC3	Středně mokré, vlhké
		XD1	Středně mokré, vlhké
Svislé obvodové konstrukce 1. – 5. NP	Svislé konstrukce nadzemních podlaží jsou chráněné zateplením a jsou vystaveny ovzduší a vlhkosti, a tak dochází ke karbonataci (XC)	XC3	Středně mokré, vlhké
Svislé vnitřní konstrukce 1. – 5. NP	Svislé konstrukce nadzemních podlaží uvnitř budovy jsou vystaveny ovzduší a vlhkosti, a tak dochází ke karbonataci (XC)	XC1	Suché nebo stále mokré
Vodorovné vnitřní konstrukce 1. – 5. NP	Vodorovné konstrukce nadzemních podlaží uvnitř budovy jsou vystaveny ovzduší a vlhkosti, a tak dochází ke karbonataci (XC)	XC1	Suché nebo stále mokré
Svislé vnější konstrukce z pohledového betonu	Jedná se o konstrukce z pohledového betonu vystavené povětrnostním vlivům (XC) a mrazu (XF)	XC4	Střídavě mokré a suché
		XF1	Mírně nasycen vodou bez rozmrazovacích prostředků
Vodorovné vnější konstrukce z pohledového betonu	Jedná se o konstrukce z pohledového betonu vystavené povětrnostním vlivům (XC) a mrazu (XF)	XC4	Střídavě mokré a suché
		XF3	Značně nasycen vodou bez rozmrazovacích prostředků

Tabulka 21 Shrnutí vnějších vlivů prostředí

Jak bylo popsáno v teoretické části v kapitole 2.11, tak se v případě suterénní garáže s působením rozmrazovacích prostředků doporučuje využít maximální třídu betonu C 20/25. V našem případě se od tohoto doporučení ustoupilo, aby bylo vyhověno minimální pevnostní třídě betonu dle normy platné na českém území – [N2].

Navržený beton bude tedy v našem případě suterénní garáže pevnostní třídy C 25/30 s 90denní pevností, která je v ČR doporučena. Takto navržená pevnostní třída odpovídá zároveň minimální pevnostní třídě z hlediska vlivů prostředí.

Z důvodů rozebraných v teoretické části v kapitole 2.11, bude u suterénních stěn použito kamenivo o průměru zrna do 8 mm. Ostatní betonové konstrukce budou zhotoveny z betonů s kamenivem do průměru 16 mm.

Z důvodů rozebraných v teoretické části v kapitole 2.11, bude navržena konzistence S4.

V následující tabulce jsou uvedeny výsledné specifikace betonů vycházející z českých norem [N1] a [N2] s přihlédnutím k doporučení uvedených v zahraničních směrnících pro vodonepropustné konstrukce [1] a [2].

Část konstrukce	Specifikace betonu
Základová deska	C 25/30 (90 dní) - XC3, XD1 - CI 0.2 - D _{max} 8mm - S4
Svislé konstrukce 1. PP – stěny	C 25/30 (90 dní) - XC3, XD1 - CI 0.2 - D _{max} 8mm - S4
Svislé konstrukce 1. PP – sloupy	C 35/45 (90 dní) - XC3, XD1 - CI 0.2 - D _{max} 8mm - S4
Svislé obvodové konstrukce 1. – 5. NP	C 25/30 (28 dní) - XC3 - CI 0.2 - D _{max} 16mm - S3
Svislé vnitřní konstrukce 1. – 5. NP	C 25/30 (28 dní) - XC1 - CI 0.2 - D _{max} 16mm - S3
Vodorovné vnitřní konstrukce 1. – 5. NP	C 25/30 (28 dní) - XC1 - CI 0.2 - D _{max} 16mm - S3
Svislé vnější konstrukce z pohledového betonu	C 25/30 (28 dní) - XC4, XF1 - CI 0.2 - D _{max} 16mm - S3
Vodorovné vnější konstrukce z pohledového betonu	C 25/30 (28 dní) - XC4, XF3 - CI 0.2 - D _{max} 16mm - S3

Betony suterénních konstrukcí – tedy základové desky a suterénních stěn budou navíc splňovat požadavek na maximální průsak 50 mm podle ČSN EN 12 390-8.

3. Krycí vrstva betonových konstrukcí

Výpočet velikosti krycí vrstvy je proveden dle Eurokódu 2, který ukládá uvádět na výkresech nominální hodnotu krycí vrstvy. Nominální krycí vrstva se c_{nom} je dána součtem minimální krycí vrstvy c_{min} a přídatku na návrhovou odchylku Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (33)$$

Minimální krycí vrstva má za účel spolehlivě přenést síly v soudržnosti, ochránit výztuž před korozí a zajistit požadovanou požární bezpečnost. Její velikost se určí dle následujícího vztahu:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}, \quad (34)$$

kde $c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti a zajištění odpovídajícího zhutnění. Tato hodnota by neměla pro oddělené uspořádání prutů být menší než průměr prutu, přičemž se předpokládá užití kameniva s maximální frakcí 16/32 mm. Předpokládaný průměr prutu uvažují $\phi_s = 14 \text{ mm}$, a tak hodnota $c_{min,b} = 14 \text{ mm}$. Na velikost krycí vrstvy má zásadní vliv stupeň prostředí. Tento vliv je ve výpočtu zohledněn pomocí členu $c_{min,dur}$, což je minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí. Tato hodnota se stanoví ve dvou krocích. V prvním kroku se určí třída konstrukce, přičemž se vychází ze základní třídy S4, kterou upravujeme dle tabulky 4.3N z Eurokódu 2. Hodnoty $c_{min,dur}$ budou rozdílné pro různé části objektu, podle toho, jaký stupeň vlivu prostředí v daném místě je. V druhém kroku se pak hodnoty odečtou z tabulky 4.4N.

Jelikož návrhová životnost objektu je 50 let, pevnostní třídy betonu užití na objektu jsou menší než, pevnostní třídy dovolující snížit třídu konstrukce, snížení třídy u deskových konstrukcích nevyužijí a zajištění zvláštní kontroly kvality výroby nebude zajištěno, tak výsledná třída konstrukce je S4. Pro prefabrikované pavlače se uplatní zmenšení třídy konstrukce z S4 na S2, jelikož se jedná o deskovou konstrukci a jelikož se jedná o prefabrikát, u kterého se předpokládá zajištění zvláštní kontroly kvality výroby. Odečtené hodnoty jsou uvedené v tabulce níže (viz Tabulka 22).

Krycí vrstva má být zvětšena o bezpečnostní složku $\Delta c_{dur,\gamma}$, jejíž doporučená hodnota je však rovna 0. Zbylé členy pro výpočet minimálního krytí – $\Delta c_{dur,st}$ a $\Delta c_{dur,add}$ se nevyužijí, jelikož nebude použita korozivzdorná ocel, a ani žádné ochranné nátěry.

Hodnoty minimální krycí vrstvy c_{min} jsou vypočteny dle rovnice (34). Hodnoty nominální krycí vrstvy jsou vypočteny dle rovnice (33), přičemž se uvažuje doporučená hodnota $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$. Tato hodnota platí pro monolitické konstrukce bez užití jakéhokoliv systému zajištění kvality, ve kterém by monitorování zahrnovalo měření betonové krycí vrstvy. U prefabrikovaných pavlačí se zajištění kvality a monitorování předpokládá, a tak může být hodnota zmenšena na $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$. Shrnutí návrhu krytí je v následující tabulce (viz Tabulka 22):

Část konstrukce	Stupeň vlivu prostředí	$c_{min,dur}$ [mm]	c_{min} [mm]	c_{nom} [mm]	$c_{návrh}$ [mm]
Základová deska – horní povrch	XC3	25	25	35	35
Základová deska – dolní povrch	<i>Betonáž na nerovný povrch</i>				40
Svislé konstrukce 1. PP	XC3	25	25	35	35
Svislé obvodové konstrukce 1. – 5. NP	XC3	25	25	35	35
Svislé vnitřní konstrukce 1. – 5. NP	XC1	15	15	25	30
Vodorovné vnitřní konstrukce 1. – 5. NP	XC1	15	15	25	30
Svislé vnější konstrukce z pohledového betonu – monolit	XC4	30	30	40	40
Vodorovné vnější konstrukce z pohledového betonu – prefabrikáty	XC4	30	30	35	35

Tabulka 22 Hodnoty minimální krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž dle EN 10080 a minimální krycí vrstvy c_{min}

Poznámka k předpokládanému průměru výztuže: Předpokládaný průměr výztuže má vliv na výpočet krycí vrstvy. Čím menší výztuž se předpokládá, tím menší krytí může vycházet (ne vždy o výsledné velikosti krytí rozhodne průměr výztuže, nýbrž člen $c_{min,dur}$, což je minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí). Může se však stát, že některá místa na objektu bude nutné přivyztužit pruty o průměru větším, než je ten předpokládaný. Podíváme-li se na zvolené hodnoty krytí $c_{návrh}$ pro daná místa konstrukce, tak vidíme, že pro základovou desku, svislé konstrukce suterénu a svislé obvodové konstrukce platí, že hodnota c_{min} zůstává neměnná, při použití výztuže do průměru 25 mm. Pro prefabrikované pavlače je situace obdobná s tím rozdílem, že lze uplatnit maximální průměr výztuže 20 mm, což s největší pravděpodobností ani nebude zapotřebí. U svislých vnitřních konstrukcí nadzemních pater a vodorovných vnitřních konstrukcí by užití většího průměru výztuže vedlo ke zvětšení nominálního krytí, a proto bude výsledné návrhové krytí zvětšeno o 5 mm. V případě, že bych v těchto místech bylo nutné přivyztužit oblast větším průměrem výztuže, můžu použít průměr až 20 mm a nebude nutné přepočítávat krytí. Pro svislé vnější konstrukce z pohledového monolitického betonu se nepředpokládá, že by bylo nutné využít výztuž větší než 30 mm, a tak zde riziko přepočtu krytí nebude.

4. Předběžný statický výpočet

Veškeré níže uvedené výpočty (vyjma výpočtu schodiště a isonosníku) jsou provedeny softwary autora diplomové práce, které byly vytvořeny podle norem a dalších dostupných podkladů. Výpočetní softwary byly vytvořeny v programu MS Excel.

4.1 Zatížení

VODOROVNÉ KONSTRUKCE

VŠECHNY SKLADBY JSOU POPISOVANÉ ODSHORA
SKLADBY NEZAPOČÍTÁVAJÍ VL. HMOTNOST NOSNÝCH KONSTRUKCÍ
LIŠÍ-LI SE U UVEDENÝCH HODNOT JEDNOTKY, TAK JSOU DOPLNĚNY O SVÉ VLASTNÍ

TAB. č. 1 - SKLADBA PODLAHY WC + KUCHYNĚ + ŠATNY

Vrstva	obj. hmotnost	tl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Keramická dlažba	2300	10	0,23	1,35	0,31
Lepidlo	1500	5	0,08	1,35	0,10
Stěrková hydroizolace	/	/	/	/	/
Beton + podlah. vyt.	2100	70	1,47	1,35	1,98
PE fólie	/	/	/	/	/
Kročej. izolace EPS	35	50	0,02	1,35	0,02
Nosná kce	/	/	/	/	/
SDK podhled	/	/	0,5	1,35	0,68

$$f_{pl,k} = 2,29 \quad f_{pl,d} = 3,09$$

TAB. č. 2 - SKLADBA PODLAHY V OBYTNÝCH PROSTOR

Vrstva	obj. hmotnost	tl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
PVC podlah. krytina	2,5 kg/m ²	2	0,03	1,35	0,03
Lepidlo	/	/	/	/	/
Samonivel. stěrka	1,5 kg/m ² /mm	4	0,06	1,35	0,08
PE fólie	/	/	/	/	/
Betonová mazanina	2300	70	1,61	1,35	2,17
PE fólie	/	/	/	/	/
Kročej. izolace EPS	35	50	0,02	1,35	0,02
Nosná kce	/	/	/	/	/
SDK podhled	/	/	0,5	1,35	0,68

$$f_{pl,k} = 2,21 \quad f_{pl,d} = 2,99$$

TAB. č. 3 - SKLADBA NEPOCHOZÍ STŘECHY NAD 5. NP

Vrstva	obj. hmotnost	tl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
PVC hydroizolační fólie	1400	4	0,06	1,35	0,08
Tepelná izolace EPS	35	400	0,14	1,35	0,19
Asfalt. Pás	6 kg/m ²	5	0,06	1,35	0,08
Penetrace	/	/	/	/	/
Nosná kce	/	/	/	/	/

$$f_{pl,k} = 0,26 \quad f_{pl,d} = 0,35$$

DO VÝPOČTU UVAŽUJEME KONSTANTNÍ HODNOTU PLOŠNÉHO ZATÍŽENÍ OD TÍHY PODLAHOVÉHO SOUVRSTVÍ $f_{pl,k} = 2,29$ kN/m² pro účely předběžného návrhu

PŘEMÍSTITELNÉ PŘÍČKY - SDK

Vrstva	Obj. hmotnost	Pl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
SDK Příčky $f_{in,k} < 1 \text{ kN/r}$	/	/	0,5	1,5	0,75

$$f_{pl,k} = 0,50 \quad f_{pl,d} = 0,75$$

V 1. NP a 4. NP jsou využity těžké akustické dělící zděnné stěny. Níže uvedené plošné hmotnosti jsou ve svislé rovině

TĚŽKÁ AKUSTICKÁ STĚNA

Vrstva	obj. hmotnost	Pl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Omítka	2300	10	0,23	1,35	0,31
Zdivo PTH AKU Z	1000	300	3,00	1,35	4,05
Omítka	2300	10	0,23	1,35	0,31

$$f_{pl,k} = 3,46 \quad f_{pl,d} = 4,67$$

výška stěny $h = 2,86 \text{ m}$
Liniové zatížení příčky $g_k = 9,90 \text{ kN/m}$

OBVODOVÁ STĚNA

Vrstva	obj. hmotnost	Pl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Omítka EXT.	2300	10	0,23	1,35	0,31
EPS F	50	250	0,13	1,35	0,17
ŽB	2500	200	5,00	1,35	6,75
Omítka	2300	10	0,23	1,35	0,31

$$f_{pl,k} = 5,59 \quad f_{pl,d} = 7,54$$

výška stěny $h = 2,86 \text{ m}$
Liniové zatížení příčky $g_k = 15,97 \text{ kN/m}$

ŽB STĚNOVÝ NOSNÍK

Vrstva	obj. hmotnost	Pl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Omítka	2300	10	0,23	1,35	0,31
ŽB stěna	2500	250	6,25	1,35	8,44
Omítka	2300	10	0,23	1,35	0,31

$$f_{pl,k} = 6,71 \quad f_{pl,d} = 9,06$$

výška stěny $h = 2,86 \text{ m}$
Liniové zatížení příčky $g_k = 19,19 \text{ kN/m}$

UŽITNÉ ZATÍŽENÍ TABULKA UŽITNÝCH ZATÍŽENÍ

KATEGORIE	TYP	q_k	
		[kN/m ²]	Q_k [kN]
KAT A	stropní kce	2	2
	schodiště	3	2
	balkóny	3	2
KAT D	D	5	4
KAT H	H	0,75	1
KAT G	Vozidla do 160 kN	5	120

Obchodní plochy
Montážní
Garáže a
doprov. Plochy

Boční tlak nesoudržné zeminy - s HPV v hloubce hw pod terénem		
UVAŽUJE SE ZEMNÍ TLAK V KLIDU		
Hloubka od terénu k patě posuzované stěny	h	3,4 m
Hloubka od terénu k HPV	hw	3,4 m
Objemová hmotnost zásypu - suchý stav	γ	22 kN/m ³
Objemová hmotnost zásypu - saturovaný stav	γ_{sat}	23 kN/m ³
Objemová hmotnost vody	γ_w	10 kN/m ³
Úhel vnitřního tření zeminy	φ	24 °
Geostatické napětí - v hloubce hw	$\sigma_{or}(hw)$	74,8 kN/m ²
Geostatické napětí - v hloubce h	$\sigma_{or}(h)$	74,8 kN/m ²
Součinitel zemního tlaku v klidu	K_r	0,59
Zemní tlak v klidu v hloubce hw	$\sigma_r(hw)$	44,4 kN/m ²
Zemní tlak v klidu v hloubce h	$\sigma_r(h)$	44,4 kN/m ²
Plošné zatížení na terénu	f_k	15,3 kN/m ²
Tlak v hlavě stěny - char. hodnota	$\sigma_{horní}$	9,1 kN/m ²
Tlak v na stěnu v hloubce hw - char. hodnota	$\sigma(hw)$	53,5 kN/m ²
Tlak v patě stěny - char. hodnota	$\sigma_{dolní}$	53,5 kN/m ²

Uvažuje se mimořádné staveništní zatížení - rozmístění palet Porotherm 30 AKU Z. Paleta má hmotnost 1470 kg a má rozměry 120/80 cm (europaleta).

Charakteristické plošné zatížení na terénu f_k 15,3 kN/m²

Pozn. Uvažuje se že se dočasně může nahromadit voda podél stěny až do 1/2 výšky stěny.

Pozn. Při výpočtu se uvažuje homogenní násyp z nesoudržné zeminy.

Zatížení vztakem vody

Výška vodního sloupce nad základovou spárou h 1 m
 Hustota vody ρ 1000 kg/m³
 Tíhové zrychlení g 10 m/s²
 Hydrostatický tlak na plochu 1 m² $p = \rho * S * h * g$ 10 kN/m²

SNÍH

sklon střechy 0

IV SNĚHOVÁ OBLAST	$s_k =$	2 kN/m ²
Tvarový součinitel	$\mu =$	0,80 /
Součinitel expozice	$C_e =$	1 /
Tepelný součinitel	$C_t =$	1 /
$s = \mu * C_e * C_t * s_k$	$s =$	1,60 kN/m ²

VÍTR

Šířka budovy $b < h < 2*b \Rightarrow$ 2 velikosti tlaků**VÝPOČET MAX. DYNAMICKÉHO TLAKU VE VÝŠCE $z_e = b = 10$ m**

II VĚTRNÁ OBLAST

Výchozí základ. rychlost větru	$v_{b,0} =$	25 m/s
Součinitel směru	$C_{dir} =$	1 /
Součinitel roč. období	$C_{season} =$	1 /
Základní rychlost větru	$v_b =$	25 m/s

Referenční výška	$z_e =$	10 m
Kategorie terénu II	$z_0 =$	0,05 m
	$z_{min} =$	2 m
Intenzita turbulence	$I_v(z) =$	0,189 /
Součinitel turbulence	$k_I =$	1 /
Součinitel orografie	$c_0(z) =$	1 /
Střední rychlost větru	$v_m =$	25,167 m/s
Součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) =$	1,007 m/s
Součinitel terénu	$k_r =$	0,190 /

Součinitel expozice	$C_e =$	2,79 /
Základ. Dynam. Tlak vět	$q_b =$	390,6 Pa
Maximální dynamický tla	$q_p(z) =$	918,9 Pa
z grafu	$q_p(z) =$	915,0 Pa

Dotčené oblasti - STĚNY					
Podélný vítr			Příčný vítr		
OBLAST	cpe,10	Tlak větru	OBLAST	cpe,10	Tlak větru
A	-1,2	-1103	A	-1,2	-1103
B	-0,892	-820	B	-1,262	-1160
C	-0,5	-459	C	-0,5	-459
D	0,715	657	D	0,8	735
E	-0,331	-304	E	-0,546	-502

Do modelu jako
liniové zatíženíŠířka budovy $b < h < 2*b \Rightarrow$ 2 velikosti tlaků**VÝPOČET MAX. DYNAMICKÉHO TLAKU VE VÝŠCE $z_e = h = 19,2$ m**

II VĚTRNÁ OBLAST

Výchozí základ. rychlost v	$v_{b,0} =$	25 m/s
Součinitel směru	$C_{dir} =$	1 /
Součinitel roč. období	$C_{season} =$	1 /
Základní rychlost větru	$v_b =$	25 m/s

Referenční výška	ze =	19,2 m
Kategorie terénu II	z0 =	0,05 m
	zmin =	2 m
Intenzita turbulence	$I_v(z)$ =	0,168 /
Součinitel turbulence	k_t =	1 /
Součinitel orografie	$c_0(z)$ =	1 /
Střední rychlost větru	v_m =	28,266 m/s
Součinitel drsnosti terénu	$c_r(z)$	1,131 m/s
Součinitel terénu	k_r =	0,190 /

Součinitel expozice	c_e =	2,79 /
Základ. Dynam. Tlak vět	q_b =	390,6 Pa
Maximální dynamický tla	$q_p(z)$ =	1086,7 Pa
z grafu	$q_p(z)$	1089,8 Pa

Dotčené oblasti - STĚNY					
Podélný vítr			Příčný vítr		
OBLAST	cpe,10	Tlak větru	OBLAST	cpe,10	Tlak větru
A	-1,2	-1304	A	-1,2	-1304
B	-0,892	-969	B	-1,262	-1371
C	-0,5	-543	C	-0,5	-543
D	0,715	777	D	0,7	761
E	-0,331	-360	E	-0,546	-593

Dotčené oblasti - STŘECHA					
Podélný vítr			Příčný vítr		
OBLAST	cpe,10	Tlak větru	OBLAST	cpe,10	Tlak větru
G	0	0	G	-1,2	-1304
H	-0,7	-761	H	-0,7	-761
I	0,2	0	I	0,2	217

Střecha s atikou
hp/h 0,0667

K. V. 1. NP	3,71
K. V. 2. - 5. NP	3,1
Atika	1

Do modelu jako liniové zatížení do úrovně stropních desek

Oblast	Podélný flin,k [kN/m]	Příčný flin,k [kN/m]
D	zatížení do desky nad 1. NP	4,09
	zatížení do desky nad 2. NP	2,41
	zatížení do desky nad 3. NP	2,41
	zatížení do desky nad 4. NP	2,41
	zatížení do desky nad 5. NP	1,98
E	zatížení do desky nad 1. NP	-1,89
	zatížení do desky nad 2. NP	-1,12
	zatížení do desky nad 3. NP	-1,12
	zatížení do desky nad 4. NP	-1,12
	zatížení do desky nad 5. NP	-0,92

Náhradní tíha schodišťových stupňů dvojramenného schodiště z 1. PP do 1. NP; 2. NP do 3. NP; 3. NP do 4. NP a 4. NP do 5. NP

$$g_k = 1/2 \cdot h \cdot \gamma = 1,9375 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Výška stupně } h = 0,155 \text{ m}$$

Náhradní tíha schodišťových stupňů dvoujramenného schodiště z 1. NP do 2. NP

$$g_k = 1/2 \cdot h \cdot \gamma = 2,075 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Výška stupně } h = 0,166 \text{ m}$$

Tíha isonosníku tl. 200 mm

Vrstva	Obj. hmotnost	Tl. vrstvy	$f_{pl,k}$	γ_i	$f_{pl,d}$
	[kg/m ³]	[mm]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
ISONOSNÍK	2500	170	4,25	1,5	6,375

$$f_{pl,k} = 4,25 \quad f_{pl,d} = 6,38$$

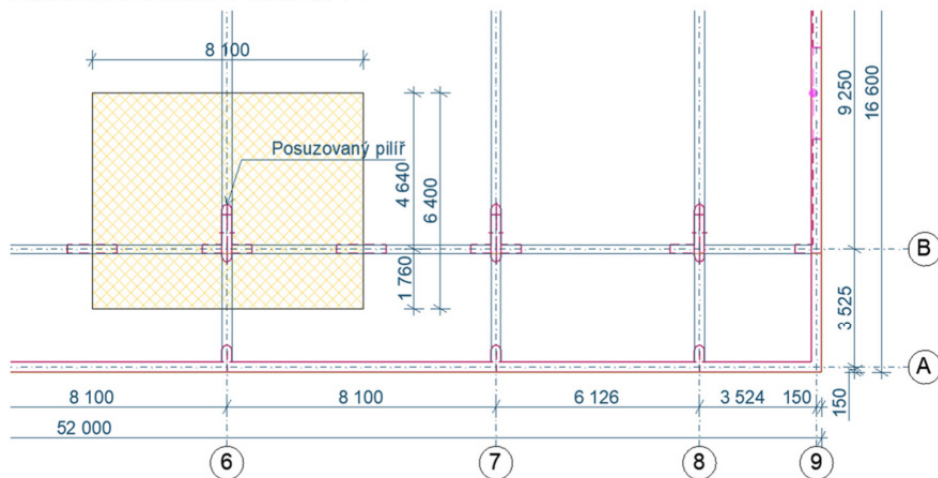
ZEMNÍ TLAK

BOČNÍ TLAK NESOUDRŽNÉ ZEMINY		
UVAŽUJE SE ZEMNÍ TLAK V KLIDU		
Výška od chodníku k podlaze garáže	h	3,4 m
Objemová hmotnost zásypu	γ	22 kN/m ³
Úhel vnitřního tření zeminy	φ	24°
Geostatické napětí	σ_{or}	74,8 kN/m ²
Součinitel zemního tlaku v klidu	K_r	0,59
Zemní tlak v klidu v hloubce h	σ_r	44,38 kN/m ²
Plošné zatížení na terénu	f_k	15,31 kN/m ²
Tlak v hlavě stěny - char. Hodnota	$\sigma_{horní}$	9,1 kN/m ²
Tlak v patě stěny - char. Hodnota	$\sigma_{dolní}$	53,5 kN/m ²

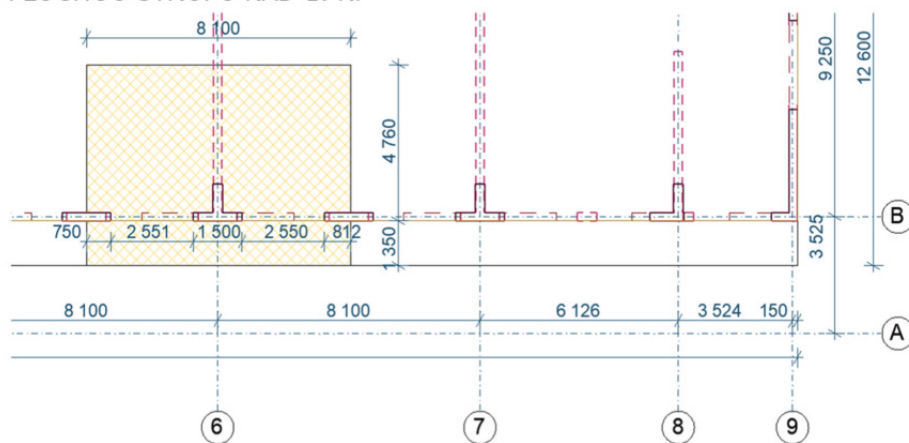
4.2 Předběžný návrh pilíře v 1. PP

SCHÉMA KONSTRUKCE - ZATĚŽOVACÍ PLOCHY PILÍŘE

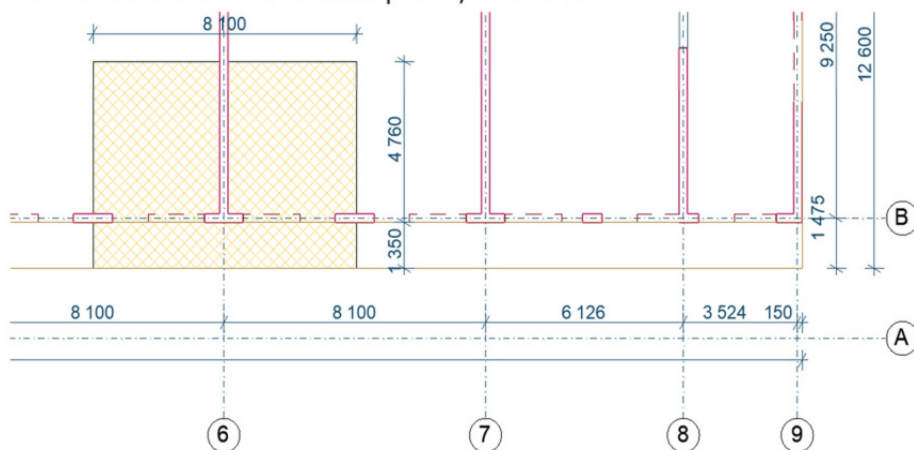
VYZNAČENÍ SVISLÝCH KONSTRUKCÍ 1. PP S VYŠRAFOVANOU ZATĚŽOVACÍ PLOCHOU STROPU NAD 1. PP



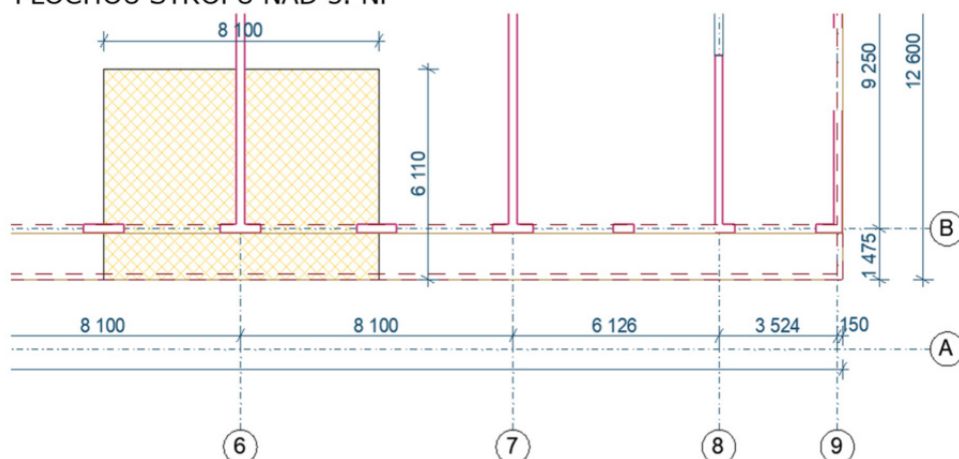
VYZNAČENÍ SVISLÝCH KONSTRUKCÍ 1. NP S VYŠRAFOVANOU ZATĚŽOVACÍ PLOCHOU STROPU NAD 1. NP



VYZNAČENÍ SVISLÝCH KONSTRUKCÍ S VYŠRAFOVANOU ZATĚŽOVACÍ PLOCHOU STROPU NAD. Platí pro 2., 3. a 4. NP



VYZNAČENÍ SVISLÝCH KONSTRUKCÍ 5. NP S VYŠRAFOVANOU ZATĚŽOVACÍ PLOCHOU STROPU NAD 5. NP



VÝPOČET ZATÍŽENÍ NA BETONOVÝ PILÍŘ V 1. PP na osách B6

Zatížení	$f_{pl,k}$ [kN/m ²]	z.š. [m]	z.d. [m]	F_{k} [kN]	γ_i [-]	$f_{pl,d}$ [kN]
STÁLÉ						
Strop nad 5. NP	8,26	8,1	6,11	408,6	1,35	551,6
ŽB stěny v 5. NP ¹	15,97		5,82	93,0	1,35	125,5
Strop nad 4. NP	8,79	8,1	4,76	339,0	1,35	457,7
Pavlač 4. NP	4,25	8,1	1,35	46,5	1,35	62,7
ŽB stěny v 4. NP	15,97		5,82	93,0	1,35	125,5
Strop nad 3. NP	8,79	8,1	4,76	339,0	1,35	457,7
Pavlač 3. NP	4,25	8,1	1,35	46,5	1,35	62,7
ŽB stěny v 3. NP ¹	15,97		5,82	93,0	1,35	125,5
Strop nad 2. NP	8,79	8,1	4,76	339,0	1,35	457,7
Pavlač 2. NP	4,25	8,1	1,35	46,5	1,35	62,7
ŽB stěny v 2. NP	15,97		5,82	93,0	1,35	125,5
Strop nad 1. NP ¹	8,79	8,1	4,76	339,0	1,35	457,7
Pavlač 1. NP	4,25	8,1	1,35	46,5	1,35	62,7
ŽB stěny v 1. NP ¹	15,97		4,0	63,3	1,35	85,4
Strop nad 1. PP	8,50	8,1	6,4	440,6	1,35	594,9
Pilíř 1PP	19,19		1,7	32,6	1,35	44,0
PROMĚNNÉ						
Sníh	1,60	8,1	6,1	79,1	1,5	118,6
Užitné 4. NP	2	8,1	4,75	77,0	1,5	115,4
Užitné pavlač 4. NP	3	8,1	1,35	32,8	1,5	49,2
Užitné 3. NP	2	8,1	4,75	77,0	1,5	115,4
Užitné pavlač 3. NP	3	8,1	1,35	32,8	1,5	49,2
Užitné 2. NP	2	8,1	4,75	77,0	1,5	115,4
Užitné pavlač 2. NP	3	8,1	1,35	32,8	1,5	49,2
Užitné 1. NP	2	8,1	4,75	77,0	1,5	115,4
Užitné pavlač 1. NP	3	8,1	1,35	32,8	1,5	49,2

$$F_k = 3377 \quad F_d = 4637 \text{ kN}$$

Pozn. 1 Zat. délka je dána součtem dílčích délek stěn v dané zat. ploše

PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH SLOUPU - Únosnost v dostředném tlaku

Komentář k předběžnému návrhu pilíře. Při návrhu sloupu je snaha dodržet šířku průřezu 250 mm (z důvodu parkování v garážích). Dále se snažíme dodržet optimální stupeň vyztužení 2%. Volba třídy betonu vychází z tříd vlivu prostředí.

ROZMĚRY SLOUPU	B	=	1000 mm
	H	=	250 mm

BETON	C 25/30	f_{ck}	=	25 Mpa
--------------	---------	-----------------------	---	---------------

PŘEDBĚŽNÝ ODHAD VYZTUŽENÍ			
Stupeň vyztužení	ρ	=	0,02

NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI PŘI DOSTŘEDNÉM TLAKU			
	E_s	=	2E+05 MPa
	ϵ_s	=	0,002
	σ_s	=	400 MPa

VNITŘNÍ SÍLY	M_{Ed}	=	0 kNm
	V_{Ed}	=	0 kN
	N_{Ed}	=	4637 kN

NORMALOVA UNOSNOST SLOUPU Z PŘIBLIŽNÉHO VZTAHU PRO DOSTŘEDNÝ TLAK	
$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c f_{cd} + A_s f_{sv} = 0,8 \cdot A_c f_{cd} + A_c \rho \sigma_s =$	5333 kN

POSOUZENÍ	$N_{ed} < N_{rd}: 4636,6 < 5333,3$
VYUŽITÍ	86,9 % Vyhovuje

4.3 Předběžný návrh tloušťek stropních desek pomocí vymezení ohybové štíhlosti

Stropní desky nad 1. až 5. NP

Stropní deska nad 1. až 5. NP

Deska vnitřní pole		*rozměry jsou uvedeny v mm		krytí c	25
rozpětí prvku	L	8100		tl. desky h	240
účinná výška průřezu	d	206		Prům. výzt. $\varnothing s$	18
ohybová štíhlost	λ	39,3		Vyztužení Asprov	1272,3
vymežující ohybová štíhlost	λd	31,9	123%	Stup. Vyzt. ρ	0,6%
součinitel tvaru průřezu	kc1	1	Pro ostatní průřezy		
součinitel rozpětí	kc2	0,9	Pro rozpětí nad 7 m		
součinitel napětí tahové výztuže	kc3	1,2	Pro Aspro = 1,2 x Asreq = přidáno 20% výztuž		
tab. Hod. vymež. Ohyb. Štíh.	$\lambda d, tab$	30,8	Pro vnitřní pole spojitého nosníku		
Tl. desky 240 mm z hlediska vymežující ohybové NEVYHOVUJE					

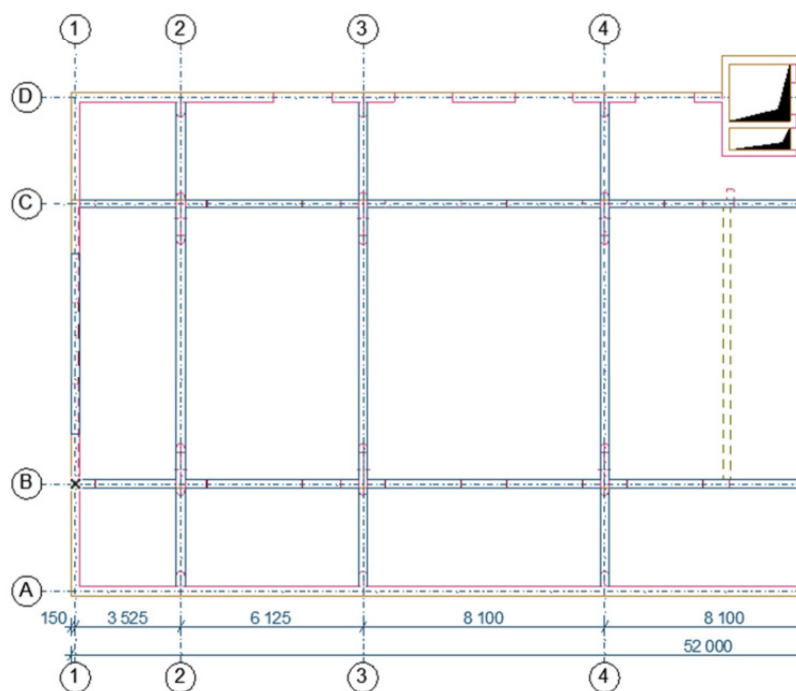
Stropní desky překračují hodnotu vymežující ohybové štíhlosti, a tak je nutné průhyb stanovit přesným výpočtem

Stropní deska nad 1. PP

Stropní deska nad 1. PP

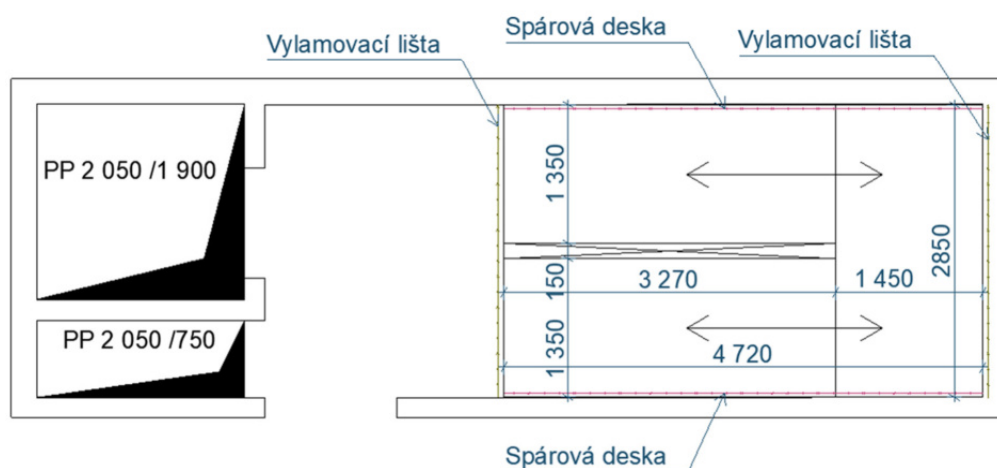
Deska vnitřní pole		*rozměry jsou uvedeny v mm		krytí c	25
rozpětí prvku	L	8100		tl. desky h	300
účinná výška průřezu	d	266		Prům. výzt. $\varnothing s$	18
ohybová štíhlost	λ	30,5		Vyztužení Asprov	1272,3
vymežující ohybová štíhlost	λd	31,9	95%	Stup. Vyzt. ρ	0,5%
součinitel tvaru průřezu	kc1	1	Pro ostatní průřezy		
součinitel rozpětí	kc2	0,9	Pro rozpětí nad 7 m		
součinitel napětí tahové výztuže	kc3	1,2	Pro Aspro = 1,2 x Asreq = přidáno 20% výztuž		
tab. Hod. vymež. Ohyb. Štíh.	$\lambda d, tab$	30,8	Pro vnitřní pole spojitého nosníku		
Tl. desky 300 mm z hlediska vymežující ohybové VYHOVUJE					

VÝSEK KONSTRUKCE - SCHÉMA 1. PP



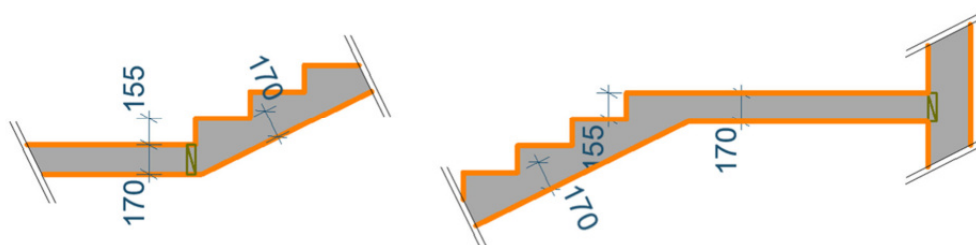
4.4 Předběžný návrh schodiště

Jedná se o dvojramenné ŽB schodiště technologicky navržené jako monolitické. Ramena budou prováděna včetně betonových stupňů. Ramena jsou monoliticky spojená s podestami a od schodišťových stěn jsou oddílána spárovými deskami. Staticky je schodiště navrženo tak, že se jedná o 1x zalomenou desku. Rameno zalomené desky je kotveno pomocí vylamovacích lišt do stěny a mezipodesta do stropní desky.



Schodiště bude z pohledového betonu. Na schodišti není navržena žádná skladba podlahy.

Schodiště z 1. PP do 1.NP; 2. NP do 3. NP; 3. NP do 4. NP a 4. NP do 5. NP



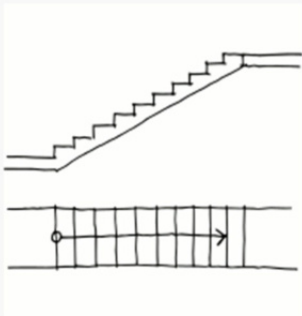
Schodiště z 1. NP do 2. NP



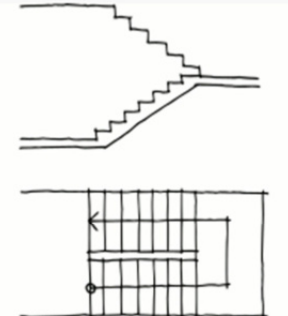
POZNÁMKA: Pro návrh rozměrů schodiště byl použit online software na stránkách TZB info. Výpočet je dostupný zde: <https://stavba.tzb-info.cz/tabulky-a-vypocty/146-vypocet-schodiste>

PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH SCHODIŠTĚ





DVOJRAMENNÉ SCHODIŠTĚ z 1. PP do 1.NP; 2. NP do 3. NP; 3. NP do 4. NP
a 4. NP do 5. NP



Jednoramenné schodiště



Dvouramenné symetrické schodiště

Konstrukční výška podlaží $K.V.$:	<input type="text" value="3100"/>	mm 
Délka kroku L_k :	<input type="text" value="630"/>	mm 
Zadám	<input type="text" value="Počet stupňů"/>	▼
Počet stupňů N :	<input type="text" value="20"/>	
Výška stupně H :	<input type="text" value="155"/>	mm 

Vypočtené hodnoty

Šířka stupně δ :	<input type="text" value="320"/>	mm 
Délka schodišťového ramene L :	<input type="text" value="2880"/>	mm 
Sklon schodiště α :	<input type="text" value="25.8"/>	° 

EMPIRICKÝ NÁVRH TLOUŠTKY SCHODIŠŤOVÉ DESKY

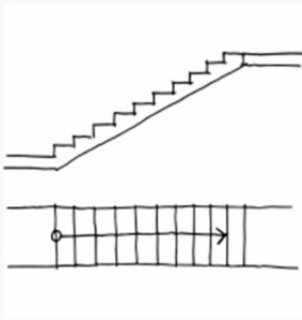
Jedná se o 1x lomenou schodišťovou desku, která je po obou stranách kotvena pomocí vylamovacích lišt. Z jedné strany do stropní desky a z druhé strany do ŽB stěny

Délka 1x lomené schodišťové desky	Lram	5000 mm
hram 1/30 až 1/25 délky ramene	167 až	200 mm

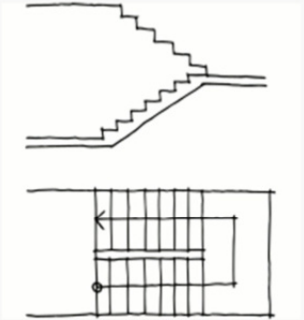
Volím tloušťku schodišťové desky hram = 170 mm
Z detailu vyplývá tloušťka podesty hpod = 170 mm

PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH SCHODIŠTĚ

DVOJRAMENNÉ SCHODIŠTĚ z 1. NP do 2. NP



Jednoramenné schodiště



Dvouramenné symetrické schodiště

Konstrukční výška podlaží $K.V.$:	<input type="text" value="3320"/>	mm	
Délka kroku L_k :	<input type="text" value="630"/>	mm	
Zadám	<input type="text" value="Počet stupňů"/>		
Počet stupňů N :	<input type="text" value="20"/>		
Výška stupně H :	<input type="text" value="166"/>	mm	

Vypočtené hodnoty

Šířka stupně S :	<input type="text" value="300"/>	mm	
Délka schodišťového ramene L :	<input type="text" value="2700"/>	mm	
Sklon schodiště α :	<input type="text" value="29°"/>		

EMPIRICKÝ NÁVRH TLOUŠTKY SCHODIŠŤOVÉ DESKY

Jedná se o 1x lomenou schodišťovou desku, která je po obou stranách kotvena pomocí vylamovacích lišt. Z jedné strany do stropní desky a z druhé strany do ŽB stěny

Délka 1x lomené schodišťové desky	Lram	5080 mm
hram 1/30 až 1/25 délky ramene	169 až	203 mm

Volím tloušťku schodišťové desky hram = 170 mm
Z detailu vyplývá tloušťka podesty hpod = 170 mm

4.5 Předběžný návrh tloušťky desky pavlačí a návrh isonosníku

Tloušťka desky pavlače bude zvolena dle tabulek výrobce isonosníků.

Ohybová štihllost

Aby byla zabezpečena použitelnost, doporučujeme omezení ohybové štihllosti dodržением následujících maximálních délek vyložení max l_k [m]:

Schöck Isokorb® XT typ		KL-U, KL-O	
max. délka vyložení pro		$l_{k,max}$ [m]	
		CV1	CV2
výška prvku H [mm]	160	1,65	-
	170	1,78	-
	180	1,90	1,70
	190	2,03	1,80
	200	2,15	1,90
	210	2,28	2,00
	220	2,40	2,10
	230	2,53	2,20
	240	2,65	2,30
	250	2,78	2,40

Vyložení pavlače je 1,75 m

Pro toto vyložení vyhoví výška prvku 170 mm.

Maximální délka vyložení

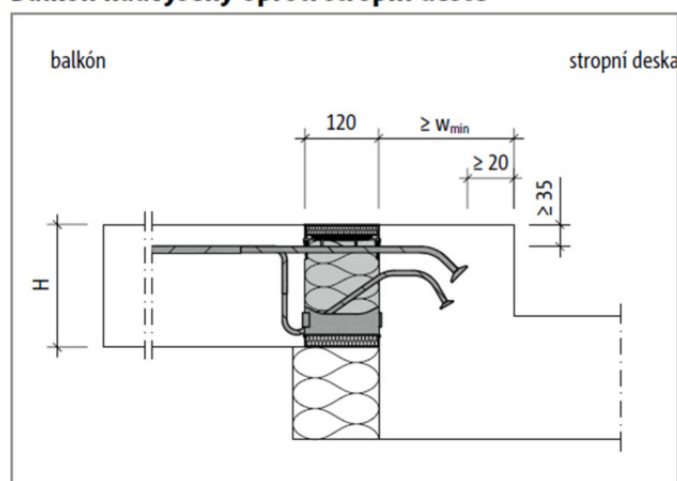
Hodnoty v tabulce byly stanoveny za následujících podmínek:

- ▶ pochůzný balkón
- ▶ měrná tíha betonu $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- ▶ vlastní tíha podlahy balkónu $g_2 \leq 1,2 \text{ kN/m}^2$
- ▶ zábradlí $g_R \leq 0,75 \text{ kN/m}$
- ▶ užité zatížení $q = 4,0 \text{ kN/m}^2$ se součinitelem $\psi_{2,i} = 0,3$ pro kvazi-stálou kombinaci
- ▶ vlastní frekvence $f_e \geq 7,5 \text{ Hz}$

Výše uvedené podmínky, pro které je použitelnost stanovena jsou dodrženy.

Pavlače budou do desky kotvené pomocí isonosníku Schock Isokorb XR KL-U. V zájmu eliminace skoku mezi skladbou pavlačí a skladbou v interiéru je zvolen následující detail, který je spočívá v zabetonování isonosníku do horního žebra desky.

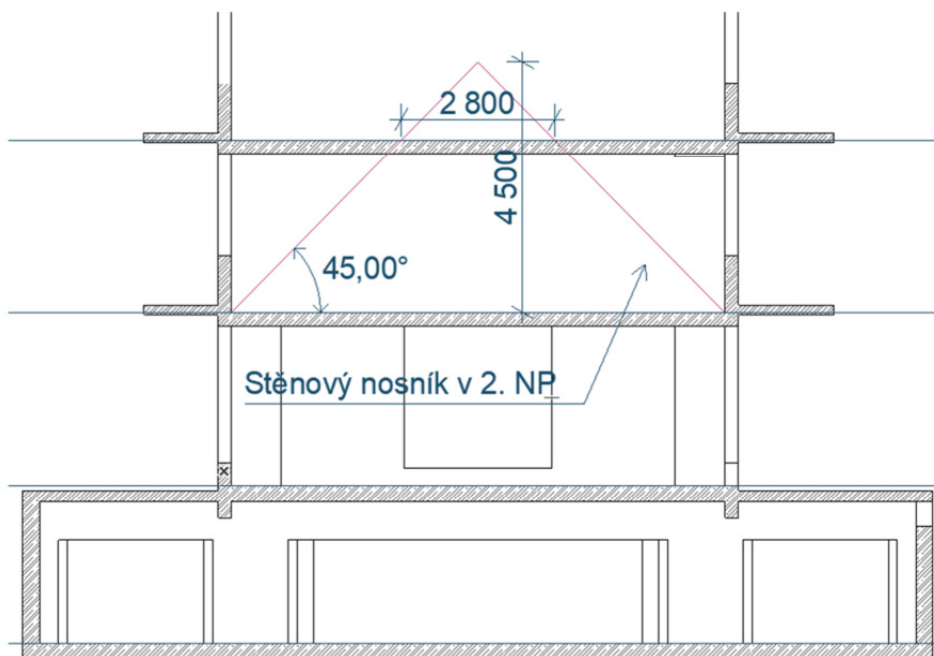
Balkón nadvýšený oproti stropní desce



4.6 Předběžný zjednodušený návrh stěnového nosníku

PŘEDBĚŽNÝ ZJEDNODUŠENÝ NÁVRH STĚNOVÉHO NOSNÍKU

SCHÉMA KONSTRUKCE - POHLED NA STĚNOVÝ NOSNÍK V 2. NP s vyznačením roznosu zatížení pod úhlem 45°



POZNÁMKA k výpočtu

Jelikož se jedná o staticky neurčitou konstrukci, nedá se jednoznačně určit, kolik zatížení bude stěnový nosník přenášet. Stěnový nosník v 2. NP je podepřen obvodovými podélnými stěnami v 1. NP, nad ním pak navazují další nosné stěny až do 5. NP.

Do výpočtu zatížení se uvažuje, že stěnový nosník v 2. NP přenáší zatížení z desky nad 1. NP, vlastní tíhu betonu, která je vymezena roznosem zatížení v ŽB (trojúhelník 45°) a zatížení z desky nad 2. NP, které ještě spadá do oblasti vymezené trojúhelníkem.

Zatížení	$f_{pl,k}$	Z.Š.	$f_{lin,k}$	γ_i	$f_{lin,d}$
	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]
STALÉ					
Deska nad 2. NP	11,39	8,1	92,3	1,35	124,6
Deska nad 1. NP	11,39	8,1	92,3	1,35	124,6
VI. tíha stěn. nosníku	6,71	2,25	15,1	1,35	9,1
PROMĚNNÉ					
Užitné 2. NP	2,0	8,1	16,2	1,5	24,3
Přem. příčky 2. NP	0,5	8,1	4,1	1,5	6,1

$$f_{lin,k} = 220 \quad f_{lin,d} = 289 \quad \text{kN/m}$$

BETON	C 25/30	f_{ck}	25 Mpa
--------------	---------	----------	---------------

Světlý rozpon nosníku	L	7,2 m	f_{cd}	16,7 Mpa
Ohybový moment	M_{Ed}	1870 kNm	b	300 mm
Posouvající síla k lící podř	V_{Ed}	1039 kN	h	3,1 mm
Reakce v podpoře	R_{Ed}	1143 kN		

V podporách stěnového nosníku musí být splněny následující podmínky:

V krajní podpoře $A_{Ed} \leq 0,8b(c+d)f_{cd}$ A_{Ed} 1143
 c [mm] 900 d [mm] 0 $0,8b(c+d)f_{cd}$ 3600,0 kN **32% Vyhovuje**

Nad podporou nosníku musí být splněna podmínka: $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Návrhová posouvající síla nad teor. podporou $V_{Ed,teor}$ 1299 kN
 Smyková únosnost stěnového nosníku $V_{Rd} = 0,10 b k f_{cd}$ 1430 kN
 k 2860
91% Vyhovuje

4.7 Posouzení ŽB základové desky na protlačení

Z hlediska návrhu tloušťky základové desky je klíčový posudek protlačení. Niže uvedený výpočet představuje 1. variantu založení – a to variantu založení na základové desce. V podstatě se jedná o výpočet protlačení sloupu ŽB patkou, který lze aplikovat i na základovou desku. Rozměr desky do výpočtu je uvažován tak, aby za předpokladu rovnoměrného rozdělení kontaktního napětí v základové spáře nedošlo k překročení únosnosti zeminy. Návrhová posouvající síla je rovna normálové síle v patě sloupu spočtené výše – viz kapitola 4.2.

POSOUZENÍ ŽB ZÁKLADOVÉ DESKY NA PROTlačENÍ

ZALOŽENÍ NA ZÁKLADOVÉ DESKCE TL. 600 mm

ROZMĚRY SLOUPU	B	=	250 mm
	H	=	1000 mm

ROZMĚRY DESKY AxA	A	=	5000 mm
	H _{desky}	=	600 mm
Předpokládaný ø výztuže	ø	=	18 mm
Krytí	c	=	40 mm
Účinná výška průřezu	d	=	551 mm
Stupeň vyztužení	ρ	=	0,45%

ÚNOSNOST ZEMINY

$$R_{dt} = 200$$

4900 VYHOVUJE

*předběžné odhady

*předběžné odhady

BETON	C 25/30	f _{ck}	=	25 Mpa
		v	=	0,54

Velikost posuzovaných obvodů	u ₀	=	2500 mm
	u _i	=	5830,09 mm

v líci sloupu

ve vzd. a_i od líce

sloupu

Návrhová posouvající síla	V _{Ed}	=	4637 kN
---------------------------	-----------------	---	---------

SMYKOVÉ NAPĚTÍ V KONTROLOVANÉM PRŮŘEZU "0"			
$V_{Ed,0} = V_{Ed,red} / u_0 * d = V_{Ed} * (1 - A_i / A_b) / u_0 * d$			
V _{Ed,0}	=	3,33 Mpa	A _i = 250000 mm ²
(1 - A _i / A _b)	=	0,990	A _b = 2,5E+07 mm ²
OVĚŘENÍ OBVODU u ₀			
Aby nedošlo k drčení betonu, musíme ověřit podm $v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$			
$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$		=	3,60 Mpa
V _{Ed,0}		<	v _{Rd,max}
3,33		<	3,60

93% VYHOVUJE

Maximální únosnost betonu v tlaku není překročena, k drčení u líce podpory nedojde

NALEZENÍ KRITICKÉHO OBVODU a _{crit} dle grafu			
SMYKOVÉ NAPĚTÍ V KONTROLOVANÉM KRITICKÉM PRŮŘEZU "1"			
$V_{Ed,crit} = V_{Ed,red} / u_{crit} * d = V_{Ed} * (1 - A_i / A_b) / u_{crit} * d$			
a _i < 2d OK			
V _{Ed,crit}	=	1,302 Mpa	a _i = 530 mm
(1 - A _i / A _b)	=	0,902	A _i = 2457473 mm ²
u _{crit}	=	5830 mm	A _b = 25000000 mm ²

Únosnost desky ve smyku při protlačení bez smyk. výztuže			
$v_{Rd,i} = C_{Rd,i} * k * (100\rho_l * f_{ck})^{1/3} * (2d/a_i) + k_{\pm} * \sigma_{ep} > v_{min} * (2d/a_i)$ MPa			
v _{Rd,i}	0,431 MPa	v _{Rd,i}	= 0,896 MPa
		C _{Rd,i}	= 0,12
		k	= 1,602
PODMÍNKA:	v _{Rd,c}	>	v _{min} * (2d/a _i)
Do výpočtu uvažujeme v _{Rd,c}			
v _{min}	= 0,035 * k ^{3/2} * f _{ck} ^{1/2}	=	0,355 MPa
	v _{min} * (2d/a _i)	=	0,738 MPa
a _i crit je hodnota, pro kterou je v _{Rd,i} =v _{Ed,i}			
	v _{Ed,i} - v _{Rd,i}	=	-0,406 MPa

145% NEVYHOVUJE
NAVRHNOUT
SMYKOVOU VÝZTUŽ

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení desky se smykovou výztuží na protlačení v uvažovaném kontrolovaném obvodu může dosáhnout maximálně hodnoty $k_{max} \cdot v_{rd,c}$

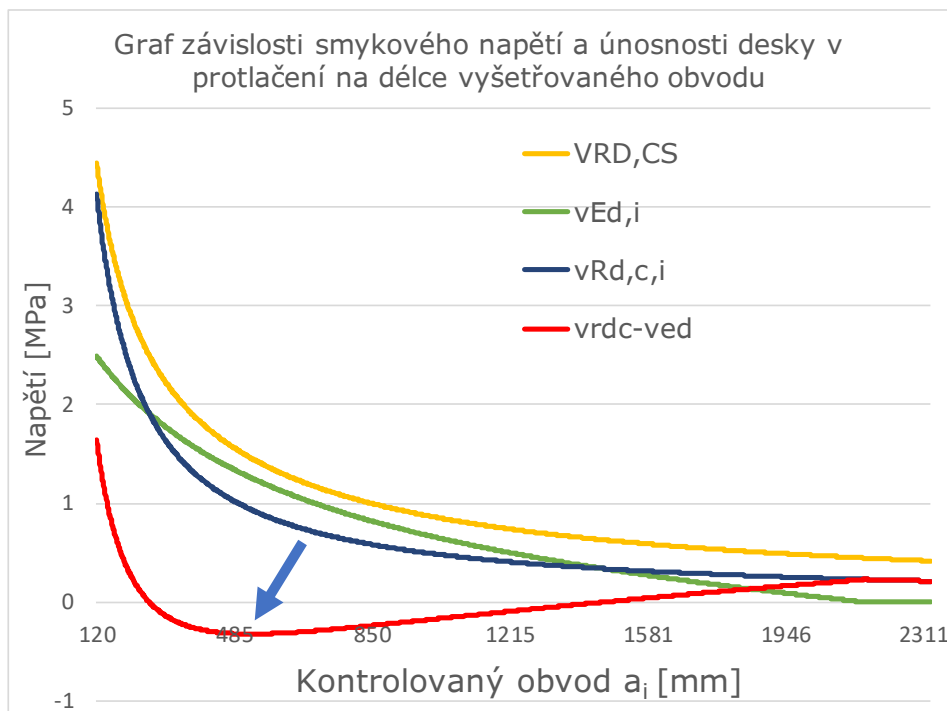
Hodnota k_{max} pro základy se smykovou výztuží může být maximálně $k_{max} = 1,5$

Hodnota $v_{rd,c,s}$ může tak nabýt hodnoty maximálně $1,5 \cdot v_{rd,c}$

k_{max}	1,5	
$v_{rd,c,s,max}$	1,3538 MPa	95% VYHOVUJE

První variantou, jak objekt založit je základová deska. Jako první je ověřena únosnost tlačené diagonály. Tloušťka základové desky byla zvolena iteračně tak, aby nedocházelo k drčení betonu a přitom byl použit beton třídy C 25/30, který je navržen na základě třídy vlivu prostředí. Specifikem posouzení protlačení základové desky je fakt, že lze redukovat část zatížení, které se přenáší do pilíře. Tato redukce závisí na poměru plochy základu uvnitř a vně kontrolovaného obvodu. Jelikož se v případě základové desky nejedná o patku, tak může být složitější určit plochu vně kontrolovaného obvodu. Tato plocha byla v tomto případě určena za pomoci modelu, kdy jako celková plocha základu pod pilířem A_b byla uvažována plocha s kladnými ohybovými momenty při horních vláknech desky. Návrh vede na tloušťku desky 600 mm. Deska však nevychází na protlačení v kritickém kontrolovaném obvodu, ve kterém je rozdíl ($v_{rd,i} - v_{ed}$) minimální. Deska tak bude muset být vyztužena smykovou výztuží proti protlačení. Ověření vyztužitelnosti vychází. Desku je možno vyztužit.

Druhou variantou je pilíře podepřít pilotami, čímž by se tloušťka základové desky mohla výrazně snížit. Tato varianta je příznivější i z hlediska pevnostní třídy betonu. Při návrhu posouzení protlačení je totiž žádoucí přilepšit si využitím kvalitnější třídy betonu, což se však negativně projeví při dimenzování výztuže na smrštění. Použití pilot by tedy v důsledku vedlo na subtilnější desku, která by byla vyrobena z relativně nižší třídy betonu.



Variantou č. 2 je založit objekt na základové desce v kombinaci s pilotami, které převezmou část zatížení z pilířů. Bližší specifikace postupu (jaký byl použit výpočetní mode), jakým byla určena návrhová posouvající síla do tohoto výpočtu protlačení viz – Část geotechnická. Vychází se z kombinace 6.10: 1,35*vl.tíha + 1,5*0,7*sníh + 1,5*Užitné A + 1,5*0,6*Vítr příčný + 1,5*0,7*Užitné D + 1,5*0,7*Náhradní za příčky + 1,35*Skladby podlah + 1,5*Vztlak vody. Uvažují se 2 hlavní užitná zatížení – užitné zatížení kategorie A a vztlak vody. Užitné zatížení dopravních ploch se nezapočítá, jelikož působí proti vztlaku vody a zmenšilo by sílu do posudku protlačení.

**POSOUZENÍ ZB ZAKLADOVÉ DESKA NA PROTĚLENÍ
ZALOŽENÍ NA DESCE TL. 400 mm PODEPŘENÉ PILOTAMI**

ROZMĚRY SLOUPU	B	=	250 mm
	H	=	1000 mm

ÚNOSNOST ZEMINY
 $R_{dt} = 200$

ROZMĚRY PATKY AxA	A	=	3450 mm	
	Hpatky	=	400 mm	
	Předpokládaný \varnothing výztuže	\varnothing	=	14 mm
	Krytí	c	=	35 mm
	Účinná výška průřezu	d	=	358 mm
	Stupeň výztužení	ρ	=	0,4%

3400 VYHOVUJE

*předběžné odhady
*předběžné odhady

BETON	C 25/30	f_{ck}	=	25 Mpa
		v	=	0,54

Velikost posuzovaných obvodů	u_0	=	2500 mm
	u_i	=	6976,27 mm

v líci sloupu
ve vzd. a_i od líce
sloupu

Návrhová posouvající síla	V_{ed}	=	2200 kN
---------------------------	----------	---	---------

SMYKOVÉ NAPĚTÍ V KONTROLOVANÉM PRŮŘEZU "0"			
$V_{Ed,0} = V_{Ed,red} / u_0 * d = V_{Ed} * (1 - A_i / A_b) / u_0 * d$			
$V_{Ed,0}$	=	2,41 Mpa	$A_i = 250000 \text{ mm}^2$
$(1 - A_i / A_b)$	=	0,979	$A_b = 1,2E+07 \text{ mm}^2$
OVĚŘENÍ OBVODU u_0			
Aby nedošlo k drcení betonu, musíme ověřit podm $v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$			
$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$	=	3,60 Mpa	
$v_{Ed,0}$	<	$v_{Rd,max}$	
2,41	<	3,60	

67% VYHOVUJE

Maximální únosnost betonu v tlaku není překročena, k drcení u líce podpory nedojde

NALEZENÍ KRITICKÉHO OBVODU a_{crit} dle grafu			
SMYKOVÉ NAPĚTÍ V KONTROLOVANÉM KRITICKÉM PRŮŘEZU "1"			
$V_{Ed,crit} = V_{ed,red} / u_{crit} * d = V_{Ed} * (1 - A_i / A_b) / u_{crit} * d$ $a_i < 2d$ OK			
$V_{Ed,crit}$	=	0,613 Mpa	$a_i = 712,42 \text{ mm}$
$(1 - A_i / A_b)$	=	0,695	$A_i = 3625541 \text{ mm}^2$
u_{crit}	=	6976 mm	$A_b = 11902500 \text{ mm}^2$

Únosnost desky ve smyku při protlačení bez smyk. výztuže				
$v_{Rd,i} = C_{Rd,i} * k * (100 \rho_l * f_{ck})^{1/3} * (2d/a_i) + k_{\pm} * \sigma_{ep} > v_{min} * (2d/a_i)$ MPa				
$v_{Rd,i}$	0,452 MPa	$v_{Rd,i}$	=	0,454 MPa
		$C_{Rd,i}$	=	0,12
		k	=	1,747
PODMÍNKY:	$v_{Rd,c}$	>	$v_{min} * (2d/a_i)$	
Do výpočtu uvažujeme $v_{Rd,c}$				
$v_{min} = 0,035 * k^{1/3} * f_{ck}^{1/2}$	=	0,404 MPa		
$v_{min} * (2d/a_i)$	=	0,406 MPa		
a_i crit je hodnota, pro kterou je $v_{rd,i} = v_{rd,c}$				
$V_{Ed,i} - V_{Rd,i}$	=	-0,159 MPa		

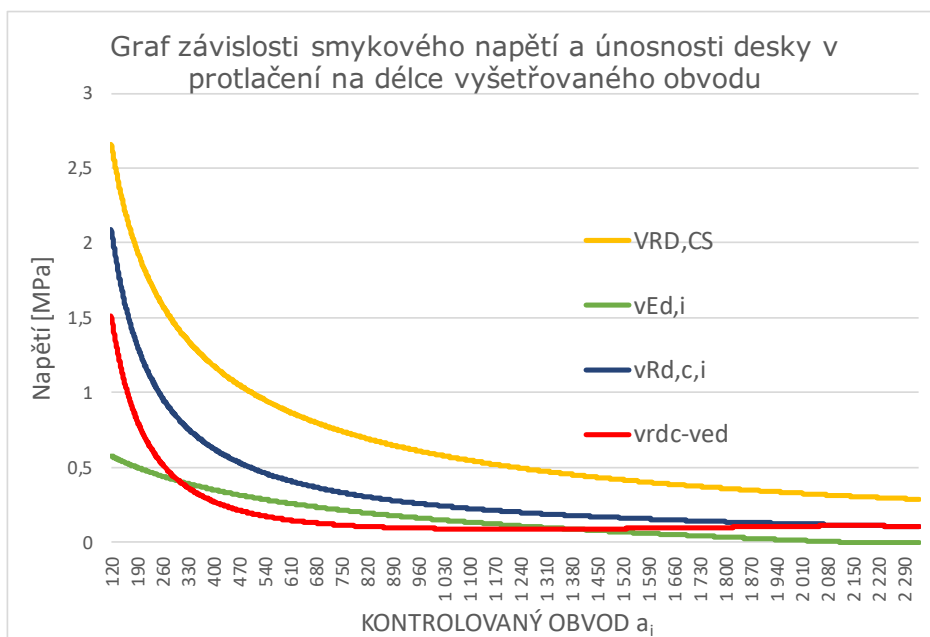
135% NEVYHOVL
NAVRHNOUT
SMYKOVOU VÝZTUŽ

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení desky se smykovou výztuží na protlačení v uvažovaném kontrolovaném obvodu může dosáhnout maximálně hodnoty $k_{max} \cdot v_{rd,c}$

Hodnota k_{max} pro základy se smykovou výztuží může být maximálně $k_{max} = 1,5$

Hodnota $v_{rd,c,s}$ může tak nabýt hodnoty maximálně $1,5 \cdot v_{rd,c}$

k_{max} 1,5
 $v_{rd,c,s,max}$ 0,6811 MPa **90% VYHOVUJE**



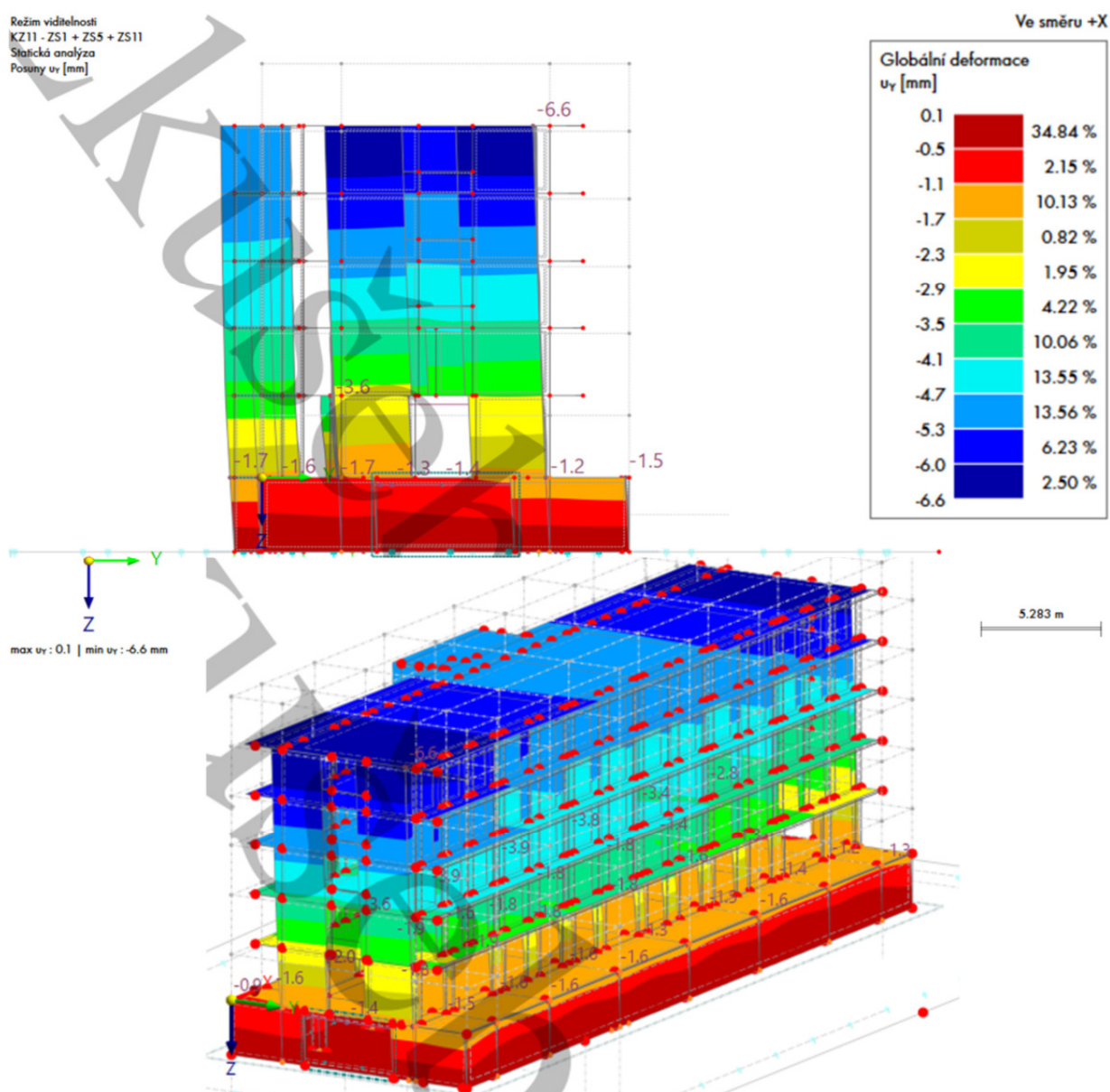
Toto je varianta návrhu v případě podepření pilířů pilotami. Tuhost pilot odpovídá požadavku na sednutí do 10 mm a je vypočítána jako N/s , kde N je normálová síla v patě pilíře a s je požadované sednutí pilíře 10 mm. Smyková síla způsobující protlačení desky je potom rozdíl mezi reakcí v pilotě a normálovou silou v patě pilíře. Základová deska byla v tomto případě podepřena relativně tuhým podloží, a tak přebírá více zatížení z vrchní stavby, čímž se zvětšuje smyková síla vystupující v posudku protlačení. V případě vyšetřovaného objektu se dělí zatížení mezi pilotu a desku přibližně napůl

4.8 Ověření prostorové tuhosti budovy

V rámci ověření prostorové tuhosti budovy bude zjednodušeně ověřeno, zdali nevznikají tahové síly v patách sloupů a zdali je splněna maximální přípustná vodorovná výchylka při charakteristické kombinaci zatížení, kdy se uvažuje fáze výstavby, kdy je hotová hrubá stavba a jsou nainstalovány výplně otvorů – tedy případ, kdy se vítr opírá do budovy s minimální hmotností. Dále se uvažuje, že na objekt působí vztlaková síla. Byl vytvořen 3D výpočetní model – bližší specifikace viz kapitola 5.5.

Vznik tahových sil v patách sloupů se nepřipouští při charakteristické kombinaci. Ověření je uvedeno v rámci geotechnické části.

Pro ověření vodorovné výchylky je uvažována kombinace 1x vl. tíha + 1x vztlak + 1x vítr. Ověření bude provedeno v případě příčného větru, který je významnější. Aby byla nasimulována tuhost objektu porušeného trhlinami, tak bude upraven modul pružnosti stěn na 1/3. Maximální vodorovný posun u atiky je $6,6 \text{ mm} < h/800 = 19500/800 = 24,4 \text{ mm}$. Z hlediska prostorové tuhosti lze předpokládat, že budova je vyhovující.



Obrázek 26 Vodorovná deformace v příčném směru (ve směru větru)

5. Návrh bílé vany

5.1 První etapa z pohledu německé směrnice

5.1.1 Třída namáhání

V rámci inženýrsko-geologického průzkumu byly v oblasti dotčeného objektu provedeny 3 vrtané sondy, které všechny narazily na hladinu podzemní vody (dále pouze HPV), která se v místě jedné ze sond nachází v úrovni nad základovou deskou.

Voda nad úrovní základové spáry byla odhalena v místě sondy V8, která byla provedena v místě s nadmořskou výškou 189,3 m. Voda nalezená v této sondě byla přistižena v hloubce 2,5 m pod povrchem. Jedná se o vodu naraženou, jejíž ustálená hladina se nachází 2,64 m pod terénem, což je v nadmořské výšce $189,3 - 2,64 = 186,66$ m. n. m. Základová spára objektu se nachází v nadmořské výšce 186 m. n. m. Vyznačené hladiny podzemní vody jdou patrně z níže uvedeného obrázku [P2].



Obrázek 27 Vyznačení hladiny naražené podzemní vody

Na část objektu tedy působí voda v kapalném skupenství a na část objektu působí pouze voda ve formě vztlínající vlhkosti. Pro zjednodušení budeme uvažovat konstantní výšku HPV, což je z pohledu návrhu bílé vany na stranu bezpečnosti. Skutečná výška vodního sloupce $h_v = 0,66$ m se bude do návrhu brát jako 1 m, a to z důvodu možného nahromadění vody v případě ucpání drenážního potrubí.

Z pohledu německé směrnice se jedná o třídu namáhání 1.

5.1.2 Třída užívání

V našem případě plní suterén funkci podzemních garáží se sklepními kóje pro úschovu věcí. Na základě důvodů popsanych v teoretické části v kapitole 2.2.2, je volí třída užívání B.

5.1.3 Volba návrhového přístupu

Jak bylo popsáno v teoretické části v kapitole 0, tak pro třídu užívání B a třídu namáhání 1 je rozhodující posudek omezení šířky trhlin. Ty se omezují na hodnoty v tabulce uvedené v teoretické části (Tabulka 2) a závisí na hodnotě tlakového spádu.

Při pohledu na minimální konstrukční tloušťky uvedené v tabulce v teoretické části (Tabulka 3), je patrné, že hodnota tlakového spádu definovaná podílem výšky tlakového sloupce ku tloušťce konstrukce, bude jistě menší než 10.

Maximální přípustná šířka ohybových i průběžných trhlin nemá v našem případě přesáhnout hodnotu $w = 0,2$ mm.

5.1.4 Návrh konstrukčních tloušťek

Na základě doporučení uvedených v německé směrnici, které byly rozebrány v teoretické části v kapitole 2.2.4 se navrhnu tloušťky konstrukcí. Dle směrnice by měla minimální tloušťka základové desky být 250 mm a tloušťka stěn 240 mm.

Dále bude ověřena podmínka minimální příčné světlé vzdálenosti vložek výztuže. Do výpočtu se bude uvažovat, že je konstrukce vyztužena pravoúhlým rastrem o průměru výztuže 16 mm.

Hodnota u stěn $b_{w,i} = 240 - 4 \times 16 - 2 \times 35 = 106$ mm. Tato hodnota nevyhovuje minimální hodnotě 120 mm. Bude navržena nová tloušťka stěn 250 mm. V tomto případě $b_{w,i} = 300 - 4 \times 16 - 2 \times 35 = 166$ mm > 120 mm ... VYHOVUJE.

Hodnota pro základovou desku tl. 300 mm je $b_{w,i} = 300 - 4 \times 14 - 2 \times 35 = 174$ mm > 120 mm ... VYHOVUJE.

Poznámka: Podmínka minimální příčné světlé vzdálenosti vložek výztuže je uvedena nad rámeček doporučení dle uvedených minimálních konstrukčních tloušťek. Při vyztužování konstrukce lze předpokládat, že se objeví místa, která budou muset být lokálně přivyztužena pruty větších průměrů, než je uvažováno ve výpočtu. U takovýchto míst je možné, že mírně nevýjde výše uvedená podmínka prováděcího rázu, což lze připustit.

5.2 První etapa z pohledu rakouské směrnice

5.2.1 Třída tlaku vody

Řešený objekt je namáhaný tlakovou vodou. Hydrogeologická situace byla rozebrána už v kapitole 2.2.1. Objekt je namáhán tlakovou vodou o výšce vodního sloupce cca 1 m, což odpovídá třídě tlaku vody W_0 .

5.2.2 Třída požadavků

Objekt bude zatříděn do třídy požadavků A_2 .

5.2.3 Konstrukční třída

Na základě zhodnocení třídy tlaku vody a třídy požadavků se stanovila konstrukční třída Kon_2 .

5.2.4 Třídy těsnících pásů

Pro danou třídu tlaku vody je nutné použít těsnící pásy třídy 1. Do třídy těsnících pásů 1 pak spadá například těsnící plech nebo bobtnavý bitumenový pásek. V našem případě se budou pracovní spáry těsnit těsnícím plechem šířky 300 mm a tloušťky 2 mm potaženým butylkaučukem.

5.2.5 Volba návrhového přístupu

Rozhodujícím posudkem bude omezení šířky trhlin. Dle tabulky (Tabulka 8) uvedené v teoretické části v kapitole 2.3.5 je maximální možná šířka trhliny pro danou konstrukční třídu $w = 0,25$ mm.

5.2.6 Návrh konstrukčních tloušťek

Dle tabulky (Tabulka 6) uvedené v teoretické části v kapitole 2.3.3 je minimální přípustná tloušťka konstrukcí spadajících do konstrukční třídy Kon₂ 300 mm. Tato minimální tloušťka platí jak pro základovou desku, tak i stěny.

5.2.7 Další konstrukční požadavky

V závislosti na konstrukční třídě jsou stanoveny další konstrukční požadavky, které byly uvedeny v tabulce výše (Tabulka 6). Jedním z hlavních konstrukčních požadavků je potom dodržení maximální vzdálenosti pracovních spar ve stěnách. V případě Kon₂, je tato maximální vzdálenost stanovena na 15 m. V praxi to tedy znamená, že pokud je stěna delší než 15 m, tak je nutné ji betonovat ve více pracovních záběrech.

5.3 První etapa z pohledu české normy

5.3.1 Třída nepropustnosti

Na základě požadavků na vnitřní prostředí budou prostory garáže zatřizeny do třídy nepropustnosti 1.

Šířka průběžných trhlin bude omezena na hodnotu w_{k1} za předpokladu, že trhliny nebudou procházet celou tloušťkou (ohybové trhliny) a jsou splněné podmínky uvedené v teoretické části v kapitole 2.4.

Převzme-li se z německé směrnice minimální konstrukční tloušťka pro stěny 200 mm, přičemž výška vodního sloupce je do 1 m, tak hodnota tlakového spádu bude maximálně 5. Hodnota w_{k1} je pro hodnoty tlakového spádu, které jsou menší než 5, je stanovena na $w_{k1} = 0,2$ mm.

Poznámka: Hodnota maximální přípustné trhliny dle [N3] $w_{k1} = 0,2$ mm je totožná s doporučením německé směrnice. Porovnáme-li však doporučené hodnoty maximálních šířek trhlin pro hodnoty tlakových spádů větších než 5, tak doporučená šířka trhlin dle [N3] bude přísnější.

5.4 Shrnutí první etapy projektové přípravy

V předchozích kapitolách bylo provedeno zatřídění řešené konstrukce objektu do odpovídajících tříd. Zatřídění bylo provedeno pro německou a rakouskou směrnici, které se explicitně zabývají bílými vanami. Kromě těchto zahraničních norem je zde uvedené i zatřídění dle české normy pro nádrže na kapaliny a zásobníky.

V níže uvedené tabulce byly shrnuty výstupy z první etapy projektové přípravy vycházející z jednotlivých publikací.

	Německá směrnice		Rakouská směrnice	Česká norma ČSN EN 1992-3
Tloušťka konstrukce	Stěny	250 mm	300 mm	<i>Doporučení není uvedeno</i>
	Základ. deska	250 mm		
Maximální šířka trhliny	0,20 mm ¹		0,25 mm ²	0,20 mm ³

Tabulka 23 Shrnutí tlouštěk konstrukcí a maximální šířky trhlin dle [1], [2] a [N3]205

- ¹ Pro posouzení šířek trhlin se má uvažovat častá kombinace zatížení.
- ² Pro posouzení šířek trhlin není uvedeno, podle jaké kombinace se má navrhovat.
- ³ Pro posouzení mají být použity kombinace dle [N4] – kvazistálá kombinace.

Na základě zpracovaných doporučení bude tloušťka základové desky navržena 300 mm (dle rakouské směrnice) a tloušťka stěn v suterénu 300 mm.

Maximální šířka trhlin bude 0,2 mm a tato hodnota bude v případě silových účinků stanovena z časté návrhové kombinace, což je v porovnání s českou normou [N4], která doporučuje vypočíst šířku trhlin pomocí kvazistálé kombinace, konzervativnější a na straně bezpečné.

5.5 Výpočetní modely

Pro účely této práce bylo vytvořeno hned několik výpočetních modelů, které byly vytvořeny v softwaru RFEM 6 Dlubal. Podrobnější informace k modelům a jakým způsobem bylo modelováno podloží je uvedeno v části geotechnické a zde budou shrnuty použité modely.

Pro účely předběžného návrhu vznikl 3D výpočetní model s vetknutými svislými suterénními konstrukcemi.

Pro účely analýzy sedání objektu byl zhotoven 3D výpočetní model s uvážením analýz výstavby s vymodelováním 3D půdního masivu.

Pro účely dimenzování základové desky byl zhotoven 3D výpočetní model, který byl založen na pilotách a základové desce, která byla pružně podepřena. Při dimenzování základové desky se uvažuje relativně měkké podloží, které vede na větší ohybové namáhání desky. Podepření základové desky vychází z modelu spolupůsobícího podloží.²

Pro účely dimenzování základové desky na protlačení byl zhotoven 3D výpočetní model, který byl založen na pilotách a základové desce, která byla pružně podepřena. Při dimenzování základové desky na protlačení se uvažuje relativně tuhé podloží, které umožňuje desce přebrat více zatížení z pilíře, čímž se sníží reakce v pilotě a zvětší se síla, která se snaží protlačit pilíř deskou. Podepření základové desky vychází opět z modelu spolupůsobícího podloží.

² Dle podkladů z webových stránek firmy Dlubal: <https://www.dlubal.com/cs/podpora-a-skoleni/podpora/databaze-znalosti/001433>

5.6 Podrobný návrh základové desky

Za předpokladu, že nosné obvodové prvky jsou chráněny před účinky teplotních změn odpovídající tepelnou izolací, tak maximální délka dilatačních celků dle ČSN 73 1201 je pro stěnové konstrukce 51 m. Řešený objekt má půdorysné rozměry 52 x 16,6 m, a tak mírně překračuje normové doporučení. Charakter objektu je však natolik jednotvárný, že mírné překročení doporučení je přípustné. Jednotvárností je myšleno zejména prosté konstrukční schéma a druh založení společně se základovými poměry, které nevykazuje tendenci rozdílného sedání. Dále se mírným překročením meze vyhneme realizaci dilatační těsněné spáry, což je dle rakouské směrnice žádoucí.

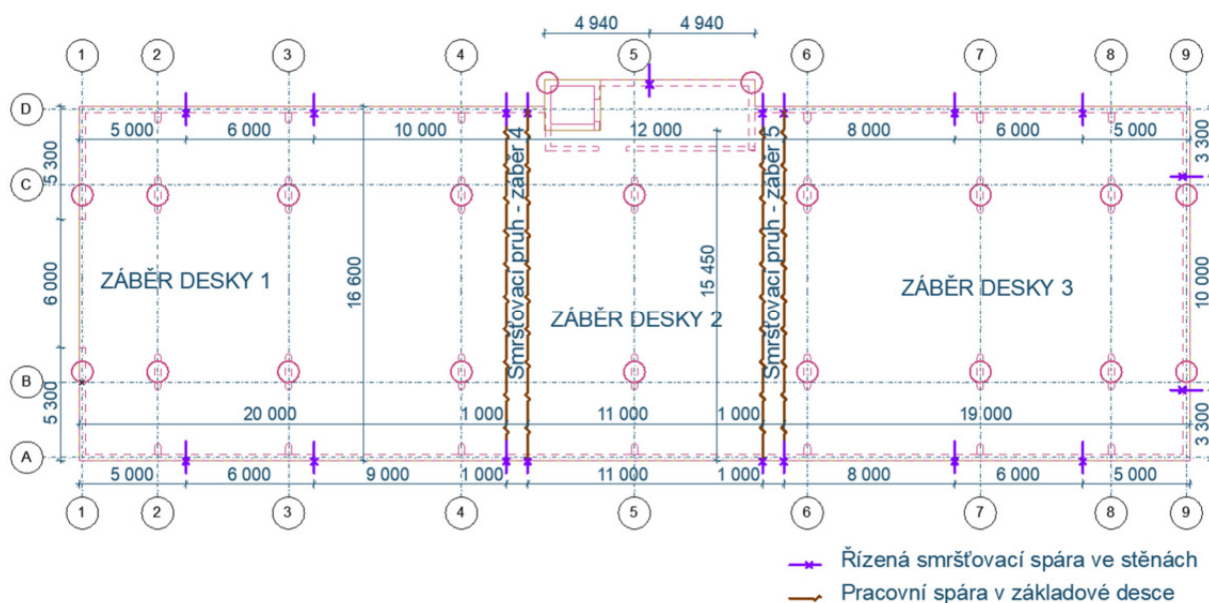
Níže bude v rámci detailního návrhu základové desky nejdříve navržena výztuž při mezním stavu použitelnosti. Výztuž bude dimenzována na omezení šířky trhlin od vynucených namáhání a následně bude ověřeno, že navržená výztuž vyhoví i při mezním stavu šířky trhlin od silových účinků. Následně bude ověřen mezní stav únosnosti.

5.6.1 Mezní stav použitelnosti

Jsou zkoumány a posuzovány celkem 2 mezní stavy. Jedná se o mezní stav trhlin a mezní stav omezení napětí v betonu a oceli. Jako první budou posouzeny MSP od vynucených namáhání a později bude navržená výztuž ověřena i pro silové účinky.

5.6.1.1 Výpočet šířky trhlin od vynucených namáhání – řešení se smršťovacími pruhy

V rámci optimalizace vyztužení byl navržen plán betonáže, který má přímý vliv na síly vzniklé omezením volné deformace desky při smršťování a chladnutí. Deska byla rozdělena do 3 pracovních záběrů, které jsou mezi sebou rozděleny smršťovacími pruhy o šířce 1 m. Tyto smršťovací pruhy budou dobetonovány až s časovým odstupem ve chvíli, kdy u dříve realizovaných pracovních záběrů proběhla větší část objemových změn. Smršťovací pruhy pokračují ve stěnách a stropních deskách v nadzemních podlažích a můžou být zabetonovány nejdříve cca po 3 měsících. Při dřívějším dobetonování by klesala účinnost tohoto řešení.



Obrázek 28 Rozvržení pracovní a smršťovacích spár – řešení se smršťovacími pruhy

Poznámka: Aby takto takto rozvržené záběry dávaly smysl a platily hodnoty l_0 uvedené v tabulce níže (Tabulka 24), tak nesmí smršťovacími pruhy procházet výztuž, která by propojovala sousední záběry. Ve smršťovacích pruzích musí tedy zpravidla docházet ke stykování výztuže. Pokud by totiž například výztuž procházela záběrem 1 a zasahovala by přes smršťovací pruh až do záběru 2, tak by to mělo zásadní vliv na výpočet efektivní tahové síly vzniklé vlivem tření. Takto vedená, průběžná výztuž by měla za následek zdvojnásobení hodnoty $l_{0x} = 2 \times 20 = 40$ m. Smršťovací pruh by v tomto případě neměl žádný význam, deska by se musela dimenzovat na větší síly a zbytečně by se muselo betonovat o 2 záběry více.

Záběry desky č. 1 a 3 jsou při svém smršťování omezeny pouze částečně, a to třením s nedokonalě kluzným podložím. V oblasti záběru č. 2 se však nachází dojezd výtahové šachty, který vytváří zádržku, ke které se daný záběr snaží smršťit. Jelikož jsou mezi jednotlivými záběry vynechané smršťovací pruhy, tak i u záběru 2 dochází pouze k částečnému omezení přetvoření. Rozdílem je však v tom, jakou hodnotu l_0 , dle vztahu pro efektivní tahovou sílu vzniklou vlivem tření (viz vztah (14)), uvažujeme.

Pro takto navržené pracovní záběry desky jsou hodnoty l_0 dle vztahu pro efektivní tahovou sílu vzniklou vlivem tření (viz vztah (14)) uvedeny v tabulce níže (Tabulka 24):

Záběr	Hodnoty l_0
Záběr č. 1	$l_{0x} = 20$ m
	$l_{0y} = 16,6$ m
Záběr č. 2	$l_{0x} = 11$ m
	$l_{0y} = 2 \times 15,45 = 30,9$ m ¹
Záběr č. 3	$l_{0x} = 19$ m
	$l_{0y} = 16,6$ m

Tabulka 24 Hodnoty l_0

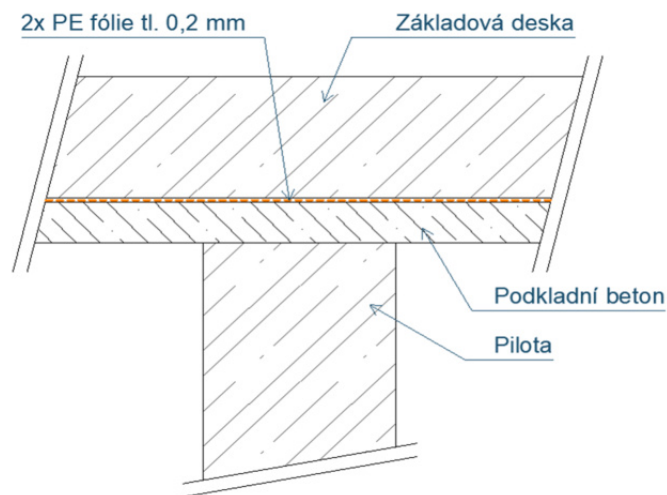
¹ Poznámka k výpočtu hodnoty l_{0y} – V případě záběru č. 2: U záběrů č. 1 a 3 se jedná o případ částečného omezení přetvoření, kdy se celý betonážní úsek může klouzat po kluzné vrstvě směrem do středu desky a v této deformaci ho omezuje pouze tření. Ve vztahu (14) se počítá s $\frac{1}{2}$ délky desky, která se smršťuje směrem do středu (celková délka úseku se tedy dělí 2). V případě záběru č. 2 brání volné deformaci směrem do středu desky kromě tření také pevná zádržka ve formě dojezdu výtahové šachty, která je umístěna na okraji desky. V případě využití vztahu (14) je pak nutné dosadit za l_{0y} dvojnásobek vzdálenosti od okraje desky k zádržce, jelikož zádržka představuje jakýsi střed, ke kterému se celá deska smršťuje.

Návrh výztuže na omezení šířky trhlin kvůli vynuceným namáháním bude pro záběry č. 1, 2 a 3 provedeno výpočtem dle normy ČSN EN 1992-1-1 s přihlédnutím ke zdrojům [6].

Co se týče výztuže desky ve směru X (kolmo na osu smršťovacího pruhu), jedná se o plně omezenou deformaci, jelikož se betonuje mezi 2 starší vyvrátlé části. Výztuž bude navržena dle normy ČSN EN 1992-1-1 s přihlédnutím ke zdrojům [6].

Dále se při návrhu výztuže v rámci smršťovacího pruhu musí řádně vyztužit směr Y (tj. výztuž rovnoběžná s osou smršťovacího pruhu). K návrhu se bude přistupovat velmi podobně, jako k návrhu stěny betonované na starší základ, přičemž rozdíl bude spočívat v hodnotách délky a výšky stěny. V tomto případě je délka stěny rovna délce smršťovacího pruhu a výška stěny je rovna $\frac{1}{2}$ šířky smršťovacího pruhu, a to z toho důvodu, že na rozdíl od stěn, které jsou chyceny pouze podél 1 okraje (v kontaktu se základovou deskou), je smršťovací pruh chycen po délce z obou stran. Dále bude nutné smršťovací pruh rozdělit řízenými spárami do více částí, jelikož jinak by byl velmi složitě dimenzovatelný. Pokud by smršťovací pruh byl betonován v kuse, bez řízených spár, tak by jeho podélná výztuž musela být R25/100. (viz výpočet níže).

Dalším klíčovým faktorem pro posouzení je zvolený detail uložení. Konstrukce je založená na pilotách. Výztuž pilot nebude provázána se základovou deskou – piloty tak budou navrženy jako podepřené. Přes líc pilot bude provedena podkladní betonová deska, jejíž horní líc bude strojně vyhlazen. Na vyhlazený povrch budou uloženy 2 vrstvy stavební PE fólií o tloušťce 0,2 m. Na tyto fólie bude betonována základová deska. Takto navrženému detailu odpovídá součinitel tření $\mu = 0,8$.



Obrázek 29 Schéma uložení základové desky

Poznámka: Ačkoliv se podepřené piloty jeví jako vhodné v případě bílých van, protože toto řešení umožňuje, aby se deska mohla smršťovat na kluzném podloží, tak je nutné počítat s tím, že toto řešení vede na větší ohybové namáhání desky. Není-li totiž provázána výztuž sloupu a piloty, tak veškerý ohybový moment působící ve sloupu musí být přenesen ohybovým namáháním základové desky.

Poznámka: Veškeré níže uvedené výpočty jsou provedeny softwary autora diplomové práce, které byly vytvořeny podle norem a dalších dostupných podkladů. Výpočetní softwary byly vytvořeny v programu MS Excel

**ZÁKLADOVÁ
DESKA 1.
ZÁBĚR**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			Geometrie betonážního úseku desky		
Tloušťka	h	400 mm	Délka úseku	l_{0x}	20 m
Šířka	b	1000 mm	Šířka úseku	l_{0y}	16,6 m
Krytí	c	40 mm			

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin $f_{ct,eff}$	1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu E_{cm}	31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti α_e	6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = 0,5f_{ctm}$.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_x	353	

Směr Y

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_y	339	

Výpočet efektivní tahové síly v betonu vzniklé třením základové desky o podloží

Součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti	γ	1,25
Součinitel tření	μ	0,7
Napětí v základ. spáře od vl.tíhy desky a užitečného zatížení $\sigma_0 = \gamma_c c + q$		12 kN/m ²
Užitné zatížení na základové desce	q	2 kN/m ²
Objemová tíha betonu	γ_c	25 kN/m ³
Efektivní tahová síla v desce ve směru X	$F_{ct,eff,x}$	105,0 kN/m'
Efektivní tahová síla v desce ve směru Y $F_{ct,eff,y} = \frac{1}{2} \gamma \mu \sigma_0 l_0$	$F_{ct,eff,y}$	87,2 kN/m'

Výpočet tahové síly v betonu těsně před vznikem trhlin

Tahová síla těsně před vznikem trhlin $F_{cr} = k_c k f_{ctf} A_{ct}$		483,6 kN/m'
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	k_c	1
<i>- hodnota součinitel odpovídá variantě prostého tahu</i>		
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	k	0,93
<i>- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm</i>		
Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny (celý průřez)	A_{ct}	400000 mm ²

Efektivní tahová síla v betonu vzniklá vlivem tření $F_{ct,eff}$	Výztuž bude navržena na sílu
je pro směr X menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,x}$ 105,0 kN/m'
je pro směr Y menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,y}$ 87,2 kN/m'

Minimální plochy výztuže bez ohledu na šířku trhlín

Minimální plochy výztuže ve směru X	$A_{s,x,min} = F_d / f_{yd}$	241 mm ²
Minimální plochy výztuže ve směru Y	$A_{s,y,min} = F_d / f_{yd}$	200 mm ²

Skutečné napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži ve směru X	$\sigma_{s,x} = F_{d,x} / A_{s,x,prov}$	51,2 MPa
Napětí ve výztuži ve směru Y	$\sigma_{s,y} = F_{d,y} / A_{s,y,prov}$	42,5 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření****výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi**

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000153	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000153
	SMĚR Y	0,00013	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000127

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení kt **0,4**

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení ve směru X	pp,eff,X	0,00873	
Stupeň vyztužení ve směru Y	pp,eff,Y	0,00673	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X	235000 mm ²	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y	305000 mm ²	
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \\ h/2 \end{array} \right.$	hc,eff,X	117,50 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y		hc,eff,Y	152,50 mm

Maximální vzdálenost trhlín

Vzdálenost trhlín ve směru X	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	644,4 mm
Vzdálenost trhlín ve směru Y	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	806,7 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny

$$W_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X	0,099 mm	
wmax	0,2 mm	
	49% Vyhovuje	
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y	0,103 mm	
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
	51% Vyhovuje	

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	σ _{s,x}	51,2 MPa	13% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	σ _{s,y}	42,5 MPa	11% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8f _{yk}		400 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA 2.
ZÁBĚR**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			Geometrie betonážního úseku desky		
Tloušťka	h	400 mm	Délka úseku	l_{ox}	11 m
Šířka	b	1000 mm	Šířka úseku	l_{oy}	30,9 m
Krytí	c	40 mm			

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin $f_{ct,eff}$	1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu E_{cm}	31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti α_e	6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X			
Průměr výztuže ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$	
Počet vložek n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm	
Rozteč vložek s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku	
Plocha výztuže $A_{s,prov}$	1026 mm ²		
Účinná výška d_x	353		

Směr Y			
Průměr výztuže ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$	
Počet vložek n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm	
Rozteč vložek s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku	
Plocha výztuže $A_{s,prov}$	1026 mm ²		
Účinná výška d_y	339		

Výpočet efektivní tahové síly v betonu vzniklé třením základové desky o podloží

Součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti γ	1,25
Součinitel tření μ	0,7
Napětí v základ. spáře od vl.tíhy desky a užitého zatížení $\sigma_o = \gamma_c q$	12 kN/m ²
Užitné zatížení na základové desce q	2 kN/m ²
Objemová tíha betonu γ_c	25 kN/m ³
Efektivní tahová síla v desce ve směru X $F_{ct,eff,x}$	57,8 kN/m'
Efektivní tahová síla v desce ve směru Y $F_{ct,eff,y}$	162,2 kN/m'

$$F_{ct,eff} = \frac{1}{2} \gamma \mu \sigma_o l_o$$

Výpočet tahové síly v betonu těsně před vznikem trhlin

Tahová síla těsně před vznikem trhlin $F_{cr} = k_c k f_{ctf} A_{ct}$	483,6 kN/m'
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny k_c	1
- hodnota součinitele odpovídá variantě prostého tahu	
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil k	0,93
- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm	
Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny (celý průřez) A_{ct}	400000 mm ²

Efektivní tahová síla v betonu vzniklá vlivem tření $F_{ct,eff}$	Výztuž bude navržena na sílu
je pro směr X menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,x}$ 57,8 kN/m'
je pro směr Y menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,y}$ 162,2 kN/m'

Minimální plochy výztuže bez ohledu na šířku trhlín

Minimální plochy výztuže ve směru X	$A_{s,x,min} = F_d / f_{yd}$	133 mm ²
Minimální plochy výztuže ve směru Y	$A_{s,y,min} = F_d / f_{yd}$	373 mm ²

Skutečné napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži ve směru X	$\sigma_{s,x} = F_{d,x} / A_{s,x,prov}$	28,1 MPa
Napětí ve výztuži ve směru Y	$\sigma_{s,y} = F_{d,y} / A_{s,y,prov}$	79,0 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

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

SMĚR X	0,000084	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000084
SMĚR Y	0,00024	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000237

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení kt **0,4**

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení ve směru X	pp,eff,X	0,00873	
Stupeň vyztužení ve směru Y	pp,eff,Y	0,00673	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X	235000 mm ²	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y	305000 mm ²	
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{array} \right.$	hc,eff,X	117,50 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	hc,eff,Y	152,50 mm

Maximální vzdálenost trhlín

Vzdálenost trhlín ve směru X	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	644,4 mm
Vzdálenost trhlín ve směru Y	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	806,7 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X	0,054 mm
wmax	0,2 mm
	27% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y	0,191 mm
Mezní hodnota	0,2 mm
	96% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	σ _{s,x}	28,1 MPa	7% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	σ _{s,y}	79,0 MPa	20% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8f _{yk}		400 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA 3.
ZÁBĚR**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			Geometrie betonážního úseku desky		
Tloušťka	h	400 mm	Délka úseku	l_{ox}	19 m
Šířka	b	1000 mm	Šířka úseku	l_{oy}	16,6 m
Krytí	c	40 mm			

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$ 1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm} 31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s 200000 MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e 6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = 0,5f_{ctm}$.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	
Rozteč vložek	s	150 mm	Mez. hod. 235 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	d_x	353	

Směr Y

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	
Rozteč vložek	s	150 mm	Mez. hod. 235 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	d_y	339	

Výpočet efektivní tahové síly v betonu vzniklé třením základové desky o podloží

Součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti	γ	1,25
Součinitel tření	μ	0,7
Napětí v základ. spáře od vl.tíhy desky a užitého zatížení	$\sigma_0 = h\gamma_c + q$	12 kN/m ²
Užitné zatížení na základové desce	q	2 kN/m ²
Objemová tíha betonu	γ_c	25 kN/m ³
Efektivní tahová síla v desce ve směru X	$F_{ct,eff,x}$	99,8 kN/m'
Efektivní tahová síla v desce ve směru Y	$F_{ct,eff,y}$	87,2 kN/m'

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

Výpočet tahové síly v betonu těsně před vznikem trhlin

Tahová síla těsně před vznikem trhlin	$F_{cr} = k_c k f_{ctf} A_{ct}$	483,6 kN/m'
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	k_c	1
<i>- hodnota součinitel odpovídá variantě prostého tahu</i>		
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	k	0,93
<i>- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm</i>		
Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny (celý průřez)	A_{ct}	400000 mm ²

Efektivní tahová síla v betonu vzniklá vlivem tření $F_{ct,eff}$	Výztuž bude navržena na sílu
je pro směr X menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,x}$ 99,8 kN/m'
je pro směr Y menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,y}$ 87,2 kN/m'

Minimální plochy výztuže bez ohledu na šířku trhlín		
Minimální plochy výztuže ve směru X	$A_{s,x,min} = F_d / f_{yd}$	229 mm ²
Minimální plochy výztuže ve směru Y	$A_{s,y,min} = F_d / f_{yd}$	200 mm ²

Skutečné napětí ve výztuži		
Napětí ve výztuži ve směru X	$\sigma_{s,x} = F_{d,x} / A_{s,x,prov}$	48,6 MPa
Napětí ve výztuži ve směru Y	$\sigma_{s,y} = F_{d,y} / A_{s,y,prov}$	42,5 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny			
Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000146	Omezení 0,6*σ _s /E _s 0,000146
	SMĚR Y	0,00013	Omezení 0,6*σ _s /E _s 0,000127
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt		0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>			
Stupeň vyztužení ve směru X	ρ _{p,eff,X}		0,00873
Stupeň vyztužení ve směru Y	ρ _{p,eff,Y}		0,00673
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X		235000 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y		305000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{array} \right.$	hc,eff,X	117,50 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	hc,eff,Y	152,50 mm

Maximální vzdálenost trhlín		
Vzdálenost trhlín ve směru X	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	644,4 mm
Vzdálenost trhlín ve směru Y	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	806,7 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhlíny		
$W_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		
Hypotetická šířka trhlíny ve směru kolmém k ohybové výztuži X		0,094 mm
wmax		0,2 mm
		47% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhlíny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y		0,103 mm
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
		51% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	σ _{s,x}	48,6 MPa	12% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	σ _{s,y}	42,5 MPa	11% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8f _{yk}		400 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA -
Smršťovací
pruhy -
SMĚR X**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	400	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	40	mm

Materiály			
Třída pevnosti betonu		C 25/30	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30	MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000	MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000	MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452	

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = 0,5f_{ctm}$.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X - vodorovná výztuž

Průměr výztuže	ϕ_s	18	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	
Rozteč vložek	s	100	mm	Mez. hod. 245 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2545	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dx	351		

Výpočet šířky trhliny

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Napětí při vzniku trhlin $\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / A_s =$ 95,0 MPa

Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny k_c 1

- hodnota součinitele odpovídá variantě prostého tahu

Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil k 0,93

- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm

Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny A_{ct} 400000 mm²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_p,eff} (1 + \alpha_e \rho_p,eff)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000333 \quad \text{Omezení } 0,6 * \sigma_s / E_s \quad 0,000285$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení k_t 0,4

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení ρ_p,eff 0,02077

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž $A_{c,eff}$ 245000 mm²

Účinná výška tažené části betonu $h_{c,eff} = \min[2,5(h-d); (h-x)/3; h/2]$ 122,5 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	394,0 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,131 mm
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
66% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	95,0 MPa	24% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin od vynucených namáhání vzniklých plným omezením přetvoření pro šířku trhliny w_{max}

Výpočet minimálního množství výztuže pro požadovanou šířku trhliny w_{max} =

0,2

Výpočet dle článku "VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN – 2. ČÁST"					
Pro případ kdy:			Pro případ kdy:		
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}$			$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$		
	TAH	OHYB		TAH	OHYB
As,min11	3064	As,min21	1198	As,min12	3678
As,min22				As,min22	1630
B11	-885	B21	-164,1	B12	-721,2
B22				B22	-288,5
C11	-6676079	C21	-1237755	C12	-10876648
C22				C22	-2185993
s3=k3*c	99,4166				
				Asmin,TAH	3678
				Asmin,ohyb	1630

Výpočet dle článku "NÁVRH VÝZTUŽE BÍLÉ VANY S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLINY"					
aI	40000	aII	40334		
bI	-28846722	bII	-30381949	as,min1	2720
cI	-2,18E+11	cII	-2,67E+11	as,min2	2977
Efektivní tahová síla v betonu před vznikem trhliny				nct,1	483600
Tahová síla v betonu těsně před vznikem trhliny				nct,eff	318500

Výpočet dle článku "VZNIK TRHLIN V BETONU VLIVEM NESILOVÝCH ÚČINKŮ"					
0,13785 as2	+	-99,4166 as	+	-1499400 =	0
kořeny		Diskriminant		836683	
				as,min1	3678
				as,min2	-2957

Výpočet dle Sborníku ke školení bílé vany			
Asmin	4070		
Ka	40000	Fs	483600 (tj. nct1)
Kb	-35412194	Fcr	318500 (tj. ncteff)
Kc	-5,34E+11		

Porovnání výpočtů		
Výpočet:	As,min,1 [mm2]	As,min,2 [mm2]
Dle článku "VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN – 2. ČÁST"	3678	1630
Dle článku "NÁVRH VÝZTUŽE BÍLÉ VANY S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLINY"	2720	2977
Dle článku "VZNIK TRHLIN V BETONU VLIVEM NESILOVÝCH ÚČINKŮ"	3678	-2957
Dle Sborníku ke školení bílé vany	4070	

Maximum ze všech uvedených výpočtů **As,min** **4070 mm2**
 Požadovaná výztuž při jednom povrchu **As,min,1** **2035 mm2**

**ZÁKLADOVÁ
DESKA -
Smršťovací
pruhy -
SMĚR Y**

**Výztuž
rovnoběžná s
osou smršť.
Pruhu**

**Délka stěny =
délka smršť.
Pruhu a výška
stěny = šířka
smršťovacího
pruhu**

**Betonáž
smršťovacího
pruhu v celku =
bez řízených
spár**

**Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy
ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]**

Geometrie prvku

Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0	16,6	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	0,5	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	33,2	

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr Y - podélná výztuž

Průměr výztuže	ϕ_s	25	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	
Rozteč vložek	s	100	mm	Mez. hod. 262,5 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	4909	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	d_y	339		

Výpočet šířky trhliny

0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$

Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,WF}$	3,09	MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T	1	
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05	
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,WF} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{Tv}	0,500	
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$	15,0	°C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla	$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{co}}$	12,6	°C
Teplota základové desky	T_F	10,0	°C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,698	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c	0,75	
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c	300	kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w	140	J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch	t_{maxT}	1,32	dni
Stáří betonu	E_{ct} / E_{c28}		
8 hodin	0,10		
12 hodin	0,25	< 400	0,75
16 hodin	0,45	600	0,80
24 hodin	0,65	800	0,85
48 hodin	0,85	1000	0,95
336 hodin	1,00	> 2000	1,00
Tloušťka prvku [mm]	α_c		
Poměr $k_{L/H}$			
$L/H \leq 1$	$\approx 0,35$		
$L/H \leq 2$	$\approx 0,50$		
$L/H \leq 3$	$\approx 0,60$		
$L/H \leq 4$	$\approx 0,70$		
$L/H \leq 6$	$\approx 0,85$		
$L/H \leq 8$	$\approx 0,95$		
t_{maxT}			31,7
$Q_{c,0}$			2500
L/H			33,20
$k_{L/H}$			1
$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$			3,09
$\sigma_{ct,d}$			> $f_{ct,eff}$
			Trhliny vznikají

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na sílu v betonu od hydratač. tepla	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	1236217 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	126 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000531 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000378$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,03193
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	307500 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	153,75 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	365,7 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k_1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k_2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k_4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,194 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
97% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	125,9 MPa	31% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu $0,8 f_{yk}$		400 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA -
Smršťovací
pruhy -
SMĚR Y**

**Výztuž
rovnoběžná s
osou smršť.
Pruhu**

**Délka stěny =
vzdálenost mezi
řízenými
spárami a výška
stěny = šířka
smršťovacího
pruhu**

**Betonáž
smršťovacího
pruhu
rozděleného 6
řízenými
spárami**

**Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy
ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]**

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0	2,4	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	0,5	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	4,7	

Materiály			Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa	
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452	

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu					
Směr Y - podélná výztuž					
Průměr výztuže	ϕ_s	22	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$	
Počet vložek	n	10	ks	Mez. hod.	255 mm
Rozteč vložek	s	100	mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku	
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	3801	mm ²		
Účinná výška	d_y	340			

Výpočet šířky trhliny					
0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$					
Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,WF}$				3,09 MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T				1
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$				1,4E-05
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,WF} = T_{c,m} - T_F$				10,1 °C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$				20,1 °C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{Tv}				0,500
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$				15,0 °C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla	$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{c,0}}$				12,6 °C
Teplota základové desky	T_F				10,0 °C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,698		E_{ct}	21638 MPa
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c				0,75
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c				300 kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w				140 J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch	t_{maxT}				1,32 dní
Stáří beto	E_{ct} / E_{c28}	Tloušťka prvku [mm]	α_c	Poměr $k_{L/H}$	t_{maxT}
8 hodin	0,10	< 400	0,75	$L/H \leq 1$	31,7 hodin
12 hodin	0,25	600	0,80	$L/H \leq 2$	$Q_{c,0}$
16 hodin	0,45	800	0,85	$L/H \leq 3$	L/H
24 hodin	0,65	1000	0,95	$L/H \leq 4$	4,74
48 hodin	0,85	> 2000	1,00	$L/H \leq 6$	$k_{L/H}$
336 hodin	1,00			$L/H \leq 8$	0,75
					$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$
					2,32 MPa
					$\sigma_{ct,d} > f_{ct,eff}$
					Trhliny vznikají

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na sílu v betonu od hydratač. tepla	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	927163 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	122 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000490 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000366$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,02534
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	300000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	150 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	394,6 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k_1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k_2	1
<i>- pro pruty s variantou prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k_4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,193 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
97% Vyhovuje		

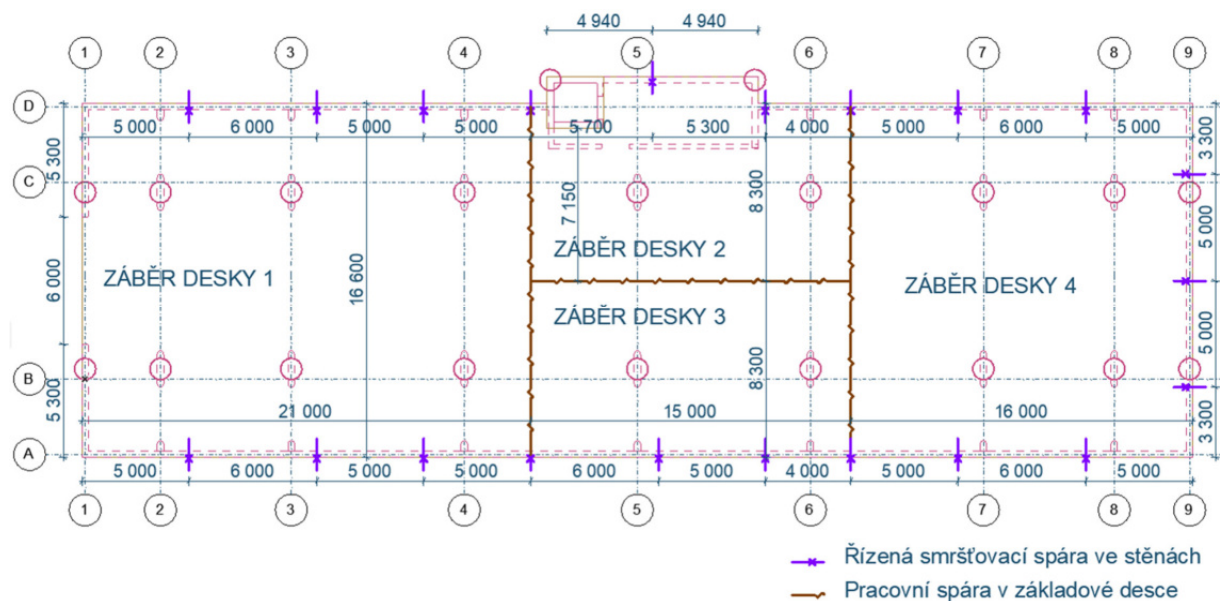
MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	122,0 MPa	30% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

5.6.1.2 Výpočet šířky trhlin od vynucených namáhání – řešení pomocí řízených spár

Výše uvedené řešení se smršťovacími pruhy je spíše starším technologickým postupem, který je sice účinný z hlediska omezení vynucených namáhání, avšak s sebou přináší řadu nevýhod. Smršťovací pruh musí procházet nejen základovou deskou, ale i stěnami a stropními deskami ve vyšších podlažích. Dále zdržuje výstavbu. Při zhruba tříměsíční prodlevě může dojít k nahromadění nečistot uvnitř smršťovacího pruhu, které jde jen stěží důkladně uklidit vezme-li se v potaz, že smršťovací pruh je místo, které je relativně hodně vyztužené, z důvodu popsaných výše – stykování výztuže mezi sousedními záběry a významné podélné vyztužení pruhu. V praxi lze efektivně využít spojky výztuže – ty jsou však poměrně pracným a nákladným řešením.

V dnešní době mnohem více používanou alternativou je užití řízených spár, pracovních a případně těch dilatačních. Rozvržení pracovních spár je uvedeno na obrázku níže.



Obrázek 30 Rozvržení pracovní a smršťovacích spár – řešení bez smršťovacích pruhů

V tomto případě se jedná o kontinuální betonáž. Jako první se bude betonovat záběr 1 – tomu není nijak bráněno v deformaci (kromě tření samozřejmě), a proto byl zvolen jako záběr největší. Z hlediska časové proveditelnosti betonáže se bavíme o kubatuře $21 \times 16,6 \times 0,4 = 140 \text{ m}^3$ betonu, což je za 1 pracovní den proveditelné. Co se týče výpočtu třecích sil, tak se do výpočtu uvažují hodnoty l_{ox} a l_{oy} rovny rozměrům záběru.

Jako druhý v pořadí se bude betonovat záběr kolem dojezdu výtahové šachty. Důvod, proč jsou záběry 2 a 3 zvoleny právě v tomto pořadí je ten, že v případě opačně zvoleného postupu betonáže by úsek kolem dojezdu výtahové šachty (ten by byl v komentovaném případě záběrem třetím) byl pevně držen mezi dojezdem, záběrem 1 a spodním středním záběrem (ten by byl v komentovaném případě záběrem druhým). Co se týče výpočtu třecích sil, tak se do výpočtu uvažují hodnoty l_{ox} a l_{oy} rovny dvojnásobku rozměru záběru.

Poslední v pořadí se bude betonovat záběr 4, která je uchycen podél jeho levé strany k záběrům 2 a 3. Z tohoto důvodu se ve výpočtu uvažují rozměry l_{ox} jako dvojnásobek délky úseku a l_{oy} jako šířka úseku.

Pro takto navržené pracovní záběry desky jsou hodnoty l_0 dle vztahu pro efektivní tahovou sílu vzniklou vlivem tření (viz vztah (14)) uvedeny v tabulce níže (Tabulka 25):

Záběr	Hodnoty l_0
Záběr č. 1	$l_{0x} = 21 \text{ m}$
	$l_{0y} = 16,6 \text{ m}$
Záběr č. 2	$l_{0x} = 2 \times 15 = 30 \text{ m}$
	$l_{0y} = 2 \times 7,15 = 14,3 \text{ m}$
Záběr č. 3	$l_{0x} = 2 \times 15 = 30 \text{ m}$
	$l_{0y} = 2 \times 8,3 = 16,6 \text{ m}$
Záběr č. 4	$l_{0x} = 2 \times 16 = 32 \text{ m}$
	$l_{0y} = 16,6 \text{ m}$

Tabulka 25 Hodnoty l_0

V záběrech 2 až 4, které navazují na předchozí starší betonáž je nutné přivyztužit desku výztuží, která je uložena paralelně k pracovní spáře – znovu bude použita analogie s návrhem stěny betonované na starší základ. Dále je nutné přivyztužit místo, kde se stýkají záběry 1, 2 a 3, jelikož zde může docházet k nadzvedávání (analogie s po obvodu nepoddajně podepřenou deskou). Příložky budou kladeny do vzdálenosti cca 1,5 m od pracovní spáry.

**ZÁKLADOVÁ
DESKA 1.
ZÁBĚR**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			Geometrie betonážního úseku desky		
Tloušťka	h	400 mm	Délka úseku	l_{0x}	21 m
Šířka	b	1000 mm	Šířka úseku	l_{0y}	16,6 m
Krytí	c	40 mm			

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = 0,5f_{ctm}$.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_x	339	

Směr Y - blíže povrchu

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_y	353	

Výpočet efektivní tahové síly v betonu vzniklé třením základové desky o podloží

Součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti	γ	1,25
Součinitel tření	μ	0,7
Napětí v základ. spáře od vl.tíhy desky a užitého zatížení	$\sigma_0 = h\gamma_c + q$	12 kN/m ²
Užitné zatížení na základové desce	q	2 kN/m ²
Objemová tíha betonu	γ_c	25 kN/m ³
Efektivní tahová síla v desce ve směru X	$F_{ct,eff,x}$	110,3 kN/m'
Efektivní tahová síla v desce ve směru Y	$F_{ct,eff,y}$	87,2 kN/m'

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

Výpočet tahové síly v betonu těsně před vznikem trhlin

Tahová síla těsně před vznikem trhlin	$F_{cr} = k_c k_f f_{ctf} A_{ct}$	483,6 kN/m'
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	k_c	1
- hodnota součinitele odpovídá variantě prostého tahu		
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	k	0,93
- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm		
Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny (celý průřez)	A_{ct}	400000 mm ²

Efektivní tahová síla v betonu vzniklá vlivem tření $F_{ct,eff}$	Výztuž bude navržena na sílu
je pro směr X menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,x}$ 110,3 kN/m'
je pro směr Y menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,y}$ 87,2 kN/m'

Minimální plochy výztuže bez ohledu na šířku trhlin		
Minimální plochy výztuže ve směru X	$A_{s,x,min} = F_d / f_{yd}$	253 mm ²
Minimální plochy výztuže ve směru Y	$A_{s,y,min} = F_d / f_{yd}$	200 mm ²

Skutečné napětí ve výztuži		
Napětí ve výztuži ve směru X	$\sigma_{s,x} = F_{d,x} / A_{s,x,prov}$	53,7 MPa
Napětí ve výztuži ve směru Y	$\sigma_{s,y} = F_{d,y} / A_{s,y,prov}$	42,5 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny				
Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi				
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000161	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000161
	SMĚR Y	0,00013	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000127
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt		0,4	
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>				
Stupeň vyztužení ve směru X	pp,eff,X		0,00673	
Stupeň vyztužení ve směru Y	pp,eff,Y		0,00873	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X		305000 mm ²	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y		235000 mm ²	
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{array} \right.$	hc,eff,X	152,50 mm	
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	hc,eff,Y	117,50 mm	

Maximální vzdálenost trhlin			
Vzdálenost trhlin ve směru X	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$		806,7 mm
Vzdálenost trhlin ve směru Y	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$		644,4 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže <i>- pro pruty s velkou soudržností</i>	k1		0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření <i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>	k2		1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$		2,485
Součinitel	k4		0,425

Výpočtová šířka trhliny			
$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$			
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X		0,130 mm	
	wmax	0,2 mm	65% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y		0,082 mm	
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm	41% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	σ _{s,x}	53,7 MPa	13% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	σ _{s,y}	42,5 MPa	11% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8f _{yk}		400 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA 2.
ZÁBĚR**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			Geometrie betonážního úseku desky		
Tloušťka	h	400 mm	Délka úseku	l_{0x}	30 m
Šířka	b	1000 mm	Šířka úseku	l_{0y}	14,3 m
Krytí	c	40 mm			

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$ 1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm} 31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s 200000 MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e 6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_x	339	

Směr Y - blíže povrchu

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_y	353	

Výpočet efektivní tahové síly v betonu vzniklé třením základové desky o podloží

Součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti	γ	1,25
Součinitel tření	μ	0,7
Napětí v základ. spáře od vl.tíhy desky a užitého zatížení	$\sigma_0 = h\gamma_c + q$	12 kN/m ²
Užité zatížení na základové desce	q	2 kN/m ²
Objemová tíha betonu	γ_c	25 kN/m ³
Efektivní tahová síla v desce ve směru X	$F_{ct,eff,x}$	157,5 kN/m'
Efektivní tahová síla v desce ve směru Y	$F_{ct,eff,y}$	75,1 kN/m'

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

Výpočet tahové síly v betonu těsně před vznikem trhlin

Tahová síla těsně před vznikem trhlin	$F_{cr} = k_c k f_{ctf} A_{ct}$	483,6 kN/m'
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	k_c	1
- hodnota součinitele odpovídá variantě prostého tahu		
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	k	0,93
- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm		
Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny (celý průřez)	A_{ct}	400000 mm ²

Efektivní tahová síla v betonu vzniklá vlivem tření $F_{ct,eff}$	Výztuž bude navržena na sílu
je pro směr X menší než síla těsně před vznikem trhlin	Fct,eff,x 157,5 kN/m'
je pro směr Y menší než síla těsně před vznikem trhlin	Fct,eff,y 75,1 kN/m'

Minimální plochy výztuže bez ohledu na šířku trhlín		
Minimální plochy výztuže ve směru X	$A_{s,x,min} = F_d / f_{yd}$	362 mm ²
Minimální plochy výztuže ve směru Y	$A_{s,y,min} = F_d / f_{yd}$	173 mm ²

Skutečné napětí ve výztuži		
Napětí ve výztuži ve směru X	$\sigma_{s,x} = F_{d,x} / A_{s,x,prov}$	76,7 MPa
Napětí ve výztuži ve směru Y	$\sigma_{s,y} = F_{d,y} / A_{s,y,prov}$	36,6 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny			
Rozdíl			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_p,eff} (1 + \alpha_e \rho_p,eff)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000230	Omezení 0,6*σ _s /E _s 0,000230
	SMĚR Y	0,00011	Omezení 0,6*σ _s /E _s 0,000110
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt		0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>			
Stupeň vyztužení ve směru X	pp,eff,X		0,00673
Stupeň vyztužení ve směru Y	pp,eff,Y		0,00873
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X		305000 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y		235000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left(\begin{matrix} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{matrix} \right)$	hc,eff,X	152,50 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	hc,eff,Y	117,50 mm

Maximální vzdálenost trhlín		
Vzdálenost trhlín ve směru X	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_p,eff$	806,7 mm
Vzdálenost trhlín ve směru Y	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_p,eff$	644,4 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny		
$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X		0,186 mm
wmax		0,2 mm
		93% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y		0,071 mm
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
		35% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	σ _{s,x}	76,7 MPa	19% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	σ _{s,y}	36,6 MPa	9% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA 3.
ZÁBĚR**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			Geometrie betonážního úseku desky		
Tloušťka	h	400 mm	Délka úseku	l_{ox}	30 m
Šířka	b	1000 mm	Šířka úseku	l_{oy}	16,6 m
Krytí	c	40 mm			

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$ 1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm} 31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s 200000 MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e 6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = 0,5f_{ctm}$.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_x	339	

Směr Y - blíže povrchu

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_y	353	

Výpočet efektivní tahové síly v betonu vzniklé třením základové desky o podloží

Součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti	γ	1,25
Součinitel tření	μ	0,7
Napětí v základ. spáře od vl.tíhy desky a užitého zatížení	$\sigma_0 = \gamma_c q$	12 kN/m ²
Užitné zatížení na základové desce	q	2 kN/m ²
Objemová tíha betonu	γ_c	25 kN/m ³
Efektivní tahová síla v desce ve směru X	$F_{ct,eff,x}$	157,5 kN/m'
Efektivní tahová síla v desce ve směru Y	$F_{ct,eff,y}$	87,2 kN/m'

Výpočet tahové síly v betonu těsně před vznikem trhlin

Tahová síla těsně před vznikem trhlin	$F_{cr} = k_c k_f f_{ctf} A_{ct}$	483,6 kN/m'
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	k_c	1
<i>- hodnota součinitele odpovídá variantě prostého tahu</i>		
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	k	0,93
<i>- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm</i>		
Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny (celý průřez)	A_{ct}	400000 mm ²

Efektivní tahová síla v betonu vzniklá vlivem tření $F_{ct,eff}$	Výztuž bude navržena na sílu
je pro směr X menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,x}$ 157,5 kN/m'
je pro směr Y menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,y}$ 87,2 kN/m'

Minimální plochy výztuže bez ohledu na šířku trhlín		
Minimální plochy výztuže ve směru X	$A_{s,x,min} = F_d / f_{yd}$	362 mm ²
Minimální plochy výztuže ve směru Y	$A_{s,y,min} = F_d / f_{yd}$	200 mm ²

Skutečné napětí ve výztuži		
Napětí ve výztuži ve směru X	$\sigma_{s,x} = F_{d,x} / A_{s,x,prov}$	76,7 MPa
Napětí ve výztuži ve směru Y	$\sigma_{s,y} = F_{d,y} / A_{s,y,prov}$	42,5 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny				
Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi				
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000230	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000230
	SMĚR Y	0,00013	Omezení 0,6*σ _s /E _s	0,000127
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt		0,4	
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>				
Stupeň vyztužení ve směru X	pp,eff,X		0,00673	
Stupeň vyztužení ve směru Y	pp,eff,Y		0,00873	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X		305000 mm ²	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y		235000 mm ²	
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{array} \right.$	hc,eff,X	152,50 mm	
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	hc,eff,Y	117,50 mm	

Maximální vzdálenost trhlín			
Vzdálenost trhlín ve směru X	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$		806,7 mm
Vzdálenost trhlín ve směru Y	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$		644,4 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k1		0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>			
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k2		1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>			
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$		2,485
Součinitel	k4		0,425

Výpočtová šířka trhliny			
$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$			
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X		0,186 mm	
wmax		0,2 mm	93% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y		0,082 mm	
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm	41% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	σ _{s,x}	76,7 MPa	19% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	σ _{s,y}	42,5 MPa	11% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8f _{yk}		400 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA 4.
ZÁBĚR**

Výpočet šířky ranných trhlin desky na kluzném podloží pro případ částečného omezení přetvoření vlivem tření základové desky s podložím dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle Sborníku přednášek, příkladů a prezentací

Geometrie prvku			Geometrie betonážního úseku desky		
Tloušťka	h	400 mm	Délka úseku	l_{ox}	32 m
Šířka	b	1000 mm	Šířka úseku	l_{oy}	16,6 m
Krytí	c	40 mm			

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin $f_{ct,eff}$	1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu E_{cm}	31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti α_e	6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = 0,5f_{ctm}$.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_x	339	

Směr Y - blíže povrchu

Průměr výztuže	ϕ_s	14 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,66667 ks	Mez. hod. 235 mm
Rozteč vložek	s	150 mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026 mm ²	
Účinná výška	d_y	353	

Výpočet efektivní tahové síly v betonu vzniklé třením základové desky o podloží

Součinitel spolehlivosti v mezním stavu použitelnosti	γ	1,25
Součinitel tření	μ	0,7
Napětí v základ. spáře od vl.tíhy desky a užitého zatížení $\sigma_0 = h\gamma_c + q$		12 kN/m ²
Užitné zatížení na základové desce	q	2 kN/m ²
Objemová tíha betonu	γ_c	25 kN/m ³
Efektivní tahová síla v desce ve směru X	$F_{ct,eff,x}$	168,0 kN/m'
Efektivní tahová síla v desce ve směru Y	$F_{ct,eff,y}$	87,2 kN/m'

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

Výpočet tahové síly v betonu těsně před vznikem trhlin

Tahová síla těsně před vznikem trhlin	$F_{cr} = k_c k_f f_{ctf} A_{ct}$	483,6 kN/m'
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	k_c	1
<i>- hodnota součinitele odpovídá variantě prostého tahu</i>		
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	k	0,93
<i>- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm</i>		
Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny (celý průřez)	A_{ct}	400000 mm ²

Efektivní tahová síla v betonu vzniklá vlivem tření $F_{ct,eff}$	Výztuž bude navržena na sílu	
je pro směr X menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,x}$	168,0 kN/m'
je pro směr Y menší než síla těsně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff,y}$	87,2 kN/m'

Minimální plochy výztuže bez ohledu na šířku trhlín		
Minimální plochy výztuže ve směru X	$A_{s,x,min} = F_d / f_{yd}$	386 mm ²
Minimální plochy výztuže ve směru Y	$A_{s,y,min} = F_d / f_{yd}$	200 mm ²

Skutečné napětí ve výztuži		
Napětí ve výztuži ve směru X	$\sigma_{s,x} = F_{d,x} / A_{s,x,prov}$	81,9 MPa
Napětí ve výztuži ve směru Y	$\sigma_{s,y} = F_{d,y} / A_{s,y,prov}$	42,5 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny			
Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000246	Omezení 0,6*σ _s /E _s 0,000246
	SMĚR Y	0,00013	Omezení 0,6*σ _s /E _s 0,000127
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt		0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>			
Stupeň vyztužení ve směru X	pp,eff,X		0,00673
Stupeň vyztužení ve směru Y	pp,eff,Y		0,00873
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X		305000 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y		235000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{array} \right.$	hc,eff,X	152,50 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	hc,eff,Y	117,50 mm

Maximální vzdálenost trhlín			
Vzdálenost trhlín ve směru X	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$		806,7 mm
Vzdálenost trhlín ve směru Y	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$		644,4 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže <i>- pro pruty s velkou soudržností</i>	k1		0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření <i>- pro pruty s variantou prostého tahu</i>	k2		1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$		2,485
Součinitel	k4		0,425

Výpočtová šířka trhliny			
$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$			
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X	wmax	0,198 mm	
		0,2 mm	99% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y	wmax	0,082 mm	
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm	41% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	σ _{s,x}	81,9 MPa	20% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	σ _{s,y}	42,5 MPa	11% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8f _{yk}		400 MPa	

Přivytužení v rámci záběru 2 a 3 podél staršího záběru 1

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0	8,3	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	15	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	0,6	

Materiály			Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa	
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452	

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr Y - blíže povrchu			
Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks
Rozteč vložek	s	150	mm
Příložky průměr	ϕ_s	14	mm
Počet příložek	n	3,333	ks
Rozteč příložek	s	300	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1539	mm ²
Účinná výška	dy	353	

Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Mez. hod. 235 mm
Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku

Výpočet šířky trhliny

0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny oct,d

Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,W,F}$	3,16	MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T	1	
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05	
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,W,F} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{Tv}	0,500	
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$	15,0	°C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla	$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{co}}$	12,6	°C
Teplota základové desky	T_F	10,0	°C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,714	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c	0,75	
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c	300	kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w	140	J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch t_{maxT}		1,32	dni
Stáří betonu E_{ct} / E_{c28}		0,10	
Tloušťka prvku [mm]	α_c	0,75	
Poměr $L/H \leq 1$	$k_{L/H} \approx 0,35$		
$L/H \leq 2$	$\approx 0,50$		
$L/H \leq 3$	$\approx 0,60$		
$L/H \leq 4$	$\approx 0,70$		
$L/H \leq 6$	$\approx 0,85$		
$L/H \leq 8$	$\approx 0,95$		
t_{maxT}		31,7	hodin
$Q_{c,0}$		2500	kJ/(m ³ K)
L/H		0,55	
$k_{L/H}$		0,35	
$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$		1,11	MPa
$\sigma_{ct,d} < f_{ct,eff}$			
Trhliny nevznikají			

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na efektivní tahovou sílu v betonu	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	260024 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	84 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000253 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000253$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,0131
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	235000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	117,5 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	462,8 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k2	1
<i>- pro pruty s variantou prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,117 mm
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
59% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	84,5 MPa	21% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

Přivytužení v rámci záběru 3 podél staršího záběru 2

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0	15	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	8,3	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	1,8	

Materiály				Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu		C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30	MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000	MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	Es	200000	MPa	
Poměr modulů pružnosti	ae	6,452		

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu					
Směr X - dále od povrchu					
Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$	
Počet vložek	n	6,6667	ks	Mez. hod.	240 mm
Rozteč vložek	s	150	mm		
Příložky průměr	ϕ_s	16	mm		
Počet příložek	n	6,6667	ks		
Rozteč příložek	s	150	mm		
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2681	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku	
Účinná výška	dy	336			

Výpočet šířky trhliny						
0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$						
Celkové napětí betonu v tahu			$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,W,F}$	3,16	MPa	
Součinitel možnosti posunu prvků			k_T	1		
Součinitel teplotní roztažnosti betonu			$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05		
Maximální teplotní rozdíl			$\Delta T_{b,W,F} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C	
Střední teplota stěny			$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C	
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku			k_{Tv}	0,500		
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky			$T_{c,0}$	15,0	°C	
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla			$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{c0}}$	12,6	°C	
Teplota základové desky			T_F	10,0	°C	
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,714	E_{ct}	22134	MPa	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty			α_c	0,75		
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi			c	300	kg/m ³	
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B	H_w		140	J/g	
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch			t_{maxT}	1,32	dni	
Stáří betonu E_{ct} / E_{c28}	Tloušťka prvku [mm]	α_c	Poměr $k_{L/H}$	t_{maxT}	31,7	hodin
8 hodin	0,10		$L/H \leq 1 \approx 0,35$	$Q_{c,0}$	2500	kJ/(m ³ K)
12 hodin	0,25	< 400	$L/H \leq 2 \approx 0,50$	L/H	1,81	
16 hodin	0,45	600	$L/H \leq 3 \approx 0,60$	$k_{L/H}$	0,471	
24 hodin	0,65	800	$L/H \leq 4 \approx 0,70$	$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$	1,49	MPa
48 hodin	0,85	1000	$L/H \leq 6 \approx 0,85$	$\sigma_{ct,d} > f_{ct,eff}$		
336 hodin	1,00	> 2000	$L/H \leq 8 \approx 0,95$	Trhliny vznikají		

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na sílu v betonu od hydratač. tepla	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	595605 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	111 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000383 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000333$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,01676
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	320000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	160 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	424,1 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k_1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k_2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k_4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,163 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
81% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	111,1 MPa	28% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8 f_{yk}		400 MPa	

Přivytužení v rámci záběru 4 podél starších záběrů 2 a 3

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0	16,6	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	16,6	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	1,0	

Materiály			Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa	
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452	

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X - dále od povrchu			
Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks
Rozteč vložek	s	150	mm
Příložky průměr	ϕ_s	14	mm
Počet příložek	n	3,3333	ks
Rozteč příložek	s	300	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1539	mm ²
Účinná výška	dy	339	mm

Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Mez. hod. 235 mm
Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku

Výpočet šířky trhliny

0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny oct,d

Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,WF}$	3,16	MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T	1	
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05	
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,WF} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{Tv}	0,500	
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$	15,0	°C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla	$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{co}}$	12,6	°C
Teplota základové desky	T_F	10,0	°C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,714	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c	0,75	
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c	300	kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w	140	J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch t_{maxT}		1,32	dni
Stáří betonu E_{ct} / E_{c28}		0,10	
Tloušťka prvku [mm]		< 400	
Poměr L/H		$L/H \leq 1$	$\approx 0,35$
t_{maxT}		8 hodin	31,7 hodin
$Q_{c,0}$		2500	kJ/(m ³ K)
L/H		12 hodin	1,00
$k_{L/H}$		16 hodin	0,35
$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$		1,11	MPa
$\sigma_{ct,d} < f_{ct,eff}$			Trhliny nevznikají

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na efektivní tahovou sílu v betonu	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	337478 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	110 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000329 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000329$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,01009
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	305000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	152,5 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	571,0 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k_1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k_2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k_4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,188 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
94% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,X}$	109,6 MPa	27% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8 f_{yk}		400 MPa	

VARIANTA 2 - V PŘÍPADĚ VYZTUŽENÍ ZÁKLAD. RASTREM R16/150 mm

Přivytuzení v rámci záběru 2 a 3 podél staršího záběru 1

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0	8,3	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	15	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	0,6	

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$ 1,30 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm} 31000 MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s 200000 MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e 6,452

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr Y - blíže povrchu

Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,6667	ks	Mez. hod. 240 mm
Rozteč vložek	s	150	mm	
Příložky průměr	ϕ_s	14	mm	
Počet příložek	n	0	ks	
Rozteč příložek	s	10000	mm	
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1356	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dy	352		

Výpočet šířky trhliny

0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$

Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{ct} \cdot \Delta T_{b,Wf}$	3,16	MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T	1	
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05	
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,Wf} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{Tv}	0,500	
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$	15,0	°C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla: $\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{c0}}$		12,6	°C
Teplota základové desky	T_F	10,0	°C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,714	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c	0,75	
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c	300	kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w	140	J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch t_{maxT}		1,32	dni
Stáří betonu E_{ct} / E_{c28}		0,10	
Tloušťka prvku [mm]	α_c	0,75	
Poměr L/H	$k_{L/H}$	0,35	
t_{maxT}		31,7	hodin
8 hodin	0,10	0,35	
12 hodin	0,25	0,50	
16 hodin	0,45	0,60	
24 hodin	0,65	0,70	
48 hodin	0,85	0,85	
336 hodin	1,00	0,95	
$Q_{c,0}$		2500	kJ/(m ³ K)
L/H		0,55	
$k_{L/H}$		0,35	
$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$		1,11	MPa
$\sigma_{ct,d} < f_{ct,eff}$			
Trhliny nevznikají			

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na efektivní tahovou sílu v betonu	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	265556 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	98 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000294 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000294$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,0113
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	240000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	120 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	580,9 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k_1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k_2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k_4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,171 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
85% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	97,9 MPa	24% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8 f_{yk}		400 MPa	

Přivytuzení v rámci záběru 3 podél staršího záběru 2

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0	15	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	8,3	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	1,8	

Materiály				Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu		C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30	MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000	MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	Es	200000	MPa	
Poměr modulů pružnosti	ae	6,452		

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu					
Směr X - dále od povrchu					
Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$	
Počet vložek	n	6,6667	ks	Mez. hod.	240 mm
Rozteč vložek	s	150	mm		
Příložky průměr	ϕ_s	16	mm		
Počet příložek	n	6,6667	ks		
Rozteč příložek	s	150	mm		
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2681	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku	
Účinná výška	dy	336			

Výpočet šířky trhliny						
0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$						
Celkové napětí betonu v tahu			$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,W,F}$	3,16	MPa	
Součinitel možnosti posunu prvků			k_T	1		
Součinitel teplotní roztažnosti betonu			$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05		
Maximální teplotní rozdíl			$\Delta T_{b,W,F} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C	
Střední teplota stěny			$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C	
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku			k_{Tv}	0,500		
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky			$T_{c,0}$	15,0	°C	
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla			$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{c0}}$	12,6	°C	
Teplota základové desky			T_F	10,0	°C	
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,714	E_{ct}	22134	MPa	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty			α_c	0,75		
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi			c	300	kg/m ³	
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B	H_w		140	J/g	
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch t_{maxT}				1,32	dni	
Stáří betonu E_{ct} / E_{c28}	Tloušťka prvku [mm]	α_c	Poměr $k_{L/H}$	t_{maxT}	31,7	hodin
8 hodin	0,10		$L/H \leq 1 \approx 0,35$	$Q_{c,0}$	2500	kJ/(m ³ K)
12 hodin	0,25	< 400	$L/H \leq 2 \approx 0,50$	L/H	1,81	
16 hodin	0,45	600	$L/H \leq 3 \approx 0,60$	$k_{L/H}$	0,471	
24 hodin	0,65	800	$L/H \leq 4 \approx 0,70$	$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$	1,49	MPa
48 hodin	0,85	1000	$L/H \leq 6 \approx 0,85$	$\sigma_{ct,d} > f_{ct,eff}$		
336 hodin	1,00	> 2000	$L/H \leq 8 \approx 0,95$	Trhliny vznikají		

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na sílu v betonu od hydratač. tepla	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	595605 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	111 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000383 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000333$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,01676
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	320000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	160 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	424,1 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k_1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k_2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k_4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,163 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
81% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	111,1 MPa	28% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

Přivytuzení v rámci záběru 4 podél starších záběrů 2 a 3

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlednutím k publikaci [8]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	400	mm	Délka stěny	L_0 16,6	m	
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	16,6	m
Krytí	c	40	mm		L_0/H	1,0	

Materiály			Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	Es	200000 MPa	
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452	

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu				
Směr X - dále od povrchu				
Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,667	ks	
Rozteč vložek	s	150	mm	Mez. hod. 240 mm
Příložky průměr	ϕ_s	16	mm	
Počet příložek	n	3,333	ks	
Rozteč příložek	s	300	mm	
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2011	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dy	336		

Výpočet šířky trhliny				
0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$				
Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{ct} \cdot \Delta T_{b,Wf}$			3,16 MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T			1
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$			1,4E-05
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,Wf} = T_{c,m} - T_F$			10,1 °C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$			20,1 °C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{Tv}			0,500
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$			15,0 °C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla	$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{Q_{cv}}$			12,6 °C
Teplota základové desky	T_F			10,0 °C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,714		E_{ct} 22134 MPa
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c			0,75
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c			300 kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w			140 J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch	t_{maxT}			1,32 dní
Stáří betonu E_{ct} / E_{c28}	Tloušťka prvku [mm]	α_c	Poměr $k_{L/H}$	t_{maxT} 31,7 hodin
8 hodin 0,10			$L/H \leq 1 \approx 0,35$	$Q_{c,0}$ 2500 kJ/(m ³ K)
12 hodin 0,25	< 400	0,75	$L/H \leq 2 \approx 0,50$	L/H 1,00
16 hodin 0,45	600	0,80	$L/H \leq 3 \approx 0,60$	$k_{L/H}$ 0,35
24 hodin 0,65	800	0,85	$L/H \leq 4 \approx 0,70$	$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$ 1,11 MPa
48 hodin 0,85	1000	0,95	$L/H \leq 6 \approx 0,85$	$\sigma_{ct,d} < f_{ct,eff}$
336 hodin 1,00	> 2000	1,00	$L/H \leq 8 \approx 0,95$	Trhliny nevznikají

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na efektivní tahovou sílu v betonu	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	354075 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	88 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	400000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000264 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000264$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	$\rho_{p,eff}$	0,01257
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	320000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	160 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	532,3 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k_1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k_2	1
<i>- pro pruty s variantu prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k_4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,141 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
70% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,X}$	88,1 MPa	22% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

5.6.1.3 Výpočet šířky trhlin od silových namáhání

Posudky budou provedeny opět pro místa vyznačená na obrázku níže (Obrázek 47).

Šířka trhlin bude vypočtena z časté kombinace. Pro výpočet ověření mezních stavů omezení napětí bude nutná i kvazistálá kombinace.

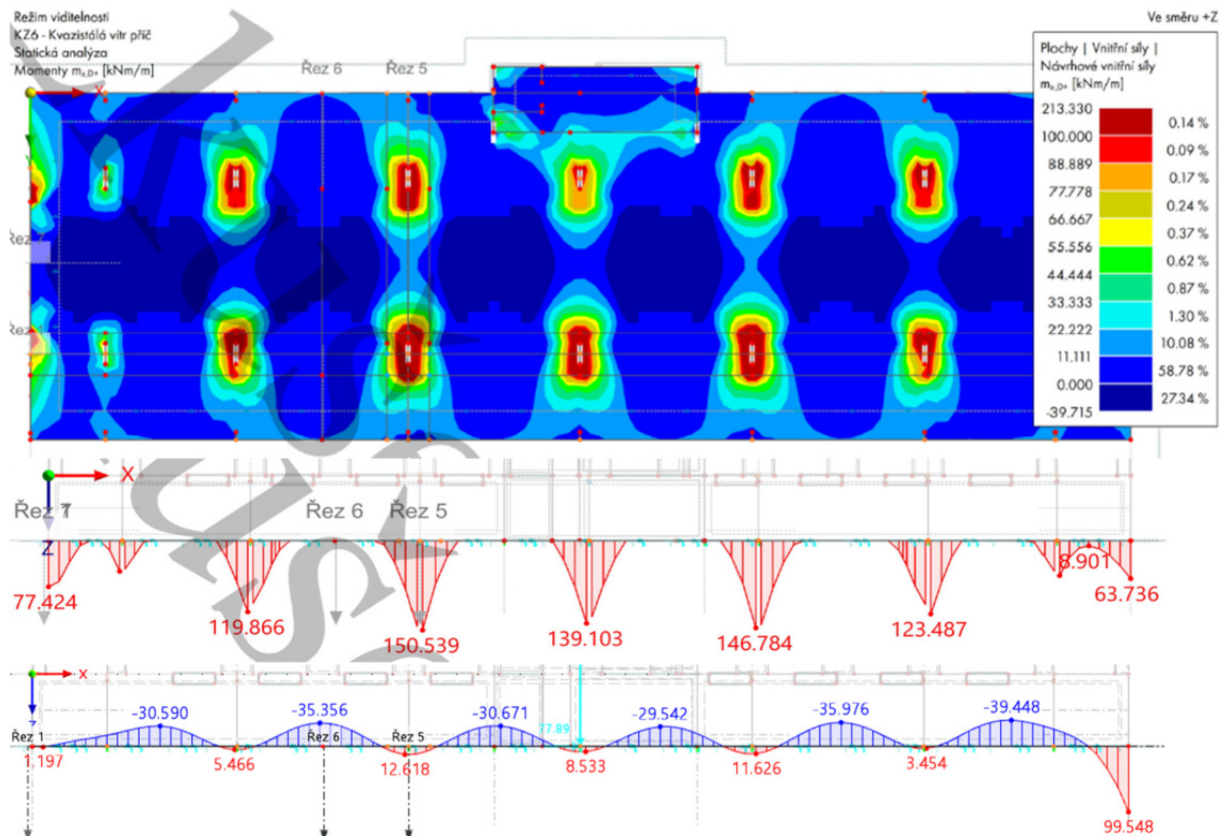
Kvazistálá kombinace „K1“: 1x VI. tíha + 0,2x Sníh + 0,3x Užité A + 0,6x Užité D + 1x Náhradní zatížení za příčky + 1x Skladby podlahy + 1x Tlak zeminy + 1x vztlak

Častá kombinace – hl. proměnné sníh: 1x VI. tíha + 0,5x Sníh + 0,3x Užité A + 0,6x Užité D + 1x Náhradní zatížení za příčky + 1x Skladby podlahy + 1x Tlak zeminy + 1x vztlak

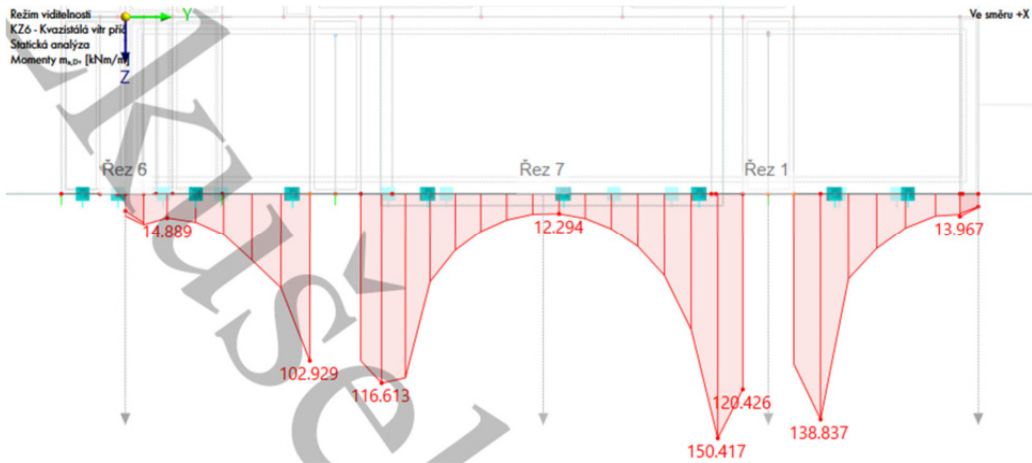
Častá kombinace – hl. proměnné – užité A: 1x VI. tíha + 0,2x Sníh + 0,5x Užité A + 0,6x Užité D + 1x Náhradní zatížení za příčky + 1x Skladby podlahy + 1x Tlak zeminy + 1x vztlak

Častá kombinace – hl. proměnné – užité D: 1x VI. tíha + 0,2x Sníh + 0,3x Užité A + 0,7x Užité D + 1x Náhradní zatížení za příčky + 1x Skladby podlahy + 1x Tlak zeminy + 1x vztlak

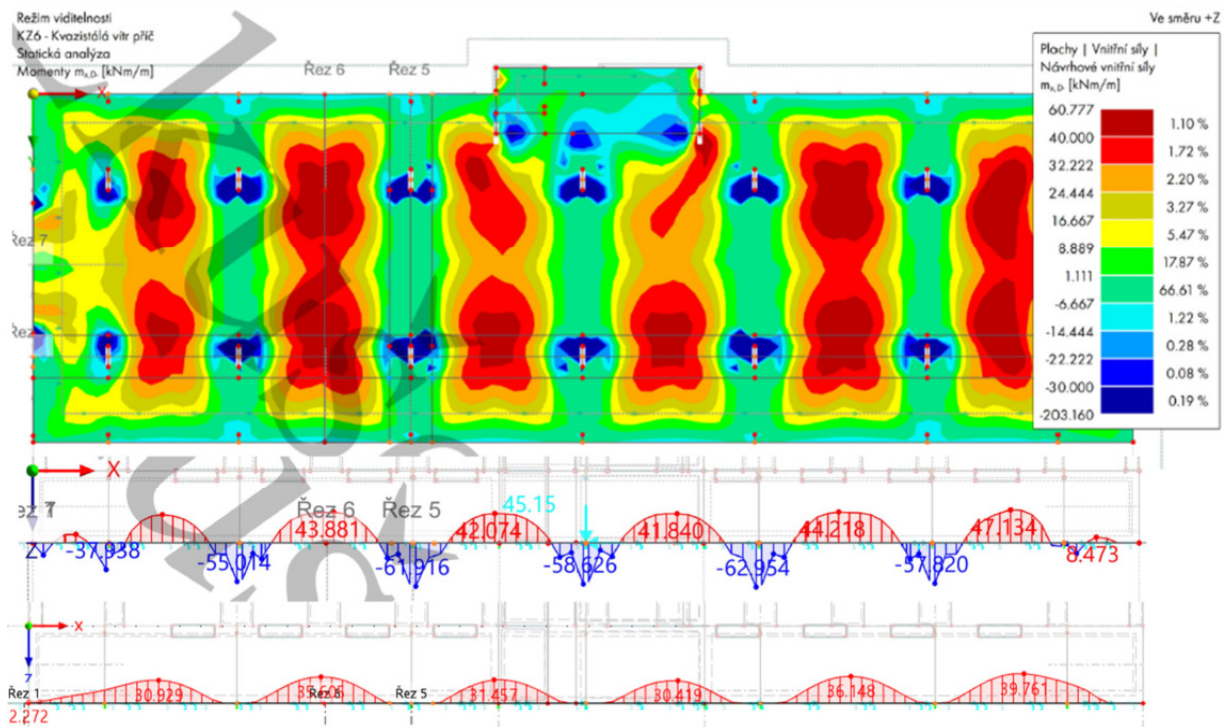
Dále budou uvedeny výsledky kvazistálé kombinace „K1“ a obálky zmíněných 3 častých kombinací „KV1“.



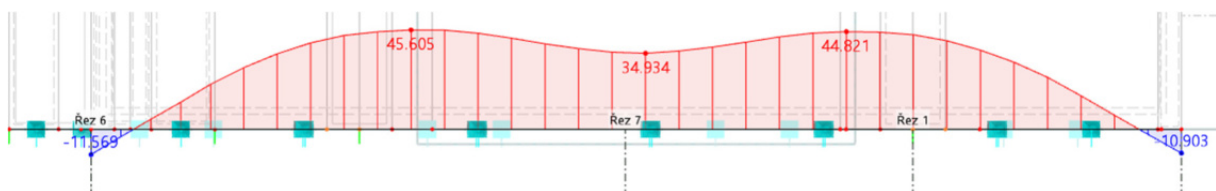
Obrázek 31 Návrhový moment ve směru osy x při dolním povrchu od K1 (nahore) a řez podélným sloupovým (uprostřed) a středovým (dole) pruhem



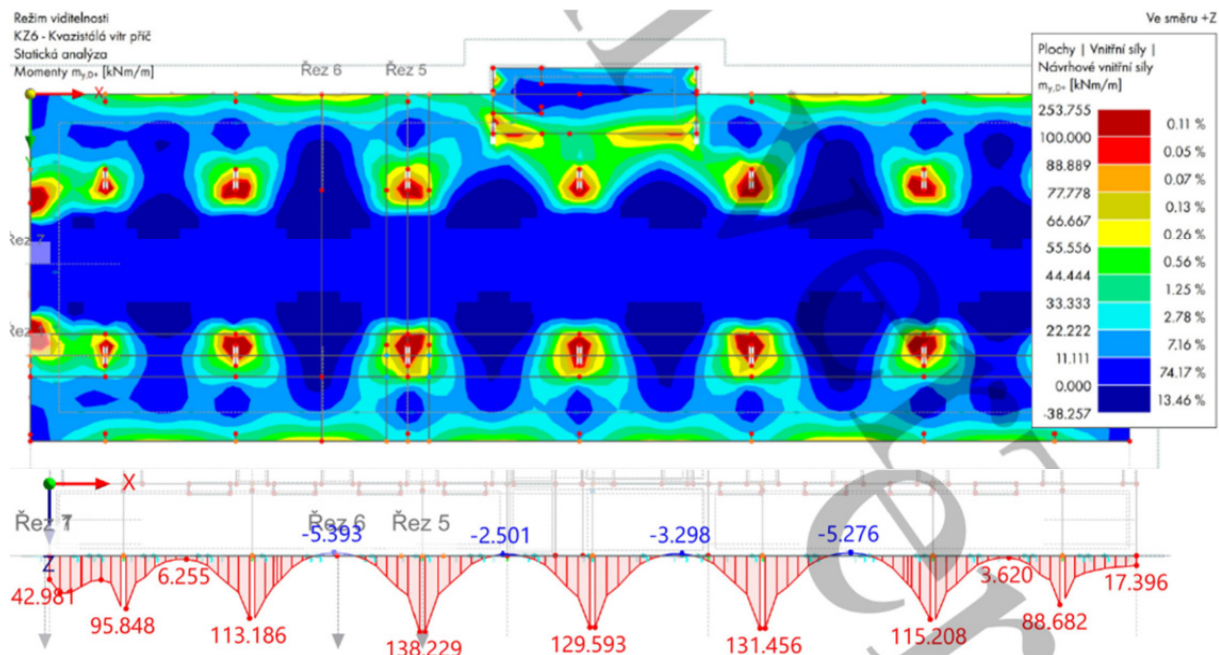
Obrázek 32 Návrhový moment ve směru osy x při dolním povrchu od K1 - Řez příčným sloupovým pruhem



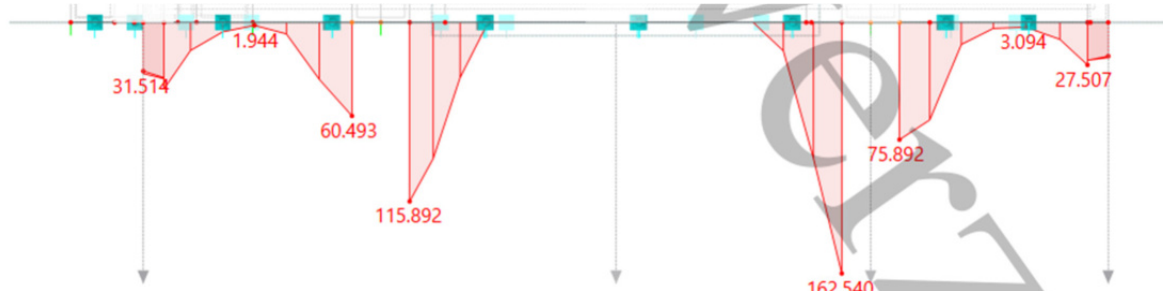
Obrázek 33 Návrhový moment ve směru osy x při horním povrchu od K1(nahoře) a řez podélným sloupovým (uprostřed) a středovým (dole) pruhem



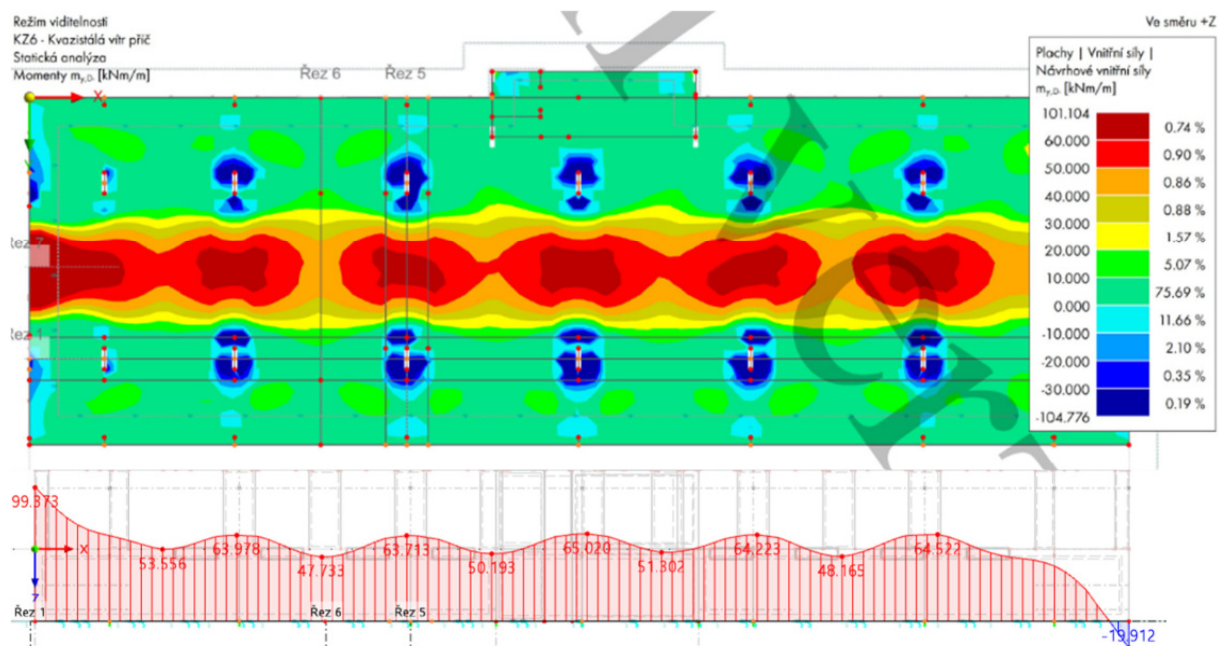
Obrázek 34 Návrhový moment ve směru osy x při horním povrchu od K1 - Řez příčným středovým pruhem



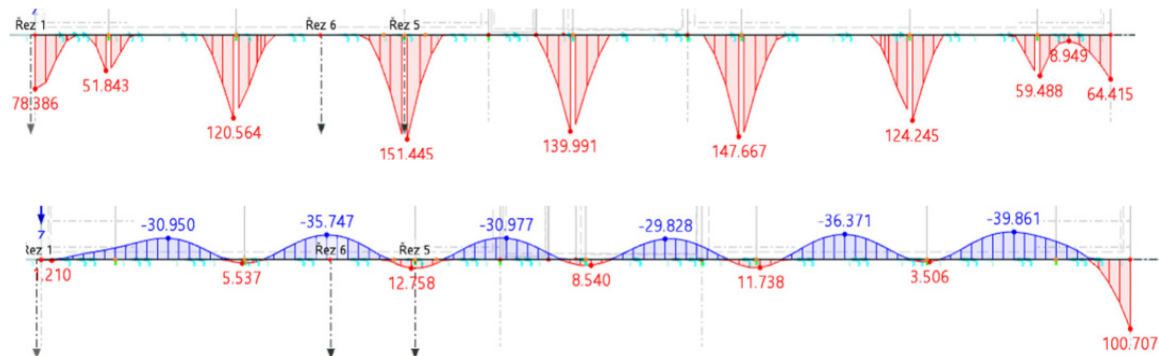
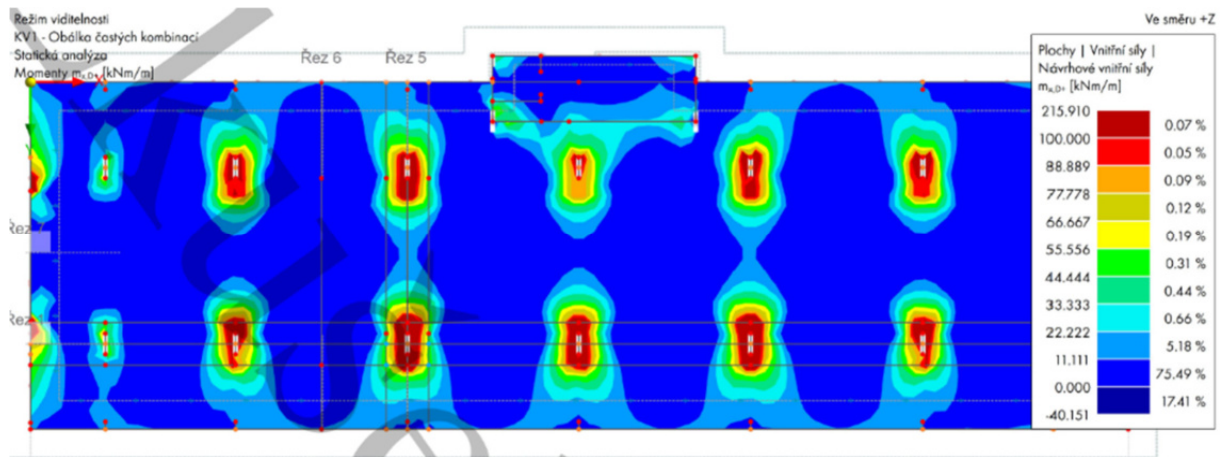
Obrázek 35 Návrhový moment ve směru osy y při dolním povrchu od K1 a řez podélným sloupovým



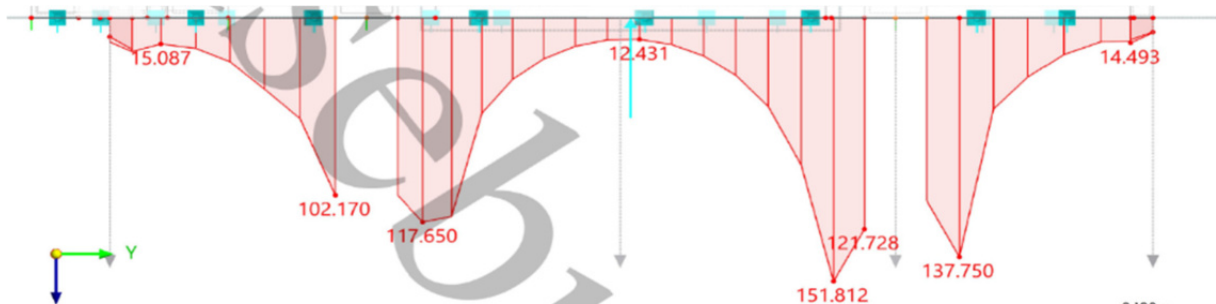
Obrázek 36 Návrhový moment ve směru osy y při dolním povrchu od K1 a řez příčným sloupovým pruhem



Obrázek 37 Návrhový moment ve směru osy y při horním povrchu od K1 a podélný řez středovým pruhem

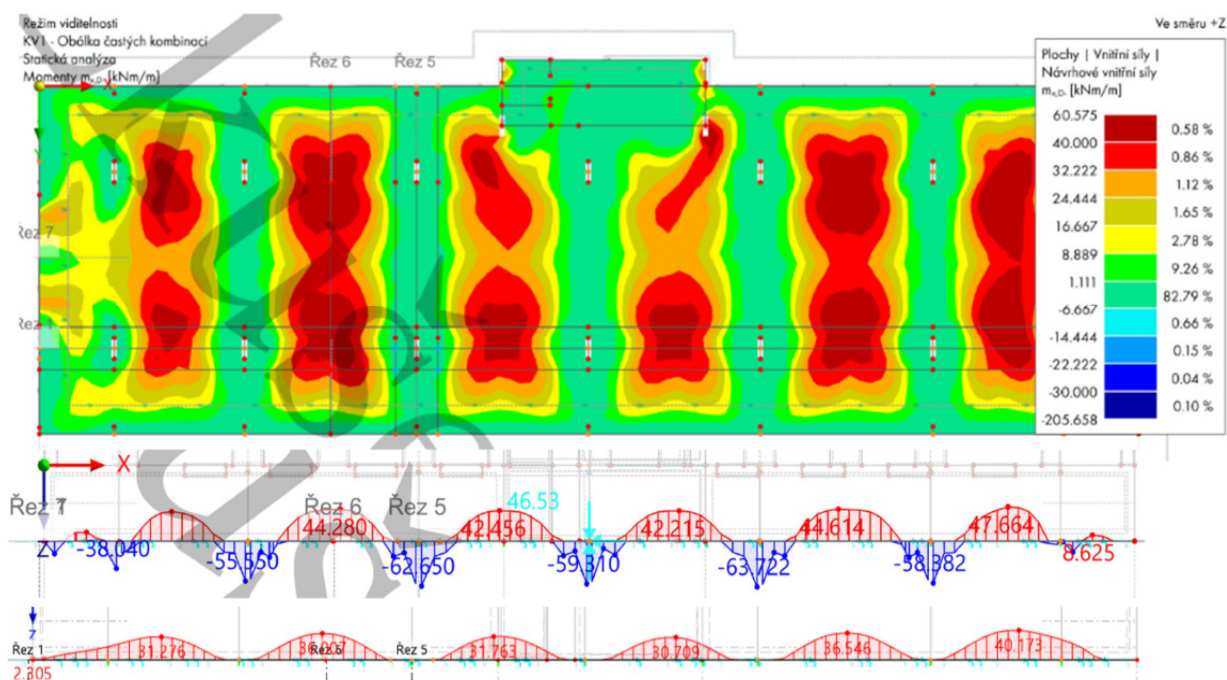


Obrázek 38 Návrhový moment ve směru osy x při dolním povrchu od KV1 (nahore) a řez podélným sloupovým (uprostřed) a středovým (dole) pruhem

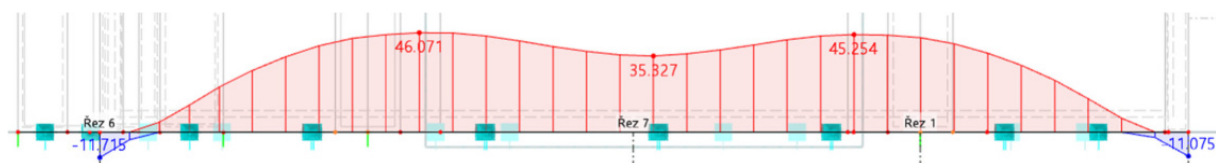


Obrázek 39 Návrhový moment ve směru osy x při dolním povrchu od KV1 - Řez příčným sloupovým pruhem

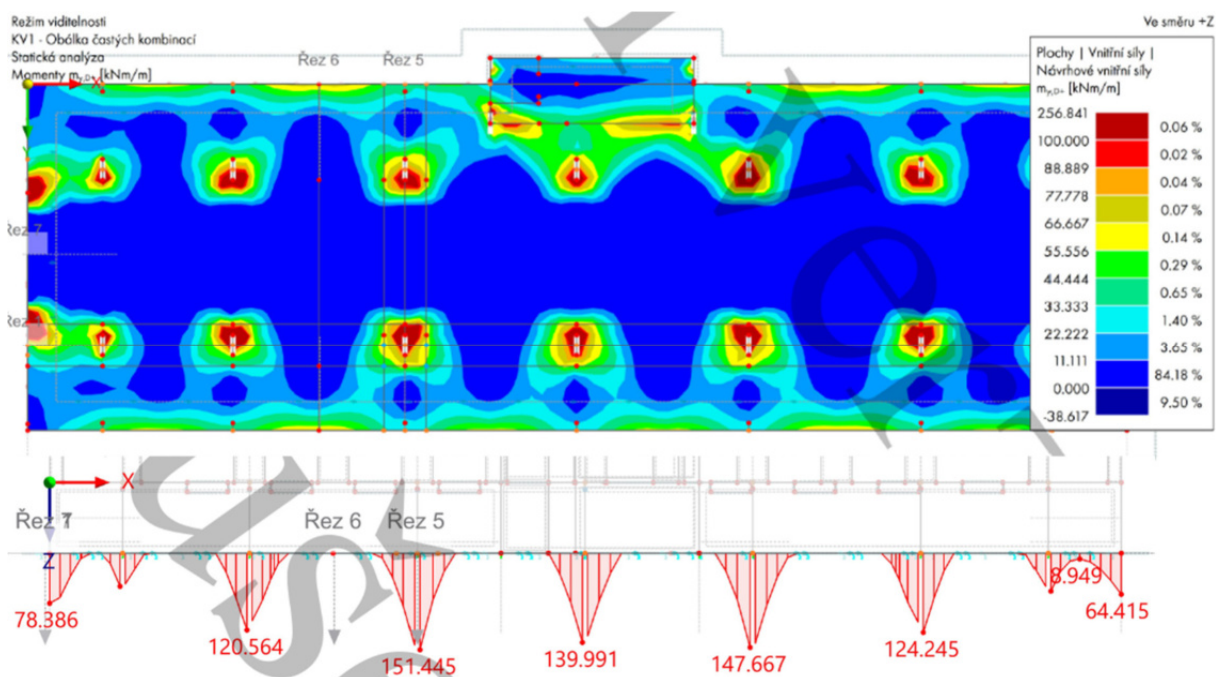
Byla uvážena i fáze výstavby, kdy je zhotovena stropní deska nad suterénem a objekt bude zasypán a působí na něj hydrostatický tlak. V této situaci bude použita kombinace zatížení 1x vl. tíha + 1x vztlak + 1x tlak zeminy. Co se týče základové desky, tak tento stav nevedl na větší ohybové namáhání v porovnání se stavem, kdy se uvažují veškerá užitná, proměnná a ostatní stálá zatížení a platí vyztužení uvedené výše.



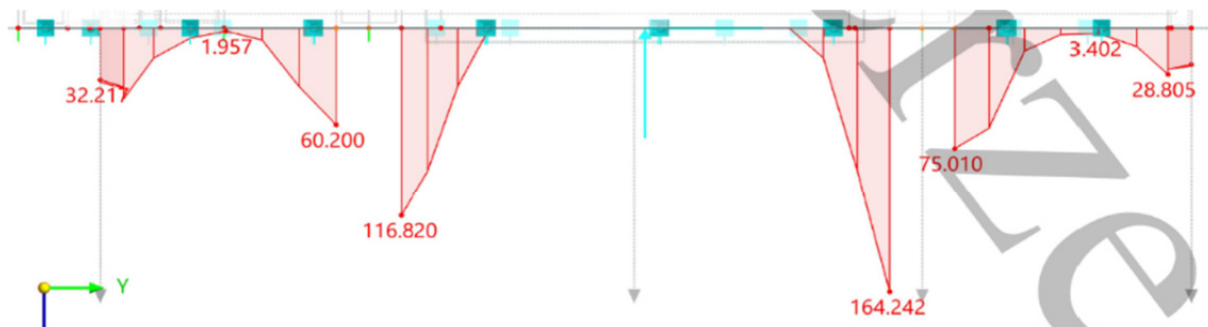
Obrázek 41 Návrhový moment ve směru osy x při horním povrchu od KV1 (nahore) a řez podélným sloupovým (uprostřed) a středovým (dole) pruhem



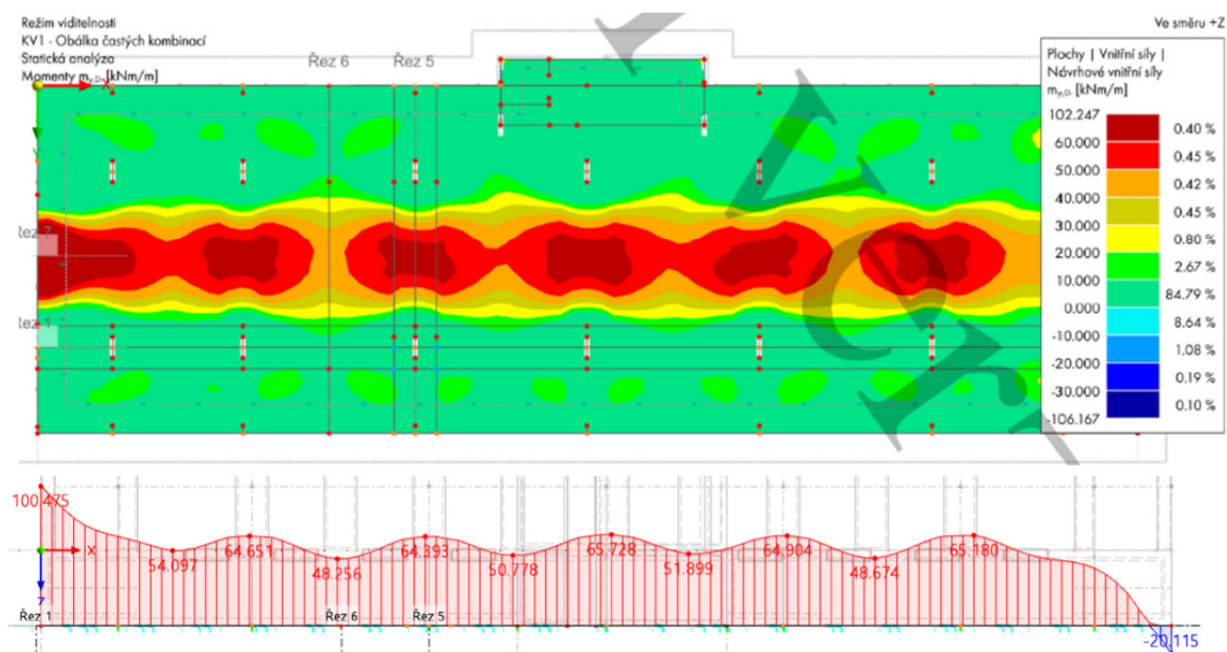
Obrázek 40 Návrhový moment ve směru osy x při horním povrchu od KV1 - Řez příčným středovým pruhem



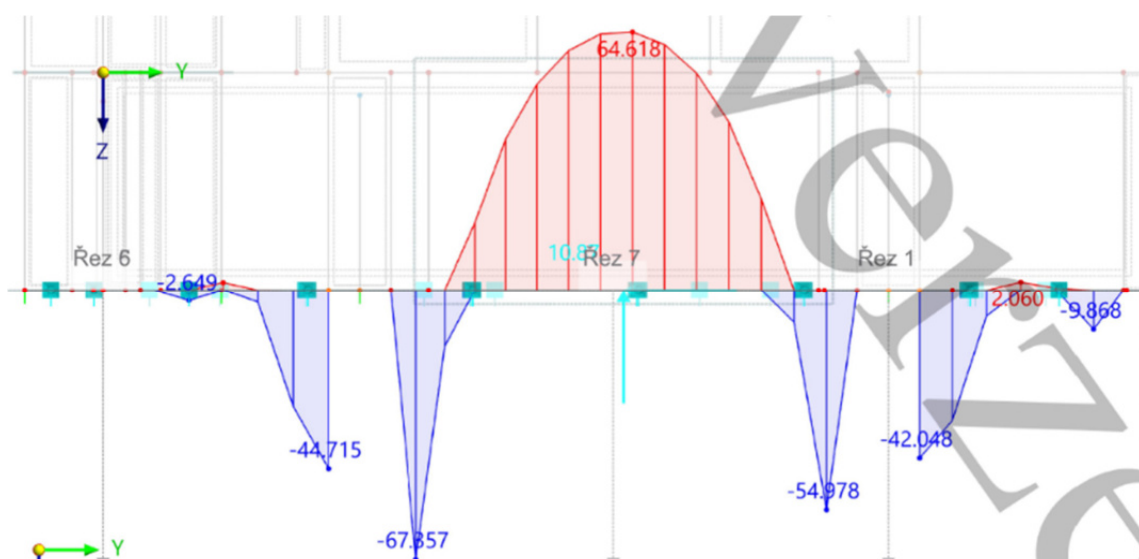
Obrázek 42 Návrh. moment ve směru osy y při dolním povrchu od KV1 a řez podélným sloupovým pruhem



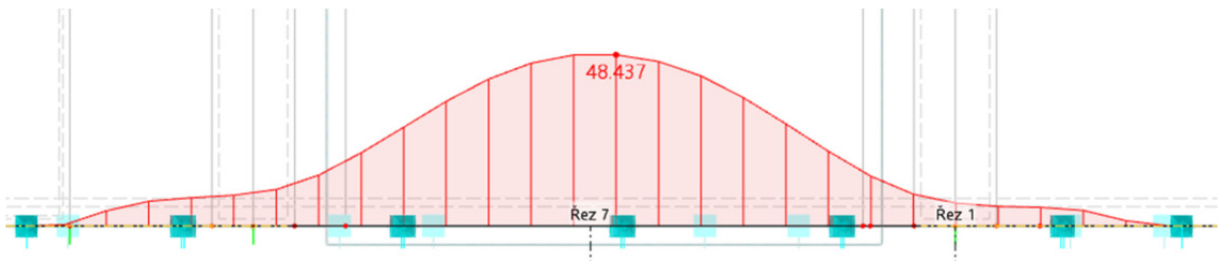
Obrázek 44 Návrh. moment ve směru osy y při dolním povrchu od KV1 a řez příčným sloupovým pruhem



Obrázek 43 Návrhový moment ve směru osy y při horním povrchu od KV1 - řez podélným středovým pruhem



Obrázek 45 Návrh. moment ve směru osy y při horním povrchu od KV1 - řez příčným sloupovým pruhem

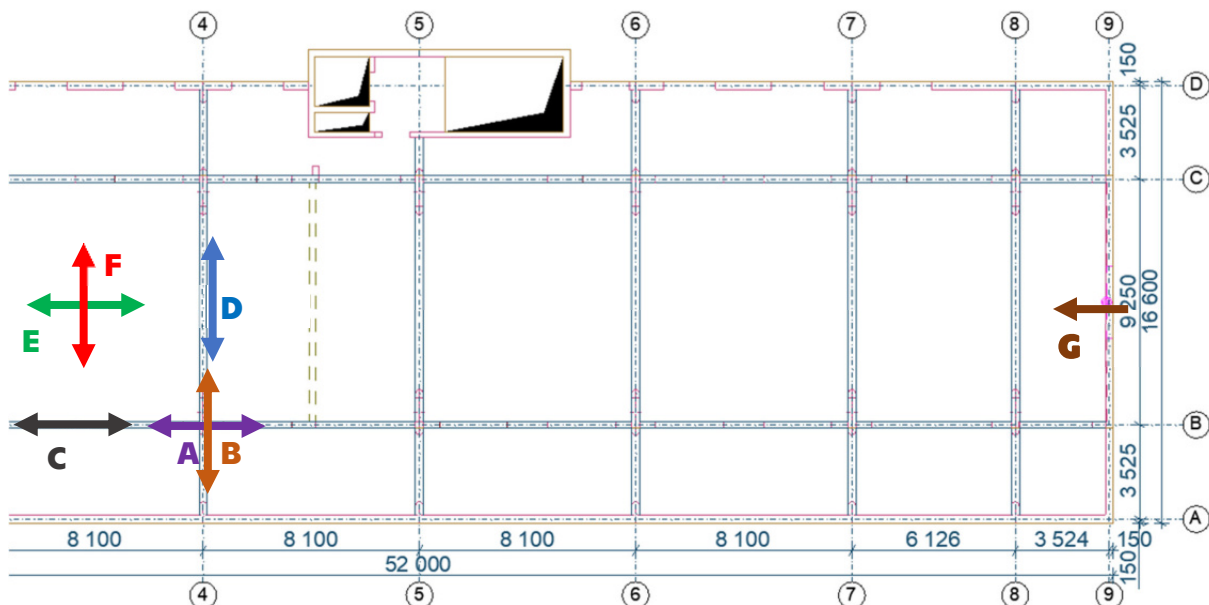


Obrázek 46 Návrh. moment ve směru osy y při horním povrchu od KV1 - řez příčným středovým pruhem

V rámci MSP budou posouzeny následující kritická místa:

- A. Dolní výztuž – směr X – pod pilíři
- B. Dolní výztuž – směr Y – pod pilíři
- C. Horní výztuž – směr X – podélný sloupový pruh – v poli
- D. Horní výztuž – směr Y – příčný sloupový pruh – v poli
- E. Horní výztuž – směr X – podélný středový pruh – v poli
- F. Horní výztuž – směr Y – příčný středový pruh – v poli
- G. Dolní výztuž – směr X – pod stěnami (startovací)

Vnitřní síly jsou spočítány opět pro kombinaci popsanou v kapitole 4.7 – variantě založení na pilotách.



Obrázek 47 Konstrukční schéma 1. PP s vyznačením posuzovaných míst

ZÁKLADOVÁ DESKA - Silové

namáhání -

Dolní povrch

(Sloupový
pruh)

Pod sloupem

Oba směry

Posudek A a B

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	400	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	40	mm

Zatížení	Doba trvání zatížení		Dlouhodobé
$M_{Ek,x}$	151	kNm	$M_{Ek,y}$ 164 kNm
$M_{Eqp,x}$	150	kNm	$M_{Eqp,y}$ 162 kNm

Materiály			
Třída pevnosti betonu		C 25/30	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	2,6	MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000	MPa
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$	8857	MPa
Součinitel dotvarování betonu	φ	2,5	/
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000	MPa
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e	6,452	MPa
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e	22,58	MPa

Návrh výztuže

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	25	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,6667	ks	
Rozteč vložek	s	150	mm	Mez. hod. 262,5 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	3273	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dx	322,5		

Směr Y - blíže povrchu

Průměr výztuže	ϕ_s	25	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,6667	ks	
Rozteč vložek	s	149,999	mm	Mez. hod. 262,5 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	3273	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dy	347,5		

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR X

Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_z}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_z}} \right)$	x_{ir}	156,59 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_z (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	3,3E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{častá}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	169,6 MPa

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR Y

Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_z}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_z}} \right)$	x_{ir}	164,5 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_z (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	4E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{častá}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	169,1 MPa

Výpočet šířky trhliny**1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlín**

Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	169,6	MPa
	SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	169,1	MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření****výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi**

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000602	Omezení 0,6* σ_s /Es	0,000509
	SMĚR Y	0,000604	Omezení 0,6* σ_s /Es	0,000507

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt	0,4
--	----	-----

Stupeň vyztužení ve směru X	$\rho_{p,eff,X}$	0,04033
Stupeň vyztužení ve směru Y	$\rho_{p,eff,Y}$	0,04168
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	$A_{c,eff,X}$	81137 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	$A_{c,eff,Y}$	78510 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff,X} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{array} \right.$	81,14 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	78,51 mm

Maximální vzdálenost trhlín

Vzdálenost trhlín ve směru X	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	310,2 mm
Vzdálenost trhlín ve směru Y		303,3 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X	wmax	0,187 mm	0,2 mm	93% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y		0,183 mm		
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm		92% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	170,7	MPa	43% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	171,2	MPa	43% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400	MPa	

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{c,x}$	-7,13	MPa	48% Vyhovuje
Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{c,y}$	-6,81	MPa	45% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,6fck		15	MPa	
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X		-7,09	MPa	63% Vyhovuje
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR Y		-6,73	MPa	60% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,45fck		11,25	MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA - Silové
namáhání
Horní povrch
V poli
Oba směry**

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	400	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Zatížení	Doba trvání zatížení		Dlouhodobé
$M_{Ek,x}$	36	kNm	$M_{Ek,y}$ 48 kNm
$M_{Eqp,x}$	35	kNm	$M_{Eqp,y}$ 48 kNm

Posudek E a F

Materiály			
Třída pevnosti betonu		C 25/30	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$		2,6 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}		31000 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$		8857 MPa
Součinitel dotvarování betonu	φ	2,5	/
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s		200000 MPa
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e		6,452 MPa
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e		22,58 MPa

Návrh výztuže			
Směr X			
Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks
Rozteč vložek	s	150	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1340	mm ²
Účinná výška	dx	341	
Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$			
Mez. hod. 215 mm			
Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku			
Směr Y - blíže povrchu			
Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks
Rozteč vložek	s	150	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1340	mm ²
Účinná výška	dy	357	
Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$			
Mez. hod. 215 mm			
Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku			

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR X			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	116,56 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	2,1E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{castá}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	86,4 MPa

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR Y			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	119,8 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	2,3E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{castá}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	112,9 MPa

Výpočet šířky trhliny**1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin**

Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	86,4	MPa
	SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	112,9	MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

SMĚR X	0,000259	Omezení 0,6* σ_s /Es	0,000259
SMĚR Y	0,000339	Omezení 0,6* σ_s /Es	0,000339

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení k_t 0,4

Stupeň vyztužení ve směru X	$\rho_{p,eff,X}$	0,01419
Stupeň vyztužení ve směru Y	$\rho_{p,eff,Y}$	0,01435
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	$A_{c,eff,X}$	94480 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	$A_{c,eff,Y}$	93392 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru x	$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{cases}$	$h_{c,eff,X}$ 94,48 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru y	$h/2$	$h_{c,eff,Y}$ 93,39 mm

Maximální vzdálenost trhlin

Vzdálenost trhlin ve směru X	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	478,5 mm
Vzdálenost trhlin ve směru Y		474,1 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k_1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k_2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,717
Součinitel	k_4	0,425

Výpočtová šířka trhliny

Šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X	$W_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,124 mm
	w_{max}	0,2 mm
		62% Vyhovuje
Šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y		0,161 mm
Mezní hodnota	w_{max}	0,2 mm
		80% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	88,9	MPa	22% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	112,9	MPa	28% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8 f_{yk}		400	MPa	

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{c,x}$	-2,04	MPa	14% Vyhovuje
Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{c,y}$	-2,53	MPa	17% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,6 f_{ck}		15	MPa	
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X		-1,99	MPa	18% Vyhovuje
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR Y		-2,53	MPa	22% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,45 f_{ck}		11,25	MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA - Silové
namáhání
Horní povrch
SMĚR X
V poli
Posudek C**

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

Geometrie prvku		
Tloušťka	h	400 mm
Šířka	b	1000 mm
Krytí	c	35 mm

Zatížení	Doba trvání zatížení	
$M_{Ek,x}$	45	kNm
$M_{Eqp,x}$	44	kNm

Materiály		
Třída pevnosti betonu		C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	2,6 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$	8857 MPa
Součinitel dotvarování betonu	φ	2,5 /
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e	6,452 MPa
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e	22,58 MPa

Návrh výztuže			
Průměr výztuže	ϕ_s	16 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,6667 ks	
Rozteč vložek	s	150 mm	Mez. hod. 215 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1340 mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	d	357	

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	119,82 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	2,3E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{castá}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	103,5 MPa

Výpočet šířky trhliny			
1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin			
Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	$\sigma_{s,x}$		103,5 MPa
2. krok = Výpočet šířky rané trhliny			
Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi			
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000311	Omezení $0,6 * \sigma_s / E_s$ 0,000311
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t		0,4
Stupeň vyztužení ve směru	$\rho_{p,eff}$		0,01435
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$		93392 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \\ h/2 \end{array} \right.$	$h_{c,eff}$	93,39 mm

Maximální vzdálenost trhlin		
Vzdálenost trhlin ve směru X	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	474,1 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantou prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c}\right)^{2/3} \leq 3,4$	2,717
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny		
	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	
Šířka trhliny		0,147 mm
	wmax	0,2 mm
		74% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	105,9 MPa	26% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu			
Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{c,x}$	-2,37 MPa	16% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,6fck		15 MPa	

Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X		-2,32 MPa	21% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,45fck		11,25 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA - Silové
namáhání
Horní povrch
SMĚR Y
V poli
Posudek D**

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	400	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Zatížení	Doba trvání zatížení	
$M_{Ek,x}$	64	kNm
$M_{Eqp,x}$	63	kNm

Materiály			
Třída pevnosti betonu		C 25/30	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	2,6	MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000	MPa
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$	8857	MPa
Součinitel dotvarování betonu	φ	2,5	/
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000	MPa
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e	6,452	MPa
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e	22,58	MPa

Návrh výztuže			
Průměr výztuže	ϕ_s	20	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks
Rozteč vložek	s	150	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2094	mm ²
Účinná výška	d	355	mm

Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Mez. hod. 225 mm
Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	xir	141,95 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	lir	3,1E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{častá}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	os	97,8 MPa

Výpočet šířky trhliny			
1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin			
Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	$\sigma_{s,x}$	97,8	MPa
2. krok = Výpočet šířky rané trhliny			
Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi			
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000293	Omezení $0,6 * \sigma_s / E_s$ 0,000293
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	k_t	0,4	
Stupeň vyztužení ve směru	$\rho_{p,eff}$	0,02435	
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	86015	mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \\ h/2 \end{array} \right.$	$h_{c,eff}$	86,02 mm

Maximální vzdálenost trhlin		
Vzdálenost trhlin ve směru X	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	374,4 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,717
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny		
Šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,110 mm
	wmax	0,2 mm
		55% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	99,3 MPa	25% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8 f_{yk}		400 MPa	

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu			
Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{c,x}$	-2,93 MPa	20% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,6 f_{ck}		15 MPa	

Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X		-2,88 MPa	26% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,45 f_{ck}		11,25 MPa	

**ZÁKLADOVÁ
DESKA - Silové
namáhání
Dolní povrch
SMĚR X
Pod stěnou
Posudek G**

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

Geometrie prvku		
Tloušťka	h	400 mm
Šířka	b	1000 mm
Krytí	c	40 mm

Zatížení	Doba trvání zatížení	
$M_{Ek,x}$	100 kNm	Dlouhodobé
$M_{Eqp,x}$	99 kNm	

Materiály		
Třída pevnosti betonu		C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	2,6 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$	8857 MPa
Součinitel dotvarování betonu	φ	2,5/
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e	6,452 MPa
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e	22,58 MPa

Návrh výztuže			
Průměr výztuže	ϕ_s	20 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,6667 ks	
Rozteč vložek	s	150 mm	Mez. hod. 250 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2094 mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	d	350	

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x _{ir}	140,70 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I _{ir}	3E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{tastá}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	156,0 MPa

Výpočet šířky trhliny			
1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin			
Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci		$\sigma_{s,x}$	156,0 MPa
2. krok = Výpočet šířky rané trhliny			
Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi			
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	SMĚR X	0,000468	Omezení $0,6 * \sigma_s / E_s$ 0,000468
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt		0,4
Stupeň vyztužení ve směru	$\rho_{p,eff}$		0,02423
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$		86433 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \\ h/2 \end{array} \right.$	h _{c,eff}	86,43 mm

Maximální vzdálenost trhlin		
Vzdálenost trhlin ve směru X	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	380,0 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,485
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny		
Šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,178 mm
	wmax	0,2 mm
		89% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,X}$	157,5 MPa	39% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu			
Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{c,X}$	-4,69 MPa	31% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,6fck		15 MPa	

Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X		-4,64 MPa	41% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,45fck		11,25 MPa	

5.6.2 Mezní stav únosnosti

V rámci MSÚ budou posouzeny následující kritická místa.

- A. Dolní výztuž – směr X – pod pilíři
- B. Dolní výztuž – směr Y – pod pilíři
- C. Horní výztuž – směr X – podélný sloupový pruh – v poli
- D. Horní výztuž – směr Y – příčný sloupový pruh – v poli
- E. Horní výztuž – směr X – podélný středový pruh – v poli
- F. Horní výztuž – směr Y – příčný středový pruh – v poli
- G. Dolní výztuž – směr X – pod stěnami (startovací)

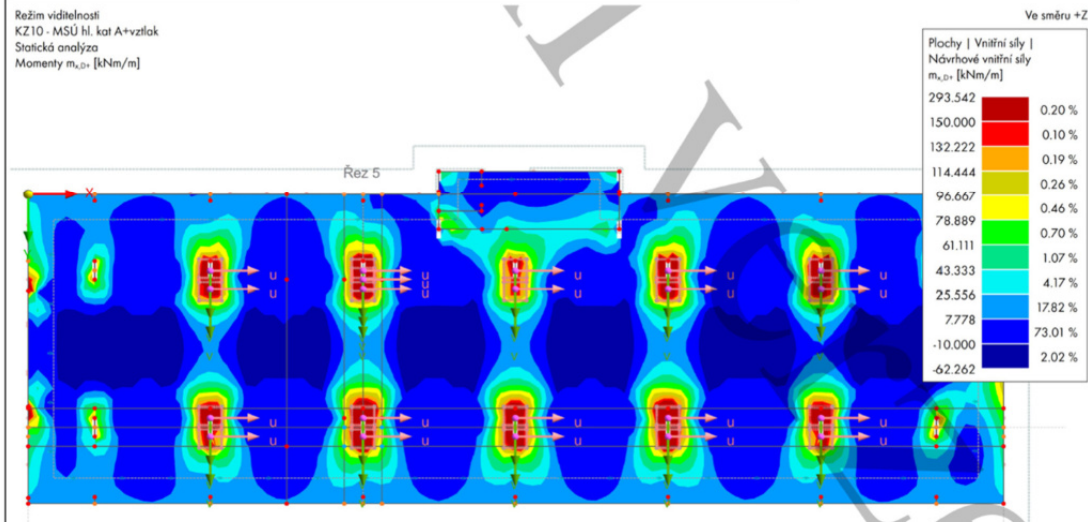
Platí stejné schéma – viz obrázek u MSP (Obrázek 47).

Vnitřní síly jsou spočítány opět pro kombinaci popsanou v kapitole 4.7 – variantě založení na pilotách.

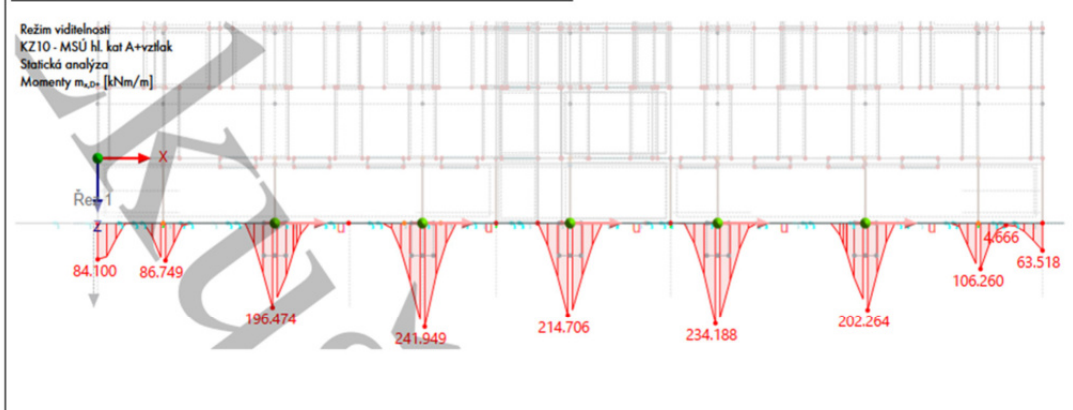
Vnitřní síly jsou spočítány opět pro kombinaci popsanou v kapitole 4.7 – variantě založení na pilotách.

V rámci předběžného SV bude ověřena dimenzovatelnost základové desky tl. 400 mm na ohybové namáhání. Vnitřní síly vycházejí z modelu s relativně měkkým podložím vedoucím na větší ohybové momenty.

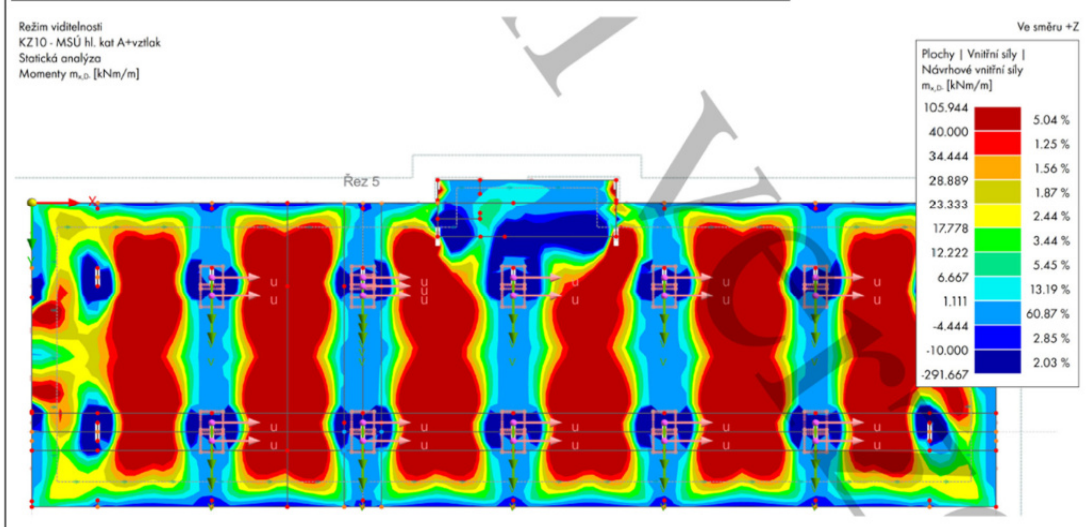
NÁVRHOVÝ MOMENT VE SMĚRU X PŘI DOLNÍM POVRCHU - $m_{x,d}+$



ŘEZ SLOUPOVÝM PRUHEM VE SMĚRU X - $m_{x,d}+$

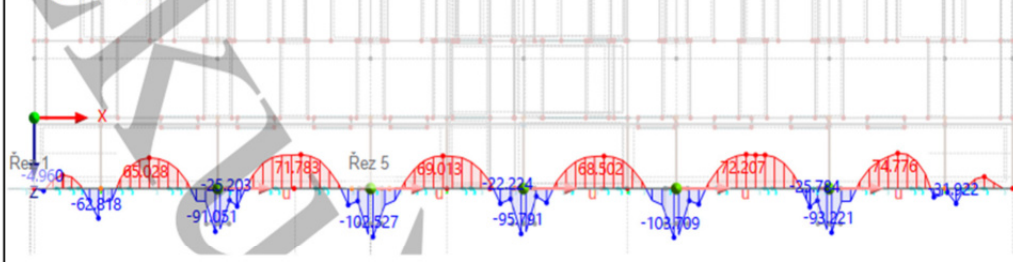


NÁVRHOVÝ MOMENT VE SMĚRU X PŘI HORNÍM POVRCHU - $m_{x,d}-$



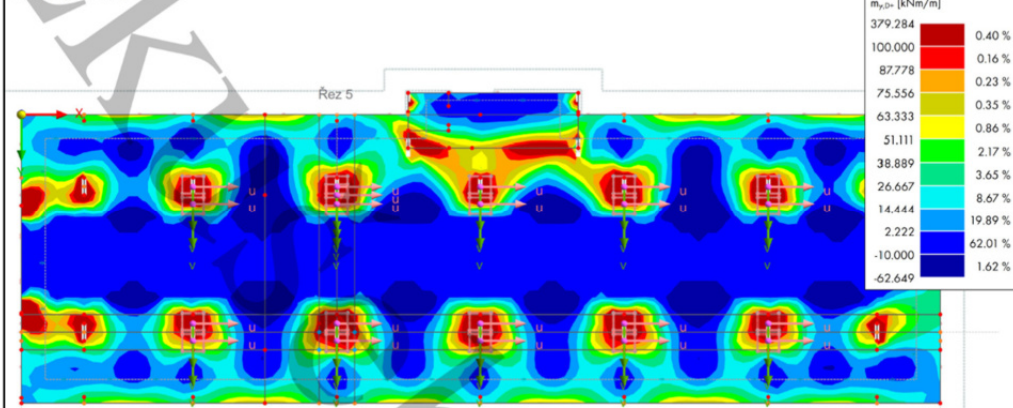
ŘEZ SLOUPOVÝM PRUHEM VE SMĚRU X - mxd-

Režim viditelnosti
KZ10 - MSÚ hl. kat A++vzlak
Statická analýza
Momenty $m_{x,0}$ [kNm/m]



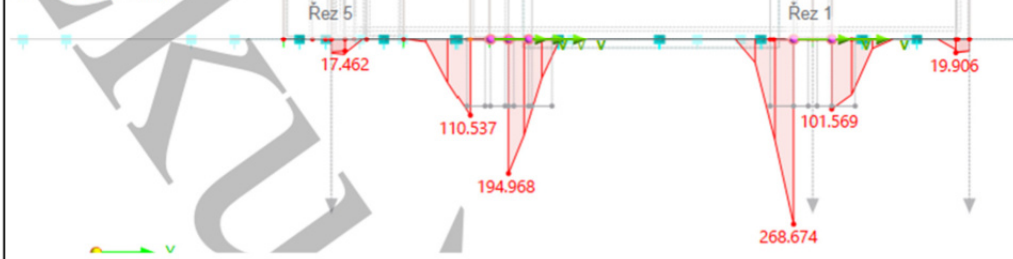
NÁVRHOVÝ MOMENT VE SMĚRU Y PŘI DOLNÍM POVRCHU - myd+

Režim viditelnosti
KZ10 - MSÚ hl. kat A++vzlak
Statická analýza
Momenty $m_{y,0}$ [kNm/m]



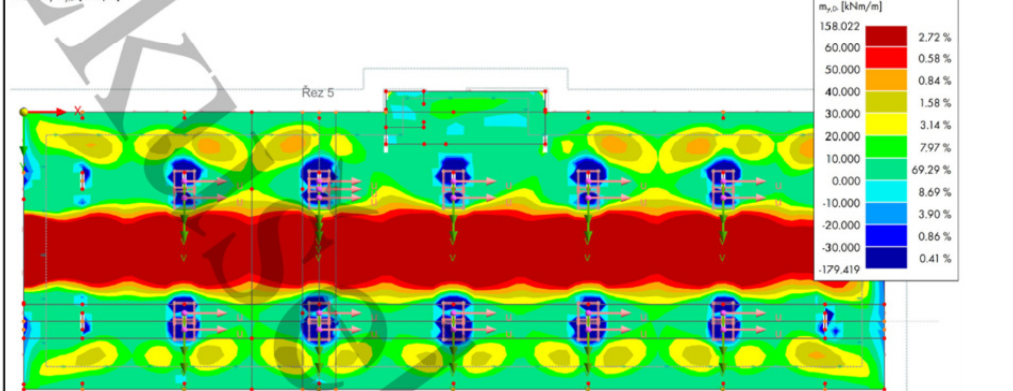
ŘEZ SLOUPOVÝM PRUHEM VE SMĚRU Y - myd+

Režim viditelnosti
KZ10 - MSÚ hl. kat A++vzlak
Statická analýza
Momenty $m_{y,0}$ [kNm/m]



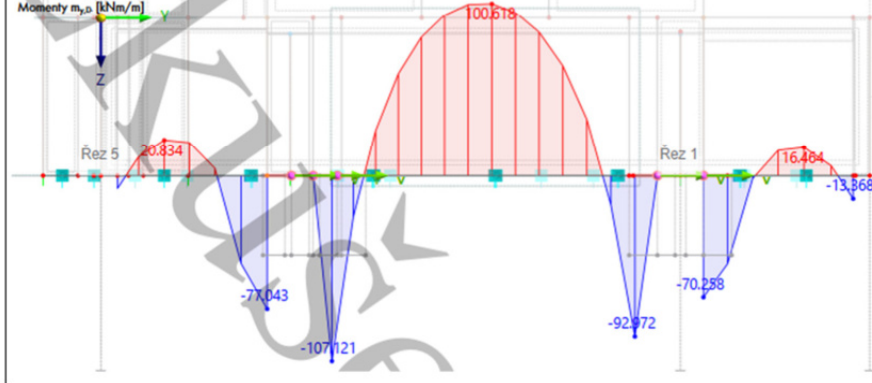
NÁVRHOVÝ MOMENT VE SMĚRU Y PŘI HORNÍM POVRCHU - myd-

Režim viditelnosti
KZ10 - MSÚ hl. kat A++vzlak
Statická analýza
Momenty $m_{y,0}$ [kNm/m]



ŘEZ SLOUPOVÝM PRUHEM VE SMĚRU Y - myd-

Režim viditelnosti
KZ10 - MSÚ hl. kat A++vztlak
Statická analýza
Momenty $m_{y,d}$ [kNm/m]



MSÚ OHYB - POD SLOUPY - POSOUZENÍ A a B

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	400	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	40	mm

Zatížení		
$M_{Ed,X}$	241	kNm
$M_{Ed,Y}$	268	kNm

Materiály			
Třída pevnosti betonu		C 25/30	
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f_{ck}	25	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd}	16,67	MPa
Střední hod. tahové pevnosti betonu	f_{ctm}	2,6	MPa

Návrh výztuže						
	Směr X			Směr Y		
Průměr výztuže	ϕ_{sx}	20	mm	ϕ_{sy}	20	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks	n	6,6667	ks
Rozeč vložek	s	150	mm	s	149,999	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov,x}$	2094	mm ²	$A_{s,prov,y}$	2094	mm ²
Účinná výška	d_x	350		d_y	330	

Výpočet výška tlačené oblasti			
$x = \frac{A_{s,prov,i} f_{yd}}{0,8b f_{cd}}$	SMĚR X	x_x	68,3 mm
	SMĚR Y	x_y	68,3 mm

Kontrola omezení výšky tlačené oblasti						
$\xi = \frac{x}{d}$	SMĚR X	ξ_x	0,19523	<	$\xi_{bal,max}$	0,617 Vyhovuje
	SMĚR Y	ξ_y	0,20706	<	$\xi_{bal,max}$	0,617 Vyhovuje
Ověření předpokladu plastické analýzy						
$\xi = \frac{x}{d}$	SMĚR X	ξ_x	0,19523	<	$\xi_{bal,max}$	0,45 Vyhovuje
	SMĚR Y	ξ_y	0,20706	<	$\xi_{bal,max}$	0,45 Vyhovuje

Kontrola vyztužení pro desky - konstrukční zásady			
Minimální množství výztuže			
$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right)$	SMĚR X	473,2	mm ² Vyhovuje
	SMĚR Y	446,16	mm ² Vyhovuje
Maximální množství výztuže			
$a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04bh$	SMĚR X	16000	mm ² Vyhovuje
	SMĚR Y	16000	mm ² Vyhovuje
Maximální osová vzdálenost mezi pruty			
$s \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$	SMĚR X	250	mm Vyhovuje
	SMĚR Y	250	mm Vyhovuje
Minimální světlá vzdálenost mezi pruty			
$s_j \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\phi; D_{max} + 5 \text{ mm})$	SMĚR X	24	mm Vyhovuje
Dmax	16	mm	SMĚR Y 24 mm Vyhovuje

Výpočet momentové únosnosti a posouzení					
SMĚR X	$z_x = d_x - 0,4x_x$	322,7 mm	$M_{Rd,x} = A_{s,prov,x} f_{yd} z_x$	293,97 kNm	82% Vyhovuje
SMĚR Y	$z_y = d_y - 0,4x_y$	302,7 mm	$M_{Rd,y} = A_{s,prov,y} f_{yd} z_y$	275,75 kNm	97% Vyhovuje

MSÚ OHYB - PODÉL. SLOUP. PRUH - V POLI - HORNÍ VÝZTUŽ - SMĚR X - POSUDEK C

Geometrie prvku		
Tloušťka	h	400 mm
Šířka	b	1000 mm
Krytí	c	35 mm

Zatížení	
M_{Ed}	72 kNm

Materiály		
Třída pevnosti betonu		C 25/30
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f _{ck}	25 MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f _{cd}	16,67 MPa
Střední hod. tahové pevnosti betonu	f _{ctm}	2,6 MPa

Návrh výztuže		
Průměr výztuže	φ _{sx}	14 mm
Počet vložek	n	6,6667 ks
Rozteč vložek	s	150 mm
Plocha výztuže	A _{s,prov}	1026 mm ²
Účinná výška	d	358

Výpočet výška tlačené oblasti		
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8b f_{cd}}$	x	33,5 mm

Kontrola omezení výšky tlačené oblasti				
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09352	<	ξ _{bal,max} 0,617 Vyhovuje
Ověření předpokladu plastické analýzy				
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09352	<	ξ _{bal,max} 0,45 Vyhovuje

Kontrola vyztužení pro desky - konstrukční zásady		
Minimální množství výztuže	$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right)$	484,016 mm ² Vyhovuje
Maximální množství výztuže	$a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04bh$	16000 mm ² Vyhovuje
Maximální osová vzdálenost mezi pruty	$s \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$	250 mm Vyhovuje
Minimální světlá vzdálenost mezi pruty	$s_j \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\phi_s; D_{max} + 5 \text{ mm})$	21 mm Vyhovuje
Dmax	16 mm	

Výpočet momentové únosnosti a posouzení			
$z_x = d_x - 0,4x_x$	344,6 mm	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} z$	153,84 kNm
			47% Vyhovuje

MSÚ OHYB - PŘÍČNÝ SLOUP. PRUH - V POLI - HORNÍ VÝZTUŽ - SMĚR Y - POSUDEK D

Geometrie prvku		
tloušťka	h	400 mm
šířka	b	1000 mm
Krytí	c	35 mm

Zatížení	
M_{Ed}	100 kNm

Materiály			
Třída pevnosti betonu		C 25/30	
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f _{ck}	25 MPa	
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f _{cd}	16,67 MPa	
Střední hod. tahové pevnosti betonu	f _{ctm}	2,6 MPa	

Návrh výztuže			
Průměr výztuže	φ _{sx}	14 mm	
Počet vložek	n	6,667 ks	
Rozteč vložek	s	150 mm	
Plocha výztuže	A _{s,prov}	1026 mm ²	
Účinná výška	d	344	

Výpočet výška tlačené oblasti			
$x = \frac{A_{s,prov,i} f_{yd}}{0,8b f_{cd}}$	x	33,5 mm	

Kontrola omezení výšky tlačené oblasti					
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09733	<	ξ _{bal,max}	0,617 Vyhovuje

Ověření předpokladu plastické analýzy					
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09733	<	ξ _{bal,max}	0,45 Vyhovuje

Kontrola vyztužení pro desky - konstrukční zásady			
Minimální množství výztuže	$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right)$	465,088 mm ²	Vyhovuje
Maximální množství výztuže	$a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04bh$	16000 mm ²	Vyhovuje
Maximální osová vzdálenost mezi pruty	$s \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$	250 mm	Vyhovuje
Minimální světlá vzdálenost mezi pruty	$s_t \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\varnothing_s; D_{max} + 5 \text{ mm})$	21 mm	Vyhovuje
D _{max}	16 mm		

Výpočet momentové únosnosti a posouzení				
$z_x = d_x - 0,4x_x$	330,6 mm	$M_{Rd} = A_{s,prov} f_{yd} z$	147,59 kNm	
			68%	Vyhovuje

MSÚ OHYB - PODÉL. STŘED. PRUH - V POLI - HORNÍ VÝZTUŽ - SMĚR X - POSUDEK E

Geometrie prvku		
Tloušťka	h	400 mm
Šířka	b	1000 mm
Krytí	c	35 mm

Zatížení	
M_{Ed}	60 kNm

Materiály		
Třída pevnosti betonu		C 25/30
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f _{ck}	25 MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f _{cd}	16,67 MPa
Střední hod. tahové pevnosti betonu	f _{ctm}	2,6 MPa

Návrh výztuže		
Průměr výztuže	φ _{sx}	14 mm
Počet vložek	n	6,667 ks
Rozeč vložek	s	150 mm
Plocha výztuže	A _{s,prov}	1026 mm ²
Účinná výška	d	358

Výpočet výška tlačené oblasti		
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8b f_{cd}}$	x	33,5 mm

Kontrola omezení výšky tlačené oblasti				
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09352	<	ξ _{bal,max} 0,617 Vyhovuje

Ověření předpokladu plastické analýzy				
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09352	<	ξ _{bal,max} 0,45 Vyhovuje

Kontrola vyztužení pro desky - konstrukční zásady		
Minimální množství výztuže $a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right)$	484,016 mm ²	Vyhovuje
Maximální množství výztuže $a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04bh$	16000 mm ²	Vyhovuje
Maximální osová vzdálenost mezi pruty $s \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$	250 mm	Vyhovuje
Minimální světlá vzdálenost mezi pruty $s_j \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\varnothing_j; D_{max} + 5 \text{ mm})$	21 mm	Vyhovuje
D _{max}	16 mm	

Výpočet momentové únosnosti a posouzení			
$z_x = d_x - 0,4x_x$	344,6 mm	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} z$	153,84 kNm
			39% Vyhovuje

MSÚ OHYB - PŘÍČ. STŘED. PRUH - V POLI - HORNÍ VÝZTUŽ - SMĚR Y - POSUDEK F

Geometrie prvku		
Tloušťka	h	400 mm
Šířka	b	1000 mm
Krytí	c	35 mm

Zatížení	
M_{Ed}	75 kNm

Materiály		
Třída pevnosti betonu		C 25/30
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f _{ck}	25 MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f _{cd}	16,67 MPa
Střední hod. tahové pevnosti betonu	f _{ctm}	2,6 MPa

Návrh výztuže		
Průměr výztuže	φ _{sx}	14 mm
Počet vložek	n	6,6667 ks
Rozteč vložek	s	150 mm
Plocha výztuže	A _{s,prov}	1026 mm ²
Účinná výška	d	344

Výpočet výška tlačené oblasti		
$x = \frac{A_{s,prov,i} f_{yd}}{0,8b f_{cd}}$	x	33,5 mm

Kontrola omezení výšky tlačené oblasti				
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09733	<	ξ _{bal,max} 0,617 Vyhovuje

Ověření předpokladu plastické analýzy				
$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,09733	<	ξ _{bal,max} 0,45 Vyhovuje

Kontrola vyztužení pro desky - konstrukční zásady		
Minimální množství výztuže	$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right)$	465,088 mm ² Vyhovuje
Maximální množství výztuže	$a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04bh$	16000 mm ² Vyhovuje
Maximální osová vzdálenost mezi pruty	$s \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$	250 mm Vyhovuje
Minimální světlá vzdálenost mezi pruty	$s_j \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\varnothing_s; D_{max} + 5 \text{ mm})$	21 mm Vyhovuje
Dmax	16 mm	

Výpočet momentové únosnosti a posouzení				
$z_x = d_x - 0,4x_x$	330,6 mm	$M_{Rd} = A_{s,prov} f_{yd} z$	147,59 kNm	
			51%	Vyhovuje

POSOUZENÍ ŽB ZÁKLADOVÉ PATKY NA PROTLAČENÍ

ROZMĚRY SLOUPU	B	=	250 mm
	H	=	1000 mm

ROZMĚRY PATKY AxA	A	=	3450 mm
	Hpatky	=	400 mm
Předpokládaný ϕ výztuže	ϕ	=	14 mm
Krytí	c	=	40 mm
Účinná výška průřezu	d	=	353 mm
Stupeň vyztužení	ρ	=	0,4%

*předběžné odhady
*předběžné odhady

BETON	C 25/30	f _{ck}	=	25 Mpa
		v	=	0,54

Velikost posuzovaných obvodů	u ₀	=	2500 mm
	u _i	=	6910,8 mm
	u _{out,eff}	=	15727 mm

v líci sloupu
ve vzd. a_i od líce
sloupu

Návrhová posouvající síla	V _{ed}	=	2200 kN
---------------------------	-----------------	---	---------

SMYKOVÉ NAPĚTÍ V KONTROLOVANÉM PRŮŘEZU "0"			
$V_{Ed,0} = V_{ed,red} / u_0 * d = V_{ed} * (1 - A_i / A_b) / u_0 * d$			
V _{Ed,0}	=	2,44 Mpa	A _i = 250000 mm ²
(1 - A _i / A _b)	=	0,979	A _b = 1,2E+07 mm ²
OVĚŘENÍ OBVODU u₀			
Aby nedošlo k drčení betonu, musíme ověřit podm $v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$			
$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$	=	3,60 Mpa	
V _{Ed,0}	<	v _{Rd,max}	
2,44	<	3,60	

68% VYHOVUJE

Maximální únosnost betonu v tlaku není překročena, k drčení u líce podpory nedojde

NALEZENÍ KRITICKÉHO OBVODU a_{crit} dle grafu			
SMYKOVÉ NAPĚTÍ V KONTROLOVANÉM KRITICKÉM PRŮŘEZU "1"			
$V_{Ed,crit} = V_{ed,red} / u_{crit} * d = V_{ed} * (1 - A_i / A_b) / u_{crit} * d$ ai < 2d OK			
V _{Ed,crit}	=	0,633 Mpa	a _i = 702 mm
(1 - A _i / A _b)	=	0,701	A _i = 3553189 mm ²
u _{crit}	=	6911 mm	A _b = 11902500 mm ²

Únosnost desky ve smyku při protlačení bez smyk. výztuže			
$v_{Rd,i} = C_{Rd,i} * k * (100\rho_l + f_{ck})^{1/3} * (2d/a_i) + k_{\pm} * \sigma_{ep} > v_{min} * (2d/a_i)$ MPa			
v _{Rd,i}	0,453 MPa	v _{Rd,i}	= 0,456 MPa
		C _{Rd,i}	= 0,12
		k	= 1,753
PODMÍNKA:	v _{Rd,c}	>	v _{min} * (2d/a _i)
Do výpočtu uvažujeme v_{Rd,c}			
v _{min}	= 0,035 * k ^{3/2} * f _{ck} ^{1/2}	=	0,406 MPa
	v _{min} * (2d/a _i)	=	0,408 MPa
a _i crit je hodnota, pro kterou je v _{rdi} =v _{edi}			
	v _{edi} -v _{rdi}	=	-0,177 MPa

139% NEVYHOVUJE
NAVRHNOUT
SMYKOVOU VÝZTUŽ

Smyková výztuž na protlačení není nutná pokud:

$$V_{Ed,1} > V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed,1} < V_{Rd,c}$$

$$0,64 < 0,49 \text{ Mpa} \quad \mathbf{131\%}$$

Únosnost desky ve smyku při protlačení je **NEVYHOVUJÍCÍ**, je třeba navrhnou smykovou výztuž

NÁVRH VÝZTUŽE DESKY NA PROTLAČENÍ - OHYBY

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení desky SE smykovou výztuží na protlačení v uvažovaném kontrolovaném obvodu

Oblast, kde už není smyková výztuž potřeba

$$u_{out,eff} = \beta * V_{Ed} / (V_{Rd,c} * d)$$

β	1,15	$u_{out,eff} =$	14824 mm
		r_{out}	1961 mm
		$r_{out} - 1,5d$	1436 mm

POSOUZENÍ V OBVODU u1

Úhel svírající smyk. výztuž s deskou	α	=	45°
Plocha výztuže $A_{sw} = n * A_{s1}$	$A_{sw} = (n+m) * A_{s1}$	=	2488 mm ²
Průměr trnu	ϕ	=	12 mm
Plocha průřezu 1 trnu	A_{s1}	=	113 mm ²
Počet ohybů ve směru X	m	=	7 ks
Počet ohybů ve směru Y	n	=	4 ks
	kmax	=	1,5
	$kmax * v_{Rd,c}$	=	0,731 MPa
$V_{Rd,cs} = 0,75 * v_{Rd,c} + A_{sw} * f_{yd} * (1 / (u1d)) * \sin \alpha$		=	0,682 MPa
$v_{Rd,cs,max} = \min(v_{rdcs}; v_{rdc} * kmax)$		=	0,682 MPa
	$V_{Rd,cs}$	>	$V_{Ed,1}$
	0,682	>	0,638

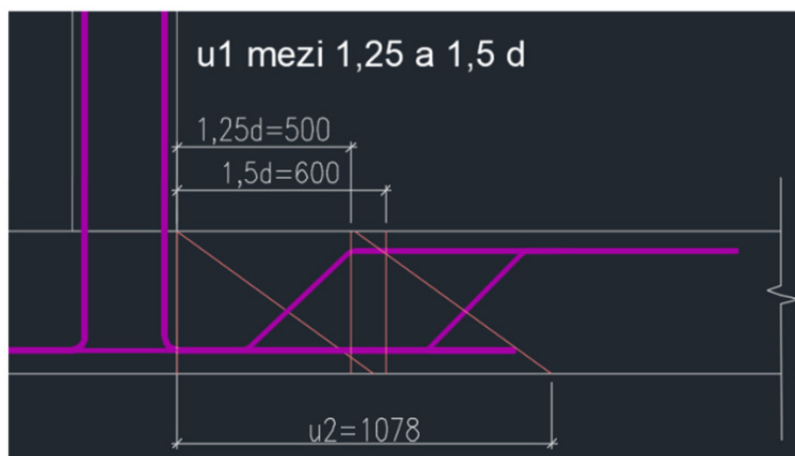
94% VYHOVUJE

Navržený počet ohybů vyhovuje

POSOUZENÍ V OBVODU u2

r2	1078 mm	$A_i =$	6595795 mm ²
u2	9273 mm	$A_b =$	11902500 mm ²
$ved2 = V_{ed,red} / u2 * d$	0,302 MPa	$(1 - A_i / A_b)$	0,446
$v_{rd,2}$	0,489 MPa		
	62% VYHOVUJE		

Poloměr r2 vznikl připočtením vodorovné vzdálenosti trhliny vycházející z paty 1. ohybu k poloměru r1



5.6.3 Závěr

Co se týče výztuže na omezení šířky trhlin od vynuceného namáhání byly zkoumány 2 varianty – jedná s a druhá bez užití smršťovacích pruhů. Pro variantu se smršťovacími pruhu je desku nutné vyztužit celoplošným rastrem R14/150 mm. V rámci smršťovacích pruhů je nutné ve směru osy X (kolmo na pruh) uložit výztuž R18/100 mm a ve směru osy Y (podélně s osou smršťovacího pruhu) R22/100 mm. Smršťovací pruh by navíc bylo nutné rozdělit 6 řízenými spárami na 7 dílů.

Pro variantu bez smršťovacích pruhů je celoplošně navržen rastr R14/150 mm. V rámci záběrů 2 a 3 bude navíc podél staršího záběru 1 výztuž ve směru Y (podél pravé hrany záběru 1) zesílena – běžný rast R14/150 mm + příložky R14/300 mm, přičemž příložky budou zataženy 1,5 m od pracovní spáry. V rámci záběru 3 bude výztuž ve směru osy X – tj. podélně se stykem se záběrem 2: rastr R16/150 mm + R16/150 mm. Příložky opět klást do vzdálenosti 1,5 m od pracovní spáry. V rámci záběru 4 podél starších záběrů 2 a 3 bude běžný rast R14/150 mm + příložky R14/300 mm, přičemž příložky budou opět kladeny 1,5 m od pracovní spáry.

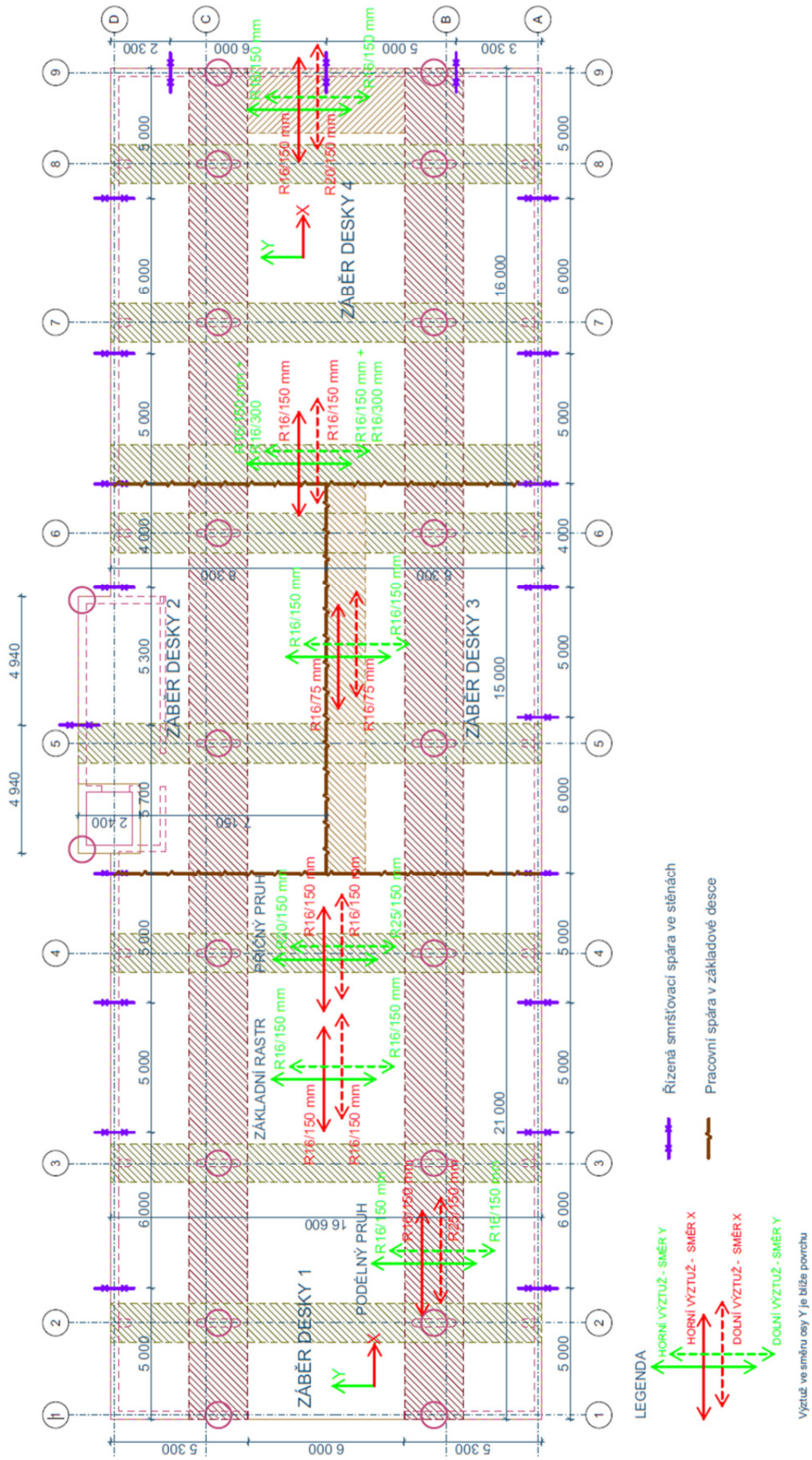
Použije-li se rastr R16/150 mm, který je základním rastrem z hlediska silových namáhání, tak je nutné příložkovat v rámci záběru 3 ve směru osy X – tj. podélně se stykem se záběrem 2: rastr R16/150 + R16/150 mm. V rámci záběru 4 pak podél starších záběrů 2 a 3 je rastr R16/150 mm + R16/300 mm.

Z hlediska návrhu na omezení šířky trhlin od silových namáhání je nutné desku vyztužit pravoúhlým čtvercovým rastrem R16/150 mm. V podélných a příčných sloupových pruzích bude dolní povrch vyztužen R25/150 mm. Podélný pruh je tedy vyztužen R25 a bude široký 2,25 m (tj. 15x R25/150 mm) a příčný pruh bude široký 1,5 m (tj. 10x R25/150 mm). Horní povrch bude u příčných sloupových pruhů vyztužen R20/150 mm a podélný sloupový pruh zůstává při horním povrchu vyztužen také rastrem R16/150 mm.

Z hlediska návrhu výztuže při MSÚ je nutné vyztužit desku čtvercovým rastrem R14/150 mm, který vyhoví při celém horním povrchu. Při dolním povrchu budou v podélných i příčných sloupových pruzích nahrazeny pruty R14 pruty R20/150 mm. Podélný pruh vyztužen R20 bude široký 2,25 m (tj. 15x R20/150 mm) a příčný pruh bude široký 1,5 m (tj. 10x R20/150 mm). Smyková výztuž základové desky pod pilíři bude z ohybů o průměru 12 mm: 7x ohyb ve směru X a 4x ohyb ve směru Y. Jsou použity 2 řady ohybů.

Shrnutí:

- Základní rastr při obou površích bude R16/150 mm.
- Dolní výztuž podélného sloupového pruhu bude R25/150 mm a pruh bude široký 2,25 m. Dolní výztuž příčného sloupového pruhu bude R25/150 mm a pruh bude široký 1,5 m.
- Horní výztuž podélného sloupového pruhu bude stejná jako v základním rastru.
- Horní výztuž příčného sloupového pruhu bude R20/150 mm a pruh bude široký 1,5 m.
- Záběr 3 bude podél záběru 2 přivyztužen – výztuž ve směru osy X: R16/75 mm
- Záběr 4 bude podél záběru 2 a 3 přivyztužen – výztuž ve směru osy Y: R16/150 mm + R16/300 mm.
- Dolní výztuž přecházející do startovací na ose 9 ve směru X: R20/150 mm



Obrázek 48 Schéma vyztužení s vyznačením pracovních desek

5.6.4 Návrh postupu provádění s ohledem na hladinu podzemní vody

V této kapitole bude ověřeno, zdali nemůže dojít k nadzvednutí základové desky hydrostatickým tlakem vody. Na desku působí vztlaková síla odpovídající vodnímu sloupci o výšce 1 m. Tuto sílu již nenásobíme žádnými návrhovými součiniteli, jedná se totiž již o návrhovou hodnotu, která byla dosažena upravením výšky vodního sloupce. Tato síla bude porovnána s vlastní tíhou základové desky.

Vztlaková síla působící na ploše 1 m² je:

$$F_{vz} = h\rho g = 1 * 1000 * 10 = 10000 \text{ N} = 10 \text{ kN} \quad (35)$$

Vlastní tíha 1 m² základové desky o tl. 400 mm.

$$F_G = h\rho g = 0,4 * 2400 * 10 * 0,9 = 8640 \text{ N} = 8,64 \text{ kN} \quad (36)$$

Při konzervativním výpočtu, kdy se počítá pouze s vlastní tíhou základové desky, posouzení nevyhází. Z tohoto důvodu se navrhuje odčerpávání stavební jámy do doby, než bude vystavěna stropní deska nad suterénním podlažím. V tu chvíli bude totiž hmotnost na 1 m²:

$$F_G = h\rho g = (0,4 + 0,3) * 2400 * 10 * 0,9 = 15120 \text{ N} = 15,12 \text{ kN} > 10 \text{ kN} \quad (37)$$

5.7 Podrobný návrh stěn

Níže je v rámci detailního návrhu základové stěny nejdříve navržena výztuž při mezním stavu použitelnosti. Výztuž je dimenzována na omezení šířky trhlin od vynucených namáhání a následně je ověřeno, že navržená výztuž vyhoví i při mezním stavu šířky trhlin od silových účinků. Následně je ověřen mezní stav únosnosti.

5.7.1 Mezní stav použitelnosti

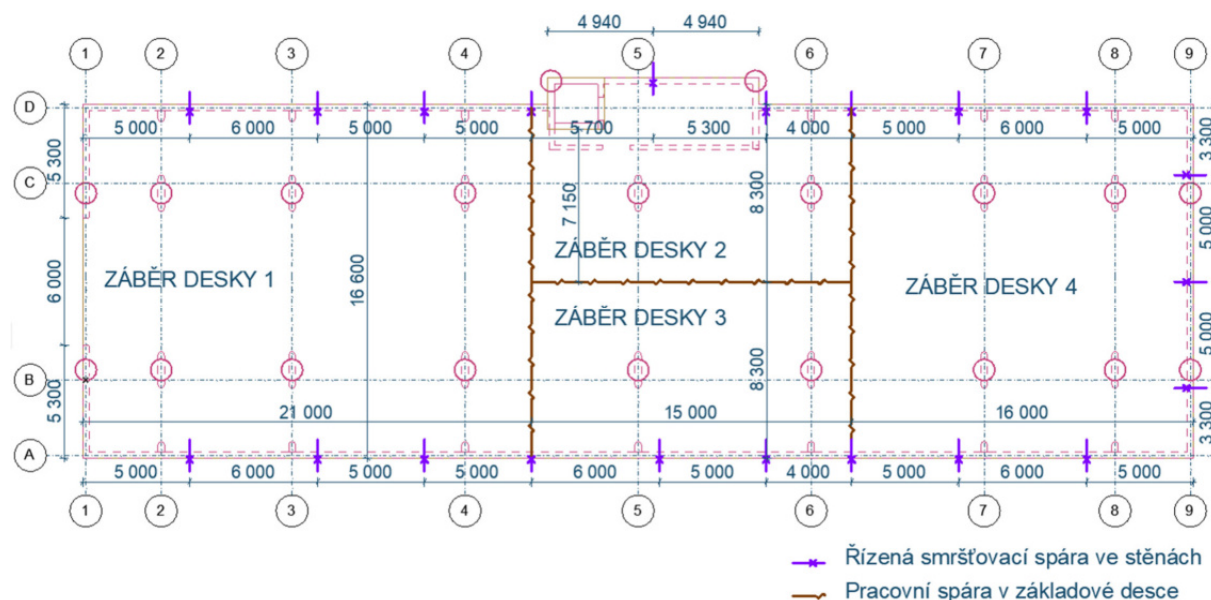
Jsou zkoumány a posuzovány celkem 2 mezní stavy. Jedná se o mezní stav trhlin a mezní stav omezení napětí v betonu a oceli.

Jako první budou posouzeny MSP od vynucených namáhání a později bude navržená výztuž ověřena i pro silové účinky.

V rámci optimalizace vyztužení byl navržen plán betonáže, který má přímý vliv na síly vzniklé omezením volné deformace desky při smršťování a chladnutí. Bylo dodrženo opatření vztahující se k maximální délce pracovních případně smršťovacích spár dle rakouské směrnice, která jako mezní hodnotu pro danou konstrukční třídu uvádí vzdálenost 15 m. Rozvržení řízených spár je vidno na obrázku níže (Obrázek 49). Na uvedeném schématu nejsou rozlišeny pracovní a řízené spáry ve stěnách, jelikož z hlediska výpočtu se k nim bude přistupovat stejně – a to jako k místům, kde záměrným oslabením průřezu lokalizujeme trhlinu do míst, kde bude těsnící prvek. Největší vzdálenost mezi pracovními spárami případně mezi řízenými smršťovacími spárami je 6 m. Umístění řízených spár se mimo jiné odvíjí také od pracovních spár v základové desce a průběhu ohybových momentů ve stěně. Při návrhu bude posouzeno už jen řešení konstrukce bez smršťovacích pruhů dle kapitoly 5.6.1.2.

Jak již bylo zmíněno a blíže popsáno v teoretické části v kapitole 2.8.2, tak se odborná literatura rozchází v postupu návrhu výztuže na smršťování. V této práci bude výztuž navržena dle konzervativnějšího postupu vycházejícího z publikace [8], tj dle ČSN EN 1992-1-1 s přihlédnutím k výpočtu tahového napětí vzniklého vlivem vývinu hydratačního tepla dle [8]. Dále bude použit výpočet dle ČSN EN 1992-3, a to konkrétně dle Komentáře 1 uvedeného v kapitole 2.8.2.2. Tento výpočet bude uveden pouze pro porovnání a poukázání na to, že vede na menší šířky trhlin, což se jeví chybně a zřejmě to nasvědčuje, že současně platné normy nejsou kompatibilní.

Při návrhu výztuže na omezení šířky trhlin od silového namáhání bude ověřen stav, kdy je zhotovena stropní deska nad suterénem a objekt bude zasypán a působí na něj hydrostatický tlak. V této situaci bude použita kombinace zatížení 1x vl. tíha + 1x vztlak + 1x tlak zeminy. Co se týče posouzení základové desky, tak tento stav nevedl na větší ohybové namáhání v porovnání se stavem, kdy se uvažují veškerá užitná, proměnná a ostatní stálá zatížení a platí vyztužení uvedené výše.



Obrázek 49 Rozvržení pracovní a smršťovacích spár

5.7.1.1 Výpočet šířky trhlin od vynuceného namáhání

Jak již bylo zmíněno v teoretické části, největší tahové napětí ve stěně vznikají přibližně v $\frac{1}{4}$ výšky stěny, přičemž rozdělení napětí zásadně závisí na poměru délky a výšky stěny. Za účelem optimalizace vyztužení bude stěna rozdělena na 2 výškové úseky – dolní a horní polovinu. Co se týče dolní poloviny, ve které vznikají největší tahové síly, bude se výztuž navrhovat dle výpočtů č. 2 a 4 popsaných v kapitole 2.8.2.2. (výpočet č. 4 bude zkombinován s výpočtem č. 3 – jak bylo popsáno v *Komentáři 1 k výpočtům 3 a 4 dle ČSN EN 1992-1-1 [N4] a ČSN EN 1992-3 [N3]*) Naopak v horní polovině, ve které je tahové namáhání menší, bude výztuž vycházet z výpočtu při plném omezení pospaném v 2.8.2.3.

Pro výsledný návrh výztuže stěn pak bude použit výpočet č. 2 – pro dolní polovinu a výpočet při plném omezení – pro horní polovinu. Výpočet 4 slouží pouze pro porovnání a poukázání na to, že vede na mnohem mírnější vyztužení a jelikož se jedná pravděpodobně o nerelevantní variantu výpočtu, nebude brán v potaz.

Poznámka: Veškeré níže uvedené výpočty jsou provedeny softwary autora diplomové práce, které byly vytvořeny podle norem a dalších dostupných podkladů. Výpočetní softwary byly vytvořeny v programu MS Excel

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ plného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1 a dle článku [Výpočet šířky trhlin - část 1]

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	300	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Materiály			
Třída pevnosti betonu		C 25/30	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30	MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000	MPa
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000	MPa
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452	

Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,ef} = 1/2 f_{ctm}$.

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Vodorovná výztuž 1. povrch

Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	
Rozteč vložek	s	100	mm	Mez. hod. 210 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1539	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dx	258		

Vodorovná výztuž 2. povrch

Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	
Rozteč vložek	s	100	mm	Mez. hod. 210 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1539	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dy	258		

Výpočet šířky trhliny

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

$$\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / A_s = 126,674 \text{ MPa}$$

Napětí při vzniku trhlin

Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny k_c 1

- hodnota součinitele odpovídá variantě prostého tahu

Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil k 1

- součinitel je stanoven interpolací mezi $k=1$ pro tl. prvků do 300 mm a $k=0,65$ pro tl. prvků nad 800 mm

Tažená plocha průřezu před vznikem trhliny A_{ct} 300000 mm²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000439 \quad \text{Omezení } 0,6 * \sigma_s / E_s \quad 0,000380$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení k_t 0,4

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení $\rho_{p,eff}$ 0,01466

Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž $A_{c,eff}$ 210000 mm²

Účinná výška tažené části betonu $h_{c,eff} = \min[2,5(h-d); (h-x)/3; h/2]$ 105 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	419,8 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,717
Součinitel	k4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,184 mm
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
92% Vyhovuje		

MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži			
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	126,7 MPa	32% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk		400 MPa	

Výpočet 3+4

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k diplomové práci [9] a [10]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	300	mm	Délka stěny	L_0	6	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	2,6	m
Krytí	c	35	mm				

Materiály			Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa	
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452	

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X - vodorovná výztuž				
Průměr výztuže	ϕ_s	12	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,6667	ks	Mez. hod. 205 mm
Rozteč vložek	s	150	mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	754	mm ²	
Účinná výška	dx	259		

Směr Y				
Průměr výztuže	ϕ_s	12	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,6667	ks	Mez. hod. 205 mm
Rozteč vložek	s	149,999	mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	754	mm ²	
Účinná výška	dy	247		

Výpočet šířky trhliny

0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$

Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{ct,t} \cdot \Delta T_{b,W,F}$	3,13	MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T	1	
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05	
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,W,F} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{TV} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{TV}	0,500	
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$	15,0	°C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla	$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c H_w}{q_{co}}$	12,6	°C
Teplota základové desky	T_F	10,0	°C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,698	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c	0,75	
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c	300	kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w	140	J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch	t_{maxT}	1,24	dní
Stáří betonu E_{ct} / E_{c28}	Tloušťka prvku [mm]	α_c	Poměr $k_{L/H}$
8 hodin	0,10	< 400	0,75
12 hodin	0,25	600	0,80
16 hodin	0,45	800	0,85
24 hodin	0,65	1000	0,95
48 hodin	0,85	> 2000	1,00
336 hodin	1,00		
			$L/H \leq 1 \approx 0,35$
			$L/H \leq 2 \approx 0,50$
			$L/H \leq 3 \approx 0,60$
			$L/H \leq 4 \approx 0,70$
			$L/H \leq 6 \approx 0,85$
			$L/H \leq 8 \approx 0,95$
			t_{maxT}
			29,8
			Q _{c,0}
			2500
			L/H
			2,31
			$k_{L/H}$
			0,53
			$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$
			1,66
			MPa
			$\sigma_{ct,d} > f_{ct,eff}$
			Trhliny vznikají

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Relativní přetvoření ϵ_{free}	$\epsilon_{free} = \sigma_{ct,ges} / E_{ct}$	0,0001448
Rozdíl přetvoření	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = R_{ax} \epsilon_{free}$	0,000072
Součinitel omezení přetvoření	R_{ax}	0,5

Stupeň vyztužení	pp,eff	0,00736
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	Ac,eff	205000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	hc,ef	102,5 mm

Jak bylo popsáno v teoretické části, vypočtené poměrné přetvoření bude připočteno k poměrnému smrštění od smršťování v následujícím výpočtu.

Výpočet poměrného smrštění od vysychání

Poměrné smršťování vysycháním - konečná hodnota	$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$	0,000404
Součinitel závisící na náhradní tloušťce h_0	k_h	0,789
Náhradní rozměr průřezu = $2Ac/u$	h_0	260,9 mm
Obvod části průřezu vystavené vysychání	u	2300 mm
Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním	$\epsilon_{cd,0}$	0,00051

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

Druh cementu	N	$f_{cmo} = 10$ MPa
Součinitel, který závisí na druhu cementu	α_{ds1}	4
Součinitel, který závisí na druhu cementu	α_{ds2}	0,12
Součinitel	$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$	1,35625
Relativní vlhkost okolního prostředí	RH	50 %

Výpočet poměrného autogenního smrštění

Poměrné autogenní smršťování - konečná hodnota	$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$	0,000038
--	---	----------

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rel. přetvoření $\epsilon_{free} = \epsilon_{cs}$ celk. poměrné smrštění	$\epsilon_{cs,\infty} = \epsilon_{cd,\infty} + \epsilon_{ca,\infty} + \epsilon_{free}$	0,000586
Rozdíl přetvoření	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = R_{ax} \epsilon_{free}$	0,000293
Součinitel omezení přetvoření	R_{ax}	0,5

Stupeň vyztužení	pp,eff	0,00736
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	Ac,eff	205000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	hc,ef	102,5 mm

Maximální vzdálenost trhlin		649,7 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	k3	2,717
Součinitel	k4	0,425
Výpočtová šířka trhliny		0,190 mm
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
		95% Vyhovuje

Volné přetvoření se uvažuje jako součet poměrného přetvoření od smrštění a od ohřátí

Výpočet 2

Výpočet šířky ranných trhlin stěny pro případ částečného omezení přetvoření dle normy ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikaci [8]

Geometrie prvku							
Tloušťka	h	300	mm	Délka stěny	L_0	6	m
Šířka	b	1000	mm	Výška stěny	H	2,9	m
Krytí	c	35	mm		L_0/H	2,1	

Materiály				Pozn.: Uvažuje se, že trhliny vzniknou ve chvíli, kdy pevnost betonu v tahu $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. Tento předpoklad platí pro beton s pomalým náběhem pevnosti, jehož parametry se zkoumají až po 90 dnech.
Třída pevnosti betonu		C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	1,30	MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000	MPa	
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000	MPa	
Poměr modulů pružnosti	α_e	6,452		

Návrh výztuže u 1 povrchu - předpokládá se stejné vyztužení u druhého povrchu

Směr X - vodorovná výztuž				
Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	Mez. hod. 215 mm
Rozteč vložek	s	100	mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2011	mm ²	
Účinná výška	dx	257		

Směr Y				
Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	Mez. hod. 210 mm
Rozteč vložek	s	100	mm	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1539	mm ²	
Účinná výška	dy	242		

Výpočet šířky trhliny

0. krok = Návrhové napětí betonu v tahu vzniklé v důsledku úniku hydratačního tepla při omezeném přetvoření stěny $\sigma_{ct,d}$

Celkové napětí betonu v tahu	$\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,Wf}$	3,13	MPa
Součinitel možnosti posunu prvků	k_T	1	
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) = 10 + 9 \exp(-0,588 t_{maxT})$	1,4E-05	
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{b,Wf} = T_{c,m} - T_F$	10,1	°C
Střední teplota stěny	$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$	20,1	°C
Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku	k_{Tv}	0,500	
Výchozí teplota betonové směsi, resp. teplota základ. desky	$T_{c,0}$	15,0	°C
Vzrůst teploty v prvku vlivem vzniku hydratačního tepla	$\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot \frac{c \cdot H_w}{q_{co}}$	12,6	°C
Teplota základové desky	T_F	10,0	°C
Modul pružnosti betonu v čase t_{maxT}	E_{ct} / E_{c28}	0,698	
Součinitel vyjadř. poměr mezi vzrůstem teploty v prvku a teor. vzrůstem teploty	α_c	0,75	
Množství cementu v kg v 1 m ³ betonové směsi	c	300	kg/m ³
Hydratační teplo cementu v čase t_{maxT}	CEM III B H_w	140	J/g
Čas $t_{maxT} = 0,8h + 1$ kdy je max rozdíl teplot v jádře a na povrch t_{maxT}		1,24	dni

Stáří betonu	E_{ct} / E_{c28}	Tloušťka prvku [mm]	α_c	Poměr $k_{L/H}$	t_{maxT}	$Q_{c,0}$	$k_{L/H}$	$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \sigma_{ct,ges}$	$\sigma_{ct,d} > f_{ct,eff}$
8 hodin	0,10			$L/H \leq 1$	$\approx 0,35$	2500		1,66 MPa	
12 hodin	0,25	< 400	0,75	$L/H \leq 2$	$\approx 0,50$	2,07			
16 hodin	0,45	600	0,80	$L/H \leq 3$	$\approx 0,60$	0,53			
24 hodin	0,65	800	0,85	$L/H \leq 4$	$\approx 0,70$				
48 hodin	0,85	1000	0,95	$L/H \leq 6$	$\approx 0,85$				
336 hodin	1,00	> 2000	1,00	$L/H \leq 8$	$\approx 0,95$				Trhliny vznikají

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Výztuž bude navržena na sílu v betonu od hydratač. tepla	$F_{c,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct}$	498328 N
Napětí ve výztuži	$\sigma_s = F_{c,eff} / A_s =$	124 MPa
Plocha betonu	A_{ct}	300000 mm ²

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny**Rozdíl**

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0,000464 \quad \text{Omezení } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s \quad 0,000372$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	kt	0,4
<i>- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu</i>		
Stupeň vyztužení	pp,eff	0,0187
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	215000 mm ²
Účinná výška tažené části betonu	$h_{c,ef}$	107,5 mm

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	385,9 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže	k1	0,8
<i>- pro pruty s velkou soudržností</i>		
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k2	1
<i>- pro pruty s variantou prostého tahu</i>		
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,717
Součinitel	k4	0,425
Výpočtová šířka trhliny	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,179 mm
Mezní hodnota	wmax	0,2 mm
90% Vyhovuje		

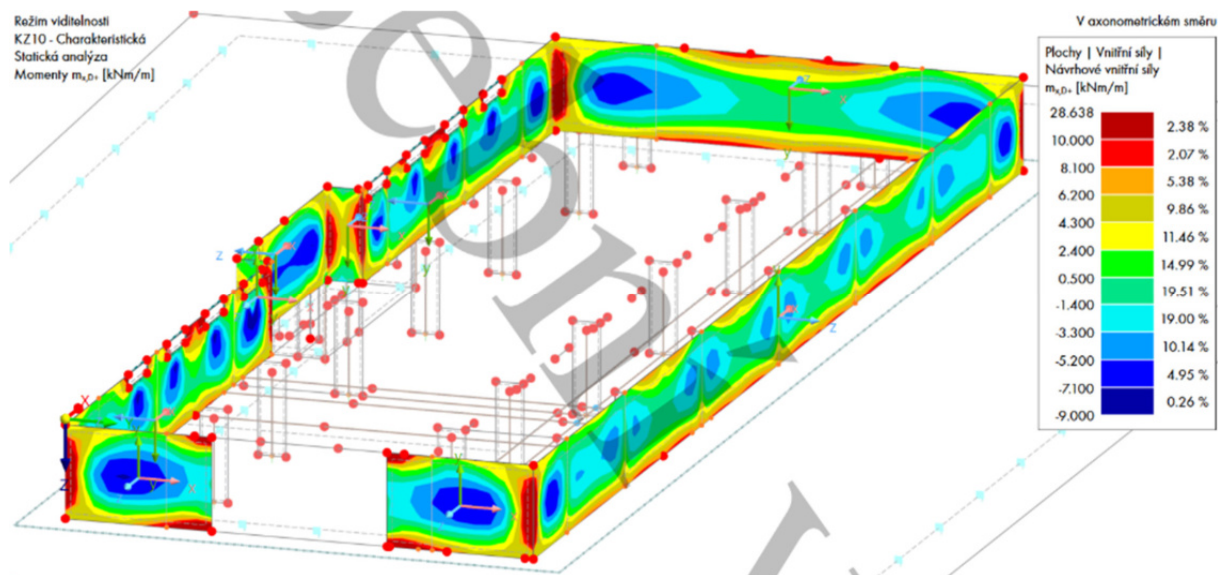
MSP - Omezení tahových napětí ve vodorovné výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	123,9 MPa	31% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu 0,8f _{yk}		400 MPa	

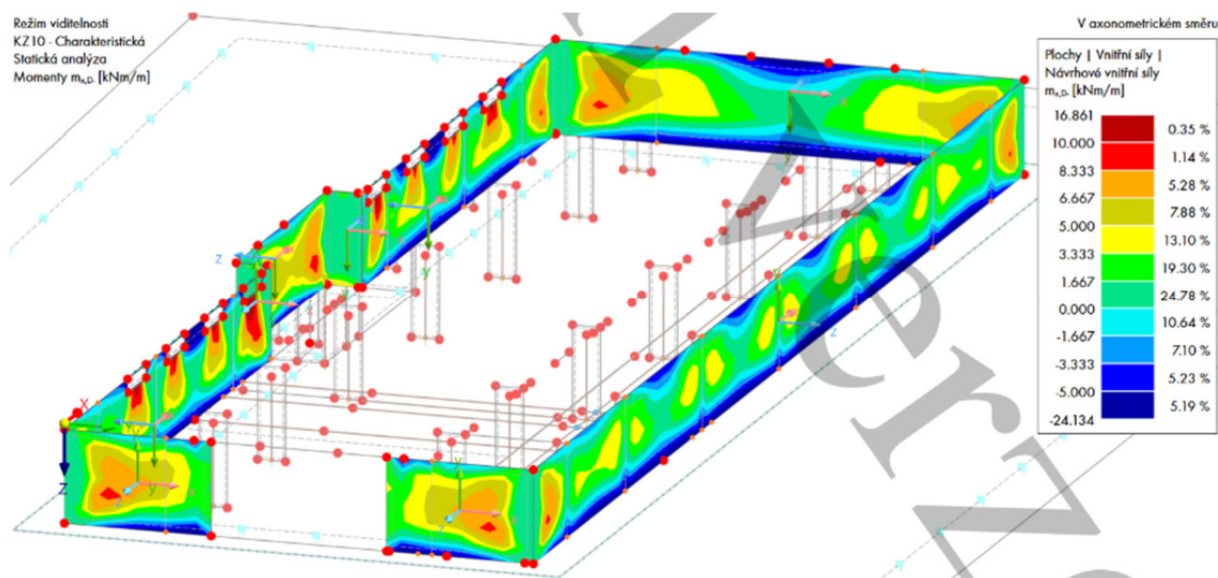
5.7.1.2 Výpočet šířky trhlin od silových namáhání

Šířka trhlin bude stanovena z častých kombinací zatížení a bude navržena na horší ze 2 stavebních fází. Jedná se o fázi, kdy je zhotovena stropní deska nad suterénním podlažím a objekt je zatížen zasypáním a vztlakem zeminou. V této situaci se uvažuje kombinace zatížení: 1x vl. tíha + 1x vztlak + 1x zatížení zeminou – jedná se v podstatě o charakteristickou kombinaci zatížení.

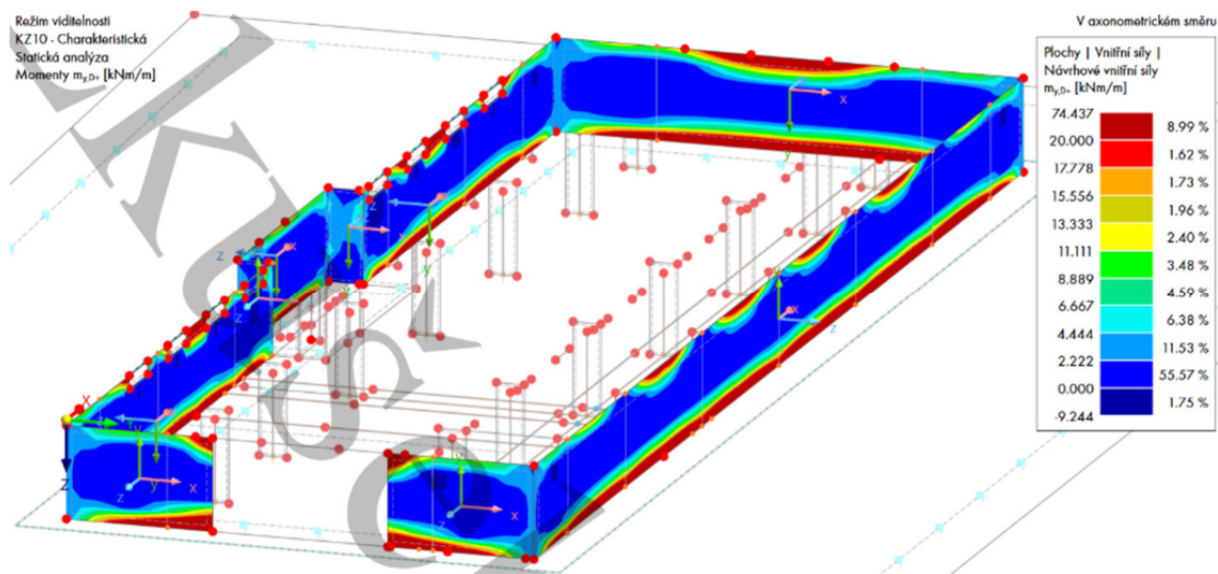
Druhá situací je častá návrhová kombinace ve chvíli, kdy je objekt plně uveden do provozu. V tomto případě je opět použita obálka ze všech častých kombinací uvedených výše v rámci kapitoly 5.6.1.3.



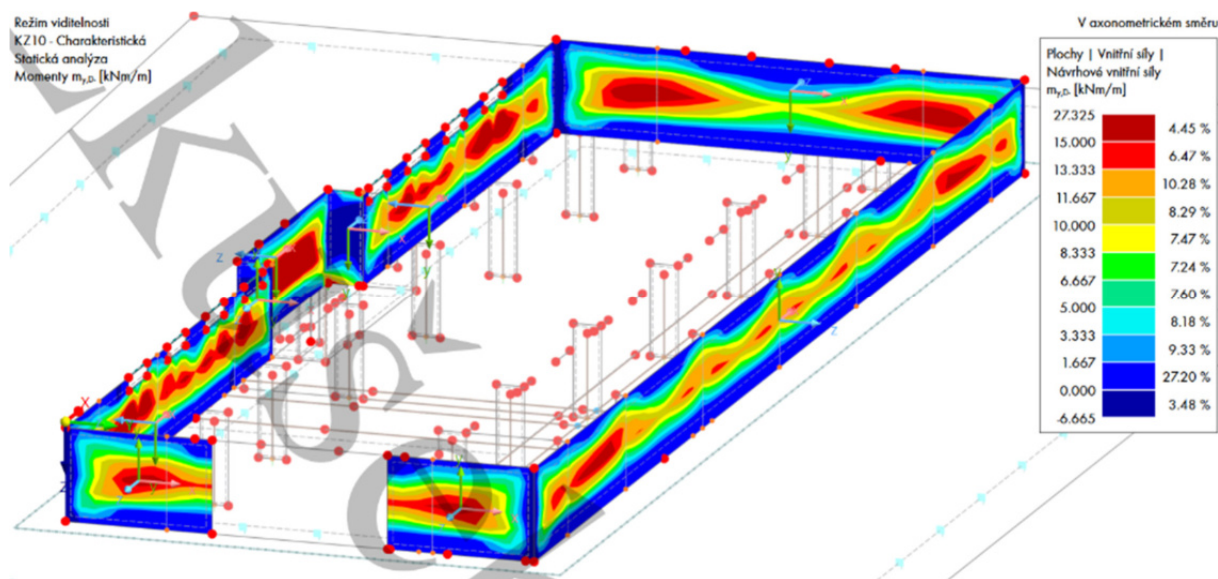
Obrázek 50 Návrhový ohybový moment ve směru osy x (vodorovná osa) při vnějším povrchu stěny od charakteristické kombinace zatížení ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterénnem



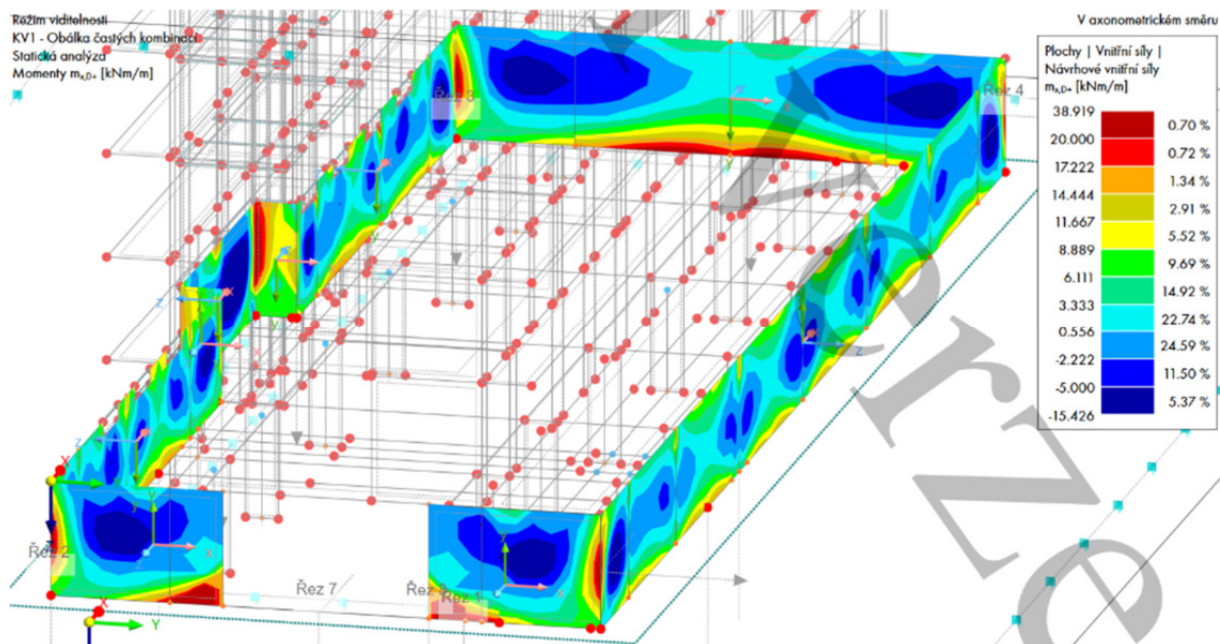
Obrázek 51 Návrhový ohybový moment ve směru osy x (vodorovná osa) při vnitřním povrchu stěny od charakteristické kombinace zatížení ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterénnem



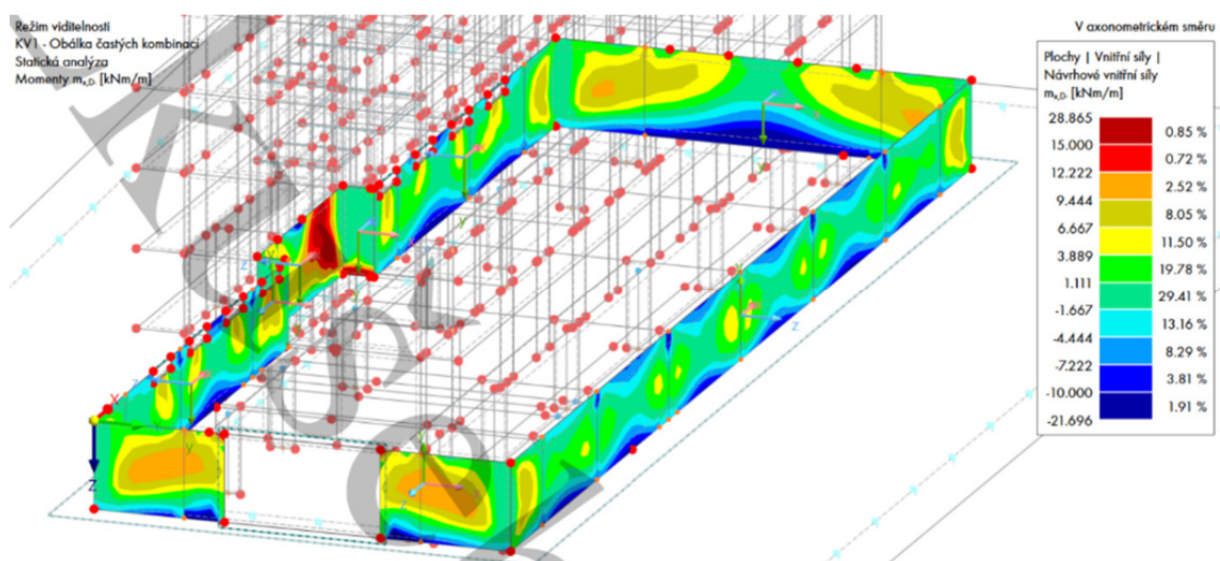
Obrázek 52 Návrhový ohybový moment ve směru osy y (svíslá osa) při vnějším povrchu stěny od charakteristické kombinace zatížení ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterémem



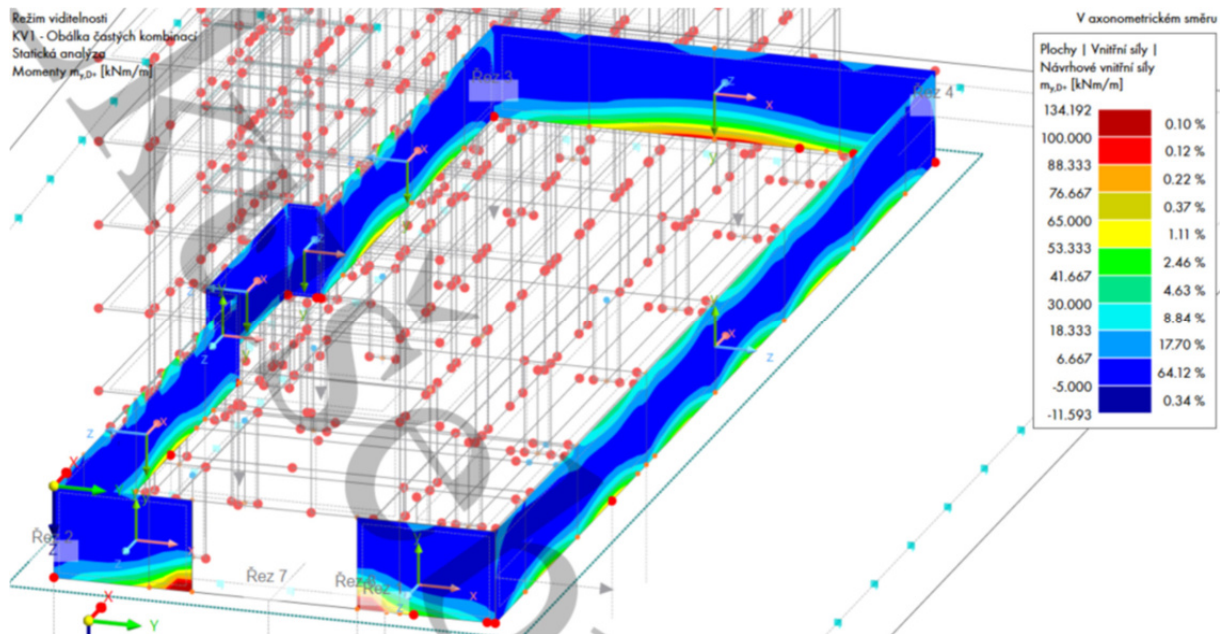
Obrázek 53 Návrhový ohybový moment ve směru osy y (svíslá osa) při vnitřním povrchu stěny od charakteristické kombinace zatížení ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterémem



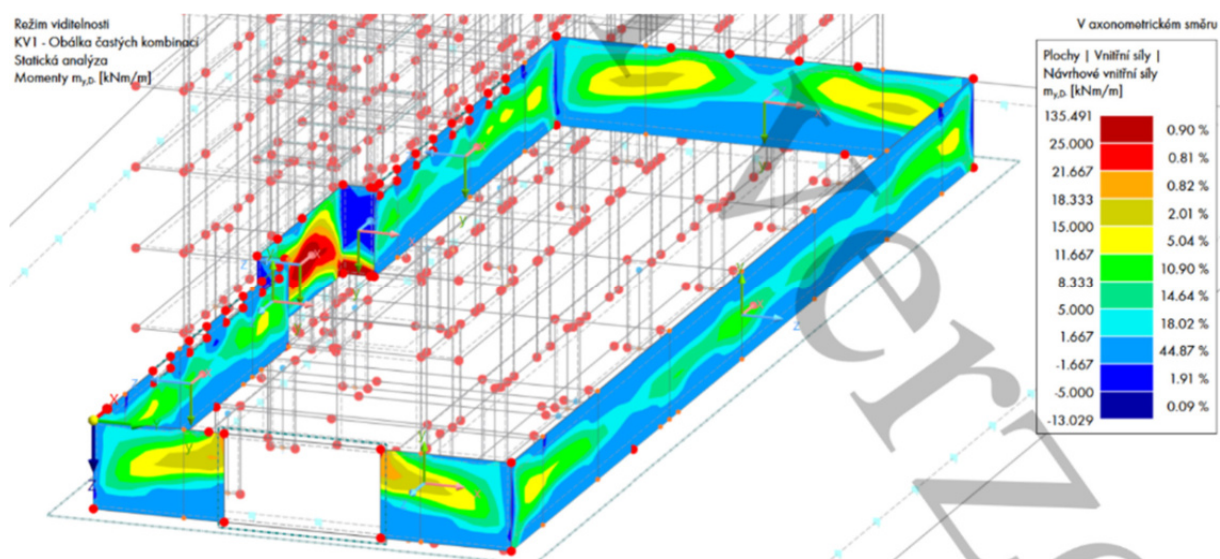
Obrázek 54 Návrhový ohybový moment ve směru osy x (vodorovná osa) při vnějším povrchu stěny od časté kombinace zatížení při plném provozu objektu



Obrázek 55 Návrhový ohybový moment ve směru osy x (vodorovná osa) při vnitřním povrchu stěny od časté kombinace zatížení při plném provozu objektu



Obrázek 56 Návrhový ohybový moment ve směru osy y (svislá osa) při vnějším povrchu stěny od časté kombinace zatížení při plném provozu objektu



Obrázek 57 Návrhový ohybový moment ve směru osy y (svislá osa) při vnitřním povrchu stěny od časté kombinace zatížení při plném provozu objektu

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1
ZÁKLADNÍ RASTR

Geometrie prvku		
Tloušťka	h	300 mm
Šířka	b	1000 mm
Krytí	c	35 mm

Zatížení	Doba trvání zatížení		Dlouhodobé
$M_{Ek,x}$	30 kNm	$M_{ek,y}$	30 kNm
$M_{Eqp,x}$	30 kNm	$M_{Eqp,y}$	30 kNm

Materiály		
Třída pevnosti betonu		C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	2,6 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$	8857,14 MPa
Součinitel dotvarování betonu	φ	2,5 /
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e	6,452 MPa
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e	22,581 MPa

Návrh výztuže			
Směr X			
Průměr výztuže	ϕ_s	12 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10 ks	
Rozteč vložek	s	100 mm	Mez. hod. 205 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1131 mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dx	259	
Směr Y			
Průměr výztuže	ϕ_s	12 mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10 ks	
Rozteč vložek	s	100 mm	Mez. hod. 205 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1131 mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dy	247	

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR X			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	92,28 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	9,7E+08 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E, kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	116,2 MPa

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR Y			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	89,6 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	8,7E+08 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E, kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	122,2 MPa

Výpočet šířky trhliny

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	116,2	MPa
	SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	122,2	MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření

výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi

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

SMĚR X	0,000349	Omezení $0,6 \cdot \sigma_s / E_s$	0,000349
SMĚR Y	0,000367	Omezení $0,6 \cdot \sigma_s / E_s$	0,000367

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení kt 0,4

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení ve směru X	pp,eff,X	0,01633
Stupeň vyztužení ve směru Y	pp,eff,Y	0,01613
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	Ac,eff,X	69240 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	Ac,eff,Y	70117 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{cases}$	hc,eff,X 69,24 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	hc,eff,Y 70,12 mm

Maximální vzdálenost trhlin

Vzdálenost trhlin ve směru X	$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	344,9 mm
Vzdálenost trhlin ve směru Y		348,0 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantu prostého tahu	k2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,717
Součinitel	k4	0,425

Výpočtová šířka trhliny

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

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X	0,120 mm
wmax	0,2 mm
	60% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y	0,128 mm
Mezní hodnota	0,2 mm
	64% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	116,2	MPa	29% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	122,2	MPa	31% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu $0,8f_{yk}$		400	MPa	

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{c,x}$	-2,85	MPa	19% Vyhovuje
Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{c,y}$	-3,08	MPa	21% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu $0,6f_{ck}$		15	MPa	
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X		-2,85	MPa	25% Vyhovuje
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR Y		-3,08	MPa	27% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu $0,45f_{ck}$		11,25	MPa	

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1
EXTRÉMY - SVISLÁ STARTOVACÍ VÝZTUŽ VNĚJŠÍ po celém obvodu (kromě příčné stěny na ose 9)

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	300	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Zatížení	Doba trvání zatížení		Dlouhodobé
$M_{Ek,x}$	30	$M_{ek,y}$	75 kNm
$M_{Eqp,x}$	30	$M_{Eqp,y}$	75 kNm

Materiály			
Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	2,6 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$	8857,14 MPa	
Součinitel dotvarování betonu	φ	2,5 /	
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa	
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e	6,452 MPa	
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e	22,581 MPa	

Návrh výztuže			
Směr X			
Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm
Počet vložek	n	6,667	ks
Rozteč vložek	s	150	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026	mm ²
Účinná výška	dx	258	
Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$			
Mez. hod. 210 mm			
Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku			
Směr Y			
Průměr výztuže	ϕ_s	16	mm
Počet vložek	n	10	ks
Rozteč vložek	s	100	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2011	mm ²
Účinná výška	dy	243	
Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$			
Mez. hod. 215 mm			
Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku			

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR X			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	88,61 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	9E+08 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E,kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	127,9 MPa

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR Y			
Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	109,9 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	1,2E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E,kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	180,8 MPa

Výpočet šířky trhliny

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	127,9 MPa
	SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	180,8 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření

výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi

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

SMĚR X	0,000384	Omezení $0,6 * \sigma_s / E_s$	0,000384
SMĚR Y	0,000623	Omezení $0,6 * \sigma_s / E_s$	0,000542

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení k_t 0,4

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení ve směru X	$\rho_{p,eff,X}$	0,01456
Stupeň vyztužení ve směru Y	$\rho_{p,eff,Y}$	0,03173
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	$A_{c,eff,X}$	70464 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	$A_{c,eff,Y}$	63358 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{array} \right.$	$h_{c,eff,X}$ 70,46 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	$h_{c,eff,Y}$ 63,36 mm

Maximální vzdálenost trhlin

Vzdálenost trhlin ve směru X $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ 421,9 mm

Vzdálenost trhlin ve směru Y 266,5 mm

Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže k_1 0,8

- pro pruty s velkou soudržností

Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření k_2 1

- pro pruty s variantou prostého tahu

Součinitel $k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$ 2,717

Součinitel k_4 0,425

Výpočtová šířka trhliny $W_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X w_{max} 0,162 mm
0,2 mm
81% Vyhovuje

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y 0,166 mm

Mezní hodnota w_{max} 0,2 mm

83% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X $\sigma_{s,x}$ 127,9 MPa 32% Vyhovuje

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y $\sigma_{s,y}$ 180,8 MPa 45% Vyhovuje

Omezení napětí na hodnotu $0,8f_{yk}$ 400 MPa

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X $\sigma_{c,x}$ -2,96 MPa 20% Vyhovuje

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR Y $\sigma_{c,y}$ -6,61 MPa 44% Vyhovuje

Omezení napětí na hodnotu $0,6f_{ck}$ 15 MPa

Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X -2,96 MPa 26% Vyhovuje

Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR Y -6,61 MPa 59% Vyhovuje

Omezení napětí na hodnotu $0,45f_{ck}$ 11,25 MPa

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

EXTRÉMY - SVISLÁ STARTOVACÍ VÝZTUŽ VNĚJŠÍ PŘÍČNÉ STĚNY NA OSE 9

Geometrie prvku			
Tloušťka	h	300	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Zatížení	Doba trvání zatížení		Dlouhodobé
$M_{Ek,x}$	30	kNm	$M_{Ek,y}$ 100 kNm
$M_{Eqp,x}$	30	kNm	$M_{Eqp,y}$ 100 kNm

Materiály			
Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$	2,6 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	31000 MPa	
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$	7750 MPa	
Součinitel dotvarování betonu	φ	3 /	
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s	200000 MPa	
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e	6,452 MPa	
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e	25,806 MPa	

Návrh výztuže

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,667	ks	
Rozteč vložek	s	150	mm	Mez. hod. 210 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dx	258		

Směr Y

Průměr výztuže	ϕ_s	18	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	
Rozteč vložek	s	100	mm	Mez. hod. 220 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	2545	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dy	242		

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR X

Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	93,38 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	9,9E+08 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E,kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	128,8 MPa

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR Y

Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	124,3 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	1,5E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E,kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	195,9 MPa

Výpočet šířky trhliny

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	128,8	MPa
	SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	195,9	MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření

výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi

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

SMĚR X	0,000387	Omezení 0,6* σ_s /Es	0,000387
SMĚR Y	0,000726	Omezení 0,6* σ_s /Es	0,000588

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení

kt 0,4

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení ve směru X	$\rho_{p,eff,X}$	0,0149
Stupeň vyztužení ve směru Y	$\rho_{p,eff,Y}$	0,04345
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	$A_{c,eff,X}$	68873 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	$A_{c,eff,Y}$	58560 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru X	$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{cases}$	$h_{c,eff,X}$ 68,87 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru Y	$h/2$	$h_{c,eff,Y}$ 58,56 mm

Maximální vzdálenost trhlin

Vzdálenost trhlin ve směru X $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ 414,5 mm

Vzdálenost trhlin ve směru Y 235,9 mm

Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže

k1 0,8

- pro pruty s velkou soudržností

Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření

k2 1

- pro pruty s variantou prostého tahu

Součinitel $k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$ 2,717

Součinitel k4 0,425

Výpočtová šířka trhliny $w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X 0,160 mm

wmax 0,2 mm

80% Vyhovuje

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y 0,171 mm

Mezní hodnota wmax 0,2 mm

86% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X $\sigma_{s,x}$ 128,8 MPa 32% Vyhovuje

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y $\sigma_{s,y}$ 195,9 MPa 49% Vyhovuje

Omezení napětí na hodnotu 0,8fyk 400 MPa

MSP - Omezení tlakových napětí v betonu

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X $\sigma_{c,x}$ -2,83 MPa 19% Vyhovuje

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR Y $\sigma_{c,y}$ -8,02 MPa 53% Vyhovuje

Omezení napětí na hodnotu 0,6fck 15 MPa

Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X -2,83 MPa 25% Vyhovuje

Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR Y -8,02 MPa 71% Vyhovuje

Omezení napětí na hodnotu 0,45fck 11,25 MPa

MSP - Omezení šířky trhlin od silového namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

EXTRÉMY - SVISLÁ STARTOVACÍ VÝZTUŽ VNĚJŠÍ - ostění vjezdu do garáží

Geometrie prvku

Tloušťka	h	300	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Zatížení	Doba trvání zatížení		Dlouhodobé
$M_{Ek,x}$	30	$M_{Ek,y}$	125
$M_{Eqp,x}$	30	$M_{Eqp,y}$	125

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$ 2,6 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm} 31000 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu - dlouhodobý	$E_{cm,eff}$ 7750 MPa
Součinitel dotvarování betonu	φ 3 /
Modul pružnosti betonářské výztuže	E_s 200000 MPa
Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé zatížení	α_e 6,452 MPa
Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé zatížení	α_e 25,806 MPa

Návrh výztuže

Směr X

Průměr výztuže	ϕ_s	14	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	6,667	ks	
Rozteč vložek	s	150	mm	Mez. hod. 210 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1026	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dx	258		

Směr Y

Průměr výztuže	ϕ_s	20	mm	Omezení efektivní šířky na základě mezní hodnoty $5(c+\phi_s/2)$
Počet vložek	n	10	ks	
Rozteč vložek	s	100	mm	Mez. hod. 225 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	3142	mm ²	Do výpočtu lze uvažovat celou šířku prvku
Účinná výška	dy	241		

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR X

Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	93,38 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	9,9E+08 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E, kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	128,8 MPa

Stanovení napětí ve výztuži na trhlinou porušeném průřezu - SMĚR Y

Výška tlač. Oblasti ideálního průřezu	$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right)$	x_{ir}	132,6 mm
Moment setrvačnosti ideál. Průřezu	$I_{ir} = \frac{bx_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$	I_{ir}	1,7E+09 mm ⁴
Napětí ve výztuži od kvazistálé k. zat.	$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{E, kvazi}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$	σ_s	202,2 MPa

Výpočet šířky trhliny

1. krok = Stanovení napětí ve výztuži při vzniku trhlin

Napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci	SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	128,8 MPa
	SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	202,2 MPa

2. krok = Výpočet šířky rané trhliny

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření

výztuže a průměrnou hodnotou přetvoření betonu mezi

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

SMĚR X	0,000387	Omezení $0,6 * \sigma_s / E_s$	0,000387
SMĚR Y	0,000784	Omezení $0,6 * \sigma_s / E_s$	0,000607

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení k_t 0,4

- Za dlouhodobé zatížení se považuje i smršťování v raném stádiu

Stupeň vyztužení ve směru X	$\rho_{p,eff,X}$	0,0149
Stupeň vyztužení ve směru Y	$\rho_{p,eff,Y}$	0,0563
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru X	$A_{c,eff,X}$	68873 mm ²
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž ve směru Y	$A_{c,eff,Y}$	55805 mm ²
Účinná výška tažené části betonu ve směru $h_{c,eff} = \min. \begin{cases} 2,5(h-d) \\ (h-x)/3 \end{cases}$	$h_{c,eff,X}$	68,87 mm
Účinná výška tažené části betonu ve směru $h/2$	$h_{c,eff,Y}$	55,80 mm

Maximální vzdálenost trhlin

Vzdálenost trhlin ve směru X	$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	414,5 mm
Vzdálenost trhlin ve směru Y		215,9 mm
Součinitel zohledňující vlastnosti soudržné výztuže - pro pruty s velkou soudržností	k_1	0,8
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření - pro pruty s variantou prostého tahu	k_2	1
Součinitel	$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{C} \right)^{2/3} \leq 3,4$	2,717
Součinitel	k_4	0,425

Výpočtová šířka trhliny

$$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži X	0,160 mm
w_{max}	0,2 mm
	80% Vyhovuje
Hypotetická šířka trhliny ve směru kolmém k ohybové výztuži Y	0,169 mm
Mezní hodnota w_{max}	0,2 mm
	85% Vyhovuje

MSP - Omezení tahových napětí ve výztuži

Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{s,x}$	128,8 MPa	32% Vyhovuje
Napětí ve výztuži při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{s,y}$	202,2 MPa	51% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu $0,8f_{yk}$		400 MPa	

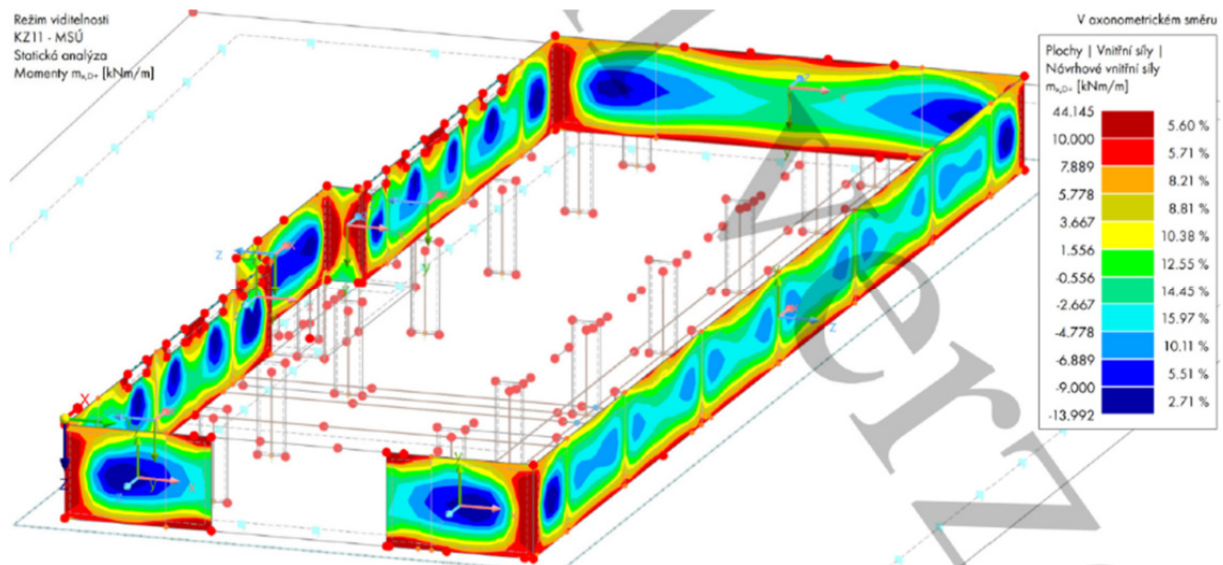
MSP - Omezení tlakových napětí v betonu

Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR X	$\sigma_{c,x}$	-2,83 MPa	19% Vyhovuje
Napětí v betonu při char. kombinaci - SMĚR Y	$\sigma_{c,y}$	-9,58 MPa	64% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu $0,6f_{ck}$		15 MPa	
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR X		-2,83 MPa	25% Vyhovuje
Napětí v betonu při kvazi. kombinaci - SMĚR Y		-9,58 MPa	85% Vyhovuje
Omezení napětí na hodnotu $0,45f_{ck}$		11,25 MPa	

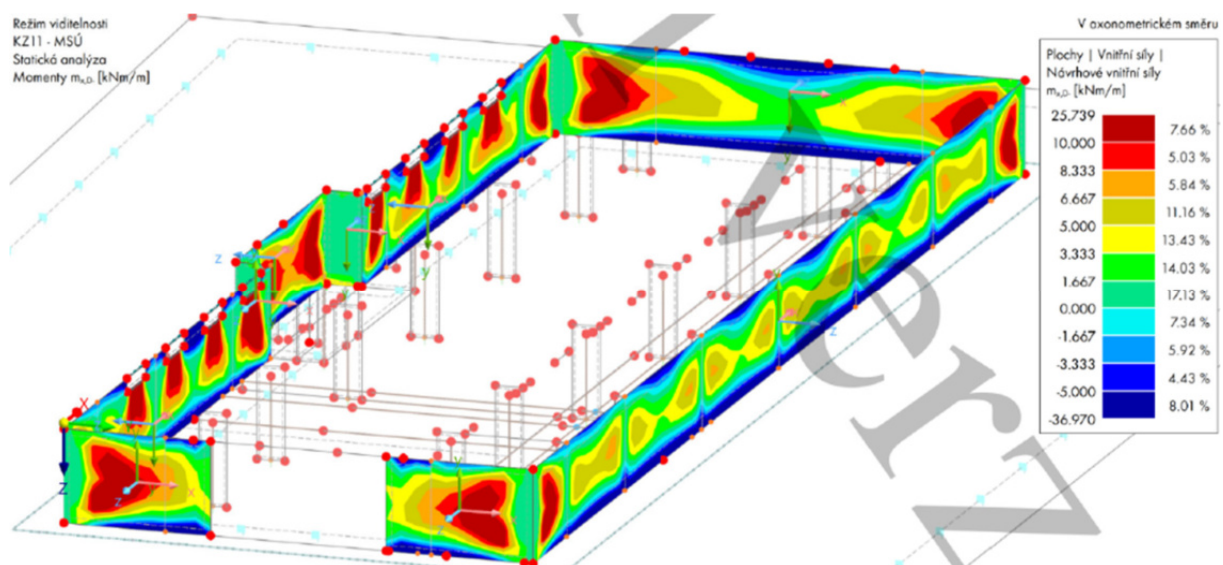
5.7.2 Mezní stav únosnosti

Mezní stav únosnosti bude ověřen při horší ze 2 stavebních fází. Jedná se o fázi, kdy je zhotovena stropní deska nad suterénním podlažím a objekt je zatížen zasypáním a vztlakem zeminy. V této situaci se uvažuje kombinace zatížení: 1x vl. tíha + 1x vztlak + 1x zatížení zeminou – jedná se v podstatě o charakteristickou kombinaci zatížení.

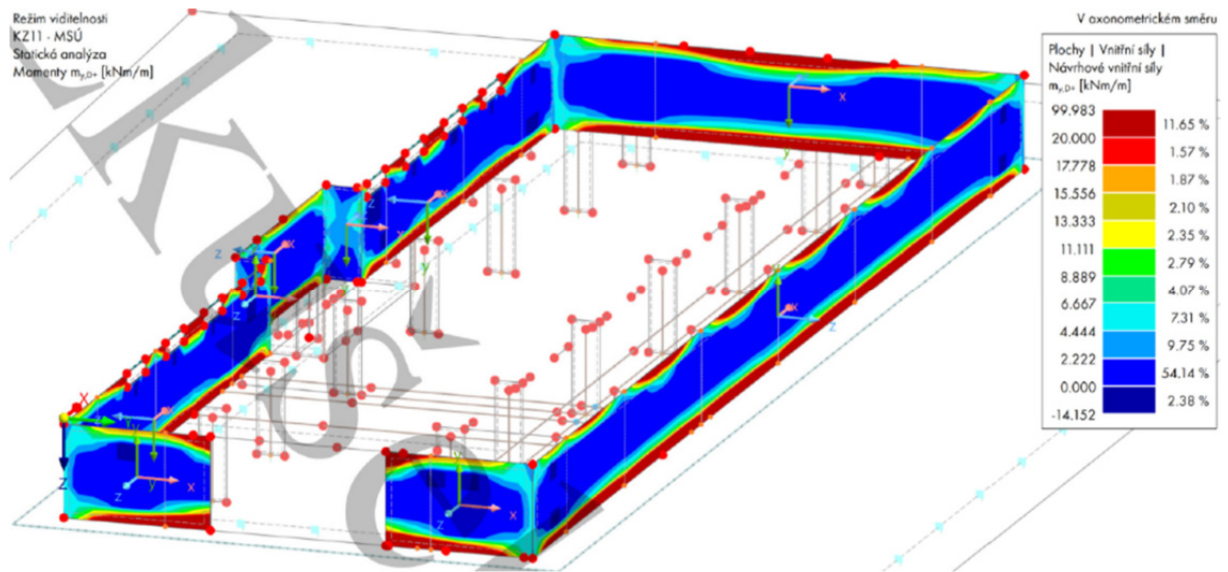
Druhá situací je častá návrhová kombinace ve chvíli, kdy je objekt plně uveden do provozu. V tomto případě je opět použita obálka ze všech častých kombinací uvedených výše v rámci kapitoly 5.6.1.3.



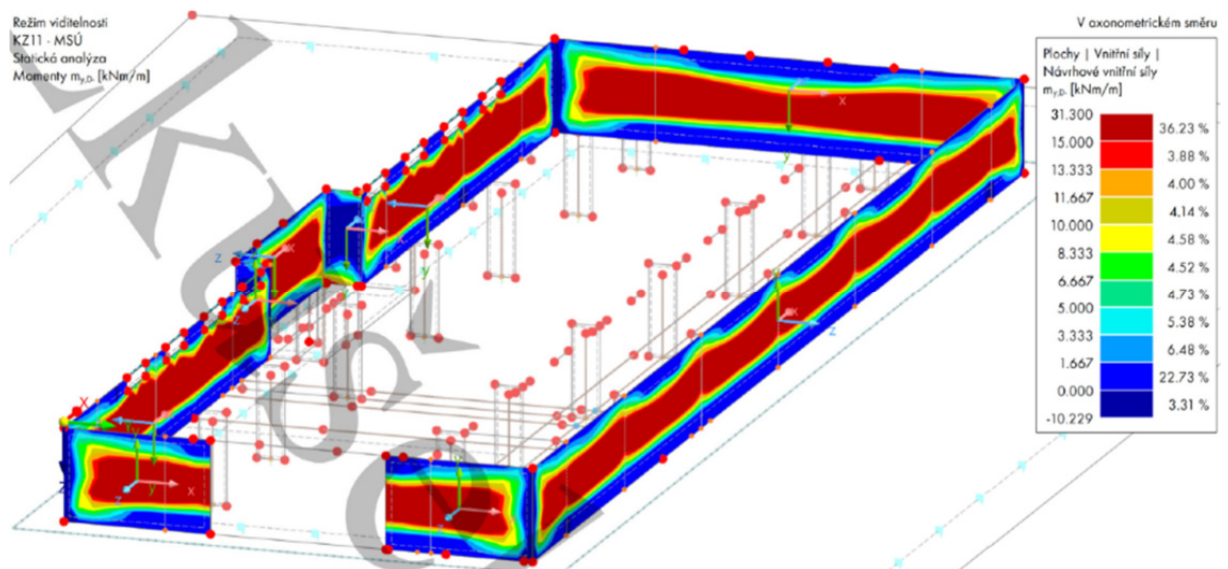
Obrázek 58 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy x (vodorovná osa) při vnějším povrchu stěny ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterénem



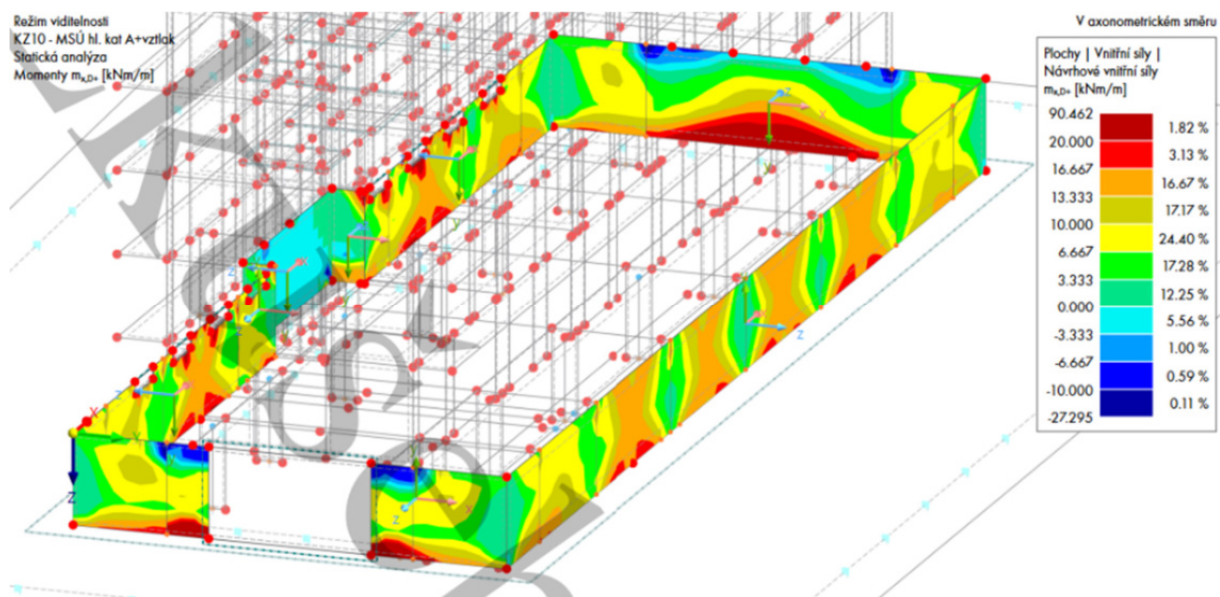
Obrázek 59 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy x (vodorovná osa) při vnitřním povrchu stěny ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterénem



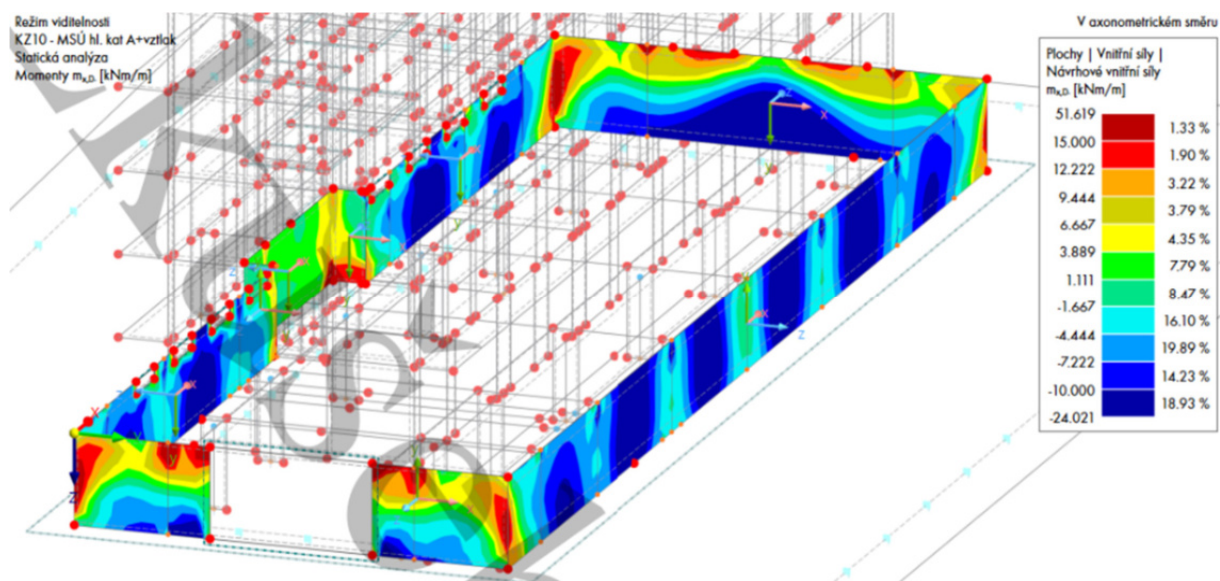
Obrázek 60 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy y (svislá osa) při vnějším povrchu stěny ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterénem



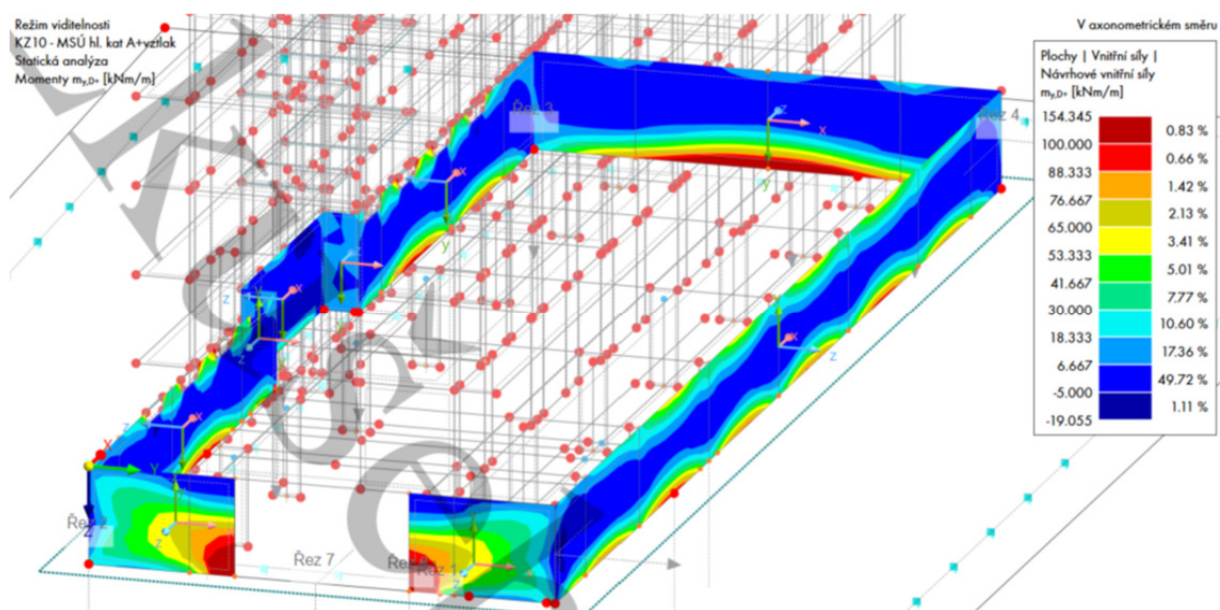
Obrázek 61 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy y (svislá osa) při vnitřním povrchu stěny ve fázi výstavby, kdy je dokončená stropní deska nad suterénem



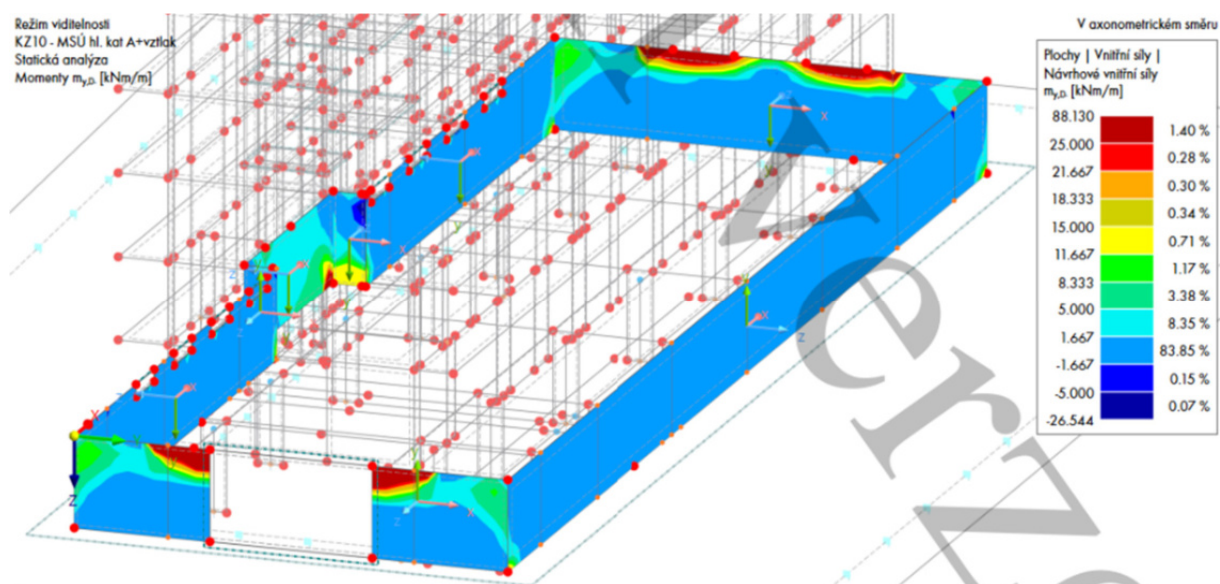
Obrázek 62 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy x (vodorovná osa) při vnějším povrchu stěny při plném provozu objektu



Obrázek 63 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy x (vodorovná osa) při vnitřním povrchu stěny při plném provozu objektu



Obrázek 64 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy y (svislá osa) při vnějším povrchu stěny při plném provozu objektu



Obrázek 65 Návrhový ohybový moment při MSÚ ve směru osy y (svislá osa) při vnitřním povrchu stěny při plném provozu objektu

MSÚ OHYB - ZÁKLADNÍ RASTR při obou površích do 100 kNm

Geometrie prvku

Tloušťka	h	300	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Zatížení

M_{Ed}	100	kNm
----------	-----	-----

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30		
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f _{ck}	25	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f _{cd}	16,67	MPa
Střední hod. tahové pevnosti betonu	f _{ctm}	2,6	MPa

Návrh výztuže

Průměr výztuže	φ _{sx}	14	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks
Rozeč vložek	s	150	mm
Plocha výztuže	A _{s,prov}	1026	mm ²
Účinná výška	d	244	

Výpočet výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_{s,prov,i} f_{yd}}{0,8b f_{cd}} \quad x \quad 33,5 \text{ mm}$$

Kontrola omezení výšky tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \xi \quad 0,13722 \quad < \quad \xi_{bal,max} \quad 0,617 \quad \text{Vyhovuje}$$

Ověření předpokladu plastické analýzy

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \xi \quad 0,13722 \quad < \quad \xi_{bal,max} \quad 0,45 \quad \text{Vyhovuje}$$

Kontrola vyztužení pro desky - konstrukční zásady

Minimální množství výztuže	$A_{s,ymin} = 0,002 * A_c$	600	mm ²	Vyhovuje
----------------------------	----------------------------	-----	-----------------	----------

Maximální množství výztuže	$a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04bh$	12000	mm ²	Vyhovuje
----------------------------	--------------------------------------	-------	-----------------	----------

Maximální osová vzdálenost mezi pruty	$\leq 3h$ $\leq 400 \text{ mm}$	400	mm	Vyhovuje
---------------------------------------	------------------------------------	-----	----	----------

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty	$s_j \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\phi_s; D_{max} + 5 \text{ mm})$	21	mm	Vyhovuje
--	---	----	----	----------

D _{max}	16	mm
------------------	----	----

Výpočet momentové únosnosti a posouzení

$$z_x = d_x - 0,4x_x \quad 230,6 \text{ mm} \quad M_{Rd} = A_{s,prov} f_{yd} z \quad 102,95 \text{ kNm}$$

97% Vyhovuje

MSÚ OHYB - EXTRÉM do 125 kNm**VNĚJŠÍ POVRCH - SVISLÁ STARTOVACÍ VÝZTUŽ U PŘÍČNÉ STĚNY na ose 9****VNĚJŠÍ POVRCH - SVISLÁ STARTOVACÍ VÝZTUŽ - ostění vjezdu do garáže osa 1****Geometrie prvku**

Tloušťka	h	300	mm
Šířka	b	1000	mm
Krytí	c	35	mm

Zatížení

M_{Ed}	155	kNm
----------	-----	-----

Materiály

Třída pevnosti betonu	C 25/30
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f_{ck} 25 MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd} 16,67 MPa
Střední hod. tahové pevnosti betonu	f_{ctm} 2,6 MPa

Návrh výztuže

Průměr výztuže	ϕ_{sx}	18	mm
Počet vložek	n	6,6667	ks
Rozteč vložek	s	150	mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov}$	1696	mm ²
Účinná výška	d	238	

Výpočet výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_{s,prov,i} f_{yd}}{0,8 b f_{cd}} \quad x \quad 55,3 \text{ mm}$$

Kontrola omezení výšky tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \xi \quad 0,23255 < \xi_{bal,max} \quad 0,617 \text{ Vyhovuje}$$

Ověření předpokladu plastické analýzy

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \xi \quad 0,23255 < \xi_{bal,max} \quad 0,45 \text{ Vyhovuje}$$

Kontrola vyztužení pro desky - konstrukční zásady

Minimální množství výztuže $A_{s,vmin} = 0,002 * A_c$	600	mm ²	Vyhovuje
Maximální množství výztuže $a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04bh$	12000	mm ²	Vyhovuje
Maximální osová vzdálenost mezi pruty $\leq 3h$ $\leq 400 \text{ mm}$	400	mm	Vyhovuje
Minimální světlá vzdálenost mezi pruty $s_j \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\phi_j; D_{max} + 5 \text{ mm})$	21,6	mm	Vyhovuje
Dmax	16	mm	

Výpočet momentové únosnosti a posouzení

$$z_x = d_x - 0,4x_x \quad 215,9 \text{ mm} \quad M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z \quad 159,30 \text{ kNm}$$

97% Vyhovuje

5.7.3 Závěr

Pro návrh vodorovné výztuže na omezení šířky raných byly použity 3 typy výpočtů. Návrh vodorovné výztuže pro případ plného omezení přetvoření vedl na základní rastr R14/100 mm, přičemž šířka trhliny byla 0,184 mm. V případě výpočtu č. 4 dle ČSN EN 1992-3 s přihlédnutím k publikacím [9] a [10] vychází při vyztužení R12/150 mm šířka trhliny pouze 0,190 mm – jak již bylo zmíněno výše, jedná se zřejmě o chybnou hodnotu, která nedává kvůli nekompatibilitě norem smysl. Poslední, nejkonzervativnější výpočet – tj. výpočet č. 2 vycházející z publikace [8] při vyztužení R16/100 vede na trhliny šířky 0,179 mm. Vyztužení uvedená v tomto odstavci popisují pouze vodorovnou výztuž, která je z hlediska vynucených namáhání od smršťování klíčová.

Z hlediska návrhu výztuže na omezení šířky trhlin od silového namáhání je nutné desku vyztužit pravoúhlým čtvercovým rastrem R12/100 mm při obou povrchích v obou směrech. Startovací výztuž při vnějším povrchu bude u podélných stěn R16/100 mm. U stěny na ose 9 bude potom vnější startovací výztuž R18/100 mm. Startovací výztuž v místě ostění vjezdu do garáží bude R20/100 mm.

Z hlediska návrhu výztuže při MSÚ je nutné vyztužit desku čtvercovým rastrem R14/150 mm, který vyhoví při celém vnitřním povrchu. Na osách 1 a 9 bude startovací výztuž u vnějšího povrchu R18/150 mm.

Shrnutí: Rozhodující je v tomto případě návrh výztuže na omezení šířky trhlin od silového a vynuceného namáhání.

- Vodorovná výztuž stěn při obou povrchích dolní polovina výšky stěny R16/100 mm
- Vodorovná výztuž stěn při obou povrchích horní polovina výšky stěny R14/100 mm
- Vnější startovací výztuž v podélných stěnách R16/100 mm
- Vnější startovací výztuž v příčné stěně na ose 9 R18/100 mm
- Vnější startovací výztuž v příčné stěně na ose – u ostění 1 R20/100 mm
- Vnitřní startovací výztuž a svislá výztuž stěn R12/100 mm

5.8 Těsnící prvky

V kapitolách 5.6 a 5.7 byl proveden detailní návrh výztuže. Byly posouzeny mezní stavy použitelnosti a únosnosti. Z hlediska vodonepropustnosti bílé vany jsou klíčové posudky v rámci mezního stavu použitelnosti, které se zaměřují na omezení šířky trhlin vzniklé silovým a vynuceným namáháním. Kromě dostatečného množství výztuže, které brání průchodu vody trhlinami, je nutné utěsnit veškeré řízené a pracovní spáry. Pro danou konstrukční třídu dle rakouské směrnice [2] je nutné použít těsnící pásy třídy 1. V našem případě se budou pracovní i řízené spáry těsnit těsnícím plechem, který je z obou stran opatřen speciálním elastickým povrstvením.

Pro utěsnění vodorovné spáry mezi základovou deskou a stěnou bude použit těsnící plech PENTAFLEX KB 167. Šířka plechu bude 167 mm, tloušťka je 1,2 mm a délka je 2 m. Plech musí být zabetonován minimálně 30 mm do každé ze spojovaných konstrukcí (deska, stěna). Stykování prvků bude provedeno přesahem dlouhým minimálně 50 mm, který bude zajištěn spojovací sponou a při teplotách pod 5 °C spoj krátce nahřát. V rozích bude použit rohový plech PENTAFLEX KB ECK.

Utěsnění pracovní spáry v základové desce bude provedeno pomocí těsnícího plechu v kombinaci s děrovaným ztraceným bedněním. Jedná se o výrobek PENTAFLEX ABS - V délky 2,4 m se zazubenou spárou. Pracovní spáry ve stěnách budou utěsněny pomocí prvku PENTAFLEX ABS – R, který má rovnou spáru.

Aby byla zaručena i trvanlivost výztuže v řízených spárách, tak budou tyto místa opatřeny ještě vnějším těsnícím PVC-P pásem pro dilatační spáry. [12], [13]

6. Závěr

Cílem diplomové práce bylo vypracovat podrobný teoretický podklad pro návrh bílé vany, a ten následně využít při návrhu spodní stavby řešeného objektu. V práci bylo shrnuto, jak se k návrhu přistupuje v zahraničí a jaké podklady nám nabízejí české normy. Konkrétně byly shrnuty přístupy rakouské a německé směrnice, které byly přeloženy do češtiny a byly vydány jako technická pravidla České Betonářské společnosti.

Projektové práce týkající se podrobného návrhu bílé vany byly rozděleny do dvou etap. První etapa se zabývala zatříděním konstrukce, jinými slovy stanovením okrajových podmínek z hlediska hydrogeologických poměrů a určením požadavků na vnitřní klima a vzhled. Výsledkem zatřídění konstrukce v první etapě dle obou zahraničních směrnic bylo vstupním zadáním pro druhou etapu projektových prací, která spočívala v samotném návrhu konstrukce.

V rámci druhé etapy byly rozebrány blíže 3 zásadní pilíře, kterým je nutno věnovat dostatečnou pozornost, má-li bílá vana disponovat při daných okrajových podmínkách požadovaným vlastnostem určených v etapě první. Jednalo se o opatření konstrukční, technologická a prováděcí. Tyto pilíře opět vycházely z doporučení zahraničních směrnic.

Ačkoliv se nedá říct, že by některý z pilířů byl méně významný, tak se práce nejvíce zabývá konstrukčními opatřeními, které spočívají v návrhu výztuže na příslušné mezní stavy. Byly popsány specifika návrhu výztuže a výpočtu šířky trhlin pro silová i nesilová (vynucená) namáhání pro všechny konstelace okrajových podmínek. U teoretického popisu výpočtů jsou uvedeny poznámky a komentáře upřesňující a dovysvětlující problematiku výpočtu, které se snaží čtenáři pomoci aplikovat uvedené vztahy správně. Některé z poznámek a komentářů upozorňují na různé chyby v publikacích a poukazují na nekompatibilitu českých norem.

Dále bylo nutné i popsat konstrukční, technologická a prováděcí opatření, které se promítají do výpočtů šířek trhlin, tedy i do návrhu výztuže.

V závěru teoretické části byla specifikována vodonepropustnost a byly shrnuty nejdůležitější požadavky na betonovou směs.

V praktické části byl zpracován předběžný statický návrh konstrukce. Na základě nabytých znalostí v oblasti bílých van byla řešená konstrukce v první etapě zatříděna do příslušných tříd dle zahraničních směrnic, přičemž byly stanoveny požadavky na minimální tloušťku konstrukcí a maximální šířku trhlin. Dále byl proveden podrobný návrh základové desky a suterénních stěn.

Součástí návrhu desky bylo posouzení mezních stavů použitelnosti a únosnosti. Co se týče stavů použitelnosti, tak byl zkoumán mezní stav šířky trhlin, který byl ověřen jak pro silová, tak pro vynucená namáhání. V mezním stavu únosnosti byla ověřena ohybová únosnost desky a byla navržena smyková výztuž pod pilíře. Podrobný návrh základové desky je potom proveden jak pro variantu se smršťovacími pruhy, tak pro variantu s pracovními spárami, přičemž výsledná varianta je ta bez smršťovacích pruhů, které se v dnešní době realizují spíše ojediněle.

U stěn byly posouzeny ty samé posudky (jen bez protlačení), přičemž pro výpočet bylo použito vícero výpočtů a výsledná výztuž byla stanovena jako maximum ze všech výpočtů. Nutné podotknout, že zejména u stěn bylo v odborné literatuře nalezeno více způsobů, jak přistoupit k návrhu výztuže a není jasné, který z nich je ten nejvhodnější. To lze hodnotit jako nedostatek práce, který vyplývá z časové náročnosti při zhotovení práce. Pokud by bylo možné věnovat se práci déle, bylo by vhodné blíže si nastudovat zahraniční německou publikaci od autorů Lohmayera a Ebelinga, kteří ve své publikaci *Weißer Wannen - einfach und sicher* publikují průběžně nové a novější poznatky z oblasti návrhu bílých van. V rámci této práce byla výztuž navržena zejména podle publikace [8], ve které je mírně zjednodušený výpočet vycházející právě ze zmíněné publikace.

Na závěr jsou potom shrnuty použité těsnící prvky, jakožto klíčové části bílých van.

Práce tedy skutečně sestavila teoretický návod návrhu bílé vany, který byl uplatněn na řešeném objektu. Jak již bylo popsáno výše, tak by bylo žádoucí popsat návrh výztuže stěn podrobněji, a to konkrétně na základě nejnovějších poznatků od autorů Lohmayera a Ebelinga. Na druhou stranu mnohdy i zjednodušený výpočet, jako ten použitý v této práci, dokáže poskytnou srovnatelné výsledky. Při prozkoumání výpočtů je potom jasné, že se může projektant dopodrobna zabývat detailními výpočty, jejichž vypovídající hodnota je dosti nejistá, což je dáno řadou vstupních parametrů, které nejsou předem známy, nebo jsou závislé na okrajových podmínkách, které nelze s jistotou zaručit. Dále je nutné podotknout, že při sledování současného trendu snižování odbornosti pracovní síly ve výstavbě může dojít často k případům, kdy i brilantně navržená konstrukce nespĺňuje předem dané požadavky, jelikož byla provedena neprofesionálně. Zejména tento fakt pak vyžaduje od projektanta návrh, co možná nejjednoduššího řešení, které by mělo minimalizovat potenciální problémy při výstavbě. Dalším problémem je, že mnohdy u menších a středních projektů není dostatečná komunikace mezi statikem a zbylými profesemi, což může později vést k špatné interpretaci toho, co se od konstrukce očekává. U těchto projektů také často ani neproběhne komunikace mezi statikem a realizační firmou, což může vést k různým typům vad a chyb.

Seznam použité literatury

- [1] Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce: DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Technická pravidla ČBS. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, [2015]. ISBN 978-80-903806-9-1.
- [2] Bílé vany: vodotěsné betonové konstrukce. Technická pravidla ČBS 02. [Praha]: ČBS Servis, 2006. ISBN 80-903807-0-0. ISSN 80-903807.
- [3] ŠMEJKAL, Jiří a PROCHÁZKA, Jaroslav. VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLI N – 3. ČÁST. Online. Beton TKS. 1/2015, s. 68-76. Dostupné z: https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2015-3-36_0.pdf. [cit. 2023-11-03].
- [4] ŠMEJKAL, Jiří a PROCHÁZKA, Jaroslav. VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN. Online. Beton TKS. 6/2014, s. 68-76. Dostupné z: https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2014-6-68_0.pdf. [cit. 2023-11-03].
- [5] ŠMEJKAL, Jiří a PROCHÁZKA, Jaroslav. VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLI N – 2. ČÁST. Online. Beton TKS. 1/2015, s. 68-76. Dostupné z: https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2015-1-72_0.pdf. [cit. 2023-11-03].
- [6] Bílé vany: vodonepropustné betonové konstrukce : sbírka přednášek, příkladů a prezentací ke školení. Praha: ČBS Servis, 2007-^{^^^^}. ISBN 978-80-903807-6-9.
- [7] VINKLER, Marek a PROCHÁZKA, Jaroslav. NÁVRH VÝZTUŽE BÍLÉ VANY S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLINY. Online. *Beton TKS*. 5/2017n. I., s. 60-67. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2017-5-60.pdf>. [cit. 2023-11-03].
- [8] PROCHÁZKA, Jaroslav a ŠMEJKAL, Jiří. *Betonové základové a opěrné konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06128-2.
- [9] BLAŽEK, Jan. *NÁVRH NOSNÉ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE ADMINISTRATIVNÍHO OBJEKTU*. Diplomová práce. Brno: VUT v Brně Fakulta stavební, 2013.
- [10] SCHEJBAL, Richard; VÁVRA, Zdeněk; TŮMA, Petr a KOVAČÍK, Ivan. *Vodonepropustné a vodotěsné konstrukce*. Doprovodný materiál ke kurzu. Praha, 2018.
- [11] VINKLER, Marek a PROCHÁZKA, Jaroslav. VZNIK TRHLIN V BETONU VLIVEM NESILOVÝCH ÚČINKŮ. Online. Beton TKS. 1/2016, s. 49-55. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2016-1-49.pdf>
- [12] PENTAFLEX: Těsné spáry při tlakové a netlakové vodě. H-BAU-TECHNIK, 2/2016
- [13] KUNEX: Těsnicí PVC-P pásy do pracovních a dilatačních spár. H-BAU-TECHNIK, 6/2017

Použité normy a předpisy

- [N1] ČSN EN 206+A2 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [N2] ČSN P 74 2404 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace
- [N3] ČSN EN 1992-3 Navrhování betonových konstrukcí – Část 3 - Nádrže na kapaliny a zásobníky
- [N4] ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [N5] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [N6] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

Použité normy a předpisy

- [N1] ČSN EN 206+A2 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [N2] ČSN P 74 2404 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace
- [N3] ČSN EN 1992-3 Navrhování betonových konstrukcí – Část 3 - Nádrže na kapaliny a zásobníky
- [N4] ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [N5] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [N6] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

Seznam použitých podkladů

- [P1] Dokumentace pro stavební povolení v rozpracovanosti
- [P2] Inženýrsko-geologický průzkum (12/2021)