

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Konstrukční návrh polyfunkčního objektu, Zlín

Structural design of multifunctional building, Zlín

Bc. Ondřej Daneš

2022

Návrh železobetonové konstrukce

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6


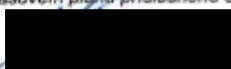


ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Bc. DANESŠ</u>	Jméno: <u>Ondřej</u>	Osobní číslo: <u>477390</u>
Zadávající katedra: <u>betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor/specializace: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Konstrukční návrh polyfunkčního objektu, Zlín</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Structural design of multifunctional building, Zlín</u>	
Pokyny pro vypracování: Vypracujte: Předběžný návrh nosných prvků celého objektu. Schémata výkresů tvaru jednotlivých podlaží. Podrobný návrh spodní stavby objektu, koncipovaný jako "bílá vana". Výkresy výztuže vybrané části spodní stavby. Technická zpráva ke statické části projektu.	
Seznam doporučené literatury: TP ČBS 02 Bílé vany, vodotěsné betonové konstrukce TP ČBS 04 Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce + Komentář dostupné odborné články k zadané problematice - časopis BETON, Stavebnictví, Stavba, ... ČSN EN 1992-1-1 (výpočet šířky trhliny)	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Hana Hanzlová, CSc.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>19.9.2022</u>	Termín odevzdání DP v IS KOS: <u>9.1.2023</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

<u>19.9.2022</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
---	--

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6



SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Ondřej DANEŠ

Název diplomové práce: Konstrukční návrh polyfunkčního objektu, Zlín

Základní část: statická - beton podíl: 70 %

Formulace úkolů: Vypracujte:

Předběžný návrh nosných prvků celého objektu. Schémata výkresů tvaru jednotlivých podlaží.

Podrobný návrh spodní stavby objektu, koncipovaný jako "bílá vana".

Výkresy výztuže vybrané části spodní stavby.

Technická zpráva ke statické části projektu.

Podpis vedoucího DP: [redacted]

Datum: 19.9.2022

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

2. Část: stavební - KPS podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): doc. Ing. Hana Gattermayerová, K124

Formulace úkolů: Půdorys 1:50, dílčí řez schodištěm 1:50, detaily 4 (1:5; 1:10), skladby konstrukcí a tepelně technické ověření, technická zpráva

Podpis konzultanta: [redacted]

Datum: 19.9.2022

3. Část: geotechnická - zakládání podíl: 15 %

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

Formulace úkolů: Zajištění a studium inženýrsko geologických poměrů lokality. Návrh založení stavby na desce (konstrukce bílé vany). Posouzení mezního stavu UPL + návrh stabilizujících opatření.

Podpis konzultanta: [redacted]

Datum: 19.9.2022

4. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: _____

Datum: _____

Anotace

Tato diplomová práce se zabývá konstrukčním návrhem polyfunkčního objektu. Jedná se o předběžný návrh nosných prvků celého objektu a podrobnější návrh spodní stavby objektu, koncipovaný jako „bílá vana“. Návrh výztuže základové desky a stěn bílé vany je proveden s ohledem na mezní stav šířky trhlin od silových i nesilových účinků. Návrh výztuže základové desky a stěny bílé vany je proveden pro stanovené kritérium šířky trhliny a minimální tloušťku konstrukce. Výstupem návrhu jsou schémata výkresu tvaru, výkresy výztuže části základové desky a obvodových stěn, výkresy stavební části a technická zpráva.

Klíčová slova

Železobeton, beton, bílá vana, základová deska, vodonepropustný beton, MSP, šířka trhliny, nesilové účinky.

Anotation

This diploma thesis deals with structural desing of multifunctional object. It is about preliminary desing of structural elements through building and more detailed design of underground part conceived as „white tank“. The reinforcement of structural elements was designed with respect to crack width limitations from forced and non-forced effects. Reinforcement design of foundation plate and peripheral wall is performed for a specified crack width criterion and for minimum construction thickness criterion. The output of the structural design are schematic formwork drawings, reinforcement drawings of foundation plate and peripheral wall (selected parts), drawings of structural parts and technical report.

Key words

Reinforced concrete, concrete, white tank, foundation plate, waterproof concrete, SLS, crack width, non-force effects.

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

.....
Ondřej Daneš

Poděkování:

Rád bych poděkoval vedoucí mé diplomové práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za čas, který mi věnovala během studia a za cenné rady při zpracování diplomové práce a za vstřícnou komunikaci.

Také děkuji doc. Ing. Haně Gattermayerové, CSc. a Ing. Danielu Jiráskovi, Ph.D. za ochotu a odborné rady během konzultací diplomové práce.

Obsah

1. Popis a schémata konstrukce	11
1.1 Základní charakteristika stavby	11
1.2 Původní dispozice	11
1.3 Navržená úprava původních dispozic	15
1.4 Konstrukční schémata	27
1.4.1 Konstrukční schéma výkresu tvaru stropní desky nad dispozicí 1.PP	27
1.4.2 Konstrukční schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 1.NP	28
1.4.3 Konstrukční schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 2.NP	29
1.4.4 Konstrukční schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 3.NP	30
1.4.5 Konstrukční schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 4.NP	31
1.4.6 Konstrukční schéma - řez	32
2. Použité materiály	33
2.1 Beton	33
2.2 Výztuž	33
3. Krycí vrstva výztuže	33
3.1 Obecné vztahy a veličiny pro stanovení krycí vrstvy	33
3.2 Navržená krycí vrstva u jednotlivých konstrukcí	34
4. Přehled zatížení	35
4.1 Stálé zatížení – charakteristické hodnoty	35
4.1.1 Nosné konstrukce	35
4.1.2 Podlahy	35
4.1.3 Střešní plášť	41
4.1.4 Obvodový plášť	43
4.1.5 Příčky	43
4.1.6 Schodiště	44
4.1.7 Zatížení zemním tlakem	46
4.2 Proměnné zatížení	48
4.2.1 Užité zatížení	48
4.2.2 Zatížení sněhem	49
4.2.3 Zatížení větrem	49
4.2.4 Zatížení seismicitou	51
5. Předběžný statický výpočet	52
5.1 Návrh tloušťky desky	52
5.1.1 Návrh tloušťky stropní desky	52

5.1.2 Návrh tloušťky střešní desky	54
5.2 Ověření desky z hlediska únosnosti v ohybu.....	54
5.3 Trám T1.....	58
5.4 Trám T2 ve stropní desce nad dispozicí 1.NP	62
5.4 Sloupy	64
5.4.1 Sloupy v nadzemním podlaží	64
5.4.2 Sloupy v podzemním podlaží.....	66
5.4.3 Předběžné ověření desky 1.NP na protlačení.....	66
6. Výpočetní 3D model	74
6.1 Popis uvažovaných modelů	74
6.2 Modelování zatížení	76
6.3 Kombinace.....	79
6.4 Ověření působících sil ve sloupech.....	80
6.5 Ověření prostorové tuhosti objektu.....	82
6.5.1 Návrhová kombinace.....	83
6.5.2 Charakteristická kombinace	84
6.6 Ověření průhybu desky 2.NP s vlivem dotvarování a trhlin	86
7. Založení objektu	90
7.1 Inženýrsko-geologický průzkum	90
7.2 Výpočet sedání	93
7.2.1 2D model	93
7.2.2 3D model	95
7.2.3 Porovnání modelů	96
7.2.4 Ověření kritického nerovnoměrného sedání $\Delta s/L$	96
8. Bílé vany a vodonepropustný beton – teorie	98
8.1 Bílá vana – úvod do problematiky	98
8.2 Vlastnosti vodonepropustného betonu	98
9. Požadavky na betonové konstrukce bílé vany.....	100
9.1 Rakouská směrnice Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke – TP ČBS 02	100
9.1.1 Třídy požadavků na vodotěsnost.....	101
9.1.2 Požadavky na beton	102
9.1.3 Konstrukce a dimenzování	102
9.1.4 Sanace poruch	103
9.1.5 Požadavky na těsnění	103
9.2 Německá směrnice DAFStb-Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU - Richtlinie) – TP ČBS 04.....	104

9.2.1 Třídy namáhání.....	105
9.2.2 Třídy užívání.....	105
9.2.3 Požadavky na beton	106
9.2.4 Dimenzování.....	106
9.2.5 Těsnění pracovních spár	106
10. Návrh základové konstrukce bílé vany – zatřídění konstrukce	106
11. Návrh základové desky	108
11.1 Návrh rozměrů desky	108
11.2 Zatížení a kombinace v modelu	109
11.3 Normálové síly a kontaktní napětí	111
11.4 Ověření únosnosti základové spáry.....	112
11.5 Ověření únosnosti tlakové diagonály	113
11.6 Kontrola únosnosti desky nevyztužené na protlačení.....	114
12. Vodní tlak, posouzení na UPL	121
12.1 Zatížení od jednotlivých desek (základové a stropních do potřebné hodnoty vyrovnání vodního tlaku).....	121
12.2 Výpočet plášťového tření stěn objektu-okrajové podmínky výpočtu	122
12.3 Výpočet plášťového tření objektu – výpočet únosnosti.....	123
12.4 Možná opatření na vztlak vodou:	126
12.4.1 Navržení příslušných opatření – opatření 1	126
12.4.2 Navržení příslušných opatření – opatření 2	129
12.4.3 Navržení příslušných opatření – opatření 3	132
12.4.4 Vybrání výsledné varianty	138
13. Návrh výztuže desky 1.PP	138
13.1 Vzorce použité při návrhu výztuže MSÚ.....	139
13.2 Vzorce použité pro výpočet MSP.....	139
13.3 Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin	140
13.4 Vnitřní síly pro spodní povrch desky	141
13.4.1 Návrhová obálka kombinací MSÚ+vztlak vody	142
13.4.2 Návrhová obálka kombinací MSP kvazi+vztlak vody	144
13.5 Vnitřní síly pro horní povrch desky.....	147
13.5.1 Návrhová obálka kombinací MSÚ+vztlak vody	147
13.5.2 Návrhová obálka kombinací MSP kvazi+vztlak vody	148
13.6 Návrh základního rastru výztuže	149
13.7 Návrh spodní výztuže desky	152
13.7.1 Spodní výztuž pod sloupem C10.....	152

13.7.2 Spodní výztuž pod ostatními sloupy	160
13.7.3 Spodní výztuž ve zbytku desky	160
13.8 Horní výztuž	165
14. Návrh obvodových stěn 1.PP-1.NP	168
14.1 Použité vztahy a veličiny pro návrh výztuže	169
14.2. Model stěny a výpočet vnitřních sil	175
14.3 Ověření tahového působení pro případ zatížení zemním tlakem pouze ze 1-2 stran	181
14.3.1 Ověření pro zatížení zemním tlakem pouze ze 2 stran	181
14.3.2 Ověření pro zatížení zemním tlakem pouze z 1 strany	183
14.4 Návrh a posouzení výztuže stěn	184
14.4.1 Stěna na ose 1	185
14.4.2 Ostatní stěny – souhrn návrhu	200
15. Stanovení kotevních a přesahových délek	201
15.1 Použité veličiny a součinitele	201
15.2 Kotevní délka pro svislou výztuž ve stěně	202
15.3 Přesahová délka pro svislou výztuž ve stěně	202
15.4 Kotevní délka pro vodorovnou výztuž ve stěně	203
15.5 Přesahová délka pro vodorovnou výztuž ve stěně	204
15.6 Kotevní a přesahové délky v desce-spodní povrch	205
15.7 Kotevní a přesahové délky v desce-horní povrch	206
16. Sloupy	207
16.1 Sloup - posouzení štíhlosti (výpočet pro odhad výztuže)	207
16.2 Sloup - posouzení nárazu do sloupu	210
17. Zdroje	211

1. Popis a schémata konstrukce

Tato část DP je zaměřena na statické řešení objektu – na předběžný návrh horní stavby a podrobnější návrh základové konstrukce tzv. „bílé vany“.

1.1 Základní charakteristika stavby

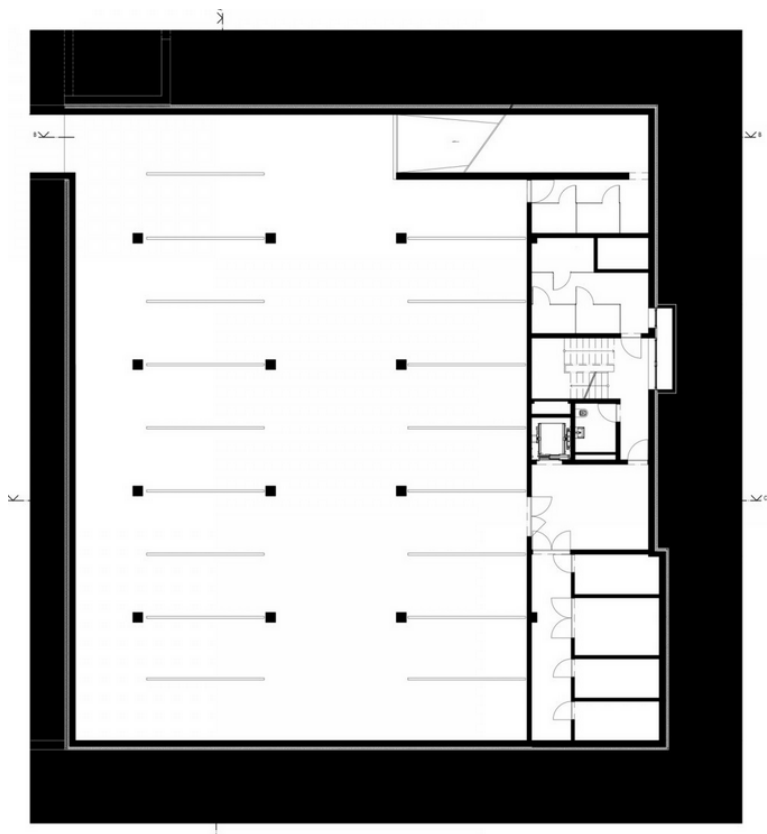
Jedná se o novostavbu polyfunkčního domu Kvítková ve Zlíně. Půdorysné rozměry objektu jsou 28,08 x 30,8 m. V objektu se nachází 4 nadzemní podlaží a 1 podzemní. Výška nadzemní části objektu je 27,3 m. Konstruktivní výška nadzemních podlaží je 3,96 m. Konstruktivní výška podzemního podlaží je 3,06 m. Stavba se nachází mimo záplavové území [1]. Vjezd do objektu se nachází ve východní části objektu a je zajištěn pomocí autovýtahu.

V 1.PP se nachází 19 parkovacích míst. V 1.NP se nachází obchodní zóna, ve 2.NP a 3.NP kancelářské prostory a ve 4.NP se nachází 5 bytových jednotek.

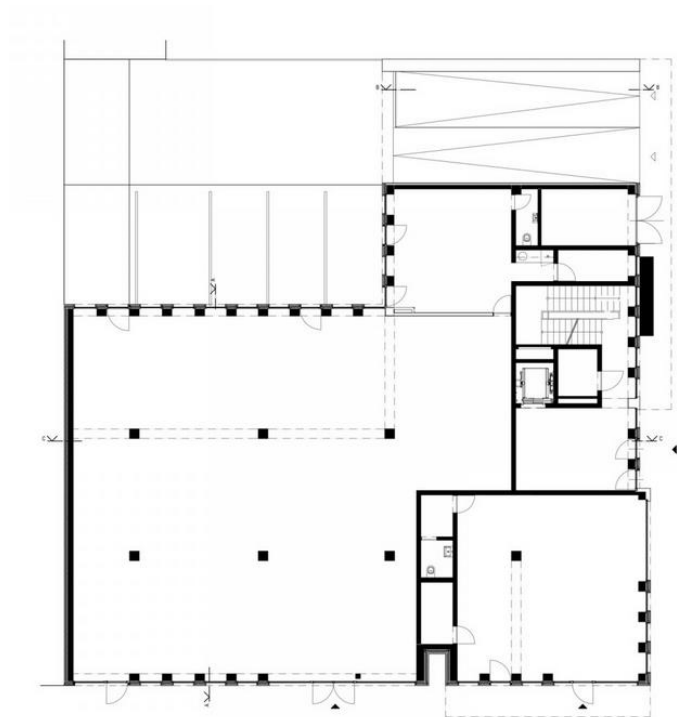
1.2 Původní dispozice

Původně navržené dispozice vychází z návrhu ateliéru CHLÁDEK ARCHITEKTI [2]. Jedná se o půdorysy všech podlaží a 3 řezy.

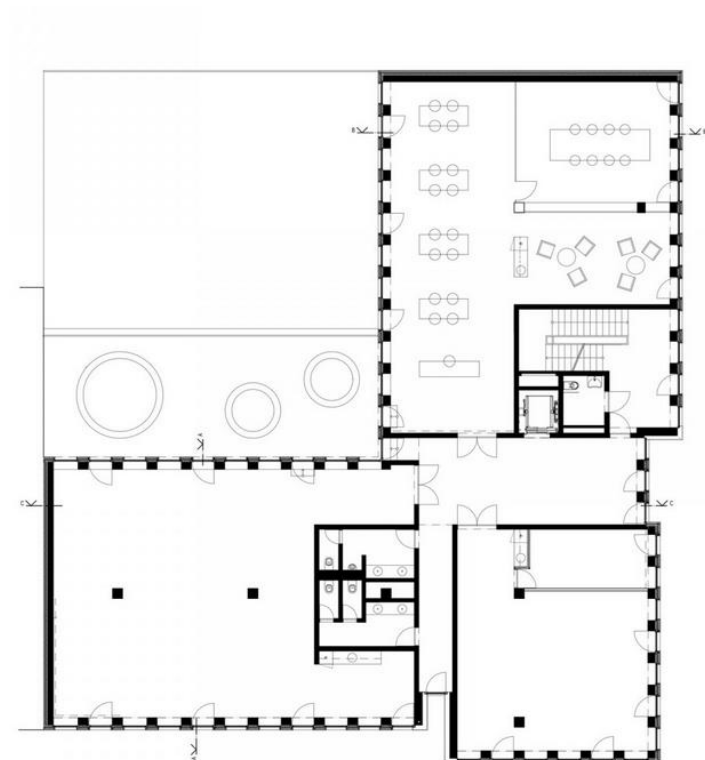
1.PP



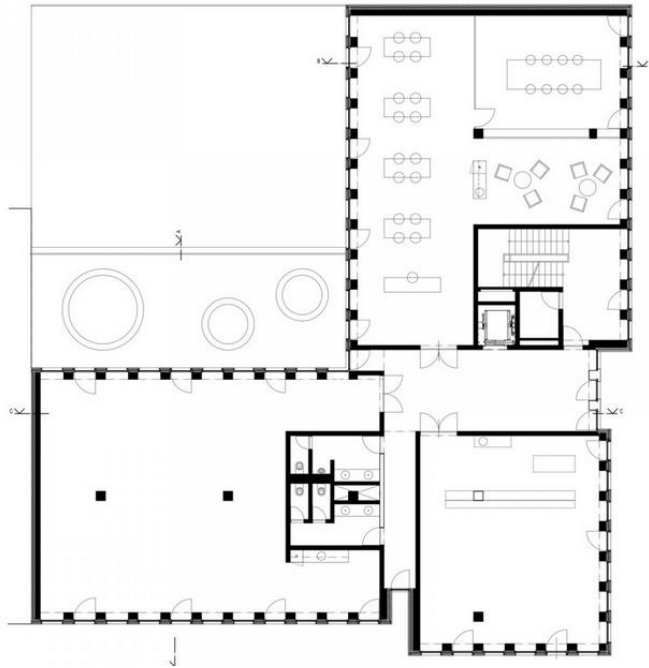
Obrázek 1 – Původní dispozice 1.PP [2]

1.NP

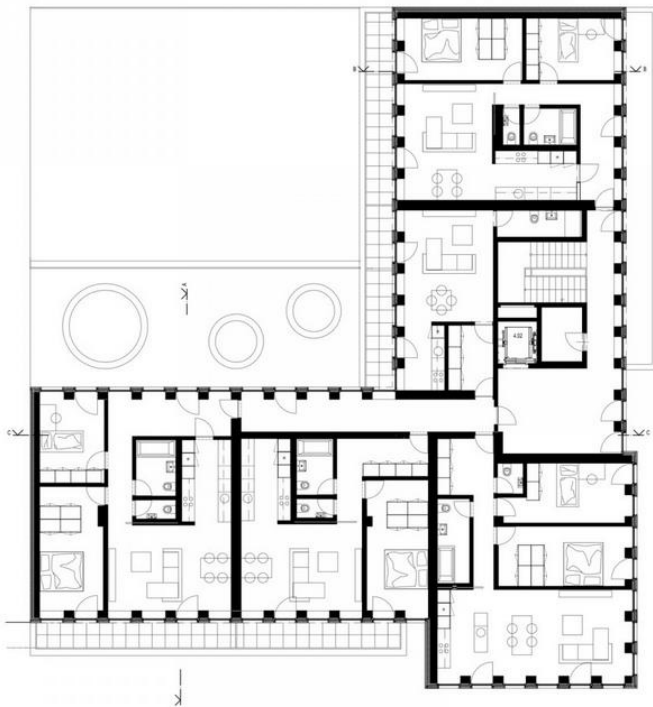
Obrázek 2 – Původní dispozice 1.NP [2]

2.NP

Obrázek 3 – Původní dispozice 2.NP [2]

3.NP

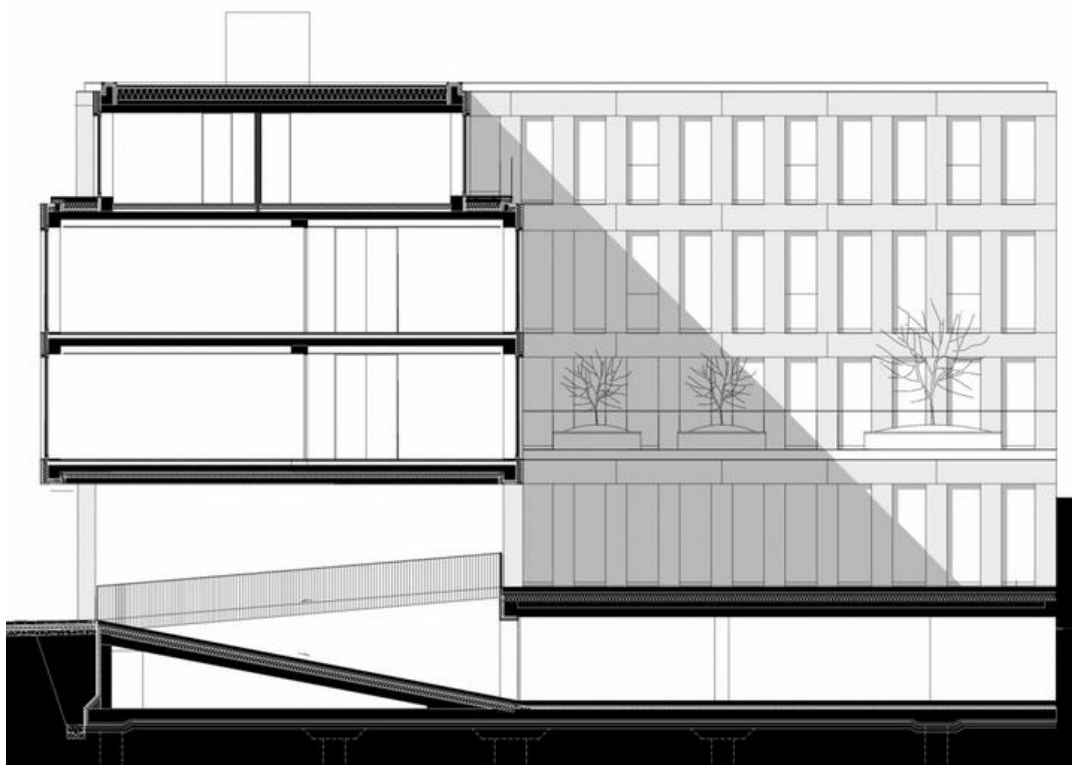
Obrázek 4 – Původní dispozice 3.NP [2]

4.NP

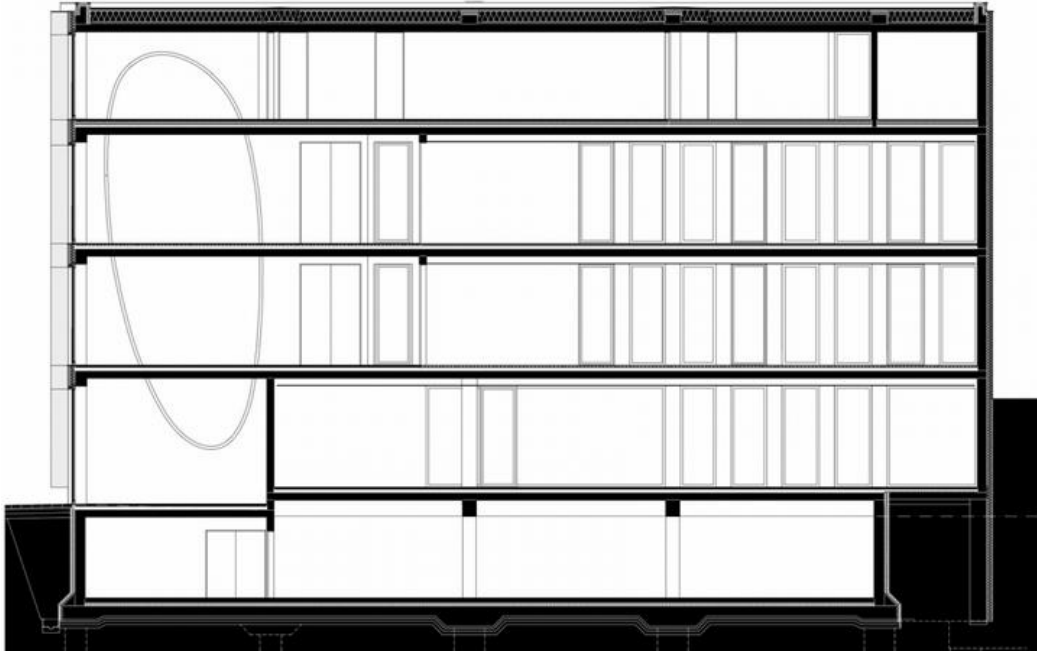
Obrázek 5 – Původní dispozice 4.NP [2]



Obrázek 6 – Původní zadání - Řez objektem A [2]



Obrázek 7 – Původní zadání - Řez objektem B [2]

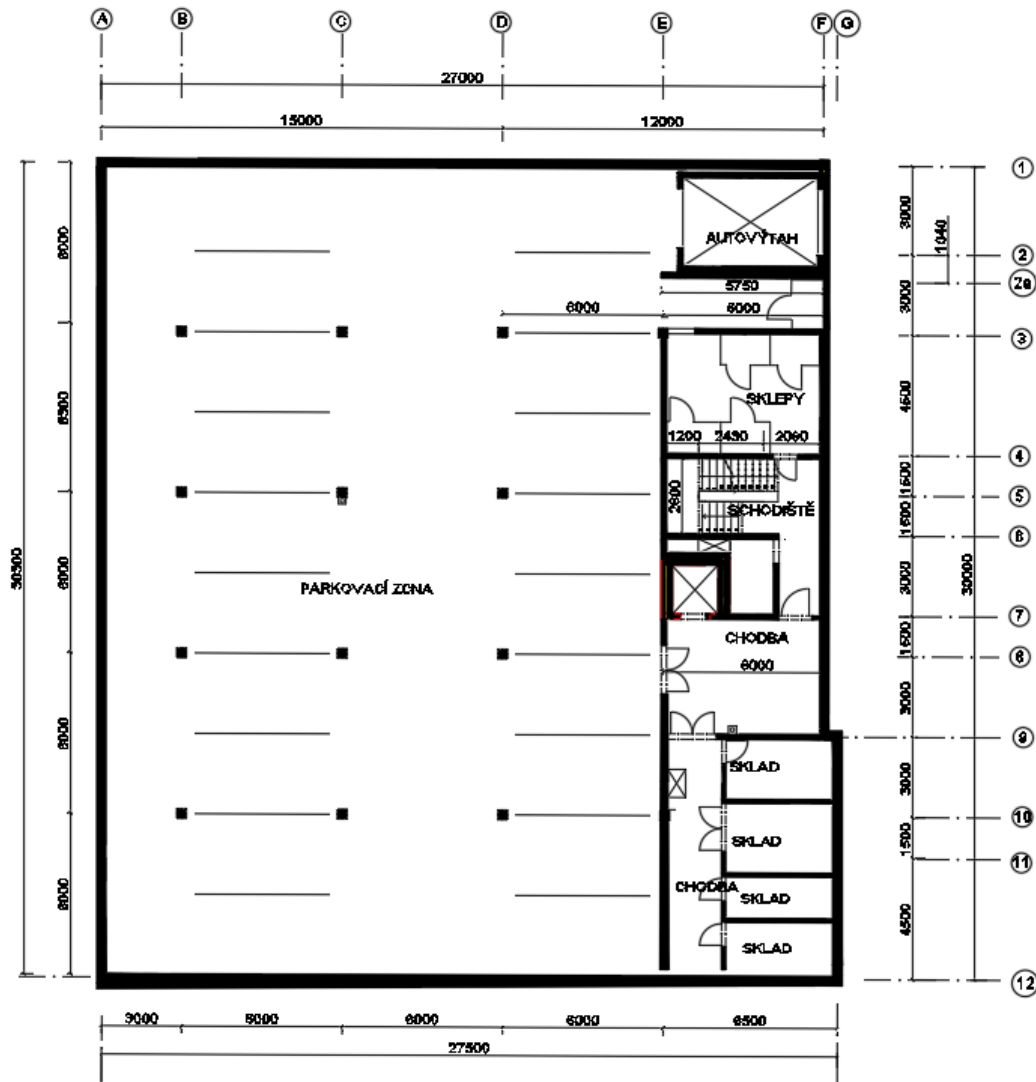


Obrázek 8 –Původní zadání - Řez objektem C [2]

1.3 Navržená úprava původních dispozic

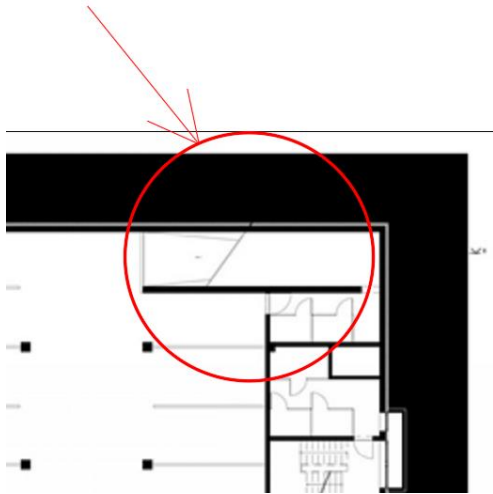
Při analýze původní dispozice došlo k určitým úpravám s ohledem na funkčnost objektu. Tyto úpravy jsou níže popsány a odůvodněny.

Dispozice 1.PP

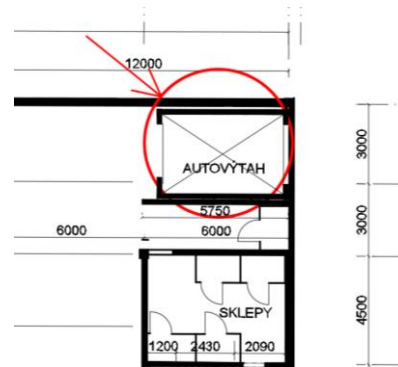


Obrázek 9 – Navržená dispozice 1.PP

V 1.PP došlo k nahrazení rampy za autovýtah, protože nebylo možné zajistit maximální přípustný sklon rampy 15% dle normy při zachování rozměrů rampy a zachování navrženého počtu parkovacích míst. Jedná se o oblast červeně vyznačenou v obrázcích 9a, 9b (mezi svislými osami 1-2 a mezi vodorovnými osami E-F). Stěna autovýtahu bude posunuta, aby byl zajištěn dostatečný prostor pro výtahovou šachtu. Následně jsou pak v upravené dispozici přizpůsobeny i uspořádání sklepních kójí.



Obrázek 9a – Dispozice 1.PP před změnou



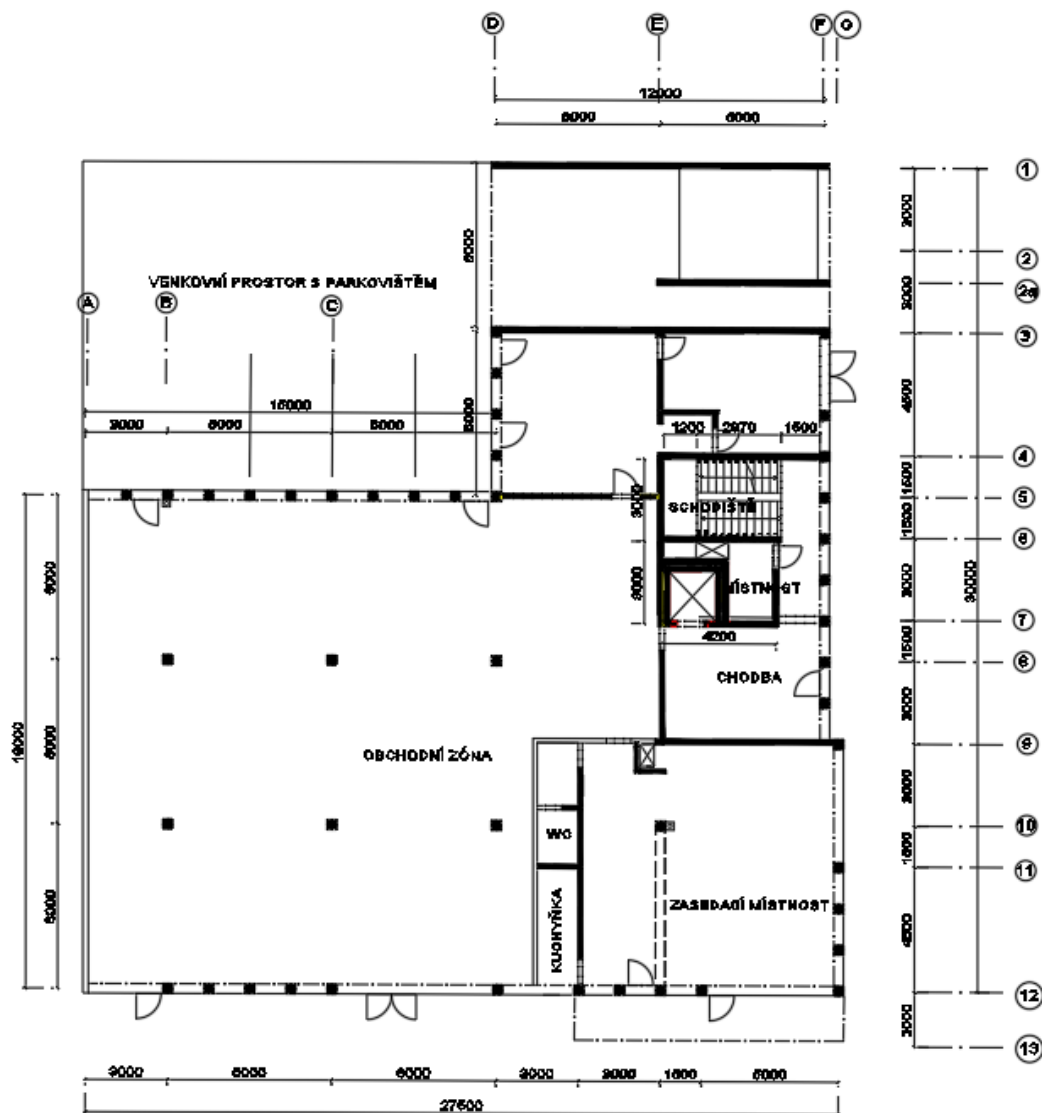
Obrázek 9b – Dispozice 1.PP před změnou

Situační výkres dle příslušné dokumentace



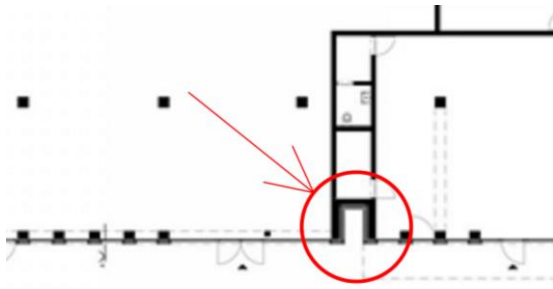
Obrázek 10 – situace z podkladových výkresů

Dispozice 1.NP

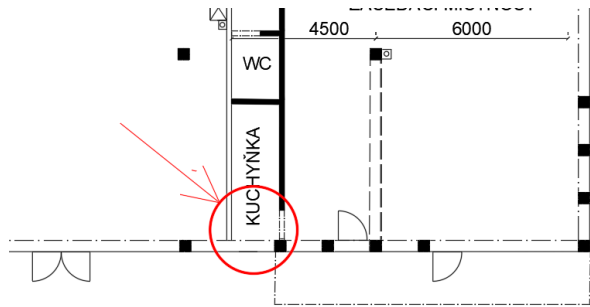


Obrázek 11 – Navržená dispozice 1.NP

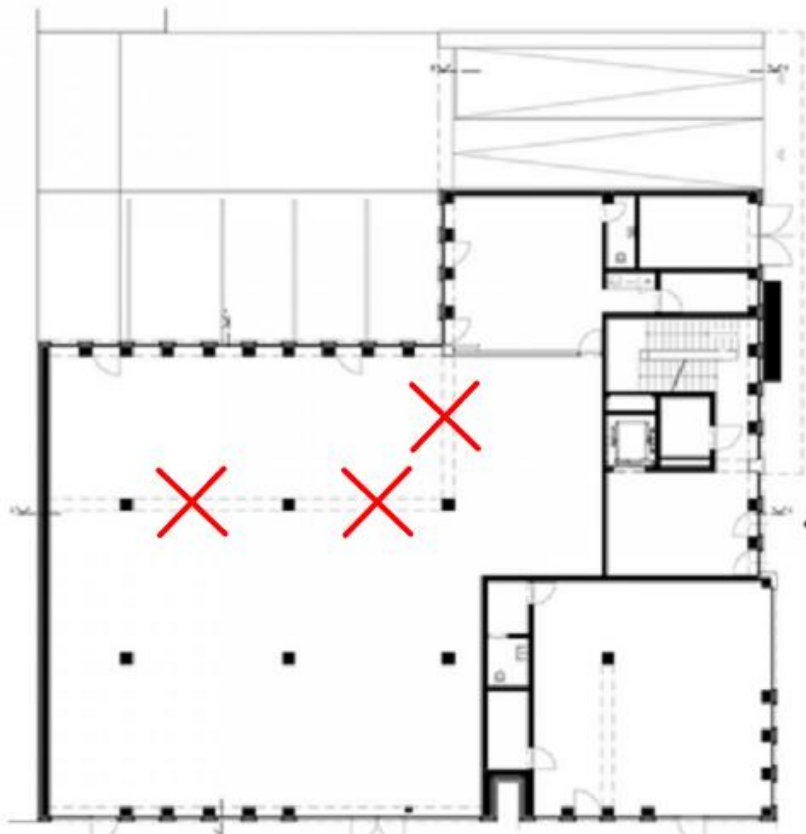
V 1.NP došlo k úpravě v jižní části objektu (červeně vyznačená místa níže v obr. 11a, 11b), kde bylo zrušeno lokální zapuštění obvodového pláště ve tvaru „U“ z důvodu chybějící návaznosti na tyto sloupy v 1.PP a tyto sloupy tedy jsou zrušeny ve všech nadzemních podlažích. Jsou také zrušeny některé průvlaky, aby byly zajištěny dostatečné možnosti pro vedení vzduchotechnických potrubí a současně zachování požadavku na minimální světlostou výšku v místnostech dle vyhlášky č.266/2021 Sb. Dále je upravena stěna na ose 2a stejně jako v dispozici 1.PP.



Obrázek 11a –dispozice 1.NP před úpravou

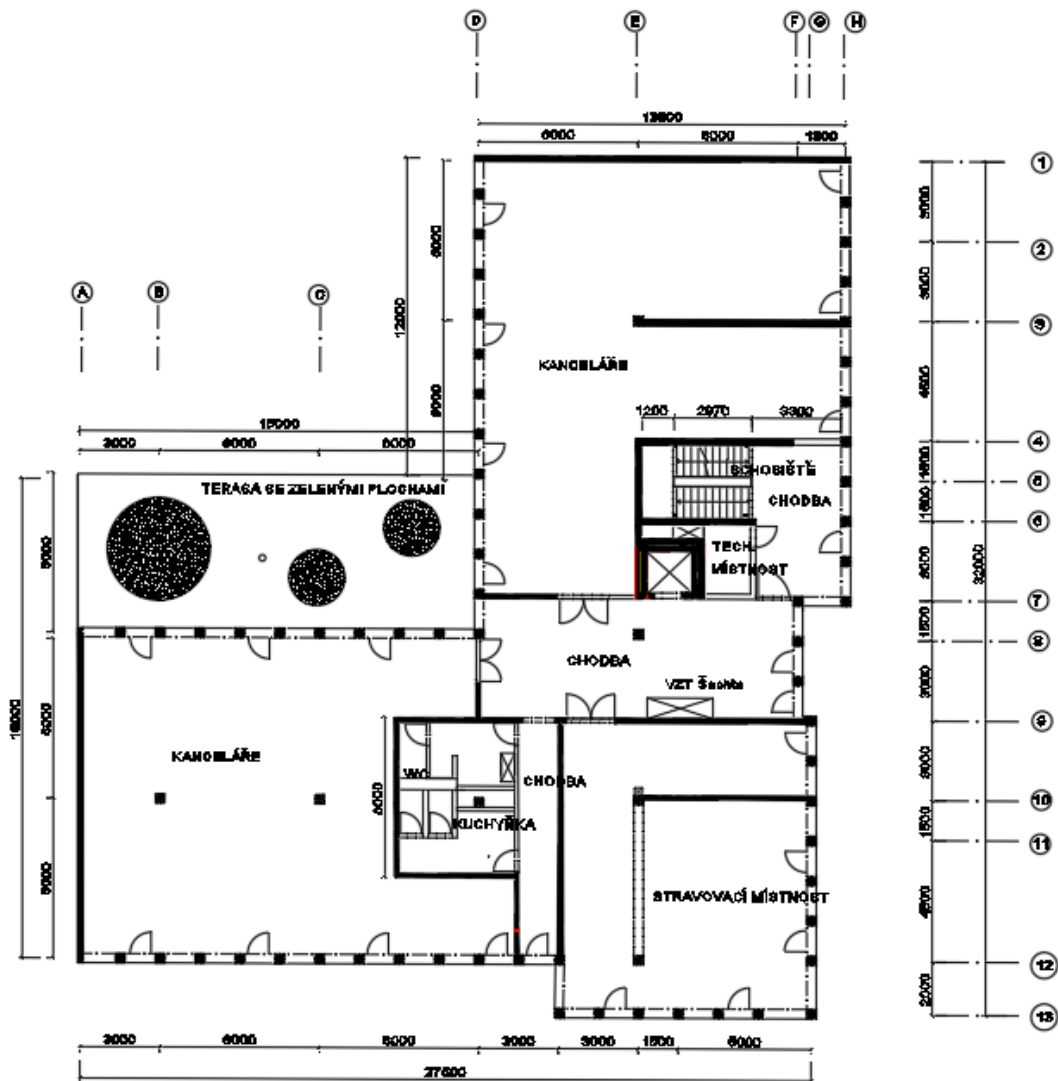


Obrázek 11b –dispozice 1.NP po úpravě

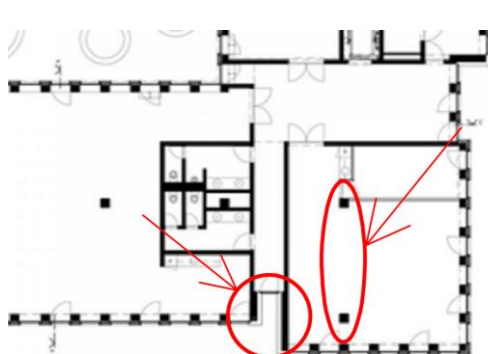


Obrázek 11c –zrušené průvlaky v 1.NP

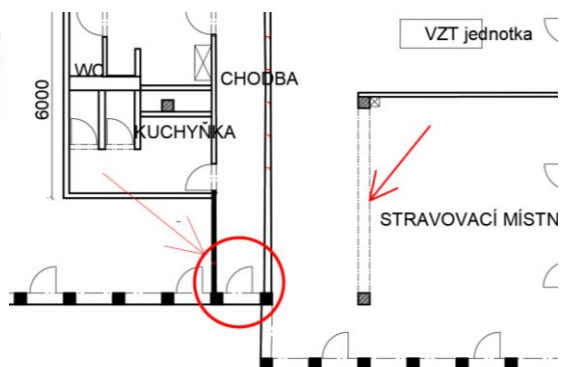
Dispozice 2.NP



Obrázek 12 – navrhovaná dispozice 2.NP



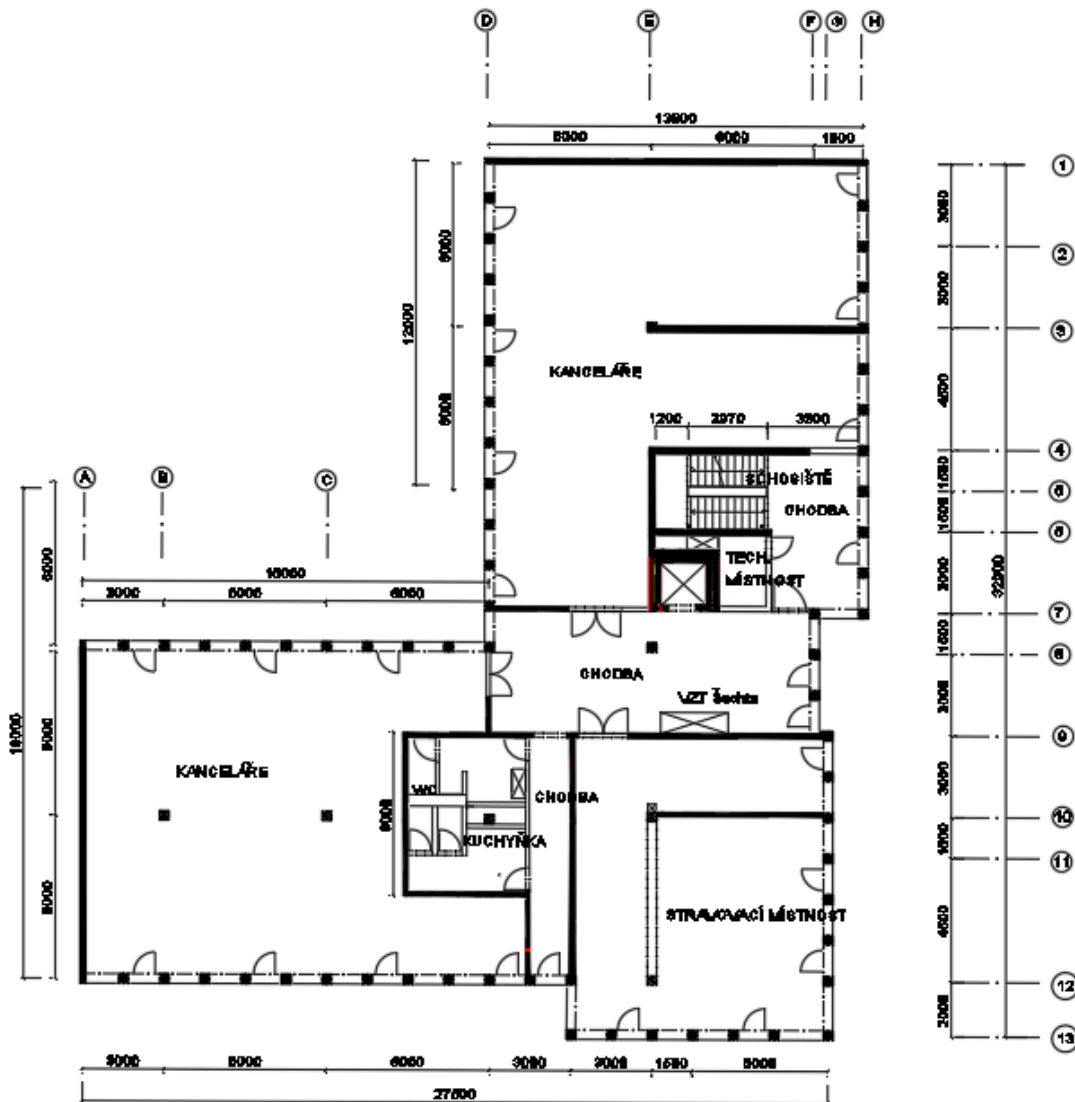
Obrázek 12a – dispozice 2.NP před úpravou



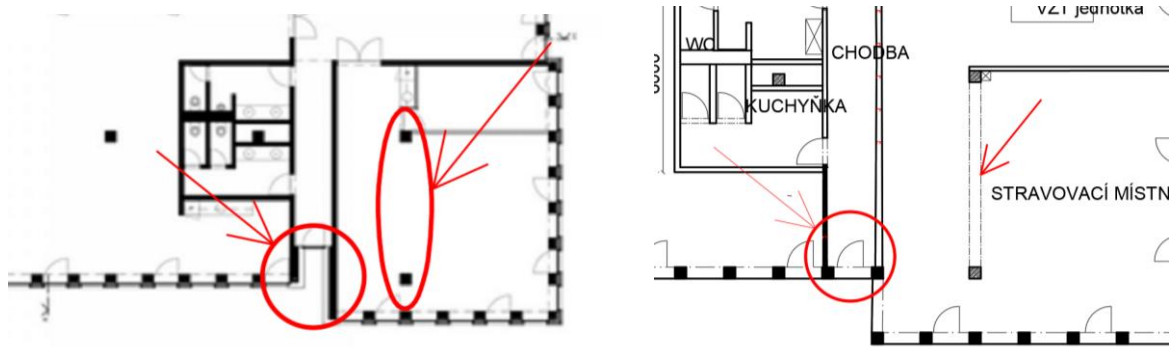
Obrázek 12b – dispozice 2.NP po úpravě

Ve 2.NP došlo k přidání průvlatu, který se nachází v dispozici na stejném místě jako v 1.NP (červeně vaznačené v obrázcích 12a+12b, poloha místa dle os E10-E12). Tento průvlat u sloupu, u kterého se nachází odvodňovací stoupační potrubí částečně zruší lokální podepření a tím pomůže s únosností desky v protlačení. Stejně jako v 1.NP i v tomto podlaží dojde ke zrušení lokálního zapuštění obvodového pláště ve tvaru „U“.

Dispozice 3.NP



Obrázek 13 –navržená dispozice 3.NP

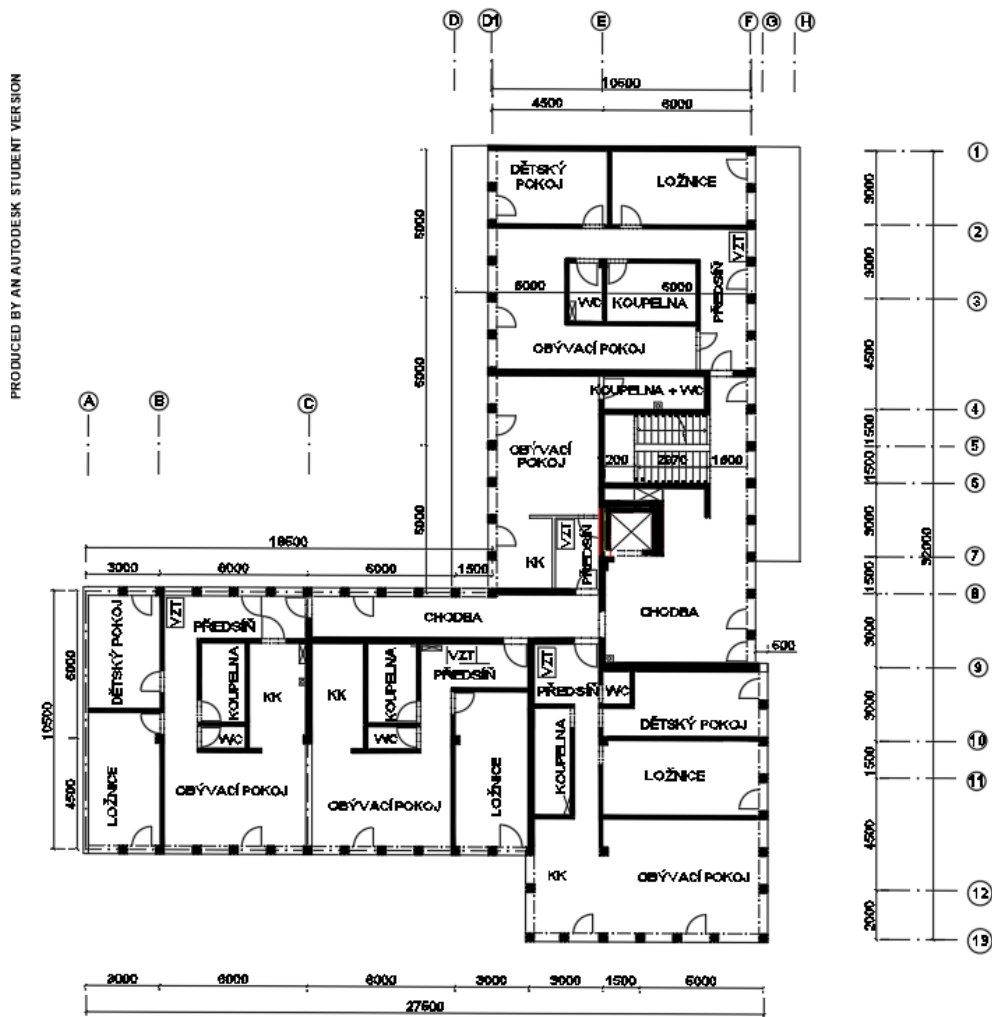


Obrázek 13a – Dispozice 3.NP před úpravou

Obrázek 13b –dispozice 3.NP po úpravě

Ve 3.NP došlo k přidání průvlastu analogicky ke 2.NP (poloha E10-E12). Tento průvlast částečně zruší lokální podepření u sloupu, u kterého se nachází odvodňovací stoupačí potrubí. Stejně jako v 1.NP i v tomto podlaží dojde ke zrušení lokálního zapuštění obvodového pláště ve tvaru „U“.

Dispozice 4.NP

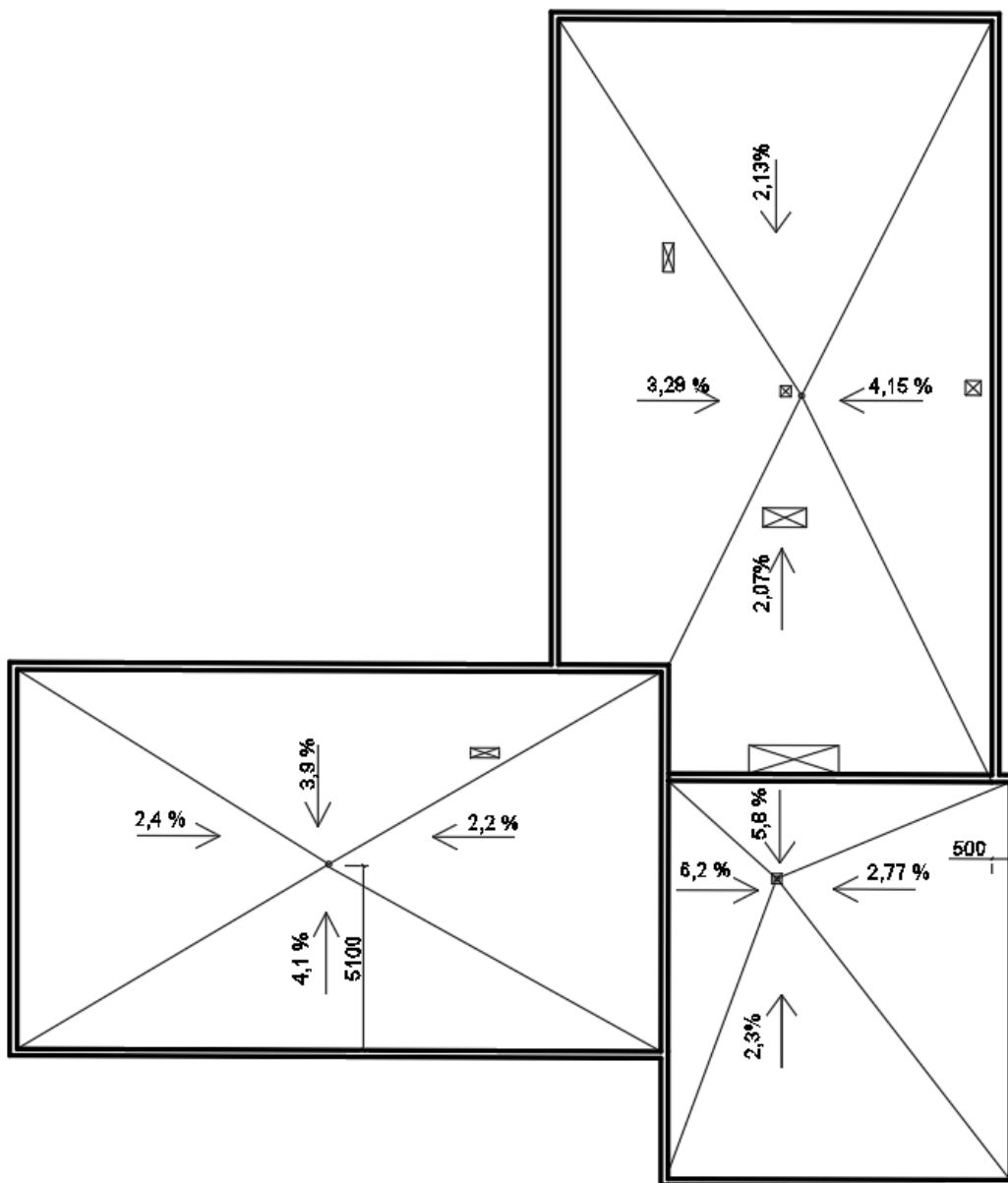


Obrázek 14 –navržená dispozice 4.NP

Další úpravy

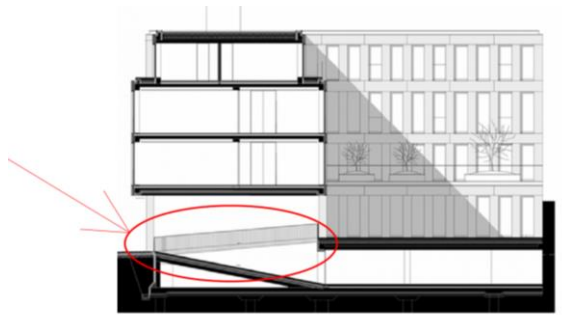
Do dispozice byly přidány prostupy, aby každý byt měl samostatnou šachtu pro kanalizaci a vodovod. Byla doplněna také šachta pro vzduchotechniku pro nadzemní podlaží (v 1.NP nezasahuje do dispozice, jen do podhledu). Šachty ve 4.NP byly upraveny tak, aby při výstupu na střechu míjely rozhraní odvodňovacích ploch. Došlo také k některým úpravám polohy příček, pokud bylo třeba, aby se jejich poloha přizpůsobila poloze šachty.

Schéma odvodnění střechy

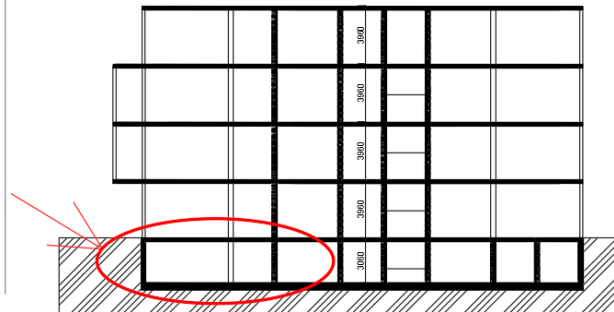


Obrázek 15 –Schéma odvodnění střechy

Schéma odvodnění bylo navrženo tak, aby sklon odvodňovací plochy byl minimálně 2%. Poloha vpustí byla přizpůsobena tak, aby nedocházelo k průniku výstupů šachet a hran odvodňovacích ploch.

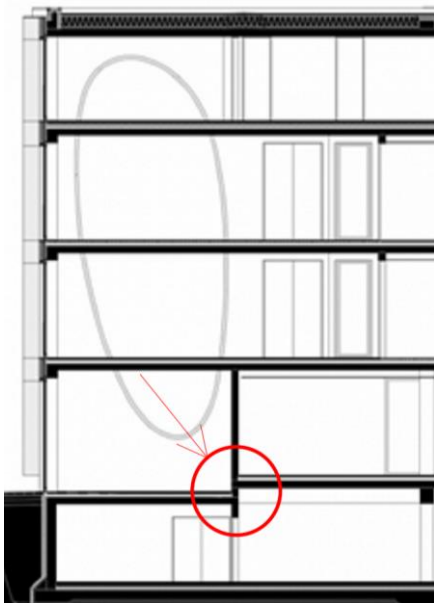
Řez B

Obrázek 16a-původní řez B

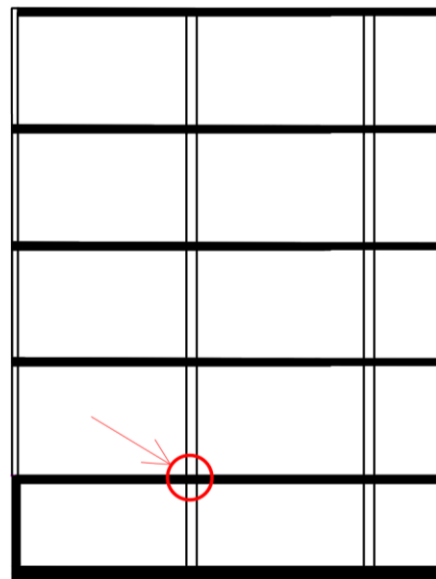


Obrázek 16b-upravený řez B

V řezu B došlo ke srovnání výškové úrovně v 1.NP a k odstranění rampy. Tato rampa je nahrazena autovýtahem, který zajistí přístup vozidel do parkoviště v 1.PP.

Úprava v řezu C

Obrázek 17a-původní řez C vlevo

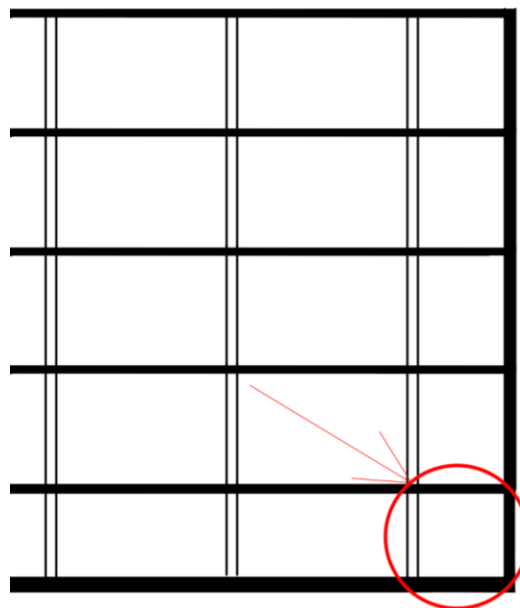


Obrázek 17b-upravený řez C vlevo

V řezu C došlo ke srovnání výškové úrovně v 1.NP. Došlo též k rozšíření prostoru 1.PP, aby spodní stavba navazovala na horní stavbu.



Obrázek 18a-původní řez C vpravo

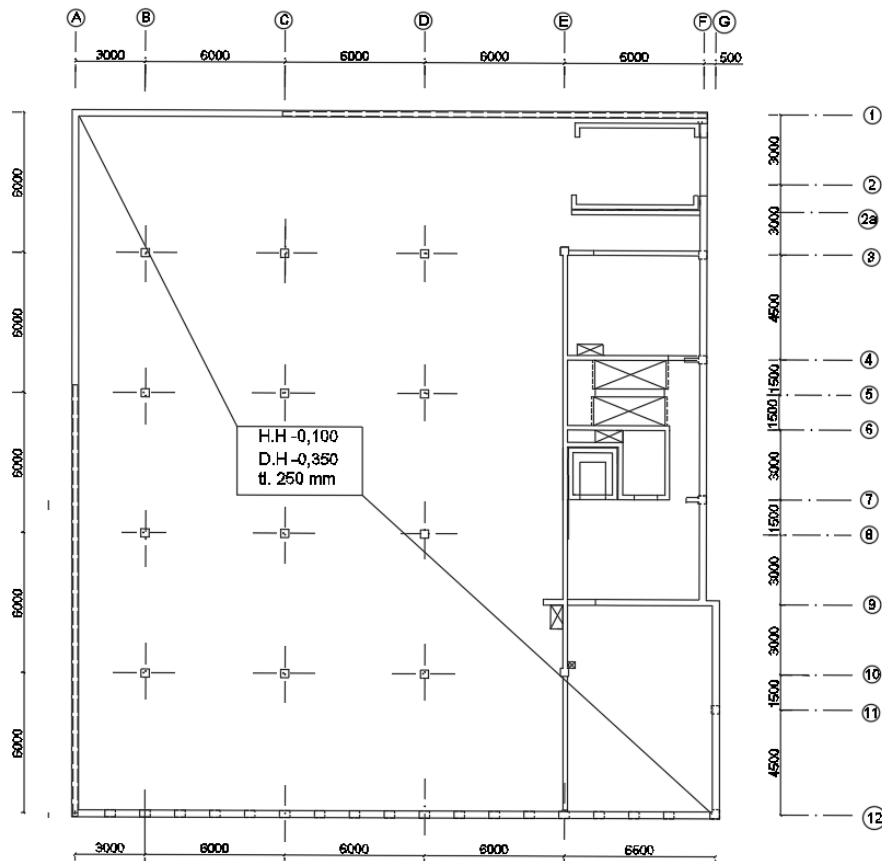


Obrázek 18b-upravený řez C vpravo

1.4 Konstrukční schémata

Tato schémata jsou podrobněji popsány a okótovány ve výkresové dokumentaci.

1.4.1 Konstrukční schéma výkresu tvaru stropní desky nad dispozicí 1.PP



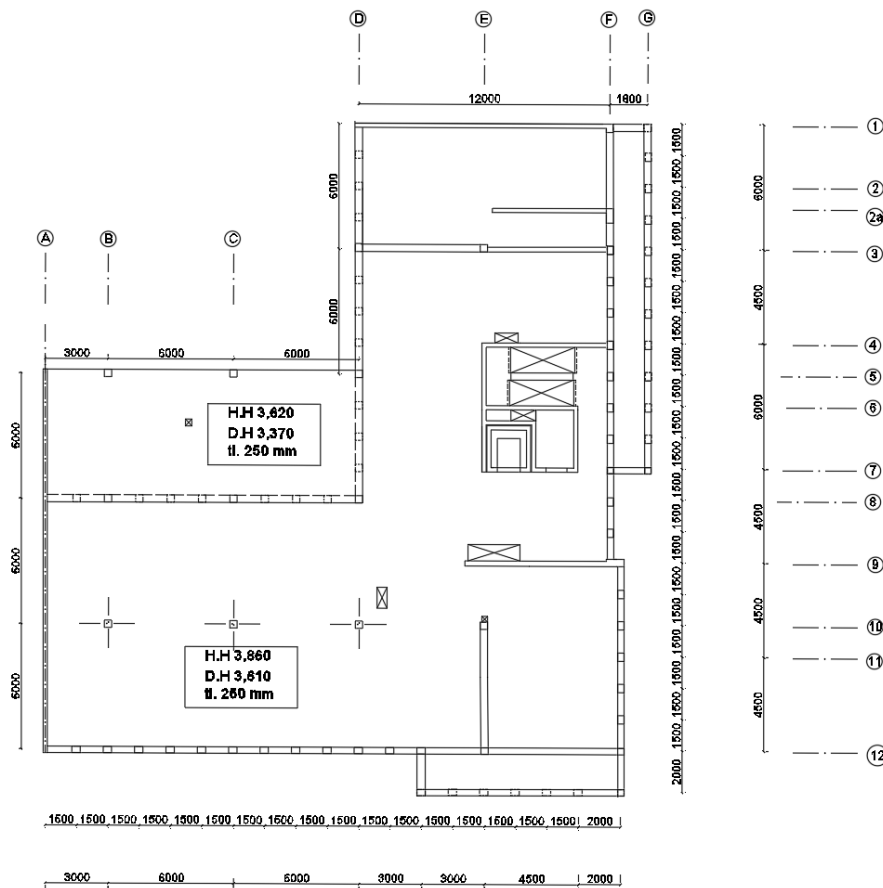
Obrázek 19 – Schéma výkresu tvaru nad dispozicí 1.PP

- Konstrukční výška podlaží: 3,06 m
- Účel využití podlaží: obchodní zóna, schodiště
- Vodorovné nosné konstrukce: plná monolitická ŽB deska lokálně podepřená
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové i vnitřní, ztužující jádro objektu) a sloupy
- Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikovaná ramena, ŽB monolitické podesty

Poznámka: Čárkovanou čarou jsou zakresleny hrany nosné svislé konstrukce nad rovinou řezu.

1.4.2 Konstrukční schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 1.NP

Jedná se o desku nad dispozicí 1.NP.

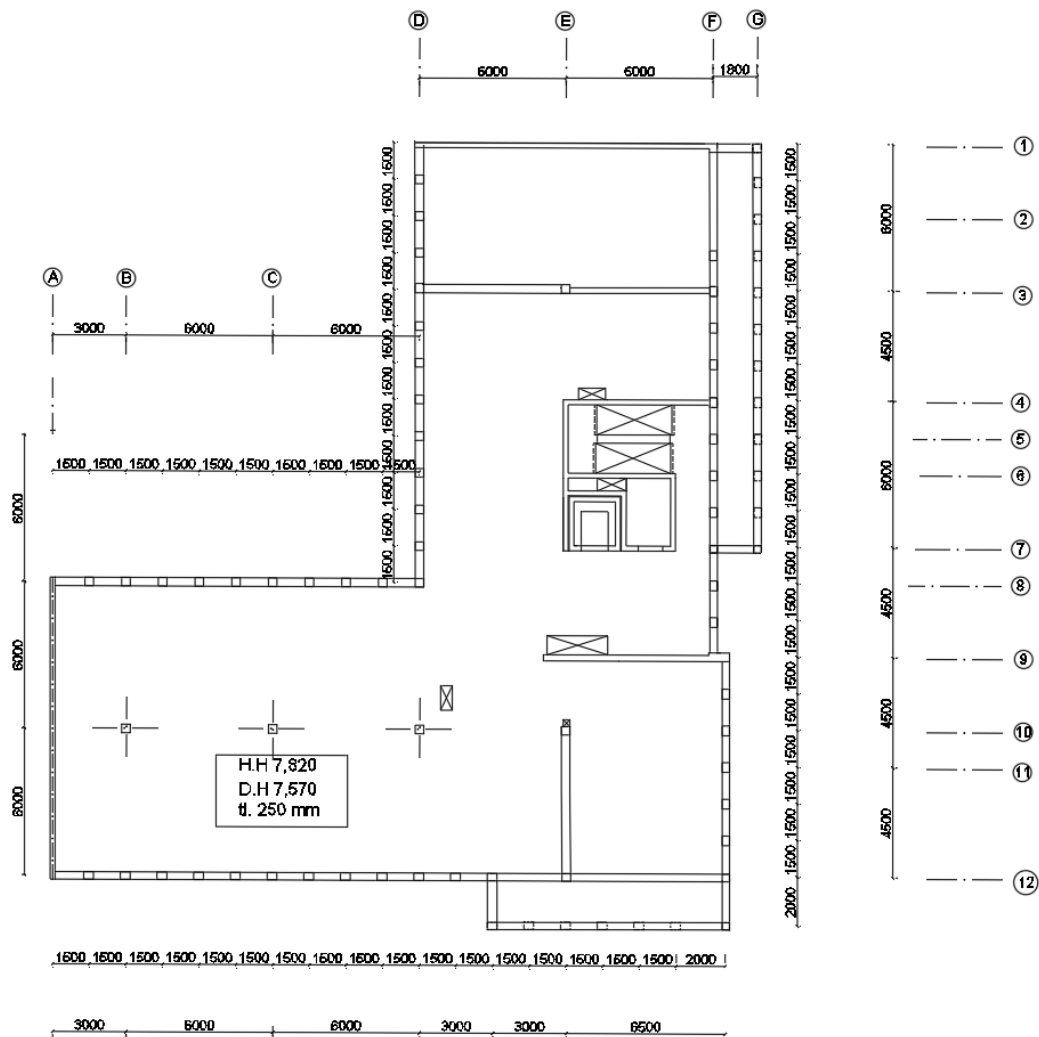


Obrázek 20 – schéma výkresu tvaru nad dispozicí 1.NP

- Konstrukční výška podlaží: 3,96 m;
- Účel využití podlaží: kancelářské prostory, terasa, schodiště
- Vodorovné nosné konstrukce: plná monolitická ŽB deska lokálně podepřená
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové, ztužující jádro objektu) a sloupy
- Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikovaná ramena, ŽB monolitické podesty

1.4.3 Konstrukční schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 2.NP

Jedná se o desku nad dispozicí 2.NP.

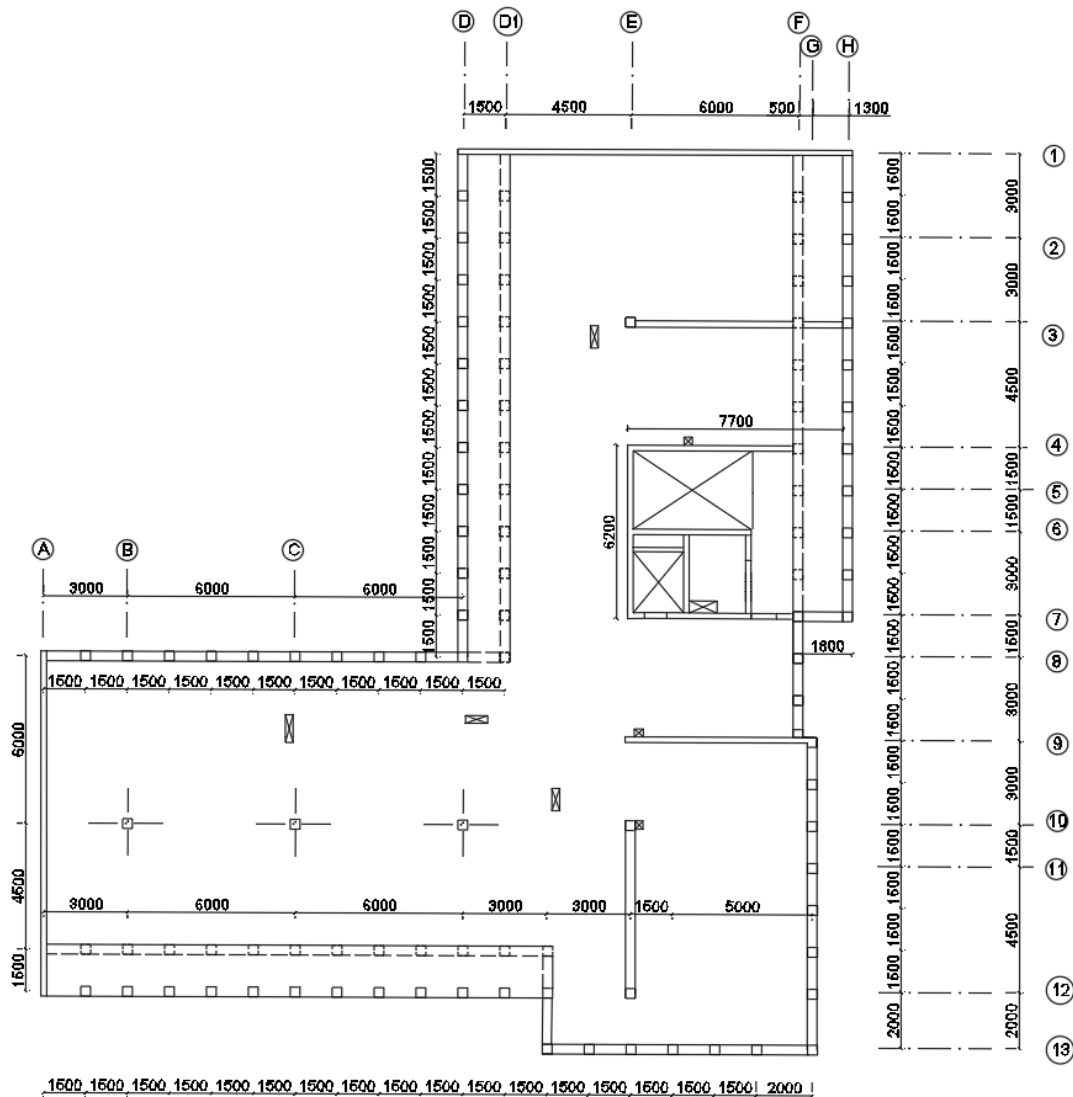


Obrázek 21 –schéma výkresu tvaru nad dispozicí 2.NP

- Konstrukční výška podlaží: 3,96 m
- Účel využití podlaží: kancelářské prostory, schodiště
- Vodorovné nosné konstrukce: plná monolitická ŽB deska lokálně podepřená
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové, ztužující jádro objektu) a sloupy
- Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikovaná ramena, ŽB monolitické podesty

1.4.4 Konstrukční schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 3.NP

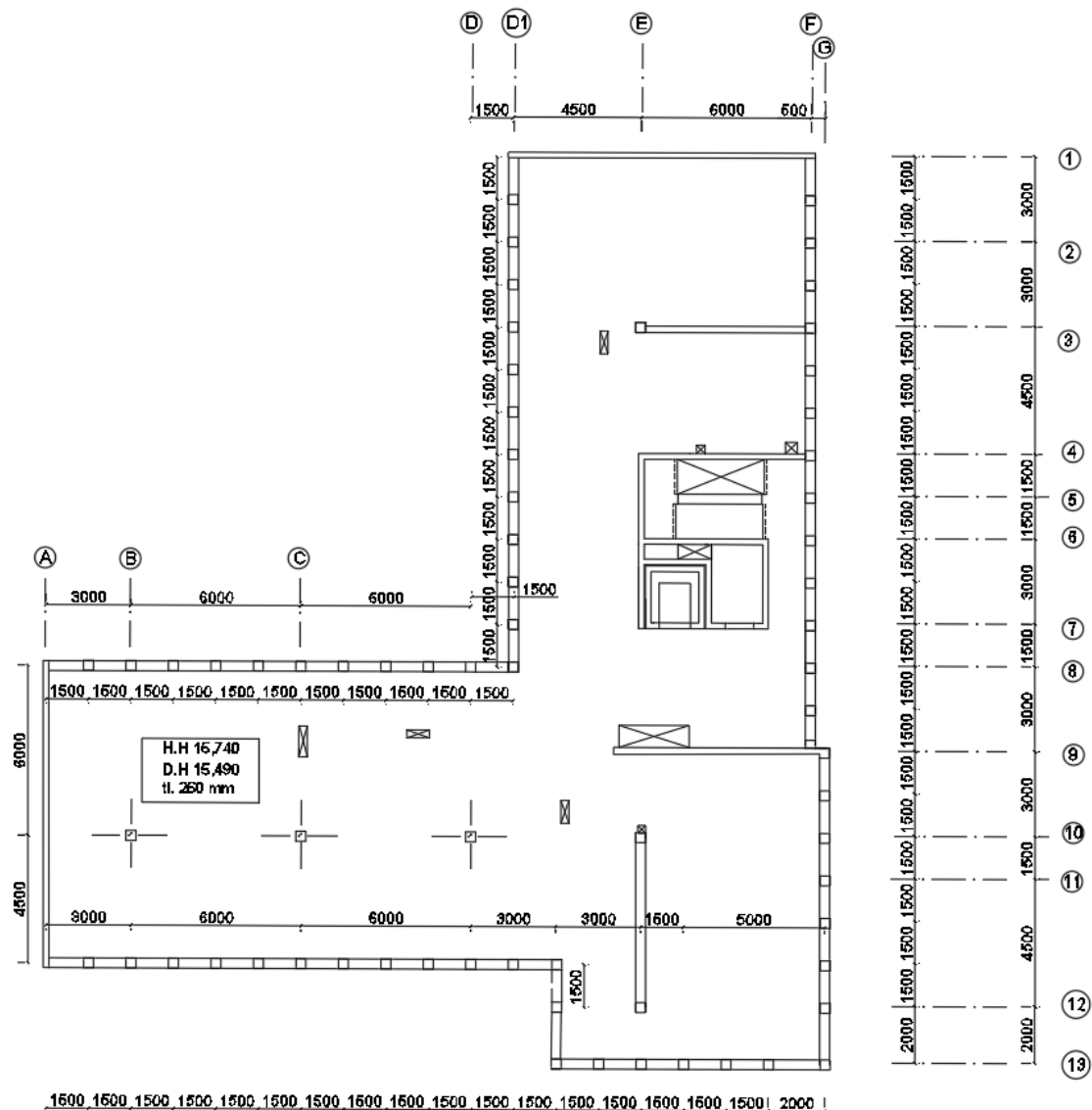
Jedná se o desku nad dispozicí 3.NP.



Obrázek 22 – Schéma výkresu tvaru nad dispozicí 3.NP

- Konstrukční výška podlaží: 3,96 m
- Účel využití podlaží: bytové jednotky, terasy, schodiště
- Vodorovné nosné konstrukce: plná monolitická ŽB deska lokálně podepřená
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové, ztužující jádro objektu) a sloupy
- Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikovaná ramena, ŽB monolitické podesty

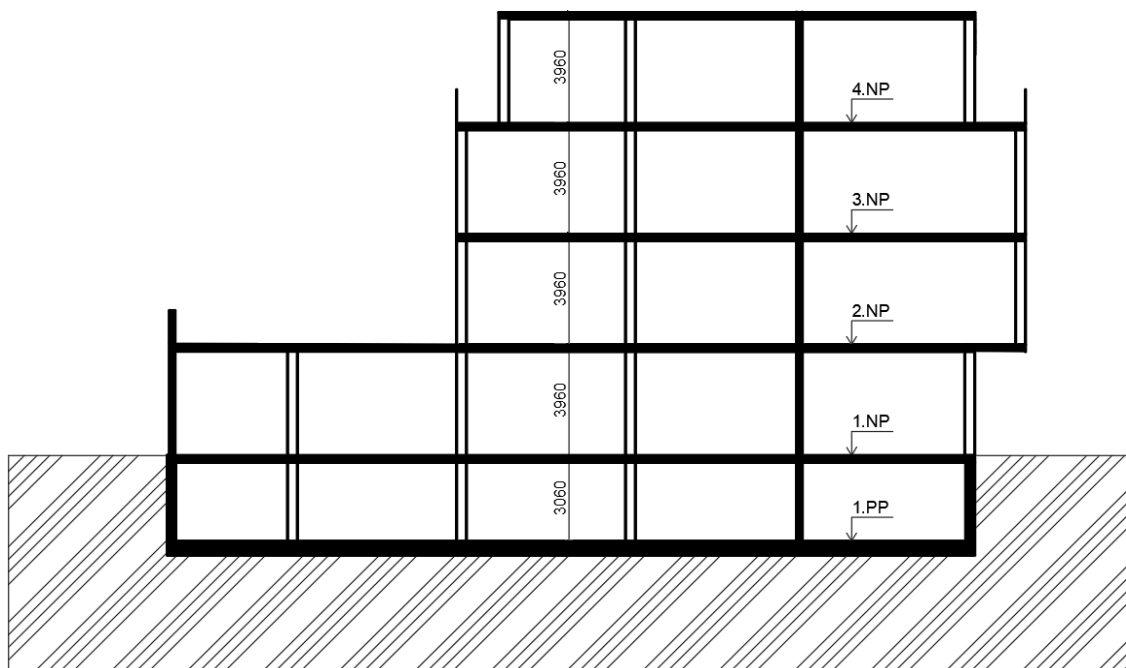
1.4.5 Konstruktivní schéma nosných konstrukcí nad dispozicí 4.NP



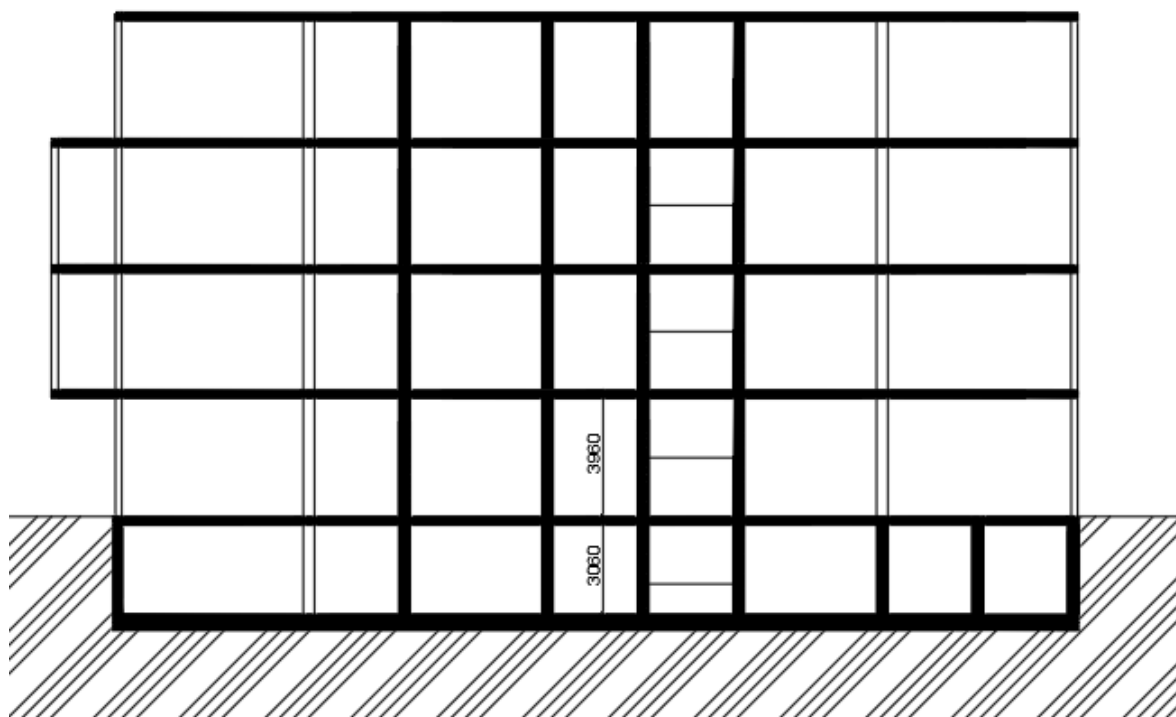
Obrázek 23 – schéma výkresu tvaru 4.NP

- Konstruktivní výška podlaží: 3,96 m
- Účel využití podlaží: nepochozí střecha
- Vodorovné nosné konstrukce: plná monolitická ŽB deska lokálně podepřená
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové, ztužující jádro objektu) a sloupy
- Schodiště: bez schodiště (přístup zajištěn pomocí žebříku)

1.4.6 Konstrukční schéma - řez



Obrázek 24 –Konstrukční schéma řez A



Obrázek 25 –Konstrukční schéma řez B

2. Použité materiály

Specifikace betonu dle ČSN EN 206+A2 [3].

Jsou zde uvedené materiály pro nosné konstrukce. Pro ostatní konstrukce jsou materiály uvedeny v technické zprávě.

Kategorie návrhové životnosti: S4 (kategorie budovy a další běžné stavby, životnost 50 let) [4]

2.1 Beton

Stropní desky a průvlaky C30/37 - XC1 - Cl 0.2 -D_{max} 16 -F3

- Charakteristická pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30 \text{ MPa}}{1,5} = 20 \text{ MPa}$
- Pevnost v tahu za ohybu (střední hodnota): $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Střešní desky (včetně teras) C30/37 – XC3 - Cl 0.2 -D_{max} 16 -F3

Vnitřní stěny a sloupy C30/37 – XC1 – Cl 0.2 - D_{max} 16 – F3

Obvodové stěny (zateplené) C30/37 – XC3 – Cl 0.2 - D_{max} 16 – F3

Suterénní stěna C 30/37 - XC4, XD1 - Cl 0.2 - D_{max} 16mm - F3, max. průsak 50 mm podle ČSN EN 12 390-8 [4]

Základová deska C30/37 – XC3, XD1, 4 – Cl 0.2 - D_{max} – F4 – max. průsak 50 mm podle zkušební metody popsané v ČSN EN 12 390 – 8

Prefabrikovaná schodišťová ramena C30/37 - XC1 - Cl 0.2 -D_{max} 16 -S3

Podkladní deska základu C16/20 – X0 – Cl 0.2 -D_{max} 22 mm – S3 – Max. průsak 50 mm dle ČSN 12390-8. [5]

Venkovní sloupy 1.NP a stěna C30/37 – XC4, XF2 – Cl 0.2 -D_{max} 16 mm – F3

2.2 Výztuž

Betonářská výztuž B500B

- Charakteristická mez kluzu: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Návrhová pevnost výztuže: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S; \gamma_S; = 1,15; f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$
- Modul pružnosti: $E_s = 200 \text{ GPa}$

3. Krycí vrstva výztuže

Krycí vrstva výztuže stanovena dle ČSN EN 1992-1-1 [3]

3.1 Obecné vztahy a veličiny pro stanovení krycí vrstvy

Nominální krycí vrstva c_{nom}

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

c_{min}

minimální hodnota krycí

Δc_{dev}	<i>návrhové zvětšení s přihlédnutím k možné toleranci</i>
$c_{min} = \max(c_{min;b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur;\gamma} - \Delta c_{dur;st} - \Delta c_{dur;add}; 10 \text{ mm})$	
$c_{min;b}$	<i>minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti</i>
$c_{min,dur}$	<i>minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí</i>
$\Delta c_{dur;\gamma}$	<i>přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti</i>
$\Delta c_{dur;st}$	<i>redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli</i>
$\Delta c_{dur;add}$	<i>redukce minimální krycí vrstvy při použití dostatečné ochrany</i>

3.2 Navržená krycí vrstva u jednotlivých konstrukcí

$$\Delta c_{dur;\gamma} = \Delta c_{dur;st} = \Delta c_{dur;add} = 0 \text{ mm} - \text{platí pro všechny konstrukce}$$

$$c_{min;b} \geq \varnothing_s - \text{předpokládaný průměr prutu výztuže (uvažované rozmezí): } \varnothing_s = 14 - 20 \text{ mm}$$

-pro hodnotu krycí vrstvy počítáno s průměrem prutu výztuže 20 mm

$$c_{min;b} = 20 \text{ mm} - \text{navržená hodnota}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Stropní desky a průvlaky

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

Střešní desky (včetně teras)

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

Vnitřní stěny a sloupy

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

Obvodové stěny (zateplené)

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

Suterénní stěna

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 30 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

Základová deska

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 35 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$$

Prefabrikovaná schodišťová ramena

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 25 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

Venkovní sloupy 1.NP

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 30 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

4. Přehled zatížení

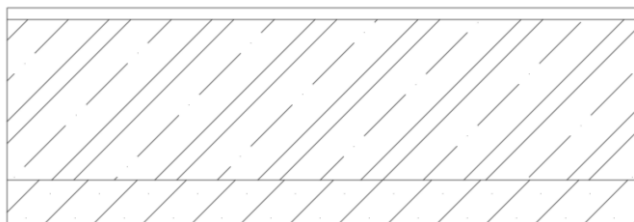
4.1 Stálé zatížení – charakteristické hodnoty

4.1.1 Nosné konstrukce

Vlastní tíha nosných prvků je spočtena v kapitole předběžný návrh, kapitola 5.

4.1.2 Podlahy

1.PP – Parkovací plocha, technické zázemí budovy



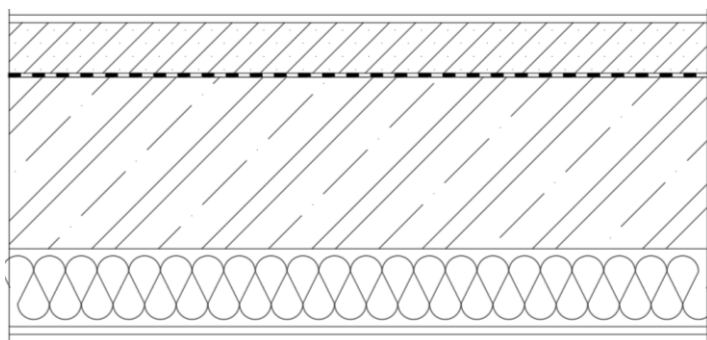
Obrázek 26 –Skladba podlahy 1.PP parkovací plocha

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Epoxidový protiskluzný nátěr Sikafloor 350 N Elastic	1830	0,001	0,0183

0,02

CELKEM

Tabulka 1 – plošné zatížení 1.PP

1.NP – Obchodní zóna

Obrázek 27 –Skladba podlahy 1.NP obchodní zóna

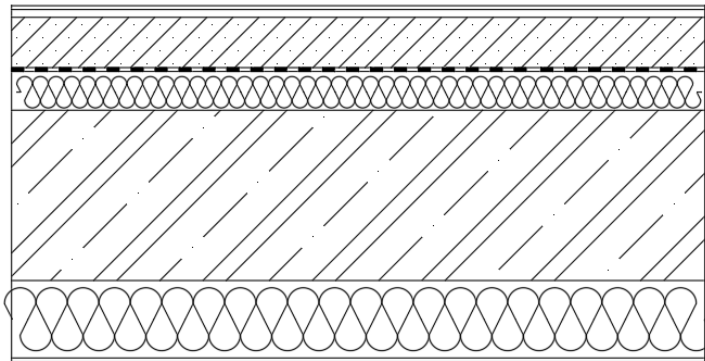
Podlaha 1.NP

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Nášlapná vrstva-linoleum	1200	0,002	0,024
Cementové lepidlo	2500	0,005	0,125
Anhydritový potěr	2200	0,045	0,99
Isover Rigifloor	12	0,04	0,005
ŽB deska	-	-	-
Tepelná izolace-minerální vata	80	0,1	0,08
Vzduchotechnika v podhledu			0,3
Podhled Fireboard			0,1

Celkem

1,62

Tabulka 2 – plošné zatížení 1.NP

1.NP – hygienické místnosti

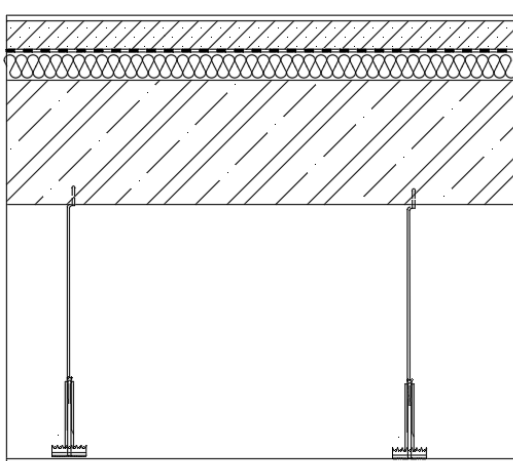
Obrázek 28 –Skladba podlahy 1.NP hygienické místnosti

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Keramická dlažba+lepidlo	2200	0,01	0,22
Cementové lepidlo	2500	0,003	0,075
Anhydritový potěr	2200	0,045	0,99
Isover Rogifloor	12	0,004	0,48
ŽB deska	-	-	-
Tepelná izolace-minerální vata	80	0,1	0,08
Vzduchotechnika - ventilátory			0,4

Celkem

2,25

Tabulka 3 – plošné zatížení 1.NP – hygienické místnosti

2.NP a 3.NP – Společné prostory, kanceláře

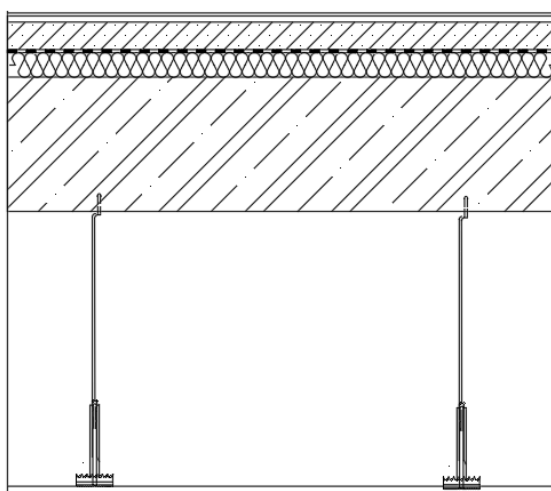
Obrázek 29 –Skladba podlahy 2.NP a 3.NP společné prostory, kanceláře

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Nášlapná vrstva-linoleum	1200	0,002	0,024
Cementové lepidlo	2500	0,005	0,00125
Anhydritový potěr	2200	0,045	0,99
Isover Rigifloor	12	0,04	0,005
Vzduchotechnika v podhledu			0,3
Podhled Fireboard			0,1

CELKEM

1,42

Tabulka 4 – plošné zatížení 2.NP a 3.NP – Společné prostory, kanceláře

2.NP a 3.NP – hygienické místnosti

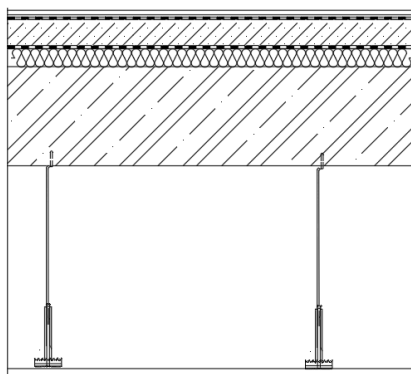
Obrázek 30 –Skladba podlahy 2.NP a 3.NP hygienické místnosti

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Keramická dlažba	2200	0,01	0,22
Cementové lepidlo	2500	0,003	0,075
Anhydritový potěr	2200	0,045	0,99
Isover Rigifloor	12	0,05	0,006
Vzduchotechnika v podhledu			0,3
Podhled Fireboard			0,1

CELKEM

1,74

Tabulka 5 – plošné zatížení 2.NP a 3.NP – hygienické místnosti

4.NP – byty

Obrázek 30 –Skladba podlahy 4.NP místnosti

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Nášlapná vrstva			0,1
Mirelon	30	0,002	0,001
Anhydritový potěr	2200	0,045	0,99
Isover Rigifloor	12	0,05	0,006
Vzduchotechnika			0,3
Podhled Fireboard			0,1

CELKEM

1,50

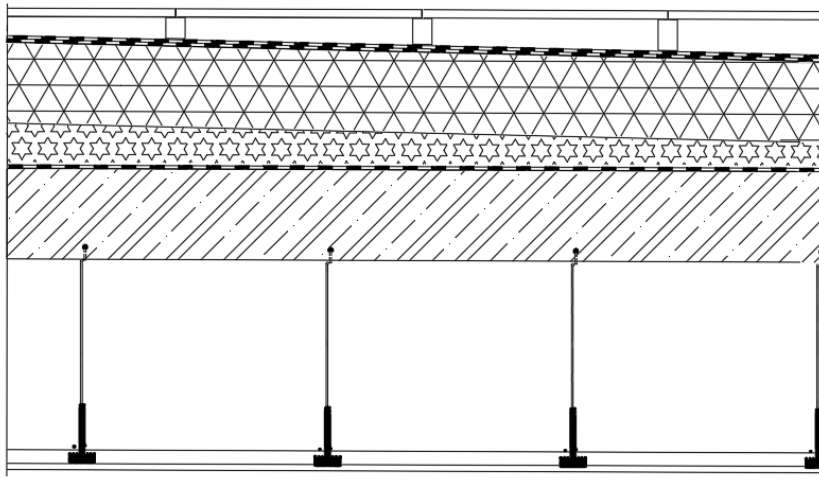
Tabulka 6 – plošné zatížení 4.NP-byty

4.NP – hygienické místnosti

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g_k (kN/m ²)
Keramická dlažba	2200	0,01	0,1
Cementové lepidlo	2500	0,003	0,075
Anhydritový potěr	2200	0,045	0,99
Isover Rigifloor	12	0,04	0,005
Vzduchotechnika			0,3
Podhled Fireboard			0,1

CELKEM

1,57

*Tabulka 7 – plošné zatížení 4.NP-hygienické místnosti***2.NP a 4.NP pochozí terasy***Obrázek 31 –Skladba podlahy terasy 2.NP a 4.NP*

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Keramická dlažba	-	-	0,45
2x geotextilie	-	-	0,000
2x Asfaltový pás	-	-	0,091
Tepelná izolace EPS	18	0,2	0,036
Fólie PVC	-	-	0,030
Cementová pěna PORIMENT	600	0,22	1,32
Vzduchotechnika v podhledu	-	-	0,3
Podhled Fireboard	-	-	0,1

CELKEM

2,33

Tabulka 8 – plošné zatížení 2.NP a 4.NP-pochozí terasy

Podlaha schodišťová ramena

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kN/m ²)
Keramická dlažba	2200	0,01	0,1
Cementové lepidlo	2500	0,005	0,125

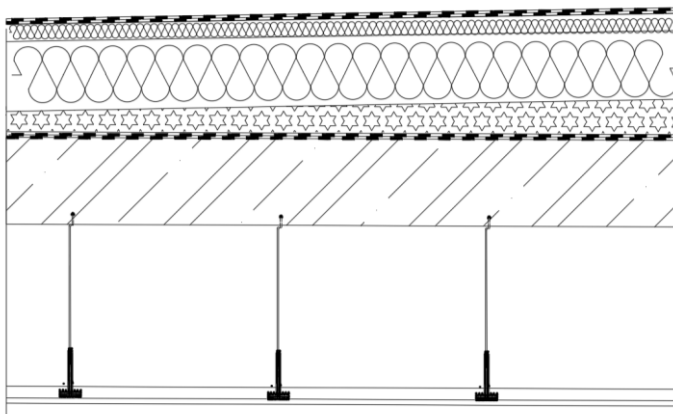
CELKEM

0,225

Tabulka 9 – plošné zatížení schodišťová ramena

Poznámka: U podlahy v 1.PP se zanedbá (hodnota pouze 0,02 kN/m²).

4.1.3 Střešní plášť



Obrázek 32 –Skladba podlahy střešní plášť

Střecha nad 4.NP (nepochozí)

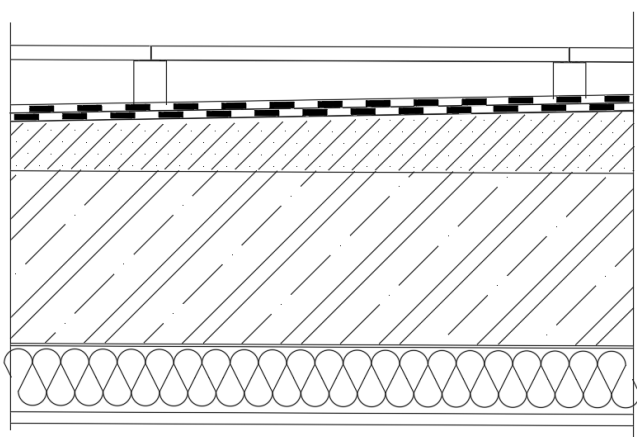
Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kn/m ²)
2xAsfaltový pás + parotěsná folie	-	-	0,1
Dílec z pěnového polystyrenu	30	0,05	0,015
Tepelná izolace EPS	30	0,18	0,054
Cementová pěna PORIMENT	600	0,22	1,32
ŽB deska			
Vzduchotechnika v podhledu	-		0,3
Podhled Fireboard			0,1

Celkem

1,89

Tabulka 10 – plošné zatížení střecha nad 4.NP

Střecha nad 1.PP (část s tepelnou izolací, v modelu uvažováno celoplošně -zanedbatelná hodnota)



Obrázek 33 –Skladba střešního pláště 1.NP

Popis vrstvy	objemová tíha (kg/m ³)	tloušťka (m)	g _k (kn/m ²)
Keramická dlažba			0,45
2x geotextilie	-	-	0,0003
2x Asfaltový pás	-		0,091
Tepelná izolace EPS	30	0,2	0,091
Fólie PVC			0,03
Tepelná izolace-minerální vata	80	0,1	0,080
Lehčený beton PORIMENT	850	0,24	2,04

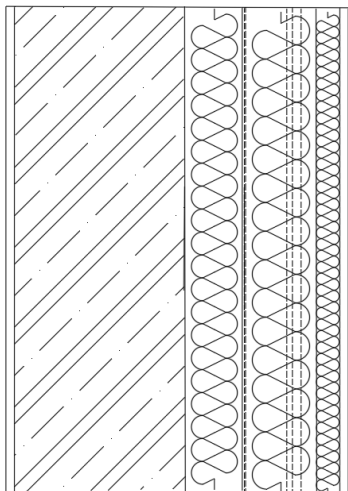
Celkem

2,78

Tabulka 11 – plošné zatížení střecha nad 1.PP

Poznámka: Tepelná izolace se nachází pouze v menší části této plochy z důvodu zabránění vzniku tepelného mostu mezi nezateplenou a zateplenou částí objektu.

4.1.4 Obvodový plášť



Obrázek 34 – Skladba obvodového pláště

Popis vrstvy		$g_k(\text{kN/m}^2)$
Hliníkový rošt		0,25
Tepelná izolace	0,24	0,19
Plech (obklad LOP)		0,025
Rezerva		0,14
CELKEM		0,85

Tabulka 12 – plošné zatížení obvodový plášť

4.1.5 Příčky

Všechny příčky v objektu jsou sádrokartonové

Popis vrstvy	tloušťka (mm)	$g_k(\text{kN/m}^2)$
KNAUF W115	205	0,52

Celkem

0,52

Tabulka 13 – plošné zatížení sádrokartonové příčky

Světlá výška místnosti (včetně podhledu): 3,61 m

Liniová tíha příčky: $g_k = 0,52 \cdot 3,2 = 1,87 \text{ kN/m}$

Příčky mezi byty budou v modelu nanесeny liniově dle skutečné polohy, ostatní příčky budou uvažovány náhradním plošným zatížením.

Ve všech podlažích jsou navrženy SDK příčky.

Popis vrstvy	tloušťka (mm)	$g_k(\text{kN/m}^2)$
4x SDK deska rošt	4 x 12,5	0,5
Akustická izolace	75	0,03

Celkem 0,53
Tabulka 14 – plošné zatížení sádrokartonové příčky (4x deska)

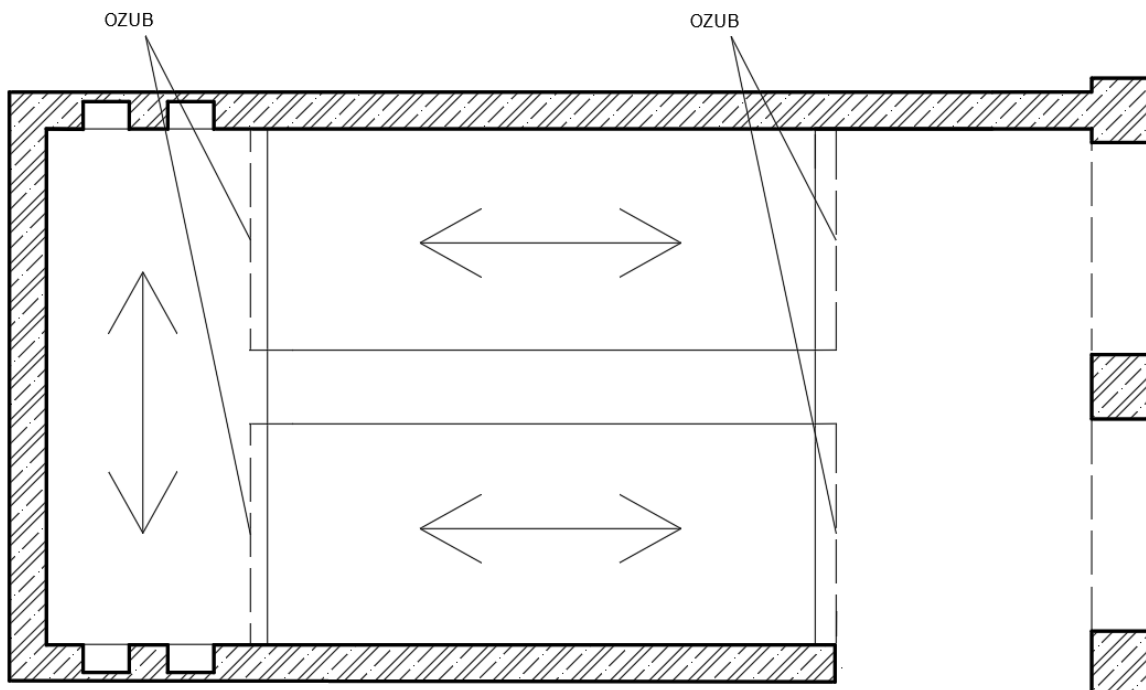
Popis vrstvy	tloušťka (mm)	$g_k(\text{kN/m}^2)$
2x SDK deska rošt	2 x 12,5	0,24
Akustická izolace	75	0,03

Celkem 0,27
Tabulka 15 – plošné zatížení sádrokartonové příčky (2x deska)

Ve 4.NP bude v modelu příčka zadána liniově podle skutečné polohy. SDK desky budou zadány jako možné přemístitelné příčky s plošným zatížením $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ (pro příčky o vlastní tíze $\leq 1 \text{ kN/m}$ dle ČSN EN 1991-1-1 [7]).

4.1.6 Schodiště

Schodiště v objektu zajišťuje přístup do všech podlaží s výjimkou nepochozí střechy, na kterou zajišťuje přístup výlez.



Obrázek 35 – Schéma schodiště

Schodišťová ramena jsou prefabrikovaná a kloubově uložena ozubem na mezipodestu a podestu (deska). V ozubu se nachází elastomerové ložisko bi-Trapezlager pro zajištění akustického oddělení. Monolitická mezipodesta je uložena do stěn prostřednictvím akustických boxů Schöck Tronsole typ Z. Schodišťová ramena jsou z boku opatřena spárovými deskami Schöck Tronsole® typ L. Při návrhu schodiště se vychází z normy ČSN 73 4130.

Schody 1.PP-1.NP

- Počet stupňů: 6+11
- Konstruktivní výška podlaží: 3,06 m
- Šířka schodišťového prostoru: 2800 mm
- Zrcadlo: 400 mm
- Šířka schodišťového stupně: 270 mm
- Výška schodišťového stupně: 3060/17 mm=180 mm
- Sklon schodišťového ramene: $\arctan(180/270)=33,7^\circ$
- Minimální podchodná výška: $h_{p,min} = 2100 \text{ mm}$
- Minimální průchodná výška: $h_{pr,min} = 1900 \text{ mm}$
- Průchodná výška: $h_{pr} = 750 + (1500 \cdot \cos \alpha) = 750 + (1500 \cdot \cos 33,7) = 2044,7 \text{ mm}$
- Podchodná výška: $h_{pr} = 1500 + \left(\frac{750}{\cos \alpha}\right) = 1500 + \left(\frac{750}{\cos 33,7}\right) = 2368,92 \text{ mm}$

Náhradní spojitě zatížení od schodišťových stupňů.

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,18 \cdot 25 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

Schody 1.NP – 4.NP

- Počet stupňů: 2 x 11
- Konstrukční výška podlaží: 3,06 m
- Šířka schodišťového prostoru: 2800 mm

Zrcadlo: 400 mm

Šířka schodišťového stupně: 270 mm

Výška schodišťového stupně: $3960/22 = 180$ mm

Sklon schodišťového ramene: $\arctan(180/270)=33,7^\circ$

Minimální podchodná výška: $h_{p,min} = 2100$ mm

Minimální průchodná výška: $h_{pr,min} = 1900$ mm

Průchodná výška: $h_{pr} = 750 + (1500 \cdot \cos \alpha) = 750 + (1500 \cdot \cos 33,7) = 2044,7$ mm

Podchodná výška: $h_{pr} = 1500 + \left(\frac{750}{\cos \alpha}\right) = 1500 + \left(\frac{750}{\cos 33,7}\right) = 2368,92$ mm

Náhradní spojitě zatížení od schodišťových stupňů.

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,18 \cdot 25 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

4.1.7 Zatížení zemním tlakem

V souladu s ČSN EN 1997-1 [12]. Toto zatížení je uvažované jako zemní tlak v klidu, kdy vycházím z předpokladu, že se stěny od zemního tlaku nedeformují. Užitné zatížení zeminy uvažuji $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$. Jedná se o zatížení od stavebních materiálů a vozidel.

Hloubka založení 3,6 m.

Tabulka 18 – Zatížení zemním tlakem

Zadaná ustálená hladina spodní vody se nachází v hloubce 0,8 m pod původním terénem. Byly zadány 3 vrty z převzatého inženýrsko – geologického průzkumu (podrobněji v kapitole 7). Pro zatížení zemním tlakem jsou zde uvedeny pouze vrstvy do hloubky založení. Kompletní geologické profily pro daný vrt nebo sondu jsou uvedeny v kapitole 7.

Sonda SP1 a vrt V1

Pořadí	h(m)	Zemina	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi_{ef,k}$ (°)	$c_{ef}(\text{kPa})$	$E_{def}(\text{Mpa})$	ν	$\varphi_{ef,d}$ (°)	$K_0(-)$
1	0-1,0	F6 (F4)	18,1	20	18	6	0,4	15,6	0,67
2	1,0-1,2	S5	18,5	27	2	18	0,35	20,7	0,54
3	1,2-2,6	F6	18,3	23	20	10	0,4	17,8	0,67
4	2,6-3,0	S5	18,5	27	2	18	0,35	20,7	0,54
5	3,0-3,6	R5	21	32	30	40	0,3	24,1	0,43

Tabulka 18 – Geologický profil pro sondu SP1 a vrt V1

Sonda SP2

Pořadí	h(m)	Zemina	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi_{ef,k}$ (°)	$c_{ef}(\text{kPa})$	$E_{def}(\text{Mpa})$	ν	$\varphi_{ef,d}$ (°)	$K_0(-)$
1	0-1,6	F6	18,3	20	20	10	0,4		0,67
2	1,4-1,6	F6	18,3	20	20	10	0,4	15,6	0,67
3	1,6-3,6	R6	20	25	23	20	0,4	19,2	0,67

Tabulka 19 – Geologický profil pro sondu SP2

Počítá se, že při zásypu bude kolem budovy povrchová vrstva štěrku o tloušťce 0,5 m. Kolem budovy se nachází chodníky či zpevněné plochy.

h(m)	Zemina	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi_{ef,k}$ (°)	$c_{ef}(\text{kPa})$	$E_{def}(\text{Mpa})$	ν	$\varphi_{ef,d}$ (°)	$K_0(-)$
0-0,5	G4	19	30	4	70	0,3	22,728958	0,428571

Tabulka 21 – Charakteristiky zeminy štěrku

Použité vzorce pro výpočet veličin v tabulce 21:

Návrhový úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef,d} = \arctg\left(\frac{\varphi_{ef,k}}{\gamma_\varphi}\right)$; kde $\gamma_\varphi = 1,25$

Součinitel zemního tlaku v klidu $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$

Užitné zatížení terénu: $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$ (stavební materiál, vozidla)

Charakteristický zemní tlak v klidu do hloubky 3,6 m

Sonda SP1 a vrt V1

$$\sigma_{i,k} = K_0 \cdot (q_k + \gamma_k \cdot h_i)$$

$$\sigma_{0,k} = K_0 \cdot q_k = 0,429 \cdot 10 = 4,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{1,k} = \sigma_{0,k} + K_0 \cdot \gamma_1 \cdot h_1 = 4,29 + 0,429 \cdot 19 \cdot 0,5 = 8,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{2,k} = \sigma_{1,k} + K_0 \cdot \gamma_2 \cdot h_2 = 8,36 + 0,67 \cdot 18,1 \cdot 0,5 = 14,39 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{3,k} = \sigma_{2,k} + K_0 \cdot \gamma_3 \cdot h_3 = 14,39 + 0,54 \cdot 18,5 \cdot 0,2 = 16,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{4,k} = \sigma_{3,k} + K_0 \cdot \gamma_4 \cdot h_4 = 16,38 + 0,67 \cdot 18,3 \cdot 1,4 = 33,46 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{5,k} = \sigma_{4,k} + K_0 \cdot \gamma_5 \cdot h_5 = 33,46 + 0,54 \cdot 18,5 \cdot 0,4 = 37,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{6,k} = \sigma_{4,k} + K_0 \cdot \gamma_5 \cdot h_5 = 37,44 + 0,43 \cdot 21 \cdot 0,6 = 42,85 \text{ kN/m}^2$$

Sonda SP2

$$\sigma_{i,k} = K_0 \cdot (q_k + \gamma_k \cdot h_i)$$

$$\sigma_{0,k} = K_0 \cdot q_k = 0,429 \cdot 10 = 4,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{1,k} = \sigma_{0,k} + K_0 \cdot \gamma_1 \cdot h_1 = 4,29 + 0,429 \cdot 19 \cdot 0,5 = 8,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{2,k} = \sigma_{1,k} + K_0 \cdot \gamma_2 \cdot h_2 = 8,36 + 0,67 \cdot 18,3 \cdot 0,9 = 19,34 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{3,k} = \sigma_{2,k} + K_0 \cdot \gamma_3 \cdot h_3 = 19,34 + 0,67 \cdot 18,3 \cdot 0,2 = 21,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{4,k} = \sigma_{3,k} + K_0 \cdot \gamma_4 \cdot h_4 = 21,78 + 0,67 \cdot 20 \cdot 2 = 48,44 \text{ kN/m}^2$$

4.2 Proměnné zatížení

4.2.1 Užiténé zatížení

Hodnoty užiténého zatížení vychází z ČSN EN 1991-1-1[7].

1.PP – Kategorie F - dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla ($\leq 30 \text{ kN}$ tíhy)

$$\mathbf{q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2}$$

1.NP interiér - Kategorie D1- plochy v malých obchodech

$$\mathbf{q_k = 5 \text{ kN/m}^2}$$

1.NP exteriér mimo obchodní zónu – kategorie C1

$$\mathbf{q_k = 3 \text{ kN/m}^2}$$

2.NP+3.NP – Kategorie B – Kancelářské plochy

$$\mathbf{q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2}$$

4.NP – Kategorie A – Obytné plochy, stropy

$$\mathbf{q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2}$$

Schodiště – Kategorie A

$$\mathbf{q_k = 3 \text{ kN/m}^2}$$

Nepochozí střecha – Kategorie H

$$\mathbf{q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2}$$

Část 1.PP určena pro skladování – kategorie E1

$$\mathbf{q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2}$$

4.2.2 Zatížení sněhem

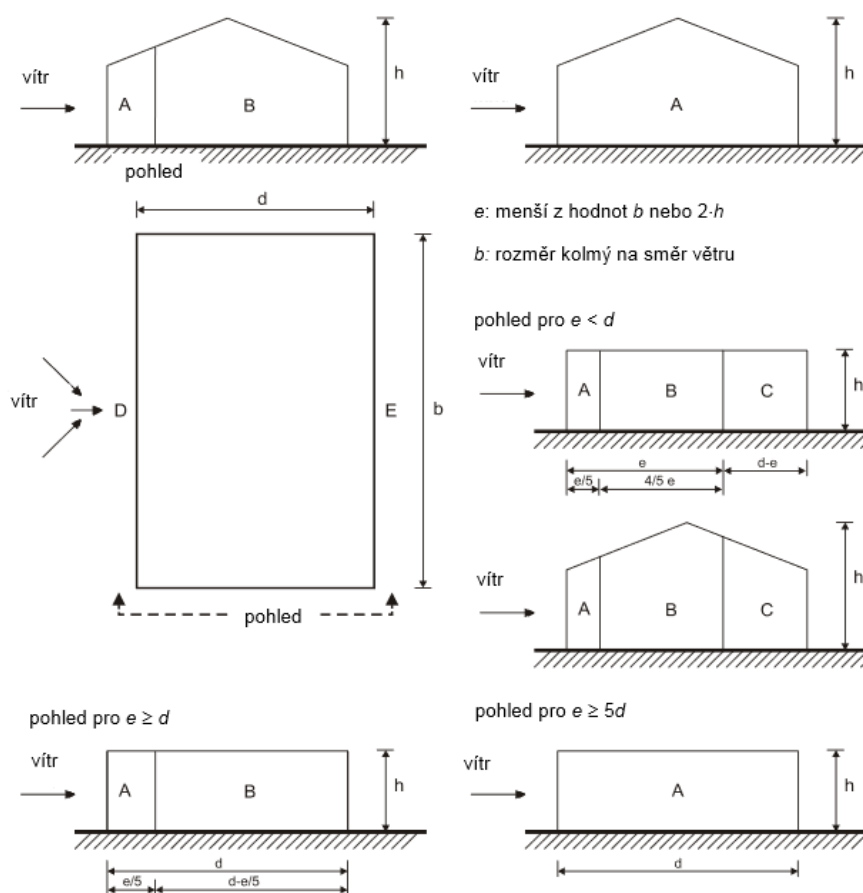
Zatížení vychází z normy ČSN EN 1991–1-3 [8]. V této normě jsou popsány jednotlivé parametry pro výpočet zatížení sněhem dle příslušné lokality a tvaru střechy.

- Tvarový součinitel: $\mu = 0,8$ (plochá střecha; $\alpha < 30^\circ$)
- Součinitel expozice: $C_e = 1$
- Tepelný součinitel: $C_t = 1$
- Lokalita: Zlín
- Sněhová oblast III – charakteristické zatížení sněhem $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

4.2.3 Zatížení větrem

Bude stanoveno dle ČSN EN 1991-1-4 [9].



Obrázek 34 – Oblasti pro výpočet zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4

- Lokalita objektu : Zlín
- Větrná oblast II
- Základní rychlost větru: $v_b = 25 \frac{m}{s}$; $\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$
- Základní tlak větru: $q_{b(z)} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25 = 0,391 \frac{kN}{m^2}$
- Kategorie terénu III – oblast pravidelně pokrytá vegetací, budovami nebo překážkami
- Součinitel expozice $C_{e(z)} = 2,08$; $C_{pe} = 0,743$
- Maximální dynamický tlak: $q_p = C_{e(z)} \cdot q_{b(z)} = 2,08 \cdot 0,391 = 0,81 \frac{kN}{m^2}$

Výška včetně atiky nad terénem $h_0 = 16,42m$

Délky stěn ve směrech:

Příčný

$$b = 30 m$$

$$d_s = 28,8 m;$$

$$e = b = 30 m$$

$$e \geq d$$

$$30 m \geq 28,8 m$$

$$\frac{h_0}{d_s} = 0,57$$

V tabulce 16 jsou uvedeny hodnoty součinitele vnějšího tlaku $C_{pe,10}$ a hodnoty tlaku větru na vnější povrch w_k pro jednotlivé oblasti.

	q_p [kPa]	$C_{pe,10}$	w_k [kPa]
A	0,81	-1,2	-0,972
B	0,81	-1,06	-0,8586
C	0,81	-0,5	-0,405
D	0,81	0,743	0,60183
E	0,81	-0,38	-0,3078

Tabulka 16 – Součinitele vnějšího tlaku pro směr 1

➤ Podélný

$$b = 28,8 m$$

$$d_h = 30 m$$

$$e = b = 28,8 m$$

$$e < d$$

$$28,8 \text{ m} < 30 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{d_s} = 0,547$$

	q_p [kPa]	$C_{pe,10}$	w_k [kPa]
A	0,81	-1,2	-0,972
B	0,81	1,04	-0,8424
C	0,81	-0,5	-0,405
D	0,81	0,74	0,5994
E	0,81	-0,38	-0,3078

Tabulka 17 – Součinitele vnějšího tlaku pro směr 2

Součinitele vnějšího tlaku c_{pe} :

$$D_s = 0,743; E_s = 0,38$$

Tlak větru na vnější povrch

$$w_k = q_p \cdot c_{pe} =$$

$$\text{Návětrná strana objektu: } w_{k,D_s} = 0,81 \cdot 0,743 = 0,604 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Závětrná strana objektu } w_{k,E_s} = 0,81 \cdot 0,38 = 0,308 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.2.4 Zatížení seismicitou

Určuje se dle normy ČSN EN 1998-1[10].

Lokalita: Zlín

Referenční zrychlení základové půdy $a_{gR} = 0,10 g \Rightarrow$ Jedná se o malou seismicitu

Jedná se o malou seismicitu - obvykle se v tomto případě provádí pouze výpočet na únosnost bez průkazu požadavků na duktilitu a disipaci energie. [11] Seismicitě tedy nebude dále věnována pozornost ve výpočtu.

5. Předběžný statický výpočet

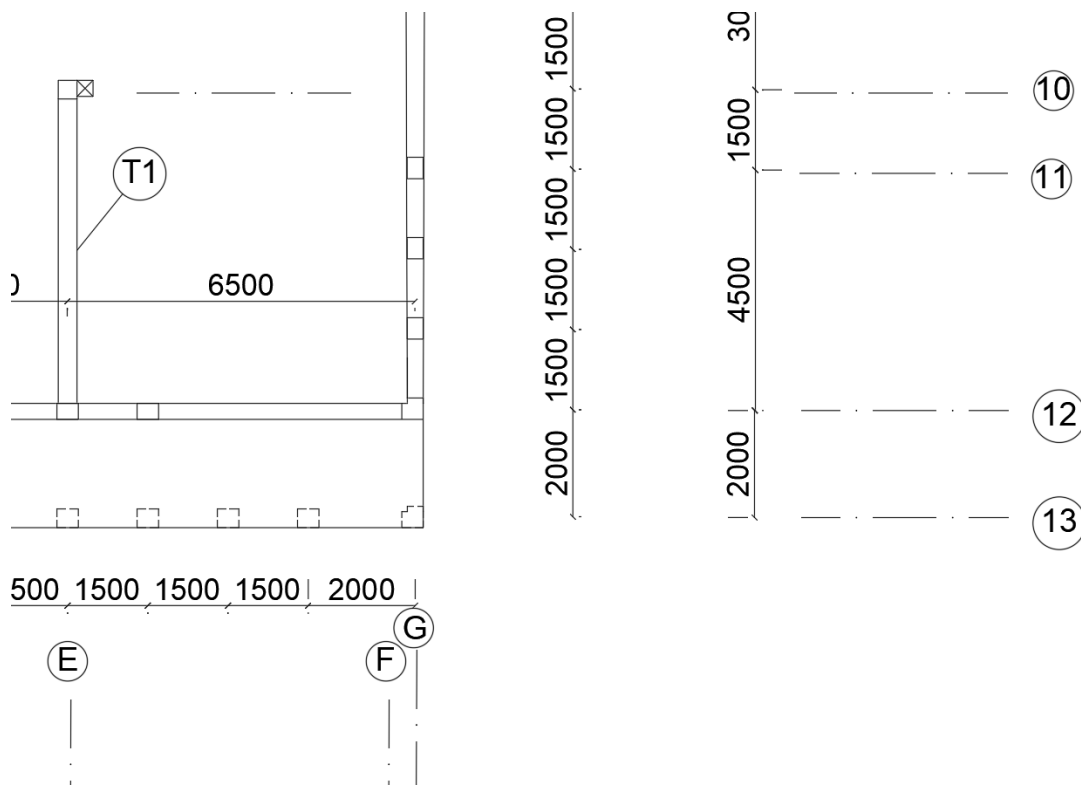
5.1 Návrh tloušťky desky

Budou předběžně navrženy stropní desky s posouzením v kritických místech s největším předpokládaným namáháním.

5.1.1 Návrh tloušťky stropní desky

Stropní desky budou monolitické železobetonové v celém objektu.

Maximální rozpětí stropní desky (celkově) $l_{max} = 6,5 m$. V tomto místě se nejedná o úplné lokální podepření, z jedné strany je deska podepřena průvlakem (viz obrázek). Jedná se o desky všech nadzemních podlaží, mezi osami E-G ve vodorovném směru a 10-12 ve svislém směru. V 1.PP (myšleno nad dispozicí 1.PP) je tato deska podepřena průběžnou stěnou (jedná se tedy o spojitý nosník, který je z hlediska ohybové štíhlosti příznivějším podepřením).

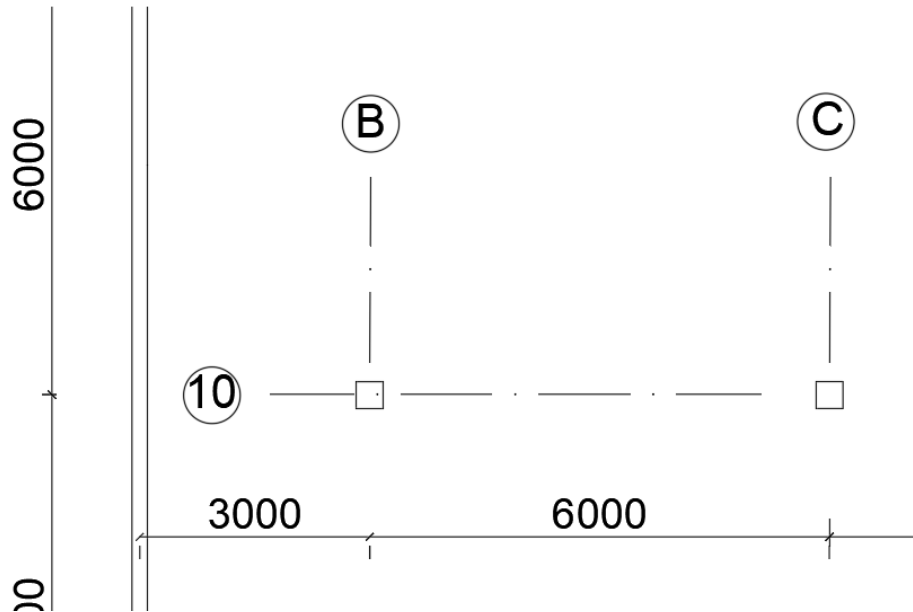


Obrázek 36a – Místo s maximální rozponem

Empirický odhad

$$h_d = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot l_1 = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 6500 \text{ mm} = 217 \div 260 \text{ mm}$$

Rozhodující pro předběžný návrh bude ale maximální rozpon pro lokální podepření (viz odstavec a) níže), který je pouze o 0,5 m menší, tedy $l = 6,0 m$ a menší součinitel $\lambda_{d,tab}$ pro toto podepření tak bude rozhodující pro návrh tloušťky této desky na základě ohybové štíhlosti. Tento rozpon pro lokální podepření je ve všech podlažích, vždy několikrát, pro příklad je uveden na obrázku 32 tento rozpon mezi svislými osami B a C na vodorovné ose 10.



Obrázek 36b – Místo s maximálním rozponem pro lokální pro lokální podepření

Návrh na základě ohybové štíhlostia) Pro lokální podepření $l_{max} = 6\text{ m}$ $\kappa_{c1} = 1$ součinitel tvaru průřezu $\kappa_{c2} = 1,0$ pro $l \leq 7\text{ m}$ součinitel rozpětí $\kappa_{c3} = 1,3$ **$\lambda_{d,tab}$ pro lokálně podepřenou desku a různé třídy betonu**

ρ [%]	Pevnostní třída betonu								
	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
0,5	17,5	19,0	20,4	22,2	24,6	27,6	30,9	34,5	38,4
1,5	14,6	15,1	15,6	16,2	16,8	17,4	18,0	18,6	19,2

Tabulka 22 – Součinitele ohybové štíhlosti pro lokálně podepřenou desku

 $\lambda_{d,tab}$ pro vnitřní pole spojitého nosníku a různé třídy betonu

ρ [%]	Pevnostní třída betonu								
	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
0,5	21,9	23,7	25,5	27,8	30,8	34,5	38,6	43,2	48,0
1,5	18,3	18,9	19,5	20,3	21,0	21,8	22,5	23,3	24,0

Tabulka 23 – Součinitele ohybové štíhlosti pro vnitřní pole spojitého nosníku

 $\lambda_{d,tab} = 24,6$ (lokálně podepřená deska, předpokládaný stupeň vyztužení $\rho = 0,5$)

Vymezující ohybová štíhlost

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 24,6 = 31,98$$

$$d \geq \frac{l_{max}}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}} = \frac{6000}{1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 24,6} = 203,25 \text{ mm}$$

$$h_d = d + \frac{\emptyset}{2} + c_{nom} = 203 + \frac{20}{2} + 30 = 243 \text{ mm}$$

Navržená tloušťka desky: $h_d = 250 \text{ mm} \Rightarrow$ Navržená účinná šířka desky: $d = 210 \text{ mm}$

b) Pro částečné lokální podepření $l_{max} = 6,5 \text{ m}$

Zde je zvolena interpolovaná hodnota ohybové štíhlosti mezi hodnotou pro lokálně podepřenou desku a hodnotou pro vnitřní pole spojitého nosníku. (předpokládaný stupeň vyztužení $\rho = 0,5$).

$$\lambda_{d,tab;1} = 30,8; \lambda_{d,tab;2} = 24,6$$

$$\lambda_{d,tab} = \frac{\lambda_{d,tab;1} + \lambda_{d,tab;2}}{2} = \frac{30,8 + 24,6}{2} = 27,7$$

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 27,7 = 36,01$$

$$d \geq \frac{l_{max}}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot 27,7} = \frac{6500}{1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 27,7} = 180,51 \text{ mm} \Rightarrow \text{Není třeba korigovat hodnotu z odstavce a)}$$

5.1.2 Návrh tloušťky střešní desky

Deska 1.NP je jak stropní, tak střešní nad 1.PP. Tato deska bude posuzována v předběžném návrhu, protože je nejvíce zatížená. Na střešních deskách je třeba vyšší krycí vrstva, a proto bude velikost účinné výšky u části střešní desky rozhodující (méně příznivá).

Viz odstavec 5.1.1. po stanovení minimální účinné výšky průřezu s vlivem ohybové štíhlosti. Požadovaná tloušťka desky bude jiná z důvodu jiné hodnoty požadované tloušťky krycí vrstvy.

$$h_{d,min} = d + \frac{\emptyset}{2} + c_{nom} = 203 + \frac{20}{2} + 35 = 248 \text{ mm}$$

Navržená tloušťka desky: $h_d = 250 \text{ mm} \Rightarrow$ Navržená účinná šířka desky: $d = 205 \text{ mm}$

Tento návrh se týká i teras ve 2. a 4.NP

$248 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \Rightarrow$ Tato deska dále nevyžaduje podrobné posouzení na průhyby.

5.2 Ověření desky z hlediska únosnosti v ohybu

Ověřeno bude protlačení v místě největšího zatížení desky v 1.NP . Tato deska je ze všech stropních desek zatížena nejvíce (návrhová hodnota zatížení).

V tabulkách 24 a 25 je uvedeno porovnání zatížení interiérové a exteriérové části desky, posouzena bude deska na více zatížené části.

Zatížení desky v 1.NP interiér

		ρ (kg/m ³)	d(m)	g_k (kN/m ²)	Gama	g_d (kN/m ²)
Stálé	Nášlapná vrstva-linoleum	12	0,002	0,024	1,35	0,0324
	Cementové lepidlo	2500	0,005	0,125	1,35	0,16875
	Anhydritový potěr	2200	0,045	0,990	1,35	1,3365
	ŽB deska	2500	0,25	6,250	1,35	8,4375
	Tepelná izolace-minerální vata	80	0,1	0,080	1,35	0,108
	Vzduchotechnika			0,4	1,35	0,54
Celkem stálé				7,87	1,35	10,62
Proměnné	Příčky plošné Užitné (kat. D)			0,5	1,5	0,75
				5	1,5	7,5
Celkem proměnné						8,25

Celkem

18,87

Skladba podlahy je převzata z přehledu zatížení, viz strana 31.

Tabulka 24 – Plošné zatížení 1.NP interiér

Zatížení 1.NP exteriér

		ρ (kg/m ³)	d(m)	g_k (kN/m ²)	Gama	g_d (kN/m ²)
Stálé	Keramická dlažba			0,45	1,35	0,6075
	2x geotextilie	-	-	0,0003	1,35	0,000405
	2x Asfaltový pás	-		0,091	1,35	0,12258
	Tepelná izolace EPS	30	0,1	0,030	1,35	0,0405
	Folie PVC			0,03	1,35	0,0405
	Lehčený beton PORIMENT	850	0,24	2,04	1,35	2,754
	ŽB deska	2500	0,25	6,25	1,35	8,4375
	Tepelná izolace - minerální vata	100	0,1	0,1	1,35	0,135
	Vzduchotechnika			0,4	1,35	0,54
Celkem stálé				8,9911		12,68
Proměnné	Užitné (kat. C1 -venkovní prostor)			3	1,5	4,5
	Sníh			1,2	1,5	1,8
Celkem proměnné				4,2		6,3

Celkem

18,98

Tabulka 25 – Plošné zatížení 1.NP exteriér

Větší velikost zatížení je v exteriérové části 1.NP a v této části bude deska posouzena. Bude uvažováno s příslušnou účinnou výškou průřezu $d=205$ mm.

Lokálně podepřená deska 1.NP (nejvíce namáhané)

$$f_{d;1.NP} = 18,98 \text{ kN/m}^2$$

- Délka zatěžovacího pole (směr B): $l_1 = 6 \text{ m}$
- Šířka zatěžovacího pole (směr C): $b_1 = 6 \text{ m}$

Výpočet celkového součtového momentu:

$$f_{d;1.NP} = g_{d;1.NP} + q_{d;1.NP}$$

$$M_{tot} = \frac{1}{8} \cdot f_{d;1.NP} \cdot b \cdot l_1^2 = \frac{1}{8} \cdot 18,98 \cdot 6 \cdot 6^2 = 512,46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rozdělení celkového součtového momentu na momenty v podporách a v poli pomocí součinitele γ :

- Součinitel γ pro záporný moment: $\gamma_1 = 0,65$
- Součinitel γ pro kladný moment: $\gamma_2 = 0,35$

Celkový záporný moment na šířku pruhu 6 m:

$$M_k = \gamma_1 \cdot M_{tot} = 0,65 \cdot 512,46 = 333,10 \text{ kNm}$$

Celkový kladný moment na šířku pruhu 6 m:

$$M_{k1} = \gamma_2 \cdot M_{tot} = 0,35 \cdot 512,46 = 179,36 \text{ kNm}$$

Rozdělení ve vnitřním poli:

Součinitel ω (poměrné části celkových záporných a kladných momentů připadající na sloupový pruh):
Sloupový pruh (podpora): $\omega_1 = 0,75$; Středový pruh (pole): $\omega_2 = 0,6$

Moment připadající na sloupový pruh, šířka 3 m

Záporný ve střední podpoře

$$M_k \cdot \omega_1 = 333,1 \cdot 0,75 = 249,83 \text{ kNm}$$

Kladný ve střední podpoře

$$M_{k1} \cdot \omega_2 = 179,36 \cdot 0,6 = 107,62 \text{ kNm}$$

Moment připadající na středový pruh, šířka 3m

Záporný ve střední podpoře:

$$M_k \cdot (1 - \omega_1) = 333,1 \cdot (1 - 0,75) = 83,28 \text{ kNm}$$

Kladný ve střední podpoře:

$$M_{k1} \cdot (1 - \omega_2) = 179,36 \cdot (1 - 0,6) = 71,74 \text{ kNm}$$

Momenty na 1 m šířky

Záporný moment ve sloupovém pruhu na 1m šířky:

$$M_{ed;1} = \frac{M_d}{b_1 \cdot 0,5} = \frac{249,83}{6 \cdot 0,5} = 83,28 \text{ kNm/m}$$

Kladný moment ve sloupovém pruhu na 1m šířky:

$$M_{ed;1} = \frac{107,62}{6 \cdot 0,5} = 35,87 \text{ kNm/m}$$

Záporný moment ve středovém pruhu na 1m šířky:

$$M_{ed;1} = \frac{M_d}{b_1 \cdot 0,5} = \frac{83,28}{6 \cdot 0,5} = 27,76 \text{ kNm/m}$$

Kladný moment ve středovém pruhu na 1m šířky:

$$M_{ed;2} = \frac{M_h}{b_1} = \frac{71,74}{3} = 23,91 \text{ kNm/m}$$

Poměrný ohybový moment (pro hodnotu záporné $m_{ed;1}$):

$$b=1000 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{m_{ed;1}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{83280000}{1000 \cdot 205^2 \cdot 20} = 0,1$$

Vzorce pro stanovení poměrné výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{0,8 - \sqrt{0,64 - 1,28 \cdot \mu}}{0,64}$$

$$\zeta = \frac{\mu}{0,8 \cdot \xi}$$

$$\xi = 0,132; \zeta_1 = 0,947$$

Potřebná plocha výztuže

$$A_{s;req} = \frac{m_{ed;1}}{f_{yd} \cdot \zeta_1 \cdot d} = \frac{83280000}{435 \cdot 0,947 \cdot 204} = 990,99 \text{ mm}^2$$

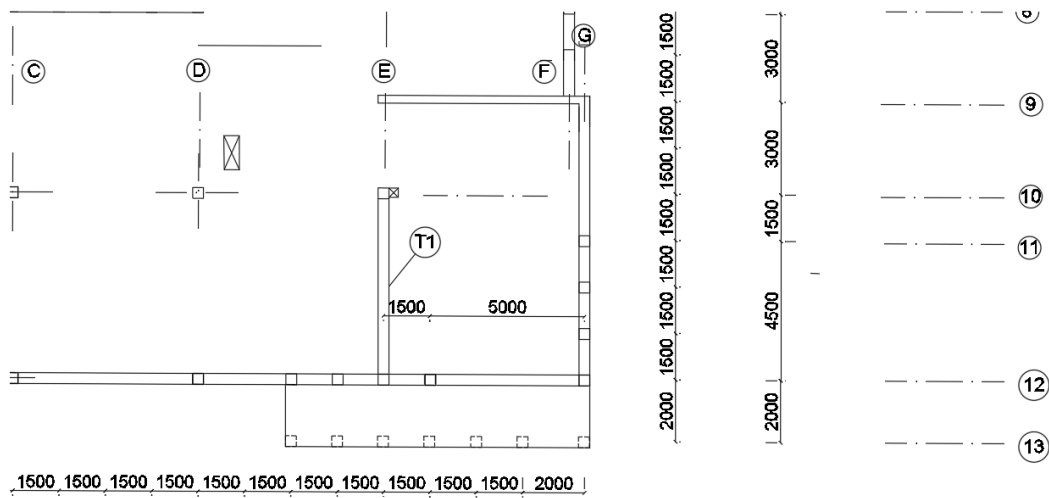
Orientační stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_{s;req}}{b \cdot d} = \frac{990,99}{1000 \cdot 205} = 0,00483 < 0,5\%$$

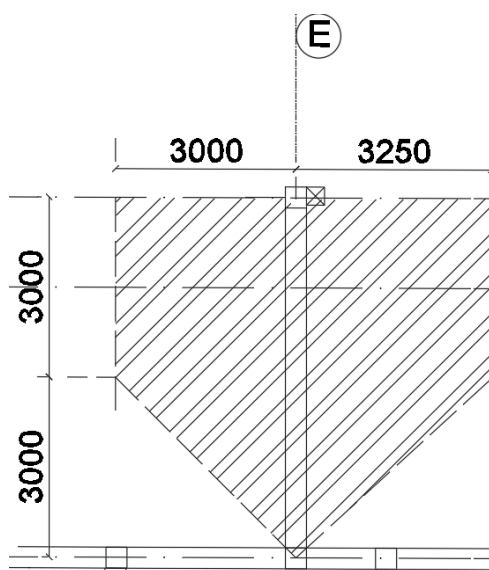
=> Předpoklad 0,5% vyztužení splněn – lze tedy předpokládat, že tloušťka desky vyhoví i s ohledem na průhyby.

5.3 Trám T1

Tento trám podpírá stropní desky nad dispozicí 1.NP – 4.NP. Ověřeno bude namáhání ve 2.NP, protože zde je společně se 3.NP nejvyšší velikost návrhového zatížení.



Obrázek 37 – Poloha trámu T1



Obrázek 38 – Zatěžovací plocha trámu T1

Uvažuji dvě možnosti statického podepření. Kloubové, vetknutí.

Zatížení trámu T1

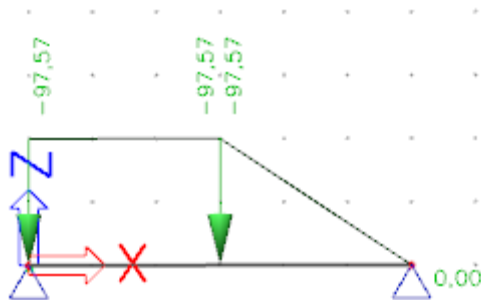
typ zatížení	Název zatížení	gk (kN/m ²)	šířka(m)	Fk	gama	Fd
Stálé	VI. Tíha průvlaku	10	0,35	3,50	1,35	4,73
	Stálé od desky 2.NP	7,67	6,25	47,94	1,35	64,72
Celkem stálé				51,44		69,44
Proměnné	Příčky plošné 2.NP	0,5	6,25	3,125	1,5	4,6875
	Užitné od desky 2.NP	2,5	6,25	15,63	1,5	23,44
Celkem proměnné				15,63		28,13
Celkem				67,06		97,57

Tabulka 26 – Liniové zatížení trámu T1

Zatížení trámu v modelu

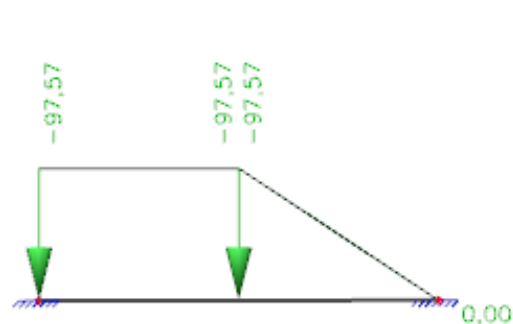
U trámu nemusí být dokonalé vetknuté spojení se sloupy, proto jsou uvažovány dvě možné varianty podepření a předběžný návrh bude proveden na zatížení z méně příznivé varianty.

Varianta podepření I - kloubové



Obrázek 39a – model zatížení varianta I

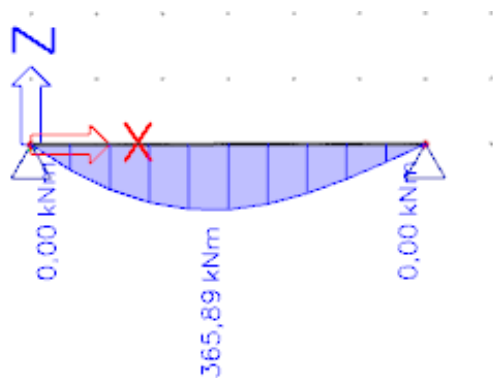
Varianta podepření II - vetknutí



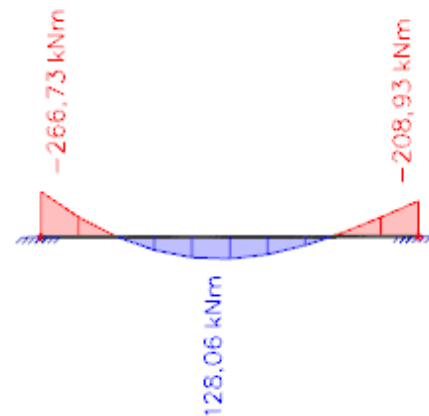
Obrázek 39b – model zatížení varianta II

Průběh ohybového momentu

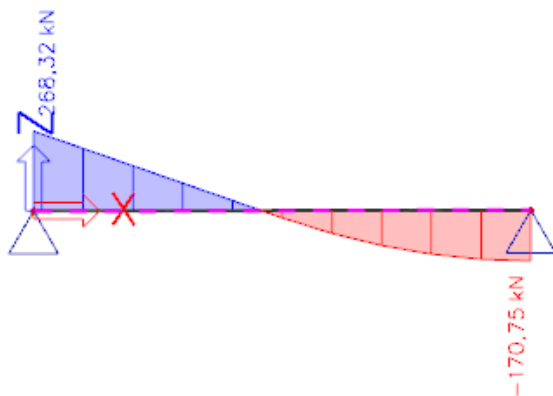
Varianta I



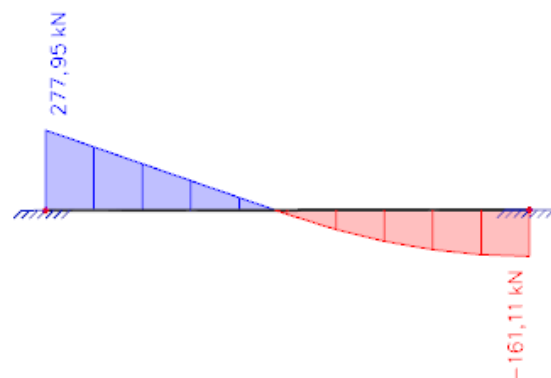
Obrázek 40a – Průběh ohybového momentu
varianta I



Obrázek 40b – Průběh ohybového momentu
varianta II



Obrázek 41a – Průběh posouvající síly
varianta I



Obrázek 41b – Průběh posouvající síly
varianta II

Maximální moment na průvlaku (uvažovaná hodnota v předběžném návrhu): $m_{ed;1} = 365,89 \text{ kNm}$

Návrh rozměrů průvlaku:

Délka průvlaku: 6 m

Výška průvlaku: $h_{p1} = 650 \text{ mm}$

Šířka průvlaku: $b_{p1} = 350 \text{ mm}$

$c_{nom} = 30 \text{ mm}$; $\phi_s = 20 \text{ mm}$; $\phi_{tř} = 8 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu průvlaku T1:

$$d_{p1} = h_{p1} - (c_{nom} + \frac{\emptyset_s}{2} + \emptyset_{tř}) = 650 - (30 + \frac{20}{2} + 8) = 602 \text{ mm}$$

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{m_{ed;1}}{b \cdot d_{p1}^2 \cdot f_{cd}} = \frac{365890000}{350 \cdot 602^2 \cdot 20} = 0,144$$

Poměrná výška tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{0,8 - \sqrt{0,64 - 1,28 \cdot \mu}}{0,64} = \frac{0,8 - \sqrt{0,64 - 1,28 \cdot 0,144}}{0,64} = 0,195 < 0,45; \zeta = 0,922$$

Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s;req} = \frac{m_{ed;p1}}{\zeta \cdot d_{p1} \cdot f_{yd}} = \frac{365890000}{0,922 \cdot 602 \cdot 435} = 1515,42 \text{ mm}^2$$

Orientační stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_{s;req}}{b_{p;1} \cdot d_{p;1}} = \frac{1515,42}{350 \cdot 602} = 0,00719 \Rightarrow 0,72 \% \text{ vyztužení}$$

Únosnost tlakové diagonály - posouzení

Posouvající síla návrhová

$$V_{ed;max} = 247,33 \text{ kN (na lici podpory)}$$

$$V_{Rd;max} = 0,6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{cd} \cdot b_{p1} \cdot \zeta \cdot d_{p;1} \cdot \frac{\cot\theta}{1 + \cot\theta^2}$$

Posouvající síla na mezi porušení tlakové diagonály

$$\text{Sklon trhliny} - \text{uvažován } \cot\theta = 1,2$$

$$V_{Rd;max} = 0,6 \cdot (1 - \frac{30}{250}) \cdot 20 \cdot 350 \cdot 0,922 \cdot 602 \cdot \frac{1,2}{1 + 1,2^2} = 1008,9 \text{ kN}$$

Posouzení obou variant podepření trámu

trám	Varianta podepření	b_t [mm]	h_t [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm]	μ [-]	ζ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
T1	I - kloub	350	650	602	365,89	0,1442	0,922	0,195	1515,42	0,7192
	II - vetknutí	350	650	602	266,76	0,1052	0,944	0,139	1079,10	0,5122

trám	Varianta podepření	b_t [mm]	h_t [mm]	d [mm]	$V_{ed,max}$ [kN]	$z=\zeta \cdot d$	$\cotg\theta$	$V_{Rd,max}$ [kN]	
T1	I-klobuk	350	650	602	268,32	555,044	1,2	1008,91	Vyhoví
	II-vetknutí	350	650	602	277,95	568,288	1,2	1032,98	Vyhoví

Tabulka 27 – Posouzení trámu na ohyb a smyk – obě varianty

Ověření ohybové štíhlosti průvlastku:

$$\kappa_{c1} = 1,0 \quad \text{součinitel tvaru průřezu}$$

$$\kappa_{c2} = 1,0 \quad \text{součinitel rozpětí} < 7m$$

$$\kappa_{c3} = 1,0 \quad \text{součinitel napětí ve výztuži}$$

$$\lambda_{d,tab} = 20,5$$

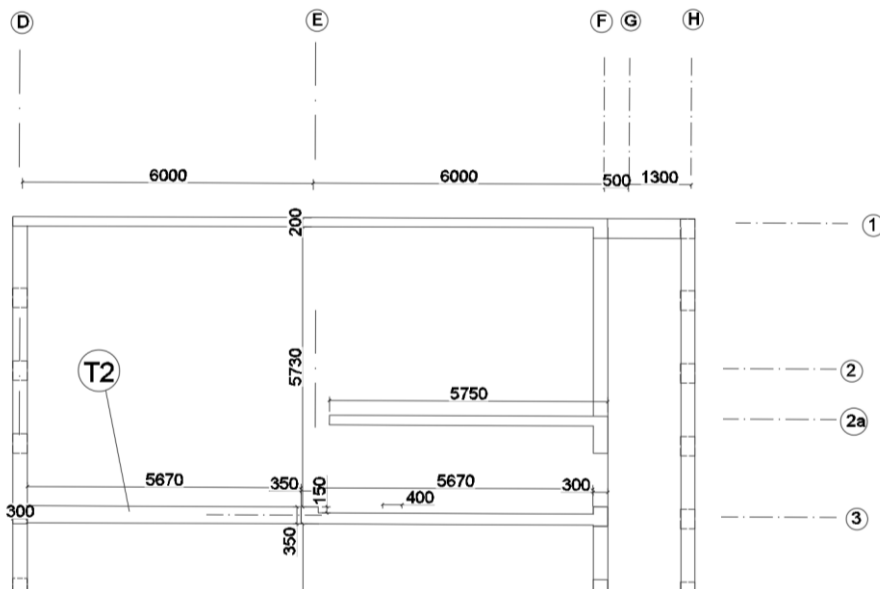
$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

$$\frac{6000}{610} \leq 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,5 = 20,5$$

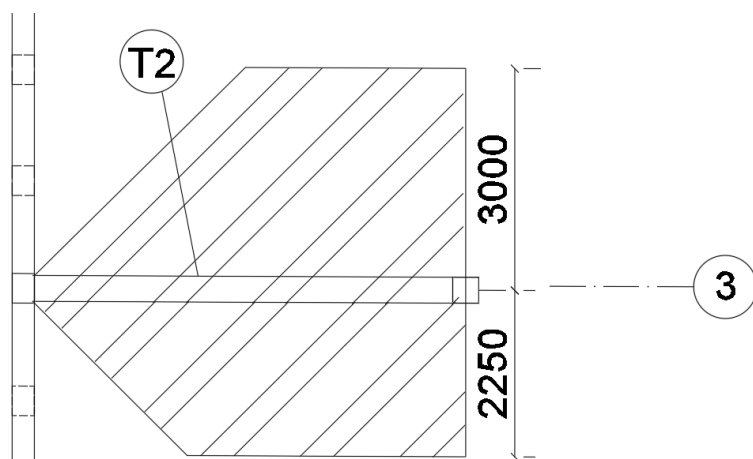
$9,84 \leq 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,5 = 20,5 \Rightarrow$ Splněno kritérium ohybové štíhlosti \Rightarrow Navržený rozměr trámu je vyhovující.

5.4 Trám T2 ve stropní desce nad dispozicí 1.NP

Jedná se o trám na ose 6 (viz obrázek 42).



Obrázek 42 – poloha trámu na ose 3



Obrázek 43 –Zatěžovací plocha trámu T2

Návrh rozměrů průvlaku:

Délka průvlaku: 6 m

Výška průvlaku: $h_{p1} = 650 \text{ mm}$ Šířka průvlaku: $b_{p1} = 350 \text{ mm}$ $c_{nom} = 30 \text{ mm}$; $\varnothing_s = 20 \text{ mm}$; $\varnothing_{tř} = 8 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu průvlaku T2:

$$d_{p1} = h_{p1} - (c_{nom} + \frac{\varnothing_s}{2} + \varnothing_{tř}) = 650 - (30 + \frac{20}{2} + 8) = 602 \text{ mm}$$

Zatížení trámu T2

typ zatížení	Název zatížení	gk (kN/m ²)	šířka(m)	Fk	gama	Fd
Stálé	VI. Tíha průvlaku	10	0,35	3,50	1,35	4,73
	Stálé od desky 2.NP	7,67	5,25	40,27	1,35	54,36
Celkem stálé				43,77		59,09
Proměnné	Příčky plošné 2.NP	0,5	5,25	2,625	1,5	3,9375
	Užitné od desky 2.NP	2,5	5,25	13,13	1,5	19,69
Celkem proměnné				13,13		23,63
Celkem				56,89		82,71

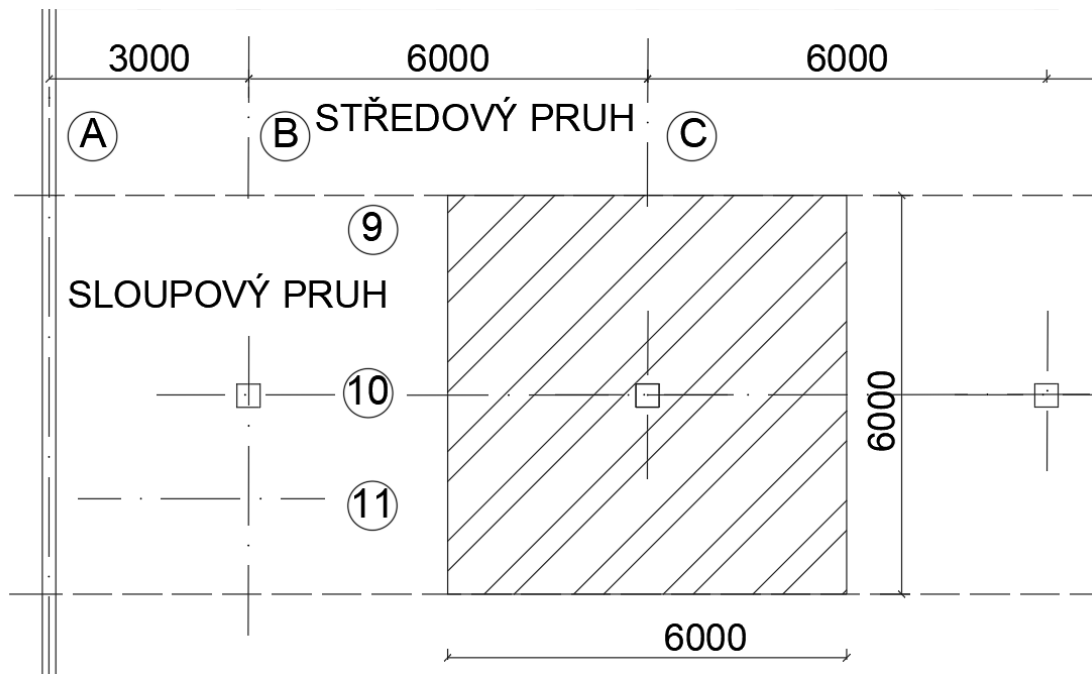
Tabulka 28 – Zatížení trámu T2

Závěr: Rozměry trámu T2 jsou stejné jako rozměry trámu T1. Velikost zatížení trámu T2 je menší, než velikost zatížení trámu T1 =>lze předpokládat, že trám T2 vyhoví.

5.4 Sloupy

5.4.1 Sloupy v nadzemním podlaží

Budou posouzeny sloupy s nejvyšší hodnotou normálové síly. Rozměry sloupů se mění mezi 1.PP a 1.NP a budou proto předběžně ověřeny nejvyšší namáhání jak pro patu sloupů 1.NP, tak 1.PP. Bude ověřeno, zda-li potřebný stupeň vyztužení v příslušném sloupu by nebyl větší, než 4% dle konstrukčních zásad.



Obrázek 31 – zatěžovací plocha sloupu

Zatížení sloupu 1.NP (poloha C10)

Tabulka 29 – Zatížení sloupu 1.NP

- Rozměry sloupu: 350 x 350 mm ($A_c = 122500 \text{ mm}^2 = 0,1225 \text{ m}^2$)
- Zatěžovací plocha: 6 x 6 = 36 m²
- Výška sloupu (bez stropu): 3,71 m
- Přípustné napětí ve výztuži pro dostředný tlak (je uvažován v předběžném výpočtu): $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- Zatížení (normálová síla) v patě sloupu:

$$N_{ed} = 2147,67 \text{ kN}$$

typ zatížení	Název zatížení	plošné zatížení	plocha(m ²)	podlaží	Fk	γ	Fd
	VI. Tíha sloupu 1.NP - střecha				45,45	1,35	61,35
	Stálé od desky 2.NP a 3.NP	7,67	36	2	552,24	1,35	745,53
	Stálé od desky 4.NP	7,73	36	1	278,45	1,35	375,91
	Stálé od střešní desky	8,14	36	1	293,03	1,35	395,59
	Příčky 4.NP SDK	Fk=1,87*6			11,22	1,35	15,147
Celkem stálé					1169,18		1593,54
	Přemístitelné příčky	0,5	36	3	54	1,5	81
	Užitné od desky 2.NP a 3.NP	2,5	36	2	180	1,5	270
Proměnné	Užitné od desky 4.NP	1,5	36	1	54	1,5	81
	Užitné od střešní desky	1,95	36	1	70,2	1,5	105,3
Celkem proměnné					369,42		554,13
Celkem							2147,67

- Vyztužení pro návrhovou normálovou sílu ve sloupu

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot A_c \cdot \sigma_s \Rightarrow \rho_s = \frac{N_{Rd} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{A_c \cdot \sigma_s} = \frac{2147670 - 0,8 \cdot 122500 \cdot 20}{122500 \cdot 400} = 0,0038 \Rightarrow$$

=> 0,38 % stupeň vyztužení pro návrhovou sílu ve sloupu <4% => vyhoví na maximální možný stupeň vyztužení dle konstrukčních zásad

5.4.2 Sloupy v podzemním podlaží

Zatížení sloupu 1.PP (poloha C10)

Zatížení sloupu v patě

typ zatížení	Název zatížení	plošné zatížení (kN(m ²))	plocha(m ²)	podlaží	Fk,	gama	Fd
Stálé	VI. Tíha sloupu 1.NP střecha				45,45	1,35	61,35
	Vlastní tíha sloupu 1.PP				11,24	1,35	15,17
	Stálé od desky 1.NP	7,87	36	1	283,28	1,35	382,43
	Stálé od desky 2.NP a 3.NP	7,67	36	2	552,24	1,35	745,53
	Stálé od desky 4.NP	7,73	36	1	278,45	1,35	375,91
	Stálé od střešní desky	8,14	36	1	293,03	1,35	395,59
	Příčky 4.NP SDK	Fk=1,87*6			11,22	1,35	15,147
Celkem stálé					1474,92		1991,14
Proměnné	Přemístitelné příčky	0,5	36	4	72	1,5	108
	Užitné od desky 1.NP	5	36	1	180	1,5	270
	Užitné od desky 2.NP a 3.NP	2,5	36	2	180	1,5	270
	Užitné od desky 4.NP	1,5	36	1	54	1,5	81
	Užitné+snih od střešní desky	1,95	36	1	70,2	1,5	105,3
Celkem proměnné					556,20		834,30
Celkem							2825,44

Tabulka 30 – Zatížení sloupu 1.PP

- Rozměry sloupu: 400 x 400 mm ($A_c = 160000 \text{ mm}^3 = 0,16 \text{ m}^3$)
- Zatěžovací plocha: 6 x 6 = 36 m²
- Výška sloupu (bez stropu): 2,81 m
- Přípustné napětí ve výztuži pro střední tlak (je uvažován v tomto výpočtu): $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- Zatížení (normálová síla) v patě sloupu:

$$N_{ed} = 2825,24 \text{ kN}$$

- Vyztužení pro návrhovou normálovou sílu ve sloupu

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot A_c \cdot \sigma_s \Rightarrow \rho_s = \frac{N_{Rd} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{A_c \cdot \sigma_s} = \frac{2825,44 - 0,8 \cdot 160\,000 \cdot 20}{160\,000 \cdot 400} = 0,0041 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 0,41 \% \text{ stupeň vyztužení pro návrhovou sílu ve sloupu} < 4\% \Rightarrow \text{vyhoví na maximální možný stupeň vyztužení}$$

5.4.3 Předběžné ověření desky 1.NP na protlačení

V místě nejvyššího předpokládaného plošného zatížení bude posouzena stropní deska na protlačení a bude rozhodnuto, zda-li maximální možné množství smykové výztuže v průřezu zajistí dostatečnou únosnost v protlačení pro příslušnou bodovou reakci od sloupu.

Deska v oblasti vnitřního sloupu D10 nad dispozicí 1.PP

Zatížení z jednoho podlaží 1.NP		gk(kN/m ²)	A(m ²)	F _k (kN)	γ	F _d (kN)
Stálé	Stropní deska	6,25	36	225	1,35	303,75
	Podlaha	1,81	36	65,268	1,35	88,11
Proměnné	Příčky	0,5	36	18	1,5	27
	Užitné (kategorie D)	5	36	180	1,5	270
Celkem				488,27		688,86

Tabulka 32 – Bodové zatížení vnitřního sloupu D10

1) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení- tlačená diagonála $v_{Ed,0}$ v obvodě u_0 :

Délka obvodu u_0 : $u_0 = 4 \cdot b = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ m}$

Účinek návrhového napětí v obvodu v kontrolovaném obvodu u_0 :

- Součinitel polohy sloupu $\beta = 1,15$

$$v_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 688\,860}{1600 \cdot 210} = 2,35 \text{ MPa}$$

- Únosnost tlačené diagonály na protlačení v obvodu u_0 :

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$2,35 \text{ MPa} \leq 4,22 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

2) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení $v_{Ed,1}$ v obvodě u_1 bez výztuže na protlačení:

- Délka obvodu u_1 : $u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0,210 = 4,24 \text{ m}$
- Součinitel k_{max} : Pro součinitel k_{max} je použita hodnota 1,9 (odhad)
- $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,18/1,5 = 0,12$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; k \leq 2,0; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{210}} = 1,976$$

- Stupeň vyztužení $\rho = 0,005$ (odhad)

- Účinek návrhového napětí v obvodu v kontrolovaném obvodu u_1 :

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 688\,860}{4240 \cdot 210} = 0,89 \text{ MPa}$$

- Únosnost na protlačení v obvodu u_1

$$v_{rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} = 0,12 \cdot 1,976 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$v_{ed,1} = 0,89 \text{ MPa} \leq 0,58 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Nevyhoví, dojde k návrhu smykových trnů}$$

3) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení $v_{Ed,1}$ v obvodě u_1 s výztuží na protlačení:

Návrh smykových trnů $k_{max}=1,9$

$$v_{Rd,c} = v_{rd,c} \cdot k_{max} = 0,58 \cdot 1,9 = 1,10 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$$

$0,89 \text{ MPa} \leq 1,10 \text{ MPa} \Rightarrow$ Desku bude možné vyztužit na protlačení bez dalších opatření

Zatížení desky v oblasti vnitřního sloupu C10 nad dispozicí 1.NP

Stálé	Stropní deska	6,25	36	225	1,35	303,75
	Podlaha	1,74	36	62,6328	1,35	84,55
Proměnné	Příčky	0,50	36	18	1,5	27
	Užitné (kategorie D)	2,5	36	90	1,5	135
Celkem						
					395,63	550,30

Tabulka 33 – Plošné zatížení desky v dispozici nad 1.NP

1) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení- tlačena diagonála $v_{Ed,0}$ v obvodě u_0 :

$$\text{Délka obvodu } u_0: u_0 = 4 \cdot b = 4 \cdot 0,35 = 1,4 \text{ m}$$

Účinek návrhového napětí v obvodu v kontrolovaném obvodu u_0 :

- Součinitel polohy sloupu $\beta = 1,15$

$$v_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 550\,030}{1400 \cdot 210} = 2,15 \text{ MPa}$$

- Únosnost tlačena diagonály na protlačení v obvodu u_0 :

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$v_{ed,0} = 2,15 \text{ MPa} \leq 4,22 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

2) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení $v_{Ed,1}$ v obvodě u_1 bez výztuže na protlačení:

- Délka obvodu u_1 : $u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 0,35 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0,210 = 4,04 \text{ m}$
- Součinitel k_{max} : Pro součinitel k_{max} je použita hodnota 1,9

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; k \leq 2,0; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{210}} = 1,976$$

- Stupeň vyztužení $\rho=0,005$ (odhad)
- Účinek návrhového napětí v obvodu v kontrolovaném obvodu u_1 :

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 574\,910}{4040 \cdot 210} = 0,779 \text{ MPa}$$

- Únosnost na protlačení v obvodu u_1

$$v_{rd;c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} = 0,12 \cdot 1,976 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$v_{ed,1} = 0,779 \text{ MPa} \leq 0,58 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Nevyhoví, je nutné přidat smykovou výztuž}$$

3) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení $v_{Ed,1}$ v obvodě u_1 s výztuží na protlačení:

Návrh smykových trnů $k_{max}=1,9$

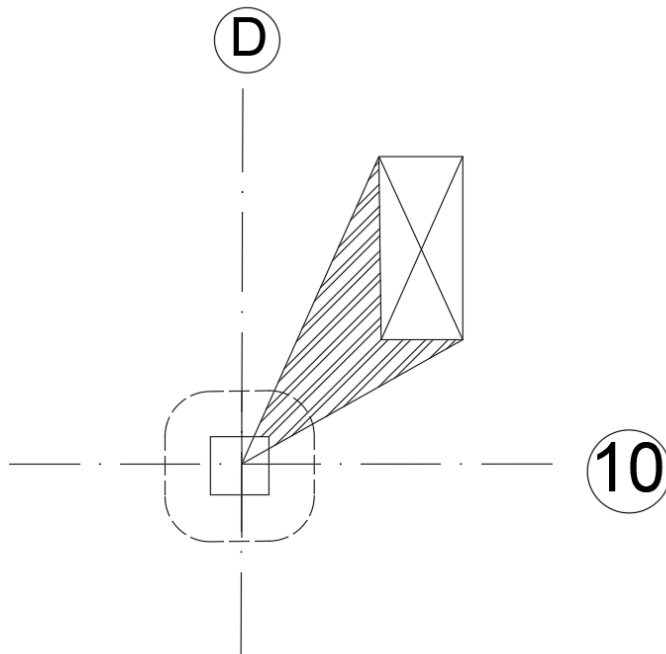
$$v_{Rd,c} = v_{rd,c} \cdot k_{max} = 0,58 \cdot 1,9 = 1,10 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$$

$0,779 \text{ MPa} \leq 1,10 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví, není třeba navrhovat dodatečná opatření na protlačení.}$

Deska v oblasti vnitřního sloupu D10 blízko prostupu nad dispozicí 1.NP

Ve stropní desce nad dispozicí 2.NP se nachází otvor ve vzdálenosti menší, než $6d$ od sloupu a je třeba tento otvor uvažovat při výpočtu kontrolovaného obvodu. Sníží se tím únosnost desky v protlačení.



Obrázek 45 –plocha ovlivňující kontrolní obvod vnitřního sloupu

Délka obvodu u_0 : $u_0 = 4 \cdot b = 4 \cdot 0,35 = 1,4 \text{ m}$

1) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení- tlačaná diagonála $v_{Ed,0}$ v obvodě u_0 :

Redukovaná délka obvodu u_0 (určeno geometricky odměření v AutoCadu): $u_0 = 4 \cdot b = 4 \cdot 0,35 - 0,1 = 1,3 \text{ m}$

$$v_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 550\,030}{1300 \cdot 210} = 2,31 \text{ MPa}$$

$$v_{ed,0} = 2,31 \text{ MPa} \leq 4,22 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

2) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení $v_{Ed,1}$ v obvodě u_1 s výztuží na protlačení:

Hodnota $v_{Rd,c}$ je převzata z předchozího posudku. Tato hodnota se přenásobí poměrem redukovaného obvodu s neredukovaným kontrolovaným obvodem u_1 .

Redukovaná délka obvodu u_1 : $u_{1,red} = 3725 \text{ mm}$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_{1,red} \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 550030}{4140 \cdot 0,9 \cdot 210} = 0,81 \text{ MPa} \leq v_{Rd,c} * \frac{u_{1,red}}{u_1} = 0,99 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví, není třeba navrhovat dodatečná opatření na protlačení.}$$

Rozdíl napětí $v_{rd,c} - v_{ed,red}$ vychází vždy kladně. Stropní deska nad dispozicí 1.PP vyhoví na protlačení s výztuží na protlačení bez dalších opatření.

Deska v oblasti vnitřního sloupu C3 s navazujícím otvorem nad dispozicí 1.PP

Zatížení z jednoho podlaží 1.NP exteriér		gk(kN/m ²)	A(m ²)	F _k (kN)	γ	F _d (kN)
Stálé	Stropní deska	6,25	36	225	1,35	303,75
	Podlaha+vzduchotechnika	3,14	36	113,04	1,35	152,60
Proměnné	Sníh	1,2	36	43,2	1,5	64,8
	Užitné (kategorie C)	3	36	108	1,5	162
Celkem				489,24		683,15

Tabulka 34 – Plošné zatížení desky v dispozici nad 1.PP

V 1.PP se nachází dvě místa, kdy otvor navazuje na sloup. Bude provedeno posouzení na protlačení pro sloup, který se nachází pod střechou 1.PP, protože deska, kterou tento sloup podpírá, má vyšší návrhové zatížení.

$$V_{ed} = 18,98 \cdot 6 \cdot 6 = 683,15 \text{ kN}$$

$$\text{Délka obvodu } u_0: u_0 = 4 \cdot b - 0,3 \text{ m} = 4 \cdot 0,4 \text{ m} - 0,3 \text{ m} = 1,3 \text{ m}$$

Účinek návrhového napětí v obvodu v kontrolovaném obvodu u_0 :

- Součinitel polohy sloupu $\beta = 1,15$

$$v_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 676 \text{ 980}}{1300 \cdot 210} = 2,82 \text{ MPa}$$

- Únosnost tlačené diagonály na protlačení v obvodu u_0 :

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

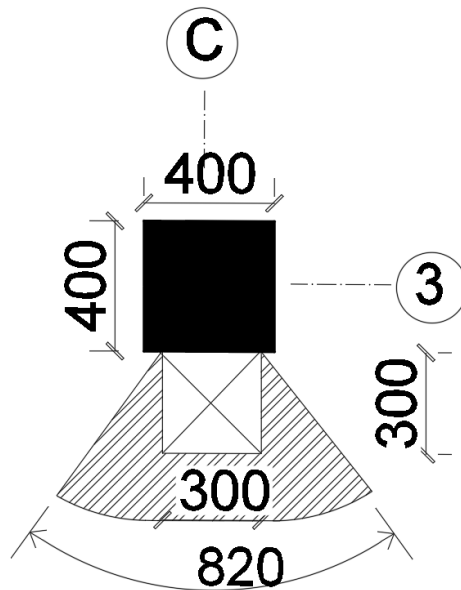
$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$2,82 \text{ MPa} \leq 4,22 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

1) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení $v_{Ed,1}$ v obvodě u_1 bez výztuže na protlačení:

- Délka obvodu u_1 : $u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d - 0,82 = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0,210 - 0,82 = 3,42 \text{ m}$;



Obrázek 46- Znáznornění otvoru u sloupu C3

- Součinitel k_{max} : Pro součinitel k_{max} je použita hodnota 1,9.
- $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; k \leq 2,0; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{210}} = 1,976$$

- Stupeň vyztužení $\rho = 0,006$ (odhad) – lokální zvýšení stupně vyztužení
- Účinek návrhového napětí v obvodu v kontrolovaném obvodu u_1 :

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 683\,150}{3420 \cdot 205} = 1,12 \text{ MPa}$$

- Únosnost na protlačení v obvodu u_1

$$v_{rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} = 0,12 \cdot 1,976 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,006 \cdot 30} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$v_{ed,1} = 1,12 \text{ MPa} \leq 0,62 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Nevyhoví, je nutné přidat smykovou výztuž}$$

2) Kontrola únosnosti desky s ohledem na namáhání v protlačení $v_{Ed,1}$ v obvodě u_1 s výztuž na protlačení:

Návrh smykových trnů - uvažováno $k_{max}=1,9$

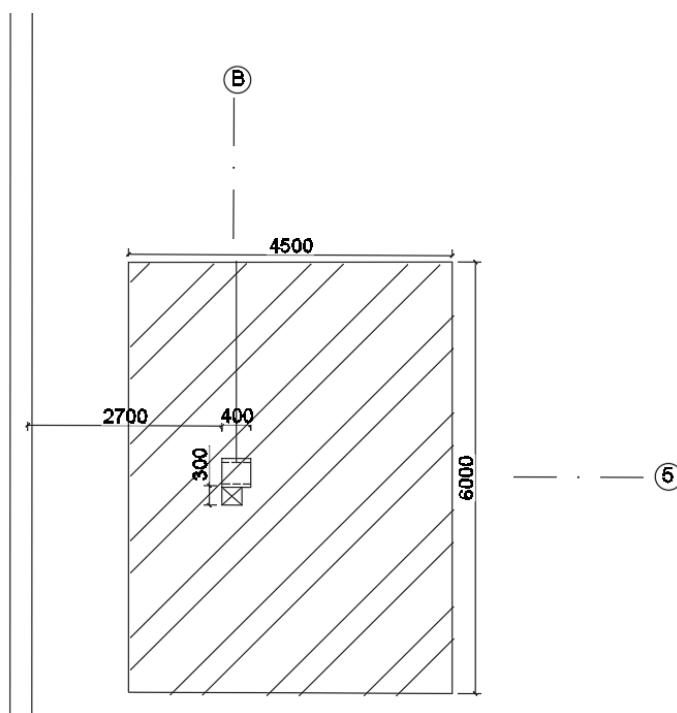
$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot k_{max} = 0,62 \cdot 1,9 = 1,18 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$$

$1,12 \text{ MPa} \leq 1,18 \text{ MPa} \Rightarrow$ Vyhoví s výztuží na protlačení bez dalších opatření

Deska v oblasti vnitřního sloupu B5 s navazujícím otvorem nad dispozicí 1.PP

U tohoto sloupu se také nachází prostup, ale tento sloup je navíc přitížen nenosnými sloupy, který tuto část desky zatěžuje a také lehkým obvodovým pláštěm. Tento sloup se nachází na rozhraní různých proměnných zatížení a dle příslušných ploch jsou potom všechny zohledněny ve výpočtu zatížení.



Obrázek 47 Vyznačená zatěžovací plocha sloupu B5

Zatížení bodové síly bude provedeno pro plošné a pro liniové zatížení desky.

Zatížení z jednoho podlaží 1.NP exteriér		$g_k(\text{kN/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$F_k(\text{kN})$	γ	$F_d(\text{kN})$
Stálé	Stropní deska	6,25	27	168,75	1,35	227,8125
	Podlaha+vzduchotechnika	3,14	27	84,78	1,35	114,45
Proměnné	Sníh	1,2	13,5	16,2	1,5	24,3
	Užitné (kategorie C)	3	13,5	40,5	1,5	60,75
	Užitné (kategorie D)	5	13,5	67,5	1,5	101,25
	Příčky	0,5	13,5	6,75	1,5	10,125
Celkem				384,48		538,69

Tabulka 35 – Plošné zatížení desky

Liniové zatížení z lehkého obvodového pláště.

		gk(kN/m)	L	F _k (kN)	γ	F _d (kN)
Stálé	Obvodový plášť	3,37	4,5	15,165	1,35	20,47275

Tabulka 36 – Liniové zatížení desky

Bodové zatížení sloupů z pórobetonu (nenosných)

Bodové zatížení sloupy z pórobetonu

Rozměry	Počet	Obj.tíha (kg/m ³)	výška	F _k	γ	F _d
400 x 300 mm	6	375	3,61	9,747	1,35	13,15845 kN

Tabulka 37 – Bodové zatížení desky

Celková reakce sloupu do desky.

$$F_c = 538,69 + 20,47 + 13,158 = 572,32 \text{ kN}$$

Reakce od sloupu do desky je menší, než u sloupu C5. Rozměry sloupu i otvoru jsou stejné => jsou stejně dlouhé kontrolované obvody pro výpočet únosností v protlačení => deska v tomto místě na protlačení vyhoví.

Okrajové sloupy

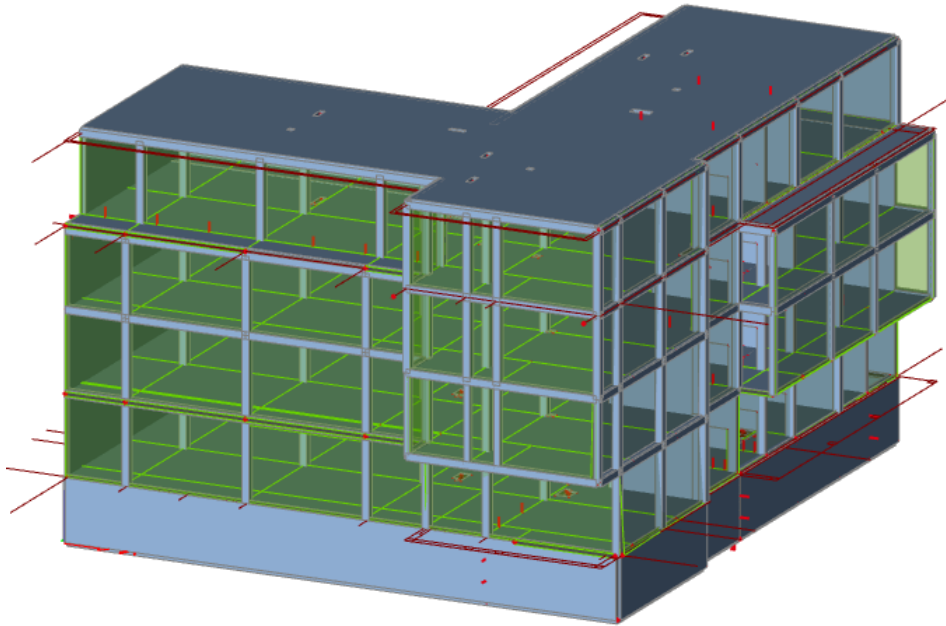
Deska je po obvodě podepřena průvlaky – nejedná se o lokální podepření

6. Výpočetní 3D model

6.1 Popis uvažovaných modelů

V rámci předchozího projektu byly porovnány dvě varianty 3D modelu. První model počítal se standardní osovou vzdáleností mezi obvodovými nosnými sloupy nadzemní části stavby 6 m a ostatní sloupy uvažoval jako nenosné.

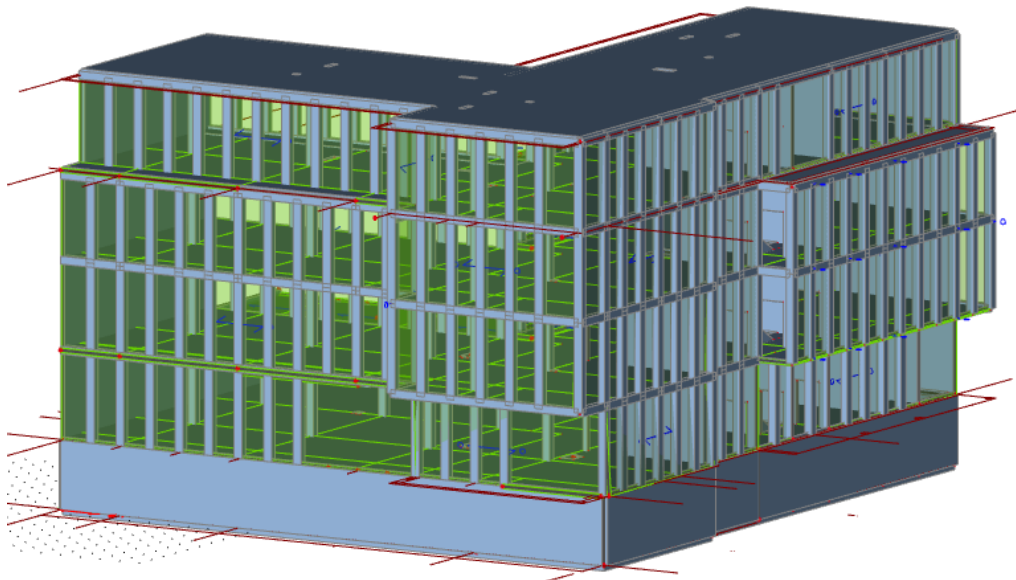
Druhý model počítal s tím, že všechny obvodové sloupy se vzdáleností 1,5 m jsou nosné. V tomto modelu vyšly nejvyšší průhyby pro kvazistálou kombinaci menší, než u prvního modelu. Následně bylo rozhodnuto, který model je příznivější z hlediska průhybů.

První model

Obrázek 48 – 3D model objektu pro výpočet ve Scia Engineer

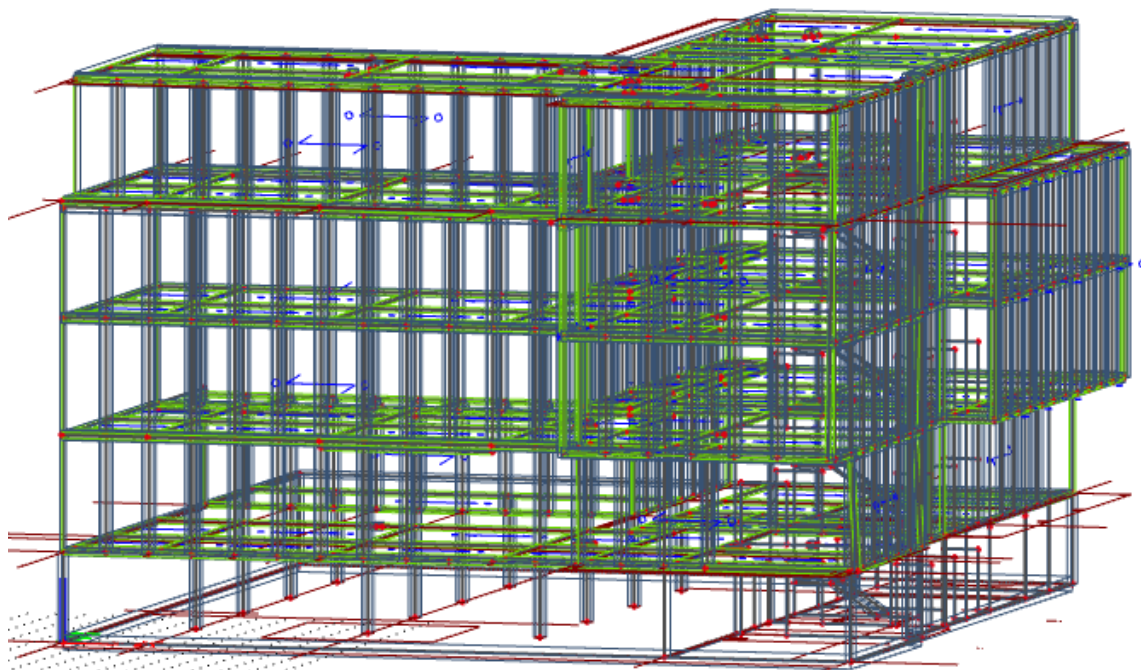
Všechny styčníky i styčné hrany stěn jsou modelovány jako tuhé (vetknutí) Pouze schodišťová ramena jsou podepřena kloubově).

Dále již tomuto modelu v této práci nebude věnována pozornost, bude počítáno s druhým modelem.

Druhý model - vybraný

Obrázek 49 – 3D model objektu pro výpočet ve Scia Engineer – druhý model

S tímto druhým modelem bylo dále uvažováno a pro tento model bylo přidáno do dalšího modelu podloží a počítáno s modulem Soilin. Tento model byl dále optimalizován a v části 1.NP jsou některé obvodové sloupy na severní straně objektu nenosné (z pórobetonu), aby deska nad 1.PP nebyla více přitěžována (s ohledem na únosnost v protlačení).



Obrázek 50 – 3D model objektu pro výpočet ve Scia Engineer4 – druhý model

6.2 Modelování zatížení

Vlastní tíha

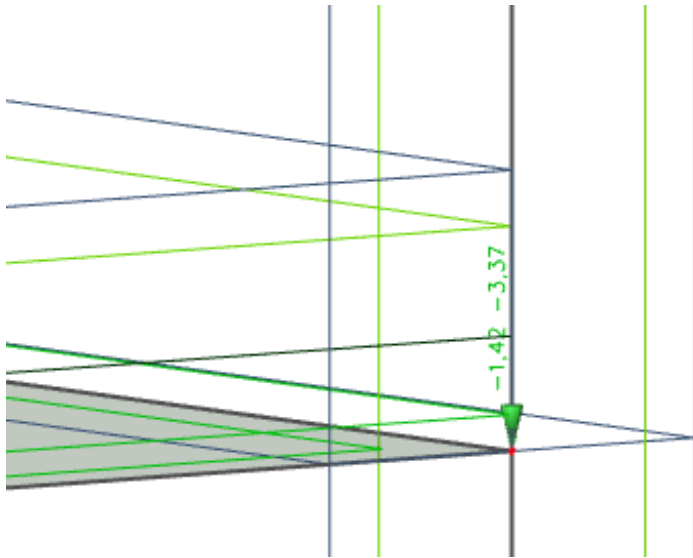
Spočtena automaticky softwarem Scia Engineer 20.0 64 bit.

Ostatní stálé

V rámci jednotlivých podlaží se nachází různé skladby z důvodu hygienických místností. Tím se liší i zatížení v rámci jednotlivých podlaží. Ve 4.NP je po celé ploše uvažována hodnota $1,57 \text{ kN/m}^2$, tedy plocha vyplývající ze skladby koupelny. Skladba mimo koupelny je pouze o $0,07 \text{ kN/m}^2$ nižší a nemá významný vliv na výsledky zatížení. V ostatních podlažích je uvažováno odpovídající přitížení v koupelnách na dané ploše dle příslušné hodnoty zatížení.

Zatížení lehkého obvodového pláště je modelováno na vnější hraně desek s odpovídající hodnotou pro výšku podlaží. Na obrázku 51 je příklad zadání zatížení ve 3.NP. Hodnota $1,42 \text{ kN/m}^2$ je plošným zatížením (skladba podlahy). Hodnota $3,37 \text{ kN/m}^2$ je liniovým zatížením od lehkého obvodového pláště. Jedná se o plošné zatížení $0,85 \text{ kN/m}^2$ na výšce $3,96 \text{ m}$ ($0,85 \cdot 3,96 = 3,37$).

Příčky ve 4.NP, které slouží jako dělící stěny (nenosné) mezi byty, se uvažují jako stálé zatížení v modelu byla zohledněna jejich skutečná poloha.



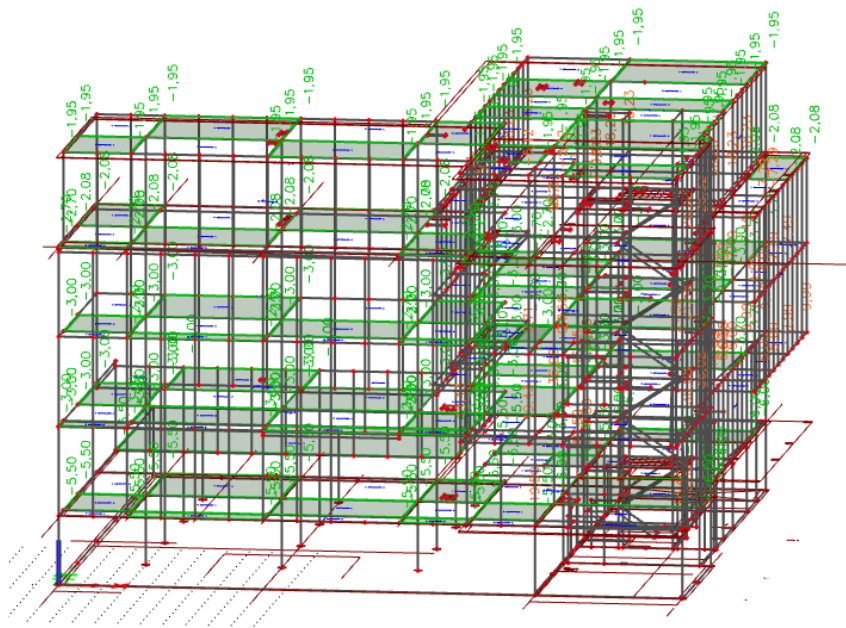
Obrázek 51 – Liniové zatížení od tíhy lehkého obvodového pláště a plošné zatížení od tíhy skladby podlahy ve 3.NP v modelu

Proměnné

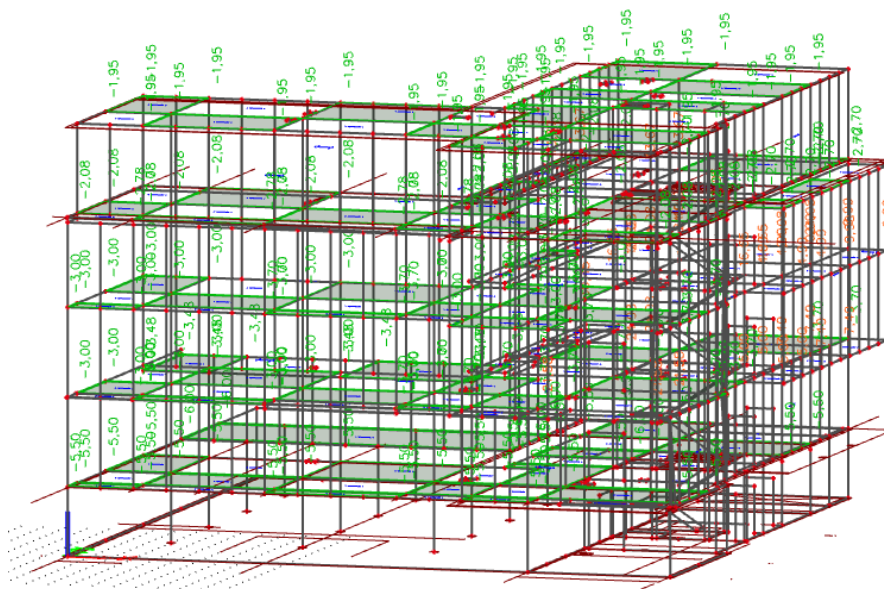
V každém podlaží je plošné proměnné zatížení, které vychází z příslušné kategorie užitného zatížení. V každém podlaží jsou také zohledněny přemístitelné sádkartonové příčky, které se uvažují plošně (i ve 4.NP, výše uvedené nenosné stěny jsou pouze mezi jednotlivými byty).

Byly vytvořeny 2 zatěžovací stavy proměnného zatížení, kde jsou zatížené a nezatížené plochy v rámci podlaží uspořádány šachovnicově. Uspořádání se na výšce budovy po podlažích střídá, viz obrázky 52 a 53. Jednotlivé zatěžovací stavy se liší v tom, jaká pole v šachovnicovém uspořádání jsou zatížená a jaká ne.

Na střešní desce se nachází zatížení sněhem a na bočních stranách objektu byly v modelu vytvořeny zatěžovací panely, na které se umístilo příslušné plošné zatížení větrem dle příslušné oblasti.

Proměnné šachovnicové 1

Obrázek 52 – Proměnné šachovnicové zatížení -1.varianta

Proměnné šachovnicové 2

Obrázek 53 – Proměnné šachovnicové zatížení -2.varianta

Proměnné kvazistálé

Jsou zde uvažovány hodnoty proměnného zatížení přenásobené součinitelem ψ_2

Uvažované součinitele ψ_2

Kategorie A $\psi_2 = 0,3$

Kategorie B $\psi_2 = 0,3$

Kategorie D $\psi_2 = 0,6$

Kategorie F $\psi_2 = 0,6$

6.3 Kombinace

Jednotlivé kombinace vychází z normy ČSN EN 1990.

Kombinace 6.10 pro mezní stav únosnosti

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinace 6.14 pro mezní stav použitelnosti – charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinace 6.16 pro mezní stav použitelnosti – kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

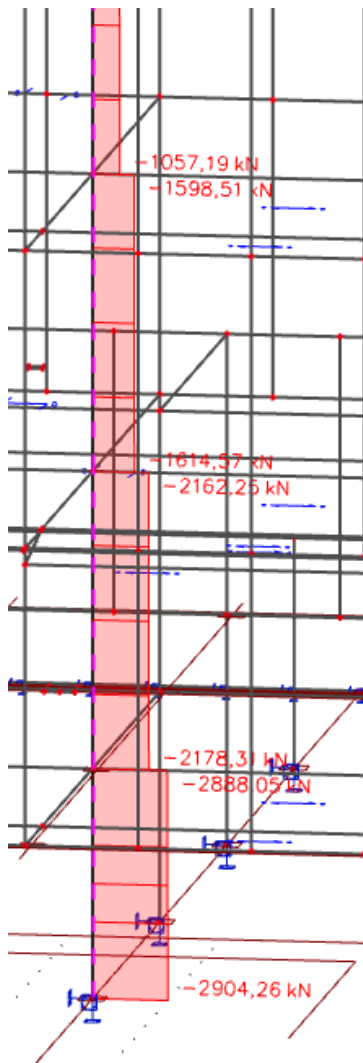
			ZS8 - Větr 2	1,00
C01		Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
			ZS2 - Ostatní stálé	1,35
			ZS3 - Proměnné	1,50
C02		Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
			ZS2 - Ostatní stálé	1,35
			ZS4 - Proměnné šachovnicové 1	1,50
C03		Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
			ZS2 - Ostatní stálé	1,35
			ZS5 - Proměnné šachovnicové 2	1,50
C04		Obálka - použitelnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS2 - Ostatní stálé	1,00
			ZS3 - Proměnné	1,00
C05		Obálka - použitelnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS2 - Ostatní stálé	1,00
			ZS4 - Proměnné šachovnicové 1	1,00
C06		Obálka - použitelnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS2 - Ostatní stálé	1,00
			ZS5 - Proměnné šachovnicové 2	1,00
C07		Obálka - použitelnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS2 - Ostatní stálé	1,00
			ZS6 - Proměnné kvazistálé	1,00
C08 větr 1		Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS7 - Větr 1	1,50
C08 větr 2		Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS8 - Větr 2	1,50

Tabulka 38 –Zatěžovací kombinace

6.4 Ověření působících sil ve sloupech

Zatížení byla zadána do 3D modelu statického softwaru Scia Engineer.

Na obrázku 54 se nachází průběh normálových sil ve sloupech pro zatěžovací kombinaci C01. Tyto hodnoty jsou porovnány společně se zjednodušeným ručním výpočtem, kde byly užity stejné hodnoty pro bezpečnostní součinitele γ , jako v kombinaci C01.



Obrázek 54 – průběh vnitřních sil ve sloupu

Konstrukce	SCIA 3D [kN]	Ruční výpočet [kN]	Rozdíl [kN]
Sloup D10 1.PP pata	2904	2825	79
Sloup D10 1.NP pata	2178	2147	39

Tabulka 39 – Srovnání vypočtených hodnot

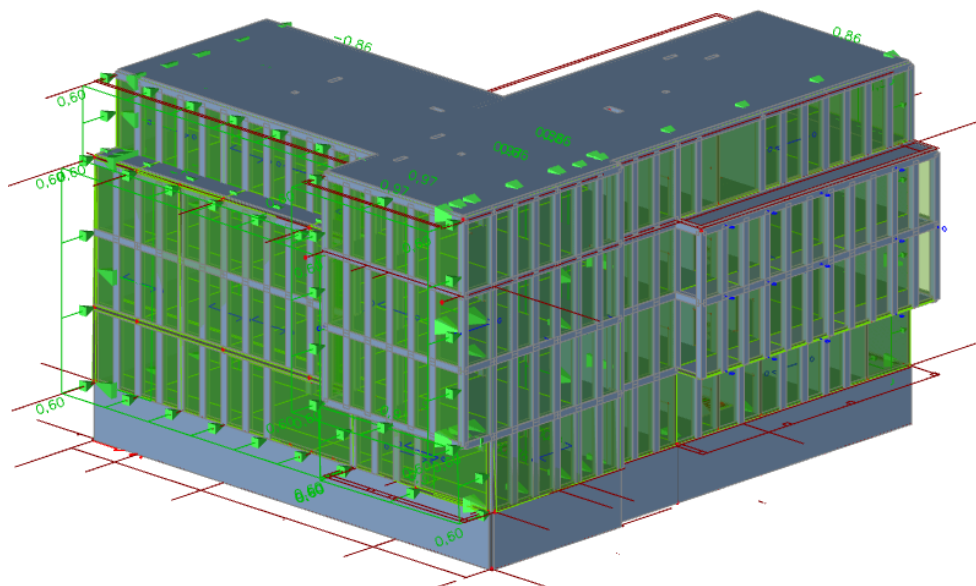
Rozdíl mezi vypočtenou hodnotou a ručním výpočtem je řádově přibližně 3%. Rozdíl je dán tím, že konzervativní ruční výpočet nezohledňuje přerozdělení zatížení dle tuhostí v rámci konstrukce. Softwarový výpočet vyšel v malých odchylkách a je tím ověřena správnost výpočetního modelu.

6.5 Ověření prostorové tuhosti objektu

Pro zajištění prostorové tuhosti objektu je důležitým faktorem, zda-li vzniká tah v základové spáře. Prostorová tuhost je ověřena na modelu s plnými tuhostmi stěn a sloupů. Zatížení větrem je provedeno pro oba na sebe kolmé směry. Vždy je z jedné strany objektu tlak větru a z ostatních tří stran sání.

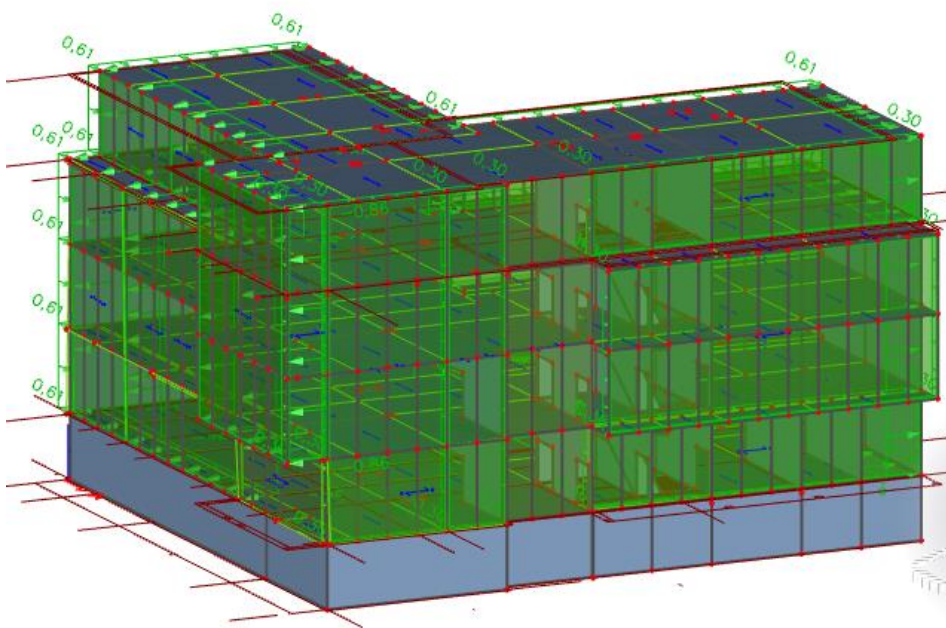
- Návětrná strana objektu: $w_{k;Ds} = 0,61 \frac{kN}{m^2}$ (uvažováno pro oba směry)
- Závětrná strana objektu $w_{k;Es} = 0,30 \frac{kN}{m^2}$

Vítr 1



Obrázek 55 – schéma zatížení větrem směr 1

Vítr 2

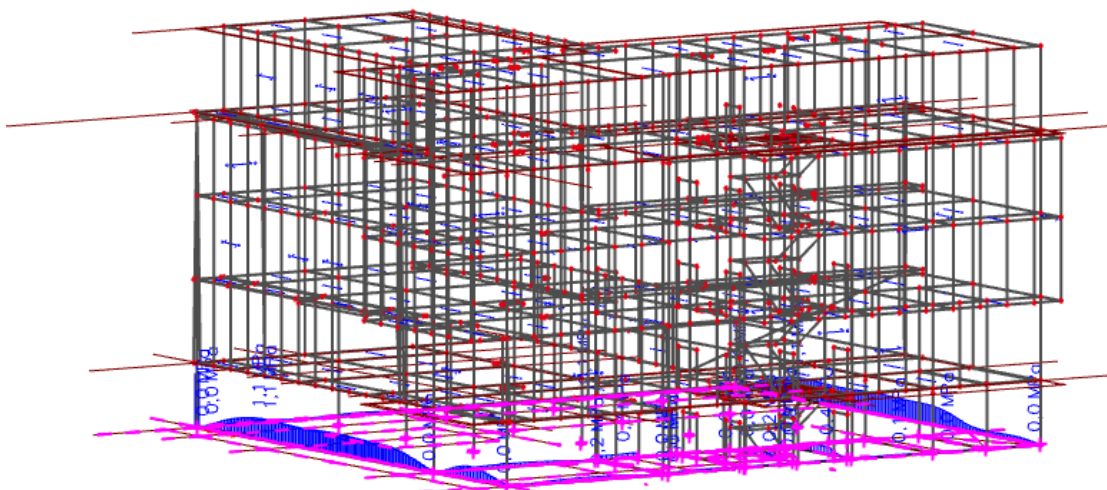


Obrázek 56 – schéma zatížení větrem směr 2

6.5.1 Návrhová kombinace

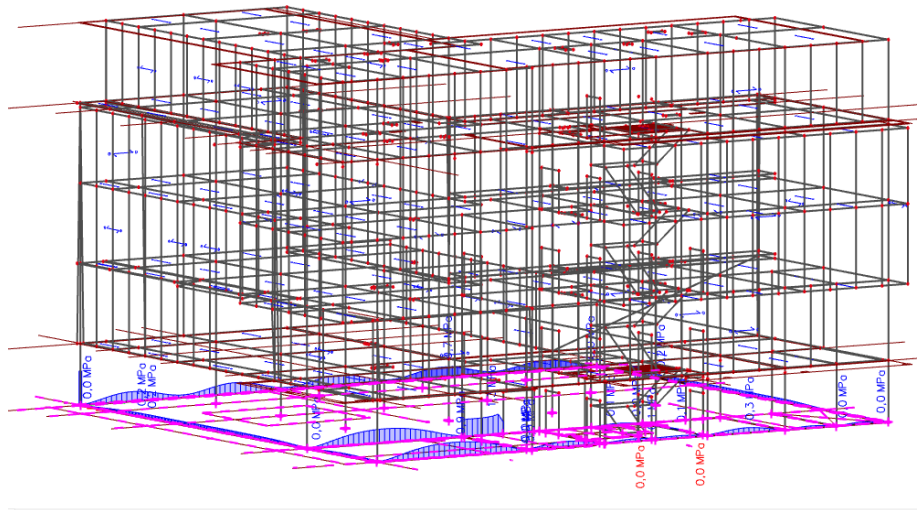
Je zde uvažován součinitel $\gamma_G = 0,9$ pro vlastní tíhu a $\gamma_Q = 1,5$ pro zatížení větrem.

CO8 vítr 1



Obrázek 57 průběh napětí v základové spáře pro zatěžovací kombinaci CO8 vítr 1

CO8 vítr 2



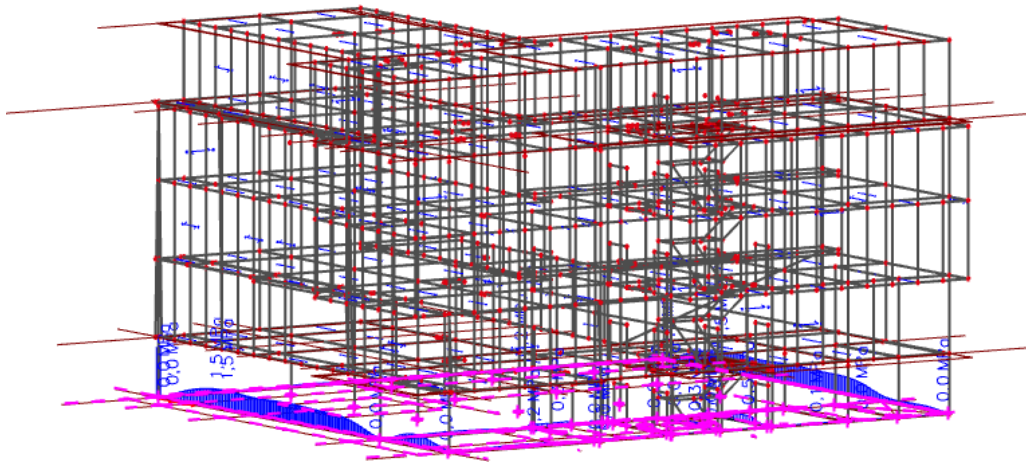
Obrázek 58 průběh napětí v základové spáře pro zatěžovací kombinaci CO8 vítr 2

Červené hodnoty jsou v místech, kde vzniká tah. Jedná se o místa, kde se nachází otvor ve stějně a navíc jde o zanedbatelné hodnoty (po zaokrouhlení na desetinu MPa nulová hodnota). Lze počítat s tím, že v základové spáře nevzniká tah.

6.5.2 Charakteristická kombinace

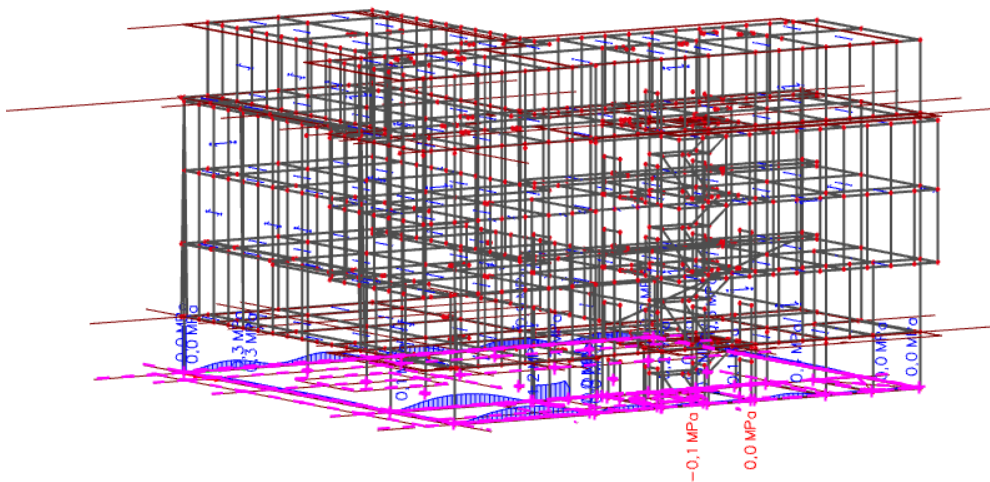
Je zde uvažován součinitel $\gamma_G = 1,0$ pro vlastní tíhu a $\gamma_Q = 1,0$ pro zatížení větrem.

CO9 vítr 1



Obrázek 59 průběh napětí v základové spáře pro zatěžovací kombinaci CO9 vítr 1

CO9 vítr 2



Obrázek 60 průběh napětí v základové spáře pro zatěžovací kombinaci CO9 vítr 2

Závěr: Červené hodnoty jsou v místech, kde vzniká tah. Jedná se o místa, kde se nachází otvor ve stěně (platí to pro obě hodnoty 0,0 MPa a -0,1 MPa) a v těchto místech se reálně konstrukce stěny nenachází.

6.6 Ověření průhybu desky 2.NP s vlivem dotvarování a trhlin

V některých místech objektu se nachází místa náchylná na větší průhyb (konzoly), několik sloupů za sebou bez navazujícího podepření v navazujícím spodním podlaží.

Při ověření průhybu se vycházelo z hodnoty průhybu pro kvazistálou kombinaci pro model s oslabenými tuhostmi sloupů po obvodu, kterým byl snížen modul pružnosti na třetinu a byl zohledněn reálný vznik trhlin a tedy s tím spojený pokles tuhosti.

Pro kontrolu průhybu byla využita hodnota pružného okamžitého průhybu ze softwaru SCIA. Tato hodnota byla upravena poměrem tuhostí plného průřezu a tuhostí v místě maximálního ohybového momentu. Tím se zohlední trhliny a hodnota průhybu bude na straně bezpečnosti. Zohlední se též vliv dotvarování, při kterém se hodnota průhybu vynásobí poměrem modulu pružnosti s modulem přetvárnosti betonu.

Plocha tažené části betonového průřezu před vznikem trhlin $a_{ct} = 250 \cdot 1000 = 0.125 \text{ mm}^2$

Pevnost v tahu uvažovaného průřezu $f_{ct;eff} = 2,9 \text{ MPa}$

Napětí ve výztuži při vzniku trhlin (odhad) $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$

Stanovení maximální plochy výztuže

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot h_d \cdot b = 0,04 \cdot 250 \cdot 1000 = 10000 \text{ mm}^2$$

Stanovení minimální plochy výztuže

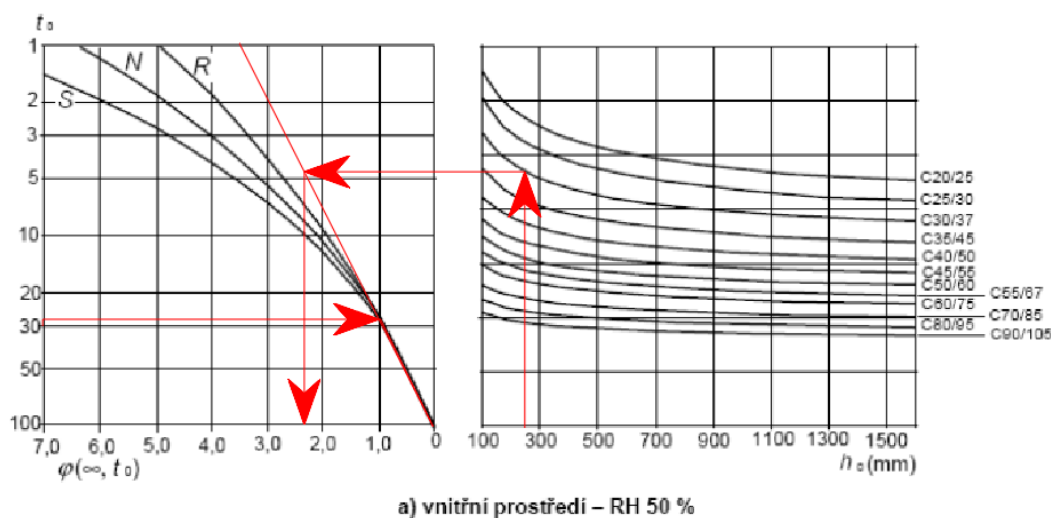
$$A_{s,min;1} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min;2} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 218 = 328,744 \text{ mm}^2$$

Součinitel $k_c = 0,4$ (ohyb); $k=1$

$$A_{s,min,3} = k_c \cdot k \cdot f_{ct;eff} \cdot \frac{a_{ct}}{\sigma_s} = 0,4 \cdot 1 \cdot 2,9 \cdot \frac{125000}{250} = 580 \text{ mm}^2$$

Součinitel dotvarování je odečten z grafu z normy ČSN EN 1992-1-1. Je uvažováno se třídou cementu N, relativní vlhkost RH=50 % a čas $t_0 = 28$ dní.



Obrázek 61– stanovení součinitele dotvarování φ

- Součinitel dotvarování $\varphi = 2,32$ (viz obrázek 61)
- Sečnový modul pružnosti $E_{cm} = 32$ GPa
- Modul pružnosti výztuže $E_s = 200$ GPa
- Efektivní modul pružnosti

$$E_{c;eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{32}{1 + 2,32} = 9,639 \text{ GPa}$$

- Moment setrvačnosti průřezu bez trhliny

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 250 \text{ mm}^3 = 1,302 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

- Pracovní součinitel modulů pružnosti

$$\alpha_{e;LT} = \frac{E_s}{E_{c;eff}} = \frac{200}{9,639} = 20,75$$

- Plocha navržené výztuže pro moment na mezi vzniku trhlin

$$A_{s;prov;1} = 785 \text{ mm}^2$$

Výška tlačené oblasti betonového průřezu

Vychází se ze součtové podmínky $F_{cc} = F_{ct} + F_s$

$$F_{cc} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_r^2; F_{ct} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_r)^2; F_s = \alpha_{e;LT} \cdot A_{s;prov;1} \cdot (d - x_r)^2$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_r^2 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_r)^2 + \alpha_{e;LT} \cdot A_{s;prov;1} \cdot (d - x_r)^2$$

$$x_r = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h_d^2 + \alpha_{e;LT} \cdot A_{s;prov;1} \cdot d}{b \cdot h_d + \alpha_{e;LT} \cdot A_{s;prov;1}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 250^2 + 20,75 \cdot 785 \cdot 210}{1000 \cdot 250 + 20,75 \cdot 785} = 130,2 \text{ mm}$$

Kontrola rovnic

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_r^2 = 8,54 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_r)^2 + \alpha_{e,LT} \cdot A_{s;prov;1} \cdot (d - x_r)^2 = 8,48 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

- Rozdíl tlačných výšek

$$a_r = x_r - x_i = 5,2 \text{ mm}$$

- Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti ideálního průřezu

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_d^3 + b \cdot h_d \cdot a_r^2 + \alpha_{e,LT} \cdot A_{s;prov;1} \cdot (d - x_r)^2 =$$

$$\frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 250^3 + 1000 \cdot 250 \cdot 5,2^2 + 20,75 \cdot 785 \cdot (210 - 5,2)^2 = 1,413 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

- Moment při vzniku trhlin

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h_d - x_r} = f_{ctm} \cdot \frac{1,413 \cdot 10^9}{250 - 130,2} = 34,194 \text{ kNm}$$

- Moment v průřezu v poli v tahové výztuži 2.NP (hodnota převzata z minulého projektu)

$$M_{ek} = 47,52 \text{ kNm}$$

- Výpočet rozdělovacího součinitele, kterým se zohlední tahové zpevnění průřezu, (dle normy ČSN EN 1992-1-1 je součinitel β , kterým se zohlední vliv doby trvání roven 0,5 pro dlouhodobě působící zatížení)

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{ek}}\right)^2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{34,194}{47,52}\right)^2 = 0,741$$

- Výška tlačené oblasti průřezu s trhlinou

$$x_{ir} = \alpha_{e,LT} \cdot \frac{A_{s;prov;1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_{s;prov;1}}}\right) = 20,75 \cdot \frac{785}{1000} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \cdot 210}{20,75 \cdot 785}}\right)$$

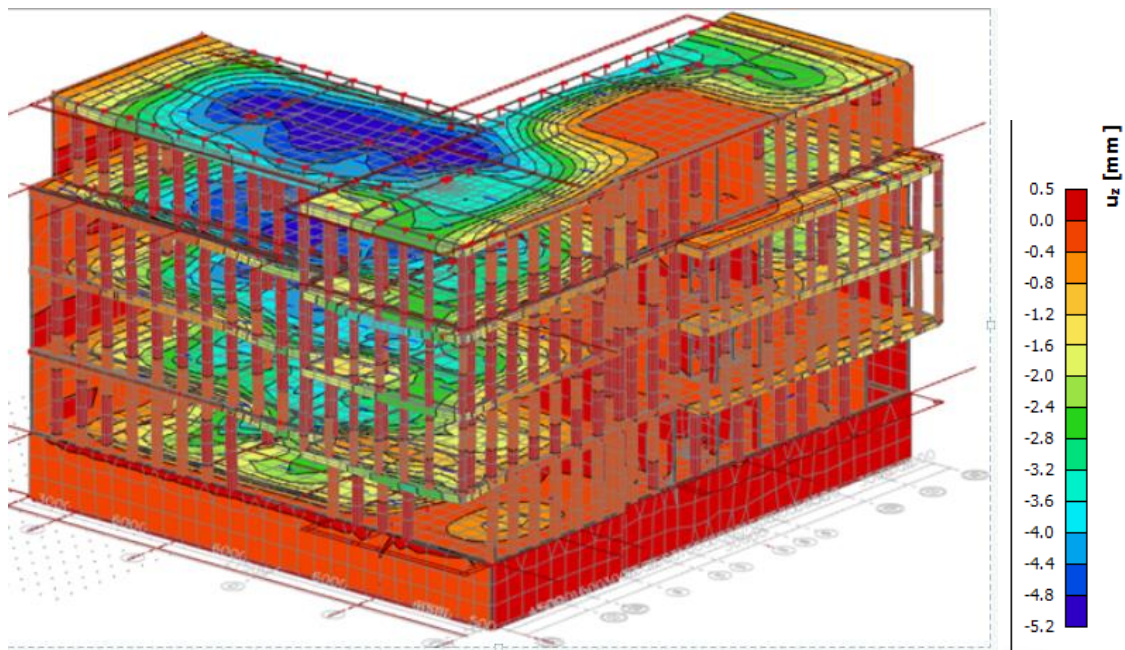
$$= 68,01 \text{ mm}$$

- Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

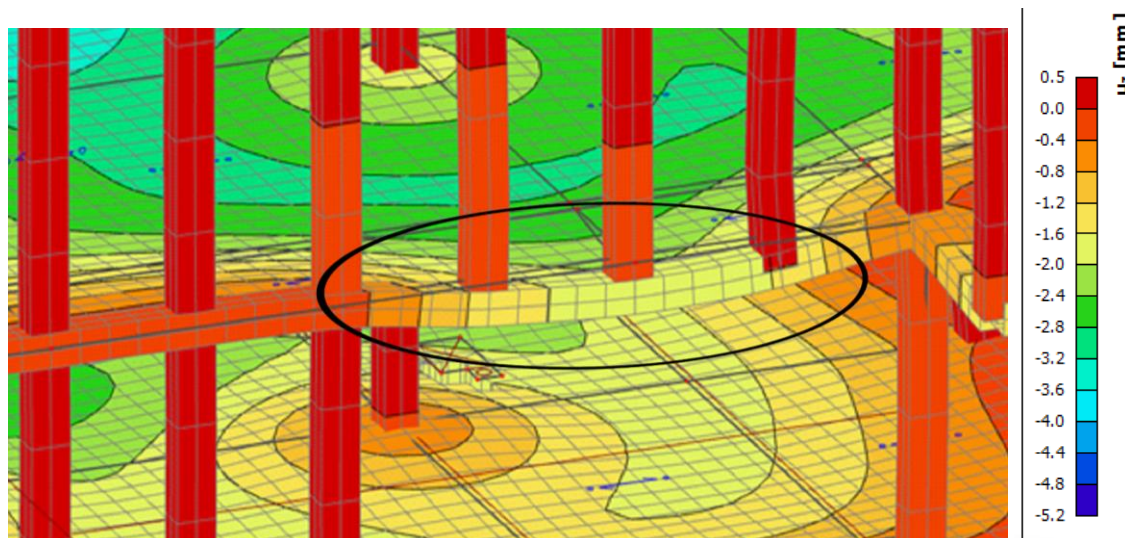
$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_{e,LT} \cdot A_{s;prov;1} \cdot (d - x_{ir})^2 = 4,33 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \Rightarrow 3x \text{ menší, než plný průřez}$$

- Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou s vlivem tahového zpevnění

$$I_{výsl} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{I_i \cdot \eta + (1 - \eta) \cdot I_{ir}} = \frac{1,413 \cdot 0,433}{1,413 \cdot 0,741 + (1 - 0,741) \cdot 0,433} = 5,28 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$



Obrázek 62 Průhyb od kvazistálé kombinace



Obrázek 63 Průhyb od kvazistálé kombinace CO7

Poznámka k výslednému průhybu: Průhyb je odečítán vůči podporám. V extrémním místě na střešní desce tato hodnota dosahuje 5,2 mm v místě podpory je pak hodnota 3,2 mm a rozdíl průhybů na vzdálenosti 6 m (vzdálenost podpor) je 2 mm. Hodnota 2 mm se vyskytuje na vzdálenosti 6 m též na desce 2.NP (viz Obrázek 63).

Průhyb za softwaru scia

$$w_{scia} = 2,0 \text{ mm (viz obrázek 63)}$$

Celkový průhyb s vlivem dotvarování a trhlin bez vlivu tahového zpevnění

Průhyb ze softwaru bude vynásoben vlivem působení trhlin a dotvarování.

$$y_{celk} = y_{scia} \cdot \frac{I_y}{I_{ir}} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c;eff}} = 2,0 \cdot \frac{1,302 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{4,33 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} \cdot \frac{32 \text{ GPa}}{9,639 \text{ GPa}} = 19,96 \text{ mm}$$

$$y_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{6000 \text{ mm}}{250} = 24 \text{ mm}$$

19,96 mm < 24 mm => Průhyb s vlivem dotvarování a trhlin vyhoví i bez započtení vlivu spolupůsobení taženého betonu mezi trhlinami

Celkový průhyb s vlivem dotvarování a trhlin a s vlivem tahového zpevnění

Průhyb ze softwaru bude vynásoben vlivem působení trhlin a dotvarování. Bude uvažován moment setrvačnosti pro průřez s trhlinami se spolupůsobením taženého betonu mezi trhlinami.

$$y_{celk} = y_{scia} \cdot \frac{I_y}{I_{výsl}} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c;eff}} = 2,0 \cdot \frac{1,302 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{5,28 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} \cdot \frac{32 \text{ GPa}}{9,639 \text{ GPa}} = 16,37 \text{ mm}$$

$$y_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{6000 \text{ mm}}{250} = 24 \text{ mm}$$

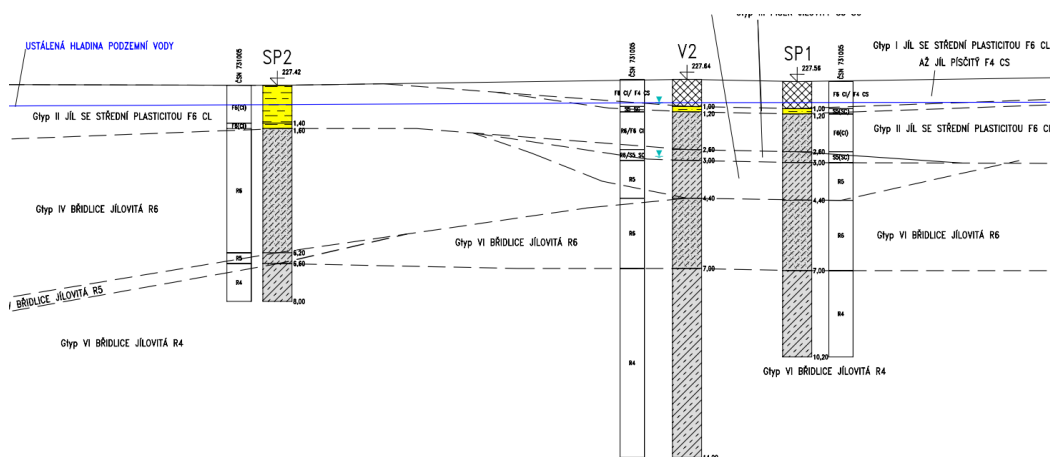
16,37 mm < 24 mm => Průhyb s vlivem dotvarování a trhlin vyhoví

7. Založení objektu

7.1 Inženýrsko-geologický průzkum

Pro zadání podloží této diplomové práce byl použit inženýrsko-geologický průzkum z oblasti Praha-Východ. Tento průzkum obsahuje reálné charakteristiky zemín/hornin, které byly určeny na základě statické penetrace. Jedná se o jinou lokalitu, než ve které se objekt nachází a slouží pouze jako zadání pro uvažovaný objekt v diplomové práci. Při reálném návrhu by bylo třeba uvažovat podloží ve skutečné lokalitě objektu. V této podkapitole je výtah z použitého inženýrsko-geologického průzkumu.

Pro daný objekt budou použity sondy SP1, V2 a SP2 v zachovaných vzdálenostech dle obrázku 64.

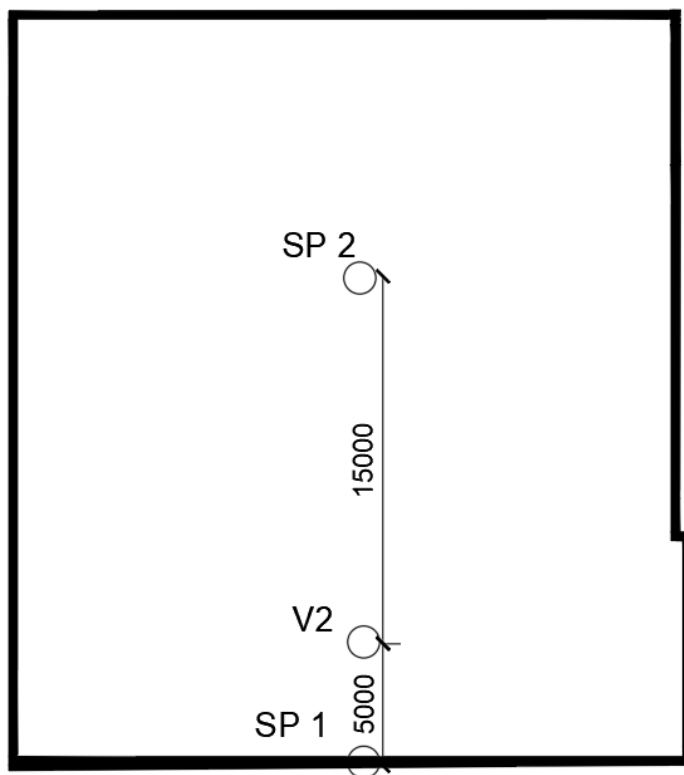


Obrázek 64 Geologické sondy a vrt

Dle provedeného vrtu V2 a penetračních sond SP1 a SP2 se v místě plánované budovy G1 bude vyskytovat pod současným povrchem nepravidelná vrstva navážek charakteru písčito-prachovitých hlín pevné konzistence až jílovitých písků a jílu se střední plasticitou. Mocnost navážek je dosti proměnlivá a pohybuje se od 0,2 m do 1,4 m. Navážky jsou nepravidelně uloženy na přeplavených povodňových a svahových hlínách charakteru jílovité hlíny až jílu místy též jílovitých písků s příměsí drobného štěrku. Jejich proměnlivá mocnost se pohybuje od několika desítek cm do cca 1,5 m.

Celková zjištěná mocnost kvartérního pokryvu (navážky a přeplavené hlíny) byla zjištěna do 1,6 m. Kvartérní pokryv směrem do podloží diskordantně nasedá na zcela zvětralé eluvium podložních jílovitých břidlic, které zde mají při povrchu charakter až středně plastických jílu ojediněle s úlomky břidlic do několika mm a zachovanými znaky primární horninové struktury (R6 charakteru F6Cl). Jílovité eluvium v hloubce 1,6 m až 3 m plynule přechází do silně zvětralé horniny jílovitých břidlic (R6). Nepravidelný přechod do navětralého skalního podloží třídy R5 byl zjištěn v hloubkách 3 m až 8,6 m. Sondou SP1 bylo v severní části objektu G1 zjištěno opakované střídání míry zvětrání R5/R6. Skalní podloží slabě navětralých břidlic bylo zjištěno v hloubce 6,6 m až 9,5 m pod terénem (R4).

Na obrázku 65 se nachází poloha sond a vrtů v rámci objektu.



Obrázek 65 vrty a sondy

Geologické profily jednotlivých sond a vrtu

Uvedené charakteristiky zemin a hornin vychází ze zadaného inženýrsko-geologického průzkumu.

Sonda

SP1

Pořadí	h(m)	Zemina	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi_{\text{ef},k}$ (°)	$c_{\text{ef}}(\text{kPa})$	$E_{\text{def}}(\text{Mpa})$	ν	$\varphi_{\text{ef},d}$ (°)	$K_0(-)$
1	0-1,0	F6 (F4)	18,1	20	18	6	0,4	15,6	0,67
2	1,0-1,2	S5	18,5	27	2	18	0,35	20,7	0,54
3	1,2-2,6	F6	18,3	23	20	10	0,4	17,8	0,67
4	2,6-3,0	S5	18,5	27	2	18	0,35	20,7	0,54
5	3,0-4,4	R5	21	32	30	40	0,3	24,1	0,43
6	4,4-7,0	R6	20	25	23	20	0,4	19,2	0,67
7	7,0-10,2	R4	22	36	50	75	0,25	26,7	0,33

Tabulka 40 – Sonda SP1

Vrt V1

Pořadí	h(m)	Zemina	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi_{\text{ef},k}$ (°)	$c_{\text{ef}}(\text{kPa})$	$E_{\text{def}}(\text{Mpa})$	ν	$\varphi_{\text{ef},d}$ (°)	$K_0(-)$
1	0-1,0	F6 (F4)	18,1	20	18	6	0,4	15,6	0,67
2	1,0-1,2	S5	18,5	27	2	18	0,35	20,7	0,54
3	1,2-2,6	F6	18,3	23	20	10	0,4	17,8	0,67
4	2,6-3,0	S5	18,5	27	2	18	0,35	20,7	0,54
5	3,0-4,4	R5	21	32	30	40	0,3	24,1	0,43
6	4,4-7,0	R6	20	25	23	20	0,4	19,2	0,67
7	7,0-14,0	R4	22	36	50	75	0,25	26,7	0,33

Tabulka 41 – Vrt V1

Sonda SP2

Pořadí	h(m)	Zemina	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi_{\text{ef},k}$ (°)	$c_{\text{ef}}(\text{kPa})$	$E_{\text{def}}(\text{Mpa})$	ν	$\varphi_{\text{ef},d}$ (°)	$K_0(-)$
1	0-1,4	F6	18,3	20	20	10	0,4		0,67
2	1,4-1,6	F6	18,3	20	20	10	0,4	15,6	0,67
3	1,6-6,2	R6	20	25	23	20	0,4	19,2	0,67
4	6,2-6,6	R5	21	32	30	40	0,3	24,1	0,43
5	6,6-8,0	R4	22	36	50	75	0,25	26,7	0,33

Tabulka 42 – Sonda SP2

Počítá se, že při zásypu bude kolem budovy povrchová vrstva štěrku o tloušťce 0,5 m. Kolem budovy se nachází chodníky či zpevněné plochy.

Vlastnosti štěrku

h(m)	Zemina	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi_{\text{ef},k}$ (°)	$c_{\text{ef}}(\text{kPa})$	$E_{\text{def}}(\text{Mpa})$	ν	$\varphi_{\text{ef},d}$ (°)	$K_0(-)$
------	--------	-------------------------	-----------------------------	-----------------------------	------------------------------	-------	-----------------------------	----------

0-0,5	G4	19	30	4	70	0,3	22,728958	0,428571
-------	----	----	----	---	----	-----	-----------	----------

Tabulka 43 – Zemina štěrku

7.2 Výpočet sedání

Pro výpočet sedání byl použit software Scia Engineer 20.0 64 bit verze s modulem Soilin. Tohoto modulu byly namodelovány jednotlivé vrty dle příslušné polohy ve 2D. Výhodou 2D modelu je rychlejší a jednodušší výpočet, větší přehlednost modelu pro podrobný návrh, nevýhodou je zanedbání vlivu tuhostí jednotlivých částí nadzemní konstrukce. Pro výpočet sedání byla na konstrukci nanášena zatížení z obálky MSP (mezní stav použitelnosti) z horní stavby.

Modul Soilin počítá iteračním procesem integrační konstanty C1 a C2 pro příslušnou zatěžovací kombinaci, které vyjadřují okrajové podmínky z hlediska tuhosti Pasternakova podloží.

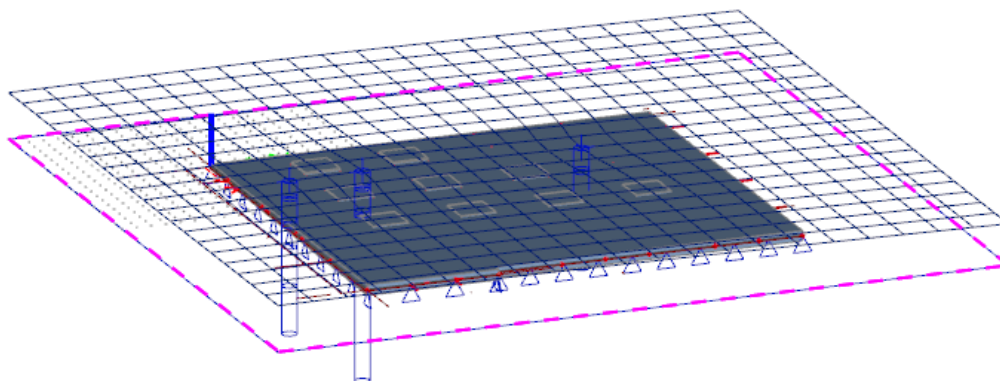
Do 2D modelu byly nanášeny zatížení z horní stavby pro model s podložím.

Sedání bylo spočteno ve 2D i ve 3D modelu a hodnoty v jednotlivých modelech byly porovnány.

Do 2D modelu byl nanášen zatěžovací stav pro obálku MSP (charakteristické hodnoty zatížení), ze které se spočetlo sedání objektu.

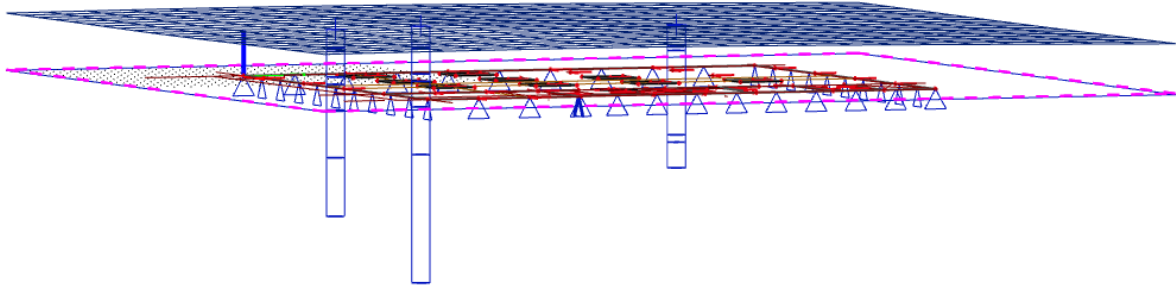
7.2.1 2D model

V modelu je znázorněn uvažovaný zemský povrch.



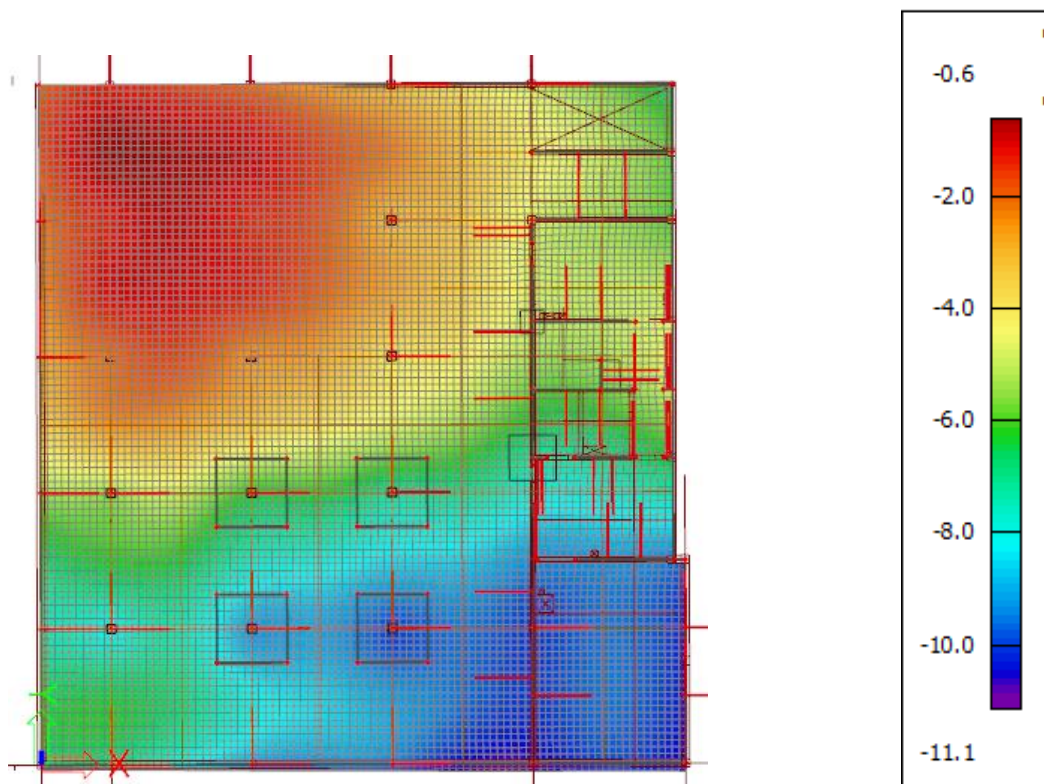
Obrázek 66 – Zemský povrch ve 2D modelu

Poloha namodelovaného zemského povrchu je znázorněna čtvercovým rastrem



Obrázek 67 - Pohled na zemní sondy a uvažované podloží

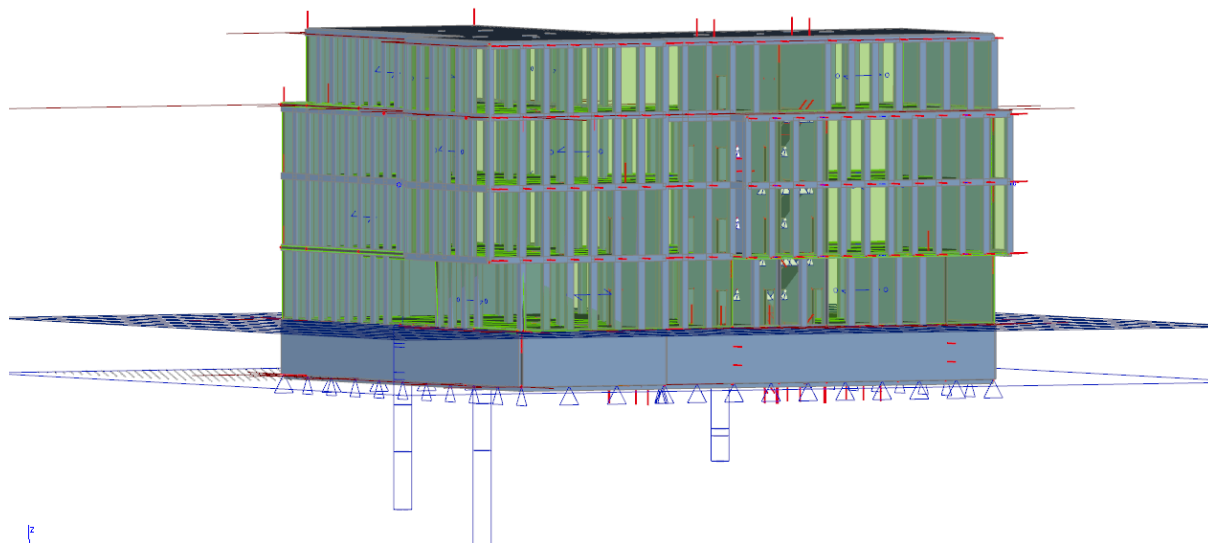
Průběh sedání na desce – průběh sedání na desce byl spočten pro obálku kombinací MSP.



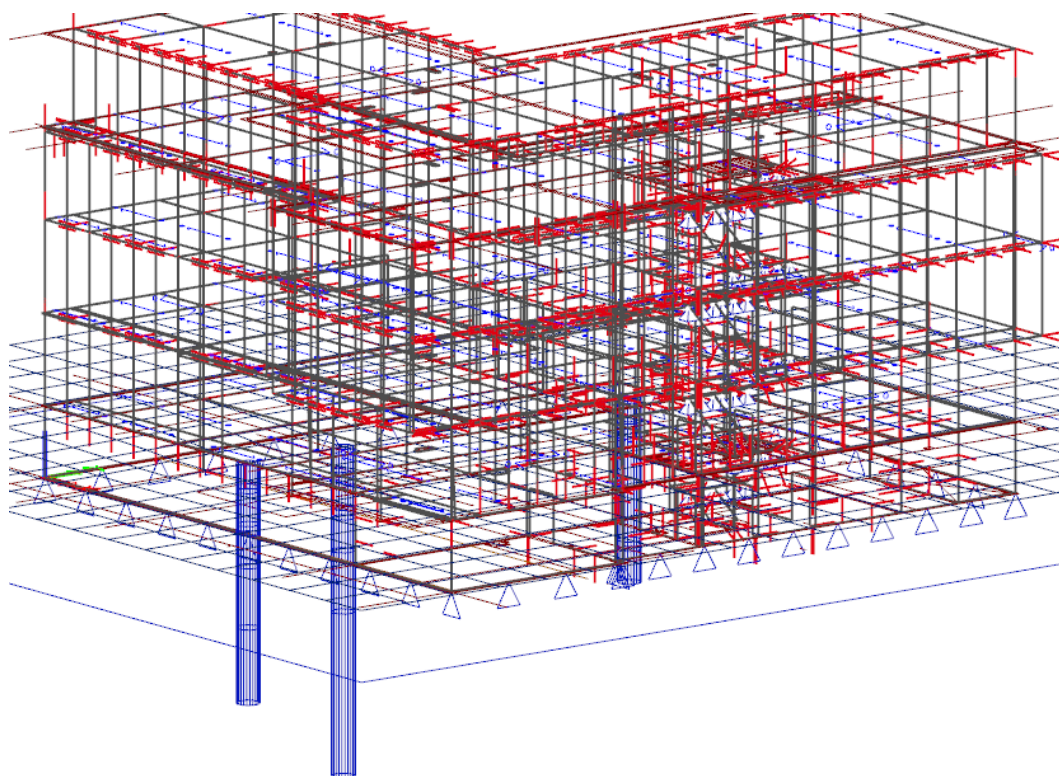
Obrázek 68 - průběh sedání na desce

7.2.2 3D model

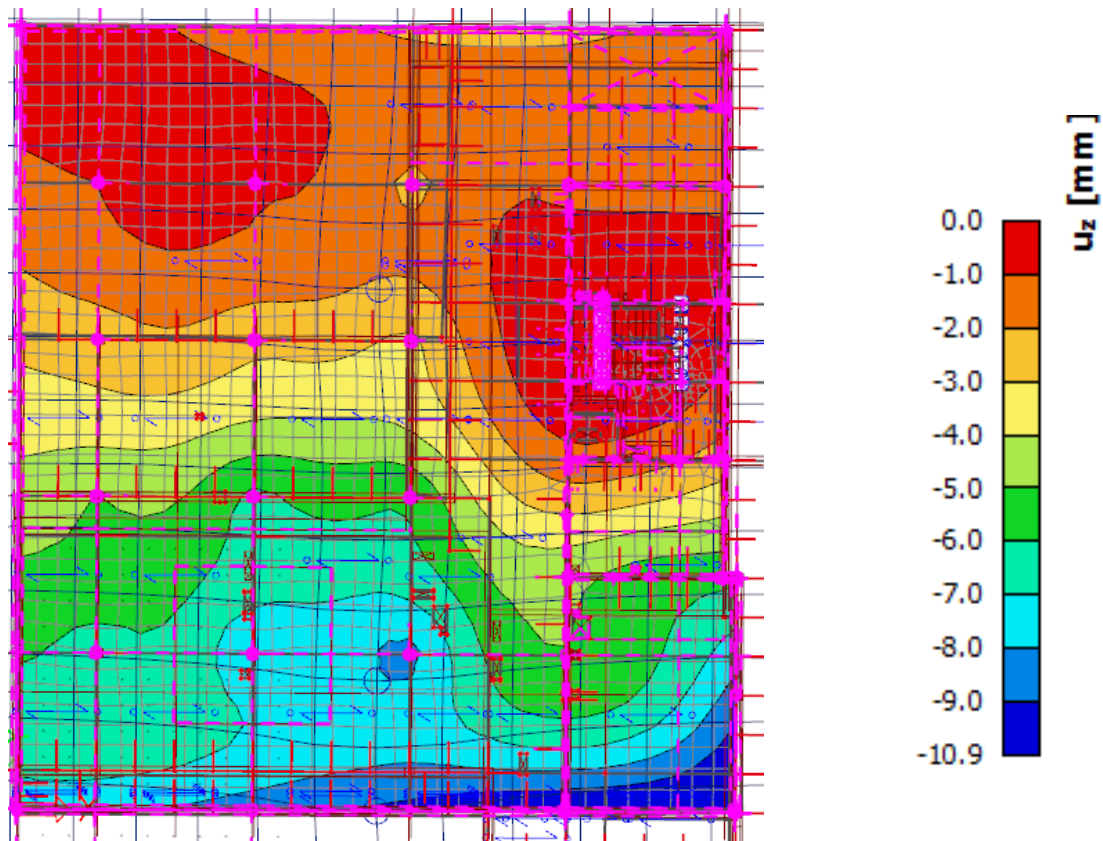
Do prostorového modelu bylo též naneseno podloží.



Obrázek 69 – Zemský povrch ve 3D modelu



Obrázek 70 – Zemský povrch ve 3D modelu



Obrázek 71 – Průběh sedání na desce

7.2.3 Porovnání modelů

Mírně vyšší hodnoty sedání ukazuje 2D model. Důvodem je zřejmě tuhost nadzemní konstrukce u 3D modelu ve schodišťovém jádru. Rozdíl ale není velký (cca 5%).

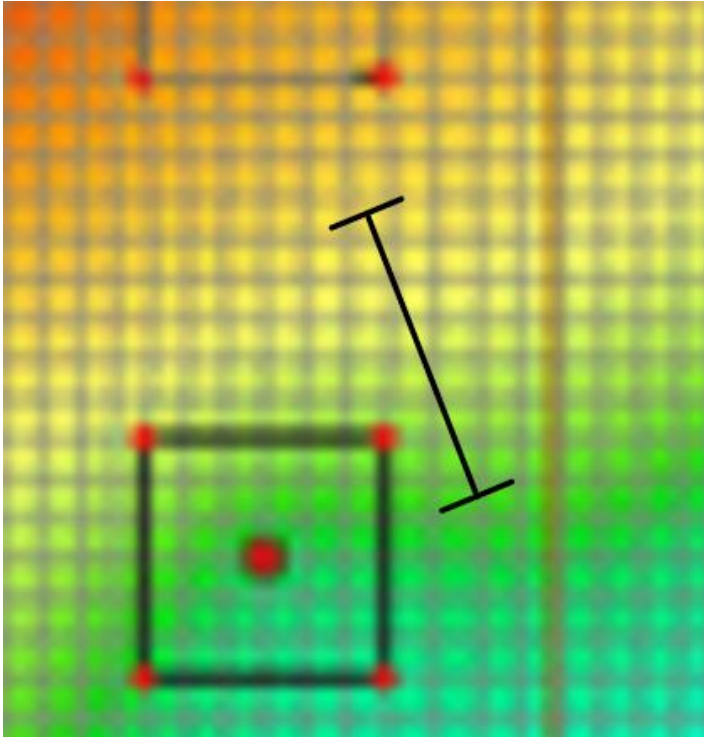
7.2.4 Ověření kritického nerovnoměrného sedání $\Delta s/L$

Pro tento případ (železobetonový skelet, staticky neurčitá konstrukce) je přípustná hodnota nerovnoměrného sedání $\Delta s/L = 0,002$ [32]. Bude posouzena extrémní hodnota $\frac{\Delta s}{L}$ u obou modelů.

Extrémní hodnota ze 2D modelu

$$\Delta s = 2,4 \text{ mm}; L = 2800 \text{ mm}$$

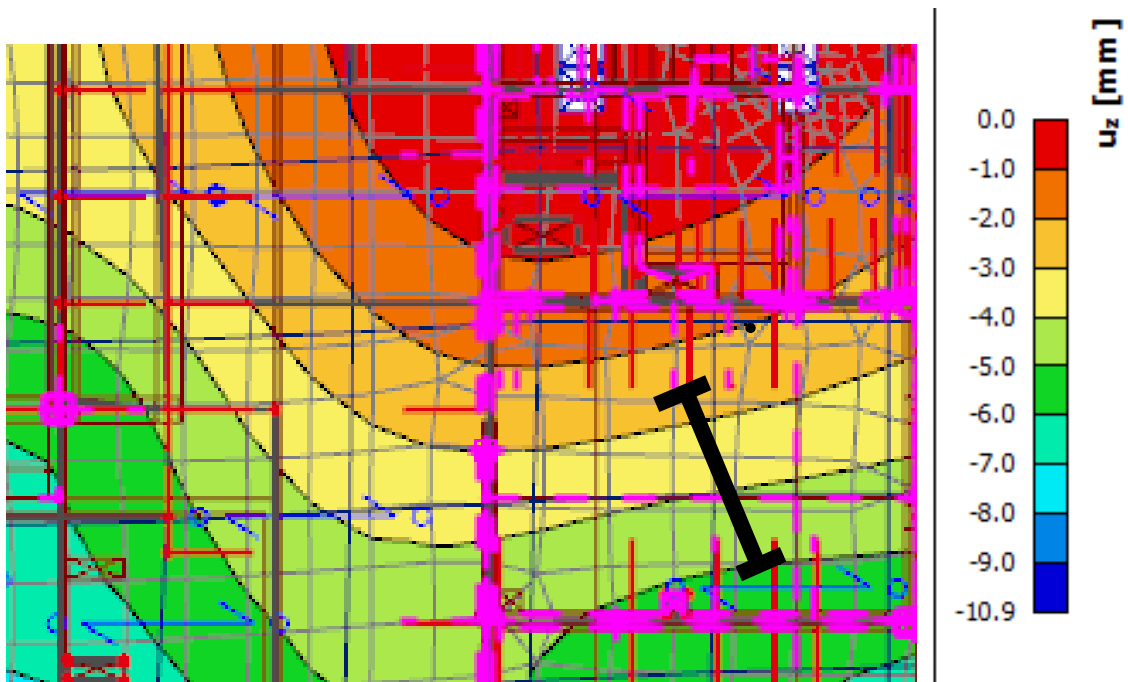
$$\frac{\Delta s}{L} = \frac{2,4}{2800} = 0,00086 < 0,002 \Rightarrow \text{Nerovnoměrné sedání je v přípustné mezi.}$$



Obrázek 72 – Kritické místo nerovnoměrného sedání

Extrémní hodnota ze 3D modelu

$$\frac{\Delta s}{L} = \frac{2,2}{2000} = 0,0011 < 0,002 \Rightarrow \text{Vyhoví}$$



Obrázek 73 Označení místa kritického nerovnoměrného sedání

8. Bílé vany a vodonepropustný beton – teorie

V rámci diplomové práce nutné tuto problematiku podrobněji nastudovat s využitím odborné literatury. V této a v následující kapitole je provedena rešerše.

8.1 Bílá vana – úvod do problematiky

Jedná se o betonové konstrukce, které kromě nosné funkce zajišťují také ochranu proti pronikající vodě. U tohoto druhu spodní stavby mizí sekundární hydroizolační fóliový systém [13]. Vodonepropustnost je tedy zajištěna pouze betonovou konstrukcí [14] [15].

V porovnání s černými vanami (tj. konstrukce s užitím technologie asfaltových pásů) mají jsou tyto konstrukce (bílé vany) příznivější hlediska trvanlivosti a opravitelnosti. Bílé vany je v případě sanací možné snadněji lokalizovat a injektovat poruchy. Jedná se o zvláštní typ konstrukce, který je nutný klasifikovat v závislosti na požadavcích na jejich nepropustnost s přihlédnutím k druhu konstrukce, účelu stavby a parametrům vnějšího prostředí [13]. K další výhodě bílé vany patří nižší investiční náklady. Náklady na černou vanu jsou obecně vyšší o 55-60 % [16]. Na druhou stranu bílé vany vyžadují kvalitnější beton, více výztuže, těsnící prvky a také technologickou kázeň [14].

Bílých van se jako další modifikace vodonepropustných konstrukcí používají hnědé vany (bentonitové rohože [17]), modifikované hnědé vany (bentonitová vložka s tuhou svařovanou fólií) a oranžové vany (speciální receptura betonu s drátky (drátkobeton) [16].

Slovenská směrnice [18] rozděluje bílé vany na dvě skupiny podle těsnící funkce. V první skupině jsou konstrukce, které brání prosakování vody do vnitřních prostor stavby (např. podzemní konstrukce budov, podzemní parkovací garáže, dopravní tunely, a další). Ve druhé skupině jsou konstrukce, které se využívají pro zadržování vody v konstrukci. Patří sem přehrady, nádrže a vodovodní potrubí [18].

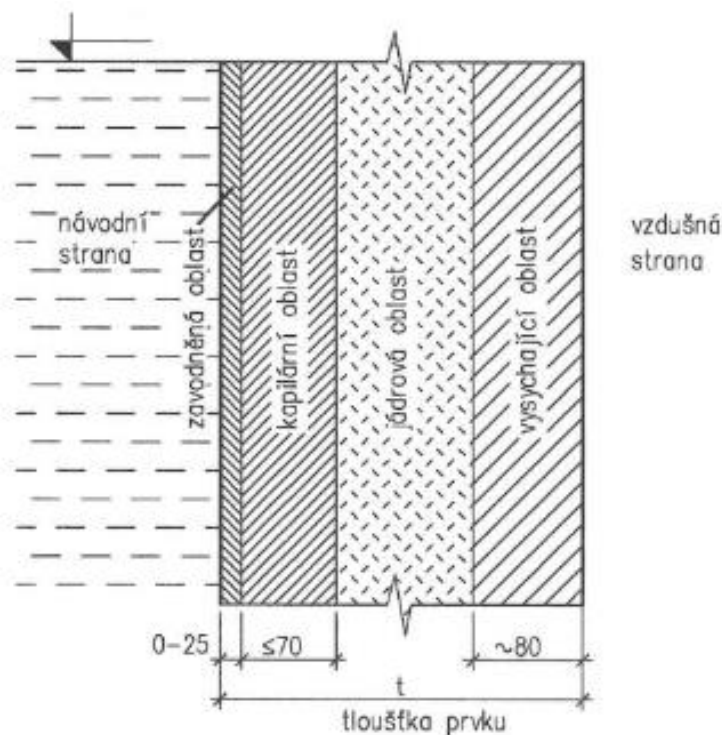
8.2 Vlastnosti vodonepropustného betonu

Jedná se o jednotlivé monolitické železobetonové konstrukce (desky, stěny), spojené těsnícími prvky v pracovních spárách (těsnící plechy, profily) [14]. Vodonepropustnost stavebního objektu je zajištěna splněním požadavku na omezení průsaku vody betonem, spárami, pracovními a řízenými spárami, zabudovanými prvky (prostupy) a trhlinami [19]. Slovenská směrnice [18] takto definuje beton s maximálním průsakem do 50 mm. Beton je porézním materiálem a nemůže tedy být vodotěsný, ale může být vodonepropustný. V případě kvalitního vodonepropustného betonu vzniknou v betonu oblasti vyjadřující charakter transportu vlhkosti. Oblast nasycená vodou se nazývá kapilární a za touto oblastí vodní pára transportuje pouze difúzí. Z vysychající oblasti na druhém lici konstrukce se vlhkost odpařuje do vnitřního prostoru. Základním technickým parametrem, který ovlivňuje vodonepropustnost betonu je vodní součinitel. S vyšším obsahem záměsové vody zůstává kapilární pórovitost a tím se snižuje vodonepropustnost betonu. Vodonepropustnost se hodnotí dle normy ČSN EN 12390-8 [13]. V této normě je uvedena metoda pro stanovení hloubky průsaku tlakovou vodou ve ztvrdlém betonu, který byl ošetřován ve vodě. Při této zkoušce tlaková voda působí na ztvrdlý beton a zkušební těleso se pak rozlomí a změří se hloubka (největší) průsaku vody [13].

Většina trhlin v betonu u těchto konstrukcí vzniká omezením deformace od teploty, smrštění a nehomogenní deformace [20]. Smršťování se skládá ze dvou složek – autogenního smršťování (vyvolané hydratací cementu) a smršťování od vysychání (zmenšování objemu cementového tmelu způsobené vypařováním volné vody) [18]. Autogenní smršťování má větší význam u vyšších

pevnostních tříd betonu, které se ale pro bílé vany nepoužívají. Smršťování od vysychání má význam u prvků s tloušťkou do 150 mm a malou vlhkostí prostředí (do 50%).

Účinným způsobem, jak omezit nebo zabránit riziku vzniku trhlin v betonu, je regulace teploty. Pokud dochází k pomalému ochlazení, je možné, aby došlo k poklesu teploty o 20 K bez vzniku trhliny [20]. K ohřátí konstrukce dochází vlivem vývinu hydratačního tepla. Deformaci stěny je částečně bráněno vetknutím do základové desky a v důsledku toho vznikají tahová napětí z omezené deformace. Tato napětí jsou závislá na poměru L/H [15]. Maximální teplotu betonu ovlivňují tyto parametry: teplota čerstvého betonu, teplota prostředí, geometrie konstrukce a vývoj hydratačního tepla betonu. Jedině poslední zmíněný parametr vychází ze složení betonu. Podstatný je typ a množství cementu. Vhodnější je cement s pomalejším nárůstem pevností a nižším množstvím slínku.



Obrázek 74 Oblasti konstrukčního prvku z kvalitního vodonepropustného betonu

O nepropustnosti provedené betonové konstrukce rozhoduje mnoho parametrů. Důležitými faktory jsou kvalita betonové směsi, provádění betonáže, ošetřování uloženého čerstvého betonu, vnější podmínky působící na konstrukci, koncepční návrh vodonepropustné konstrukce, opatření k omezení šířky trhlin a také těsnění pracovních a dilatačních spár [16].

Vodotěsnost se netýká zdaleka jen betonové směsi, ale také správného provedení spár. I kdyby byla betonová směs vodotěsná, může mít konstrukce problém s pronikající vodou, pokud nejsou správně utěsněny spáry [21].

9. Požadavky na betonové konstrukce bílé vany

Neexistuje česká norma pro navrhování a provádění bílých van, která by stanovovala požadavky na tyto konstrukce [13]. Lze využít směrnice a zkušenosti publikované v zahraničí [16]. Do českého jazyka je přeložena rakouská směrnice Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke a také německá směrnice Německá směrnice DAFStb-Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU - Richtlinie).

Zásadní význam pro stanovení požadavků má dohoda investora s projektantem a třída požadavků musí být stanovena ve smlouvě o provedení stavby a ve smlouvě o projektové dokumentaci [17]. Existuje česká norma ČSN EN 1992-3, která není primárně určena pro bílé vany, ale týká se zásobníků a nádrží na kapaliny. Lze ji ovšem využít i pro jiné vodonepropustné konstrukce. [13].

Aby nedocházelo k prostupu vody skrz neporušený beton, je třeba zajistit dostatečnou tloušťku konstrukce [19].

Základním požadavkem návrhu je zajištění dostatečného vyztužení pro kontrolu šířky trhlin. Trhlinám se vyhnout nelze, ale v případě, že jsou trhliny řízené, nemají negativní vliv na vlastnosti konstrukce [20].

I pro tyto konstrukce platí, že by měly splnit ustanovení Eurokód 2.

V případě, že se je základová deska podepřena pilotami, je vhodné uložit základovou desku na zhlaví pilot co nejvíce kluzně, což znamená nezatahovat výztuž pilot do základové desky.

Výztuž se navrhuje na účinky vnějších zatížení a na vynucená namáhání (smrštění a hydratace) [14].

Navržená výztuž na nesilové účinky se uvažuje celoplošně, příložky se navrhnou pouze v místech extrémních momentů [15].

Při prokazování únosnosti se musí postupovat dle ČSN EN 1992-1-1. Je třeba stanovit vnitřní síly od zatížení při uvažovaných kombinacích zatížení. Kombinace se uvažují nejnepříznivější možné. V důsledku vzniku trhlin je také třeba uvažovat sníženou tuhost průřezů.

V ČSN EN 206-1 je jediným parametrem průsak tlakovou vodou. Automaticky ale neplatí pravidlo, že čím je nižší průsak, tím je lepší beton pro účely bílé vany [14].

9.1 Rakouská směrnice Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke – TP ČBS 02

Tato směrnice byla přeložena českou betonářskou společností do českého jazyka. Tato směrnice je založena na předpokladu, že mohou vzniknout závady na vodonepropustnosti betonové konstrukce [13]. Mezi takové závady patří například trhliny s prosakující vodou nebo vlhká místa na povrchu betonu. Tyto závady lze odstranit sanačními zásahy [16]. Směrnice omezuje na rozumnou míru výši nákladů a vychází z předpokladu, že případné sanování malé míry poruch vyjde levněji, než navrhovat konstrukce s vyššími požadavky na vodonepropustnost. Také tento návrhový přístup zabraňuje vadám v důsledku příliš hustě rozdělené výztuže.

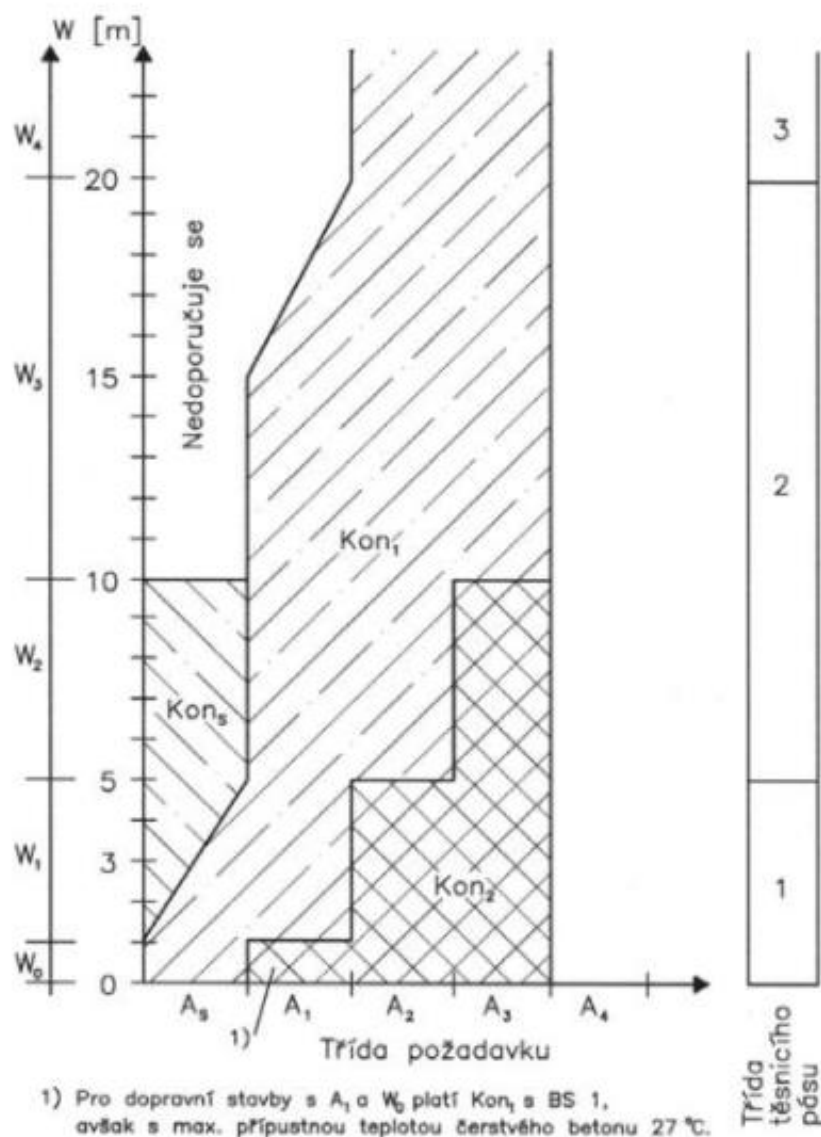
9.1.1 Třídy požadavků na vodotěsnost

Základní požadavkem na navrženou konstrukci je prokázání únosnosti a použitelnosti pro návrhový stav vody. Při návrhu je třeba mít na paměti, že během užívání stavby se mohou změnit klimatické poměry a stav vody a také skutečnost, že přes dodržení kritérií v této směrnici se závady mohou objevit.

V této normě je uvedeno tříd požadavků na vodotěsnost vnějších stěn, základových desek a stropů.

- A_5 – zcela suché, vhodné pro sklady zboží, které je zvláště citlivé na vlhkost
- A_1 – z větší části suché, vhodné pro dopravní stavby s vysokými požadavky, místnosti pobytu, sklady, domovní sklepy
- A_2 – lehce vlhké, vhodné pro garáže a prostory s domovní technikou
- A_3 – vlhké, vhodné pro garáže s dodatečnými opatřeními, např. odvodňovací žlaby
- A_4 – mokré, vhodné pro vnější skořepinu dvouplášťových opatření.

Tyto třídy v závislosti na třídě tlaku (třída W_0, W_1, W_2, W_3, W_4) určují potřebnou konstrukční třídu (třída Kon_s, Kon_1 a Kon_2) a třídu těsnícího pásu.



Obrázek 75– Graf pro stanovení konstrukční třídy a třídy těsnícího pásu

Třídy tlaku jsou rozděleny dle výšky vodního sloupce její hladiny následujícím způsobem:

- W_0 – tlak vody 0,0-1,0 m
- W_1 – tlak vody 1,0-5,0 m
- W_2 – tlak vody 5,0-10,0 m
- W_3 – tlak vody 10,0-20,0 m
- W_4 – tlak vody > 20,0 m

Jednotlivé konstrukční třídy udávají požadavky na doporučené či přípustné vzdálenosti dilatačních spár, pracovních spár ve stěnách, požadavky na těsnění a další konstrukční požadavky, např. skokové změny rozměru konstrukce [16] [22].

Minimální konstrukční tloušťka konstrukce dle této směrnice je 300 mm [22].

9.1.2 Požadavky na beton

Důležitou vlastností betonu, je dobrá zpracovatelnost a dostatečná hutnost zpracovatelnost. Pro zpracovatelnost jsou rozhodující druh drceného kameniva, křivka zrnitosti kameniva, tvar zrn a dostatečný obsah jemných částic (menších, než 0,125 mm). Dalším významným požadavkem je zamezení vzniku trhlin v co největší míře. K tomu je důležité, aby při odbednění byl co nejmenší rozdíl mezi teplotou betonu a teplotou okolního prostředí. Při vyšších teplotách vzduchu (více, než 28°C max. denní teplota a více, než 19°C denní průměr na staveništi) je třeba prokázat, že je možné zajistit dodržení maximální přípustné teploty betonu stavebního objektu. Rakouská směrnice pro konstrukční stavební díly zavádí normalizovaný beton 1 a normalizovaný beton 2 [22].

9.1.3 Konstrukce a dimenzování

Vodotěsnost staveb závisí bez samostatné těsnící izolace závisí na vodotěsnosti konstrukčního betonu a na nepřítomnosti trhlin, respektive na druhu a šířce vzniklých trhlin. Vznik a charakter trhlin lze v železobetonu příznivě ovlivnit vhodným uspořádáním výztuže [22].

Při výpočtu je třeba brát ohled na značný rozptyl pevnosti betonu v tahu a také na omezenou přesnost výpočtu vynucených namáhání způsobující vznik trhlin [22].

Potřebné množství výztuže se prokáže splněním těchto 3 kritérií:

- Únosnosti
- Použitelnosti – omezením šířky trhlin při převažujícím vlivu zatížení
- Použitelnost – omezení šířky trhlin při převažujícím vynuceném namáhání

Při prokazování únosnosti je třeba stanovit veškerá vynucená namáhání a vnitřní síly od zatížení v souladu s platnými normami.

Do vlivu zatížení spadá vlastní tíha konstrukce, užité zatížení, zatížení nadnásypem, zemním tlakem a tlakem vody. Je třeba uvažovat oba mezní případy trvalého zemního tlaku – zemní tlak aktivní a zemní tlak v klidu.

Vynucenými namáháními rozumíme vliv teploty (rozdíly, kolísání, nerovnoměrné ohřátí), smršťování, dotvarování, sedání, zdvihání a otáčení.

Při prokazování únosnosti je třeba stanovit veškerá vynucená namáhání a vnitřní síly od zatížení v souladu s platnými normami.

Aby konstrukce vyhověla z hlediska použitelnosti, je třeba návrhem a uspořádáním výztuže navrhnout výztuž tak, aby trhliny byly co nejrovnoměrěji rozděleny.

9.1.4 Sanace poruch

Směrnice specifikuje opatření také pro dodatečné utěsnění prosakujících oblastí bílých van.

Pro tlakové utěsnění trhlin je vhodné použít například určené epoxidové pryskyřice. Nevhodným materiálem jsou polyuretany, protože ačkoli jsou těsné, nevytváří, žádné silové spoje. Pro tlakovou injektáž se provádí pomocí injektážních trubiček, které se vsunují do probíhající trhliny. Mezi trubičkami se prostor v trhlíně utěsní spárovací hmotou, aby nedošlo k vytékání injektážní směsi. Injektuje se směrem zdola nahoru. Tato injektáž platí pro pracovní spáry.

U dilatačních spár je třeba zjistit, jakým způsobem je narušena funkčnost těsnícího pásu. Zda-li dochází k obtékání zabudovaného ramene těsnícího pásu spáry nebo je těsnící pás poškozen přímo v prostoru dilatační spáry. Podle toho se následně injektuje prosakující úsek ramene těsnícího pásu pomocí navrtaného otvoru nebo samotná dilatační spára.

9.1.5 Požadavky na těsnění

Rozlišují se 3 druhy spár. Pokud není dodržena předepsaná vzdálenost s ohledem na konstrukční třídu, je nutné konstrukční části rozdělit na kratší úseky.

Pracovní spáry

Měly by být dodrženy rozměry s ohledem na konstrukční třídu. U třídy Kon_s je povolena maximální vzdálenost dilatačních spár jen 10 m, u Kon₁ a Kon₂ je doporučená vzdálenost mezi těmito spárami do 15 m. Vodotěsnost těchto spár je zajištěna těsnícími pásy pracovních spár. Upřednostňují se pásy vkládané do vnitřní části spáry. Uspořádání spár je dáno pracovními takty betonáže. Nejsou přípustné jakékoli posuny mezi částmi konstrukce v pracovních spárách.

Dilatační spáry

Měly by být dodrženy rozměry s ohledem na konstrukční třídu. U třídy Kon_s je povolena maximální vzdálenost dilatačních spár jen 15 m, u Kon₁ je doporučená vzdálenost mezi těmito spárami 15 až 30 m a u Kon₂ 30 až 60 m. Vodotěsnost těchto spár je zajištěna těsnícími pásy pracovních spár. Upřednostňují se pásy vkládané do vnitřní části spáry. Dilatační spáry se mohou vyplnit měkkou vložkou, není to ale podmínka [22].

Při návrhu dilatačních spár je nutné uvážit celkové rozdíly deformace (sednutí, posunutí či natočení) [23].

Nepravé (jalové) spáry

Tyto spáry jsou nepřípustné z důvodu negarantované protikorozi ochrany průběžné výztuže.

Ve směrnici jsou uvedeny vhodné materiály pro těsnění spár (viz Tabulka 44).

Jsou zde popsány 4 principy:

Labyrintový princip – Spočívá v prodloužení cesty oběhu vody kolem pásu s častou změnou směru

Princip ukotvení – Spočívá v robustním ukotvení kovového pásu a jeho následné přilnavosti k betonu.

Princip přitlačení – Spočívá v přitlačení bobtnajícího, rozpínajícího se profilu těsnícího pásu k bokům spáry. Bobtnající pásy těsní vůči vodě v důsledku zvětšení svého objemu.

Princip zaplnění spočívá v dodatečném zaplnění pracovních spár, trhlin, šterkových hnízd a dutin.

Materiál	Princip utěsnění	Možnost spojení	Způsobilost pro druh spáry	Požadavky
PVC-P termoplasty	Labyrintový princip	Tepelně svařit	Dilatační spáry Pracovní spáry	Pevnost v tahu: podle EN ISO 527 část 1-3 > 8 N/mm ²
Elastomery (přírodní/syntetický kaučuk)	Labyrintový princip	Vulkanizovat	Dilatační spáry Pracovní spáry	Tažnost: podle EN ISO 527 část 1-3 > 300 %
PVC/NBR Kombinační polymerizáty	Labyrintový princip	Tepelně svařit	Dilatační spáry Pracovní spáry	Další pevnost v tahu: podle DIN 53507 > 8 N/mm ² Tažnost (-20 °C): podle EN ISO 527 část 1-3 > 200 % Odolnost trvalá: proti vodě, komunálním splaškovým vodám, solným roztokům na tání námrazy Odolnost dočasná: proti zředěným kyselinám a anorganickým alkáliím, bitumenu, topným olejům, pohonným hmotám
Plech bez potažení	Princip ukotvení	Svařit	Pracovní spáry	Jakost oceli S 235 JO
Bobtnavý těsnicí pás	Princip přitlačení	Srazit natupo, nebo stranově překrýt	Pracovní spáry	Bobtnavost: mín. 200 % Chování při bobtnání: vratné chování při bobtnání, zpoždění prvního nabobtnání Vlastnosti materiálu: nelze vyplavit a nekřehne
Injektážní hadička	Princip zaplnění	Stranově překrýt	Dodatečně pro dilatační spáry a pracovní spáry; pro spáry mezi podzemní stěnou a podlahovou deskou	DBV-list „Stlačené injektážní hadičky pro pracovní spáry“

Tabulka 44 – Materiály těsnící pásů spár a princip utěsnění

Směrnice uvádí 3 třídy těsnícího pásu. Jednotlivé třídy udávají minimální šířku a tloušťku profilu vnitřních pásů.

Dále jsou zde uvedeny bobtnavé pásy, které se zpravidla umísťují do středu tloušťky betonu průřezu. Musí být zajištěny proti vztlaku a jejich fixace nesmí narušit strukturu betonu např. nevhodným mechanickým upevněním.

Možné je pro těsnění použít injektážní systémy. Injektážní hadičky musí být ukotveny proti vztlaku. Injektážní práce se musí uskutečnit na souvislých úsecích stavebního dílu po jednotlivých záběrech a postupovat přitom z jedné strany [22].

9.2 Německá směrnice DAFStb-Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU - Richtlinie) – TP ČBS 04

V této normě jsou definovány třídy namáhání, které definují způsob působení vlhkosti nebo vody na stavební objekt nebo konstrukci. Stanovuje se s ohledem na vlastnosti podloží a návrhovou hladinu vody[17]. V této normě je koncepce návrhu bílé vany založena na stanovení minimální tloušťky konstrukce a limitní šířky trhlin. Výhodou této směrnice je skutečnost, že tato směrnice umožňuje návrh upravit přesně dle požadavků investora [15].

9.2.1 Třídy namáhání

Třídy namáhání udávají způsob působení vlhkosti nebo vody na stavební objekt nebo konstrukci, stanovuje se s ohledem na vlastnosti podloží a návrhovou hladinu vody.

Třída namáhání TN-1 – tlaková a netlaková voda (slovenská směrnice [18] upřesňuje tento pojem – jedná se o vodní sloupec nepřesahující 100 mm, tato směrnice stejným způsobem stanovuje třídy namáhání) a dočasně vzdušná prosakující voda

Třída namáhání TN-2 – Vlhkost zeminy a nevzdušná prosakující voda

Toto rozdělení zohledňuje skutečnost, že jak hloubka nasycení betonu, tak i druh přenosu vody trhlinami v podstatné míře závisí na tom, jestli voda působí trvale.

V této normě jsou dále definovány minimální tloušťky konstrukčních prvků, které vycházejí z dlouhodobých zkušeností. Směrnice udává minimální tloušťku konstrukce pro obě třídy namáhání jednotlivých typů konstrukce (stěny, základové desky, střechy bez tepelné izolace, střechy s tepelnou izolací).

9.2.2 Třídy užívání

Stanovuje se s ohledem na funkci stavebního objektu a na požadavky související s užíváním konstrukce.

Třída užívání A

– průsak kapalné vody je nepřipustný, žádné vlhké skvrny vlivem průsaku, žádné zavodněné trhliny a spáry

– příklady použití: bytové objekty, sklady s vysokými užitnými požadavky

V této třídě je požadována úplná vodonepropustnost. Není přípustný návrhový princip „omezení šířek trhlin na velikost, která umožní využití samotěsnící schopnosti“. V této třídě lze stavebními opatřeními zabránit průsaku kapalné vody, nikoli však přístupu vlhkosti ve formě par.

Třída užívání B

– jsou přípustné vlhké skvrny, do nástupu samotěsnící schopnosti dočasně zavodněné trhliny, dlouhodobě vlhká povrchová kresba trhlin, avšak bez hromadění vody na volné straně konstrukce

– Příklady použití: Samostatné a hromadné garáže, instalační a zásobovací šachty a kolektory a sklady s nižšími užitnými předpoklady

V této třídě je požadována pouze částečná vodonepropustnost. Tato třída zahrnuje „klasický“ případ bílé vany. Nesmí docházet ke hromadění vody na vnitřním povrchu konstrukce.

Zařazení do třídy má vliv na stavební náklady a proto se z ekonomických důvodů doporučuje prověřit, zda není pro danou konstrukci omezený průchod vlhkosti přijatelný.

9.2.3 Požadavky na beton

Vodonepropustnost betonu ovlivňuje hutnost jeho struktury, především cementového pojiva.

Při volbě betonu je třeba přihlídnout ke klimatickým podmínkám dané lokality a ke tloušťce a také k technologickým a prováděcím požadavkům. Je třeba zohlednit teplotu čerstvého betonu, vývoj hydratačního tepla a ošetřování betonu. Tyto parametry mají vliv na vznik vynucených namáhání s trhlinami.

Největší dovolená hloubka vodou nasycené zóny je 50 mm.

Dle této normy je třeba při využití minimálních tlouštěk dodržet maximální velikost kameniva 16 mm a maximální vodní součinitel w/c s hodnotou 0,55 [19]. Od tohoto požadavku je možné se odchýlit, pokud se minimální tloušťky navýší o 15% [19].

9.2.4 Dimenzování

U navržené konstrukce se posuzuje vodonepropustnost na mezním stavu použitelnosti a posouzení omezení šířky trhlin. Trhliny se omezují v závislosti na tlakovém spádu (poměr h_v/h_b), kde h_v je výška vodního sloupce v m a h_b je tloušťka konstrukce v m.

U třídy A se musí ověřit, že vlivem očekávaných vynucených vnitřních účinků – s výjimkou těsněných řízených spár – nemohou v žádném okamžiku v betonu vzniknout průběžné trhliny. U této třídy vlhká místa na povrchu konstrukce nejsou přípustná.

U třídy B se ověřuje omezení šířky průběžných trhlin.

9.2.5 Těsnění pracovních spár

U vodonepropustných objektů musí být v souladu s požadavky třídy užívání zajištěna trvalá vodonepropustnost spár. Pro třídu A (nejsou přípustná vlhká místa na povrchu konstrukce) je nutné zabudování těsnění spáry.

Pro těsnění pracovní spár se mohou použít pouze stavební výrobky s průkazem použitelnosti, který zaručuje splnění rozhodujících požadavků pro daný účel.

Pro těsnění dilatačních spár se používají: vnější pásová těsnění, těsnící plechy s povrstvením, těsnící trubky, injektážní hadice v kombinaci s injektážní směsí, kompresní těsnění, bobtnací pásy, pásy z bobtnacího materiálu a další neuvedená těsnění [17].

Musí být zaručena těsnost spojů v místech napojení, křížení nebo styků ve tvaru T. Musí být zajištěno, že těsnění zachová svou těsnící funkci i po vzniku trhliny. Těsnění se provádí pomocí vnějších pásových těsnění z materiálů, těsnících plechů s povrstvením, těsnících trubek, injektážní hadice v kombinaci s injektážní směsí, kompresní těsnění, bobtnacích pásků, pásy z bobtnacího materiálu a lepených těsnění [17].

10. Návrh základové konstrukce bílé vany – zatřídění konstrukce

Návrh bude proveden v souladu

Zatřídění konstrukce dle TP ČBS 04:

Třída namáhání

- Třída namáhání 1
- Podzemní voda je v kontaktu s konstrukcí spodní stavby

Třída užívání

- Třída užívání B
- Jedná se o podzemní garáže a sklady, ve kterých jsou přípustné vlhké skvrny

Minimální požadovaná tloušťka

Stěna monolit: 240 mm

Základová deska monolit: 250 mm

Návrhové požadavky pro danou třídu užívání B a třídu namáhání 1

- Není požadováno dodržení minimální výšky tlačené zóny
- Jsou přípustné průběžné trhliny, je požadována pouze částečná vodonepropustnost

Dovolená šířka trhliny

- Výška vodního sloupce $h_v = 2,7 \text{ m}$
- Tloušťka konstrukce $h_b = 0,3 \text{ m}$
- Poměr $\frac{h_b}{h_v} = 9,0 \leq 10$
- Pro tento poměr je dovolená šířka trhliny 0,2 mm

Dle TP ČBS 02 se jedná o třídu požadavků A_2 , třídy tlaku vody W_0 . Z těchto tříd vychází třída konstrukce K_{on2} .

Navržená tloušťka stěny: 300 mm (v souladu s TP ČBS 02 i TP ČBS 04)

Navržená základní tloušťka desky: 400 mm (v souladu s TP ČBS 02 i TP ČBS 04)

Dovolená šířka trhliny u stěny a u základové desky: 0,20 mm (v souladu s TP ČBS 02 i TP ČBS 04,)

11. Návrh základové desky

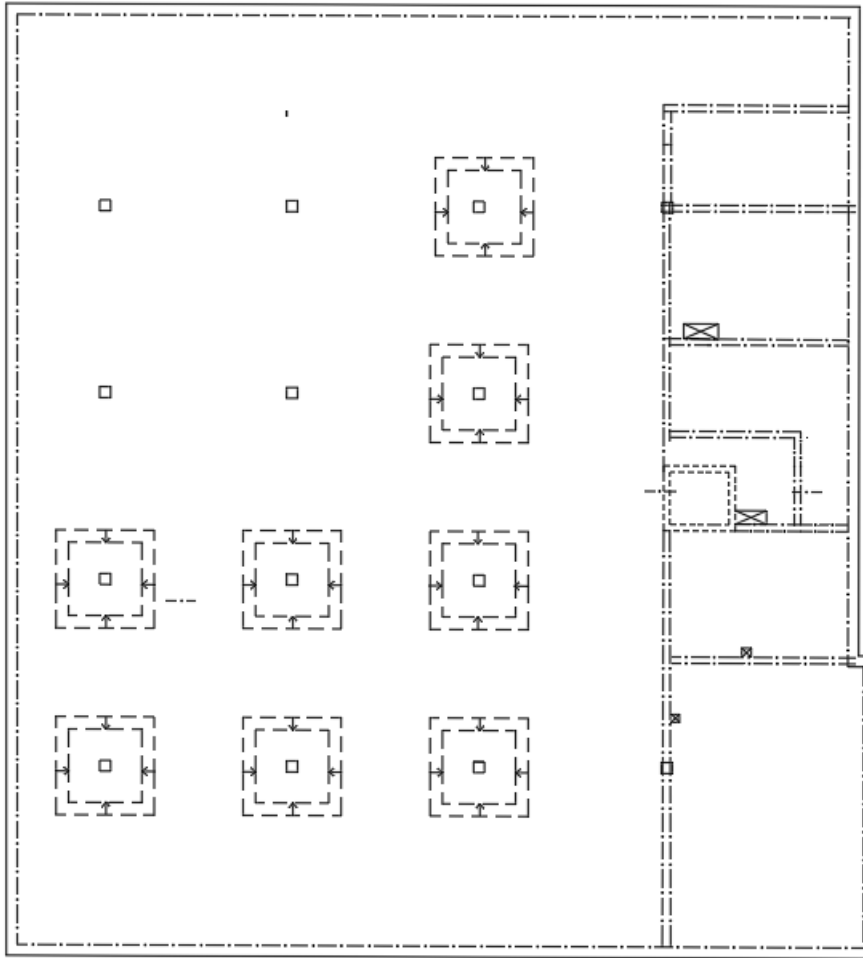
11.1 Návrh rozměrů desky

Základní navržená šířka desky je 400 mm. Pod sloupy s vnitřní normálovou silou v patě větší, než 1200 kN bude deska lokálně rozšířena na 650 mm. Posuzovány budou tedy 2 skupiny sloupů. Půdorysné rozměry tohoto rozšíření jsou na šířku sloupového pruhu, tedy 3000 x3000 mm. Přejechod mezi rozdílnými tloušťkami bude ve sklonu 1:1.

Tloušťka desky pod jednotlivými sloupy:

B3	400 mm
C3	400 mm
D3	650 mm
B5	400 mm
C5	400 mm
D5	650 mm
B8	650 mm
C8	650 mm
D8	650 mm
B10	650 mm
C10	650 mm
D10	650 mm

Tabulka 45 – tloušťka desky pod jednotlivými sloupy



Obrázek 77- Schéma základové desky s rozšířeními kolem sloupů

11.2 Zatížení a kombinace v modelu

Deska je počítána ve 2D modelu. Kromě výše zmíněné zatěžovací kombinace pro MSP byly následující zatěžovací stavy:

MSÚ, kde jsou naneseny zatížení z obálky horní stavby

Vlastní tíha horní stavby

Obálka kvazistálých zatížení

Zatížení vztlakem vodou -27 kN/m^2

Proměnné zatížení 1.PP – Užitné $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$, po celé ploše kromě skladovací plochy, kde se předpokládá velikost užitného zatížení $q_k=7,5 \text{ kN/m}^2$.

Ostatní stálé zatížení 1.PP – uvažováno $1,2 \text{ kN/m}^2$

Kombinace MSÚ

Jsou uvažovány 2 kombinace mezního stavu únosnosti, kdy 1. kombinace předpokládá maximální možné přetížení zatížením a žádné odlehčení konstrukce vztlakem vody pro případ, že by výrazně poklesla hladina spodní vody a 2. kombinace uvažuje nejmenší možné přetížení konstrukcí a maximální vztlak vody.

1. MSÚ horní stavba+ Ostatní stálé zatížení $1.PP * 1,35 + \text{Proměnné } 1.PP * 1,5 + \text{Vlastní tíha } 1.PP * 1,35$
2. Vlastní tíha horní stavby $* 0,9 + \text{vlastní tíha } 1.PP * 0,9 + \text{zatížení vztlakem vodou}$

Kombinace MSP kvazistálá

Jsou uvažovány 2 kombinace mezního stavu použitelnosti-kvazistálé, kdy 1. kombinace předpokládá kvazistálé zatížení desky a běžnou hladinu spodní a 2. kombinace uvažuje nejmenší možné přetížení konstrukce a běžnou hladinu spodní vody.

1. Vlastní tíha $1.PP + \text{MSP kvazi horní stavba} + \text{Ostatní stálé kvazi } 1.PP + \text{Proměnné kvazi } 1.PP + \text{Zatížení vztlakem vodou}$
2. Vlastní tíha $1.PP + \text{Vlastní tíha horní stavby} + \text{zatížení vztlakem vodou}$

Obálky kombinací

Pro výsledky jsou uvažovány 2 obálky kombinací. V každé obálce se nachází 2 příslušné kombinace.

Obálka MSÚ

Obálka MSP kvazistálá

11.3 Normálové síly a kontaktní napětí

V následujících tabulkách 46 a 47 jsou uvedeny normálové síly v patách sloupů a nejnižší kontaktní napětí v oblasti rozšíření desky pod sloupem od obálky kombinací MSÚ.

Ve skupině 1 se nachází sloupy s tloušťkou desky pod těmito sloupy 650 mm. Jedná se o sloupy s normálovou silou větší, než 1200 kN.

Ve skupině 2 se nachází sloupy s tloušťkou desky pod těmito sloupy 400 mm. Jedná se o sloupy s normálovou silou v patě menší, než 1200 kN.

Skupina 1	Napětí	Normálová síla	
C8	95,9 kPa	2589	kN
D8	71,5 kPa	2650	kN
C10	108,1 kPa	3125	kN
D10	83,6 kPa	2820	kN
D3	94,8 kPa	1896	kN
D5	70,4 kPa	1962	kN
B8	75,3 kPa	1595	kN
B10	88,4 kPa	1729	kN

Tabulka 46 – Sloupy skupina 1

Skupina 2

B5	58,7 kPa	850	kN
C5	63,4 kPa	1183	kN
B3	39,4 kPa	536	kN
C3	38,2 kPa	773	kN

Tabulka 47 – Sloupy skupina 2

11.4 Ověření únosnosti základové spáry

Bude ověřena únosnost základové spáry. Je uvažováno, že síla ze sloupu se roznáší na ploše 6 x 6 m, aby se určilo průměrné napětí v kontaktní spáře.

Tabulková únosnost horniny R4 $R_{at} = 300 \text{ kPa}$

Síla působící do desky: $F = 3125 \text{ kN}$

Zatížení 1.PP

		ρ (kg/m ³)	d (m)	g_k (kN/m ²)	Gama	g_d (kN/m ²)	
Stálé	Podlaha skladba	1830	0,001	0,0183	1,35	0,024705	
	ŽB deska	2500	0,65	16,25	1,35	21,9375	
Proměnné	Užitné			5	1,5	7,5	
Celkem							29,46

Tabulka 48 – Zatížení desky 1.PP

$$\sigma_z = \frac{3125}{6 \cdot 6} + 29,46 = 116,27 \text{ kPa}$$

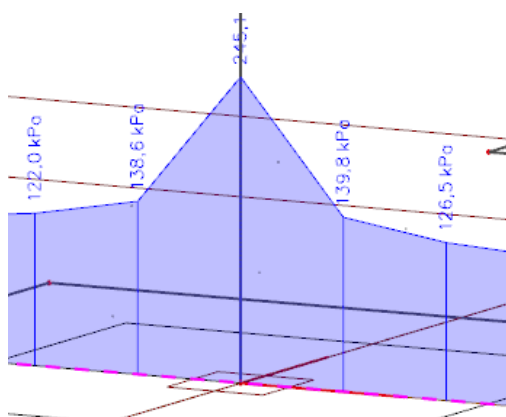
Posouzení pod sloupy pod horní stavbou

Průměrná hodnota napětí

$$\sigma_z \leq R_{at}$$

$$116,27 \text{ kPa} \leq 250 \text{ kPa}$$

Lokální nejvyšší hodnota napětí



Obrázek 78 – Nejvyšší kontaktní napětí v základové spáře

$$245,1 \text{ kPa} \leq 300 \text{ kPa} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Závěr: Napětí nepřekračuje únosnost základové spáry a nedojde k proboření objektu.

11.5 Ověření únosnosti tlakové diagonály

Rozměry sloupu: $b_s = 400 \text{ mm}$; $h_s = 400 \text{ mm}$

Nejvyšší reakce v desce skupina 1: $V_{ed} = 3125 \text{ kN}$ – maximální síla ve sloupu skupina 1 (viz strana 109).

Nejvyšší reakce v desce skupina 1: $V_{ed} = 1183 \text{ kN}$ – maximální síla ve sloupu skupina 2 (viz strana 109).

Kontrolovaný obvod

$$u_0 = b_s \cdot 2 + h_s \cdot 2 = 1,6 \text{ m}$$

Skupina 1

Navržena základová deska tloušťky $h_d = 650 \text{ mm}$

$$d_0 = 650 \text{ mm} - 45 \text{ mm} - 14 \text{ mm} = 591 \text{ mm}$$

$$v_{Ed;0} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_0 \cdot d_0} = \frac{1,15 \cdot 3125 \text{ 000}}{1600 \cdot 591} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$v_{Rd;max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4,224 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed;0} < v_{Rd;max}$$

3,8 MPa < 4,224 MPa => Beton vyhoví na protlačení

Skupina 2

$$d_0 = 400 \text{ mm} - 45 \text{ mm} - 14 \text{ mm} = 341 \text{ mm}$$

$$v_{Ed;0} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_0 \cdot d_0} = \frac{1,15 \cdot 1183 \text{ 000}}{1600 \cdot 341} = 2,49 \text{ MPa}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$v_{Rd;max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4,224 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed;0} < v_{Rd;max}$$

2,49 MPa < 4,224 MPa => Beton vyhoví na protlačení

11.6 Kontrola únosnosti desky nevyztužené na protlačení

Výpočet je proveden pro hodnotu obvodu $a=d$. Dále bude ověřeno (viz tabulky níže), zda únosnost desky na protlačení vyhoví, tzn, aby rozdíl únosnosti a napětí od zatížení byl kladný pro všechna a_i z intervalu $\langle 0,5d;2d \rangle$. Posouzení je provedeno v místě, kde je nejvyšší posouvající síla v patě sloupu.

Rozdíl $v_{rd;c} - v_{ed;red}$ musí být kladný [24].

Sloupy byly rozděleny na 2 skupiny podle tloušťky desky pod těmito sloupy.

V tabulkách jsou provedeny kontaktní napětí v desce v oblasti každého sloupu. Napětí pod sloupem je zjednodušeně uvažováno jako konstantní, hodnota kontaktního napětí odpovídá okraji posuzovaného kontrolního obvodu a je tedy na straně bezpečnosti. Hodnoty normálových sil jsou z prostorového modelu s podloží.

Jednotlivá kontaktní napětí v základové spáře i příslušné normálové síly jsou uvedeny pro obálku kombinací MSÚ.

Výpočet pro skupinu 1

Výpočet je rozepsán pro sloup C10 ve vzdálenosti d od líce sloupu

$$u_1 = b_s \cdot 2 + h_s \cdot 2 + 2 \cdot \pi \cdot d_0 = 400 \cdot 2 + 400 \cdot 2 + 2 \cdot \pi \cdot 591 = 5313 \text{ mm}$$

$$A_\sigma = b_s \cdot b_s + b_s \cdot d_0 \cdot 4 + \pi \cdot d_0^2 = 400 \cdot 400 + 400 \cdot 591 \cdot 4 + \pi \cdot 591^2 = 2,202 \text{ m}^2$$

$$\text{Předpokládaný stupeň vyztužení } \rho = \frac{6340}{650 \cdot 1000} = 0,0098$$

Sklon smykové trhliny uvažován pro dosah kontrolovaného obvodu $2d$ od líce sloupu.

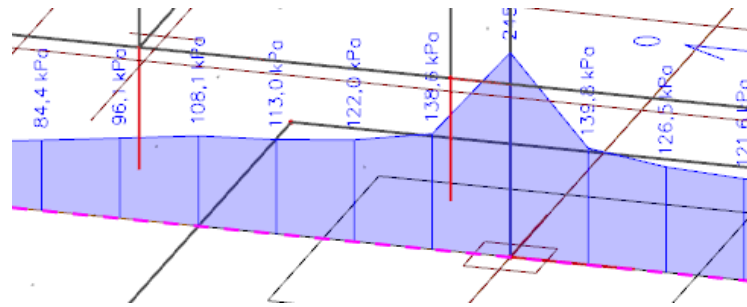
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_0}} = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{591 \text{ mm}}} = 1,58$$

$$v_{Rd;c} = 2 \cdot \frac{d_0}{a_0} \cdot C_{Rd;c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} = 2 \cdot \frac{591}{591} \cdot 0,12 \cdot 1,58 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0097 \cdot 30} = 1,17 \text{ MPa}$$

Tlak zeminy na ploše pod sloupem-uvažováno zjednodušeně konstantní: $\sigma_z = 109,6 \text{ kPa}$

$$V_{Ed;red} = V_{ed} - \sigma_z \cdot A_\sigma = 3125 - 108,1 \cdot 2,219 = 2885,1 \text{ kN};$$

$$v_{Ed;1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed;red}}{u_1 \cdot d_0} = \frac{1,15 \cdot 2885,100}{5313 \cdot 591} = 1,06 \text{ MPa} < v_{Rd;c} = 1,17 \text{ MPa}$$



Obrázek 79 – Napětí v řezu základové desky

Pro výpočet byl použit model se zadaným podložím.

Navržená tloušťka desky pod sloupem $h_d = 650$ mm.

Bude posouzena deska pod jednotlivými sloupy od reakce ze sloupu a příslušného kontaktního napětí v základové spáře. Uvažuje se nejmenší hodnota kontaktního napětí v základové spáře v příslušné oblasti sloupu (jedná se o oblast rozšíření sloupu 3x3). Posouzeny budou sloupy z každé skupiny pro největší normálovou sílu a nejmenší kontaktní napětí (nejméně příznivé stavy).

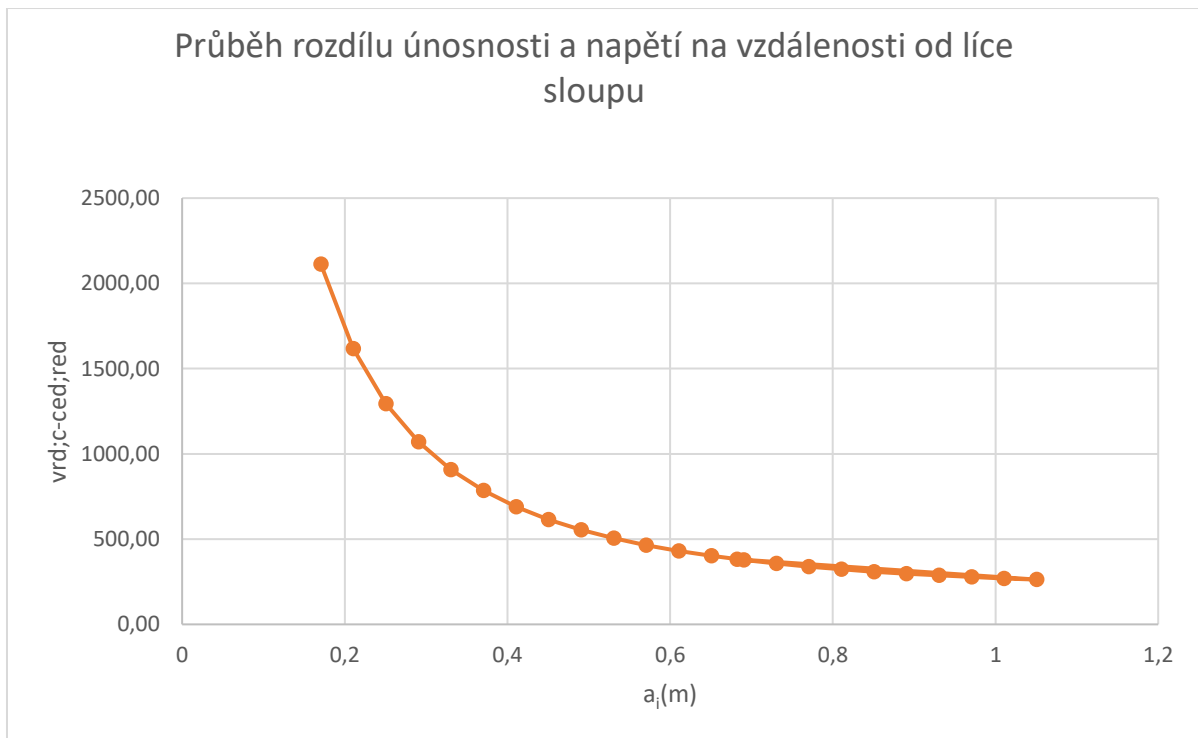
Tabulka s posouzením protlačení v posuzovaném intervalu pro sloup ve skupině 1 s největší normálovou silou N=3125 kN

hd	0,65 m	d	0,591 m
b	0,4 m		
h	0,4 m		
Ved	3125 kN		
Crđ;c	0,12		
k	1,58173		
pl	0,00969		
fck	30 MPa		
oz	108,1 kPa		

ai(m)	a/d	u1	A _o	Ved;red (kPa)		vrd;c-ved;red	
				ved;1 (kPa)	vrd;c	vrd;c	ved;red
0,2955	0,5	3,45574	0,906986	3026,95	1704,41	2334,657	630,24
0,3355	0,56768	3,70694	1,050239	3011,47	1580,79	2056,307	475,52
0,3755	0,63536	3,95814	1,203541	2994,90	1472,32	1837,260	364,94
0,4155	0,70305	4,20934	1,36689	2977,24	1376,29	1660,387	284,10
0,4555	0,77073	4,46054	1,540288	2958,49	1290,61	1514,580	223,97
0,4955	0,83841	4,71174	1,723734	2938,66	1213,61	1392,313	178,70
0,5355	0,90609	4,96294	1,917227	2917,75	1143,98	1288,312	144,33
0,5755	0,97377	5,21414	2,120769	2895,74	1080,66	1198,768	118,11
0,6155	1,04146	5,46534	2,334358	2872,66	1022,77	1120,863	98,10
0,6555	1,10914	5,71654	2,557996	2848,48	969,60	1052,465	82,87
0,6955	1,17682	5,96774	2,791682	2823,22	920,55	991,935	71,39
0,7355	1,2445	6,21894	3,035415	2796,87	875,12	937,989	62,87
0,7755	1,31218	6,47014	3,289197	2769,44	832,89	889,608	56,72
0,8155	1,37986	6,72134	3,553026	2740,92	793,51	845,973	52,47
0,8555	1,44755	6,97254	3,826904	2711,31	756,66	806,418	49,76
0,8955	1,51523	7,22374	4,11083	2680,62	722,08	770,398	48,32
0,9355	1,58291	7,47494	4,404803	2648,84	689,54	737,457	47,92
0,9755	1,65059	7,72614	4,708825	2615,98	658,84	707,218	48,38
1,0155	1,71827	7,97734	5,022894	2582,03	629,81	679,361	49,55
1,0555	1,78596	8,22854	5,347012	2546,99	602,30	653,615	51,31
1,0955	1,85364	8,47974	5,681178	2510,86	576,17	629,750	53,58
1,1355	1,92132	8,73094	6,025391	2473,66	551,30	607,566	56,27
1,1755	1,989	8,98214	6,379653	2435,36	527,59	586,892	59,31
1,182	2	9,02296	6,438169	2429,03	523,84	583,664	59,83

Tabulka 49 – Ověření protlačení základové desky pod sloupem C10

Závěr: V celé posuzované oblasti se nachází rezerva v únosnosti na protlačení bez výztuže na protlačení a uvažovaná tloušťka desky vyhoví.

Graf s průběhem rezervy únosnosti v kontrolovaném intervalu.

Obrázek 80 Průběh rozdílu únosnosti a napětí na vzdálenosti a_i od líce sloupu

Tabulka s posouzením protlačení v posuzovaném intervalu pro sloup ve skupině 1 s nejnižším napětím v kontaktní spáře $\sigma = 71,5 \text{ kPa}$. Jedná se o sloup D8. Sloup D5 má nepatrně menší kontaktní napětí, ale výrazně menší normálovou sílu. Proto bude posouzen sloup D8.

hd	0,65 m	d	0,594 m
b	0,4 m		
h	0,4 m		
Ved	2650 kN		
Crđ;c	0,12		
k	1,58026		
pl	0,00969		
fck	30 MPa		
σ_z	71,5 kPa		

ai(m)	a/d	u1	A_σ	Ved;red	ved;1	vrd;c	vrd;c- ved;red
0,297	0,5	3,46516	0,912176	2584,78	1444,15	2332,485	888,34
0,337	0,56734	3,71636	1,055807	2574,51	1341,18	2055,633	714,45
0,377	0,63468	3,96756	1,209485	2563,52	1250,91	1837,528	586,62
0,417	0,70202	4,21876	1,373211	2551,82	1171,05	1661,267	490,22
0,457	0,76936	4,46996	1,546986	2539,39	1099,86	1515,860	416,00
0,497	0,8367	4,72116	1,730808	2526,25	1035,95	1393,860	357,91
0,537	0,90404	4,97236	1,924679	2512,39	978,22	1290,034	311,82
0,577	0,97138	5,22356	2,128597	2497,81	925,77	1200,603	274,83
0,617	1,03872	5,47476	2,342563	2482,51	877,88	1122,769	244,89
0,657	1,10606	5,72596	2,566578	2466,49	833,95	1054,411	220,46
0,697	1,1734	5,97716	2,80064	2449,75	793,49	993,900	200,41
0,737	1,24074	6,22836	3,044751	2432,30	756,06	939,957	183,90
0,777	1,30808	6,47956	3,298909	2414,13	721,32	891,568	170,25
0,817	1,37542	6,73076	3,563115	2395,24	688,96	847,917	158,95
0,857	1,44276	6,98196	3,83737	2375,63	658,74	808,341	149,60
0,897	1,5101	7,23316	4,121672	2355,30	630,42	772,295	141,88
0,937	1,57744	7,48436	4,416023	2334,25	603,82	739,326	135,51
0,977	1,64478	7,73556	4,720421	2312,49	578,76	709,056	130,30
1,017	1,71212	7,98676	5,034867	2290,01	555,11	681,168	126,06
1,057	1,77946	8,23796	5,359362	2266,81	532,73	655,391	122,66
1,097	1,8468	8,48916	5,693904	2242,89	511,51	631,493	119,98
1,137	1,91414	8,74036	6,038495	2218,25	491,35	609,277	117,93
1,177	1,98148	8,99156	6,393133	2192,89	472,16	588,571	116,41
1,188	2	9,06064	6,49242	2185,79	467,05	583,121	116,07

Tabulka 50 –Ověření protlačení základové desky pod sloupem D8

Závěr: V celé posuzované oblasti se nachází rezerva v únosnosti na protlačení bez výztuže na protlačení a uvažovaná tloušťka desky vyhoví.

Tabulka s posouzením protlačení v posuzovaném intervalu pro nejvíce namáhaný sloup ve skupině 2. Jedná se o sloup C5.

hd	0,4 m	d	0,341 m
b	0,4 m		
h	0,4 m		
Ved	1183 kN		
Crđ;c	0,12		
k	1,76584		3,6152134
pl	0,01575		0,18166482
fck	30 MPa		
σz	63,4 kPa		

ai(m)	a/d	u1	A _o	Ved;red	ved;1 (kPa)	vrd;c (kPa)	vrd;c-ved;red
0,1705	0,5	2,67074	0,524081	1149,77	1451,86	3064,266	1612,41
0,2105	0,6173	2,92194	0,635934	1142,68	1318,86	2481,982	1163,13
0,2505	0,7346	3,17314	0,757836	1134,95	1206,24	2085,658	879,42
0,2905	0,85191	3,42434	0,889785	1126,59	1109,51	1798,476	688,97
0,3305	0,96921	3,67554	1,031783	1117,58	1025,42	1580,809	555,39
0,3705	1,08651	3,92674	1,183829	1107,95	951,55	1410,141	458,60
0,4105	1,20381	4,17794	1,345922	1097,67	886,04	1272,734	386,70
0,4505	1,32111	4,42914	1,518064	1086,75	827,48	1159,728	332,25
0,4905	1,43842	4,68034	1,700253	1075,20	774,74	1065,153	290,41
0,5305	1,55572	4,93154	1,892491	1063,02	726,94	984,839	257,90
0,5705	1,67302	5,18274	2,094777	1050,19	683,36	915,788	232,42
0,6105	1,79032	5,43394	2,30711	1036,73	643,42	855,786	212,37
0,6505	1,90762	5,68514	2,529492	1022,63	606,63	803,163	196,54
0,6905	2,02493	5,93634	2,761921	1007,89	572,58	756,636	184,05
0,7305	2,14223	6,18754	3,004399	992,52	540,96	715,205	174,25
0,7705	2,25953	6,43874	3,256925	976,51	511,47	678,076	166,61
0,8105	2,37683	6,68994	3,519498	959,86	483,87	644,611	160,74
0,8505	2,49413	6,94114	3,79212	942,58	457,96	614,294	156,33
0,8905	2,61144	7,19234	4,074789	924,66	433,57	586,701	153,14
0,9305	2,72874	7,44354	4,367507	906,10	410,53	561,480	150,95
0,9705	2,84604	7,69474	4,670273	886,90	388,71	538,338	149,63
1,0105	2,96334	7,94594	4,983086	867,07	368,00	517,029	149,02
1,0505	3,08065	8,19714	5,305948	846,60	348,31	497,342	149,04
0,682	2	5,88296	2,711689	1011,08	579,61	766,066	186,46

Tabulka 51 –Ověření protlačení základové desky pod sloupem C5

Závěr: V celé posuzované oblasti se nachází rezerva v únosnosti na protlačení bez výztuže na protlačení a uvažovaná tloušťka desky vyhoví.

Tabulka s posouzením protlačení v posuzovaném intervalu pro sloup namáhaný nejmenším kontaktním napětím 38,2 kPa. Jedná se o sloup C3.

hd	0,4 m	d	0,341 m
b	0,4 m		
h	0,4 m		
Ved	773 kN		
Crđ;c	0,12		
k	1,76584		3,6152134
ρl	0,01575		0,18166482
fck	30 MPa		
σz	38,2 kPa		

ai(m)	a/d	u1	A _o	Ved;red	ved;1 (kPa)	vrd;c (kPa)	vrd;c-ved;red
0,1705	0,5	2,67074	0,524081	752,98	950,81	3064,266	2113,45
0,2105	0,6173	2,92194	0,635934	748,71	864,14	2481,982	1617,84
0,2505	0,7346	3,17314	0,757836	744,05	790,78	2085,658	1294,88
0,2905	0,85191	3,42434	0,889785	739,01	727,81	1798,476	1070,67
0,3305	0,96921	3,67554	1,031783	733,59	673,09	1580,809	907,72
0,3705	1,08651	3,92674	1,183829	727,78	625,04	1410,141	785,10
0,4105	1,20381	4,17794	1,345922	721,59	582,46	1272,734	690,27
0,4505	1,32111	4,42914	1,518064	715,01	544,42	1159,728	615,31
0,4905	1,43842	4,68034	1,700253	708,05	510,19	1065,153	554,96
0,5305	1,55572	4,93154	1,892491	700,71	479,18	984,839	505,66
0,5705	1,67302	5,18274	2,094777	692,98	450,93	915,788	464,86
0,6105	1,79032	5,43394	2,30711	684,87	425,05	855,786	430,74
0,6505	1,90762	5,68514	2,529492	676,37	401,23	803,163	401,94
0,6905	2,02493	5,93634	2,761921	667,49	379,20	756,636	377,43
0,7305	2,14223	6,18754	3,004399	658,23	358,76	715,205	356,44
0,7705	2,25953	6,43874	3,256925	648,59	339,71	678,076	338,36
0,8105	2,37683	6,68994	3,519498	638,56	321,90	644,611	322,71
0,8505	2,49413	6,94114	3,79212	628,14	305,19	614,294	309,10
0,8905	2,61144	7,19234	4,074789	617,34	289,47	586,701	297,23
0,9305	2,72874	7,44354	4,367507	606,16	274,63	561,480	286,85
0,9705	2,84604	7,69474	4,670273	594,60	260,60	538,338	277,74
1,0105	2,96334	7,94594	4,983086	582,65	247,29	517,029	269,74
1,0505	3,08065	8,19714	5,305948	570,31	234,64	497,342	262,71
0,682	2	5,88296	2,711689	669,41	383,74	766,066	382,32

Tabulka 52 – Ověření protlačení základové desky pod sloupem C3

Závěr: Rozdíl $v_{rd;c} - v_{ed;red}$ Únosnost na protlačení základové desky na účinky posouvající síly vyhoví ve všech posuzovaných vzdálenostech od sloupu. Není třeba výztuž na protlačení.

12. Vodní tlak, posouzení na UPL

V části objektu se nachází pouze 1.PP a 1.NP. V této části objektu bude ověřena rovnováha konstrukce od vlivu vzlaku vody (mezí stav UPL). Posudek bude proveden dle normy ČSN EN 1997-1. Do výpočtu se nezapočítává podkladní vrstva betonu, která nezajišťuje nosnou funkci.

- Základová spára: 3,5 m
- Ustálená hladina spodní vody: 0,8 m pod terénem
- Vodní sloupec: 3,5 m - 0,8 m = 2,7 m; $h_v = 2,7 \text{ m}$
- Gravitační zrychlení: $g = 10 \text{ m/s}^2$
- Objemová hmotnost vody: $\rho_v = 1000 \text{ kg/m}^3$
- Tlak vody: $p_{v;k} = \rho \cdot g \cdot h \cdot \gamma_G = 1000 \cdot 10 \cdot 2,7 = 27 \text{ kN/m}^2$

Součinitele pro mezí stav UPL

Součinitel zatížení γ_F pro stálé zatížení: Příznivé: $\gamma_F = 0,9$; Nepříznivé: $\gamma_F = 1,0$

Součinitele parametrů zemin a únosnosti

Úhel vnitřního tření: $\gamma_\varphi = 1,25$

Efektivní soudržnost: $\gamma_c = 1,25$

Únosnost piloty v tahu: $\gamma_{s;t} = 1,4$

12.1 Zatížení od jednotlivých desek (základové a stropních do potřebné hodnoty vyrovnání vodního tlaku)

Uvažovaná tloušťka základové desky: $h_{d,1-} = 400 \text{ mm}$ (lokální rozšíření na 650 mm)

Objemová tíha betonu: $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$

Zatížení od vlastní tíhy železobetonové desky počítáno s bezpečnostním součinitelem $\gamma = 0,9$

Zatížení od desky 1.PP

$$f_{d,1-} = h_{d,1-} \cdot f_c \cdot \gamma = 0,4 \cdot 25 \cdot 0,9 = 9 \text{ kN/m}^3$$

Tloušťka stropní desky 1.NP: $h_{d,1+} = 250 \text{ mm}$

Zatížení od základové desky a stropní desky 1.NP

$$f_{d,1} = f_{d,1-} + h_{d,1+} \cdot f_c \cdot \gamma = 9 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 14,623 \text{ kN/m}^3$$

Tloušťka stropní desky 2.NP: $h_{d,2+} = 250 \text{ mm}$

$$f_{d,2} = f_{d,1} + h_{d,2+} \cdot f_c \cdot \gamma = 14,623 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 20,25 \text{ kN/m}^3$$

Tloušťka stropní desky 3.NP: $h_{d,3+} = 250 \text{ mm}$

$$f_{d,3} = f_{d,2} + h_{d,3+} \cdot f_c \cdot \gamma = 20,25 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 25,88 \text{ kN/m}^3$$

Tloušťka stropní desky 4.NP: $h_{d,4+} = 250 \text{ mm}$

$$f_{d,4} = f_{d,3} + h_{d,4+} \cdot f_c \cdot \gamma = 25,88 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 31,5 \text{ kN/m}^3$$

Návrhové zatížení vodním tlakem

$$p_{v;d} = p_{v;k} \cdot \gamma_F = 27 \cdot 1,0 = 27 \text{ kN/m}^2$$

Posouzení

$$p_{v;d} \leq f_{d,4}$$

$$27 \text{ kN/m}^2 \leq 31,5 \text{ kN/m}^2$$

Závěr: Až po zhotovení desky 4.NP by přetížení proti vodnímu vztlaku bylo dostatečné. Není zde započítán vliv plášťového tření obvodových suterénních stěn objektu.

12.2 Výpočet plášťového tření stěn objektu-okrajové podmínky výpočtu

Toto plášťové tření pomáhá přenášet účinky od vztlaku vody a příznivě ovlivní nutné čerpání vody ze stavební jámy v průběhu výstavby.

Vztahy použité pro výpočet únosnosti na plášti objektu po zasypání stavební jámy:

Návrhová únosnost na plášti

$$U_{fd} = \sum L \cdot h_i \cdot f_{si}$$

Délka L je délkou příslušného úseku vnější strany obvodové stěny, h_i je výška jednotlivých vrstev a f_{si} je tření na plášti.

Tření na plášti f_{si}

$$f_{si} = \sigma_{xi} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_d}{\gamma_{r1}} \right) + \frac{c_d}{\gamma_{r2}}$$

Kontaktní napětí v i-té vrstvě

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ori}$$

Kde σ_{ri} je geostatické napětí v hloubce z; pro $z \leq 10 \text{ m}$ $k=1,0$

Návrhový úhel vnitřního tření

$$\varphi_{ef,d} = \operatorname{arctg} \left(\frac{\varphi_{ef,k}}{\gamma_\varphi} \right); \text{ kde } \gamma_\varphi = 1,25$$

Návrhová únosnost pláště objektu

$$R_d = \frac{U_{fd}}{\gamma_{s;t}}$$

Součinitel podmínek působení základové půdy: $\gamma_{r2} = 1,3$ pro $z \leq 1,0 \text{ m}$; $\gamma_{r2} = 1,2$ pro $1,0 \text{ m} \leq z \leq 2,0 \text{ m}$; $\gamma_{r2} = 1,1$ pro $2,0 \text{ m} \leq z \leq 3,0 \text{ m}$; půdy $\gamma_{r2} = 1,0$ pro $z > 3,0 \text{ m}$

Součinitel podmínek působení základové půdy $\gamma_{r2} = 1,3$ pro $z \leq 1,0$ m; $\gamma_{r2} = 1,2$ pro $1,0$ m $\leq z \leq 2,0$ m; $\gamma_{r2} = 1,1$ pro $2,0$ m $\leq z \leq 3,0$ m; půdy $\gamma_{r2} = 1,0$ pro $z > 3,0$ m

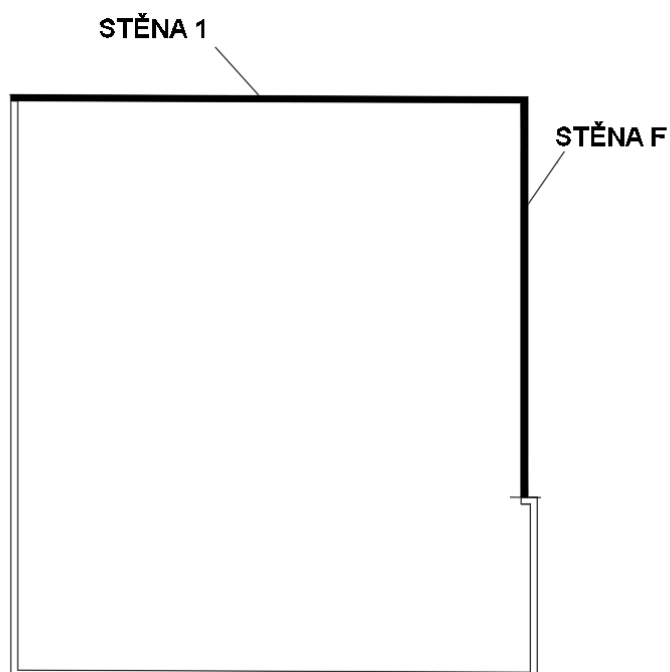
Součinitel vyjadřující vliv technologie provádění konstrukce: Pro konstrukci pod vodou uvažováno $\gamma_{r1} = 1,2$

12.3 Výpočet plášťového tření objektu – výpočet únosnosti

Z důvodu přítomnosti okenních otvorů ve stěně (světlíky) a možného nedostatečného zasypání stavební jámy bude počáteční vrstva pro výpočet plášťového tření zeminy v hloubce 1,0 m pod předpokládanou úrovní terénu.

Výpočet bude rozdělen na 2 části podle toho, jakým geologickým sondám odpovídá příslušný úsek stěny. Stěna A se ve výpočtu neuvažuje, protože na tuto stěnu bude navazovat sousední objekt a nebude tedy v kontaktu se zemínou.

Pro 1. část výpočtu bude uvažována sonda SP2, tato sonda se týká stěn 1 a F.



Obrázek 81 Vyznačené stěny pro 1. část výpočtu

Únosnost na plášti objektu 1. část výpočtu

L 45,6 m

k_2 1

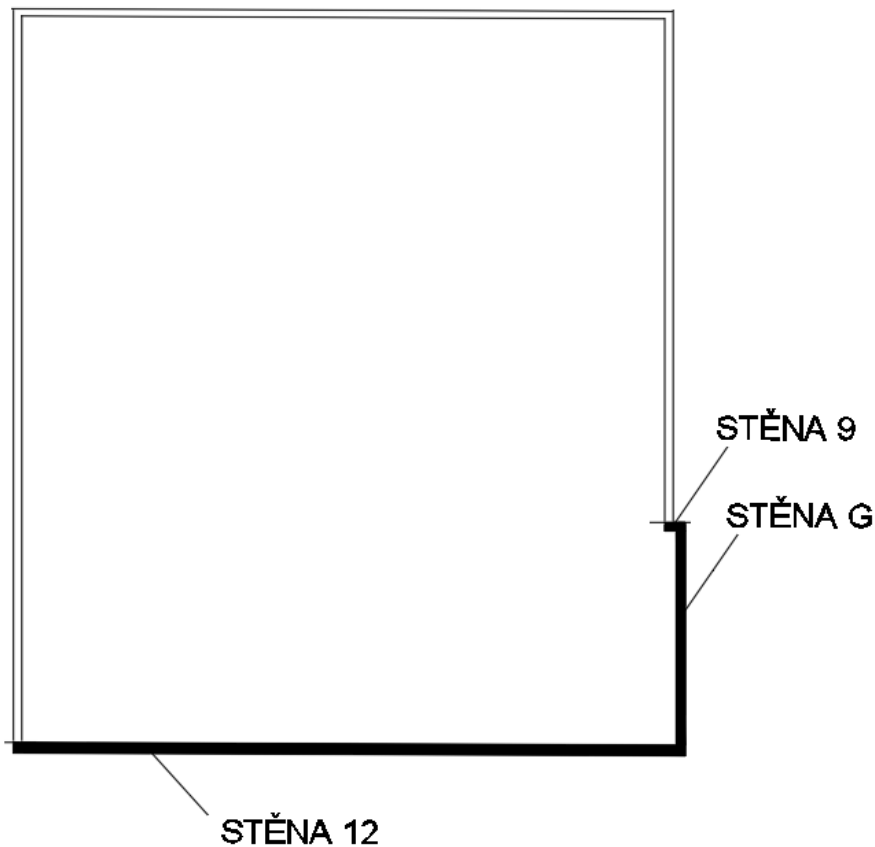
		γ (kN/m ³)	h	z	$c_{ef,d}$ (kPa)	$\varphi_{ef,d}$ (°)	σ_{ori}	σ_{xi}	γ_{r1}	γ_{r2}	f_{si}	U_{fd}
1-1,4	F6	18,3	0,4	0,2	16	15,6029	4	4	1,2	1,3	13,23	241,34
1,4-1,6	F6	18,3	0,2	0,5	16	15,6029	10,5	10,5	1,2	1,2	15,76	143,71
1,6-3,5	R6	20	2,1	1,65	18,4	19,2431	36,3	36,3	1,2	1,1	27,16	2600,9

2986 kN

Rd2 2132,8 kN

Tabulka 53 – Výpočet únosnosti na plášti objektu – 1. část

Pro 2.část bude uvažován vrt V1 (geologický profil pro vrchních 3,5 m je stejný, jako pro sondu SP1).



Obrázek 82 - Vyznačené stěny pro 2.část výpočtu

Únosnost na plášti objektu 2.část výpočtu

L 46,3 m

k_2 1

		$\gamma(\text{kN/m}^3)$	h	z	$c_{ef,d}(\text{kPa})$	$\varphi_{ef,d}(^\circ)$	σ_{ori}	σ_{xi}	γ_{r1}	γ_{r2}	fsi	Ufd
1,0-1,2	S5	18,5	0,2	0,1	1,6	1,3	3,70	3,7	1,2	1,3	1,30	12,03
1,2-2,6	F6	18,3	1,4	0,9	16	12,6	25,62	25,62	1,2	1,3	5,98	387,41
2,6-3,0	S5	18,5	0,4	1,8	1,6	1,3	7,40	7,4	1,2	1,2	1,47	27,24
3,0-3,5	R5	21	0,5	2,25	24	18,5	10,50	10,5	1,2	1,1	24,72	572,22

998,91 kN

Rd2 713,51 kN

Tabulka 54 – Výpočet únosnosti na plášti objektu – 2.část

Celková únosnost na plášti objektu

$$R_{d,c} = R_{d1} + R_{d2} = 2132,8 \text{ kN} + 713,51 \text{ kN} = 2846,3 \text{ kN}$$

Celková únosnost na 1m^2 – tato hodnota bude přičtena k přitížením betonem (zatížení proti vodnímu vztlaku).

$$R_{f1} = \frac{R_{d;c}}{A_c} = \frac{2846,3}{831,61} = 3,42 \text{ kN/m}^2$$

Posouzení vodního vztlaku s vlivem plášťového tření objektu.

Bude uvažováno přitížení stropních desek do 3.NP.

$$p_{c;d} \leq f_{d;3} + R_{f1} = 25,88 + 3,42 = 29,3 \text{ kN/m}^2$$

Vyhodnocení: Při této variantě by bylo nutné čerpání vody ze stavební jámy až do zhotovení desky 3.NP.

V části objektu se nachází nad základovou deskou pouze 1 nebo 2 podlaží. Zde bude třeba vzhledem k vysokému vodnímu sloupci další opatření. Jedná se o plochu ohraničenou osami 1, 8 (vodorovné), A a D (svislé).

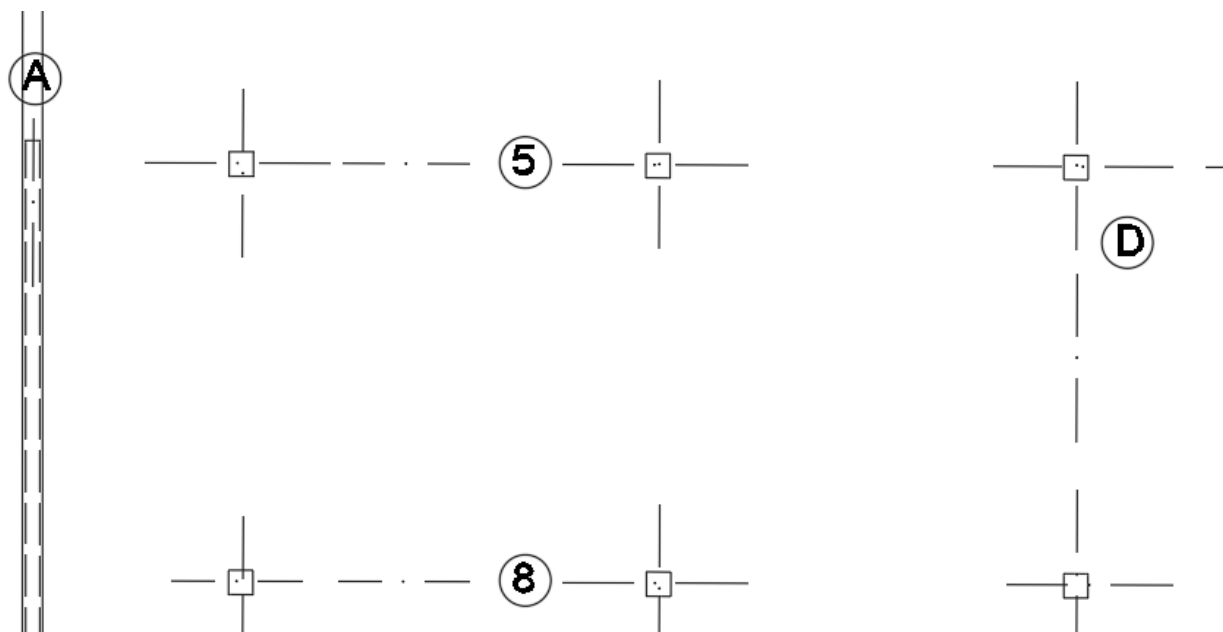
12.4 Možná opatření na vztlak vodou:

1. Zvýšit tloušťku desky. Jednalo by se o zvýšení tloušťky desky o 500 mm mezi osami 5 -8, kde se nad touto plochou nachází deska 1.NP a deska terasy 2.NP. Mezi osami 1-5 by se jednalo o zvýšení tloušťky desky o 670 mm oproti základní tloušťce desky.
2. Návrh pilot, které by zabránily zdvih konstrukce od vodního tlaku.
3. Návrh mikropilot, které by zabránily zdvih konstrukce od vodního tlaku.

12.4.1 Navržení příslušných opatření – opatření 1

Opatření 1 – výrazné zesílení tloušťky základové desky

Ověření dostatečné tloušťky základové desky mezi osami 5, 8, A, D. Vyznačení na obrázku 83.



Obrázek 83 Oblast pro příslušné opatření ohraničená osami 5; 8; A; D

- Základová spára pro tuto tloušťku: 3,75 m (úprava základové spáry, aby nedošlo k zvětšení vodního sloupce do takové míry, kdy by bylo nutné měnit požadavky na maximální šířku trhlin)
- Ustálená hladina spodní vody: 0,8 m pod terénem
- Vodní sloupec: 3,75 m - 0,8 m = 2,95 m; $h_v = 2,95$ m
- Gravitační zrychlení: $g = 10$ m/s²
- Objemová hmotnost vody: $\rho_v = 1000$ kg/m³
- Tlak vody: $p_v = \rho \cdot g \cdot h = 1000 \cdot 10 \cdot 2,95 \cdot 1,1 = 32,45$ kN/m²

Zatížení od desky 1.PP

Tloušťka základové desky 1.NP: $h_{d,1+} = 900$ mm

$$f_{d,1-} = h_{d,1-} \cdot f_c \cdot \gamma = 0,9 \cdot 25 \cdot 0,9 = 20,25 \text{ kN/m}^3$$

Tloušťka stropní desky 1.NP: $h_{d,1+} = 250 \text{ mm}$

Zatížení od základové desky a stropní desky 1.NP

$$f_{d,1} = f_{d,1-} + h_{d,1+} \cdot f_c \cdot \gamma = 20,25 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 25,88 \text{ kN/m}^3$$

Zatížení od základové desky a stropní desky 2.NP

Tloušťka stropní desky 2.NP: $h_{d,2+} = 250 \text{ mm}$

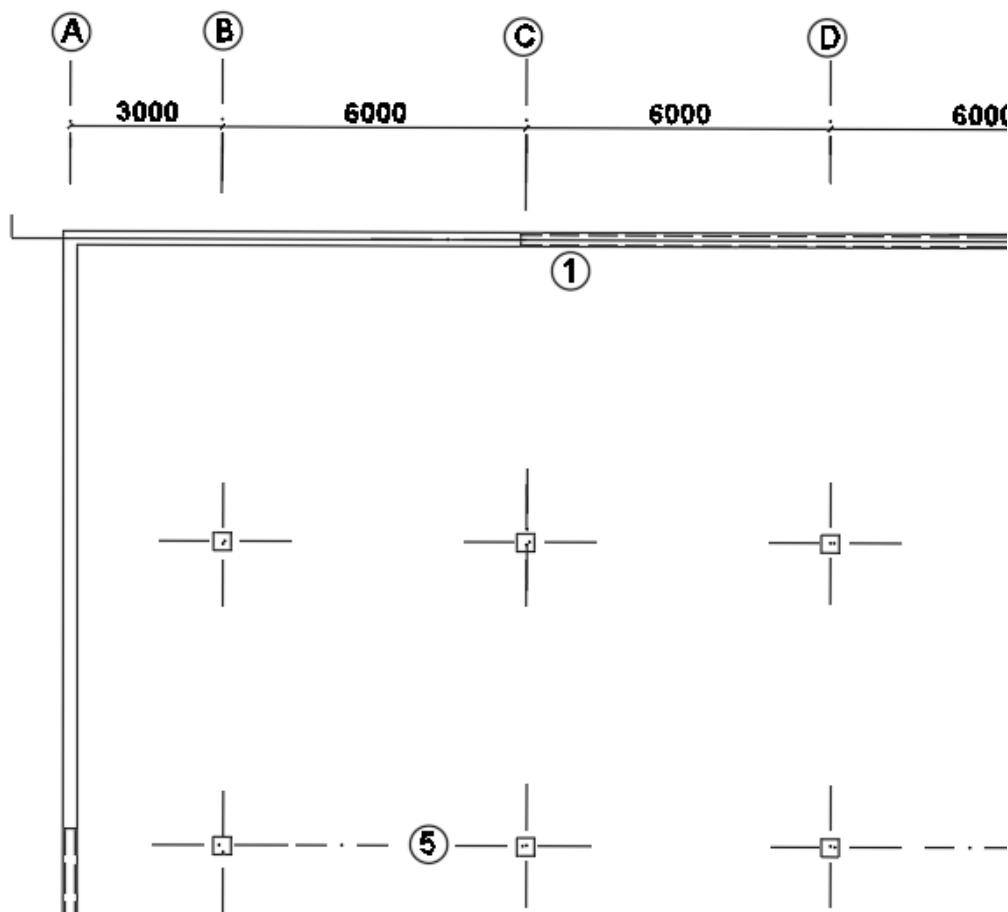
$$f_{d,2} = f_{d,1} + h_{d,2+} \cdot f_c \cdot \gamma = 25,88 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 31,96 \text{ kN/m}^3$$

Návrhové zatížení vodním tlakem

$$p_{v;d} = p_{v;k} \cdot \gamma_F = 27 \cdot 1,0 = 27 \text{ kN/m}^2$$

Ověření dostatečné tloušťky základové desky mezi osami 1, 5, A, D

Vyznačení oblasti



Obrázek 84 – Znárodnění uvažované oblasti

- Základová spára pro tuto tloušťku: 3,75 m (zvětšení tloušťky na horní hraně desky – zmenšení světlé výšky místnosti)
- Ustálená hladina spodní vody: 0,8 m pod terénem
- Vodní sloupec: 3,75 m - 0,8 m = 2,95 m; $h_v = 2,95 \text{ m}$
- Gravitační zrychlení: $g = 10 \text{ m/s}^2$
- Objemová hmotnost vody: $\rho_v = 1000 \text{ kg/m}^3$
- Tlak vody: $p_v = \rho \cdot g \cdot h = 1000 \cdot 10 \cdot 2,95 = 29,5 \text{ kN/m}^2$

Zatížení od desky 1.PP

Tloušťka základové desky 1.NP: $h_{d,1+} = 10 \text{ mm}$

$$f_{d,1-} = h_{d,1-} \cdot f_c \cdot \gamma = 1,07 \cdot 25 \cdot 0,9 = 24,08 \text{ kN/m}^3$$

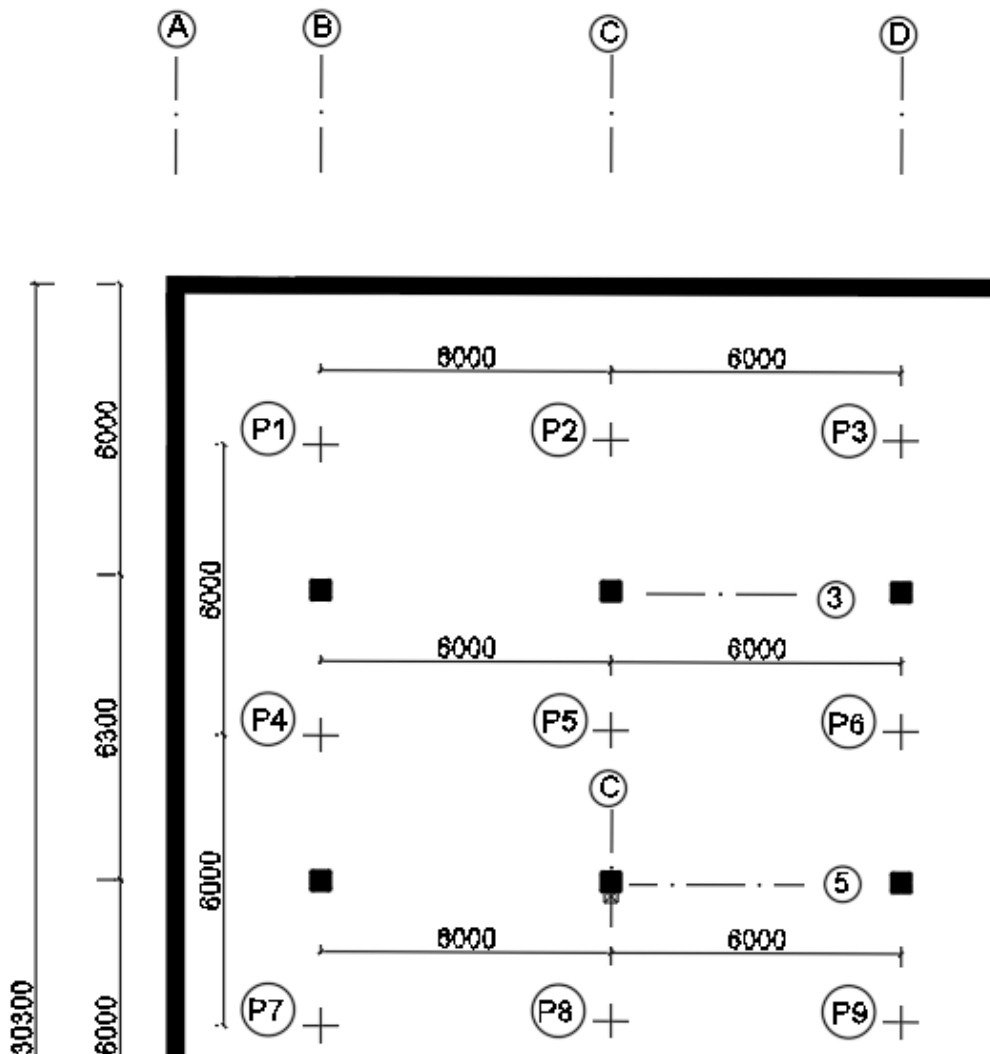
Tloušťka stropní desky 1.NP: $h_{d,1+} = 250 \text{ mm}$

Zatížení od základové desky a stropní desky 1.NP

$$f_{d,1} = f_{d,1-} + h_{d,1+} \cdot f_c \cdot \gamma = 24,08 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 29,71 \text{ kN/m}^3$$

12.4.2 Navržení příslušných opatření – opatření 2

Opatření 2 – piloty namáhané tahem



Obrázek 85 - Schéma tahově namáhaných pilot

- Základová spára pro tuto tloušťku: 3,5 m
- Ustálená hladina spodní vody: 0,8 m pod terénem
- Vodní sloupec: 3,5 m - 0,8 m = 2,7 m; $h_v = 2,7$ m
- Gravitační zrychlení: $g = 10$ m/s²
- Objemová hmotnost vody: $\rho_v = 1000$ kg/m³
- Tlak vody: $p_v = \rho \cdot g \cdot h = 1000 \cdot 10 \cdot 2,7 = 27,0$ kN/m²

Uvažovaná tloušťka základové desky: $h_{d,1-} = 400$ mm

Objemová tíha betonu: $\rho_c = 2500$ kg/m³ = 25 kN/m³

Zatížení vlastní tíhou desky je uvažováno s bezpečnostním součinitelem $\gamma = 0,9$

Zatížení od desky 1.PP

$$f_{d,1-} = h_{d,1-} \cdot f_c \cdot \gamma = 0,4 \cdot 25 \cdot 0,9 = 9 \text{ kN/m}^3$$

Tloušťka stropní desky 1.NP: $h_{d,1+} = 250 \text{ mm}$

Zatížení od základové desky a stropní desky 1.NP

$$f_{d,1} = f_{d,1-} + h_{d,1+} \cdot f_c \cdot \gamma = 9 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 14,63 \text{ kN/m}^3$$

Reakce do piloty

Tato návrhová reakce vychází z rozdílu plošného přetížení betonovými deskami ($f_{d,1}$) 1.PP a 1. NP a návrhového plošného zatížení vodním sloupcem (p_v).

$$R_m = (p_v - f_{d,1}) \cdot b \cdot h = ((27 - 14,63) \cdot 6 \cdot 6 = 445,32 \text{ kN}$$

Návrh trvalých pilot se vzdáleností 6 m. Tloušťka desky v této oblasti je 400 mm.

Výpočet pilot – podle ČSN EN 1997-1

Výpočet je proveden pomocí 2. návrhového přístupu

Únosnost pilot na základě

Návrhový přístup 2 Kombinace A1+M1+R2

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_\varphi = 1,0 \text{ (úhel vnitřního tření – pro } \tan \varphi)$$

$$\gamma_c = 1,0 \text{ (efektivní soudržnost)}$$

$$\gamma_{cu} = 1,0 \text{ (neodvodněná smyková pevnost)}$$

$$\gamma_{qu} = 1,0 \text{ (pevnost v prostém tlaku)}$$

$$\gamma_\gamma = 1,0 \text{ (objemová tíha)}$$

$$\gamma_b = 1,1 \text{ (pata v tahu)}$$

$$\gamma_{s;t} = 1,15 \text{ (plášť v tahu)}$$

Použité vztahy při výpočtu piloty pro 1. mezní stav [32]:

$$N_c = (N_D - 1) \cdot \cot \varphi_a$$

$$N_D = e^{\pi \cdot \tan \varphi_a} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_B = 1,5(N_D - 1) \cdot \tan \varphi$$

Návrhová únosnost paty piloty R_d

$$R_d = 1,2 \cdot c \cdot N_c + (1 + \sin \varphi) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_D + \gamma_2 \cdot d/2 \cdot N_b$$

Únosnost paty piloty:

$$U_{bd} = k_1 \cdot A_s \cdot R_d$$

k_1 součinitel vyjadřující zvětšení únosnosti vlivem délky piloty L

Rozměry

L	5 m
d	0,5 m

Únosnost v patě

Nd	2,677232403	
Nc	3,336475992	
Nb	1,264706477	
k	1,1	
γ_1	34,04	kN/m ³
Rd	5633,302085	kPa
Ubd	304,1771877	kN

Tabulka 55 - únosnost v patě piloty

Únosnost na plášti objektu

$k_2=1$

Tato únosnost na plášti stěn objektu pomáhá přenášet zatížení od vodního tlaku a zajistí kratší potřebnou vodu čerpání vody.

Únosnost na plášti

k_2 1

		γ (kN/m ³)	h	z	σ_{ori}	σ_{xi}	γ_{r1}	γ_{r2}	f _{si}	U _{fd}
3,5-6,2	R6	20	2,7	1,35	27	27	1,2	1,2	29,44101	124,864
6,2-6,6	R5	21	0,4	2,9	60,9	60,9	1,2	1,1	57,85794	245,3848
6,6-8,5	R4	22	21,9	14,05	309,1	309,1	1,2	1	228,4595	968,9332

1339,182

U_{vd} 1643,36 kN

R_d 1347,87 kN

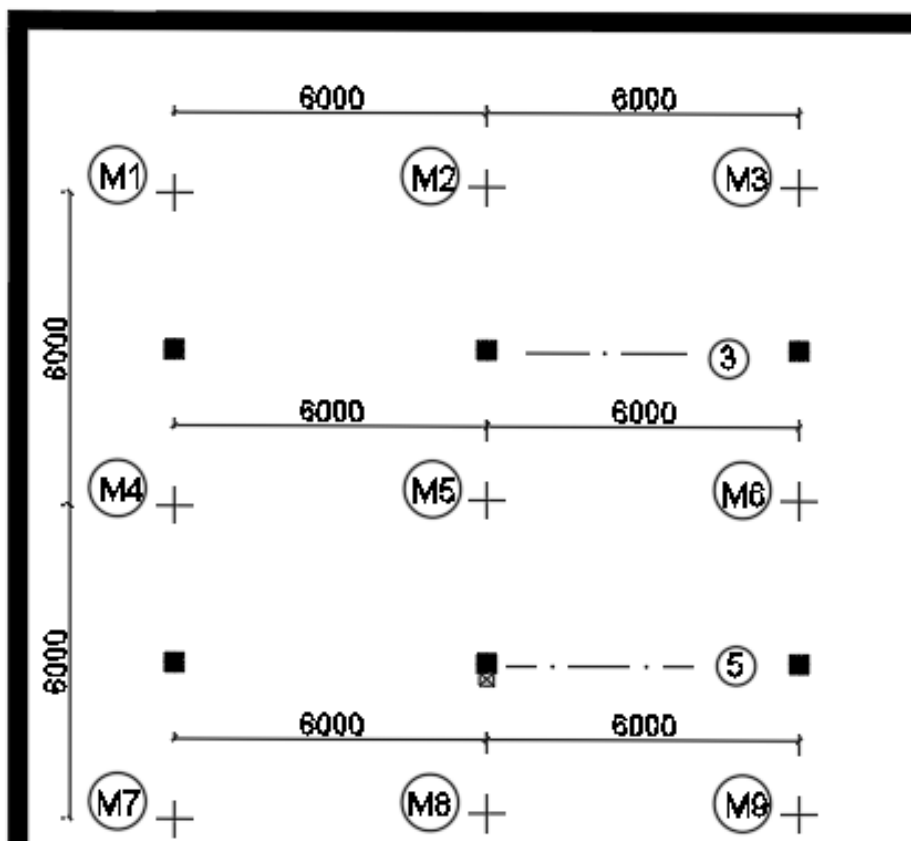
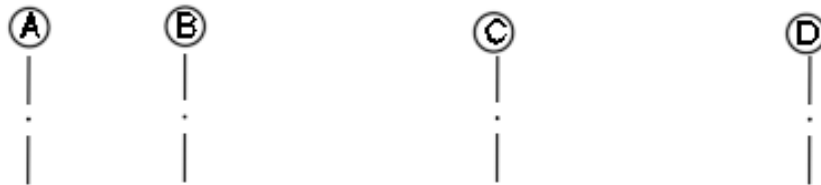
Tabulka 56 - Únosnost na plášti piloty

Posouzení

$$R_m = 445,32 \leq R_d = 1347,87 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

12.4.3 Navržení příslušných opatření – opatření 3

Opatření 3 – mikropiloty namáhané tahem



Obrázek 86 - Schéma mikropilot

- Základová spára pro tuto tloušťku: 3,5 m
- Ustálená hladina spodní vody: 0,8 m pod terénem
- Vodní sloupec: 3,5 m - 0,8 m = 2,7 m; $h_v = 2,7 \text{ m}$
- Gravitační zrychlení: $g = 10 \text{ m/s}^2$
- Objemová hmotnost vody: $\rho_v = 1000 \text{ kg/m}^3$
- Tlak vody: $p_v = \rho \cdot g \cdot h = 1000 \cdot 10 \cdot 2,7 \cdot 1,35 = 36,45 \text{ kN/m}^2$

Uvažovaná tloušťka základové desky: $h_{d,1-} = 400 \text{ mm}$

Zatížení od desky 1.PP

$$f_{d,1-} = h_{d,1-} \cdot f_c \cdot \gamma = 0,4 \cdot 25 \cdot 0,9 = 9 \text{ kN/m}^3$$

Tloušťka stropní desky 1.NP: $h_{d,1+} = 250 \text{ mm}$

Zatížení od základové desky a stropní desky 1.NP

$$f_{d,1} = f_{d,1-} + h_{d,1+} \cdot f_c \cdot \gamma = 9 + 0,25 \cdot 25 \cdot 0,9 = 14,625 \text{ kN/m}^3$$

Reakce do mikropiloty

Tato návrhová reakce vychází z rozdílu plošného přetížení betonovými deskami ($f_{d,1}$) 1.PP a 1. NP a návrhového plošného zatížení vodním sloupcem (p_v).

$$R_m = (p_v - f_{d,1}) \cdot b \cdot h = ((27 - 14,63) \cdot 6 \cdot 6 = 445,32 \text{ kN}$$

Únosnost navržené mikropiloty byla posouzena v programu GEO. Pro výpočet únosnosti kořene mikropiloty byla použita Lizzihova metoda. Únosnost kořene je určena podle vzorce:

$$Q = \pi d l \tau_m J$$

Kde d je průměr kořene, l je délka kořene, τ_m je průměrné mezní plášťové tření a J je součinitel vyjadřující vliv průměru vrtu (pro vrt nad 200 mm J nabývá hodnoty 0,8).

Průměrné plášťové tření na kořeni bylo zadáno 600 kPa (skalní hornina R4).

Pro výpočet únosnosti dřívku piloty byla použita geometrická metoda (Eulerova). Tato metoda vychází z rovnice ohybu přímého prutu. Ohybová rovnice se skládá ze 4 integračních konstant, které se určí z okrajových podmínek uložení konců [25].

Na následujících stranách se nachází report výpočtu ze softwaru GEO Mikropilota.

Polyfunkční dům Kvítková Zlín
Mikropiloty M trvalé

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Akce : Polyfunkční dům Kvítková Zlín
Část : Mikropiloty M trvalé
Datum : 21.11.2022

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Díličí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Mikropiloty

Metodika posouzení : mezní stavy
Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda
Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Součinitele redukce parametrů zemín		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25 [-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00 [-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50 [-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50 [-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50 [-]

Parametry zemín

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

R6

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 23,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

R4

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$



Pouze pro nekomerční využití



1

Polyfunkční dům Kvítková Zlín
Mikropiloty M trvalé

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm
 Tloušťka stěny = 16,0 mm
 Volná délka mikropiloty $l = 3,00 \text{ m}$
 Délka kořene $l_r = 3,00 \text{ m}$
 Průměr kořene $d_r = 0,20 \text{ m}$
 Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$
 Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,00 \text{ m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{\text{ck}} = 25,00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E_{\text{cm}} = 31000,00 \text{ MPa}$

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 430

Mez kluzu $f_y = 275,00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,70	0,00 .. 2,70	R6	
2	0,40	2,70 .. 3,10	R5	
3	1,40	3,10 .. 4,50	R4	
4	-	4,50 .. ∞	R4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	-450,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Mikropilota je tažená, vnitřní stabilita vyhovuje.

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu: Tažená mikropilota - s pevností betonu v tahu se nepočítá.

Napětí v oceli = 97,31 MPa

Výpočtová pevnost oceli = 183,33 MPa

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Pouze pro nekomerční využití

Polyfunkční dům Kvítková Zlín
Mikropiloty M trvalé

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene = 0,85

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 600,00$ kPa

Posouzení tažené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 961,33$ kN

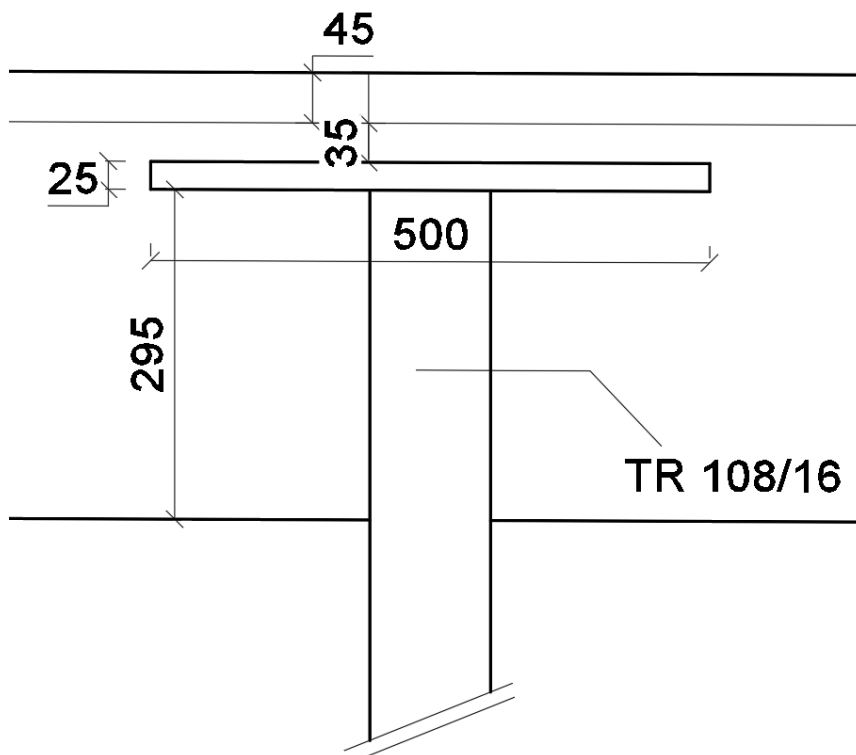
Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 640,88$ kN

Maximální tahová síla $N_{max} = 450,00$ kN

Únosnost tažené mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení kotvení mikropiloty na protlačení

Pilota bude kotvena pomocí ocelového roznášecího plechu s rozměry 500x500x25 mm.



Obrázek 86b - Schéma kotvení mikropiloty s vyznačením krycí vrstvy a účinné výšky

$$v_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 450\,000}{2000 \cdot 295} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$0,88 \text{ MPa} \leq 4,22 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

$$u_1 = 4,0 \text{ m}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{450\,000}{3853,5 \cdot 295} = 0,396 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{295}} = 1,82$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1005,31}{500 \cdot 295} = 0,068$$

$$v_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] = \left[0,12 \cdot 1,88 \cdot (100 \cdot 0,0068 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$= 0,616 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed;1} \leq v_{Rd,c}$$

$$0,396 \text{ MPa} \leq 0,616 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví na protlačení bez smykové výztuže}$$

12.4.4 Vybrání výsledné varianty

Navrženo bude opatření 3, tedy tahové mikropiloty dle rozmístění na schématu (obrázek 86). Tloušťka desky bude 400 mm s lokálním rozšířením pod některými sloupy na 650 mm z důvodu požadavku na protlačení. Čerpání stavební jámy bude třeba až do zhotovení 4.NP.

13. Návrh výztuže desky 1.PP

Navržená základní tloušťka desky: 400 mm

Lokální tloušťka desky pod sloupy (rozšíření): 650 mm

Tloušťka desky pod sloupy:

B3	400 mm
C3	400 mm
D3	650 mm
B5	400 mm
C5	400 mm
D5	650 mm
B8	650 mm
C8	650 mm
D8	650 mm
B10	650mm
C10	650 mm
D10	650 mm

Tabulka 57 – tloušťka desek pod sloupy

Ve výpočetním modelu budou zprůměrovány hodnoty pod sloupy pomocí průměrovacích pásů. Doporučená šířka pásu je 2*tloušťka desky+šířka sloupu. V tomto případě se jedná o hodnotu 2*650+400=1700 mm. Bude použita hodnota 1,8 m, aby byl zajištěn dostatečný počet prvků v průměrovacím pásu (minimálně 5).

Výztuž bude posouzena na MSÚ pro namáhání od obálky návrhových kombinací a také na MSP, kde se posoudí šířky trhliny vzniklé od kvazistálé kombinace zatížení.

Uvažované obálky zatížení, pro které se navrhuje výztuž jsou uvedeny v podkapitole 11.2.

Pro účely DP byl vyhotoven výpočet v programu MS Excel, do kterého byly zadány níže uvedené vzorce, pomocí kterých byly spočítány potřebné veličiny.

13.1 Vzorce použité při návrhu výztuže MSÚ

Potřebná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right) [26]$$

Výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

Rameno vnitřních sil v průřezu

$$z = d - 0,4x$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$$

Účinná výška d

Směr X

$$d_x = h_d - c_{nom} - \emptyset/2$$

Směr Y

$$d_y = h_d - c_{nom} - \emptyset/2 - \emptyset$$

Výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

13.2 Vzorce použité pro výpočet MSP

Pracovní součinitel modulů pružnosti

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje:

$$x_r = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h_d^2 + \alpha_{e,ST} \cdot A_{s,prov} \cdot d}{b \cdot h_d + \alpha_{e,ST} \cdot A_{s,prov}}$$

Vzdálenost těžiště betonového průřezu od tlačného okraje

$$x_i = h/2$$

Rozdíl tlačných výšek

$$a_r = x_r - x_i$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu vztažený k těžišti průřezu

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_d^3 + b \cdot h_d \cdot a_r^2 + \alpha_{e,LT} \cdot A_{s,prov;1} \cdot (d - x_r)^2$$

Moment při vzniku trhlin	$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h_d - x_r}$
Výška tlačené oblasti průřezu s trhlinou	$x_{ir} = \alpha_s \cdot \frac{A_{s,prov}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_{s,prov}}}\right)$
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_s \cdot A_{s,prov;1} \cdot (d - x_{ir})^2$
Snížená tahová pevnost betonu $f_{ct,eff}$	$f_{ct,eff} = \frac{f_{ctm}}{2}$ (jedná se o přibližný odhad)
Napětí ve výztuži pro kvazistálý moment m_{ek}	$\sigma_s = \alpha_s \cdot \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$
Účinná tažená výška $h_{c,eff}$	$h_{c,eff} = \min\left(2,5 \cdot h_d - d; \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2}\right)$
Účinná tažená plocha $A_{c,eff}$	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$
Součinitel k_1 (zohledňuje vlastnosti soudržné výztuže)	$k_1=0,8$
Součinitel k_2 (vliv rozdělení poměrného přetvoření)	$k_2=0,5$
Součinitel k_3 (vyjadřuje délku oblasti kolem trhliny s poškozenou soudržností)	$k_3 = 3,4 \cdot (25/c)^{\frac{2}{3}}$
Součinitel k_4	$k_4 = 0,425$
Součinitel k_t – pro krátkodobé zatížení:	$k_t = 0,6$

Účinný stupeň vyztužení $\rho_{c,eff}$

$$\rho_{c,eff} = \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}}$$

Šířka trhliny w_k

$$w_k = \left(k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{eff}}\right) \cdot \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})\right]$$

$\rho_{p,eff}$]

Posouzení

$$w_k \leq w_{lim} = 0,2 \text{ mm}$$

13.3 Výpočet minimální plochy výztuže pro omezení šířky raných trhlin

Součinitel k (vliv nerovnoměrného rozdělení vnitřních sil)

Pro $h \leq 300 \text{ mm}$; $k = 1,0$; pro $h \geq 800 \text{ mm}$; $k=0,65$ (mezilehlé hodnoty jsou interpolovány)

Součinitel k_c (vliv napětí průřezu před vznikem trhlin a změna ramen vnitřních sil) Pro tah: $k_c = 1,0$

Plocha tažené oblasti betonu těsně před vznikem první trhliny A_{ct}

$$A_{ct} = x_i \cdot b$$

Rané trhliny

Při raných trhlínách uvažováno tahové působení (pro $k_2 = 1, k_c = 1$)

Pro tyto součinitele je minimální plocha výztuže – maximum ze 2 vztahů pro výpočet $A_{s,min}$ [25].

$$\begin{aligned}
& A_{s,min} \\
&= \frac{s_3 \cdot f_{ct,eff} \cdot (k \cdot A_{ct} - 0,4 \cdot A_{c,eff})}{2 \cdot E_s \cdot w_k} \\
&+ \sqrt{\left(\frac{s_3 \cdot f_{ct,eff} \cdot (k \cdot A_{ct} - 0,4 \cdot A_{c,eff})}{2 \cdot E_s \cdot w_k}\right)^2 + \frac{0,17 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} \cdot (k \cdot A_{ct} - 0,4 \cdot A_{c,eff})}{E_s \cdot w_k}} \\
& A_{s,min} = \frac{0,3 \cdot s_3 \cdot f_{ct,eff} \cdot k \cdot A_{ct}}{2 \cdot E_s \cdot w_k} \\
&+ \sqrt{\left(\frac{0,3 \cdot s_3 \cdot f_{ct,eff} \cdot k \cdot A_{ct}}{E_s \cdot w_k}\right)^2 + \frac{0,204 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} \cdot k \cdot A_{ct}}{E_s \cdot w_k}}
\end{aligned}$$

Stanovení stupně vyztužení z podmínky $A_{s,min} \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \Rightarrow \sigma_s = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{A_s}$

Vzdálenost $s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho$

Účinný stupeň vyztužení $\rho_{c,eff} = \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}}$

Rozdíl přetvoření $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho)) / E_s$

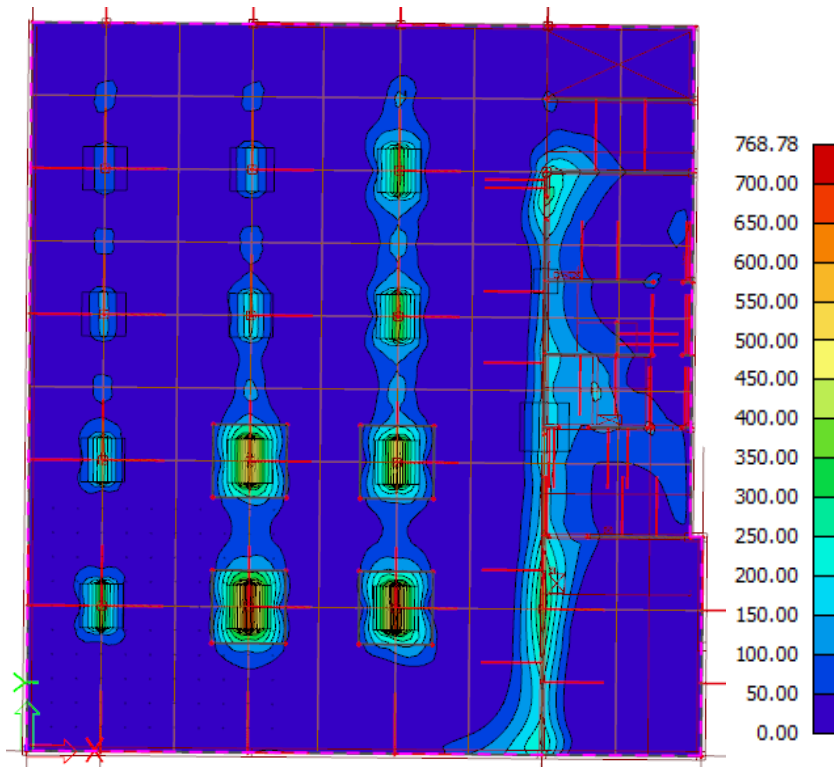
13.4 Vnitřní síly pro spodní povrch desky

Jedná se o vnitřní síly s použitím průměrování špiček. Rozměry průměrovací oblasti pro MSÚ jsou 1,8 x 1,8 m. Pro MSP kvazistálou je rozměr průměrovací oblasti 0,4 x 0,4 m.

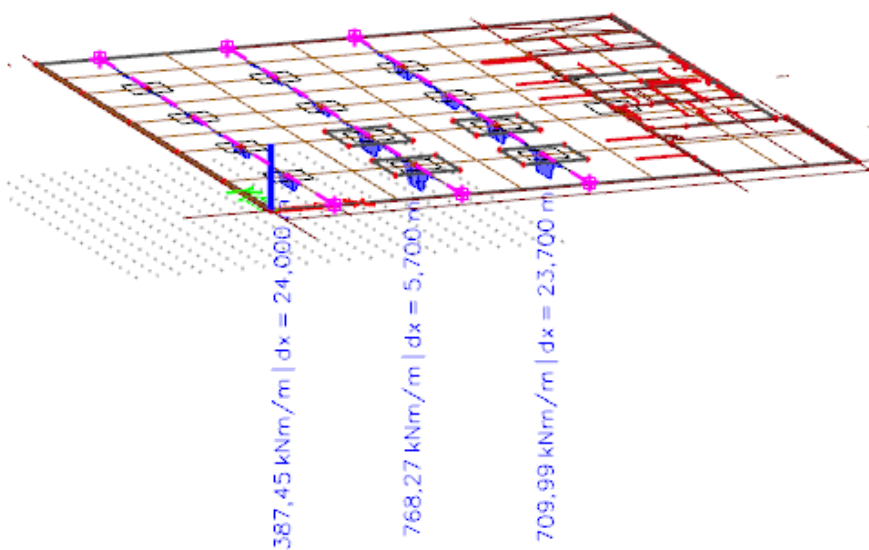
Poznámka k modelu: V modelu se vyskytuje rozšíření desky pouze na 4 místech místo 8. Je to z toho důvodu, že návrh byl v průběhu práce opravován a z časových důvodů již není uveden výsledek pro rozšíření na 8 místech. Pro návrh to ale nemá žádný význam, protože rozdíl výsledků je v řádech desetin kNm/m.

13.4.1 Návrhová obálka kombinací MSÚ+vztlak vody

Ohybové momenty obálka MSÚ, dolní povrch, návrhové myd-
mxd-



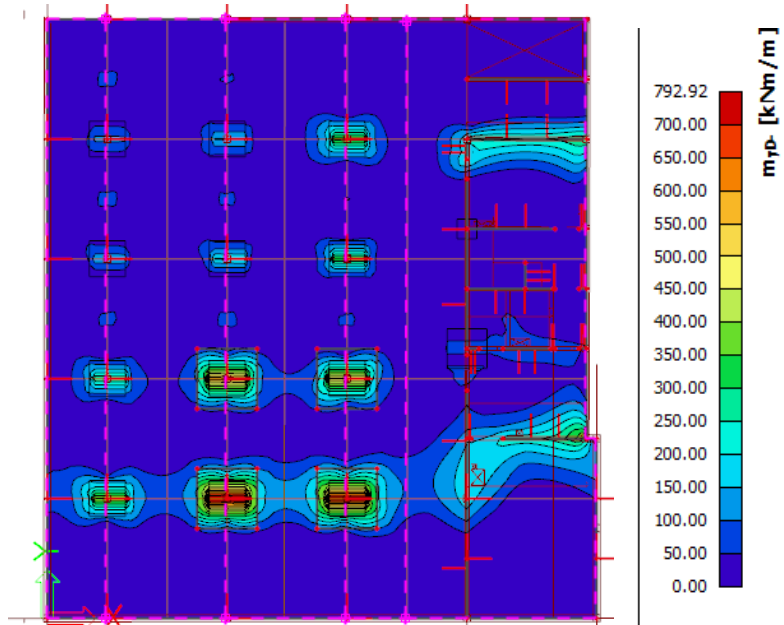
Obrázek 87 Průběh m_{xd} na spodní straně desky



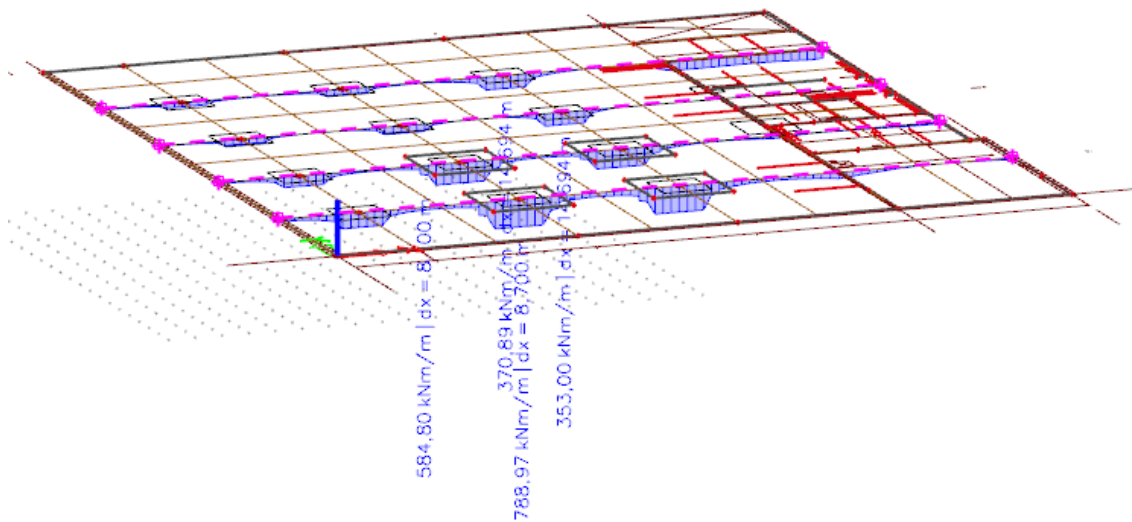
Obrázek 88 - Průběh m_x na spodní straně ve slupových osách.

myd-

Ohybové momenty obálka MSÚ, dolní povrch, návrhové myd-



Obrázek 89 - Průběh myd na spodní straně desky



Obrázek 90 Průběh myd na spodní straně desky ve sloupových osách

Momenty pod sloupy, MSÚ dolní povrch

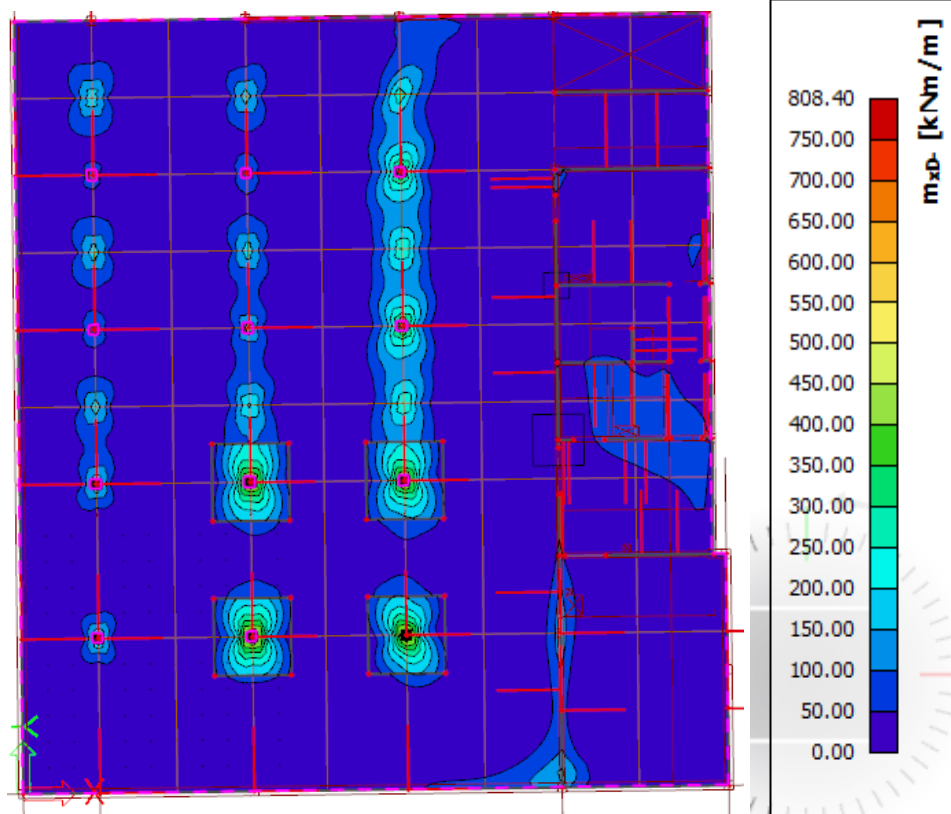
mxd-	kNm/m	myd-	kNm/m
B3	68,2	B3	117,6
C3	136,1	C3	155,4
D3	364,1	D3	370,9
B5	112,5	B5	140,8
C5	213,8	C5	209,8
D5	358,4	D5	353
B8	272,4	B8	294,4
C8	585,0	C8	584,8
D8	509,8	D8	511,6
B10	387,5	B10	404,2
C10	768,3	C10	788,9
D10	710	D10	752,8

Tabulka 58 - Momenty pod sloupy

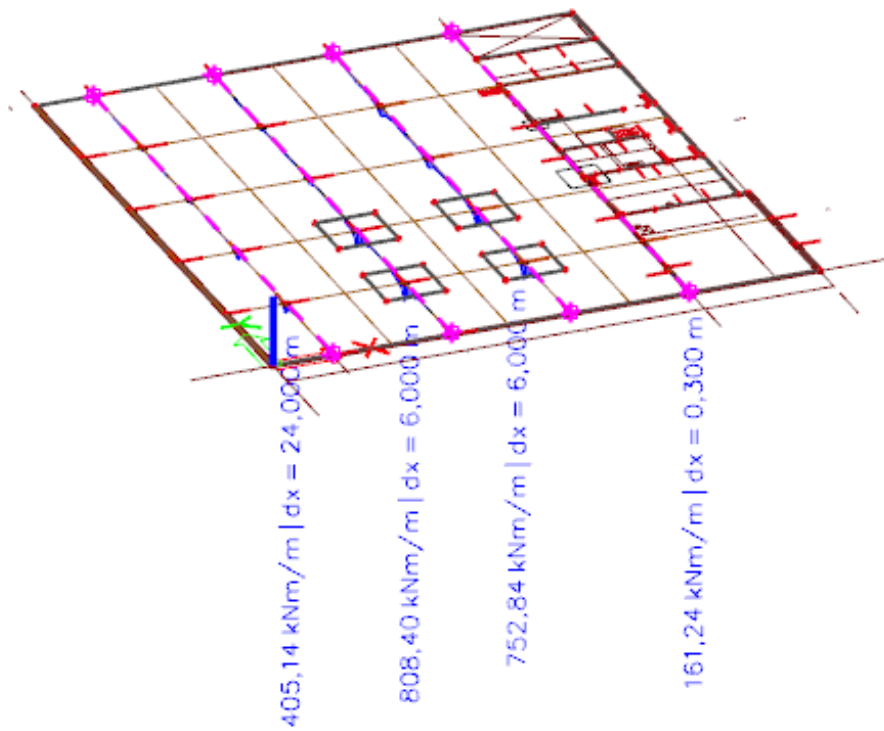
13.4.2 Návrhová obálka kombinací MSP kvazi+vztlak vody

Při MSP bylo použito jiné průměrování, než pro MSÚ. Rozměry průměrování odpovídají rozměru sloupu, tedy 0,4 x 0,4 m.

mxd-

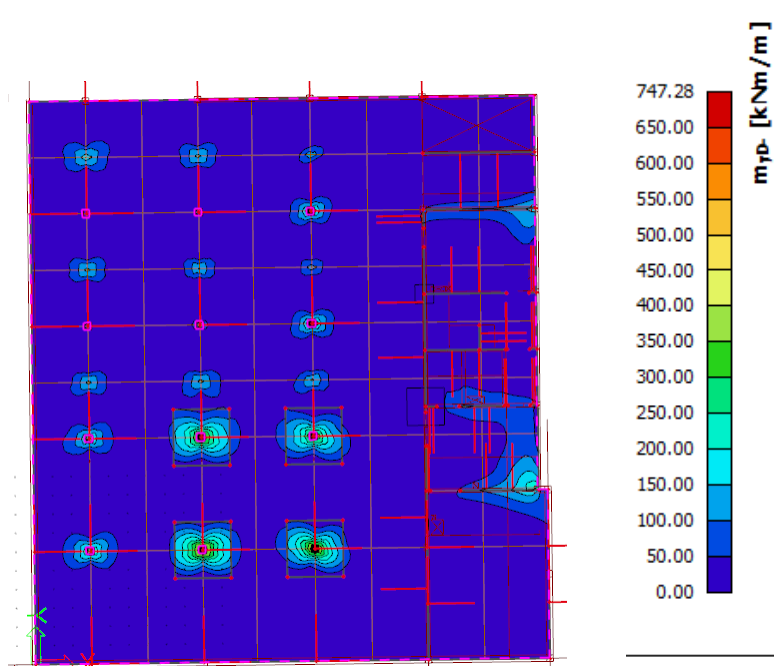


Obrázek 91 Průběh mxd na spodní straně desky

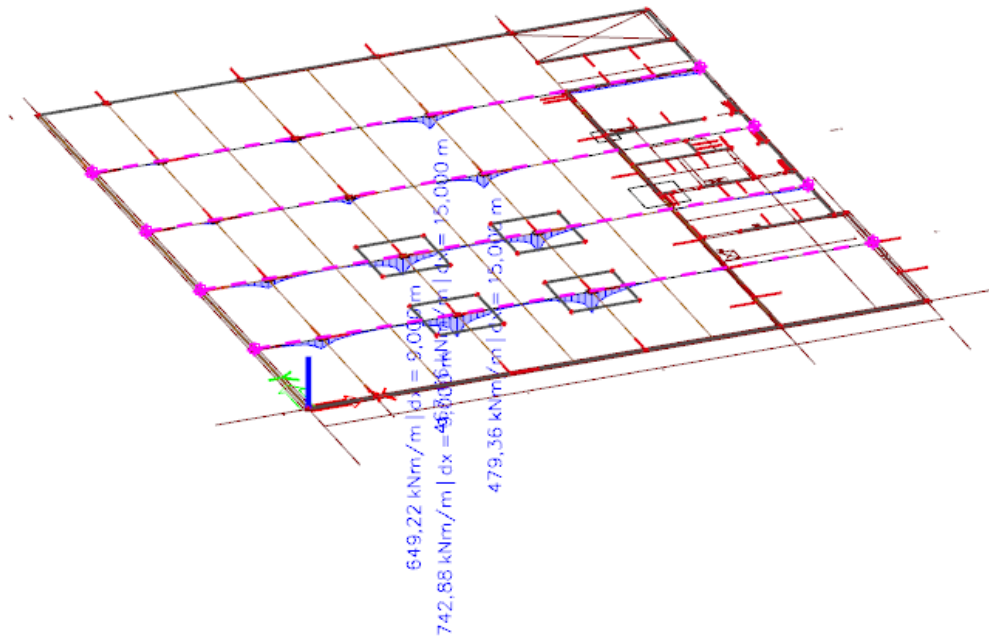


Obrázek 92 - Průběh m_{xd} na spodní straně desky v řezu

myd-



Obrázek 93 Průběh m_{yd} na spodní straně desky



Obrázek 94 Průběh myd na spodní straně desky v řezu

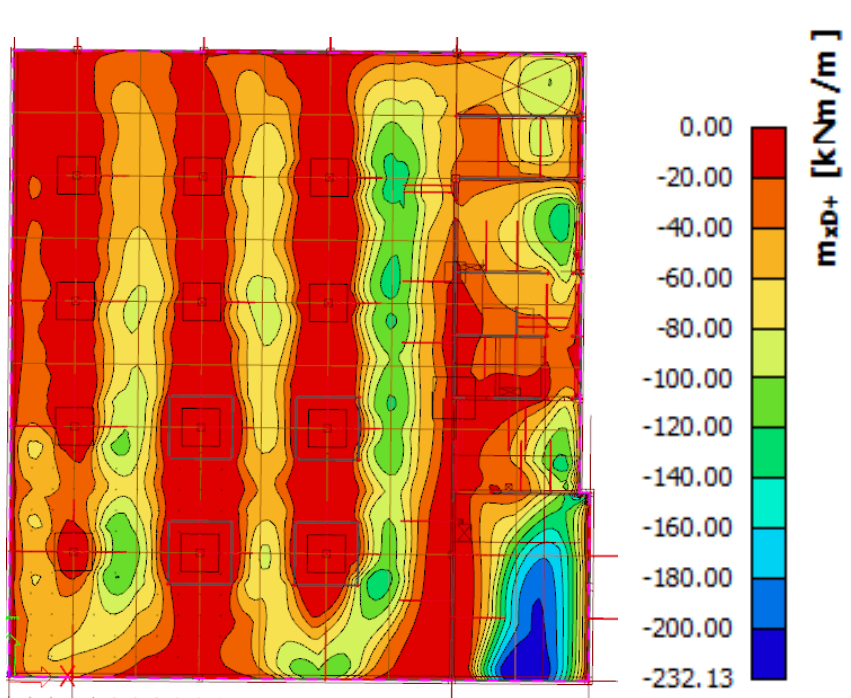
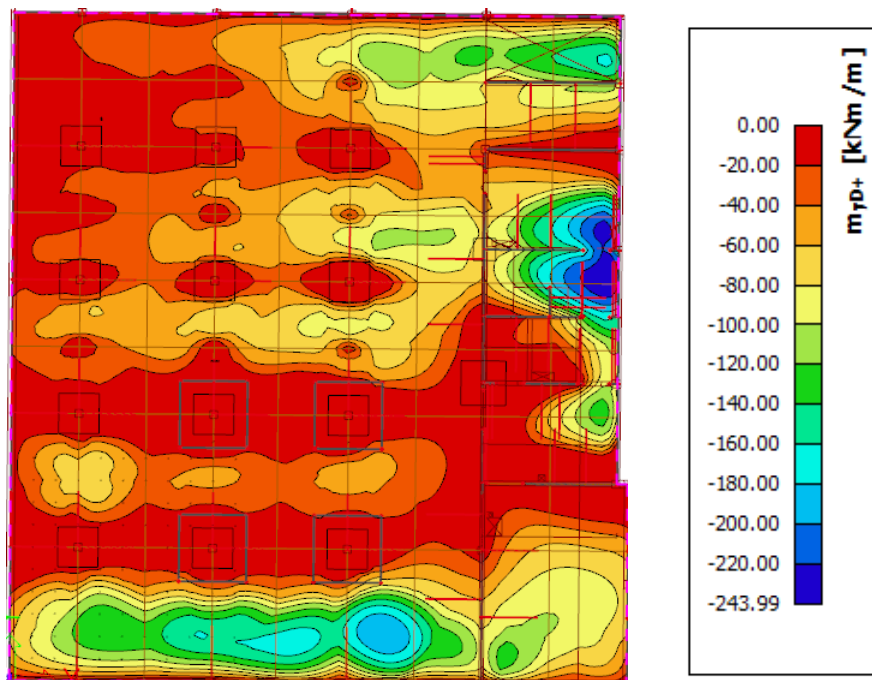
Momenty pod sloupy MSP spodní povrch

mxd-	kNm/m	myd-	kNm/m
B3	106,8	B3	60,9
C3	163,2	C3	127,1
D3	436,8	D3	467,7
B5	160	B5	112,4
C5	219,2	C5	231,9
D5	437,9	D5	479,4
B8	349,8	B8	287,7
C8	694,5	C8	649,2
D8	630,6	D8	644,6
B10	405,1	B10	346,15
C10	808,4	C10	742,9
D10	752,8	D10	727,3

Tabulka 59 – Momenty pod sloupy

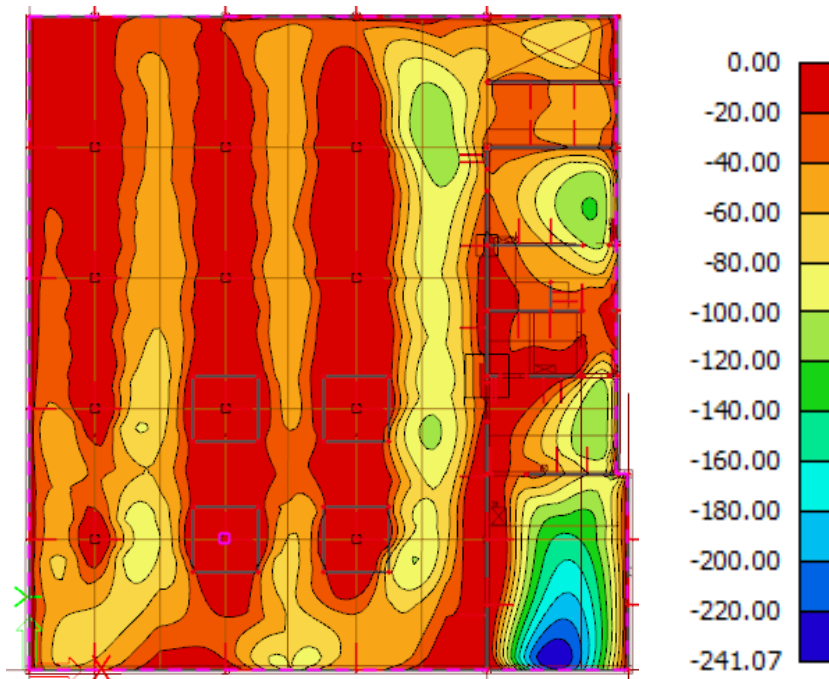
13.5 Vnitřní síly pro horní povrch desky

13.5.1 Návrhová obálka kombinací MSÚ+vztlak vody

M_{xd}+Obrázek 95 – m_{xd} horní strana od kombinace MSÚ**M_{yd}+**Obrázek 96 – m_{yd} horní strana od kombinace MSÚ

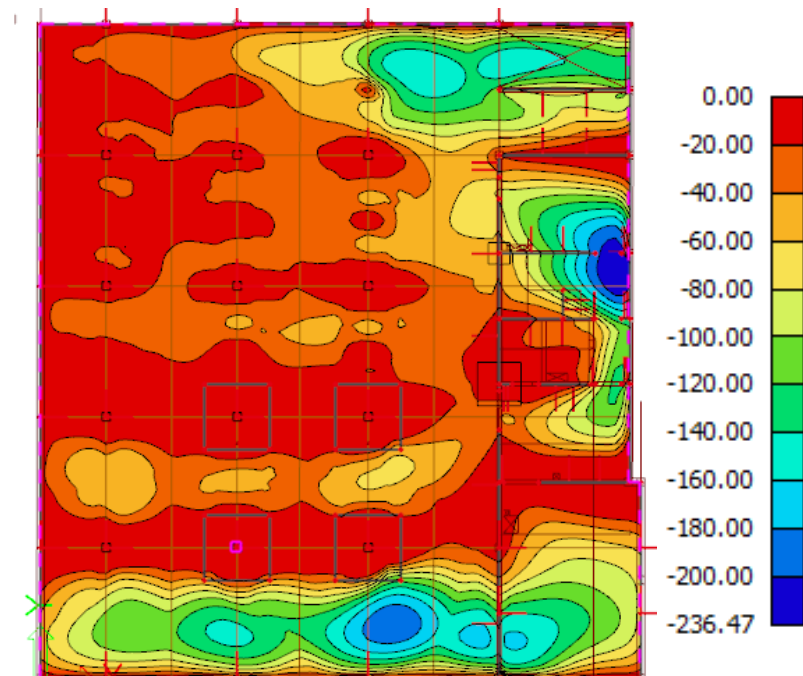
13.5.2 Návrhová obálka kombinací MSP kvazi+vztlak vody

mxd+



Obrázek 97 – mxd horní strana od kombinace MSP kvazistálá

Myd+



Obrázek 98 – myd horní strana od kombinace MSP kvazistálá

13.6 Návrh základního rastru výztuže

Základní rastr výztuže je navržen s ohledem na vznik raných trhlin. Pro vznik raných trhlin je rozhodující efektivní pevnost betonu v tahu $f_{ct,eff}$. Tuto pevnost ovlivňuje mnoho faktorů, např. velikost hydratačního tepla, doba odvodnění, teplota okolního prostředí a způsob ošetřování betonové směsi po uložení. Efektivní tahová pevnost betonu je uvažována jako 0,5 násobek tahové pevnosti f_{ctm} .

Minimální plocha výztuže je určena přímým výpočtem (viz odstavec 13.3). Minimální plocha je větší hodnota ze dvou uvedených vztahů.

Výpočet minimální plochy výztuže pro rozšířenou část desky $h_d = 650$ mm:

Deska	16 mm		18 mm	
Ø				
Rané trhliny				
Rozměry průřezu	Směr X		Směr Y	
Tloušťka desky h_d	650	mm	650	mm
Účinná výška d	607	mm	590	mm
Šířka b	1000	mm	1000	mm
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{tk}	30	MPa	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa	32000	MPa
Výztuž				
Navržená plocha výztuže A_s	0	mm ²	0	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yd}	435	MPa	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin				
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25		6,25	
Tlačená výška X (stav I)	325	mm	325	mm
Poloha NO	0	mm	0	mm
$h_{c,eff}$	107,5	mm	150	mm
w_k	0,2	mm	0,2	mm
$A_{c,eff}$	107500	mm ²	150000	mm ²
A_{ct}	325000	mm ²	325000	mm ²
kt	0,6		0,6	
Součinitel k_1	0,8		0,8	
Součinitel k_2	1		1	
Součinitel k_3	2,716816		2,113775	
Součinitel k_4	0,425		0,425	
Součinitel k_c	1		1	
Součinitel k	0,755		0,755	
Snížená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa	1,45	MPa
$s\bar{s}$	2,716816		2,113775	
$A_{s,min,1}$	1474,606	mm ²	1763,365	mm ²
$A_{s,min,2}$	1770,281	mm ²	2216,259	mm ²
	1770,281	mm ²	2216,259	mm ²

Ve **směru X** je potřebný základní rastr výztuže s ohledem na rané trhliny **Ø16 po 100 mm**.

Ve **směru Y** je potřebný základní rastr výztuže s ohledem na rané trhliny **Ø18 po 100 mm**.

Výpočet minimální plochy výztuže pro rozšířenou část desky $h_d = 400 \text{ mm}$:

Deska	14 mm		14 mm	
Ø				
Rané trhliny				
Rozměry průřezu	Směr X		Směr Y	
Tloušťka desky h_d	400	mm	400	mm
Účinná výška d	358	mm	344	mm
Šířka b	1000	mm	1000	mm
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck}	30	MPa	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa	32000	MPa
Výztuž				
Navržená plocha výztuže A_s	0	mm ²	0	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yk}	435	MPa	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin				
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25		6,25	
Tlačená výška X (stav I)	200	mm	200	mm
Poloha NO	0	mm	0	mm
$h_{c,eff}$	105	mm	133,3333	mm
w_k	0,2	mm	0,2	mm
$A_{c,eff}$	105000	mm ²	133333,3	mm ²
A_{ct}	200000	mm ²	200000	mm ²
kt	0,6		0,6	
Součinitel k_1	0,8		0,8	
Součinitel k_2	1		1	
Součinitel k_3	2,716816		2,170909	
Součinitel k_4	0,425		0,425	
Součinitel k_c	1		1	
Součinitel k	0,755		0,755	
Snížená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa	1,45	MPa
$s\beta$	2,716816		2,170909	
$A_{s,min,1}$	999,0707	mm ²	1063,799	mm ²
$A_{s,min,2}$	1283,436	mm ²	1445,533	mm ²
	1283,436	mm ²	1445,533	mm ²

Ve **směru X** je navržen základní rastr výztuže $\varnothing 14$ po 100 mm.

Ve **směru Y** je navržen základní rastr výztuže $\varnothing 14$ po 100 mm.

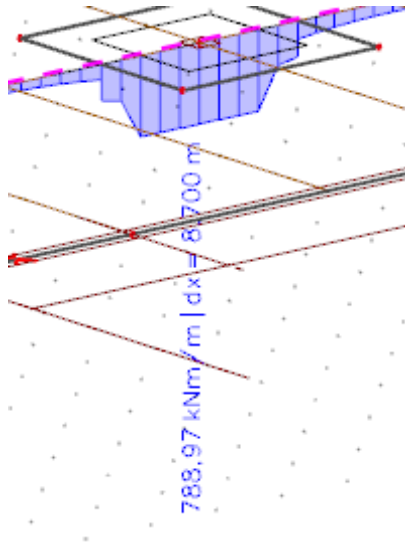
13.7 Návrh spodní výztuže desky

13.7.1 Spodní výztuž pod sloupem C10

Pod tímto sloupem je nejvíce namáhaný spodní povrch desky.

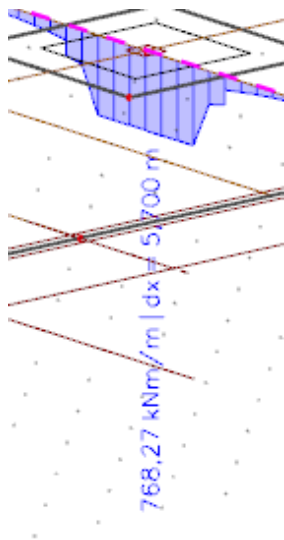
Návrh výztuže na MSÚ

Návrhová síla myd-



Obrázek 99- Hodnota návrhové síly MSÚ ve směru y

Návrhová síla mxd-



Obrázek 100 - Hodnota návrhové síly MSÚ ve směru x

Posouzení momentu na MSÚ sloup C10

c_{nom}	45 mm	45
\emptyset	28 mm	28 mm

MSÚ

	Směr X		Směr Y
c_{nom}	45	mm	45
Rozměry průřezu			
Tloušťka desky h_d	650	mm	650
Účinná výška d	591	mm	563
šířka b	1000	mm	1000

Beton

Char. pevnost betonu ¹	30	MPa	30
Návrhová pevnost v tla	20	MPa	20
Pevnost betonu v tahu	2,9	MPa	2,9
Modul E_c	32000	MPa	32000

Výztuž

Mez kluzu výztuže f_{yd}	500	MPa	500
Mez kluzu výztuže f_{yd}	435	MPa	435
Modul E_s	200000	MPa	200000

Návrhový moment

Med,max	788,97	kNm/m	768,27	kNm/m
---------	--------	-------	--------	-------

Požadovaná plocha výztuže

$A_{s,req}$	3265,1	mm ²	3354,35	mm ²
-------------	--------	-----------------	---------	-----------------

Navržená tahová výztuž směr x**Základní rastr**

	\emptyset_1		n_1
	22	mm	10
$A_{s,prov,1}$	3799,4	mm ²	

Příložky

	\emptyset_2		n_2
	0	mm	10
$A_{s,prov,2}$	0	mm ²	

Celková plocha výztuže

$A_{s,prov}$	3799,4	mm ²
--------------	--------	-----------------

Navržená tahová výztuž směr y**Základní rastr**

	\emptyset_1		n_1
	22	mm	10
$A_{s,prov,1}$	3799,4	mm ²	

Příložky

	\emptyset_2		n_2
	0	mm	10
$A_{s,prov,2}$	0	mm ²	

Celková plocha výztuže

$A_{s,prov}$	3799,4	mm ²
--------------	--------	-----------------

Konstrukční zásady

$A_{s,min}$	845	mm ²
$A_{s,max}$	26000	mm
S_{max}	300	mm ²
S_{min}	26,4	mm

Konstrukční zásady

$A_{s,min}$	845	mm ²
$A_{s,max}$	26000	mm
S_{max}	300	mm ²
S_{min}	26,4	mm

Výpočet únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti	x	103,3	mm
Rameno vnitřních sil	z	549,68	mm
Moment únosnosti	M_{rd}	908,48	kNm/m

Výpočet únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti	x	103,2962	mm
Rameno vnitřních sil	z	521,6815	mm
Moment únosnosti	M_{rd}	862,2034	kNm/m

Směr X $788,97 \frac{kNm}{m} \leq 1640,6 kNm/m \Rightarrow$ Vyhoví

Směr Y $768,27 \frac{kNm}{m} \leq 1640,6 kNm/m \Rightarrow$ Vyhoví

Ve **směru X** je navržen základní rastr výztuže **Ø22 po 100 mm**.

Ve **směru Y** je navržen základní rastr výztuže **Ø22 po 100 mm**.

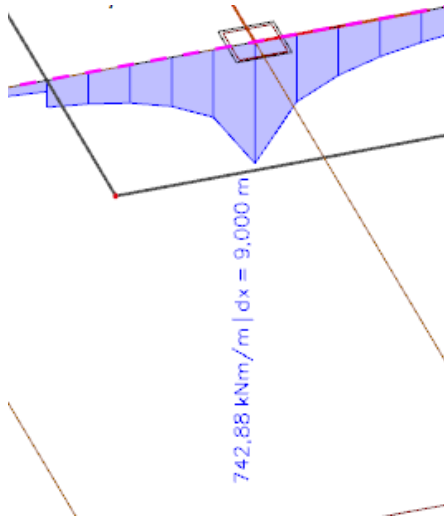
Poznámka: V šířce 1 m pod sloupem bude návrh upraven v další části návrhu pro MSP. Průměrování je pro MSÚ v šířce 1,8 m, a proto je výztuž posouzena v oblasti 0,5 m – 0,9 m od osy sloupu, která je mimo pruh šířky 1 m pod sloupem (v této šířce bude pod sloupem navrženo více výztuže na MSP, a proto je třeba ověřit návrh výztuže pro MSÚ vedle tohoto pruhu o šířce 1 m , kde je výztuže méně), ale stále v oblasti průměrování. A proto je ověřeno, že výztuž vyhoví na maximální moment v celém průměrovacím pásu.

Moment 0,5 m od osy sloupu

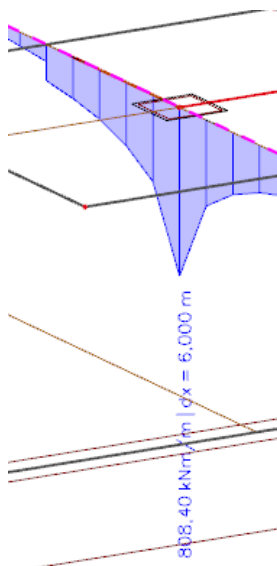
Je třeba ověřit, že pro příslušné místo návrh výztuže vyhoví na MSÚ, protože, zde bylo průměrování až do vzdálenosti 0,9 m od osy sloupu

Návrh výztuže na MSP

Návrh výztuže bude upraven v šířce 1 m pod sloupem. Bude proveden výpočet šířky trhlin pro zatížení MSP kvazistálé.

Návrhová síla myd-

Obrázek 101 Návrhový moment m_{xd} -

Návrhová síla mxd-

Obrázek 102 Návrhový moment m_{xd} - v řezu

Posouzení momentu na šířku trhlin sloup C10

DESKA				
c_{nom}	45	mm		
\varnothing	28	mm		mm
MSP				
	Průřez D10		Spodní povrch	
	Směr X		Směr Y	
c_{nom}	45	mm	73	mm
Rozměry průřezu				
Tloušťka desky h_d	650	mm	650	mm
Účinná výška d	591	mm	563	mm
Šířka b	1000	mm	1000	mm
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{dk}	30	MPa	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa	32000	MPa
Výztuž				
Navržená plocha výztuže A_s	7385,28	mm ²	7385,28	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yd}	435	MPa	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin				
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25		6,25	
tlačená výška I_P (průřez bez trhliny) x_c	342,63684	mm	340,7803	mm
tlač. výška bet. průřezu x_c	325	mm	325	mm
Rozdíl tlač. výšek	17,636841	mm	15,78033	mm
Moment setrvačnosti k těžší IP li	2,593E+10	mm ⁴	2,53E+10	mm ⁴
Vznik trhlin				
Moment při vzniku trhlin M_{cr}	244,6975	kNm/m	237,5245	kNm
Návrhový moment kvazi m_{dk}	808,4		742,9	kNm/m
Trhliny vznikají (ANO/NE)	ANO		ANO	
Charakteristiky průřezu s trhlinou				
Tlač. výška průřezu s trhlinou x_r	191,93718	mm ⁴	186,4457	mm ⁴
Moment setrvačnosti s trhlinou I_r	9,708E+09	mm ⁴	8,71E+09	mm ⁴
Snížená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa	1,45	MPa
Šířka trhliny				
Napětí ve výztuži σ_s , pro M_{dk}	207,6976	MPa	200,842	MPa
Součinitel k_1	0,8		0,8	
Součinitel k_2	0,5		0,5	
Součinitel k_3	2,2977208		1,66427	
Součinitel k_4	0,425		0,425	
$h_{c,eff}$	147,5	mm	154,5181	mm
$A_{c,eff}$	147500	mm ²	154518,1	mm ²
kt	0,6		0,6	
$\rho_{s,eff}$	0,0500697		0,047796	
w_k	0,1834653	mm	0,195881	mm

Posouzení šířky trhliny od kombinace MSP kvazistálá extrémní momenty.

Směr X

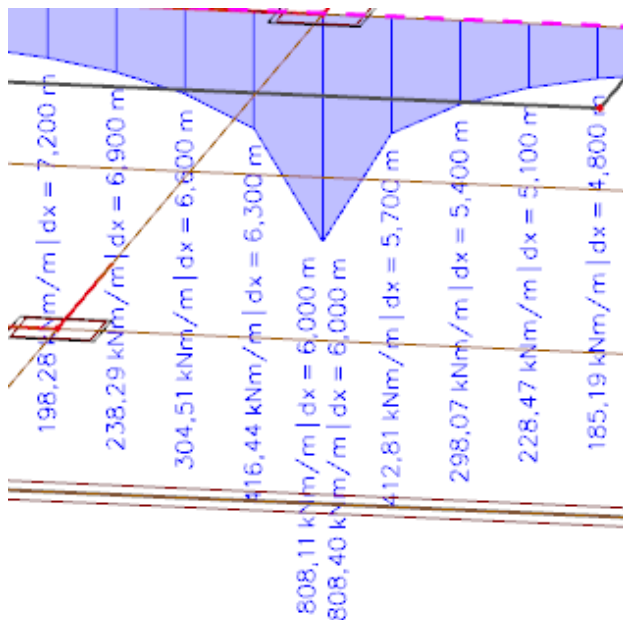
$$w_k = 0,183 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Směr Y

$$w_k = 0,196 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Mxd-MSP kvazi

Bude posouzena výztuž na návrhovou vnitřní sílu ve vzdálenosti 0,5 m od osy sloupu. Zde bude výztuže méně.



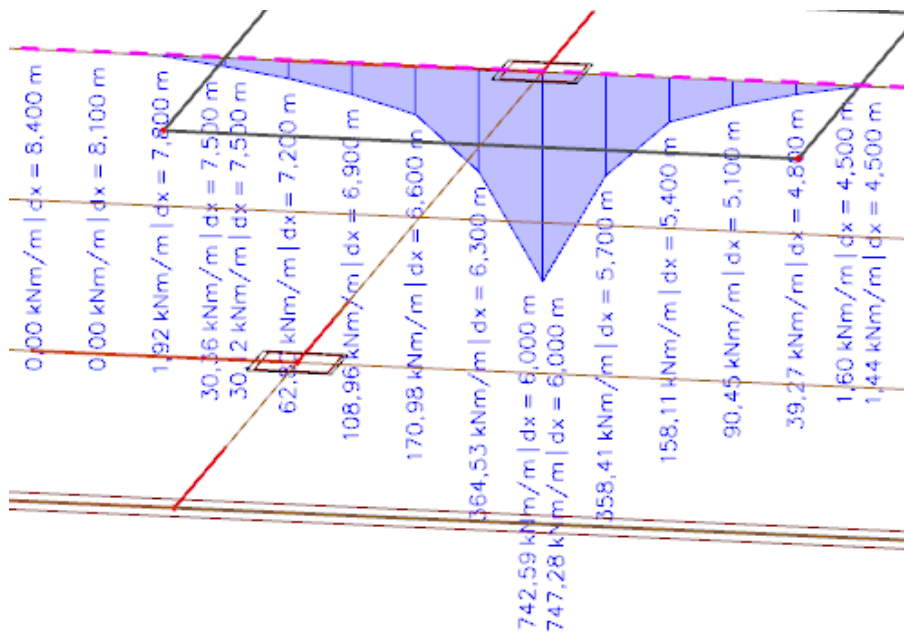
Obrázek 103 – mxd v řezu

Výpočet hodnoty ohybového momentu 0,5 m od osy sloupu.

Šířka prvku je 0,3 m. Hodnota v místě 0,5 m od osy sloupu bude určena lineární interpolací na stranu s většími hodnotami.

$$m_{xd-;0,5} = 304,51 + \frac{416,44 - 304,51}{3} = 341,82 \text{ kNm/m}$$

Myd- MSP kvazi



Obrázek 104 – myd v řezu

$$m_{xd-,0,5} = 170,98 + \frac{364,53 - 170,98}{3} = 235,5 \text{ kNm/m}$$

Posouzení momentu na šířku trhlin sloup C10 – 0,5 m od osy sloupu

DESKA				
c_{nom}	45 mm			
\emptyset	22 mm		mm	
MSP				
	Průřez D10		Spodní povrch	
	Směr X		Směr Y	
c_{nom}	45	mm	67	mm
Rozměry průřezu				
Tloušťka desky h_d	650	mm	650	mm
Účinná výška d	594	mm	572	mm
Šířka b	1000	mm	1000	mm
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{dk}	30	MPa	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa	32000	MPa
Výztuž				
Navržená plocha výztuže A_s	3799,4	mm ²	3799,4	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yk}	435	MPa	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlín				
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25		6,25	
tlač. výška IP (průřez bez trhlíny) x_r	334,48093	mm	333,7055	mm
tlač. výška bet. průřezu x_t	325	mm	325	mm
Rozdíl tlač. výšek	9,4809303	mm	8,705538	mm
Moment setrvačnosti k těžší IP II	2,454E+10	mm ⁴	2,43E+10	mm ⁴
Vznik trhlín				
Moment při vzniku trhlín M_{cr}	225,58116	kNm/m	222,6437	kNm
Návrhový moment kvazi m_{dk}	341,82		235,5	kNm/m
Trhliny vznikají (ANO/NE)	ANO		ANO	
Charakteristiky průřezu s trhlínou				
Tlač. výška průřezu s trhlínou x_r	145,88402	mm ⁴	142,7758	mm ⁴
Moment setrvačnosti s trhlínou I_r	5,803E+09	mm ⁴	5,35E+09	mm ⁴
Snížená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa	1,45	MPa
Šířka trhlíny				
Napětí ve výztuži σ_s , pro M_{dk}	164,96417	MPa	118,197	MPa
Součinitel k_1	0,8		0,8	
Součinitel k_2	0,5		0,5	
Součinitel k_3	2,2977208		1,762202	
Součinitel k_4	0,425		0,425	
$h_{c,eff}$	140	mm	169,0747	mm
$A_{c,eff}$	140000	mm ²	169074,7	mm ²
k_t	0,6		0,6	
$\rho_{p,eff}$	0,0271386		0,022472	
w_k	0,1537331	mm	0,105327	mm

Posouzení šířky trhliny

Směr X

$$w_k = 0,154 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Směr Y

$$w_k = 0,105 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

13.7.2 Spodní výztuž pod ostatními sloupy

Sloupy C8; D10

Zde bude proveden stejný návrh spodní výztuže, jako pod sloupem C10

Sloup D8

Zde bude navržen základní rastr výztuže $\varnothing 22$ po 100 mm s příložkami $\varnothing 22$ po 100 mm.

V tabulce 60 je uveden návrh výztuže pod dalšími sloupy. Výztuž je navržena pod sloupy o šířce 1000 mm. Ve zbytku sloupového pruhu pruhu (šířka 3000 mm) budou příložky redukovány.

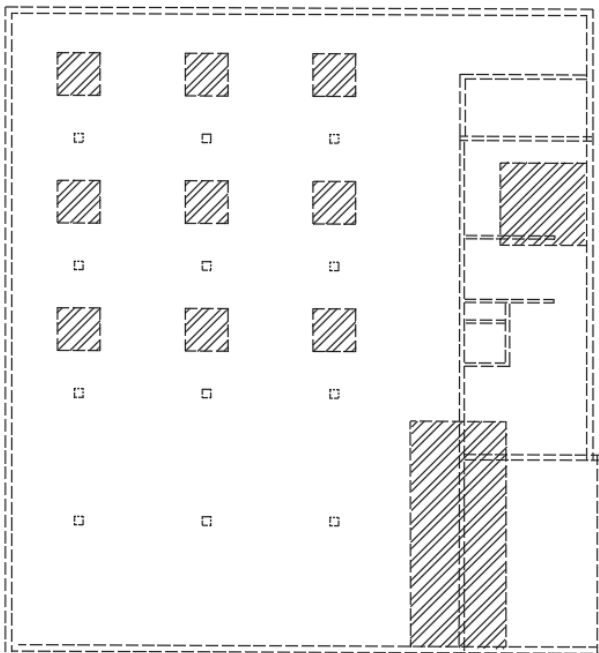
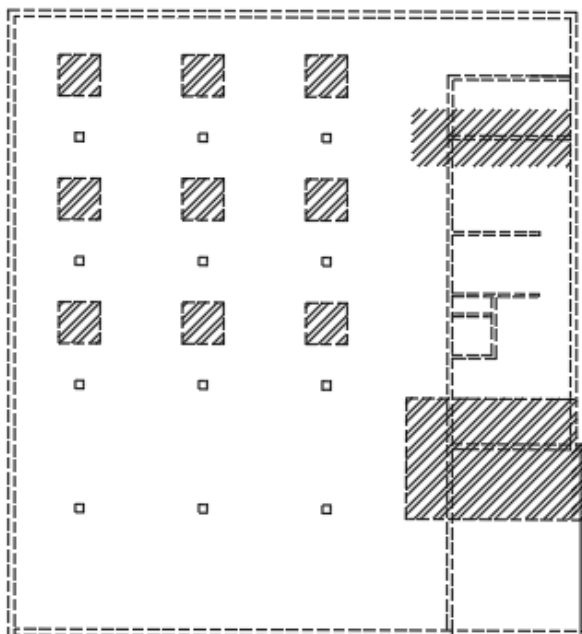
13.7.3 Spodní výztuž ve zbytku desky

Zde bude navržen základní rastr výztuže $\varnothing 16$ po 100 mm. V místech, kde dojde k překročení velikosti ohybového momentu hodnoty 120 kNm/m (pro kvazistálé kombinace) nebo 250 kNm/m pro MSÚ, budou přidány k základnímu rastru příložky $\varnothing 16$ po 100 mm. V rohu u stěny 9 se lokálně v šířce pruhu příložek 2 m bude jednat o příložky $\varnothing 22$ po 100 mm ve směru Y.

V tabulce se nachází přehled návrhu výztuže pod všemi sloupy se stanovenou šířkou trhlin pro příslušný moment.

	Směr X				Směr Y					
	Základní rastr		Příložky		Základní rastr		Příložky		wk (x)	wk(y)
	n	\varnothing	n	\varnothing	n	\varnothing	n	\varnothing	(mm)	(mm)
B3	10	16	0		10	16	0		0,141	0,06
C3	10	16	2	16	10	16	2	16	0,187	0,152
D3	10	28	0		10	28	0		0,117	0,145
B5	10	16	4	16	10	16	0		0,144	0,171
C5	10	16	5	16	10	16	8	16	0,191	0,176
D5	10	28	0		10	28	0		0,117	0,154
B8	10	22	0		10	22	0		0,149	0,148
C8	12	28	0		12	28	0		0,154	0,167
D8	10	28	0		12	28	0		0,181	0,167
B10	10	22	0		10	22	0		0,191	0,184
C10	12	28	0		12	28	0		0,183	0,196
D10	12	28	0		12	28	0		0,17	0,191

Tabulka 60 - Přehled návrhu spodní výztuže pod sloupy

Šrafovaně vyznačená oblast s příložkami směr X pro spodní povrch*Obrázek 105- Vyznačené oblasti pro příložky směr X***Šrafovaně vyznačená oblast s příložkami směr Y pro spodní povrch***Obrázek 106 -Vyznačené oblasti pro příložky směr Y*

Posouzení MSP oblasti – oblast bez přílohek do velikosti ohybového momentu 120 kNm/m pro kvazistálé kombinace MSP

DESKA				
c_{nom}	45 mm			
\emptyset	16 mm		mm	
MSP				
	Směr X		Směr Y	
c_{nom}	45	mm	61	mm
Rozměry průřezu				
Tloušťka desky h_d	400	mm	400	mm
Účinná výška d	347	mm	331	mm
šířka b	1000	mm	1000	mm
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{dk}	30	MPa	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa	32000	MPa
Výztuž				
Navržená plocha výztuže A_s	2009,6	mm ²	2009,6	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yd}	435	MPa	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin				
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25		6,25	
tlačená výška IP (průřez bez trhliny) x_r	204,47528	mm	203,9882	mm
tlač. výška bet. průřezu x_t	200	mm	200	mm
Rozdíl tlač. výšek	4,4752763	mm	3,988171	mm
Moment setrvačnosti k těžší IP I_i	5,596E+09	mm ⁴	5,54E+09	mm ⁴
Vznik trhlin				
Moment při vzniku trhlin M_{cr}	83,006335	kNm/m	81,99867	kNm
Návrhový moment kvazi m_{dk}	120		120	kNm/m
Trhliny vznikají (ANO/NE)	ANO		ANO	
Charakteristiky průřezu s trhlínou				
Tlač. výška průřezu s trhlínou x_r	81,644	mm ⁴	79,48604	mm ⁴
Moment setrvačnosti s trhlínou I_{tr}	1,066E+09	mm ⁴	9,62E+08	mm ⁴
Snížená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa	1,45	MPa
Šířka trhliny				
Napětí ve výztuži σ_s , pro M_{dk}	186,72956	MPa	196,1	MPa
Součinitel k_1	0,8		0,8	
Součinitel k_3	2,2977208		1,87594	
Součinitel k_4	0,425		0,425	
$h_{c,eff}$	106,11867	mm	106,838	mm
$A_{c,eff}$	106118,67	mm ²	106838	mm ²
kt	0,6		0,6	
$\rho_{p,eff}$	0,0189373		0,01881	
w_k	0,1671783	mm	0,187038	mm

Posouzení šířky trhliny

Směr X

$$w_k = 0,167 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Směr Y

$$w_k = 0,187 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Posouzení MSÚ – oblast bez příložek do velikosti momentu 250 kNm/m.

c_{nom}	45 mm	45		
\emptyset	16 mm	16 mm		
MSÚ				
	Směr X		Směr Y	
c_{nom}	45 mm		45	
Rozměry průřezu				
Tloušťka desky h_d	400 mm		400	
Účinná výška d	347 mm		331	
Šířka b	1000 mm		1000	
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck}	30 MPa		30	
Návrhová pevnost v tlaku f_{cd}	20 MPa		20	
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9 MPa		2,9	
Modul E_c	32000 MPa		32000	
Výztuž				
Mez kluzu výztuže f_{yk}	500 MPa		500	
Mez kluzu výztuže f_{yk}	435 MPa		435	
Modul E_s	2E+05 MPa		200000	
Návrhový moment				
$M_{ed,max}$	250 kNm/m		250 kNm/m	
Požadovaná plocha výztuže				
$A_{s,req}$	1752 mm ²		1848,56 mm ²	
Navržená tahová výztuž směr x				
Základní rastr				
	\emptyset_1		n_1	
	16 mm		10	
$A_{s,prov,1}$	2010 mm ²			
Příložky				
	\emptyset_2		n_2	
	16 mm		0	
$A_{s,prov,2}$	0 mm ²			
Navržená tahová výztuž směr y				
Základní rastr				
	\emptyset_1		$n1$	
	16 mm		10	
$A_{s,prov,1}$	2009,6 mm ²			
Příložky				
	\emptyset_2		$n2$	
	16 mm		0	
$A_{s,prov,2}$	0 mm ²			
Celková plocha výztuže				
$A_{s,prov}$	2010 mm ²		$A_{s,prov}$	2009,6 mm ²

Konstrukční zásady

$A_{s,min}$	520	mm ²
$A_{s,max}$	16000	mm
s_{max}	300	mm ²
s_{min}	21	mm

Konstrukční zásady

$A_{s,min}$	520	mm ²
$A_{s,max}$	16000	mm
s_{max}	300	mm ²
s_{min}	21	mm

Výpočet únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti	x	54,636	mm
Rameno vnitřních sil	z	325,15	mm
Moment únosnosti	M_{rd}	284,23	kNm/m

Výpočet únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti	x	54,636	mm
Rameno vnitřních sil	z	309,1456	mm
Moment únosnosti	M_{rd}	270,2477	kNm/m

Posouzení

Směr X $250 \frac{kNm}{m} \leq 284,23 kNm/m \Rightarrow$ Vyhoví

Směr Y $250 \frac{kNm}{m} \leq 270,25 kNm/m \Rightarrow$ Vyhoví

Poznámka: Návrhová velikost momentu byla nepatrně zaokrouhlena nahoru, tj. na stranu bezpečnosti.

Posouzení výztuže s přílozkami na moment z kvazistálé kombinace 250 kNm/m (vyskytuje se v oblasti kotvení mikropilot)

	Směr X		Směr Y	
c_{nom}	45	mm	61	mm
Rozměry průřezu				
Tloušťka desky h_d	400	mm	400	mm
Účinná výška d	347	mm	331	mm
Šířka b	1000	mm	1000	mm
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{dk}	30	MPa	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa	32000	MPa
Výztuž				
Navržená plocha výztuže A_s	4019,2	mm ²	4019,2	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yd}	435	MPa	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin				
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25		6,25	
tlačená výška IP (průřez bez trhliny) x_r	208,68611	mm	207,7407	mm
tlač. výška bet. průřezu x_t	200	mm	200	mm
Rozdíl tlač. výšek	8,6861122	mm	7,740685	mm
Moment setrvačnosti k těžší IP I_t	5,844E+09	mm ⁴	5,74E+09	mm ⁴
Vznik trhlin				
Moment při vzniku trhlin M_{cr}	88,586473	kNm/m	86,56507	kNm
Návrhový moment kvazi m_{dk}	250		250	kNm/m
Trhliny vznikají (ANO/NE)	ANO		ANO	

Charakteristiky průřezu s trhlinou

Tlač. výška průřezu s trhlinou x_r	109,28348	mm ⁴	106,259	mm ⁴
Moment setrvačnosti s trhlinou $I_{r,r}$	1,855E+09	mm ⁴	1,67E+09	mm ⁴
Snížená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa	1,45	MPa

Šířka trhliny

Napětí ve výztuži σ_s , pro M_{sk}	200,28012	MPa	210,4383	MPa
Součinitel k_1	0,8		0,8	
Součinitel k_2	0,5		0,5	

Součinitel k_3	2,2977208		1,87594	
Součinitel k_4	0,425		0,425	
$h_{c,eff}$	96,905508	mm	97,91365	mm
$A_{c,eff}$	96905,508	mm ²	97913,65	mm ²
kt	0,6		0,6	
$p_{p,eff}$	0,0414755		0,041048	
w_k	0,1468983	mm	0,166065	mm

Směr X

$$w_k = 0,147 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

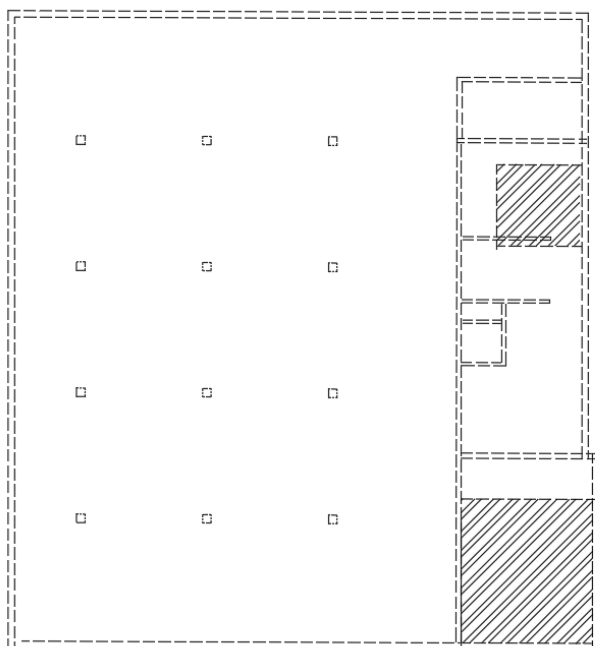
Směr Y

$$w_k = 0,166 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

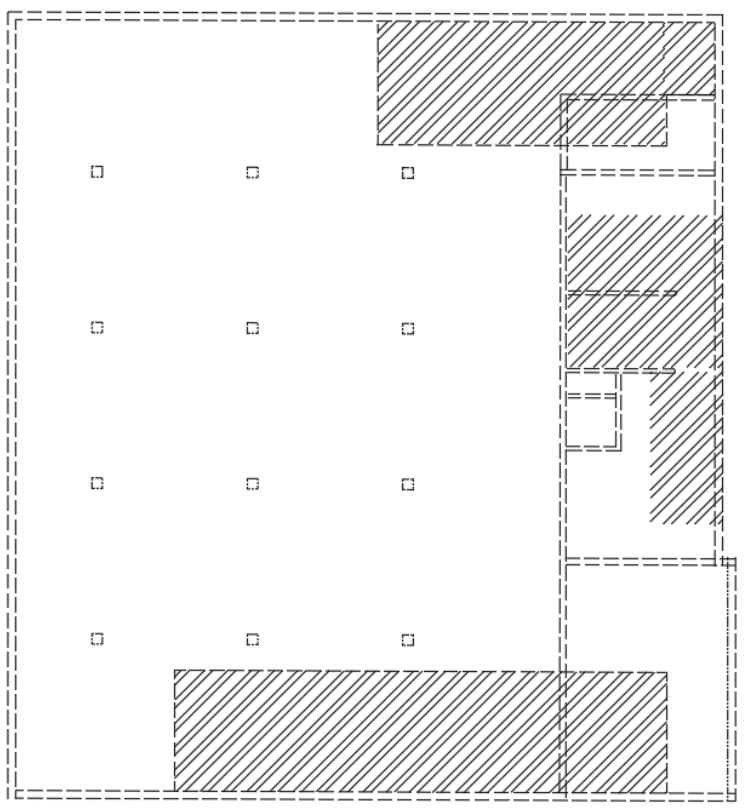
13.8 Horní výztuž

Horní výztuž desky bude posouzena pro nejnamáhanější místa. V tabulce výpočtu se nachází nejvyšší hodnota momentu pro kombinaci MSP. Nejedná se tedy o stejné místo.

Navržen bude základní rastr výztuže **Ø16 po 100 mm**. V místech, kde dojde k překročení velikosti ohybového momentu hodnoty 120 kNm/m (pro kvazistálé kombinace), budou přidány k základnímu rastru příložky **Ø22 po 200 mm**. Tento návrh bude posouzen. Pro MSÚ vyhoví základní rastr výztuže po celé ploše

Šrafovaně vyznačená oblast s příložkami směr X

Obrázek 107 – Vyznačené oblasti pro příložky ve směru X

Šrafovaně vyznačená oblast s příložkami směr Y

Obrázek 108 – Vyznačené oblasti pro příložky ve směru Y

Posouzení šířky trhlin pro navržený základní rastr výztuže $\varnothing 16$ po 100 mm s příložkami $\varnothing 22$ po 200 mm kombinace MSP kvazistálá.

DESKA				
c_{nom}	45 mm			
\varnothing	22 mm		mm	
MSP				
	Směr X		Směr Y	
c_{nom}	45	mm	67	mm
Rozměry průřezu				
Tloušťka desky h_d	400	mm	400	mm
Účinná výška d	344	mm	322	mm
Šířka b	1000	mm	1000	mm
Beton				
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck}	30	MPa	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa	32000	MPa
Výztuž				
Navržená plocha výztuže A_s	3909,3	mm ²	3909,3	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yd}	435	MPa	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin				
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25		6,25	
tlačená výška IP (průřez bez trhliny) x_r	208,28957	mm	207,0231	mm
tlač. výška bet. průřezu x_l	200	mm	200	mm
Rozdíl tlač. výšek	8,2895745	mm	7,023112	mm
Moment setrvačnosti k těžišti IP I_i	5,811E+09	mm ⁴	5,68E+09	mm ⁴
Vznik trhlin				
Moment při vzniku trhlin M_{cr}	87,900056	kNm/m	85,29818	kNm
Návrhový moment kvazi m_{qk}	241,07		236,47	kNm/m
Trhliny vznikají (ANO/NE)	ANO		ANO	
Charakteristiky průřezu s trhlinou				
Tlač. výška průřezu s trhlinou x_r	107,50234	mm ⁴	103,3632	mm ⁴
Moment setrvačnosti s trhlinou I_{tr}	1,781E+09	mm ⁴	1,54E+09	mm ⁴
Snižená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa	1,45	MPa
Šířka trhliny				
Napětí ve výztuži σ_s pro M_{qk}	200,10577	MPa	210,3635	MPa
Součinitel k_1	0,8		0,8	
Součinitel k_2	0,5		0,5	
Součinitel k_3	2,2977208		1,762202	
Součinitel k_4	0,425		0,425	
$h_{c,eff}$	97,499219	mm	98,87892	mm
$A_{c,eff}$	97499,219	mm ²	98878,92	mm ²
kt	0,6		0,6	
$\rho_{s,eff}$	0,0400957		0,039536	
w_k	0,1700939	mm	0,194504	mm

Posouzení šířky trhliny

Jedná se o posouzení šířky trhliny na návrh výztuže při horním povrchu na nejvyšší ohybové momenty (tyto momenty jsou na různých místech, ve výpočtu jsou uvedeny extrémní hodnoty pro každý směr, návrh výztuže pro obě místa je stejný).

Směr X

$$w_k = 0,170 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

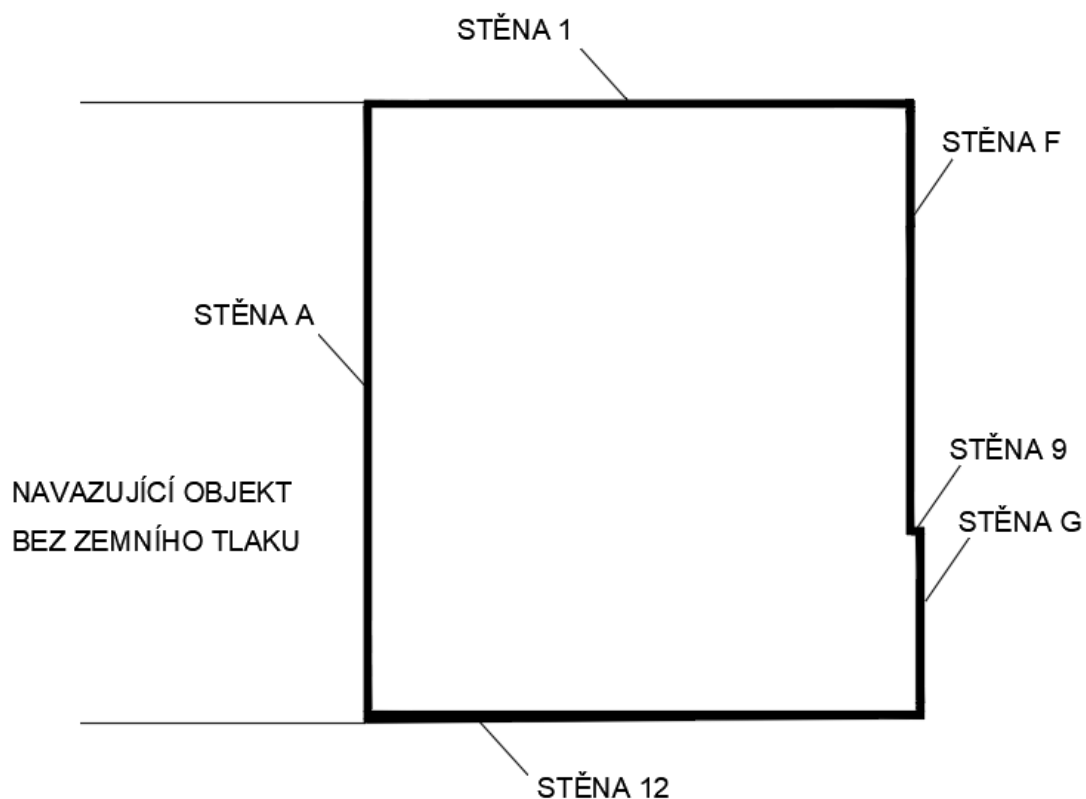
Směr Y

$$w_k = 0,194 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

14. Návrh obvodových stěn 1.PP-1.NP

Po obvodě konstrukce se nachází celkem 6 stěn.

Na obrázku 109 jsou označeny stěny (značení odpovídá příslušným osám, na kterých se stěny nachází).



Obrázek 109 – Označení stěn

Při návrhu stěny bílé vany je uvažováno s fází, kdy je vybetonovaná stropní deska nad 1.PP a následně zasypana stavební jáma zeminami dle příslušných vrstev. Pro tento případ lze zanedbat vliv normálové síly a výztuž je navržena pouze na ohybové momenty. Tento přístup je na straně

bezpečnosti, protože při nenulové normálové síle by vzrostl přípustný ohybový moment dle interakčního diagramu.

Je zhotoven model, ve kterém se uvažuje působení vlastní tíhy, zatížení od stropní desky nad 1.PP a zemního tlaku.

Zatěžovací kombinace

Pro určení vnitřních sil ve stěnách jsou uvažovány dvě kombinace zatížení:

Návrhová kombinace MSÚ: Vlastní tíha · 1,0 + Zemní tlak · 1,35

Návrhová kombinace MSP kvazi: Vlastní tíha · 1,0 + Zemní tlak · 1,0

Jsou též ověřeny různé zatěžovací situace, kdy je zohledněno postupné zasypávání stavební jámy a z toho vyplývající zatížení zemním tlakem pouze na některých stěnách.

Trhliny od smršťování budou posuzovány od různých vlivů

14.1 Použité vztahy a veličiny pro návrh výztuže

14.1.1 Svislá výztuž

Svislá výztuž ve stěnách bude posouzena na namáhání MSÚ od návrhového zatížení a na MSP od kvazistálého zatížení. U MSP je posouzena šířka trhlin od silových účinků.

Vzorce použité při návrhu výztuže MSÚ

Potřebná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) [26]$$

Výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

Rameno vnitřních sil v průřezu

$$z = d - 0,4x$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$$

Vzorce použité pro návrh výztuže MSÚ**Účinná výška d**

Směr X

$$d_x = h_d - c_{nom} - \emptyset/2$$

Směr Y

$$d_y = h_d - c_{nom} - \emptyset/2 - \emptyset$$

Výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

Pracovní součinitel modulů pružnosti

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje:

$$x_r = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h_d^2 + \alpha_{e,ST} \cdot A_{s,prov} \cdot d}{b \cdot h_d + \alpha_{e,ST} \cdot A_{s,prov}}$$

Vzdálenost těžiště betonového průřezu od tlačeného okraje

$$x_i = h/2$$

Rozdíl tlačených výšek

$$a_r = x_r - x_i$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu vztažený k těžišti průřezu

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_d^3 + b \cdot h_d \cdot a_r^2 + \alpha_{e,LT} \cdot A_{s,prov;1} \cdot (d - x_r)^2$$

Moment při vzniku trhlin

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h_d - x_r}$$

Výška tlačené oblasti průřezu s trhlinou

$$x_{ir} = \alpha_s \cdot \frac{A_{s,prov}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_{s,prov}}}\right)$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_s \cdot A_{s,prov;1} \cdot (d - x_{ir})^2$$

Snížená tahová pevnost betonu $f_{ct,eff}$

$$f_{ct,eff} = \frac{f_{ctm}}{2} \text{ (jedná se o přibližný odhad)}$$

Napětí ve výztuži pro kvazistálý moment m_{ek}

$$\sigma_s = \alpha_s \cdot \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$$

Účinná tažená výška $h_{c,eff}$

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

Účinná tažená plocha $A_{c,eff}$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$$

Součinitel k_1 (zohledňuje vlastnosti soudržné výztuže) $k_1=0,8$

Součinitel k_2 (vliv rozdělení poměrného přetvoření) $k_2=0,5$

Součinitel k_3 (vyjadřuje délku oblasti kolem trhliny s poškozenou soudržností) $k_3 = 3,4 \cdot (25/c)^{\frac{2}{3}}$

Součinitel k_4 $k_4 = 0,425$

Součinitel k_t – pro krátkodobé zatížení: $k_t = 0,6$

Účinný stupeň vyztužení $\rho_{c,eff}$ $\rho_{c,eff} = \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}}$

Šířka trhliny w_k $w_k = (k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{eff}}) \cdot \frac{1}{E_s} [\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})]$

Posouzení $w_k \leq w_{lim} = 0,2 \text{ mm}$

14.1.2 Vodorovná výztuž

Vodorovná výztuž je posouzena na stejné namáhání, jako svislá výztuž, viz odstavec 10.1.1. Vodorovná výztuž, která se nachází ve spodní části stěny navíc bude posouzena na šířku trhlin vzniklých od účinků hydratačního tepla a také od přetvoření vlivem prostředí podle normy ČSN 1992-3. Jsou i další vlivy, které ovlivňují objemové změny, především dotvarování a to druh kameniva a ošetřování betonu [27].

Tahové napětí ve stěnách $\sigma_{ct,ges} = k \cdot \alpha_T \cdot E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,Wf}$

Součinitel možnosti posunu prvků k $k=1,0$ (pro stěny na základových deskách)

Součinitel teplotní roztažnosti α_T $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} (1/K)$

Účinný modul pružnosti mladého betonu v okamžiku t_{max} (uvažováno dle stáří betonu) $E_{c,t}$

Hodnota vychází z tabulky č. 61

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

Tabulka 61 - Moduly pružnosti mladého betonu [28]

$$t_{\max} = 0,8 \cdot h + 1$$

Rozdíl teplot mezi střední teplotou $T_{c,m}$ stěny a teplotou T_F základové desky $\Delta T_{c,WF}$

$$\Delta T_{c,WF} = T_{c,m} - T_F$$

$$T_{c,m} = k_{Tv} \cdot T_{c0} + \Delta T_{c,H}$$

Součinitel průběhu teploty uvnitř stavebního prvku k_{Tv} $k_{Tv} = 0,5$ (pro tloušťku $h=300$ mm) [28]

Výchozí teplota čerstvého betonu $T_{c,0}$ Uvažováno $T_{c,0} = 15^\circ C$

Vzrůst teploty v prvku v důsledku vývinu hydratačního tepla $\Delta T_{c,H}$ $\Delta T_{c,H} = \alpha_c \cdot c \cdot H_w / Q_{c0}$

Součinitel vyjadřující poměr mezi vzrůstem teploty v prvku $\Delta T_{c,H}$ a teoretickým vzrůstem teploty ΔT_{th} $\alpha_c = 0,75$ (pro tloušťku $h=300$ mm)

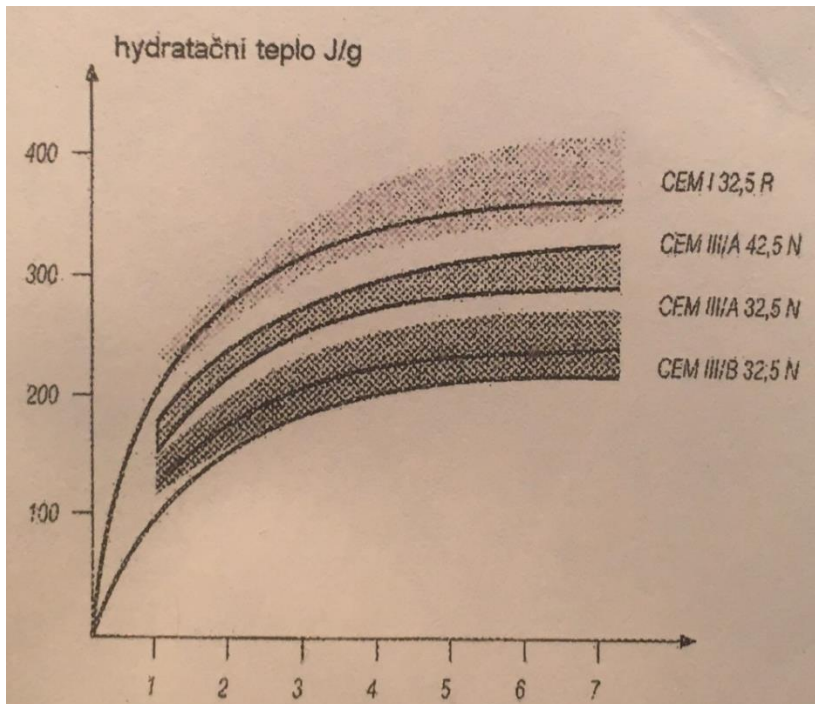
Hodnota vychází z tabulky č.59

Tloušťka prvku h [m]	$\alpha_c = \Delta T_{c,H} / \Delta T_{th}$
$\leq 0,4$ m	0,75
0,6 m	0,80
0,8 m	0,85
1,0 m	0,95
$\geq 2,0$ m	1,00

Tabulka 59 - Hodnoty součinitele α_c [28]

Předpokládané množství cementu v kg v $1m^3$ betonu $c = 340 \text{ kg}/m^3$

Použitý cement: CEM III/A 32,5 N



Obrázek 110 - Hydratační teplo pro různé cementy v průběhu 7 dní za adiabatického předpokladu [17]

Hydratační teplo cementu dosažené v okamžiku t_{\max} $H_w = 130 \text{ J/kg}$

Tepelná kapacita betonu Q_{c0} $Q_{c0} = 2500 \text{ kJ}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$

Největší napětí ve čtvrtině výšky stěny $\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \cdot \sigma_{ct,ges}$

Součinitel $k_{ct,d}$ – přepočítává napětí $\sigma_{ct,ges}$ na návrhové tahové napětí závisí na poměru délky stěny a její výšky. Pro určení hodnoty tohoto součinitele se použije tabulka č. 62.

Poměr celkové délky stěny k její výšce $k_{ct,d}$	
$l_0/h_b \leq 1$ $k_{ct,d} \approx 0,20$	$l_0/h_b \leq 6$ $k_{ct,d} \approx 0,80$
$l_0/h_b \leq 2$ $k_{ct,d} \approx 0,45$	$l_0/h_b \leq 8$ $k_{ct,d} \approx 0,85$
$l_0/h_b \leq 3$ $k_{ct,d} \approx 0,65$	$l_0/h_b \leq 10$ $k_{ct,d} \approx 1,00$
$l_0/h_b \leq 4$ $k_{ct,d} \approx 0,70$	$l_0/h_b > 10$ $k_{ct,d} = 1,00$

Tabulka č. 62 - Hodnoty součinitele $k_{ct,d}$

Výpočet šířky trhliny v důsledku omezených přetvoření dle ČSN EN 1992-3

Vzorec pro šířku trhliny (počítá se dle ČSN EN 1992-1-1)

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

Jedná se o případ vetknutí podél jedné hrany – přetvoření

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

R_{ax} závisí na daném poměru L/H. Hodnota se určí z tabulky č. 30. U základu je vždy $R_{ax} = 0,5$

L/H	1	2	3	4	> 8
R_{ax} u základu	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
R_{ax} ve vrcholu	0,0	0,0	0,05	0,3	0,5

Tabulka č. 63 – Součinitel omezení přetvoření ve středních oblastech [28]

Poměrné přetvoření, které by nastalo, jestliže by byl prvek zcela volný ε_{free}

Výpočet přetvoření na zcela volném prvku dle ČSN EN 1992-3

Pro vlhkost RH=50 % je možné uvažovat

$$\varepsilon_{free} = \varepsilon_{cs}$$

Poměrné přetvoření smršťováním

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Poměrné smrštění od vysychání

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

Stáří betonu v uvažovaném okamžiku ve dnech t

Stáří betonu (dní) na začátku smršťování vysycháním t_s

Náhradní rozměr průřezu h_0

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c je průřezová plocha betonu a u je obvod části průřezu vystavené vysychání

Součinitel závisící na náhradní tloušťce h_0 podle tabulky k_h

$$k_h = 0,75$$

Jmenovitá hodnota neomezeného poměrného přetvoření $\varepsilon_{cd,0}$

$$\varepsilon_{c0} = 0,5$$

(z tabulky 3.2 v normě ČSN EN 1992-1-1 PRO VLHKOST 50% A BETON c 30/37)

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \text{ pro cement třídy N}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 \text{ pro cement třídy N}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}, s = 0,38 \text{ pro cement } 32,5 \text{ N}$$

Poměrné autogenní smrštění

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$$

Maximální vzdálenost trhlin $s_{r,max}$

$$s_{r,max} = k_3 c_{nom} + k_1 k_2 k_4 \sigma / \rho_{p,eff}$$

Součinitel k_1 (zohledňuje vlastnosti soudržné výztuže)

$$k_1 = 0,8$$

Součinitel k_2 (vliv rozdělení poměrného přetvoření)

$$k_2 = 0,5$$

Součinitel k_3 (vyjadřuje délku oblasti kolem trhliny s poškozenou soudržností)

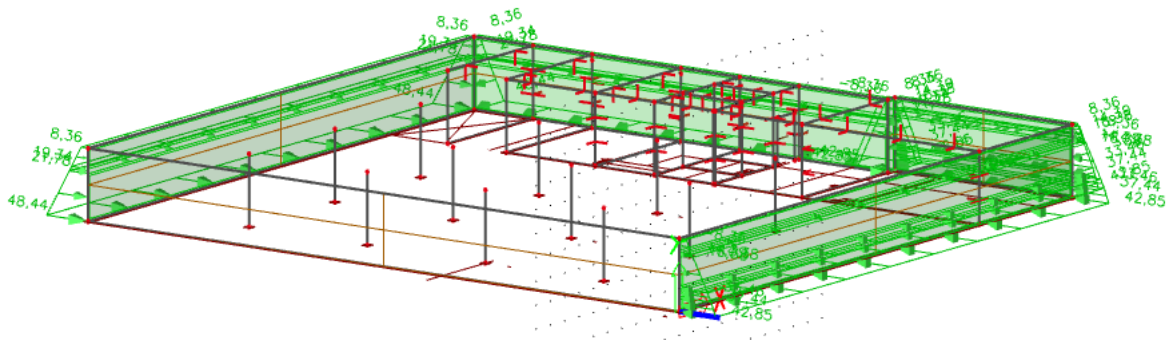
$$k_3 = 3,4 \cdot (25/c)^{\frac{2}{3}}$$

Součinitel k_4

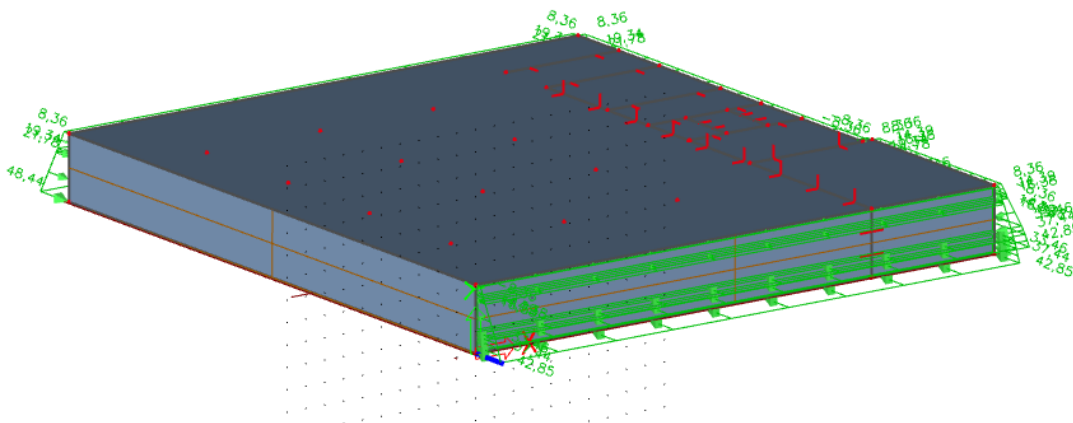
$$k_4 = 0,425$$

14.2. Model stěny a výpočet vnitřních sil

Do softwaru bylo zadáno plošné zatížení odpovídající velikostí ze 3 stran. Stěna A zůstala nezatížená, protože na tuto stěnu navazuje sousední objekt a stěna tedy nebude zatížena zemním tlakem (objekty se staví současně).

Zatížení ze 3 stran

Obrázek 111 - Zatížení zemním tlakem v modelu



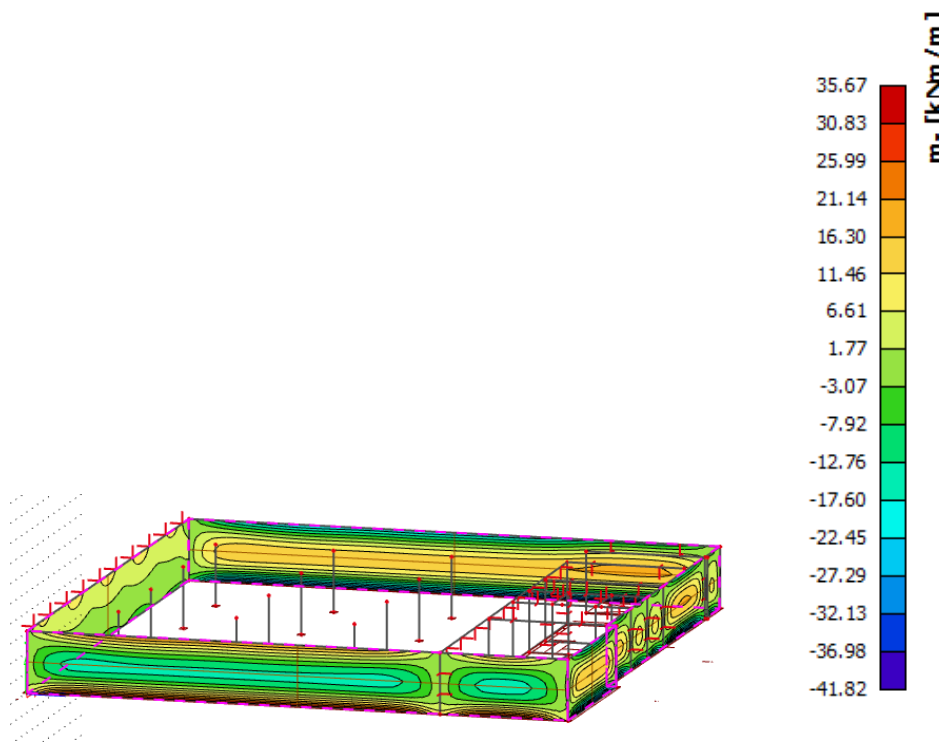
Obrázek 112 - Zatížení zemním tlakem v modelu

Vnitřní síly – komentář k vykreslení:

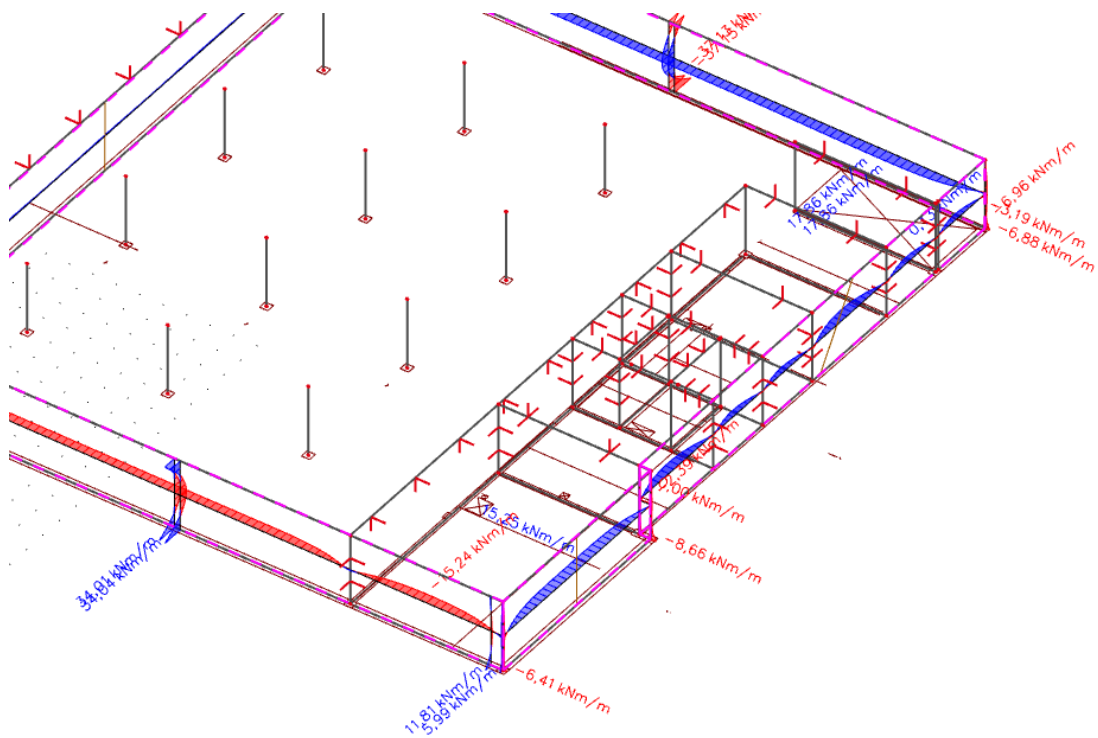
Ve vykreslení vnitřních sil se liší kladné a záporné hodnoty na některých stěnách. Důvodem je stejná globální orientace lokální osy Z, která způsobuje, že na protilehlých stěnách vychází pro stejný typ namáhání (např. tah) opačná znaménka. V případě, že se do modelu nanese opačný lokální systém stěny, volné zatížení bylo generováno s opačnou orientací.

Pro kontrolu tohoto vykreslení bylo ověřeno, zda-li uprostřed stěny jsou tažená vlákna na vnitřní straně stěny.

Na obr. č. 115 a 116 je vykreslen moment m_y v řezu. Je patrné, že od namodelovaného zatížení je tažená od zemního tlaku vždy vnitřní strana stěny. Model je tedy správný a při odečítání výsledků je třeba přihlídnout ke skutečnosti, že uprostřed stěny je vnitřní strana stěny tažená a na kraji je vnitřní strana tlačena (vetknutí).

Moment m_y 

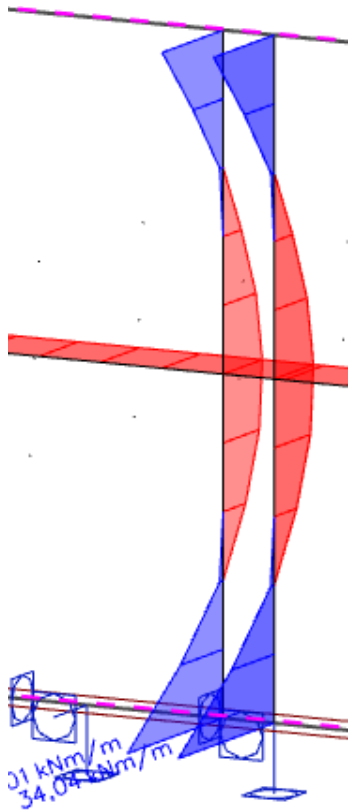
Obrázek 113 - Moment m_y



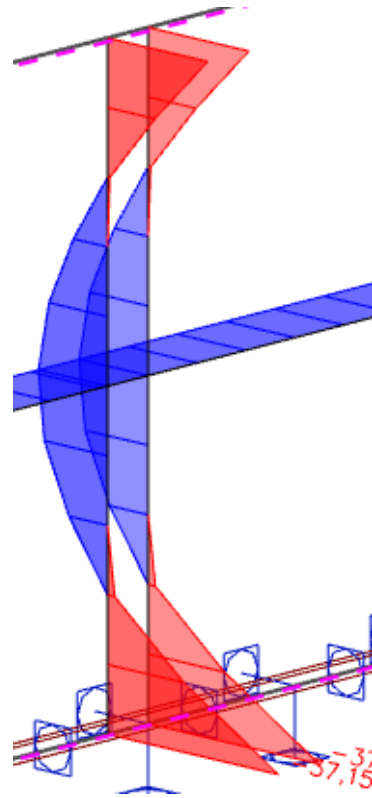
Obrázek 114 – Vykreslení my v řezech

Ověření tažených vláken na protilehlých stěnách

Je ověřeno, zda-li uprostřed stěny jsou tažená vlákna na vnitřní straně stěny od zatížení zemním tlakem.

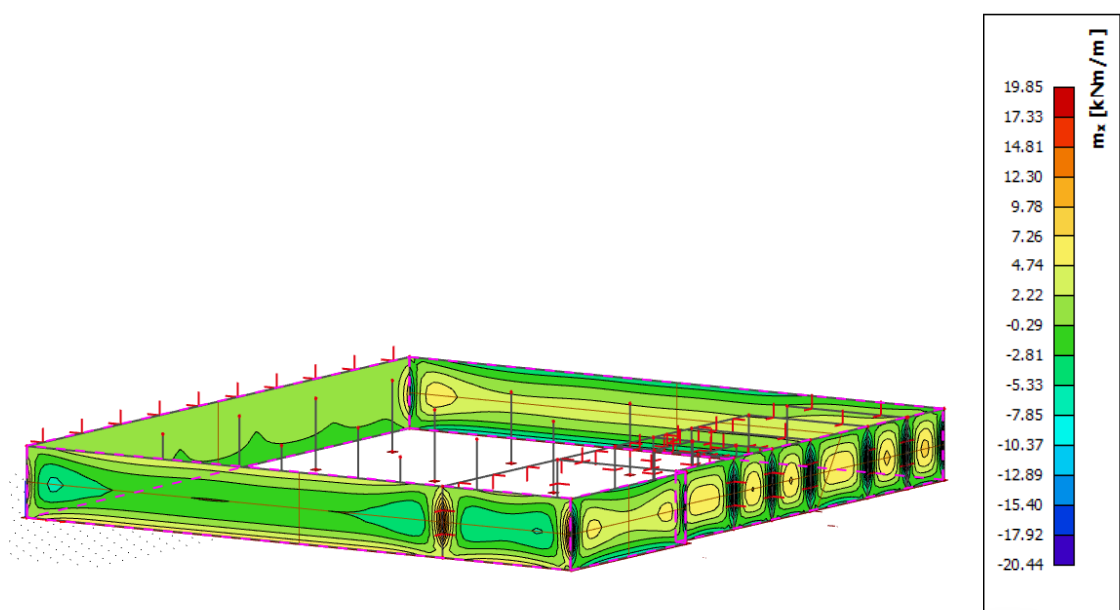
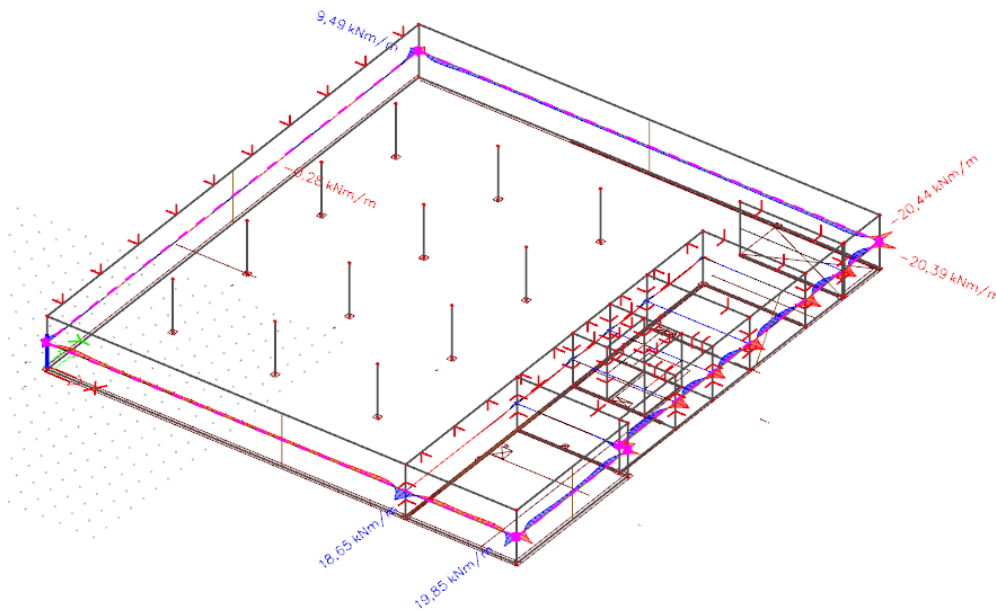


Obrázek 115 - Průběh my na stěně 12



Obrázek - 116 Průběh my na stěně 1

Závěr: Tažená vlákna uprostřed stěny od zemního tlaku jsou vždy na vnitřní straně, navzdory odlišnému zbarvení. Vykreslení sil je tedy správné.

Moment m_x Obrázek 117 – Moment m_x Obrázek 118 - Vykreslení m_x řezech

Návrhové momenty MSÚ**Stěna 1**

M_{yd} vnitřní strana stěna 1: $m_{yd+} = 15,24 \text{ kNm/m}$

M_{yd} vnější strana stěna 1: $m_{yd-} = 41,82 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnitřní strana stěna 1: $m_{xd+} = 7,8 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnější strana stěna 1: $m_{xd-} = 20,51 \text{ kNm/m}$

Stěna F

M_{yd} vnitřní strana stěna F: $m_{yd+} = 13,82 \text{ kNm/m}$

M_{yd} vnější strana stěna F: $m_{yd-} = 34,38 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnitřní strana stěna F: $m_{xd+} = 8,14 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnější strana stěna F: $m_{xd-} = 20,52 \text{ kNm/m}$

Stěna 9

M_y max = 2,39 kNm/m

M_y max = 12,53 kNm/m

Stěna G

M_{yd} vnitřní strana stěna F: $m_{yd+} = 15,27 \text{ kNm/m}$

M_{yd} vnější strana stěna F: $m_{yd-} = 35,89 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnitřní strana stěna F: $m_{xd+} = 6,86 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnější strana stěna F: $m_{xd-} = 19,91 \text{ kNm/m}$

Stěna 12

M_{yd} vnitřní strana stěna 12: $m_{yd+} = 15,24 \text{ kNm/m}$

M_{yd} vnější strana stěna F: $m_{yd-} = 35,67 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnitřní strana stěna F: $m_{xd+} = 7,29 \text{ kNm/m}$

M_{xd} vnější strana stěna F: $m_{xd-} = 19,84 \text{ kNm/m}$

Stěna A

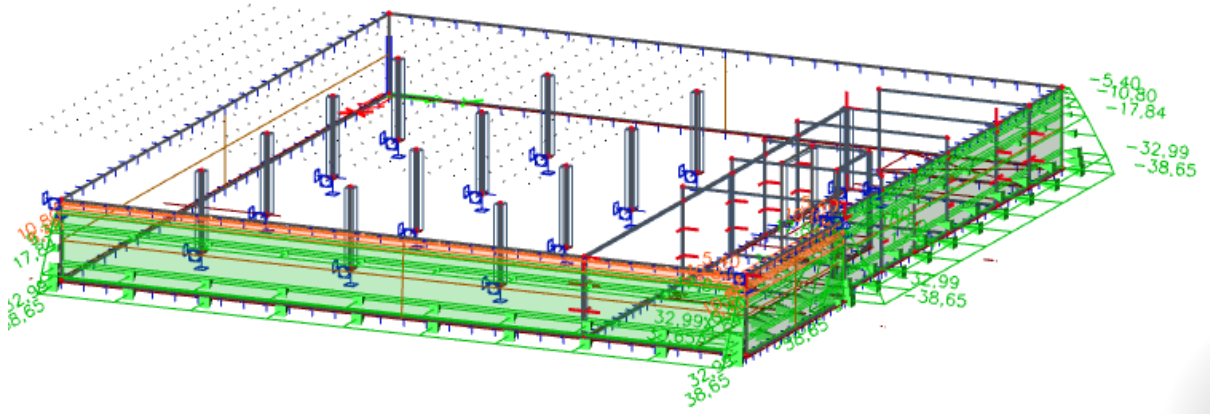
M_y max = 10,56 kNm/m

M_x max = 9,49 kNm/m

14.3 Ověření tahového působení pro případ zatížení zemním tlakem pouze ze 1-2 stran

14.3.1 Ověření pro zatížení zemním tlakem pouze ze 2 stran

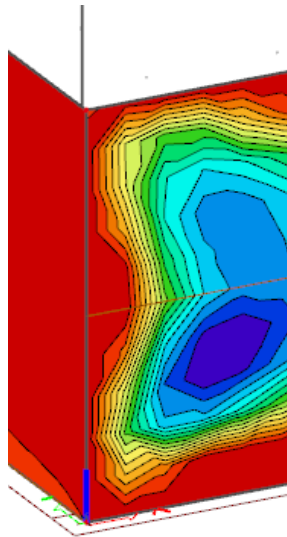
Dojde k ověření, zda-li nedochází k tahovým napětím na vnitřní straně stěny, pokud by došlo k dočasnému zasypání zeminou pouze ze dvou stran.



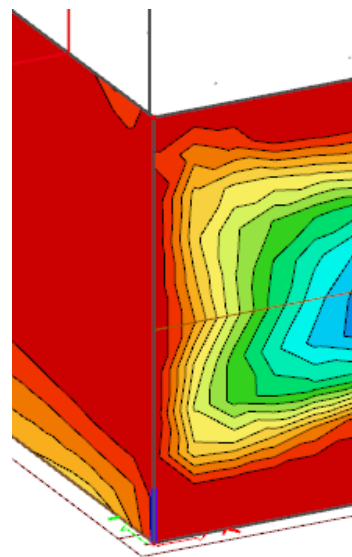
Obrázek 119 – Schéma zatížení ze 2 stran

Při zatěžování ze dvou stran vznikají tahová napětí na vnitřní straně rohů v malé oblasti pro myd.

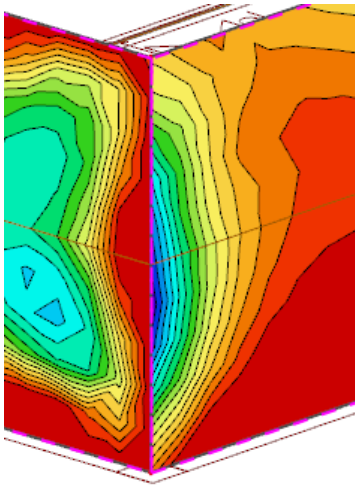
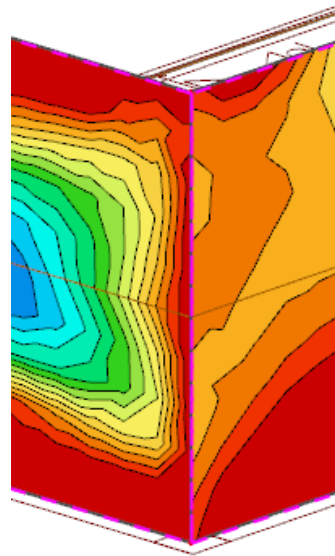
Roh A12



Obrázek 120 - mxd vnitřní strana v rohu



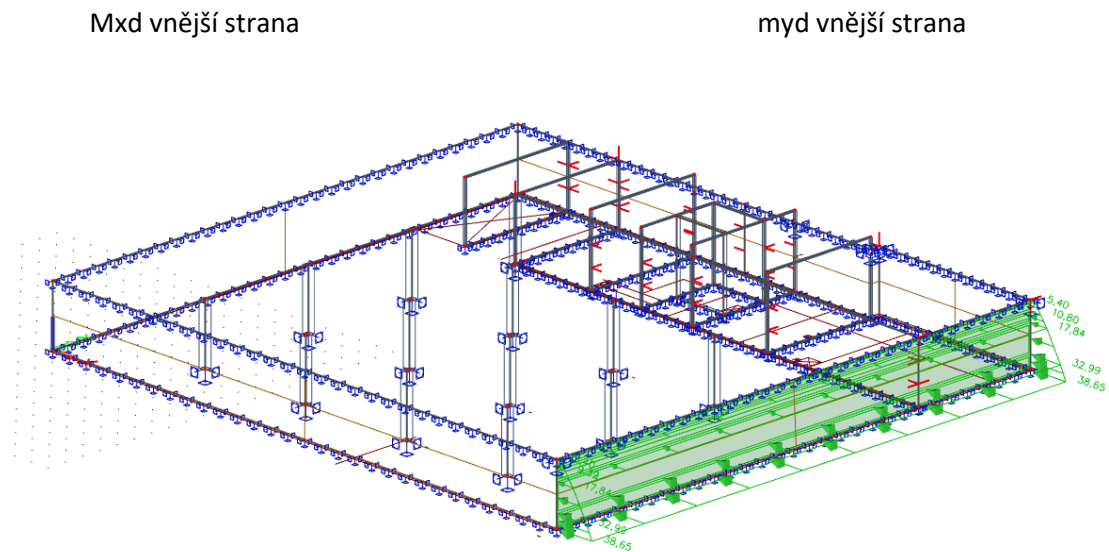
Obrázek 121 - myd vnitřní strana v rohu

Roh G12*Obrázek 122 - mxd vnitřní strana**Obrázek 123 - myd vnitřní strana*

Poznámka – Vykreslení stěny 12 nenevazujena vykreslení stěny G, protože stěny mají vůči sobě opačně orientovaný souřadný systém (důvod popsán výše – aby volné zatížení bylo vygenerováno ve správném směru, ve kterém zemní tlak působí).

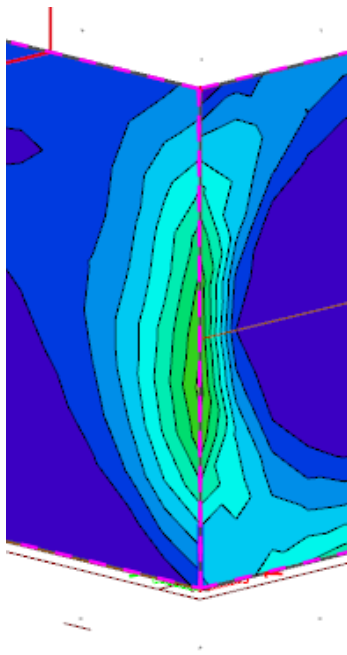
Tahová oblast v rohu na vnější straně se nachází na rozhraní G12.

14.3.2 Ověření pro zatížení zemním tlakem pouze z 1 strany

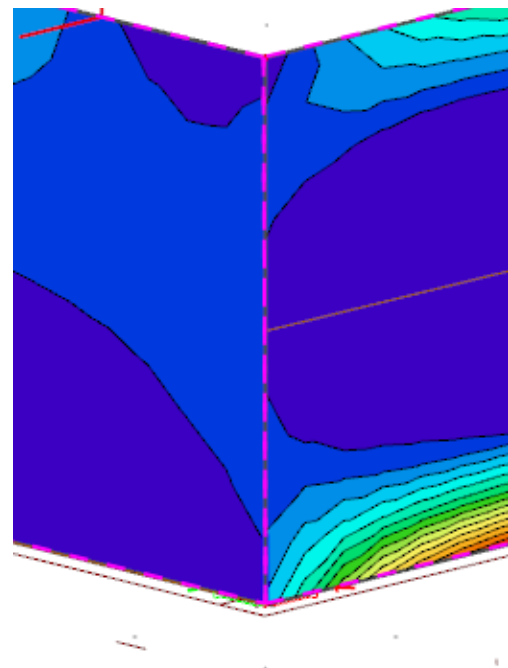


Obrázek 124 – Schéma zatížení z 1 strany

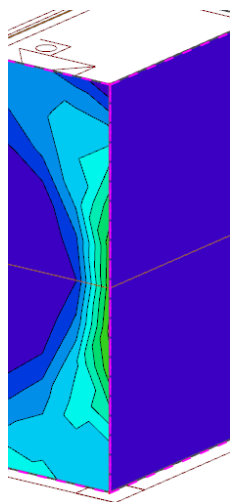
Zatížena byla stěna 12. Pro toto zatížení vznikly tahy pro namáhání myd na vnitřní straně v rozích.

Roh A12

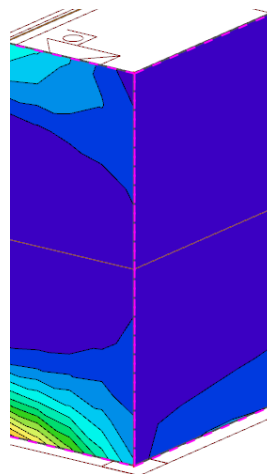
Obrázek 125 - mxd vnější strana



Obrázek 126 - myd vnější strana

Roh G12

Obrázek 127 - mxd vnější strana



Obrázek 128 - myd vnější strana

14.4 Návrh a posouzení výztuže stěn

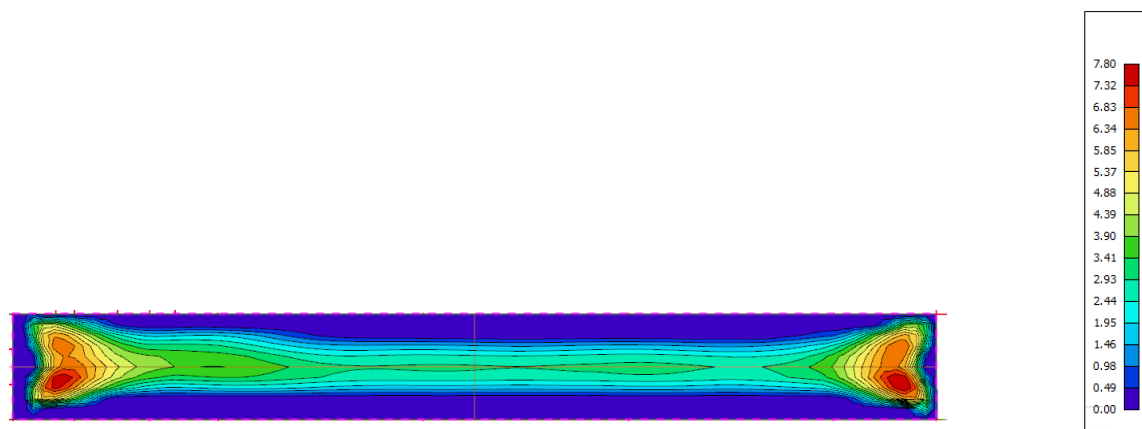
Největší vnitřní síly se nachází na stěně 1 (myd). Podobné vnitřní síly se nachází také na stěnách 12, F a G a svislá výztuž u těchto stěn bude navržena stejně. U stěn A a G, kde jsou vnitřní síly řádově max. v jednotkách kNm postačí konstrukční výztuž. $A_s, \min = 0,002 A_c$.

U návrhu vodorovné výztuže v horní polovině stěny nejsou vnitřní síly rozhodující. Určujícím faktorem pro návrh této výztuže je vznik raných trhlin a na tento jev se výztuž navrhne. Účinná výška stěn v tomto směru zůstane při použití jednotného profilu výztuže 14 mm stejná a stejně tak bude u všech stěn rovná potřebná plocha výztuže $A_{s, req}$.

U návrhu výztuže ve spodní polovině jsou rozhodujícím faktorem účinky hydratačního tepla. Zde se návrh bude lišit pro jednotlivé délky stěn, které ovlivní hodnotu součinitele $k_{ct,d}$. Stěny 1; 12 a A mají podobnou délku a zde bude návrh této výztuže stejný. U stěny F bude návrh této výztuže též ponechán, protože určující součinitel $k_{ct,d}=0,85$ a hodnotu trhliny to výrazně nezmění. U stěny G je součinitel $k_{ct,d}=0,65$, ale když by došlo ke zvětšení vzdálenosti vodorovných prutů ze 100 mm na 150 mm, návrh by na trhliny nevyhověl, takže i u této stěny bude návrh výztuže stejný, jako u předchozích. U stěny 9, která měří pouze 0,5 m bude vodorovná výztuž po celém průřezu stejná, tedy profil 14 po 100 mm.ve se bude návrh této výztuže lišit.

14.4.1 Stěna na ose 1

Tato stěna je nejvíce namáhanou stěnou.

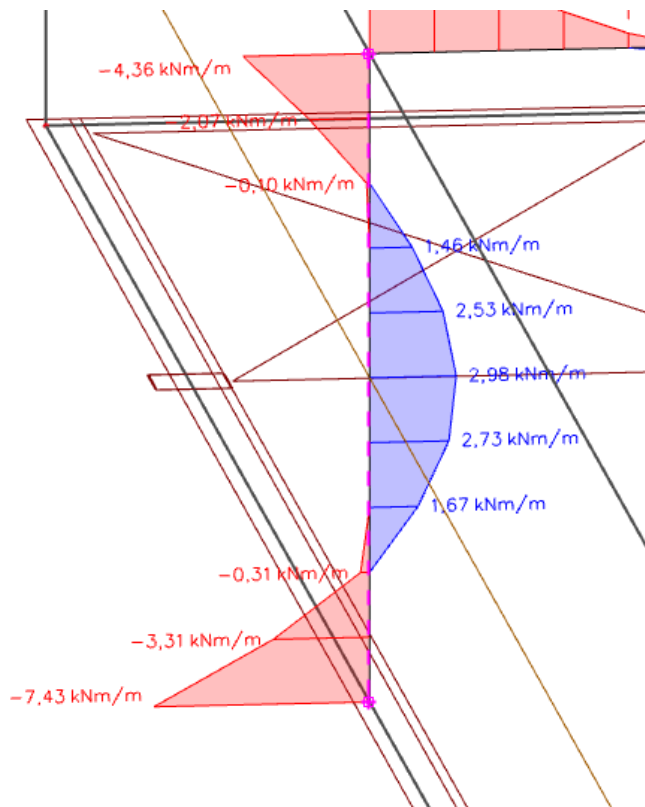
mxd vnitřní strana, kombinace MSÚ

Obrázek 129 - mxd vnitřní strana, kombinace MSÚ

mxd vnější strana, kombinace MSÚ

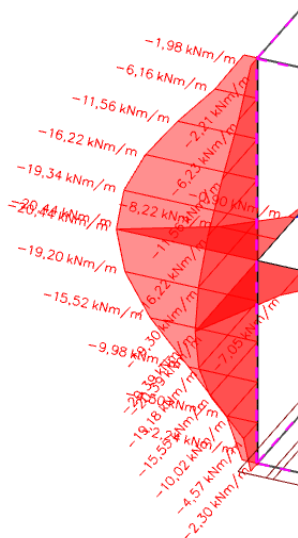
Obrázek 130 - mxd vnější strana, kombinace MSÚ

Moment m_x vykreslený v řezu



Obrázek 131 - Moment m_x vykreslený v řezu

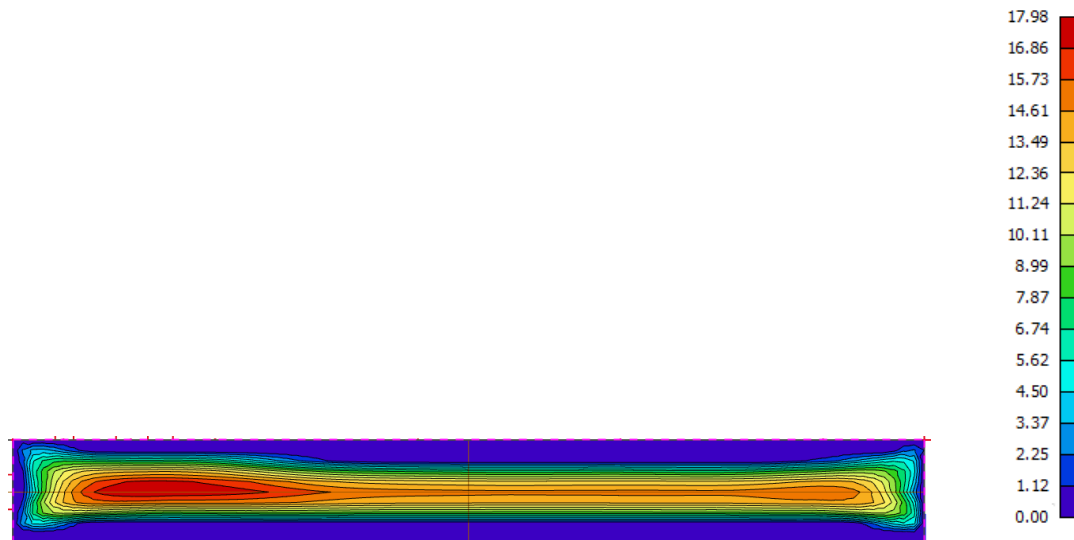
Moment $m_{xd} = 20,51$ kNm, kombinace MSÚ



Obrázek 132 - Moment m_{xd} vykreslený v řezu – rozhraní stěn 1 a F

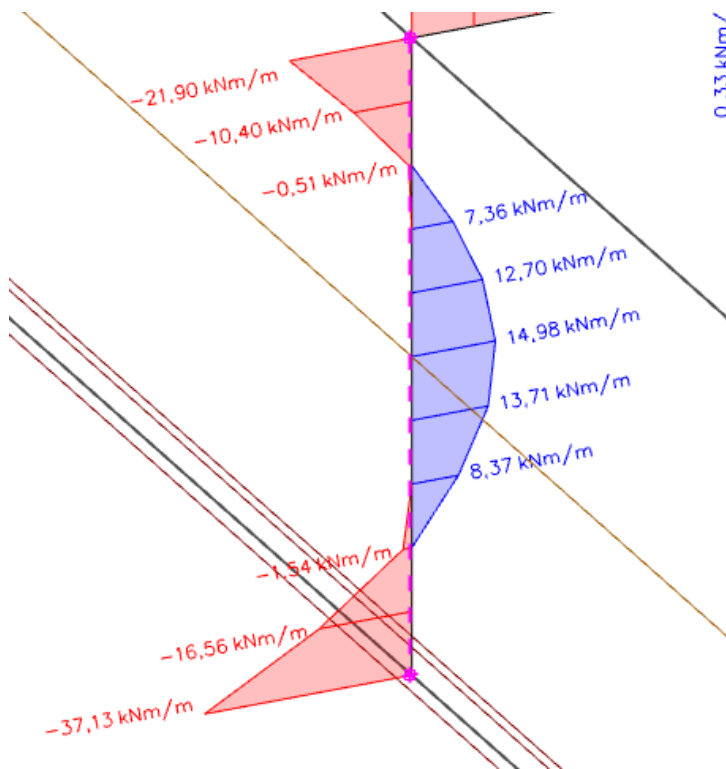
Namáhání myd stěna 1

myd vnitřní MSÚ

Obrázek 133 - Moment m_{xd} vnitřní strana MSÚ

myd vnější MSÚ

Obrázek 134 - Moment m_{xd} vnější strana MSÚ

Moment my vykreslený v řezu stěny 1, kombinace MSÚ

Obrázek 135 - Moment my vykreslený v řezu stěny 1 kombinace MSÚ

Návrh svislé výztužeNávrh na moment $m_{ed} = 41,82 \text{ kNm}$

MSÚ	Stěna 1 svislý řez střed stěn	
	Svislý směr	
c_{nom}	40	mm
Rozměry průřezu		
Tloušťka stěny h_d	300	mm
Účinná výška d	241	mm
Šířka b	1000	mm
Beton		
Char. pevnost betonu v tlaku f_{dk}	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa
Výztuž		
Mez kluzu výztuže f_{yk}	500	MPa
Mez kluzu výztuže f_{yk}	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa
Návrhový moment		
$M_{ed,max}$	41,82	kNm
Požadovaná plocha výztuže		
$A_{s, req}$	406,3640615	mm ²
Navržená tahová výztuž směr x		
Základní rastr		
	\emptyset_1	n_1
	10 mm	7
$A_{s, prov,1}$	549,5	mm ²
Příložky		
	\emptyset_2	n_2
	16 mm	0
$A_{s, prov,2}$	0	mm ²
Celková plocha výztuže		
$A_{s, prov}$	549,5	mm ²
Konstrukční zásady		
$A_{s,min}$	390	mm ²
$A_{s,max}$	12000	mm ²
s_{max}	300	mm ²
s_{min}	21	mm

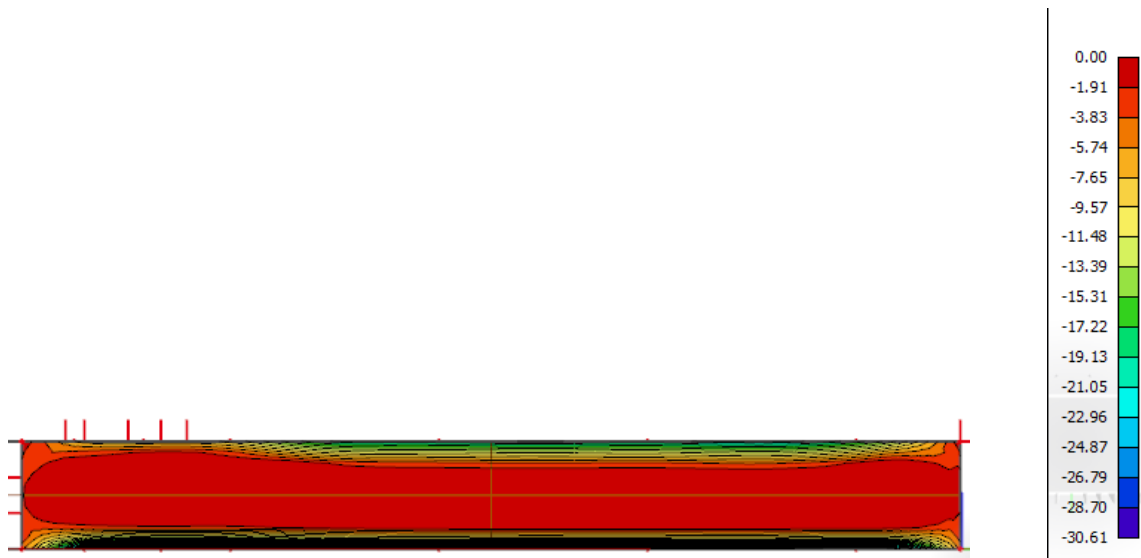
Výpočet únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti	x	14,93953	mm
Rameno vnitřních sil	z	235,0242	mm
Moment únosnosti	M_{rd}	56,17842	kNm

Návrh výztuže $\varnothing 10/150$ mm

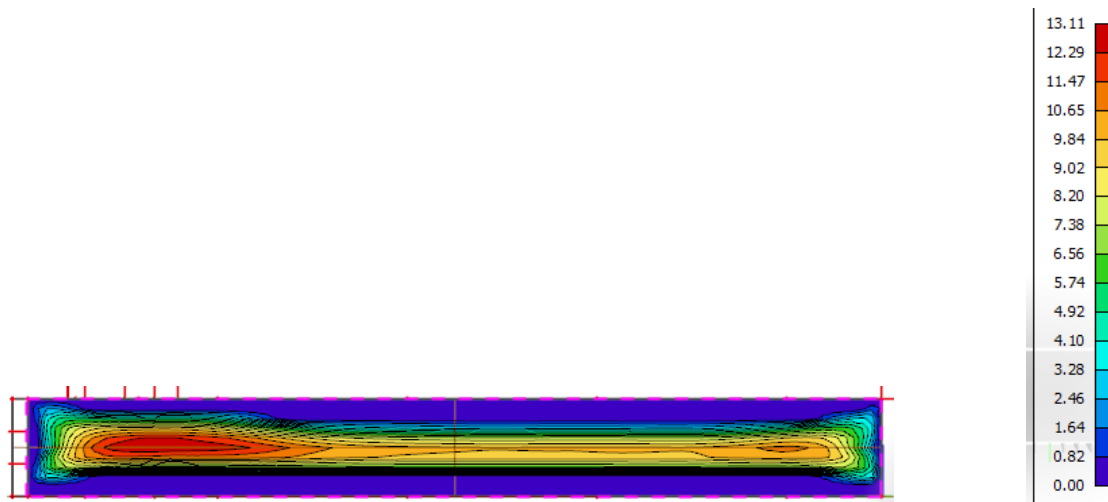
$$\underline{M_{ed} = 41,82 \text{ kNm/m} \leq M_{rd} = 56,18 \text{ kNm/m} \Rightarrow \text{Vyhoví}}$$

myd vnější strana, kombinace MSP kvazistálá



Obrázek 136 - myd vnější strana, kombinace MSP kvazistálá

myd vnitřní strana, kombinace MSP kvazistálá



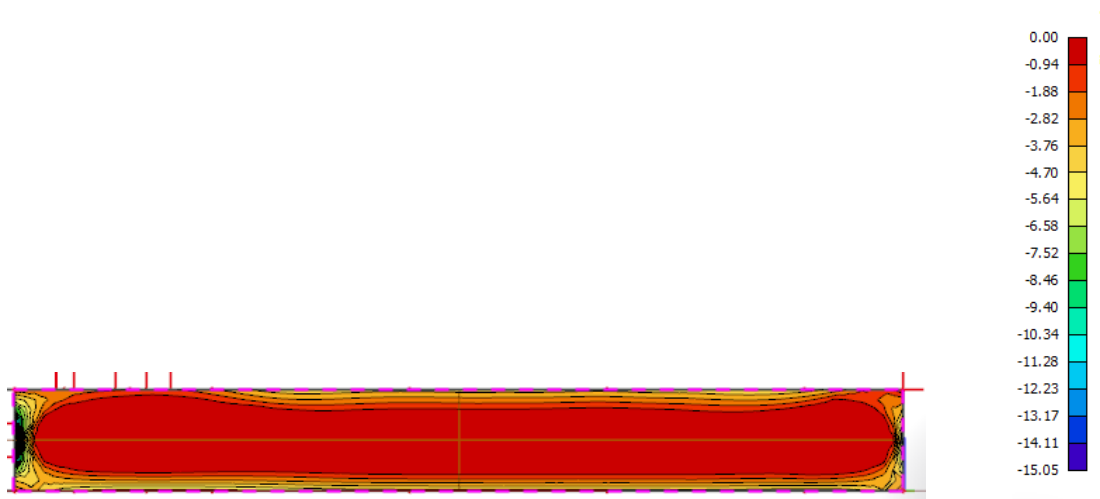
Obrázek 137 - myd vnitřní strana, kombinace MSP kvazistálá

Posouzení šířky trhlin na moment od kvazistálé kombinace $m_{dk} = 30,61 \text{ kNm/m}$

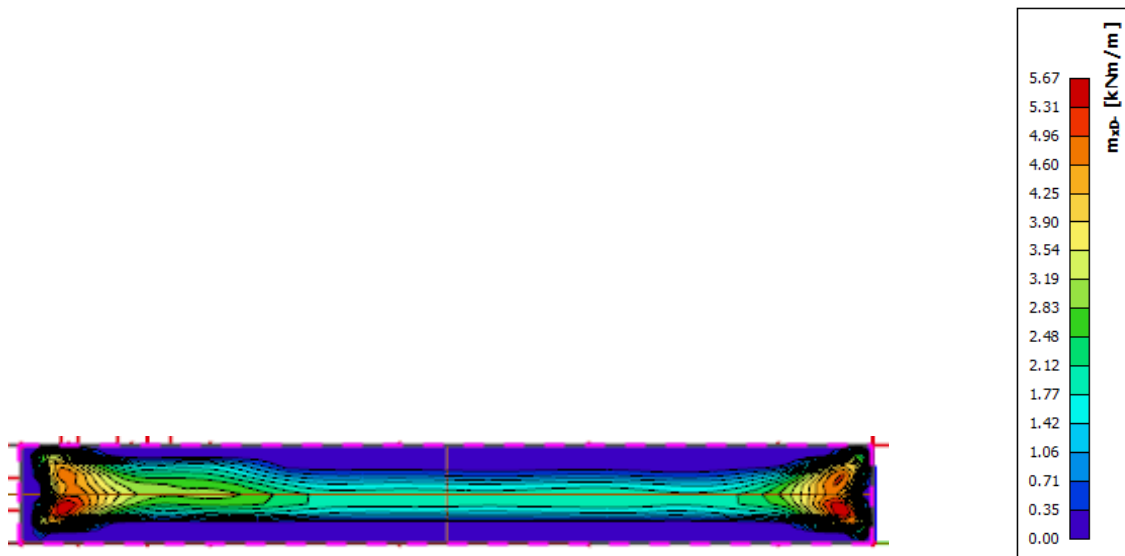
STĚNA	PRŮŘEZ 1	
MSP	Svislý směr	
c_{nom}	40	mm
Rozměry průřezu		
Tloušťka stěny h_d	300	mm
Účinná výška d	245	mm
Šířka b	1000	mm
Beton		
Char. pevnost betonu v tlaku f_{dk}	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa
Výztuž		
Navržená plocha výztuže A_s	549,5	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yd}	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin		
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25	
tlačená výška IP (průřez bez trhliny) x_r	151,0752	mm
tlač. výška bet. průřezu x_i	150	mm
Rozdíl tlač. výšek	1,075243	mm
Moment setrvačnosti k těžší IP I_i	2,28E+09	mm ⁴
Vznik trhlin		
Moment při vzniku trhlin M_{cr}	44,41081	kNm
Návrhový moment kvazi m_{dk}	30,61	kNm
Trhliny vznikají (ANO/NE)	NE	

Návrh výztuže $\varnothing 10/150 \text{ mm}$

Trhliny nevzniknou

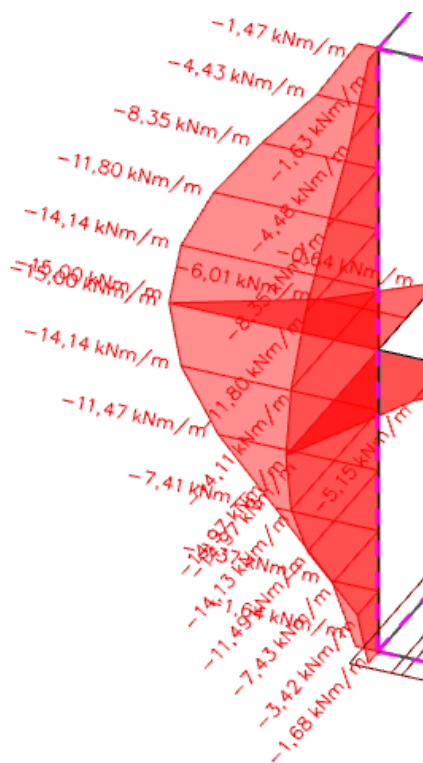
Návrh vodorovné výztuže**mx_d vnější strana, kombinace MSP kvazistálá**Moment mx_d+ =15,05 kNm/m, kombinace MSP*Obrázek 138 - mx_d vnější strana, kombinace MSP kvazistálá*

mxd vnitřní strana, kombinace MSP kvazistálá



Obrázek 139 - mxd vnitřní strana, kombinace MSP kvazistálá

Moment mxd- =15,05 kNm, kombinace MSP kvazi



Obrázek 140 – moment mxd v řezu rozhraní stěn 1 a A

MSÚ	Stěna 1 vodorovný řez horní polovina	
	Vodorovný směr	
c_{nom}	40	mm
Rozměry průřezu		
Tloušťka stěny h_d	300	mm
Účinná výška d	250	mm
Šířka b	1000	mm
Beton		
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck}	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa
Výztuž		
Mez kluzu výztuže f_{yd}	500	MPa
Mez kluzu výztuže f_{yk}	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa
Návrhový moment		
$M_{ed,max}$	20,474	kNm
Požadovaná plocha výztuže		
$A_{s,req}$	189,8343	mm ²
Navržená tahová výztuž směr x		
Základní rastr		
	\emptyset_1	n_1
	20 mm	10
$A_{s,prov,1}$	3140	mm ²
Příložky		
	\emptyset_2	n_2
	16 mm	0
$A_{s,prov,2}$	0	mm ²
Celková plocha výztuže		
$A_{s,prov}$	3140	mm ²
Konstrukční zásady		
$A_{s,min}$	390	mm ²
$A_{s,max}$	12000	mm ²
s_{max}	300	mm
s_{min}	24	mm

Návrh výztuže horní polovina stěny**Výpočet únosnosti průřezu**

Výška tlačené oblasti	x	85,36875	mm
Rameno vnitřních sil	z	215,8525	mm
Moment únosnosti	M_{rd}	294,8329	kNm

$$M_{ed} = 20,44 \text{ kNm} < M_{rd} = 294,83 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Návrh výztuže $\varnothing 14$ po 100 mm

Poznámka: MSÚ není rozhodujícím kritériem pro návrh výztuže, a proto je návrh výztuže na tento stav výrazně předimenzován.

Posouzení MSP vodorovná výztuž

STĚNA		PRŮŘEZ 1	
MSP vodorovný řez střed stěny		Vodorovný směr	
$c_{1,cm}$		40	mm
Rozměry průřezu			
Tloušťka stěny h_d		300	mm
Účinná výška d		250	mm
Šířka b		1000	mm
Beton			
Char. pevnost betonu v tlaku f_{dk}		30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}		20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}		2,9	MPa
Modul E_c		32000	MPa
Výztuž			
Navržená plocha výztuže A_s		3140	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yd}		435	MPa
Modul E_s		200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlin			
$\alpha_s (E_s/E_c)$		6,25	
tlač. výška IP (průřez bez trhliny) x_r		156,14	mm
tlač. výška bet. průřezu x_t		150	mm
Rozdíl tlač. výšek		6,140008	mm
Moment setrvačnosti k těžišti IP I_i		2,43E+09	mm ⁴
Vznik trhlin			
Moment při vzniku trhlin M_{cr}		49,0698	kNm
Návrhový moment kvazi m_{dk}		15	kNm
Trhliny vznikají (ANO/NE)		NE	

Trhliny nevzniknou

Návrh výztuže na rané trhliny

\emptyset	14 mm	
cnom	40 mm	
Rané trhliny		
Rozměry průřezu		
Tloušťka stěny h_d	300	mm
Účinná výška d	253	mm
šířka b	1000	mm
Beton		
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck}	30	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}	20	MPa
Pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,9	MPa
Modul E_c	32000	MPa
Výztuž		
Navržená plocha výztuže A_s	0	mm ²
Mez kluzu výztuže f_{yk}	435	MPa
Modul E_s	200000	MPa
Charakteristiky průřezu bez trhlín		
$\alpha_s (E_s/E_c)$	6,25	
h_{cr}	150	mm
Tlačená výška x (stav I)	0	mm
$h_{c,eff}$	100	mm
w_k	0,2	mm
$A_{c,eff}$	100000	mm ²
A_c	150000	mm ²
k_t	0,6	
Součinitel k_1	0,8	
Součinitel k_2	1	
Součinitel k_3	2,49	
Součinitel k_4	0,425	
Součinitel k_c	1	
Součinitel k	1	
Snížená tahová pevnost bet. $f_{ct,eff}$	1,45	MPa
s_3	99,4166031	
$A_{s,min,1}$	1192,351148	mm ²
$A_{s,min,2}$	1337,768882	mm ²
	1337,768882	mm ²

Návrh 10 x $\emptyset 14$ po 100 mm s ohledem na šířku raných trhlín, navržená plocha výztuže na 1 m
 $A_{s,prov} = 1538,6 \text{ mm}^2$.

Návrh výztuže spodní poloviny stěny – vliv smršťování od hydratačního tepla

Návrh 10 x Ø20 po 100 mm

Účinky vynuceného namáhání

Omezené přetvoření stěny - výpočet napětí

Součinitel k	1	
Součinitel α_T	0,00001	1/K
Časový okamžik dosažení maximálního rozdílu teplot v betonu t_{max}	1,24	dní
Účinný modul pružnosti E_{ct}	22400	MPa
Součinitel průběhu teploty k_{tv}	0,5	
Výchozí teplota čerstvého betonu T_{c0}	15	°C
Součinitel α_c	0,75	
Množství cementu c	340	kg/m ³
Tepelná kapacita betonu $Q_{c,0}$	2500	kJ/m ³ ·K
Hydratační teplo cementu v okamžiku t_{max}	135	J/kg
Vzrůst teploty v prvku v důsledku vývinu hydratačního tepla $\Delta T_{c,H}$	13,77	°C
Střední teplota stěny $T_{c,m}$	21,27	°C
Teplota základové desky T_F	10	°C
Rozdíl teplot mezi $T_{c,m}$ ve středu stěny a T_F základu $\Delta T_{c,WF}$	11,27	°C
Tahové napětí ve stěnách od hydratačního tepla $\sigma_{ct,ges}$	2,52448	MPa

Největší napětí

Součinitel $k_{ct,d}$	1	
Největší napětí ve čtvrtině stěny $\sigma_{ct,d}$	2,52448	MPa
Trhliny vzniknou	ANO	
$A_{ct,eff}$	125000	mm ²
Tahová síla při vzniku trhlin $F_{ct,eff}$	757344	N/m
$A_{s,prov}$	3140	mm ²
alfa e	6,25	
sigmas	241,1924	MPa
Součinitel k_1	0,8	
Součinitel k_2	0,5	
Součinitel k_3	2,485415	
Součinitel k_4	0,425	
Součinitel k_t	0,6	
$\rho_{p,eff}$	0,043084	
Maximální vzdálenost trhlin $s_{t,max}$	178,3318	mm
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001078	
w_k	0,192208	mm

Posouzení

$$w_k = 0,192 \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Posouzení šířky trhlin dle ČSN EN 1992-3[29]

Stáří betonu na konci životnosti t	18250	dni
Stáří betonu na začátku smršťování vysycháním t_s	3	dni
Průřezová plocha betonu A_c	300000	mm ²
Obyčejná část průřezu vystavené vysychání u	6300	mm
Náhradní rozměr průřezu h_0	95,2381	mm
Součinitel závisící na náhradní tloušťce h_0 podle tabulky k_h	1	
Poměrné smrštění od vysychání $\beta_{ds}(t, t_s)$	0,997967	
α_{ds1}	4	
α_{ds2}	0,12	
RH	50	%
RHO	100	%
β_{RH}	1,35625	
s	0,38	
β_{CC}	0,59497	
f_{cm}	38	
f_{cm0}	22,60887	
Jmenovitá hodnota neomezeného přetvoření ϵ_{cd}	0,000622	
Smrštění od vysychání ϵ_{cd}	0,000621	
$\epsilon_{ca}(t_n)$	0,00005	
$\beta_{as}(t)$	1	
Poměrné autogenní smrštění $\epsilon_{ca}(t)$	5E-05	
$\epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	0,000671	
Součinitel omezení přetvoření R_{ax}	0,5	
Poměrné přetvoření ϵ_{free}	0,000671	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000335	
Stanovení maximální vzdálenosti trhlin		
Součinitel k_1	0,8	
Součinitel k_2	1	
Součinitel k_3	2,49	
Součinitel k_4	0,425	
Součinitel k_5	0,6	
$A_{c,eff}$	100000	mm ²
$A_{s,prov}$	3140	mm ²
$P_{p,eff}$	0,0314	mm
Maximální vzdálenost trhlin $s_{r,max}$	315,9771	mm
w_k	0,10595	mm

$$w_k = 0,106 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

14.4.2 Ostatní stěny – souhrn návrhu

Stěna A

	Profil (mm)	Vzdálenost (mm)
Svislá výztuž	10	150
Vodorovná výztuž spodní polovina	20	100
Vodorovná výztuž horní polovina	14	100

Stěna F

	Profil (mm)	Vzdálenost (mm)
Svislá výztuž	10	150
Vodorovná výztuž spodní polovina	20	100
Vodorovná výztuž horní polovina	14	100

Stěna G

	Profil (mm)	Vzdálenost (mm)
Svislá výztuž	10	150
Vodorovná výztuž spodní polovina	20	100
Vodorovná výztuž horní polovina	14	100

Stěna 9

	Profil (mm)	Vzdálenost (mm)
Svislá výztuž	10	150
Vodorovná výztuž spodní polovina	14	100
Vodorovná výztuž horní polovina	14	100

Stěna 12

	Profil (mm)	Vzdálenost (mm)
Svislá výztuž	10	150
Vodorovná výztuž spodní polovina	20	100
Vodorovná výztuž horní polovina	14	100

Tabulka 6 – Souhrn návrhu výztuže ve stěnách

15. Stanovení kotevních a přesahových délek

15.1 Použité veličiny a součinitele

Kotevní délka

η_1 součinitel zohledňující kvalitu podmínek soudržnosti a polohu prutu během betonáže

η_2 součinitel zohledňující průměr prutu

α_1 vliv tvaru prutu

α_2 vliv tloušťky krycí vrstvy

α_3 vliv ohraničení příčnou výztuží

α_4 vliv ovinutí přivařenou příčnou výztuží

α_5 vliv příčného tlaku

f_{bd} mezní napětí v soudržnosti

σ_{sd} návrhové napětí prutu

f_{bd} návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$

$$f_{ctd,0,05} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

$l_{b,rqd}$ základní kotevní délka $l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$

l_{bd} návrhová kotevní délka $l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$

$l_{b,min}$ minimální kotevní délka

$$l_{b,min,tlak} = \max(0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm})$$

$$l_{b,min,tah} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm})$$

Přesahová délka

l_0 návrhová délka přesahu délka $l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$

α_6 vliv procenta stykované výztuže

$l_{0,min} > \max(0,3\alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm})$

15.2 Kotevní délka pro svislou výztuž ve stěně

Průměr výztuže $\phi = 10 \text{ mm}$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ pro dobré podmínky soudržnosti}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ pro průměr prutu } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (pro přímý prut)}$$

$$\alpha_2 = 1,0 \text{ (přímý prut, tlak)}$$

$$\alpha_2 = \max((1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi)/\phi); 0,7) = 1 - 0,15 \cdot (40 - 10)/10 = 0,72 \text{ (přímý prut, tah)}$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 2,99 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{435}{3} = 362,5 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,tlak} = \max(0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,6 \cdot 362,5; 10 \cdot 10; 100 \text{ mm}) = 217,5 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,tah} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 362,5; 10 \cdot 10; 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 362,5 = 362,5 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 362,5 = 253,8 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 370 mm**Kotevní délka tah: 260 mm**

15.3 Přesahová délka pro svislou výztuž ve stěně

$$\alpha_6 = 1,5$$

$$l_{0,min} > \max(0,3\alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 362,5; 15 \cdot 10; 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$l_{0,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 362,5 = 543,8 \text{ mm}$$

$$l_{0,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 362,5 = 390,6 \text{ mm}$$

Přesahová délka tlak: 550 mm**Přesahová délka tah: 400 mm**

15.4 Kotevní délka pro vodorovnou výztuž ve stěně

Průměr výztuže $\phi = 14 \text{ mm}$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ pro dobré podmínky soudržnosti}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ pro průměr prutu } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (pro přímý prut)}$$

$$\alpha_2 = 1,0 \text{ (přímý prut, tlak)}$$

$$\alpha_2 = \max((1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi)/\phi); 0,7) = 1 - 0,15 \cdot (40 - 14)/10 = 0,72 \text{ (přímý prut, tah)}$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 2,99 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{3} = 507,5 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,tlak} = \max(0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,6 \cdot 507,5; 10 \cdot 10; 100 \text{ mm}) = 507,5 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,tah} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 507,5; 10 \cdot 14; 100 \text{ mm}) = 152,25 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 507,5 = 507,5 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 507,5 = 366,13 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 510 mm

Kotevní délka tah: 370 mm

Průměr výztuže $\phi = 20 \text{ mm}$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ pro dobré podmínky soudržnosti}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ pro průměr prutu } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (pro přímý prut)}$$

$$\alpha_2 = 1,0 \text{ (přímý prut, tlak)}$$

$$\alpha_2 = \max((1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi)/\phi); 0,7) = 1 - 0,15 \cdot (40 - 20)/10 = 0,85 \text{ (přímý prut, tah)}$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 2,99 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \cdot \frac{435}{3} = 725 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,tlak} = \max(0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,6 \cdot 725; 10 \cdot 10; 100 \text{ mm}) = 435 \text{ mm}$$

$$l_{b,min,tah} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 725; 10 \cdot 10; 100 \text{ mm}) = 217,5 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 725 = 725 \text{ mm}$$

$$l_{bd,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 725 = 616,25 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 730 mm

Kotevní délka tah: 620 mm

15.5 Přesahová délka pro vodorovnou výztuž ve stěně

Průměr výztuže $\phi = 14 \text{ mm}$

$$\alpha_6 = 1,5$$

$$l_{0,min} > \max(0,3\alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 65,54; 15 \cdot 14; 200 \text{ mm}) = 210 \text{ mm}$$

$$l_{0,tlak} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 507,5 = 761,3 \text{ mm}$$

$$l_{0,tah} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 507,5 = 549,19 \text{ mm}$$

Přesahová délka tlak: 770 mm

Přesahová délka tah: 550 mm

15.6 Kotevní a přesahové délky v desce-spodní povrch

Průměr výztuže $\varnothing = 16 \text{ mm}$

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{3} = 580 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 580 mm**Kotevní délka tah: 430 mm****Přesahová délka tlak: 870 mm****Přesahová délka tah: 640 mm****Průměr výztuže $\varnothing = 22 \text{ mm}$**

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{435}{3} = 797,5 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 800 mm**Kotevní délka tah: 680 mm****Přesahová délka tlak: 1360 mm****Přesahová délka tah: 1200 mm****Průměr výztuže $\varnothing = 28 \text{ mm}$**

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{28}{4} \cdot \frac{435}{3} = 1015 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 1015 mm**Kotevní délka tah: 930 mm****Přesahová délka tlak: 1530 mm****Přesahová délka tah: 1390 mm**

15.7 Kotevní a přesahové délky v desce-horní povrch

$\eta_1 = 0,7$ pro špatné podmínky soudržnosti – pruty výztuže více, než 250 mm nad dnem bednění

Ostatní součinitele zůstávají stejné

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 2,1 \text{ MPa}$$

Průměr výztuže $\varnothing = 16 \text{ mm}$

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{2,1} = 828,6 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 830 mm

Kotevní délka tah: 610 mm

Přesahová délka tlak: 1250 mm

Přesahová délka tah: 910 mm

Průměr výztuže $\varnothing = 22 \text{ mm}$

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{435}{2,1} = 797,5 \text{ mm}$$

Kotevní délka tlak: 1140 mm

Kotevní délka tah: 970 mm

Přesahová délka tlak: 1710 mm

Přesahová délka tah: 1450 mm

16. Sloupy

Bude ověřena štíhlost sloupů v 1.PP a také bude nejvíce namáhaný sloup posouzen na náraz vozidla

16.1 Sloup - posouzení štíhlosti (výpočet pro odhad výztuže)

Jedná se o předběžný výpočet, který slouží pouze k odhadu (nikoli k návrhu) navazující výztuže ve sloupech. V případě návrhu by bylo třeba ověřit všechny sloupy pro vnitřní síly z nejméně příznivé kombinace.

Pro výpočet byl vybrán sloup C10 s největší normálovou silou je v porovnání se sloupem výrazně větší ohybový moment v patě. Základní moment je uvažován též z kombinace MSÚ C01 (i pro moment je nejméně příznivá).

$N_{ed} = 3125 \text{ kN}$; $M_y, \text{ hlava} = 9,2 \text{ kNm}$; $M_y, \text{ pata} = -7,9 \text{ kNm}$; $M_z, \text{ hlava} = 17,97 \text{ kNm}$; $M_z, \text{ pata} = -28,25 \text{ kNm}$;

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2$$

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \min \left(\max \left(\frac{2}{3}; \frac{2}{\sqrt{H}}; 1 \right); 1 \right) = \min \left(\max \left(\frac{2}{3}; \frac{2}{\sqrt{3,06}}; 1 \right); 1 \right) = 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{12} \right)} = 0,736$$

$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 0,736 = 0,00368$$

$$e_i = 0,00368 \cdot \frac{2,17}{2} = 0,004$$

$$M_{imp} = N_{ed} \cdot e_i = 3125 \cdot 0,004 = 12,5 \text{ kNm}$$

Vzpěrná délka

$$l_0 = \beta \cdot l$$

$$\beta = 0,8 \text{ (odhad)}$$

$$0,8 \cdot 2,71 = 2,17$$

Štíhlost

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}} = \frac{2,17}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot 0,4^4 / 0,4^2}} = 18,79$$

Limitní štíhlost

$$\lambda_{lim} = \min\left(\frac{20ABC}{\sqrt{n}}; 75\right)$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3125}{0,16 \cdot 20\,000} = 0,977$$

$A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7$ (podobná hodnota momentu v hlavě i v patě)

$$\lambda_{lim} = \min\left(\frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,977}}; 75\right) = 10,91$$

$$\lambda = 18,79 \geq \lambda_{lim} = 10,91$$

=> Sloup je štíhlý => Nutno uvažovat účinky 2. řádu

Výpočet jmenovitého ohybového momentu 2. řádu

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

Deformace 2. řádu e_2

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$$

Křivost $1/r$

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$$

Opravný součinitel závisící na normálové síle

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,33$$

$$n_u = 1 + 0,33 = 1,33$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = \frac{1,33 - 0,9}{1,33 - 0,4} = 0,46$$

Součinitel zohledňující dotvarování K_φ

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,37$$

$$\varphi_{ef} = 2,32$$

$$K_\varphi = 1 + 0,37 \cdot 2,32 = 1,86$$

Základní křivost

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{2,175 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot 0,36} = 0,013$$

$$\frac{1}{r} = 0,46 \cdot 1,86 \cdot 0,013 = 0,011$$

$$e_2 = 0,011 \cdot \frac{2,17^2}{3,1416^2} = 5,25 \cdot 10^{-3}$$

Moment M2

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = 16,4 \text{ kNm}$$

$$M_{01} = \min(|M_{top}|; |M_{bot}|) + N_{Ed} \cdot e_2 = \min(|17,97|; |-28,25|) + 3125 \cdot 5,25 \cdot 10^{-3} \\ = 17,97 + 16,4 = 34,37 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = \max(|M_{top}|; |M_{bot}|) + N_{Ed} \cdot e_2 = \max(|17,97|; |-28,25|) + 3125 \cdot 5,25 \cdot 10^{-3} \\ = 28,25 + 16,4 = 46,65 \text{ kNm}$$

Návrhový ohybový moment 1. řádu s vlivem imperfekcí

$$M_{0Ed} = \max(0,6 \cdot M_{01} + 0,4 \cdot M_{02}; 0,4 \cdot M_{02}) \\ = \max(0,6 \cdot 46,65 - 0,4 \cdot 34,37; 0,4 \cdot 34,34) = 14,2 \text{ kNm}$$

Návrhový ohybový moment s vlivem 2. řádu

$$M_{ed} = \max(|M_{02}|; M_{0ed} + M_2; |M_{01}| + 0,5 \cdot M_2)$$

$$M_{ed} = \max(|46,65|; 14,2 + 16,4; |34,37| + 0,5 \cdot 16,4) = 46,65 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 3125 \text{ kN} \quad M_{ed} = 42,57 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{3125}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 20000} = 0,98$$

$$\frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{46,65}{0,4 \cdot 0,4^2 \cdot 20000} = 0,036$$

Nomogram pro $d/h=0,1$ (38/400) [29]

$$\omega = 0,08$$

$$A_{s,req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 20}{435} = 735,63 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Na tuto minimální hodnotu by bylo možné navrhnut výztuž sloupu s profily } 4 \times \emptyset 16 \text{ mm } (804,25 \text{ mm}^2).$$

16.2 Sloup - posouzení nárazu do sloupu

Budou posouzeny nejvíce namáhané sloupy

Posouzení sloupu na náraz vozidla – postup dle normy ČSN EN 1991-1-7 [28]

- Výška sloupu: $H=2,71$ m
- Výška působící síly při nárazu: $=1,25$ m
- Návrhová síla ve směru jízdy pro uzavřené plochy s přístupem osobních vozidel:
 $F_{dx} = 50$ kN
- Návrhová síla kolmo na směr jízdy pro uzavřené plochy pro uzavřené plochy s přístupem osobních vozidel: $F_{dy} = 25$ kN

Účinky zatížení

$$M_{dx} = \frac{a \cdot (H - a)}{H} F_{dx} = \frac{1,25 \cdot (2,71 - 1,25)}{2,71} \cdot 50 = 33,67 \text{ kNm}$$

$$M_{dy} = \frac{a \cdot (H - a)}{H} F_{dy} = \frac{1,25 \cdot (2,71 - 1,25)}{2,71} \cdot 25 = 16,84 \text{ kNm}$$

Stanovení součinitele ω dle nomogramu.

$N_{Ed} = 3125$ kN $M_{Ed} = 33,67$ kNm

$$\frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{3125}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 20000} = 0,98$$

$$\frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{33,67}{400 \cdot 400^2 \cdot 20000} = 0,027$$

$$\omega = 0,05$$

$A_{s;req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,05 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 20}{435} = 367 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ Na tuto minimální hodnotu by bylo možné navrhnout výztuž sloupu s profily $4 \times \emptyset 16$ mm ($A_{s;prov} = 452,4 \text{ mm}^2$ pro 1 taženou stranu)

17. Zdroje

- [1] Záplavová území a hlásné profily ZK. *Geoportál ČÚZK* [online]. Praha: ČÚZK, 2010 [cit. 2022-09-05]. Dostupné z: <https://geoportal.kr-zlinsky.cz/zaplavy/>
- [2] Polyfunkční dům Kvítková. Archiweb [online]. [cit. 2022-09-15]. Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/polyfunkcni-dum-kvitkova>
- [3] ČSN EN 206+A2. *Beton-Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021, 88 s.
- [4] *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. EN 1990. Brusel: Evropský výbor pro normalizaci – český překlad 2002.
- [5] ČSN EN 12390-8 (731302): Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou. 2020. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019, 8 s.
- [6] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006, 214 s.
- [7] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-1: Obecná zatížení-Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004, 44 s
- [8] ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení-Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005, 56 s.
- [9] ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení-Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007, 129 s.
- [10] ČSN EN 1998-1. Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006, 170 s.
- [11] MÁČA, Jiří. Navrhování konstrukcí na účinky zemětřesení/ Design of structures for earthquake effects. *Beton* [online]. 2008, (6/2008), 65-69 [cit. 2022-09-23]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2008-6-65.pdf>
- [12] ČSN EN 1997-1. Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla. Praha: Český normalizační institut, 2006, 138 s.
- [13] PROCHÁZKA, Jaroslav. Úvod do problematiky bílých van. In: KASAL, Pavel, Jan PERLA a Jaroslav PROCHÁZKA. *BÍLÉ VANY: Vodonepropustné betonové konstrukce*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI a ČBS Servis, 2007, s. 5-11. ISBN 978-80-903807-6-9.
- [14] COUFAL, Robert, Jan L. VÍTEK a Kristýna CHMELÍKOVÁ. TECHNOLOGIE BETONU PRO VODONEPROUSTNÉ KONSTRUKCE - BÍLÉ VANY / CONCRETE TECHNOLOGY FOR WATERPROOF STRUCTURES - WHITE TANKS. *BETON: Materiály a technologie*. 2015(2/2015), 12-17.
- [15] PROCHÁZKA, Jaroslav a Marek VINKLER. NÁVRH VÝZTUŽE BÍLÉ VANY S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLINY / DESIGN OF REINFORCEMENT OF UNDERGROUND WATERTIGHT STRUCTURES WITH REGARD TO CRACK WIDTH. *BETON: Technologie, konstrukce, sanace*. 2017, (5/2017), 60-67.

- [16] PERLA, Jan. Koncepční návrh. In: KASAL, Pavel, Jan PERLA a Jaroslav PROCHÁZKA. *BÍLÉ VANY: Vodonepropustné betonové konstrukce*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI a ČBS Servis, 2007, s. 43-54. ISBN 978-80-903807-6-9.
- [17] PROCHÁZKA, Jaroslav. Zátížení a vlivy, výpočet a dimenzování bílých van. In: KASAL, Pavel, Jan PERLA a Jaroslav PROCHÁZKA. *BÍLÉ VANY: Vodonepropustné betonové konstrukce*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI a ČBS Servis, 2007, s. 71-94. ISBN 978-80-903807-6-9.
- [18] *Smernica pre vodonepriepustné betónové konštrukcie - biele vane*. Únor 2012. Bratislava: Inženiarske konzultačné stredisko Slovenskej komory stavebných inžinierov, 2012.
- [19] *Erläuterungen zur DAFStb-Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU - Richtlinie)*. DIN, 2006 - český překlad: *TP ČBS 04: Vodonepropustné betonové konstrukce - překlad německé směrnice a komentáře*. Praha: Česká betonářská společnost, ČSsi, 2015, dodatek č.1 z roku 2020
- [20] BILCIK, Juraj, Robert SONNENCHEIN a Katarina GAJDOSOVA. *Design and Execution of Watertight Concrete Constructions* [online]. 1-11 [cit. 2022-09-26]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/298710976_Design_and_Execution_of_Watertight_Concrete_Constructions
- [21] SIMON, Tamás a Dávid SZABÓ-TURÁK. JOINT SEALING PRINCIPLES OF WATERTIGHT STRUCTURES AND THEIR COMBINATION [online]. Budapest, 2011, 4 [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/280566284_joint_sealing_principles_of_watertight_structures_and_their_combination
- [22] *Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weisse Wannen*. ÖVB, 2002 – český překlad: *TP ČBS 02: Bílé vany – vodotěsné betonové konstrukce*, ČBS, 2006
- [23] PERLA, Jan. Koncepční návrh. In: KASAL, Pavel, Jan PERLA a Jaroslav PROCHÁZKA. *BÍLÉ VANY: Vodonepropustné betonové konstrukce*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI a ČBS Servis, 2007, s. 119-145. ISBN 978-80-903807-6-9.
- [24] HORSKÁ, Alena a Jan KOS. VYZTUŽOVÁNÍ PORUCHOVÝCH OBLASTÍ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE: NÁVRH VÝZTUŽE ZÁKLADOVÉ DESKY: Návrh výztuže základové desky [online]. Praha: ČVUT v Praze, 2017 [cit. 2022-12-28].
- [25] GEO5 Software: Mikropilota. FINE CZ [online]. Praha, 2022 [cit. 2022-12-17]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/geotechnicky-software/mikropilota/>
- [26] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: Základy navrhování betonových konstrukcí*. 2. přepracované vydání. Praha: ČVUT, 2018.
- [27] ŠMERDA, Zdeněk a Vladimír KŘÍSTEK. *Dotvarování a smršťování betonových prvků a konstrukcí*. Praha: STNL - Nakladatelství technické literatury, 1978.
- [28] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové základové a opěrné konstrukce*. 4. dotisk 1. vydání. Praha: ČVUT, 2021. ISBN 978-80-01-06128-2.
- [29] ČSN EN 1992-3: Eurokod 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky. Praha: Český normalizační institut, 2007
- [30] PROCHÁZKA, Jaroslav, Alena KOHOUTKOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy*. 2. vydání. Praha: ČVUT, 2021. ISBN 978-80-01-06916-5.

[31] ČSN EN 1991-1-7: Eurokod 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení. Praha: Český normalizační institut, 2007.

[32] MASOPUST, Jan. Zakládání staveb 1. Praha: nakladatelství ČVUT, 2015. ISBN 978-80-01-05837-4.