

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

**FAKULTA
STAVEBNÍ**



**DIPLOMOVÁ
PRÁCE**

2024

**BC. ADÉLA
MILOTOVÁ**


SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Adéla MILOTOVÁ

Název diplomové práce: Konstrukční řešení bytového domu, Poděbrady

Základní část: statická - BETON podíl: 70 %

Formulace úkolů: Předběžný návrh nosných konstrukcí celého objektu. Schémata výkresů tvaru jednotlivých podlaží. Podrobný návrh desky nad 1PP. Výkres výztuže podrobně řešené desky. Stručná technická zpráva ke statické části.

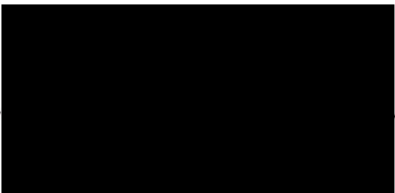
Podpis vedoucího DP:  Datum: 18.9.2023

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

2. Část: stavební podíl: 15 %

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

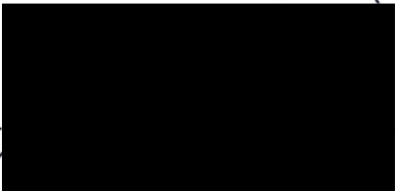
Formulace úkolů: PODROBNÝ NÁVRH VYBRANÉHO PODLAŽÍ REZ OBJEKTEM, SKLADBY KONSTRUKCE, VYBRANÉ DETAILY

Podpis konzultanta:  Datum: 17.10.2023

3. Část: geotechnická podíl: 15 %

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

Formulace úkolů: VÝHODNĚNÍ INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÝCH POMĚRŮ KONCEPČNÍ NÁVRH ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JAHY VČETNĚ ZAJIŠTĚNÍ OKOLNÍCH OBJEKTŮ, NÁVRH A POSOUZENÍ ZAKLADOVÉ DESKY,

Podpis konzultanta:  Datum: 17.10.2023

4. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: _____ Datum: _____

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na zadané téma zpracovala samostatně za použití uvedené literatury s výjimkou konzultací s vedoucí bakalářské práce Ing. Hanou Hanzlovou CSc., s konzultantem KPS Ing. Janem Mukařovským Ph.D. a konzultantem geotechniky Ing. Danielem Jiráskem Ph.D.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu §60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze leden 2024

Adéla Milotová

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych ráda poděkovala paní Ing. Haně Hanzlové CSc. za její odborné vedení, poskytnutí cenných rad, pravidelné konzultace a za vstřícný, chápavý přístup při zpracování této bakalářské práce.

Dále bych ráda poděkovala panu Ing. Janu Mukařovskému Ph.D. a panu Ing. Danielovi Jiráskovi za jejich odborné rady a ohleduplný přístup v průběhu konzultací.

Také bych chtěla poděkovat své rodině za podporu po celou dobu studia.

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se zabývá převážně statickým návrhem rezidenční budovy, situované v Poděbradech. Objekt byl zvolen jako zadání projektu, který předcházela diplomové práci. Projektová dokumentace objektu, která je použita jako výchozí podklad této práce, byla zpracována společností ISI spol. s.r.o. Další součástí diplomové práce tvoří také část Geotechnika a část KPS.

V první části závěrečné práce bude objekt představen a zpracován předběžný návrh jednotlivých konstrukčních prvků. Dále je zpracován 3D model pomocí softwaru SCIA ENGINEER 22 pro lepší představu o konstrukčním a materiálovém řešení objektu a také pro posouzení prostorové tuhosti budovy. Následně jsou vybrané nosné prvky navrženy pomocí softwaru SCIA ENGINEER a podrobně posouzeny na mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti. Závěrem statické části jsou výkresy tvaru a výkresy výztuže vybrané stropní desky. Součástí práce je také část stavební, ve které jsou řešeny skladby konstrukcí, tvořící obálku objektu a jejich návaznosti na okolní konstrukce. V rámci stavební části byly také zpracovány vybrané detaily, půdorys vybraného podlaží a podélný řez objektem. Poslední částí diplomové práce je Geotechnika, kde je řešeno založení objektu. Konceptně je také řešeno zajištění stavební jámy s ohledem na parametry podloží a s ohledem na okolní zástavbu.

ABSTRACT

The main theme of the thesis is the structural design of residential building located in Poděbrady, Czech Republic. This building was chosen as a task of a previous subject, which preceded the thesis. Project of this building, which was used as a foundation of this thesis, was made by ISI spol. s.r.o. Another parts of the thesis is Geotechnics and Construction of the building.

In the first part of this final work there is introduction of the building and there is made a preliminary structural design. 3D model is made in software SCIA ENGINEER 22. The selected element is designed in detail by SCIA ENGINEER and also by hand. The last part of the structural section are drawings of the reinforcement and the shape. In the construction part there are designed all compositions of the constructions and chosen drawings. The last part of the thesis is Geotechnics where are designed foundations of the building and conceptual design of the construction pit with respect to geotechnical parameters and surrounding buildings.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobetonová konstrukce, beton, předběžný statický návrh, stropní deska, návrh výztuže, mezní stavy únosnosti, mezní stavy použitelnosti, výkres tvaru, výkres výztuže

KEY WORDS

Reinforced concrete structure, concrete, preliminary structural design, slab, reinforcement design, reinforcement drawing, shape drawing

OBSAH

1	ZADÁNÍ	- 2 -
1.1	POPIS OBJEKTU	- 2 -
1.2	UMÍSTĚNÍ OBJEKTU	- 2 -
1.3	VIZUALIZACE	- 3 -
1.4	PŮDORYSY	- 4 -
	- 5 -
	- 6 -
	- 7 -
	- 8 -
	- 9 -
1.5	ŘEZY.....	- 10 -
1.6	POHLEDY.....	- 12 -
2	KONSTRUKČNÍ SYSTÉM	- 14 -
2.1	Konstrukční schémata	- 14 -
2.1.1	1.PP	- 15 -
2.1.2	1.NP	- 16 -
2.1.3	2.NP	- 17 -
2.1.4	3.NP A 4.NP.....	- 18 -
2.1.5	5.NP	- 19 -
2.1.6	6.NP	- 20 -
3	Skladby konstrukcí	- 21 -
3.1	Skladby vodorovných konstrukcí	- 21 -
3.1.1	P01 – skladba podlahy na terénu (1.np).....	- 21 -
3.1.2	P02 – skladba podlahy na terénu (sklady, tech. místnosti)	- 22 -
3.1.3	p03 – Skladba podlahy na terénu (garáže)	- 23 -
3.1.4	p04 – Skladba Stropu nad 1.pp vč. podlahy (komerční plochy).....	- 24 -
3.1.5	p05 – Skladba stropu nad 1.np -5.np.....	- 25 -
3.1.6	p06 – Skladba podlahy (lodžie).....	- 26 -
3.1.7	S01 – Skladba střešního pláště nad 1.pp (pojízdná)	- 27 -
3.1.8	S02 – skladba střešního pláště nad 2.Np a 6.NP (dřevěná nosná kce)	- 28 -
3.1.9	S03 – skladba střešního pláště nad 6.np.....	- 29 -
3.2	Skladby svislých konstrukcí	- 30 -
3.2.1	ST01 – skladba obvodové stěny v 1.pp	- 30 -
3.2.2	ST02 – SKLAdba obvodové stěny v nadzemních podlažích.....	- 31 -
3.2.3	ST03 – skladba vnitřní nosné stěny	- 32 -
3.2.4	PR01 – skladba zděných příček z akustických tvárnic.....	- 33 -
4	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH	- 34 -
4.1	POUŽITÉ MATERIÁLY	- 34 -
4.1.1	beton	- 34 -

4.1.2	OCEL	- 34 -
4.2	Materiálové charakteristiky	- 34 -
4.2.1	BEton c30/37	- 34 -
4.2.2	Ocel b500b.....	- 34 -
4.3	výpočet krycí betonové vrstvy.....	- 35 -
4.4	Přehled zatížení	- 36 -
4.4.1	Stálé zatížení.....	- 36 -
4.4.2	Proměnné zatížení	- 38 -
4.5	Návrh rozměrů vodorovných nosných konstrukcí	- 41 -
4.5.1	Stropní deska nad 1.pp (GARÁŽE).....	- 41 -
4.5.2	Stropní deska nad 1.PP	- 45 -
4.5.3	Stropní deska nad 1.Np-5.np	- 46 -
4.5.4	Stropní deska nad 6.np	- 48 -
4.5.5	Průvlak nad 1.np a 2.NP.....	- 50 -
4.5.6	Průvlak nad 6.np	- 51 -
4.6	Návrh rozměrů svislých nosných konstrukcí.....	- 52 -
4.6.1	nosné stěny	- 52 -
4.6.2	vnitřní sloupy.....	- 52 -
4.7	PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ PROTLAČENÍ STROPNÍ desky nad 1.PP	- 54 -
4.8	Předběžný návrh schodiště	- 57 -
4.8.1	Parametry schodiště	- 57 -
4.8.2	schéma uložení schodišťových desek	- 59 -
4.8.3	Odhlučnění schodiště	- 59 -
4.9	Dilatace.....	- 60 -
4.10	Prostorová tuhost objektu	- 61 -
4.11	Základové konstrukce	- 61 -
5	3D model objektu	- 62 -
5.1	Zatížení modelu	- 63 -
5.1.1	Zs1 – vlastní tíha	- 63 -
5.1.2	zs2 – ostatní stálé zatížení	- 64 -
5.1.3	zs3 – užité zatížení	- 64 -
5.1.4	zs4 – SNíh.....	- 65 -
5.1.5	zs5 – Vítr	- 65 -
5.2	Verifikace modelu	- 66 -
5.3	Prostorová tuhost objektu	- 68 -
5.3.1	Hodnoty reakcí v základové spáře	- 69 -
5.3.2	vodorovný průhyb v nejvyšším bodě konstrukce	- 70 -
6	Podrobný návrh stropní desky nad 1.PP.....	- 71 -
6.1	předběžné ověření průhybů stropní desky	- 71 -
6.1.1	ÚPRAVA TLOUŠŤKY STROPNÍ DESKY	- 71 -
6.1.2	Zatížení modelu	- 72 -
6.1.3	Hodnoty elastického průhybu vylehčené desky	- 74 -
6.1.4	Hodnoty elastického průhybu desky s vylehčenými oblastmi	- 76 -
6.1.5	Zatížení modelu	- 77 -
6.2	Zatížení konstrukce pro výpočet Ohybových momentů	- 79 -

6.2.1	Úprava TLOUŠTKY DESKY PRO VÝPOČET OHYBOVÝCH MOMENTŮ	- 79 -
6.2.2	Vlastní tíha	- 79 -
6.2.3	Ostatní stálé zatížení	- 80 -
6.2.4	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ – Kategorie D	- 80 -
6.2.5	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ – KATEGORIE g	- 81 -
6.2.6	ZATÍŽENÍ SNĚHEM	- 81 -
6.3	NÁVRHOVÉ HODNOTY DIMENZAČNÍCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ	- 82 -
6.3.1	Návrhové hodnoty dimenzačních ohybových momentů	- 82 -
6.4	Návrh ohybové výztuže stropní desky nad 1.pp	- 85 -
6.4.1	Výpočet krytí výztuže pro horní výztuž	- 85 -
6.4.2	KONSTRUKČNÍ ZÁSADY	- 86 -
6.4.3	Minimální plocha výztuže pro omezení šířky trhlin	- 87 -
6.4.4	Rozdělení stropní desky na oblasti dle namáhání	- 88 -
6.4.5	NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE DESKY	- 91 -
6.5	Posouzení stropní desky na mezní stavy použitelnosti	- 92 -
6.5.1	Výpočet charakteristik ideálního průřezu a omezení napětí	- 92 -
6.5.2	omezení napětí	- 95 -
6.5.3	omezení šířky trhlin stropní desky	- 96 -
6.5.4	Výpočet celkového průhybu stropní desky	- 97 -
6.6	POSOUZENÍ A NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE stropní desky	- 105 -
6.6.1	Posouzení smykové výztuže stropní desky	- 105 -
6.6.2	Návrh smykové výztuže stropní desky	- 110 -
6.7	Variantní návrh výztuže na protlačení stropní desky	- 112 -
6.7.1	Posouzení protlačení – Sloup D	- 115 -
6.7.2	Posouzení protlačení – Sloup e	- 118 -
6.7.3	Varianta 1 – návrh smykových trnů ČSN EN 1992-1-1	- 121 -
6.7.4	Varianta 2 – Návrh smykových trnů dle evropského certifikátu eta softwarem výrobce halfen	- 124 -
6.7.5	Varianta 3 – OVĚŘENÍ NÁVRHU smykových trnů dle evropského certifikátu eta RUČNÍM VÝPOČTEM	- 128 -
6.7.6	Varianta 4 – NÁVRH SVAŘOVANÝCH ŽEBŘÍČKŮ	- 131 -
6.7.7	Varianta 5 – NÁVRH SMYKOVÝCH ohybů	- 132 -
6.7.8	Porovnání a vyhodnocení variantních návrhů výztuže na protlačení	- 134 -
7	ZÁVĚR	- 136 -
	Použitá literatura a software	- 137 -
	Přílohy	- 140 -

1 ZADÁNÍ

Objektem, řešeným v této diplomové práci, je polyfunkční, převážně bytový dům s názvem „Ezop“ v Poděbradech. Objekt byl realizován v roce 2013. Autorem realizovaného řešení objektu je kancelář ISI spol. s.r.o.

Podklady pro zadání, sloužící pro představení objektu, byly poskytnuty na Fakultě Stavební ČVUT v rámci projektu, který předcházela diplomové práci a jsou dále součástí této kapitoly. Zadání bylo tvořeno převážně půdorysy, řezy a pohledy na úrovni dokumentace pro stavební povolení, ze které bylo převzato pouze dispoziční řešení budovy. Konstruktivní a materiálový návrh je předmětem této diplomové práce.

1.1 POPIS OBJEKTU

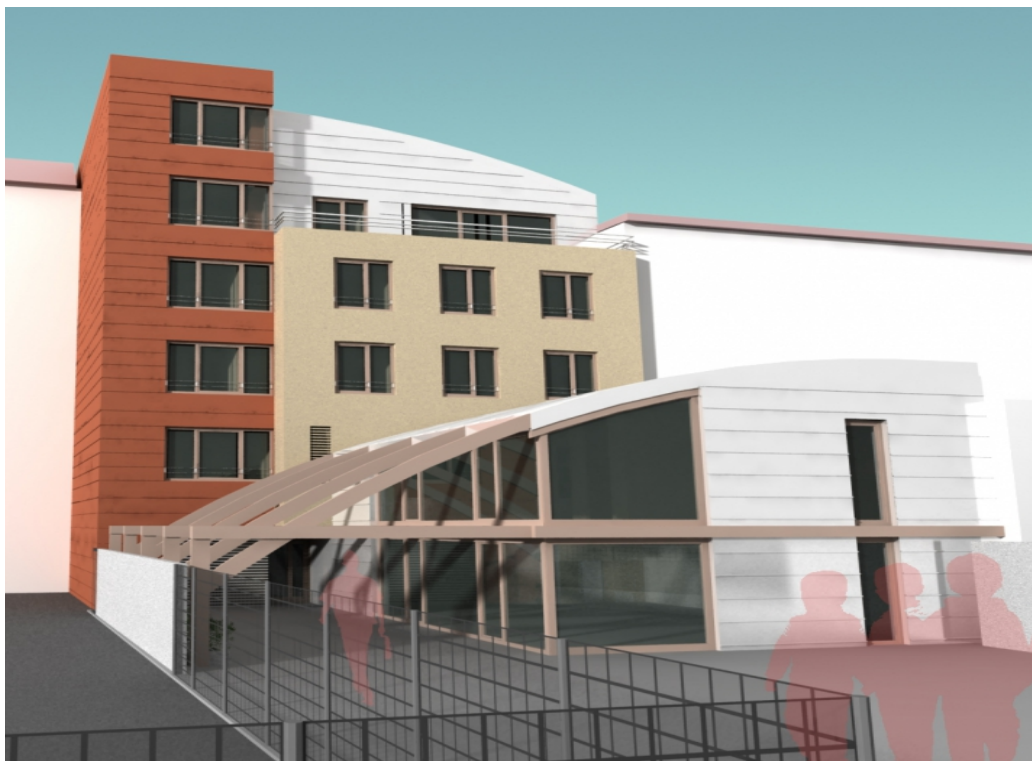
Jedná se o novostavbu, jenž je situována v proluce, ve stávající zástavbě, v lázeňském městě Poděbrady. Budova je stavebně rozdělena na dva dilatační celky. Celkové půdorysné rozměry v 1.PP jsou 16 x 53 m. Objekt je navržen s jedním podzemním podlažím a šesti nadzemními podlažními. Dilatovaný objekt, směřovaný do vnitrobloku, je navržen se dvěma nadzemními podlažními, využívanými pro komerci a jedním suterénem, který slouží jako podzemní garáže, dostupné pouze rezidentům objektu pomocí autovýtahu. Druhý dilatační celek, směřem do ulice, je navržen jako šestipodlažní objekt, z části podsklepený, jehož nadzemní podlaží tvoří bytové jednotky. Prostory v 1.PP slouží jako technické zázemí celého objektu.

1.2 UMÍSTĚNÍ OBJEKTU



1 UMÍSTĚNÍ OBJEKTU Z KATASTRÁLNÍ MAPY[2]

1.3 VIZUALIZACE

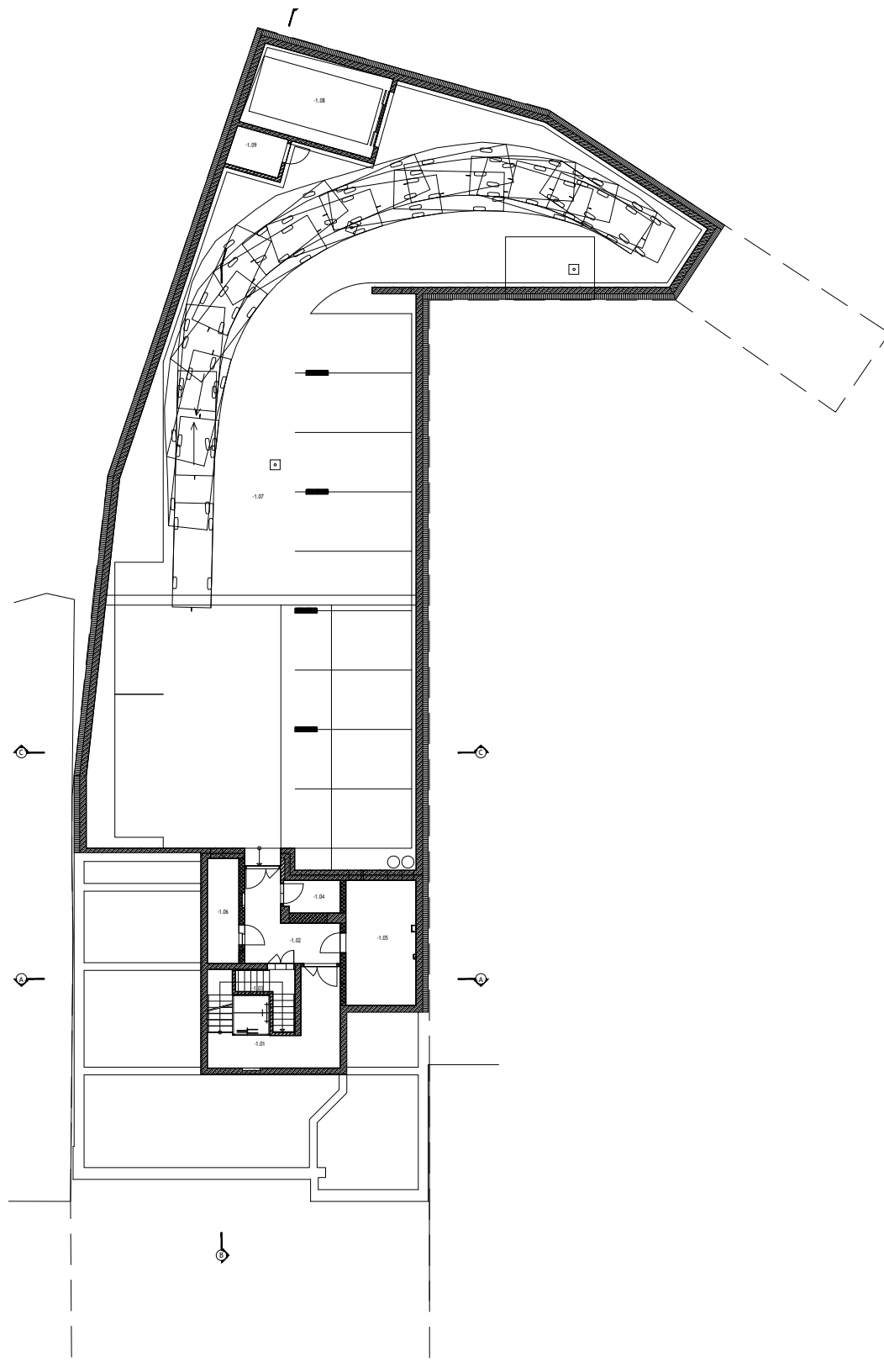


2 VIZUALIZACE - POHLED ZE DVORA[1]

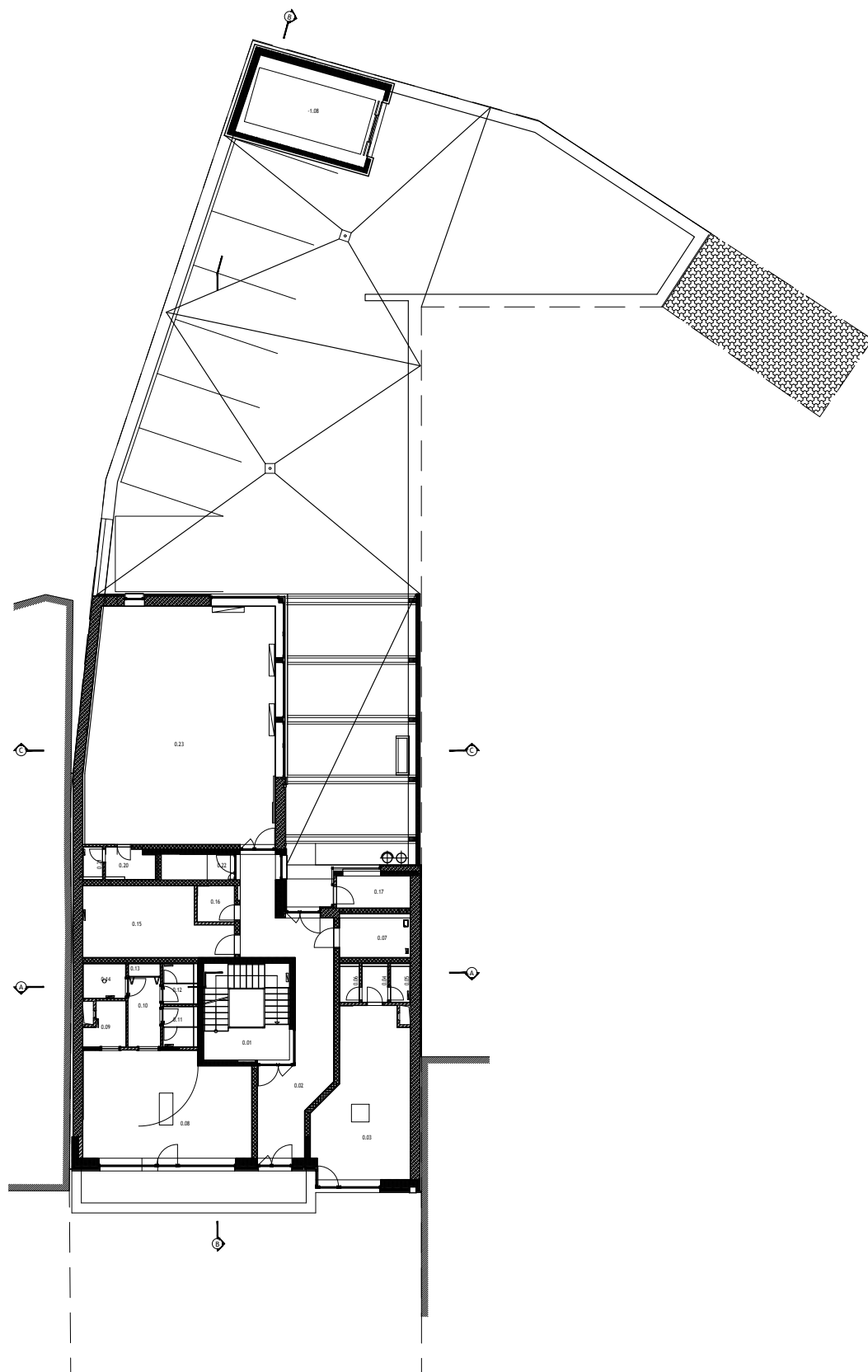


3 VIZUALIZACE - POHLED Z ULICE [1]

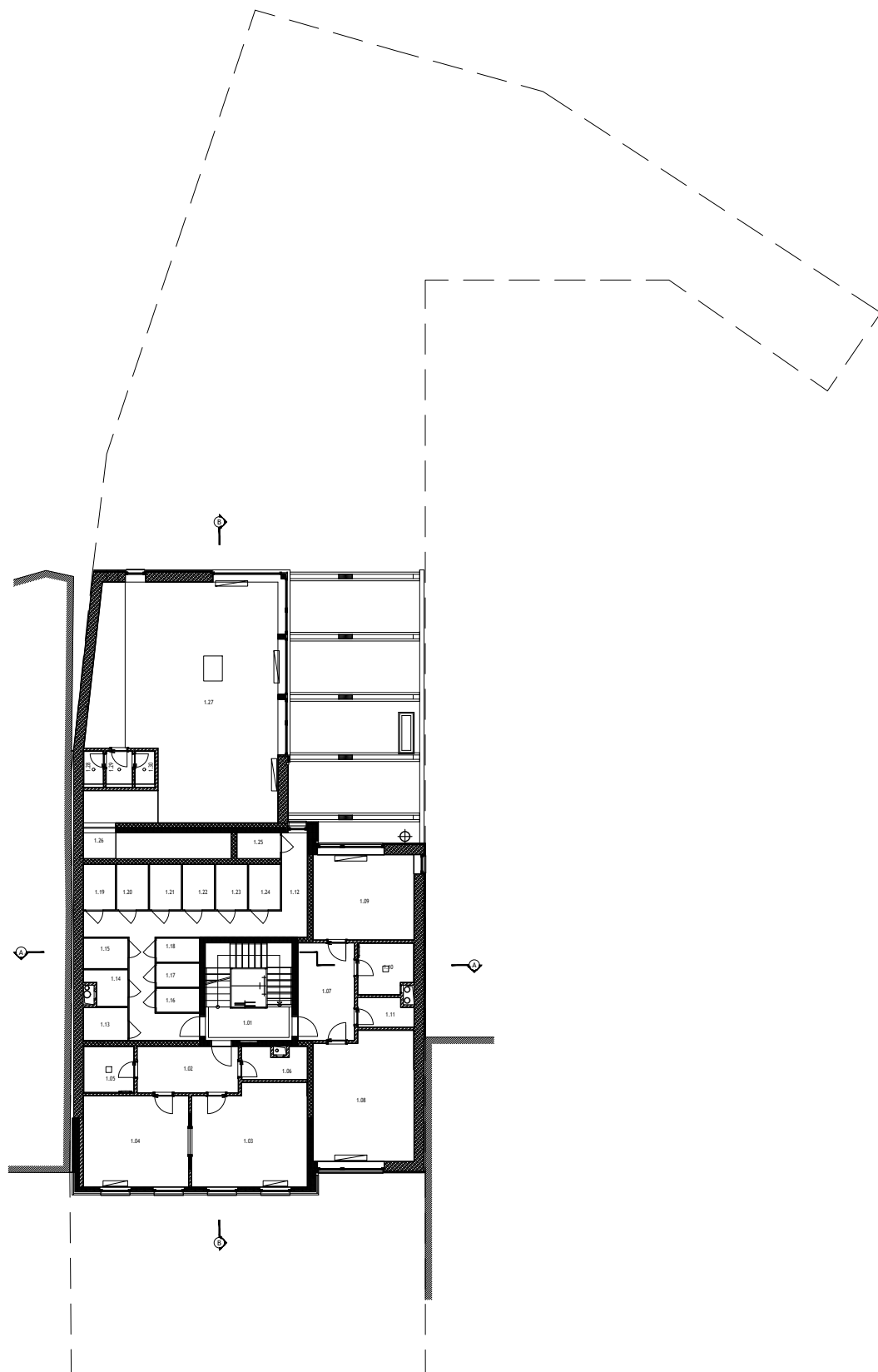
1.4 PŮDORYSY



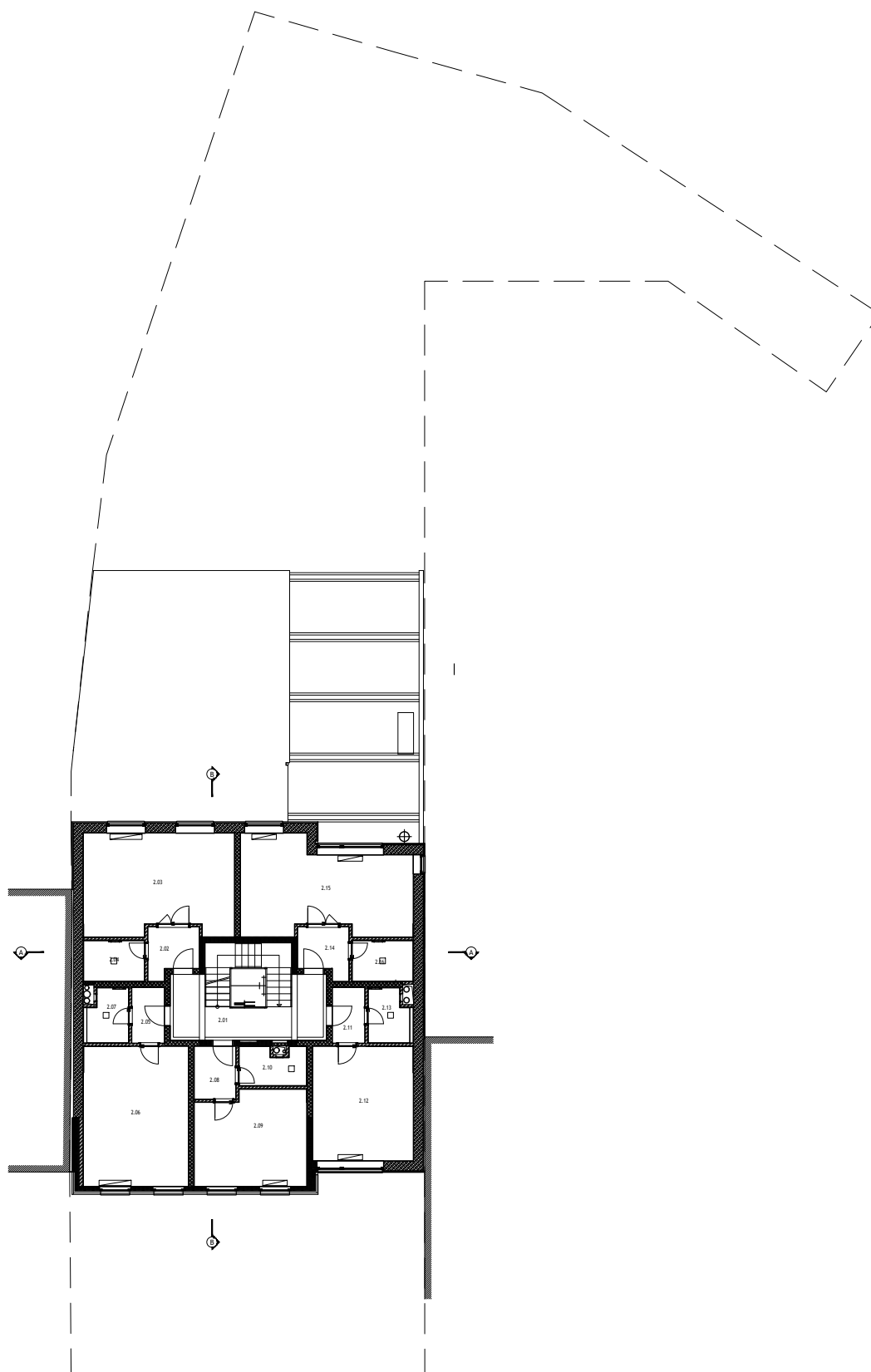
4 PŮDORYS 1.PP [1]



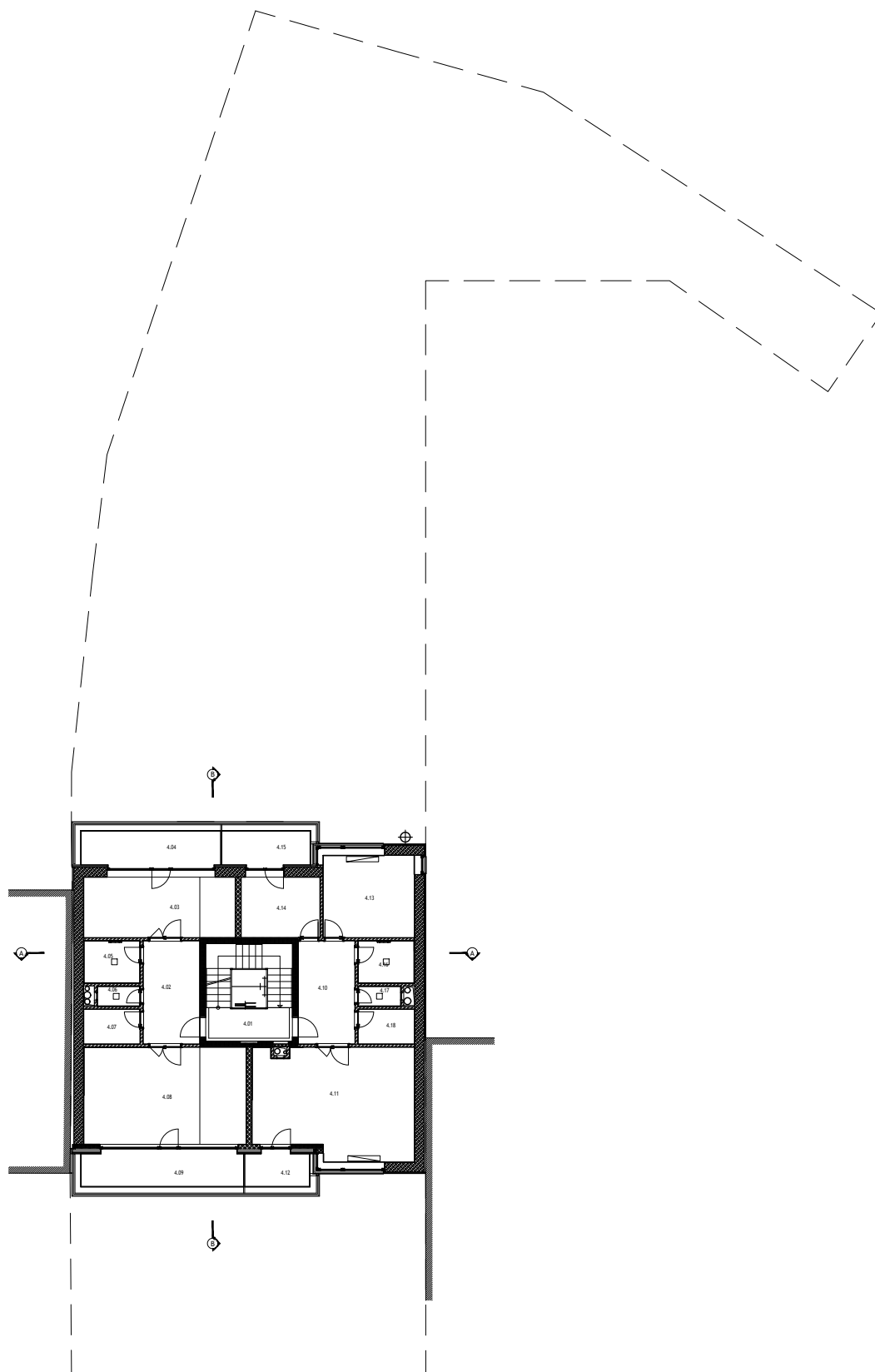
5 PŮDORYS 1.NP [1]



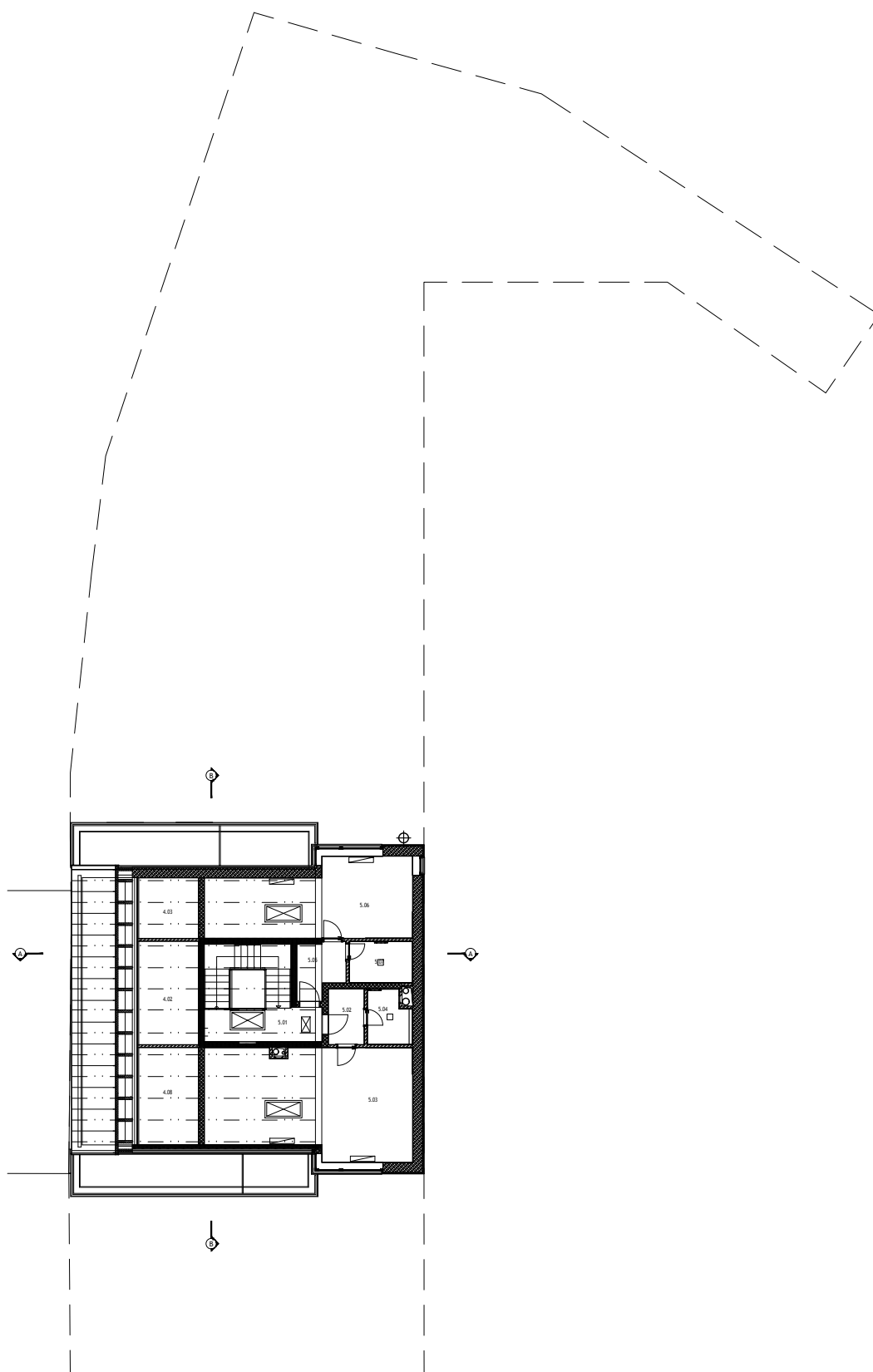
6 PŮDORYS 2.NP [1]



7 PŮDORYS 3.NP A 4.NP [1]

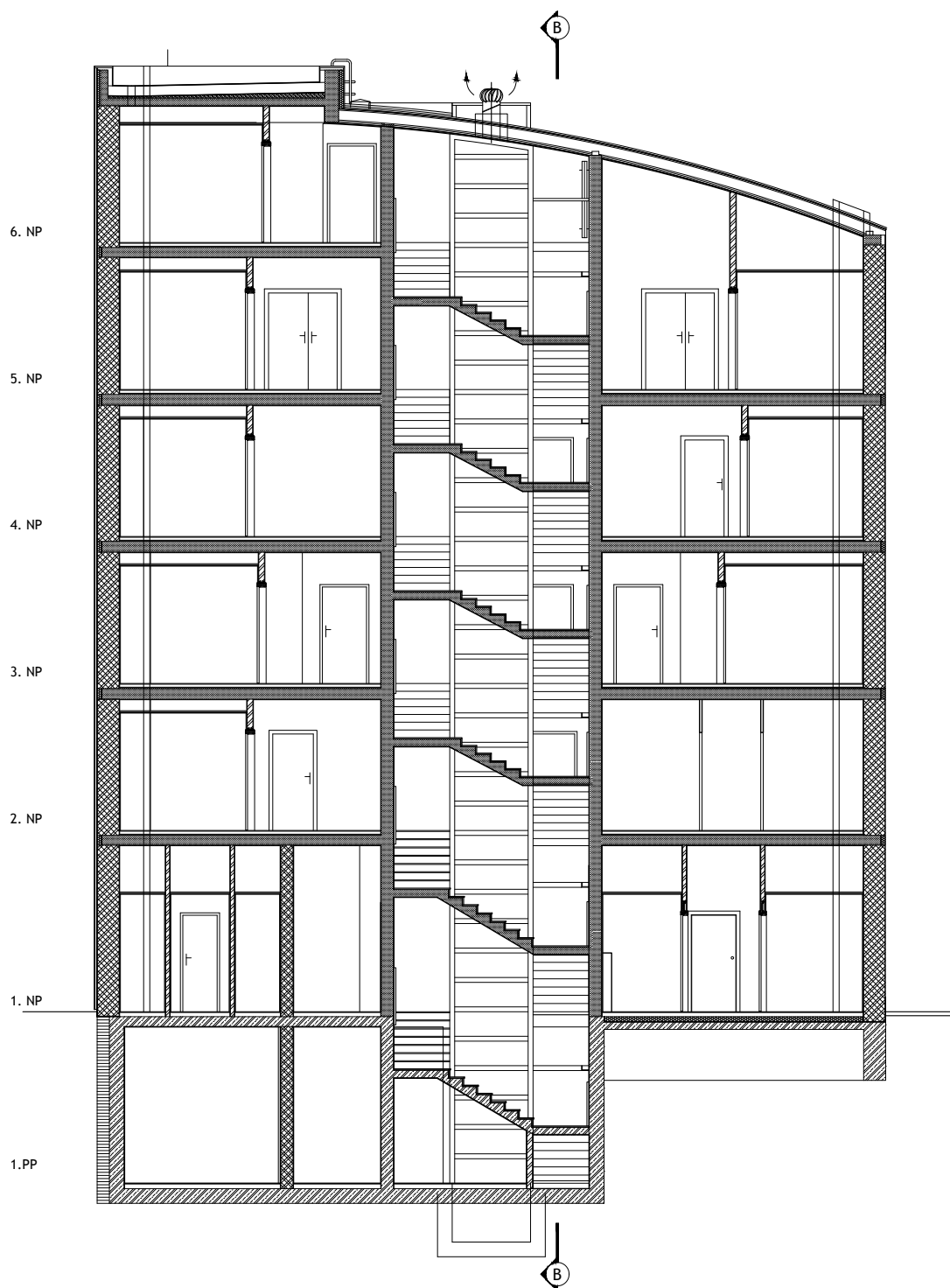


8 PŮDORYS 5.NP [1]

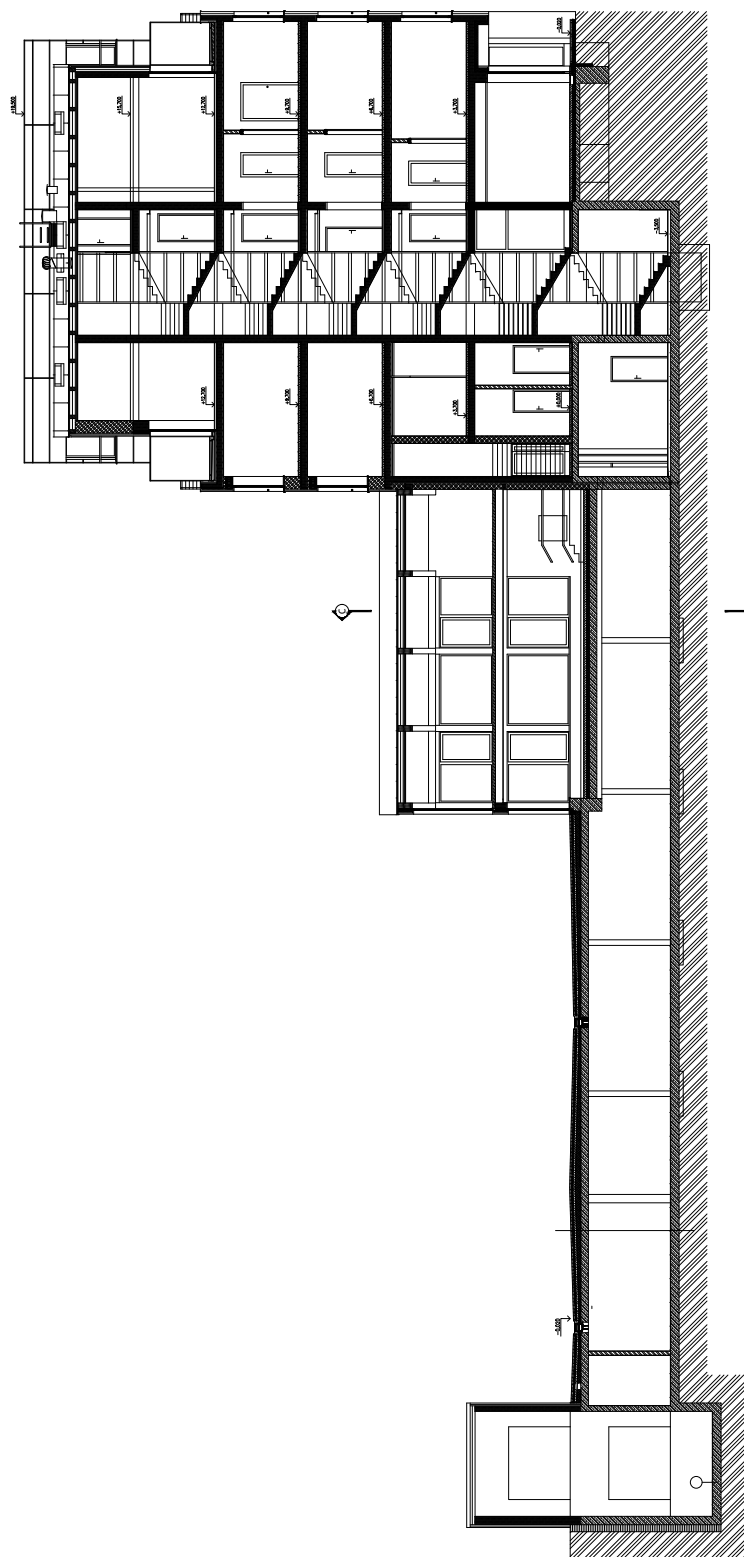


9 PŮDORYS 6.NP [1]

1.5 ŘEZY

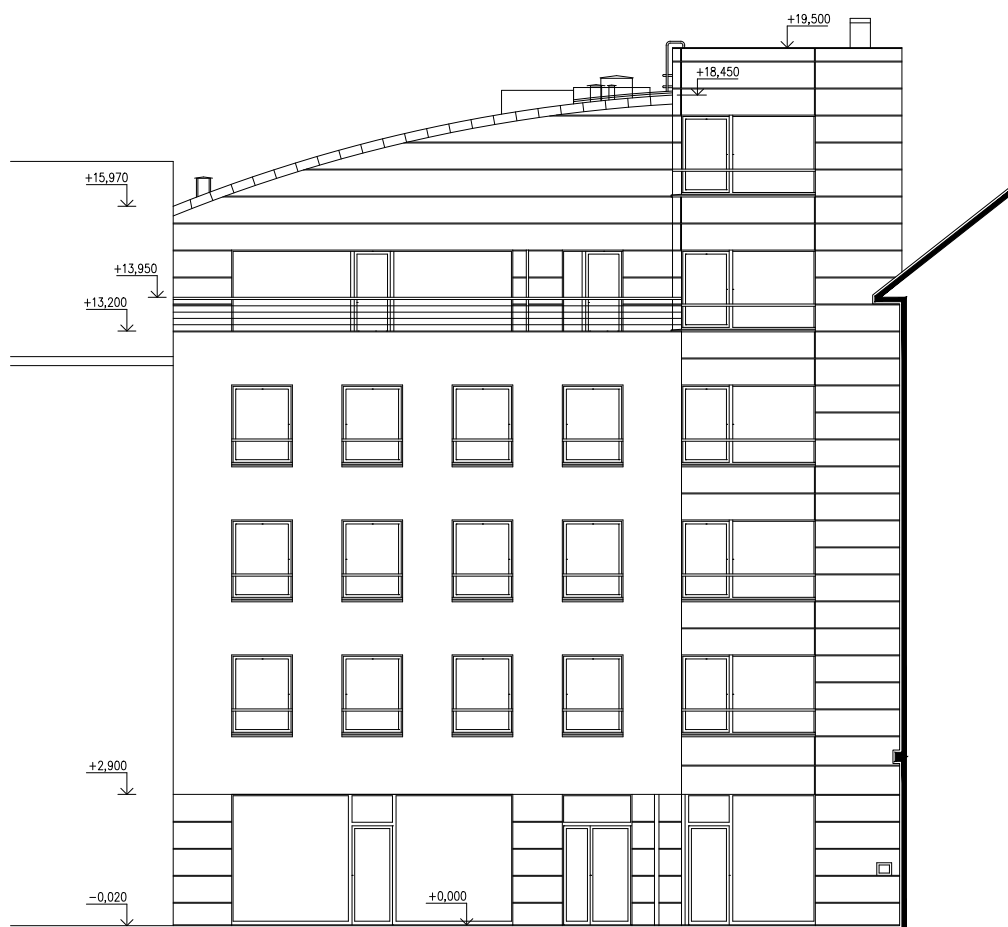


10 PŘÍČNÝ ŘEZ OBJEKTEM [1]

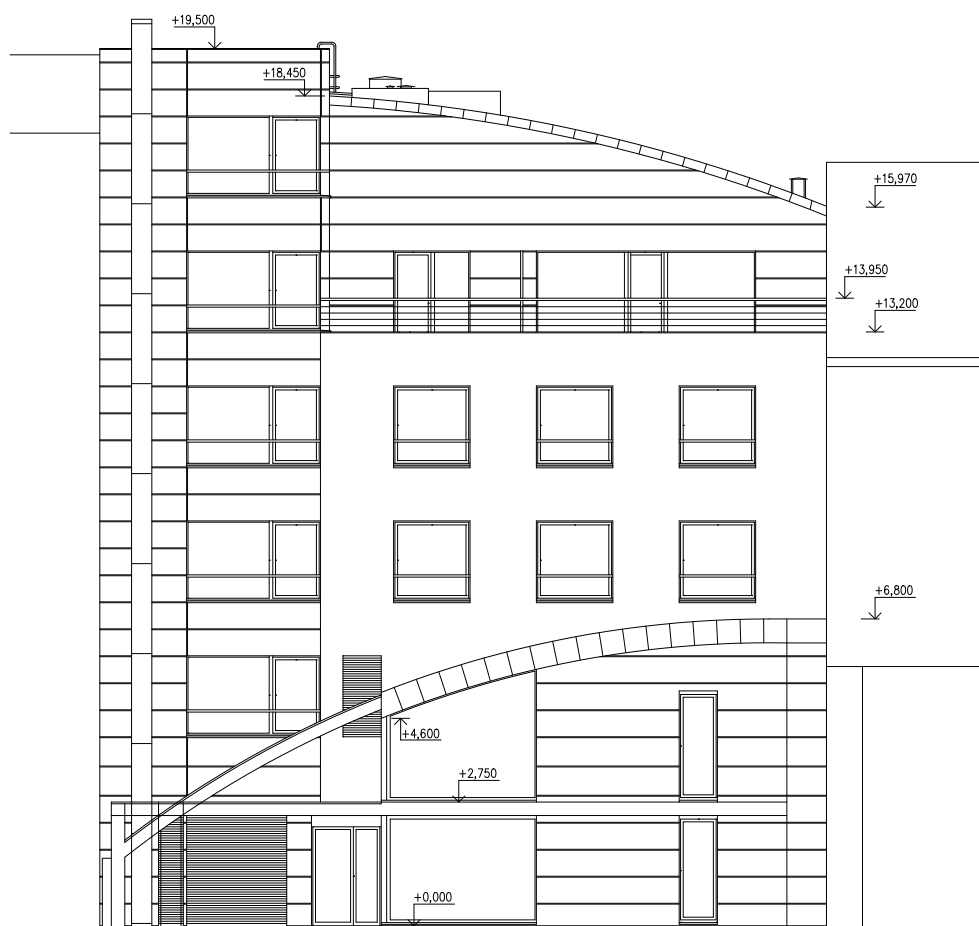


11 PODÉLNÝ ŘEZ OBJEKTEM [1]

1.6 POHLEDY



12 POHLED Z ULICE



13 POHLED ZE DVORA [1]

2 KONSTRUKČNÍ SYSTÉM

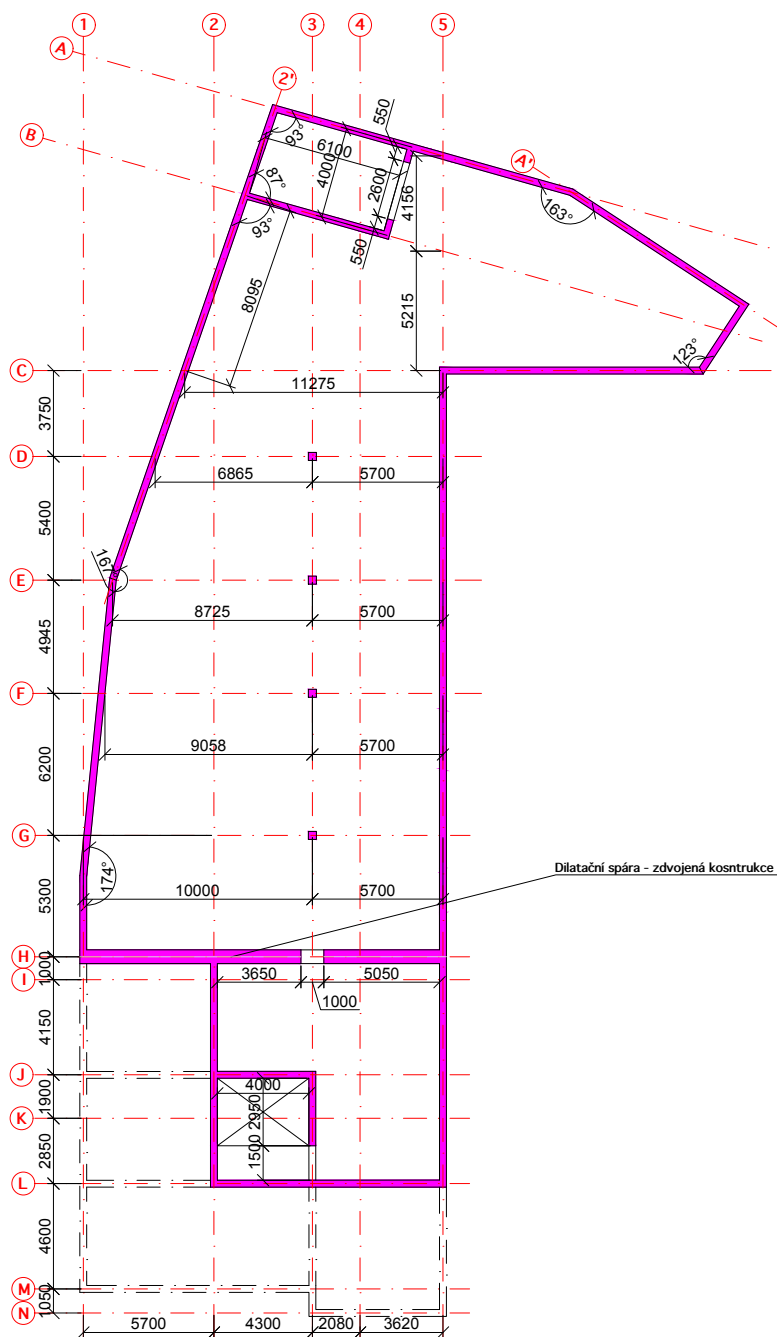
V objektu je navržen kombinovaný konstrukční systém, skládající se z betonových monolitických sloupů a stěn. Vodorovné nosné konstrukce tvoří železobetonové desky a nad částí půdorysu dřevěné vazníky, které jsou uloženy na železobetonových stěnách a průvlacích. V objektu je navrženo prefabrikované tříramenné železobetonové deskové schodiště. Volba polohy svislých nosných konstrukcí, jednotlivá rozpětí a poloha otvorů bude zobrazena na následujících konstrukčních schématech.

2.1 KONSTRUKČNÍ SCHÉMATA

Konstrukční schémata zobrazují svislé nosné konstrukce daného podlaží a vodorovnou nosnou konstrukci nad daným podlažím. Pro lepší přehlednost jsou jednotlivé prvky vyznačeny barevně. V konstrukčních schématech jsou červeně zobrazeny koordinační osy. Růžově jsou vyznačeny svislé nosné konstrukce. U každého schématu jsou také základní informace k danému podlaží tzn. využití daného podlaží, materiál a druh svislých a vodorovných nosných konstrukcí, typ schodiště a konstrukční výška. V konstrukčních schématech je také zobrazena poloha dilatace, která dělí objekt na dva samostatné dilatační celky.

2.1.1 1.PP

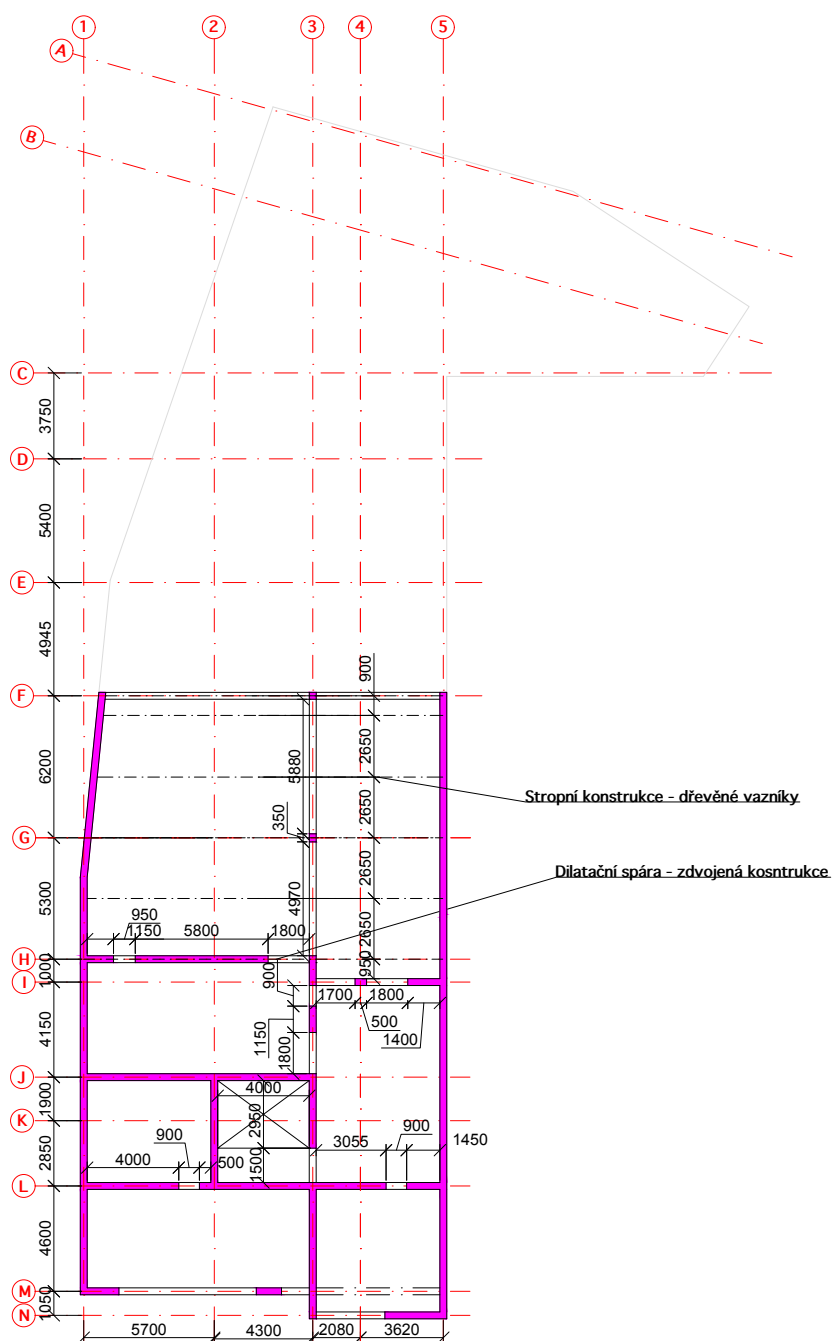
- Využití: garáže, technické místnosti
- Konstrukční výška podlaží: 3,5 m
- Svislé nosné konstrukce: Železobetonové stěny a sloupy
- Vodorovná nosná konstrukce: Železobetonová deska
- Typ schodiště: Tříramenné železobetonové schodiště



14 SCHÉMA VÝKRESU TVARU DESKY NAD 1.PP

2.1.2 1.NP

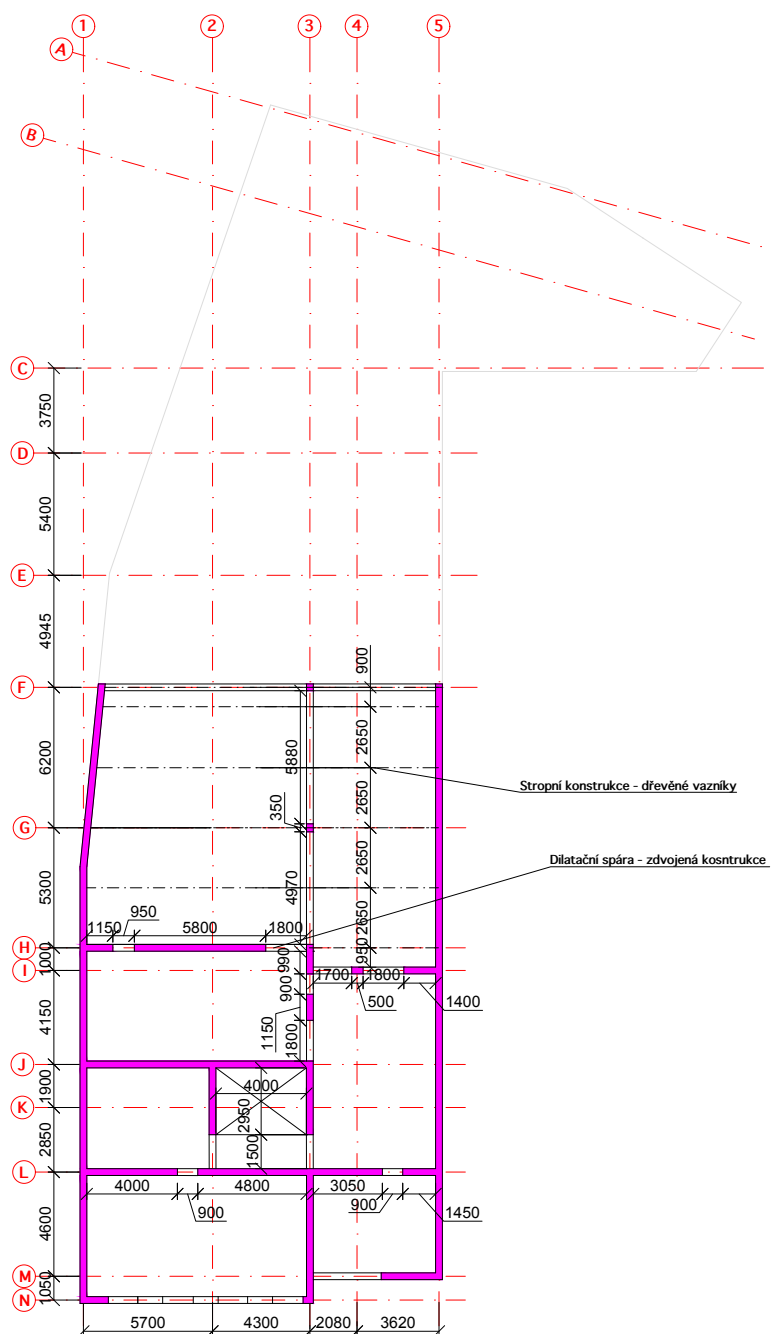
- Využití: Komerční prostory
- Konstrukční výška podlaží: 3,7 m
- Svislé nosné konstrukce: Železobetonové stěny a sloupy
- Vodorovná nosná konstrukce: Železobetonová deska, dřevěný vazník
- Typ schodiště: Tříramenné železobetonové schodiště



15 SCHÉMA VÝKRESU TVARU DESKY NAD 1.NP

2.1.3 2.NP

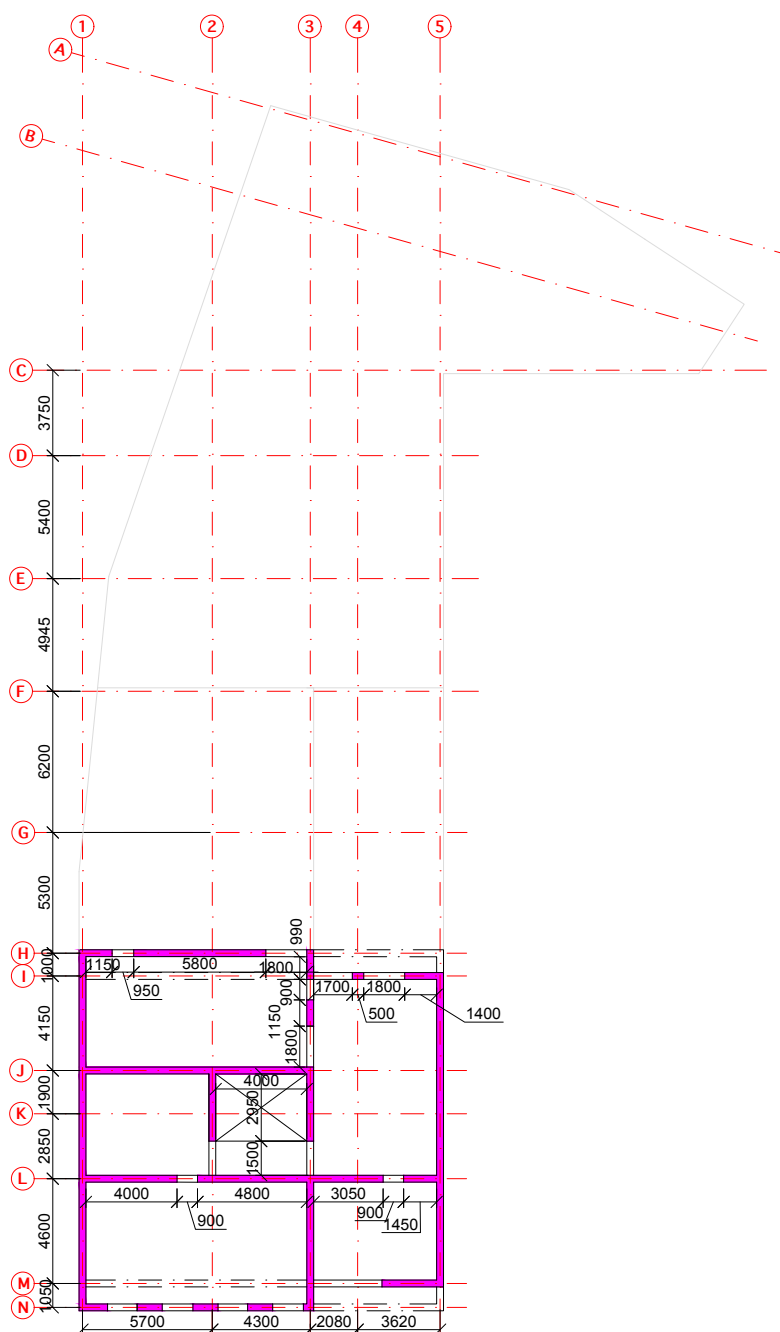
- Využití: Komerční prostory, byty
- Konstrukční výška podlaží: 3 m
- Svislé nosné konstrukce: Železobetonové stěny a sloupy
- Vodorovná nosná konstrukce: Železobetonová deska, dřevěný vazník
- Typ schodiště: Tříramenné železobetonové schodiště



16 SCHÉMA VÝKRESU TVARU DESKY NAD 2.NP

2.1.4 3.NP A 4.NP

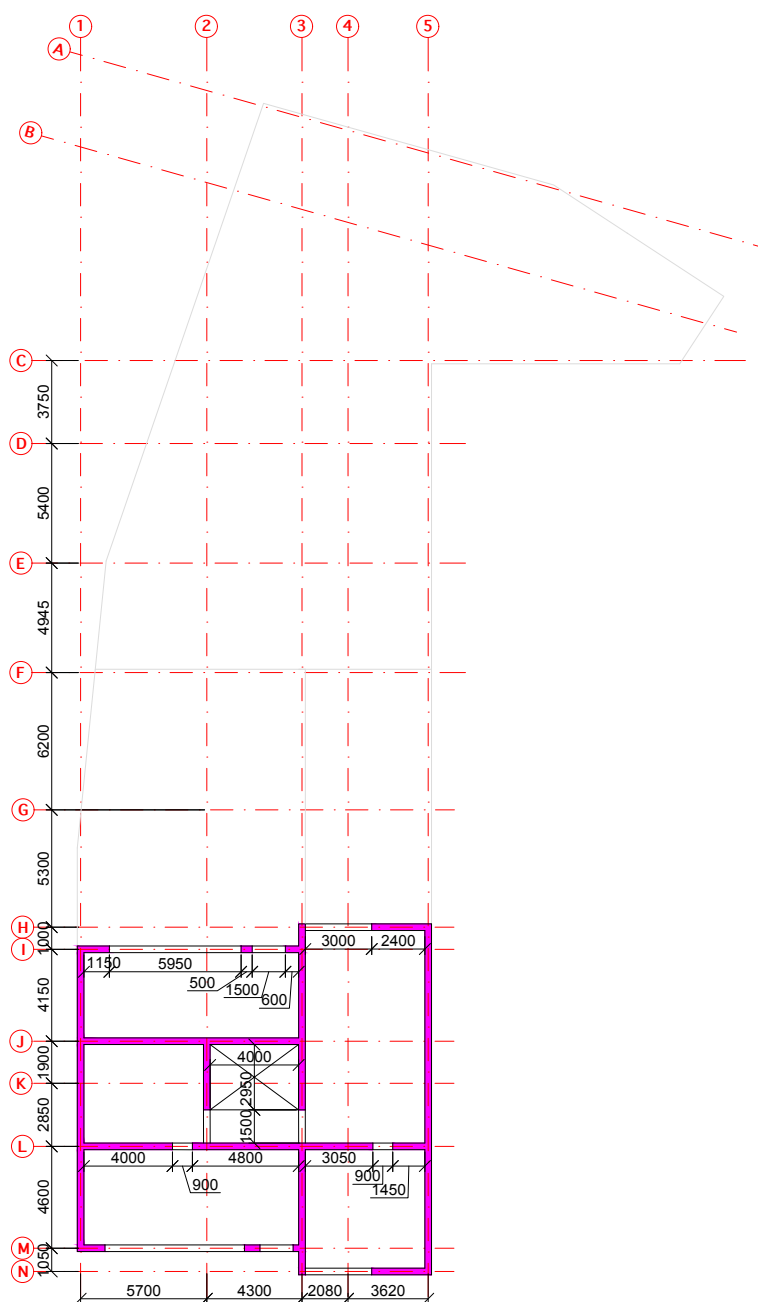
- Využití: Byty
- Konstrukční výška podlaží: 3 m
- Svislé nosné konstrukce: Železobetonové stěny a sloupy
- Vodorovná nosná konstrukce: Železobetonová deska
- Typ schodiště: Tříramenné železobetonové schodiště



17 SCHÉMA VÝKRESU TVARU DESKY NAD 3. A 4.NP

2.1.5 5.NP

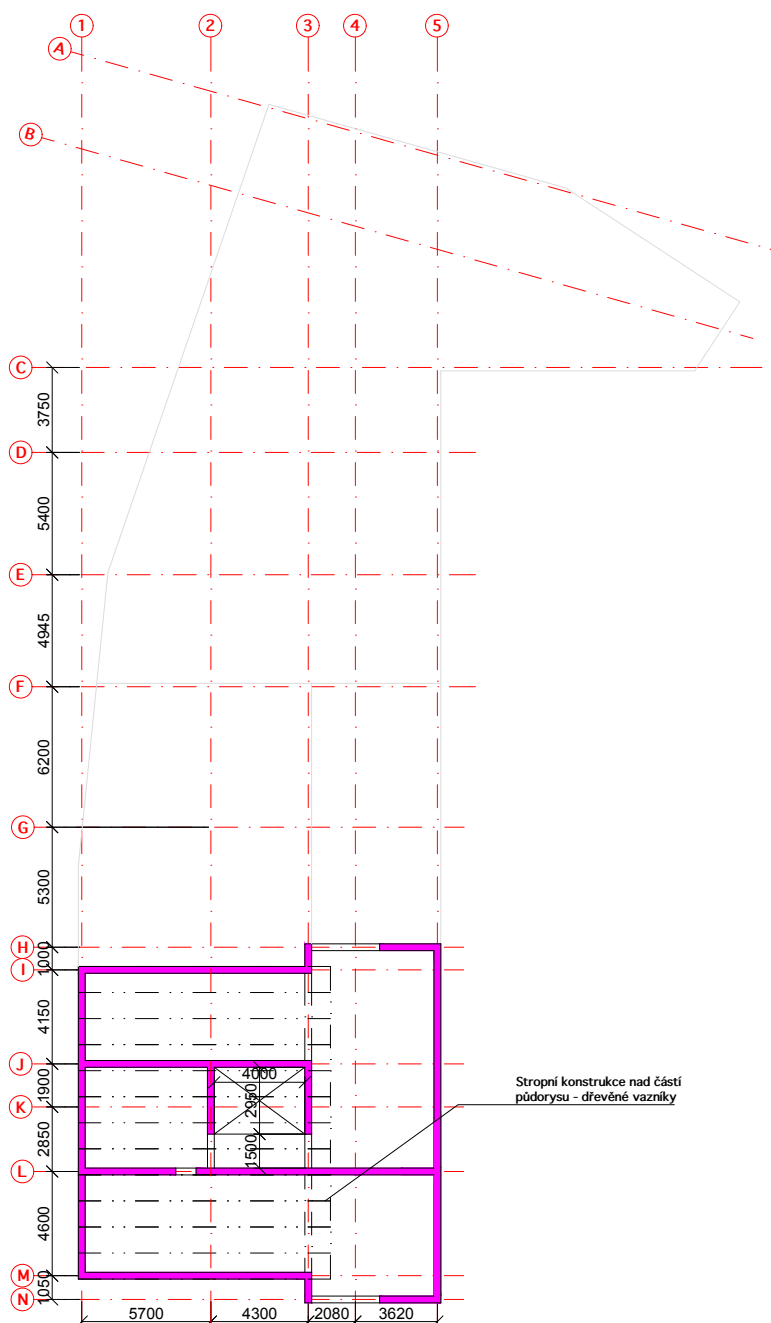
- Využití: Byty
- Konstrukční výška podlaží: 3 m
- Svislé nosné konstrukce: Železobetonové stěny a sloupy
- Vodorovná nosná konstrukce: Železobetonová deska
- Typ schodiště: Tříramenné železobetonové schodiště



18 SCHÉMA VÝKRESU TVARU DESKY NAD 5.NP

2.1.6 6.NP

- Využití: Byty
- Konstrukční výška podlaží: 3 m
- Svislé nosné konstrukce: Železobetonové stěny a sloupy
- Vodorovná nosná konstrukce: Železobetonová deska, dřevěný vazník
- Typ schodiště: Tříramenné železobetonové schodiště



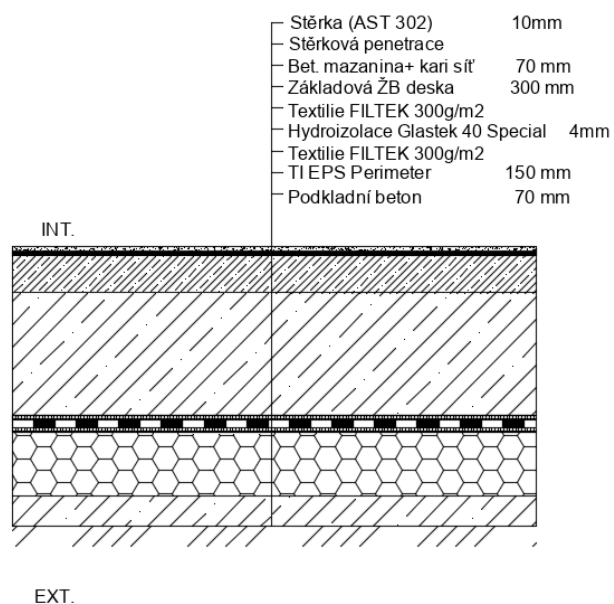
19 SCHÉMA VÝKRESU TVARU DESKY NAD 6.NP

3 SKLADBY KONSTRUKCÍ

V této kapitole jsou zobrazeny skladby všech vodorovných a svislých konstrukcí. U všech skladeb jsou popsány jednotlivé vrstvy, jejich tloušťka a objemová hmotnost. U skladeb vodorovných konstrukcí je spočteno plošné zatížení v kN/m^2 , které je použito v následujícím statickém návrhu.

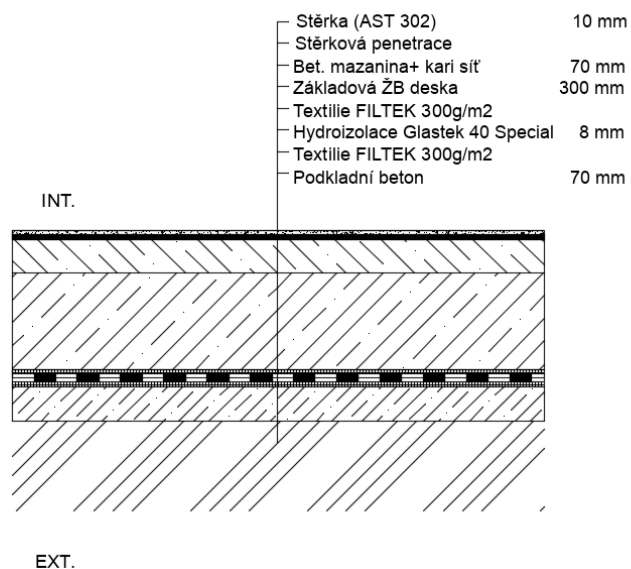
3.1 SKLADBY VODOROVNÝCH KONSTRUKCÍ

3.1.1 P01 – SKLADBA PODLAHY NA TERÉNU (1.NP)



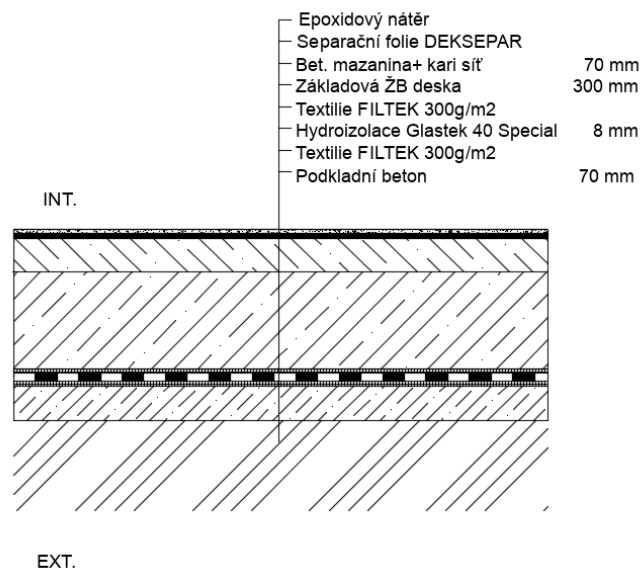
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]
Stěrka AST	10	2000	0,2
Stěrková penetrace	-	-	-
Betonová mazanina	70	2500	1,75
Základová ŽB. Deska	dle výpočtu	2500	-
Textilie	2,9	-	0,003
2x Hydrozilační pás SBS	8	1170	0,0936
Textilie	2,9	-	0,003
Tepelná izolace	150	150	0,23
Podkladní beton	70	2100	1,47
CELKEM (pouze vrstvy nad ŽB deskou)			1,95

3.1.2 P02 – SKLADBA PODLAHY NA TERÉNU (SKLADY, TECH. MÍSTNOSTI)



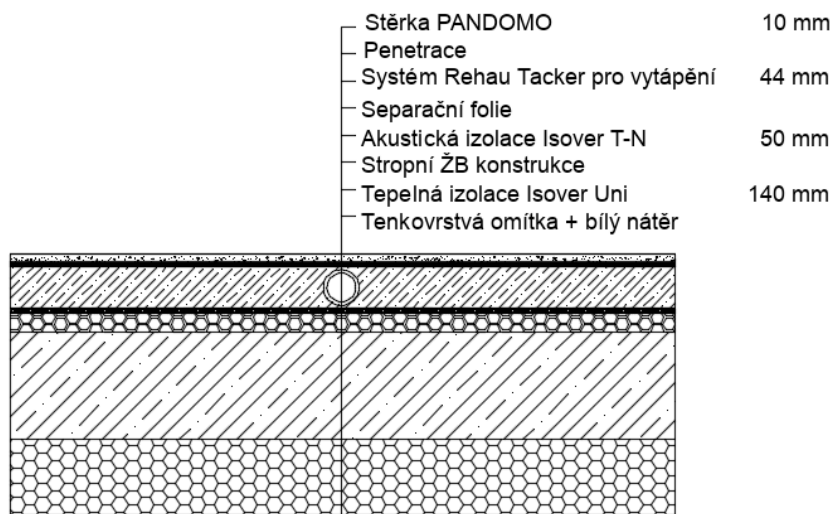
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Stěrka AST	10	2000	0,2
Stěrková penetrace	-	-	-
Betonová mazanina	70	2500	1,75
Základová ŽB. Deska	dle výpočtu	2500	-
Textilie	2,9	-	0,003
2x Hydrozilační pás SBS	8	1170	0,0936
Textilie	2,9	-	0,003
Podkladní beton	70	2100	1,47
CELKEM (pouze vrstvy nad ŽB deskou)			1,77

3.1.3 P03 – SKLADBA PODLAHY NA TERÉNU (GARÁŽE)



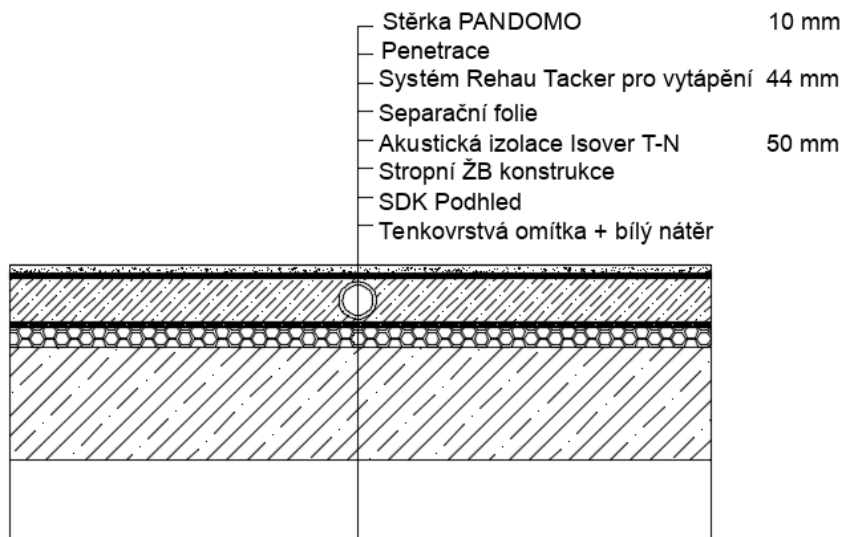
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Epoxidov� nat�r	5	1200	0,06
Betonov� mazanina	70	2500	1,75
Z�kladov� ZB. Deska	dle výpočtu	2500	-
Textilie	2,9	-	0,003
2x Hydrozilační p�s SBS	8	1170	0,0936
Textilie	2,9	-	0,003
Podkladní beton	70	2100	1,47
CELKEM (pouze vrstvy nad ZB deskou)			1,81

3.1.4 P04 – SKLADBA STROPU NAD 1.PP VČ. PODLAHY (KOMERČNÍ PLOCHY)



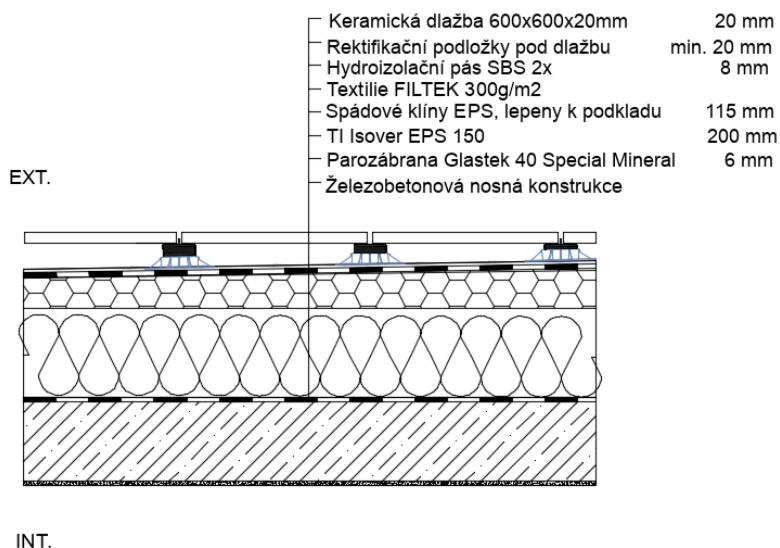
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Stěrka Pandomo	10	2000	0,2
Systémová deska pro vytápění	44	18	0,0081
Separální folie	0,05	-	0,003
Kročeťová izolace	50	20	0,01
Stropní ŽB deska	dle výpočtu	2500	-
Tepelná izolace	140	150	0,21
Vnitřní omítka	10	1600	0,16
CELKEM (pouze vrstvy nad ŽB deskou)			0,22

3.1.5 P05 – SKLADBA STROPU NAD 1.NP-5.NP



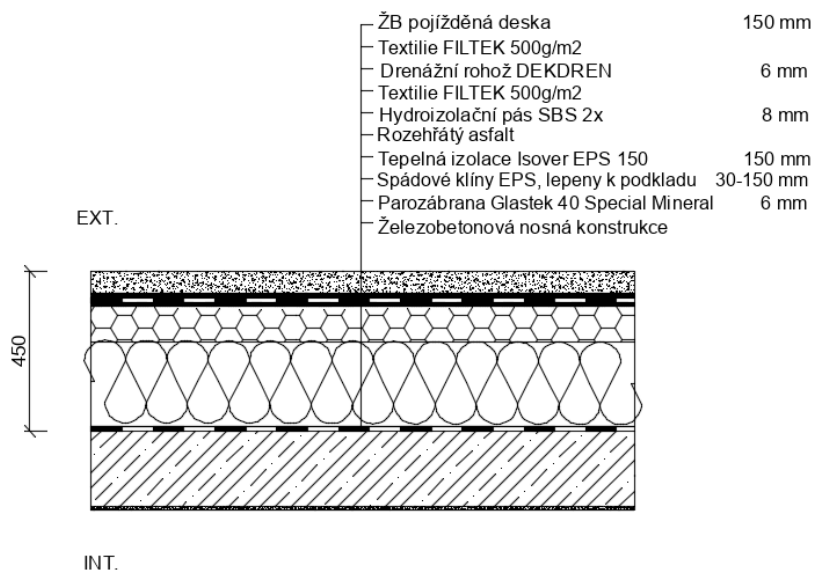
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Stěrka Pandomo	10	2000	0,2
Systémová deska pro vytápění	44	18	0,0081
Separální folie	0,05	-	0,003
Kročejeová izolace	50	20	0,01
Stropní ŽB deska	dle výpočtu	2500	-
Vnitřní omítka	10	1600	0,16
CELKEM (pouze vrstvy nad ŽB deskou)			0,22

3.1.6 P06 – SKLADBA PODLAHY (LODŽIE)



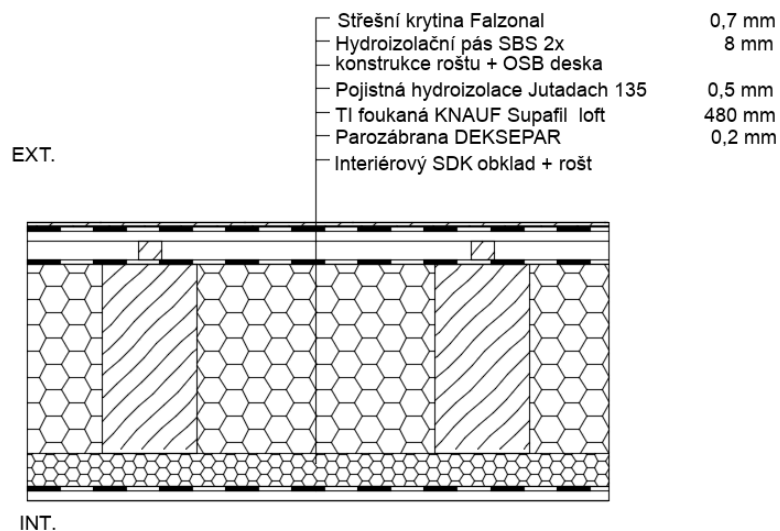
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Keramická dlažba	20	2200	0,44
Hydroizolace	8	1170	0,0936
Textilie	2,9	-	0,003
Tepelná izolace	315	150	0,47
Parozábrana	6	1100	0,066
Stropní ŽB deska	dle výpočtu	2500	-
CELKEM (pouze vrstvy nad ŽB deskou)			1,07

3.1.7 S01 – SKLADBA STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ NAD 1.PP (POJÍŽDĚNÁ)



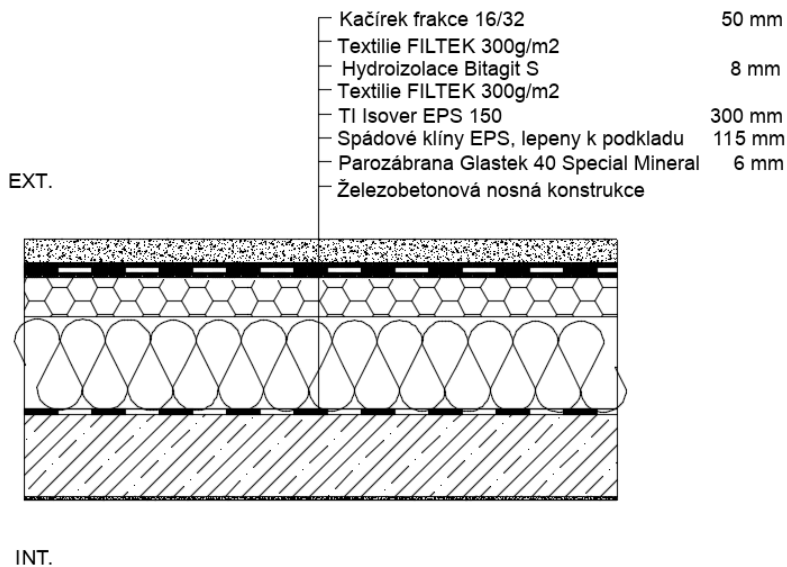
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
ŽB deska	150	2500	3,75
Drenážní rohož	6	900	0,054
Hydroizolace	8	1170	0,0936
Asfalt	5	1300	0,065
Tepelná izolace	300	150	0,42
Asfalt	5	1300	0,065
Parozábrana	6	1100	0,066
Stropní ŽB deska	dle výpočtu	2500	-
CELKEM			5,02

3.1.8 S02 – SKLADBA STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ NAD 2.NP A 6.NP (DŘEVĚNÁ NOSNÁ KCE)



Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Střešní krytina	0,7	20	0,14
Hydroizolace	8	1170	0,0936
Dřevěná OSB deska	10	700	0,07
Hydroizolace	0,6	1170	0,007
Tepelná izolace	480	21	0,1
Parozábrana	0,2	1100	0,002
Stropní ŽB deska	dle výpočtu	2500	-
CELKEM			0,42

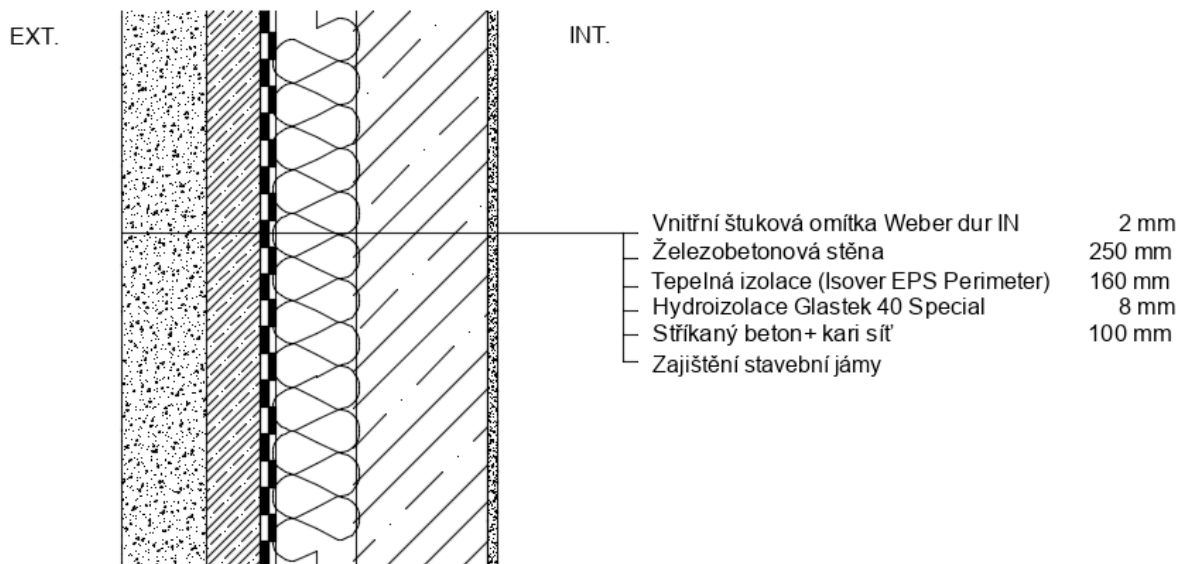
3.1.9 S03 – SKLADBA STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ NAD 6.NP



Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Kačírek frakce 16/32	50	1350	0,675
Textilie	2,9	-	0,003
Hydroizolace	8	1170	0,0936
Textilie	2,9	-	0,003
Tepelná izolace (i spád. vrstva)	415	21	0,08715
Parozábrana	6	1100	0,066
Stropní ŽB deska	dle výpočtu	2500	-
CELKEM			0,86

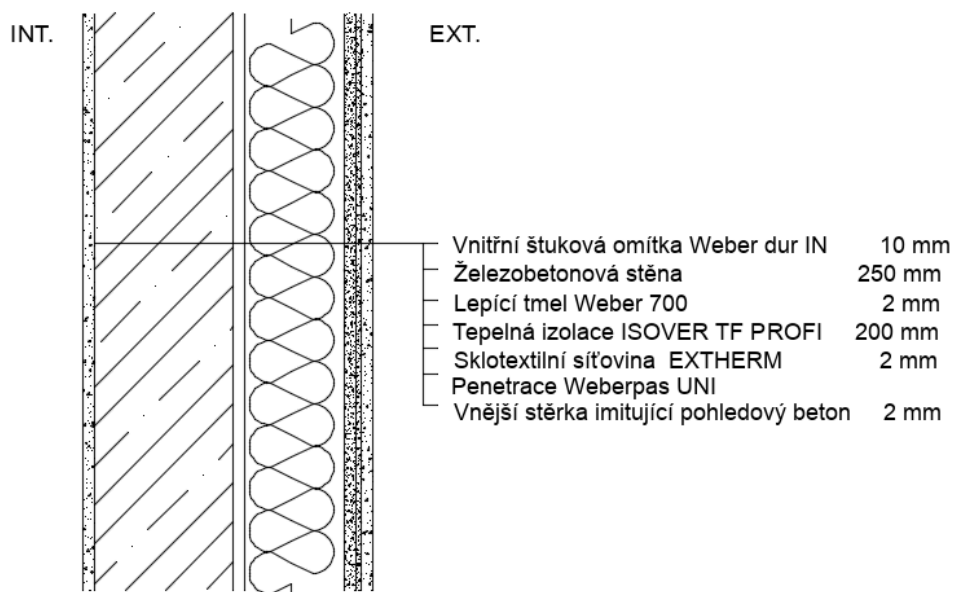
3.2 SKLADBY SVISLÝCH KONSTRUKCÍ

3.2.1 ST01 – SKLADBA OBVODOVÉ STĚNY V 1.PP



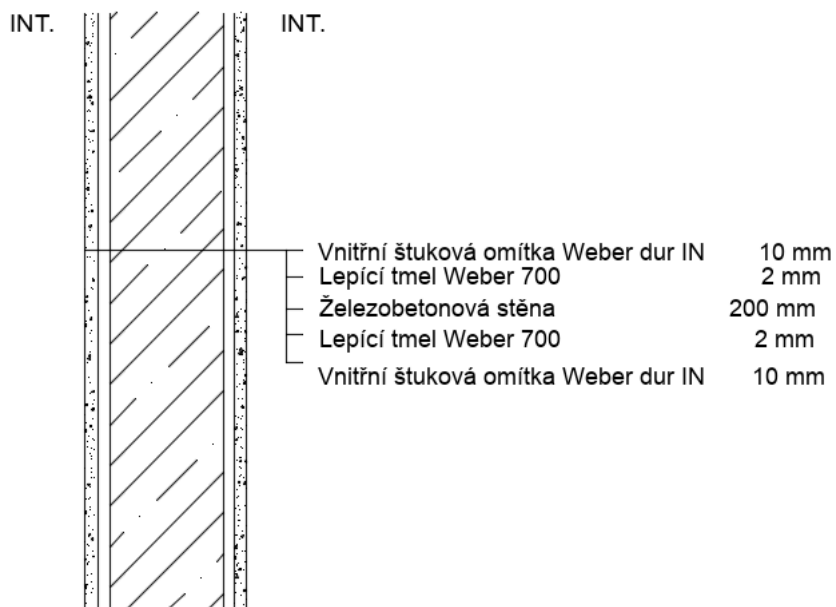
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]
Hydrozilační pás SBS	8	1170
Tepelná izolace	160	21
ŽB stěna	250	2500
Vnitřní štuková omítka	10	1600
CELKEM	427	

3.2.2 ST02 – SKLADBA OBVODOVÉ STĚNY V NADZEMNÍCH PODLAŽÍCH



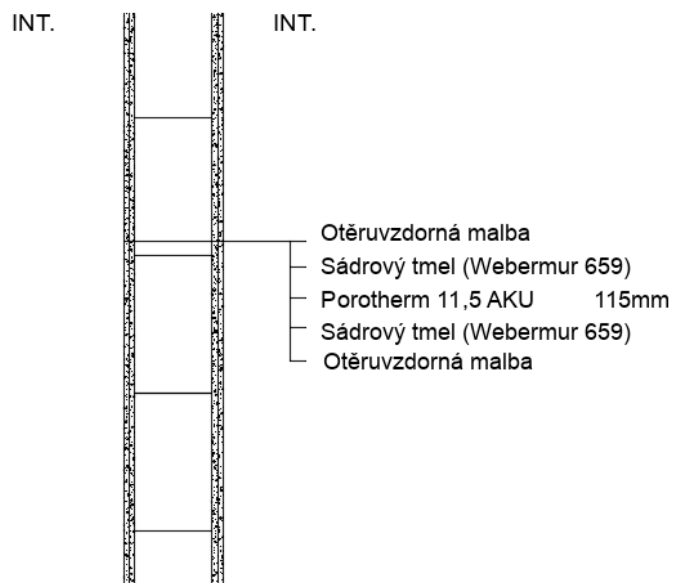
Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]
Vnější stěrka vč. penetrace	2	2000
Sklotextilní síťovina	5	1700
Tepelná izolace	200	140
Lepicí tmel	15	1500
ŽB stěna	250	2500
Omítka	10	1610
CELKEM	482	

3.2.3 ST03 – SKLADBA VNITŘNÍ NOSNÉ STĚNY



Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]
Omítka	10	1610
Lepicí tmel	2	1500
ŽB stěna	200	2500
Lepicí tmel	2	1500
Omítka	10	1610
CELKEM	224	

3.2.4 PRO1 – SKLADBA ZDĚNÝCH PŘÍČEK Z AKUSTICKÝCH TVÁRNIC



Název vrstvy	tloušťka [mm]	obj.tíha [kg/m ³]
Malba	10	1610
Lepící tmel	15	1500
Akustické tvárnice porotherm	115	1130
Lepící tmel	15	1500
Malba	10	1610
CELKEM	165	

4 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH

V této kapitole je zpracován předběžný návrh rozměrů nosných prvků objektu.

4.1 POUŽITÉ MATERIÁLY

4.1.1 BETON

- Suterénní stěny: C30/37 – XC2 – CI 0,2 – D_{max} 16 – S3
- Základy a základová deska: C30/37 – XC2 – CI 0,2 – D_{max} 16 – S3
- Nadzemní obvodové stěny: C30/37 – XC3 – CI 0,2 – D_{max} 16 – S3
- Suterénní stěny: C30/37 – XC3 – CI 0,2 – D_{max} 16 – S3
- Vnitřní nosné konstrukce: C30/37 – XC1 – CI 0,2 – D_{max} 16 – S3

4.1.2 OCEL

- Výztuž do betonu: B500B

4.2 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

4.2.1 BETON C30/37

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$
- $f_{ctk} = 2,0 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

4.2.2 OCEL B500B

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
- $E_s = 200 \text{ GPa}$

4.3 VÝPOČET KRYCÍ BETONOVÉ VRSTVY

Pro následující výpočty je potřeba stanovit krycí vrstvu výztuže v betonových konstrukcích.

- **Minimální hodnota krytí**

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

$$\Delta c_{dur,st}, \Delta c_{dur,add} = 0$$

$\Delta c_{dur,\gamma}$ se neuvažuje

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 mm)$$

- Předpokládaný průměr výztuže:

$$\phi_s = 14 mm$$

- Minimální hodnota krycí vrstvy s přihlédnutím k požadavku soudržnosti:

$$c_{min,b} = 14 mm$$

- Minimální hodnota krycí vrstvy s přihlédnutím k podmínkám prostředí:

⇒ Konstrukční třída S4 – Budovy a další běžné stavby, návrhová životnost 50 let

Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]							
K-ční třída	Stupeň prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Doporučená třída konstrukce je S4 pro návrhovou životnost 50 let.

20 - POŽADAVEK NA C, MIN DUR DLE KČNÍ TŘÍDY

$$c_{min,dur} = 15 mm$$

- $c_{min} = \max(14; 15; 10) = 15 mm$
- Návrhové zvětšení s přihlédnutím k možné toleranci

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

- Celková tloušťka krycí betonové vrstvy:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 15 = \underline{25 mm}$$

4.4 PŘEHLED ZATÍŽENÍ

4.4.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

⇒ Nosné konstrukce

Vlastní tíha příslušné konstrukce bude spočtena

⇒ Podlahy

Plošné zatížení od podlah viz. kapitola 3.1.

⇒ Střešní plášť

Plošné zatížení od střešních plášťů viz. kapitola 3.1.

⇒ Příčky

V objektu jsou umístěny příčky z cihel Porotherm 11,5 AKU. Bylo stanoveno náhradní liniové zatížení za tyto příčky pro následující výpočty.

- Vlastní tíha příčky

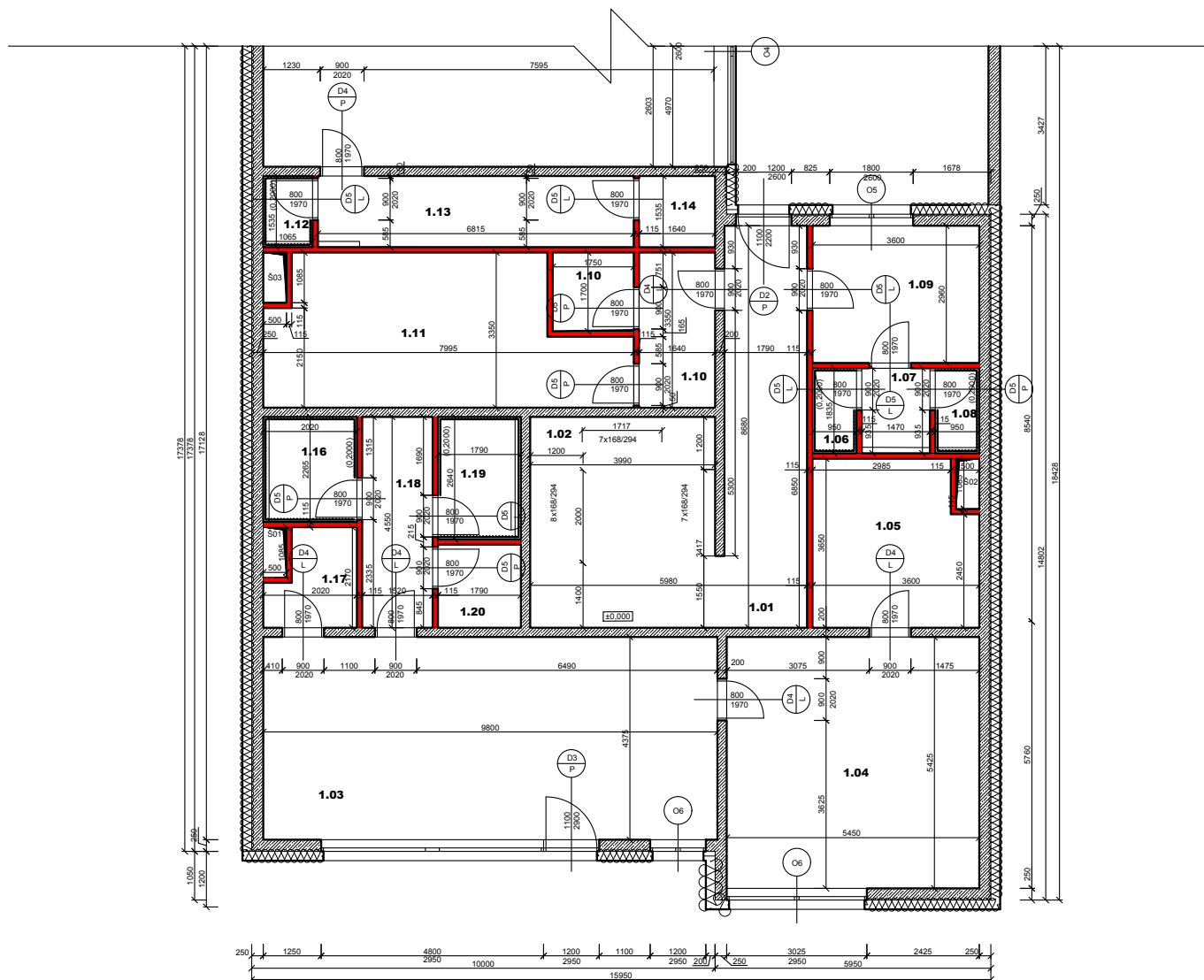
⇒ Objemová hmotnost stěny: 1130 kg/m³

⇒ Největší sv. výška místnosti: 3,4 m

$$G = 11,3 * 3,4 * 0,115 = 4,42 \text{ kN/m'}$$

- Náhradní plošné zatížení za příčky

Nejvíce metrů akustických příček se nachází v 1.NP, tudíž bylo náhradní zatížení spočteno z půdorysu 1.NP a bude uvažováno ve všech dalších podlažích shodně. Pro předběžný návrh konstrukčních prvků je to z hlediska bezpečnosti dostačující.



21 ROZMÍSTĚNÍ PŘÍČEK V 1.NP

Na schématu je zobrazeno rozmístění příček v 1.NP

- ⇒ Celková délka příček ve 1.NP: $l = 49,1 \text{ m}$
- ⇒ Velikost plochy, na které jsou příčky rozmístěny: $A = 189 \text{ m}^2$

$$G_{\text{nahr.}} = (G * l) / A = (4,42 * 49,1) / 189 = \underline{\underline{1,13 \text{ kN/m}^2}}$$

4.4.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

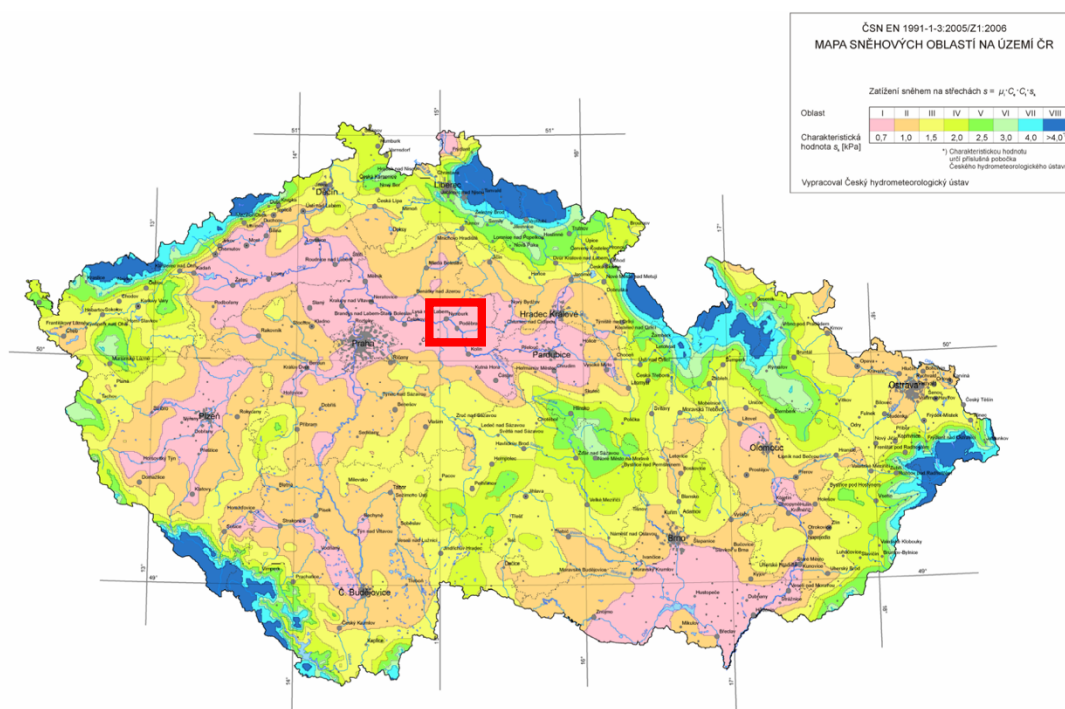
⇒ **Užitné zatížení**

- Parkovací plochy (Kat. G) 5 kN/m²
- Obytné místnosti (Kat. A) 1,5 kN/m²
- Komerční prostory (Kat. D1) 5 kN/m²
- Chodby a schodiště (Kat. A) 3 kN/m²
- Balkóny (Kat. A) 3 kN/m²
- Nepřístupné střechy (Kat. H) 0,75 kN/m²

⇒ **Zatížení sněhem**

- ⇒ Plochá střecha – tvarový součinitel $\mu_1 = 0,8$
- ⇒ Součinitel expozice $C_e = 1$ (typ krajiny – normální)
- ⇒ Lokalita: Poděbrady

⇒



22 MAPA SNĚHOVÝCH OBLASTÍ NA ÚZEMÍ ČR [22]

Sněhová oblast: I

⇒ Charakterická hodnota zatížení sněhem $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

⇒ Návrhové zatížení sněhem:

$$s = s_k * \mu_i * C_e * C_t = 0,7 * 0,8 * 1 * 1 = \mathbf{0,56 \text{ kN/m}^2}$$

⇒ **Zatížení větrem**

⇒ Lokalita: Poděbrady

⇒ Větrná oblast: II

⇒ Kategorie terénu

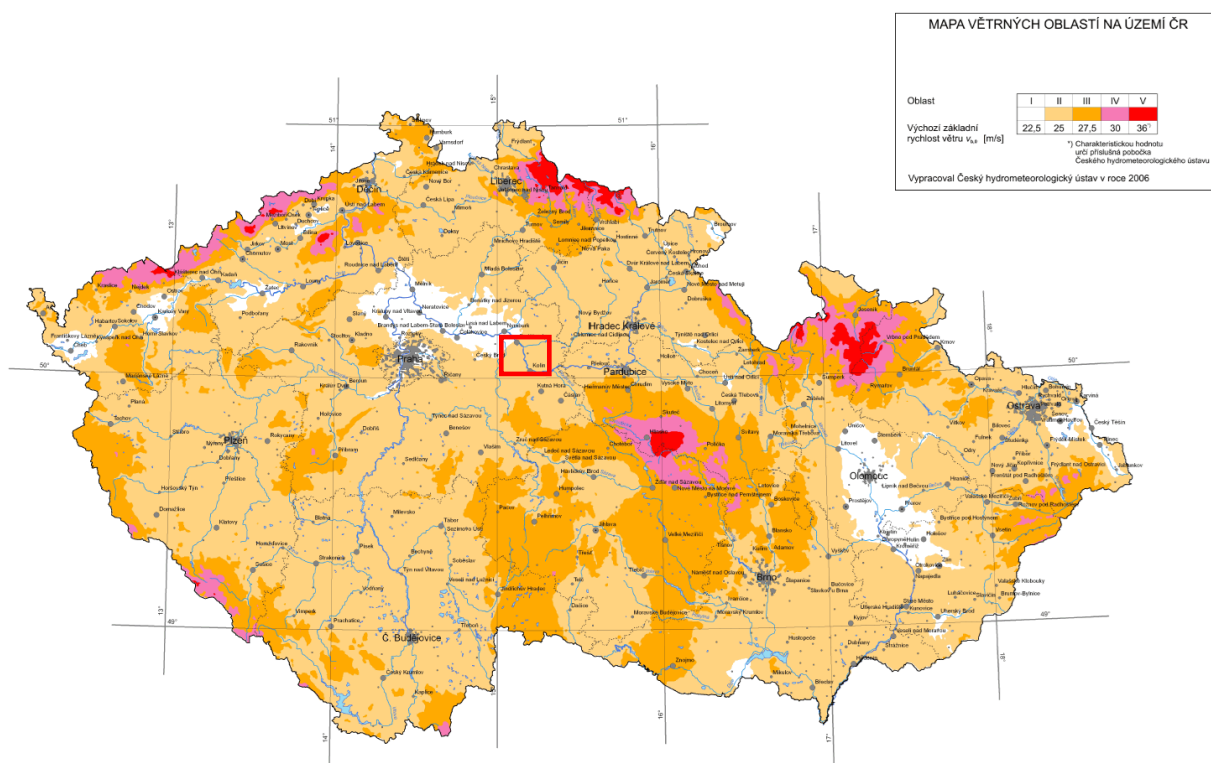
IV

⇒ Výška atiky nad terénem

$h = 19 \text{ m}$

⇒ Součinitel expozice

$C_{e(z)} = 1,2$



23 MAPA VĚTRNÝCH OBLASTÍ NA ÚZEMÍ ČR [22]

• Základní rychlost větru v_b

⇒ Součinitel směru větru

$c_{dir} = 1,0$ (hodnota dle ČSN EN 1991-1-4)

⇒ Součinitel ročního období

$c_{seas} = 1,0$ (hodnota dle ČSN EN 1991-1-4)

⇒ Char. desetiminutová střední rychlost:

$V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

$$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} = 25 * 1 * 1 = \mathbf{25 \text{ m/s}}$$

- Součinitel drsnosti terénu $c_r(z)$

⇒ Výška atiky nad terénem $z = 19 \text{ m}$

⇒ Minimální výška dle kategorie terénu $z_{min} = 10 \text{ m}$

⇒ Maximální výška $z_{max} = 200 \text{ m}$ (hodnota dle ČSN EN1991-1-4)

⇒ Parametr drsnosti terénu $z_0 = 1 \text{ m}$

⇒ Parametr drsnosti terénu pro kategorii II $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$

⇒ Součinitel terénu k_r

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 * \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234$$

Pro $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{z}{z_0} = 0,234 * \ln \frac{19,5}{1} = \mathbf{0,696}$$

- Střední rychlost větru $v_m(z)$

⇒ Součinitel orografie $c_o(z) = 1,0$ (hodnota dle ČSN EN1991-1-4)

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b = 0,696 * 1 * 25 = \mathbf{17,4 \text{ m/s}}$$

- Maximální dynamický tlak větru $v_m(z)$

⇒ Součinitel turbulence $k_I = 1,0$ (hodnota dle ČSN EN1991-1-4)

⇒ Intenzita turbulence $I_v(z)$

Pro $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) * \ln \frac{z_{min}}{z_0}} = \frac{1}{1 * \ln \frac{10}{1}} = 0,337$$

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v) * 0,5 * \rho * v_m(z)^2 =$$

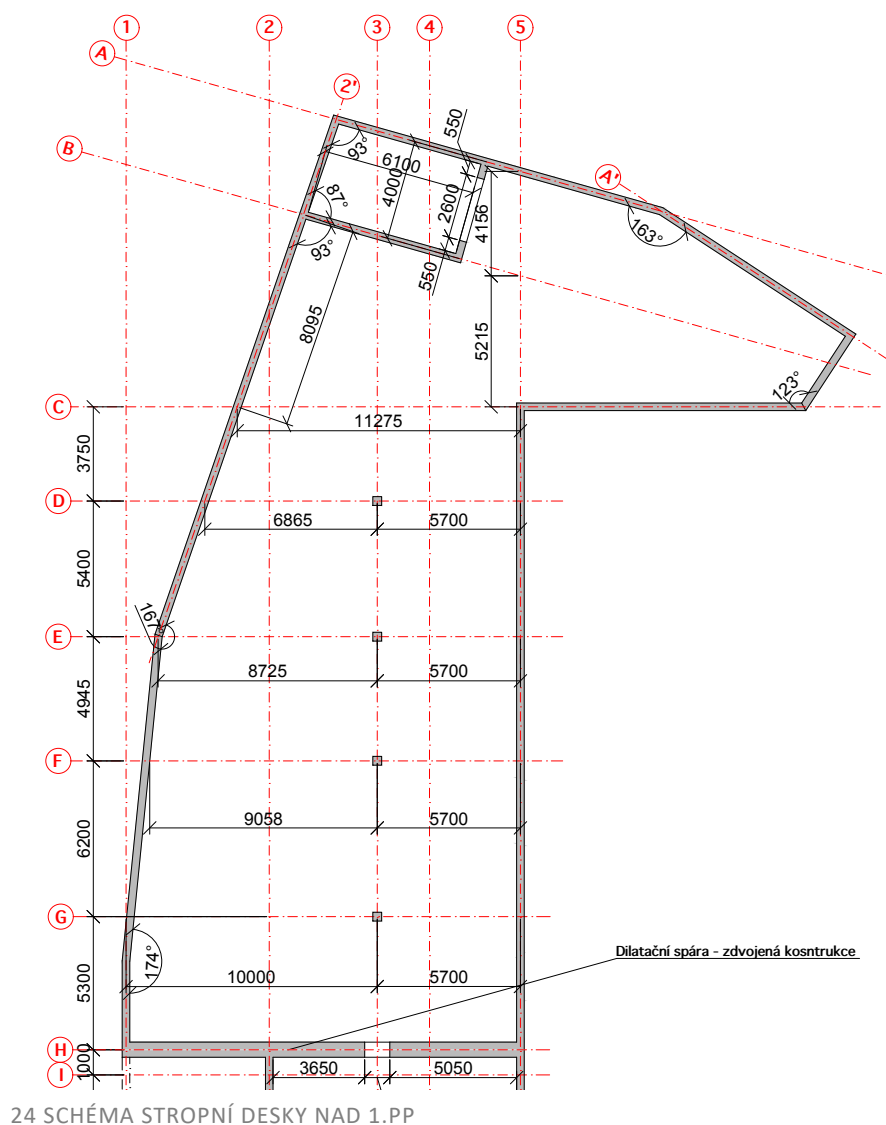
$$q_p(z)(1 + 7 * 0,337) * 0,5 * 1,25 * 17,4^2 = 0,635 \text{ kN/m}^2$$

4.5 NÁVRH ROZMĚRŮ VODOROVNÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ

4.5.1 STROPNÍ DESKA NAD 1.PP (GARÁŽE)

Návrh rozměrů stropní desky nad 1.PP mezi osami A-H

- Schéma stropní desky



- Návrh tloušťky dle empirického vzorce

⇒ Pro návrh tloušťky stropní desky nad 1.PP bude uvažováno pole s největšími rozměry desky.

⇒ Deska lokálně podepřená

⇒ $l_{max} = 10 \text{ m}$

$$h \geq \frac{l_{max}}{33} = \frac{10\,000}{33} = \mathbf{333 \text{ mm}}$$

- Návrh tloušťky dle ohybové štíhlosti

⇒ $\kappa c1 = 1,0$

charakteristika průřezu

⇒ $\kappa c2 = 8,5/l = 8,5/10 = 0,85$

pro rozpětí $l > 8,5 \text{ m}$

⇒ $\kappa c3 = 1,2$

odhad součinitele napětí tahové výztuže

⇒ $\rho = 0,5 \%$

odhad stupně vyztužení

⇒ $\emptyset = 16 \text{ mm}$

předpokládaný profil výztuže

⇒ $\lambda_{d,tab} = 24,6$

pro C30/37 a lokálně podepřenou desku

$$\lambda d = \kappa c1 * \kappa c2 * \kappa c3 * \lambda_{d, tab} = 1 * 0,85 * 1,2 * 24,6 = 25,1$$

$$d \geq \frac{l_{max}}{\lambda d} = 10\,000/25,1 = 399 \text{ mm}$$

$$h = d + 0,5\emptyset + c = 399 + 0,5*16 + 25 = \mathbf{437 \text{ mm}}$$

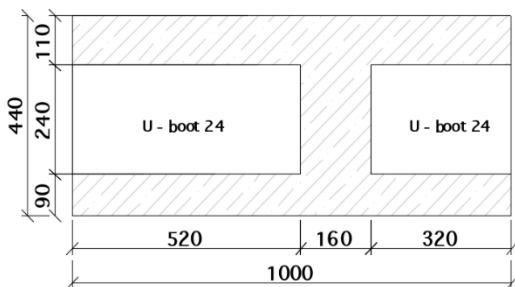
⇒ **Stropní deska nad 1.PP je navržena v tloušťce 440 mm.**

- Vylehčení stropní desky

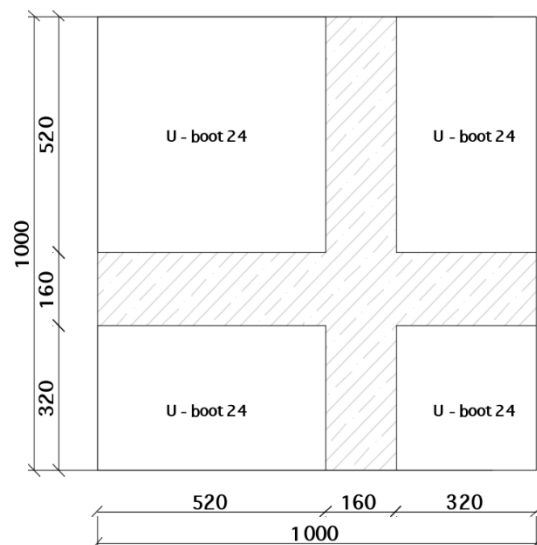
Vzhledem k velké tloušťce stropní desky bude navrženo její vylehčení systémem U-BOOT od výrobce Daliform [12]. Jedná se o formy vyrobené z recyklovaného polypropylenu, které byly navrženy k zmenšení vlastní tíhy desky při její velké tloušťce.

⇒ Schéma vylehčení v 1 m² – 1. varianta

ŘEZ



PŮDORYS

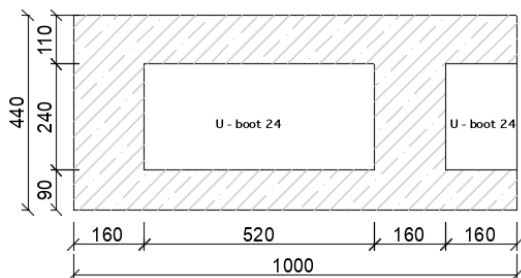


25 VARIANTA 1: SCHÉMA VYLEHČENÍ – ŘEZ

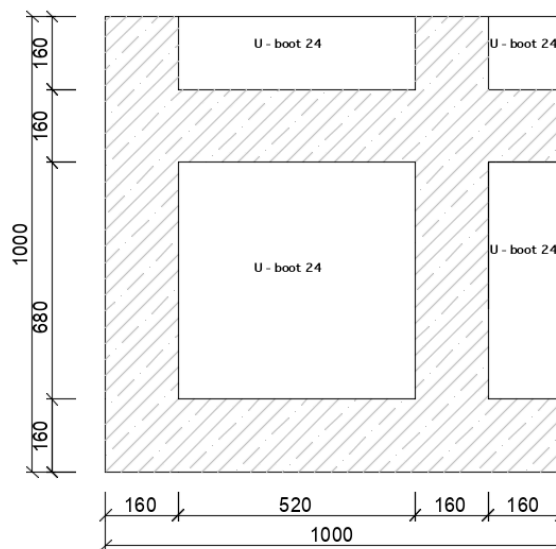
26 VARIANTA 1: SCHÉMA VYLEHČENÍ – PŮDORYS

⇒ Schéma vylehčení v 1 m² – 2. varianta

ŘEZ



PŮDORYS



27 VARIANTA 2: SCHÉMA VYLEHČENÍ – ŘEZ

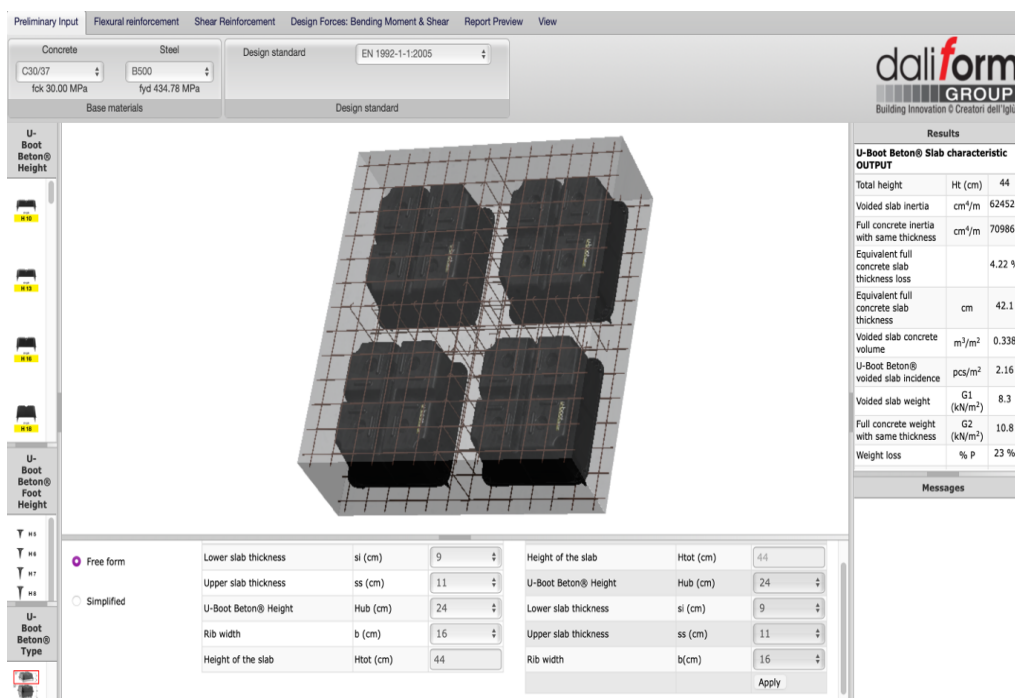
28 VARIANTA 3: SCHÉMA VYLEHČENÍ – PŮDORYS

Ve stropní desce lze nalézt takový 1 m², kde lze dle navržených rozměrů vylehčovacích beden umístit 1 či 2 nevylehčená žebra v každém směru (viz. schéma vylehčení).

Pro výpočet zatížení desky bude použita méně příznivá varianta tzn. s větší vlastní tíhou, aby byl zajištěn návrh na straně bezpečné.

V podrobném návrhu bude naopak použita méně příznivá varianta z hlediska splnění podmínky limitního průhybu tzn. varianta, kde se na 1 m² nachází více vylehčení.

⇒ Pro výpočet charakteristik vylehčené desky byl použit U BOOT BETON design software [30].



29 - NÁVRH VYLEHČENÍ DESKY POMOCÍ SOFTWARE VÝROBCE[30]

- Výpočet zatížení na 1 m² desky

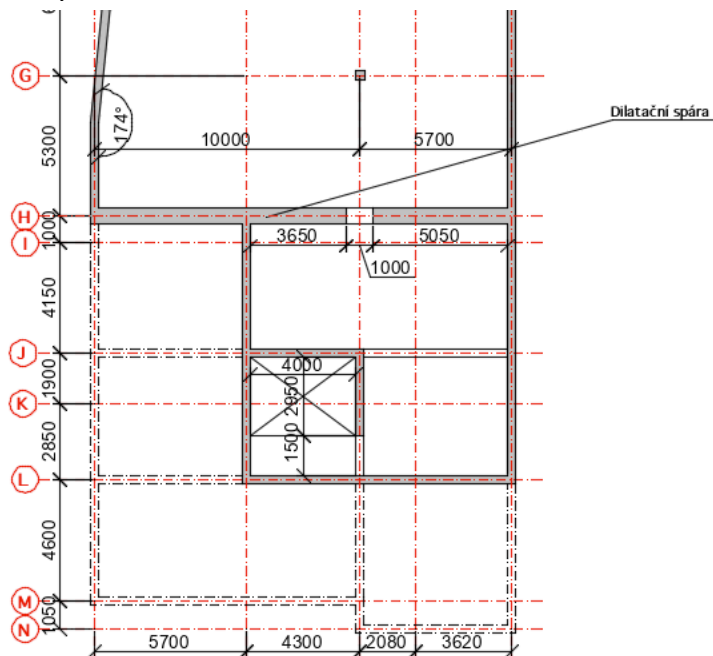
Stálé		gk (kN/m ²)	γ	gd (kN/m ²)
VI.tíha desky	ze softwaru	8,30	1,35	11,21
Skladba podlahy P04		0,22	1,35	0,30
Příčky		1,13	1,35	1,53
Celkem g		9,66		13,03
Proměnné		qk (kN/m ²)	γ	qd (kN/m ²)
Užitné (Kat. D1)		5	1,5	7,50
Celkem q		5,00		7,50
Celkem g+d		14,66		20,53

1 ZATÍŽENÍ DESKY NAD 1.PP

4.5.2 STROPNÍ DESKA NAD 1.PP

Rozpětí v druhém dilatačním celku nejsou tak velká, proto není nutné navrhovat tloušťku stropní desky nad 1.PP v celé ploše o tloušťce 440 mm. Z důvodu úspory bude proveden návrh rozměrů stropní desky nad 1.PP mezi osami H-L v menší tloušťce.

- Schéma stropní desky



30 SCHÉMA STROPNÍ DESKY NAD 1.PP

- Návrh tloušťky dle empirického vzorce

⇒ Deska jednosměrně pnutá

⇒ $l_{max} = 5,7 \text{ m}$

$$h \geq \frac{l}{35} \div \frac{l}{30} = \frac{5700}{35} \div \frac{5700}{30} = 162 - 190 \text{ mm}$$

- Návrh tloušťky dle ohybové štíhlosti

⇒ $\kappa c1 = 1,0$

charakteristika průřezu

⇒ $\kappa c2 = 1,0$

pro rozpětí < 7 m

⇒ $\kappa c3 = 1,2$

odhad součinitele napětí tahové výztuže

⇒ $\rho = 0,5 \%$

odhad stupně vyztužení

⇒ $\emptyset = 16 \text{ mm}$

předpokládaný profil výztuže

$\Rightarrow \lambda_{d,tab} = 30,8$ pro C30/37 a vnitřní pole spoj. nosníku

$$\lambda d = \kappa c1 * \kappa c2 * \kappa c3 * \lambda_{d,tab} = 1 * 1 * 1,2 * 30,8 = 37$$

$$d \geq \frac{l_{max}}{\lambda d} = 5700/37 = 154 \text{ mm}$$

$$h = d + 0,5\phi + c = 154 + 0,5*16 + 25 = 187 \text{ mm}$$

\Rightarrow Stropní deska v 1.PP mezi osami H-L je navržena v tloušťce 190 mm.

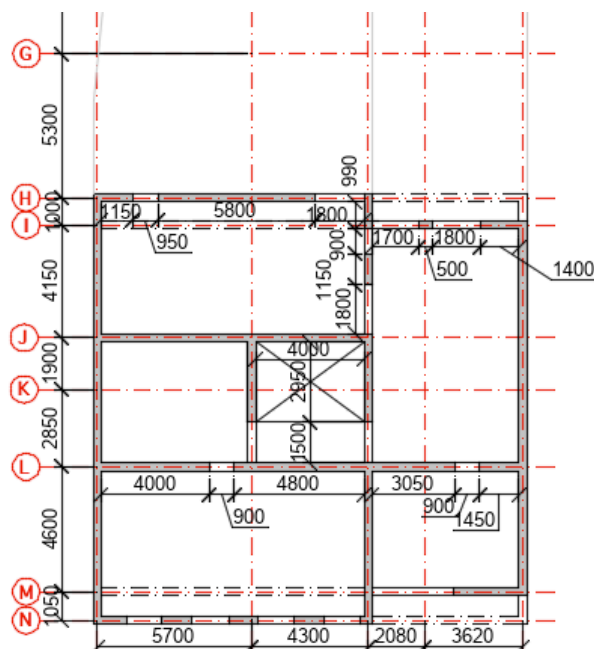
- Výpočet zatížení na 1 m² desky

Stálé		gk (kN/m ²)	γ	gd (kN/m ²)
VI.tíha	0,19*25	4,75	1,35	6,41
Skladba podlahy P04		0,22	1,35	0,30
Příčky		1,13	1,35	1,53
Celkem g		6,11		8,24
Proměnné		gk (kN/m ²)	γ	gd (kN/m ²)
Užitné (Kat. A)		1,5	1,5	2,25
Celkem q		1,50		2,25
Celkem g+d		7,31		10,49

2 ZATÍŽENÍ DESKY NAD 1.PP

4.5.3 STROPNÍ DESKA NAD 1.NP-5.NP

- Schéma stropní desky



31 SCHÉMA STROPNÍ DESKY NAD 1.NP-5.NP

- Návrh tloušťky dle empirického vzorce

⇒ Stropní desky nad 1.NP-5.NP bude vzhledem k obdobným rozpětím navržena ve stejné tloušťce.

⇒ Deska jednosměrně pnutá

⇒ $l_{max} = 5,7 \text{ m}$

$$h \geq \frac{l}{35} \div \frac{l}{30} = \frac{5700}{35} \div \frac{5700}{30} = 162 - 189 \text{ mm}$$

- Návrh tloušťky dle ohybové štíhlosti

⇒ $\kappa c1 = 1,0$

charakteristika průřezu

⇒ $\kappa c2 = 1,0$

pro rozpětí < 7 m

⇒ $\kappa c3 = 1,2$

odhad součinitele napětí tahové výztuže

⇒ $\rho = 0,5 \%$

odhad stupně vyztužení

⇒ $\emptyset = 16 \text{ mm}$

předpokládaný profil výztuže

⇒ $\lambda_{d,t\bar{a}b} = 30,8$

pro C30/37 a vnitřní pole spoj. nosníku

$$\lambda d = \kappa c1 * \kappa c2 * \kappa c3 * \lambda_{d,t\bar{a}b} = 1 * 1 * 1,2 * 30,8 = 37$$

$$d \geq \frac{l_{max}}{\lambda d} = 5700/37 = 154 \text{ mm}$$

$$h = d + 0,5\emptyset + c = 154 + 0,5*16 + 25 = 187 \text{ mm}$$

⇒ **Stropní deska v nadzemních podlažích je navržena v tloušťce 190 mm.**

- Výpočet zatížení na 1 m² desky

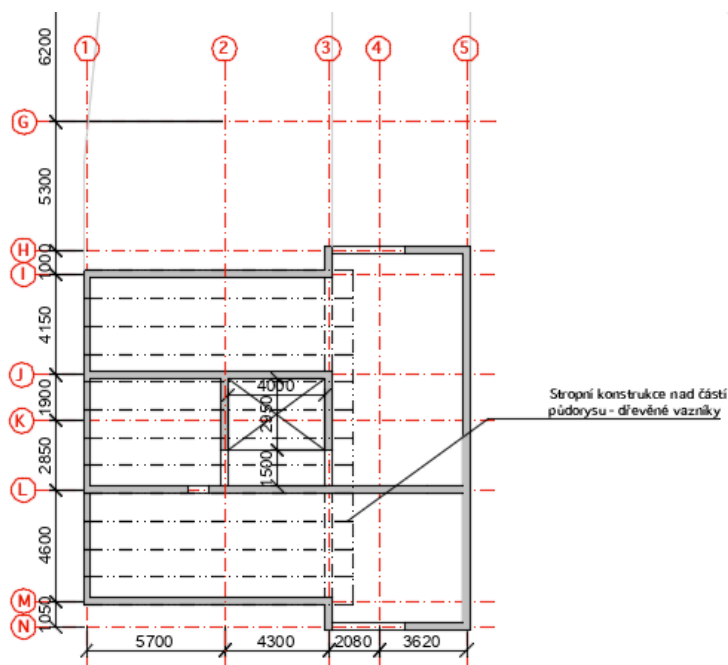
Stálé		gk (kN/m ²)	γ	gd (kN/m ²)
VI.tíha	0,19*25	4,75	1,35	6,41
Skladba podlahy P05		0,22	1,35	0,30
Příčky		1,13	1,35	1,53
Celkem g		6,11		8,24
Proměnné		gk (kN/m ²)	γ	gd (kN/m ²)
Užitné (Kat. A)		1,5	1,5	2,25
Celkem q		1,50		2,25
Celkem g+d		7,61		10,49

3 ZATÍŽENÍ DESKY NAD 1.NP-5.NP

4.5.4 STROPNÍ DESKA NAD 6.NP

Návrh tloušťky stropní desky nad částí půdorysu 6.NP mezi osami H-N a 3-5.

- Schéma stropní desky



32 SCHÉMA STROPNÍ DESKY NAD 6.NP

- Návrh tloušťky dle empirického vzorce

⇒ Deska jednosměrně pnutá na největší rozpětí

⇒ $l_{max} = 5,75 \text{ m}$

$$h \geq \frac{l}{35} \div \frac{l}{30} = \frac{5750}{35} \div \frac{5750}{30} = \mathbf{164 - 192 \text{ mm}}$$

- Návrh tloušťky dle ohybové štíhlosti

⇒ $\kappa c1 = 1,0$

charakteristika průřezu

⇒ $\kappa c2 = 1,0$

pro rozpětí < 7 m

⇒ $\kappa c3 = 1,2$

odhad součinitele napětí tahové výztuže

⇒ $\rho = 0,5 \%$

odhad stupně vyztužení

⇒ $\emptyset = 16 \text{ mm}$

předpokládaný profil výztuže

$\Rightarrow \lambda_{d,tab} = 30,8$ pro C30/37 a vnitřní pole spoj. nosníku

$$\lambda d = \kappa c1 * \kappa c2 * \kappa c3 * \lambda_{d, tab} = 1 * 1 * 1,2 * 30,8 = 37$$

$$d \geq \frac{l_{max}}{\lambda d} = 5750/37 = 179 \text{ mm}$$

$$h = d + 0,5\phi + c = 179 + 0,5*16 + 25 = 210 \text{ mm}$$

\Rightarrow **Stropní deska v nadzemních podlažích je navržena v tloušťce 220 mm.**

- Výpočet zatížení na 1 m² desky

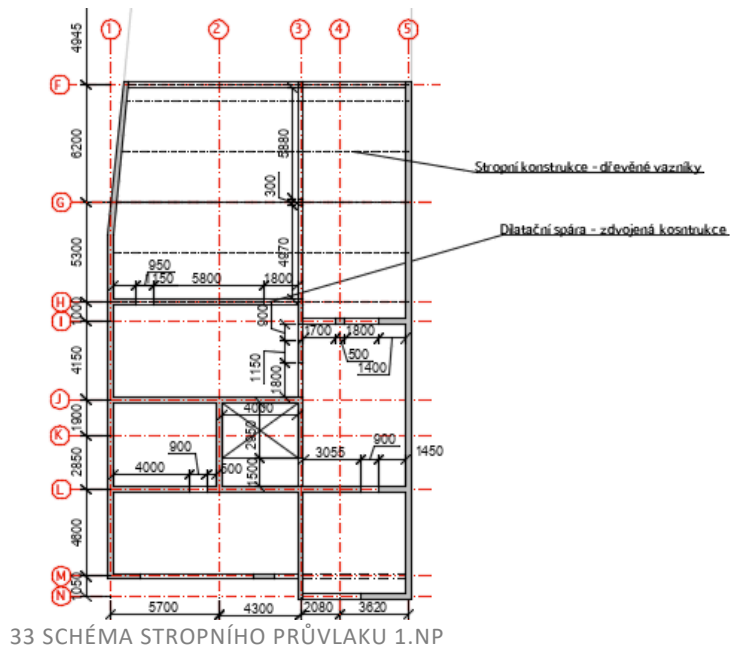
Stálé		gk (kN/m ²)	γ	gd (kN/m ²)
VI.tíha	0,22*25	5,5	1,35	7,43
Střešní pláště		0,86	1,35	1,16
Celkem g		6,36		8,59
Proměnné		qk (kN/m ²)	γ	qd (kN/m ²)
Sníh		0,56	1,5	0,84
Užitné (Kat. H)		0,75	1,5	1,13
Celkem q		0,75		1,13
Celkem g+d		7,11		9,72

4 ZATÍŽENÍ DESKY NAD 6.NP

4.5.5 PRŮVLAK NAD 1.NP A 2.NP

Návrh rozměrů průvlaku v ose 3 mezi osami F-G a G-H.

- Schéma stropní desky



- Návrh tloušťky dle empirického vzorce

⇒ Stropní průvlak

$$l_{max} = 6,2 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{l}{12} \div \frac{l}{10} = \frac{6200}{12} \div \frac{6200}{10} = 516 - 620 \text{ mm} \rightarrow 500 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{1 * h}{3} \div \frac{2 * h}{3} = \frac{1 * 500}{3} \div \frac{2 * 500}{3} = 167 - 334 \text{ mm} \rightarrow 300 \text{ mm}$$

- Výpočet liniového zatížení na 1 m'

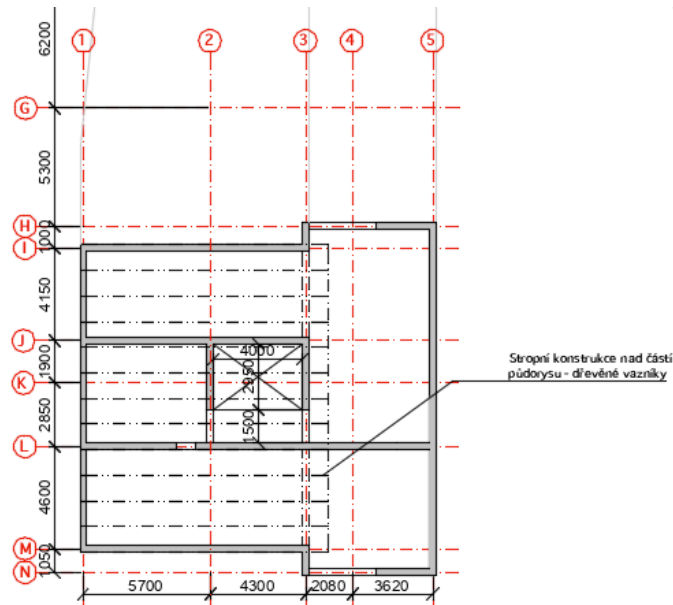
Stálé		gk (kN/m')	γ	gd (kN/m')
VI.tíha		3,75	1,35	5,06
Střešní plášť	7,85	3,30	1,35	4,45
Celkem g		7,05		9,51
Proměnné		qk (kN/m')	γ	qd (kN/m')
Sníh	7,85	4,40	1,50	4,22
Užitné	7,85	19,63	1,50	29,44
Celkem q		19,63		29,44
Celkem g+d		26,67		38,95

5 ZATÍŽENÍ PRŮVLAKU 1.NP

4.5.6 PRŮVLAK NAD 6.NP

Návrh rozměrů průvlaku v ose 3 mezi osami I-J a L-M.

- Schéma stropní desky



34 SCHÉMA PRŮVLAKU 6.NP

- Návrh tloušťky dle empirického vzorce

⇒ Stropní průvlak

$$l_{max} = 4,6 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{l}{12} \div \frac{l}{10} = \frac{4600}{12} \div \frac{4600}{10} = 383 - 460 \text{ mm} \rightarrow 400 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{1 * h}{3} \div \frac{2 * h}{3} = \frac{1 * 400}{3} \div \frac{2 * 400}{3} = 133,33 - 266,66 \text{ mm} \rightarrow 200 \text{ mm}$$

- Výpočet liniového zatížení na 1 m'

Stálé		gk (kN/m')	γ	gd (kN/m')
VI.tíha	7,85	2,00	1,35	2,7
Střešní pláště	7,85	6,75	1,35	9,11
Celkem g		8,75		11,81
Proměnné		qk (kN/m')	γ	qd (kN/m')
Sníh	7,85	4,40	1,50	4,22
Užitné	7,85	19,63	1,50	29,44
Celkem q		19,63		29,44
Celkem g+d		28,38		41,25

6 ZATÍŽENÍ PRŮVLAKU 6.NP

4.6 NÁVRH ROZMĚRŮ SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ

4.6.1 NOSNÉ STĚNY

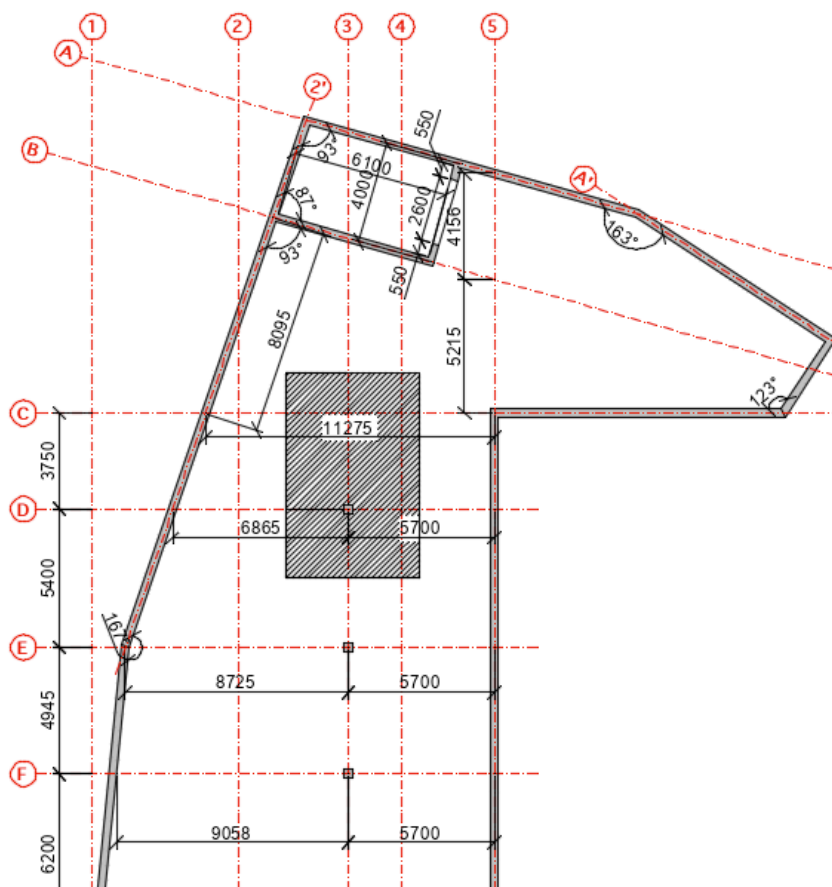
⇒ Železobetonové obvodové stěny jsou navrženy v tloušťce 250 mm.

⇒ Vnitřní nosné železobetonové stěny jsou navrženy v tloušťce 200 mm.

Únosnost železobetonových stěn v této tloušťce je pro běžná zatížení dostatečná a není jí potřeba v tomto předběžném návrhu dokazovat.

4.6.2 VNITŘNÍ SLOUPY

- Schéma nejméně zatíženého sloupu v ose D



35 SCHÉMA NEJMÉNĚ ZATÍŽENÉHO SLOUPU V 1.PP

⇒ Ve schématu je označen nejméně zatížený sloup v 1.PP vč. velikosti zatěžovací plochy.

- Návrh rozměrů sloupu

⇒ Sloupy v podlažích 1.PP, 1.NP a 2.NP budou navrženy ve stejných rozměrech.

b = 300 mm

h = 300 mm

- Výpočet zatížení

⇒ Zatěžovací plocha

$$A_{\text{zat}} = 45,14 \text{ m}^2 \text{ (z AutoCADu)}$$

⇒ Výška sloupu

$$h_s = 3,5 \text{ m}$$

- Výpočet zatěžovací síly ve sloupu v ose D

Stálé	gk[kN/m ²]	zat.plocha[m ²]/ výška [m]	počet	gk [kN]	γ	gd [kN]
vlastní tíha	3,0625	3,5	1	10,72	1,35	14,47
ŽB deska nad 1.PP	8,30	45,14	1	374,64	1,35	505,77
ŽB deska 1.NP a	4,75	45,14	1	241,40	1,35	289,44
ŽB stěny	6,25	5,75	2	71,88	1,35	97,03
Podlaha 1.NP a 2.NP	0,22	45,14	2	19,96	1,35	26,95
Střešní plášť	0,86	45,14	1	38,71	1,35	52,26
celkem g				730,3		985,9
Proměnné	qk[kN/m ²]	zat.plocha[m ²]/ výška [m]	počet	qk [kN]	γ	qd [kN]
Užitné (komerce)	5	45,14	2	451,375	1,5	677,06
sníh	0,56	45,14	1	25,3	1,5	37,90
celkem q				476,7		715,0
Celkem g+q				1207,0		1700,9

7 ZATÍŽENÍ SLOUPU

⇒ Návrhová síla v patě sloupu

$$N_{\text{Ed}} = 1700,9 \text{ kN}$$

- Ověření rozměrů

⇒ Plocha betonu

$$A_c = 0,09 \text{ m}^2$$

⇒ Maximální stupeň vyztužení

$$\rho_{\text{max}} = 4 \%$$

$$N_{\text{Rd}} = 0,8 * A_c * f_{\text{cd}} + A_s * \sigma_s = 0,8 * A_c * f_{\text{cd}} + A_c * \sigma_s * \rho$$

$$\rho = \frac{N_{Ed} - 0,8 * A_c * f_{cd}}{A_c * \sigma_s} * 100 = \frac{(1699,1 * 10^{-3}) - 0,8 * 0,09 * 20}{0,1225 * 400} * 100 = \mathbf{0,71\%}$$

$$\rho \leq \rho_{max}$$

$$\mathbf{0,53\% \leq 4\%}$$

Navržené rozměry sloupu 300x300 mm lze akceptovat, předpokládá se dostatečná rezerva na vliv ohybových momentů i štiřlosti.

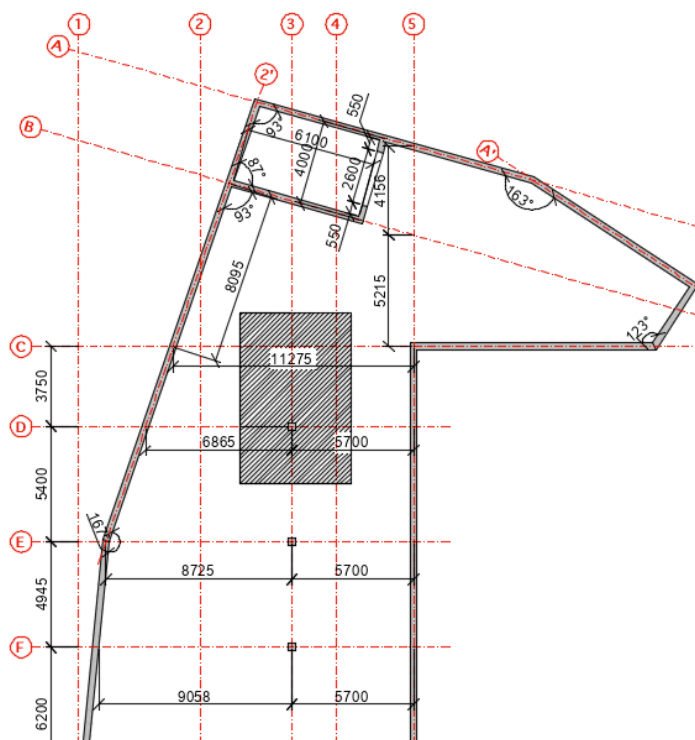
4.7 PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ PROTlačENÍ STROPNÍ DESKY NAD 1.PP

⇒ Zatěžovací plocha

$$A_{zat} = 45,14 \text{ m}^2$$

⇒ Návrhová síla v patě sloupu

$$V_{Ed} = 926,9 \text{ kN}$$



36 SCHÉMA NEJVÍCE ZATÍŽENÉHO SLOUPU V 1.PP

- Účinná výška desky

$$d_x = h_d - 1,5\emptyset - c = 440 - 1,5 * 16 - 25 = 399 \text{ mm}$$

$$d_y = h_d - 0,5\emptyset - c = 440 - ,5 * 16 - 25 = 407 \text{ mm}$$

$$d = 0,5 * (d_x + d_y) = 403 \text{ mm}$$

- Velikost kontrolovaných obvodů

$$u_0 = 2 * (c_1 + c_2) = 2 * (300 + 300) = 1,2 \text{ m}$$

$$u_1 = 2 * (c_1 + c_2) + 2\pi d = 2 * (300 + 300) + 2\pi * 2 * 403 = 4,79 \text{ m}$$

Součinitel β je pro zjednodušení uvažován jednotně v předběžném návrhu pro vnitřní sloup i přesto, že konstrukce není zcela pravidelná. V podrobném výpočtu bude hodnota součinitele upřesněna.

$$\Rightarrow \text{Součinitel } \beta \text{ (pro vnitřní sloup) } \quad \beta = 1,15$$

$$V_{Ed,0} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_0 * d} = \frac{1,15 * 0,93}{1,2 * 0,403} = 2,20 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,1} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} = \frac{1,15 * 0,93}{4,79 * 0,403} = 0,55 \text{ MPa}$$

- Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 20$$

$$V_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$$

$$\underline{V_{Ed,0} = 2,20 \text{ MPa} \leq V_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}}$$

VYHOVUJE

- Smyková únosnost desky bez smykové výztuže

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{403}} = 1,70 \leq 2,0$$

$$\Rightarrow \text{Odhad stupně vyztužení} \quad \rho \approx 0,008$$

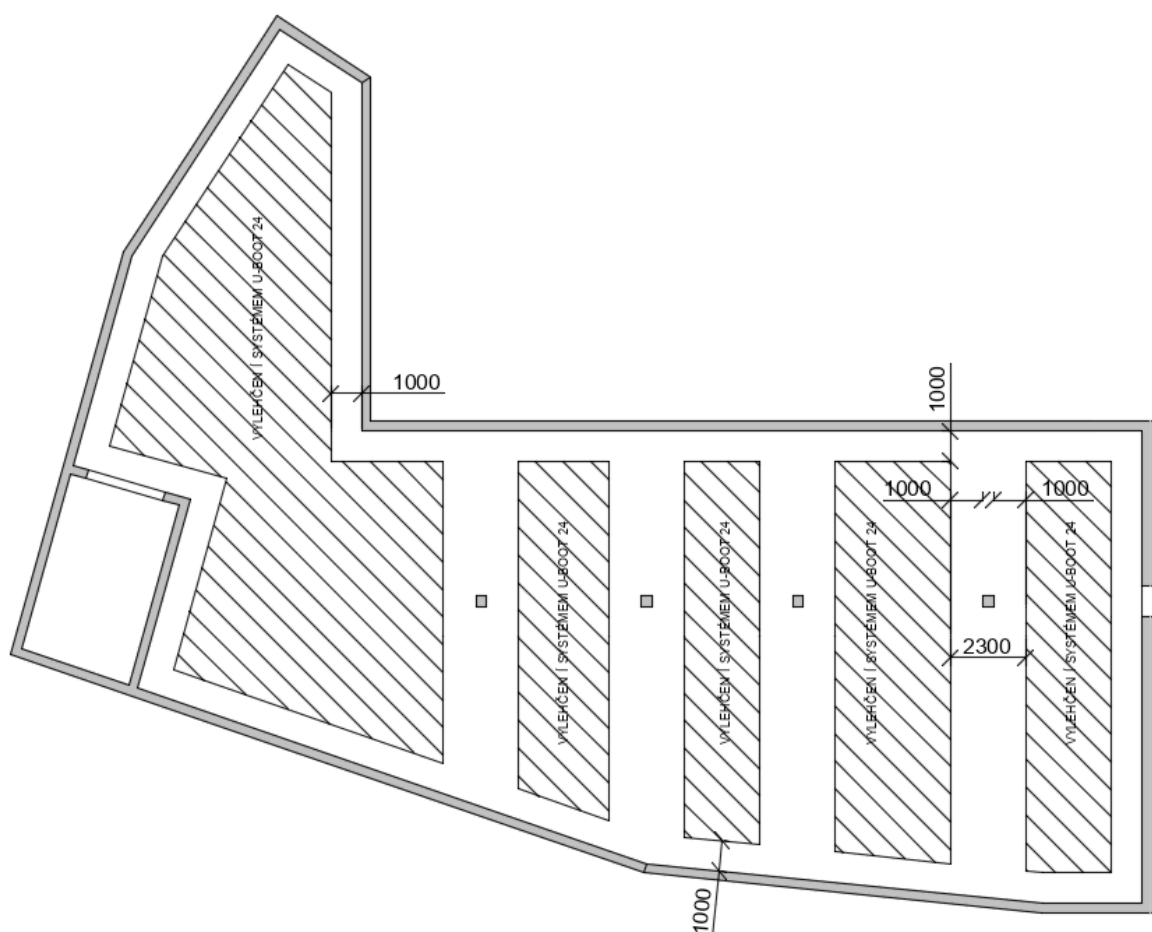
$$V_{Rd,c} = 0,12 * 1,7 * (100 * 0,008 * 30)^{\frac{1}{3}} = \mathbf{0,585 \text{ MPa}}$$

$$V_{Rd,c} = 0,585 \text{ MPa} \geq V_{Ed,1} = 0,55 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

V rámci předběžného návrhu lze předpokládat, že navržená tloušťka desky vyhoví na protlačení bez smykové výztuže. Podrobněji bude protlačení ověřeno v podrobném návrhu stropní desky nad 1.PP, který bude dále řešen v rámci této diplomové práce. Pokud by v podrobném návrhu stropní deska na protlačení nevyhověla, bude navržena smyková výztuž.

Protlačení je počítáno pro plnou desku bez vylehčení. Oblasti v okolí podpor nebudou vylehčeny, pokud by bylo v podrobném návrhu stanoveno, že je nutné do desky umístit smykovou výztuž na protlačení. Nevylehčené oblasti budou tvořit skryté průvlnky v desce. Deska nebude vylehčena 1000 mm od líce podpory, jak je patrné na následujícím schématu.



37 SCHÉMA NAVRŽENÉHO VYLEHČENÍ DESKY

Pokud by nebyla velikost nevylehčené oblasti dostačující, schéma vylehčení bude upraveno dle potřeby v podrobném návrhu desky.

4.8 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH SCHODIŠTĚ

4.8.1 PARAMETRY SCHODIŠTĚ

Typ centrálního schodiště byl zachován tzn. v objektu je navrženo jako tříramenné železobetonové deskové, které je podporováno komunikačním jádrem. Z důvodu rozdílných konstrukčních výšek se v jednotlivých podlažích liší celkový počet stupňů. Výška a šířka stupně je pro pohodlný výstup zachována ve všech podlažích stejně.

- 1.PP

⇒ Konstrukční výška	k.v. = 3,5 m
⇒ Optimální výška stupně	h = 170 mm
⇒ Počet stupňů n	n = k.v./h=3500/170= 21
⇒ Skutečná výška stupně	h = n*k.v.=3500/21= 167 mm
⇒ Šířka stupně	b=630-2h=630-2*167= 296,0 mm
⇒ Sklon schodiště	arctg(h/b)=arctg(167/296)= 29,4°

⇒ Podchodná výška a průchodný výška

$$h_{\text{pod}} = 1500 + 750/\cos 29,4 = 2362 \text{ mm}$$

$$h_{\text{průch}} = 750 + 1500*\cos 29,4 = 2057 \text{ mm}$$

- **1.NP**

- ⇒ Konstrukční výška k.v. = **3,7 m**
- ⇒ Optimální výška stupně h = 170 mm
- ⇒ Počet stupňů n n = k.v./h=3700/170=**22**
- ⇒ Skutečná výška stupně h = n*k.v.=3700/22= **167 mm**
- ⇒ Šířka stupně b=630-2h=630-2*169= **296,0 mm**
- ⇒ Sklon schodiště arctg(h/b)=arctg(168/294)=**29,7°**
- ⇒ Podchodná výška a průchodný výška

$$h_{\text{pod}} = 1500 + 750/\cos 29,7 = 2364 \text{ mm}$$

$$h_{\text{průch}} = 750 + 1500 * \cos 29,7 = 2053 \text{ mm}$$

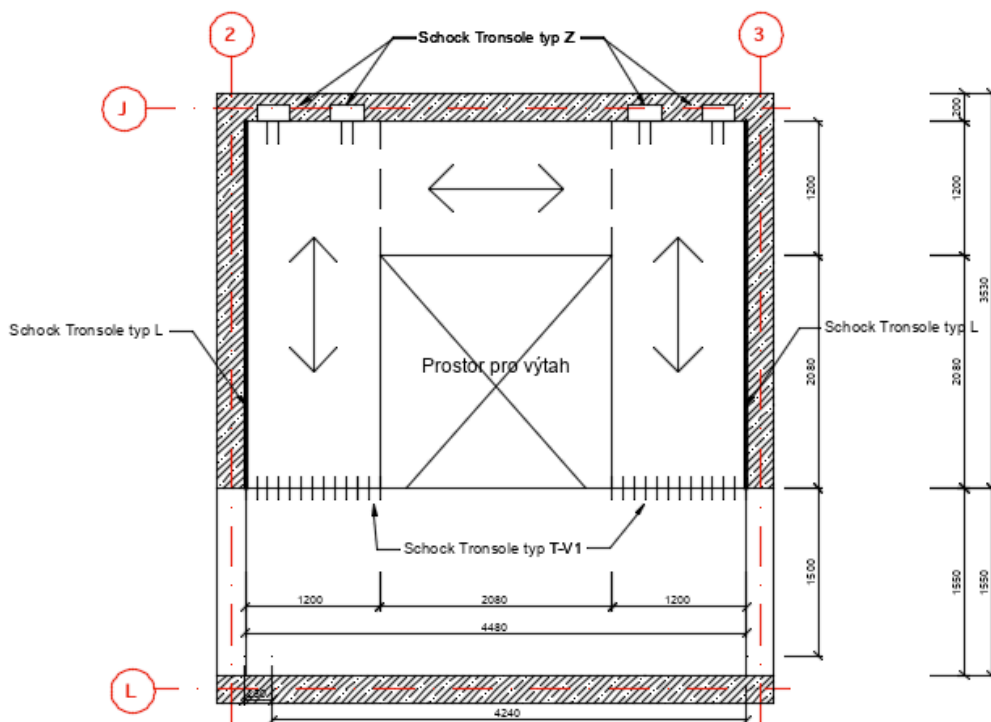
- **2.NP-6.NP**

- ⇒ Konstrukční výška k.v. = **3 m**
- ⇒ Optimální výška stupně h = 170 mm
- ⇒ Počet stupňů n n = k.v./h=3000/170=**18**
- ⇒ Skutečná výška stupně h = n*k.v.=3700/22= **167 mm**
- ⇒ Šířka stupně b=630-2h=630-2*167= **296,0 mm**
- ⇒ Sklon schodiště arctg(h/b)=arctg(168/296)=**29,4°**
- ⇒ Podchodná výška a průchodný výška

$$h_{\text{pod}} = 1500 + 750/\cos 29,4 = 2362 \text{ mm}$$

$$h_{\text{průch}} = 750 + 1500 * \cos 29,4 = 2057 \text{ mm}$$

4.8.2 SCHÉMA ULOŽENÍ SCHODIŠŤOVÝCH DESEK



38 SCHÉMA ULOŽENÍ SCHODIŠŤĚ

Vzhledem k navrženému počtu stupňů a jejich rozměrům musely být zvětšeny rozměry schodišťového jádra oproti původnímu návrhu. Nyní jsou rozměry jádra 4480x3530 mm.

Schodišťové desky jsou navrženy jako prostě uložené na stropní desku a schodišťovou stěnu.

- Předběžný návrh tloušťky schodišťových desek dle empirických vzorců

$$h \geq \frac{l}{25} \div \frac{l}{20} = \frac{3530}{25} \div \frac{3530}{20} = 141,2 - 177\text{mm} \rightarrow \mathbf{150\text{ mm}}$$

4.8.3 ODHLUČNĚNÍ SCHODIŠŤĚ

Odhlučnění schodiště bude provedeno pomocí akustických prvků od firmy Schöck-Wittek s.r.o.

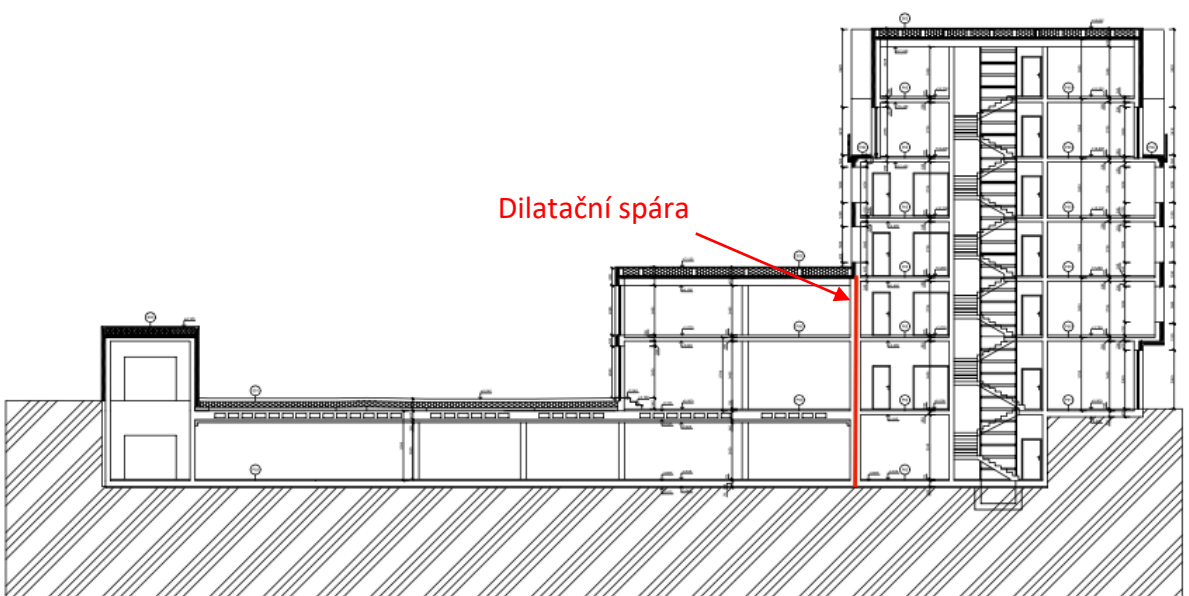
Pro eliminaci akustických mostů ze schodišťového prostoru byly vybrány z produktového katalogu prvky z řady Schöck Tronsole, která byla navržena na tuto problematiku.

- Prvky Schöck Tronsole

⇒ Oddělení ramene od podesty	Schöck Tronsole typ T-V1
⇒ Oddělení mezipodesty od schodišťové stěny	Schöck Tronsole typ Z
⇒ Oddělení ramene od stěny	Schöck Tronsole typ L

4.9 DILATACE

Bytový dům v Poděbradech je navržen jako šestipodlažní objekt s jedním podzemním podlažím. Vzhledem k prostorovému uspořádání a rozdílnosti zatížení bylo nutné celý objekt rozdělit na dva samostatné oddělené dilatační celky.



39 NÁVRH DILATACE

Hlavní uliční dilatace o půdorysných rozměrech cca 16x15m je navržena se šesti nadzemními podlažními a jedním suterénem, přičemž poslední dvě patra ustupují směrem do dispozice. Dvorní dilatace o celkových půdorysných rozměrech cca 16x38m plní funkci podzemního parkingu s jedním autovýtahem.

Vzhledem k nižším hodnotám zatížení a nebezpečí odlišného sedání bylo nutné dvorní část od hlavního objektu oddilatovat a byl zvolen plošný způsob založení. Podzemní část dvorní dilatace je řešena jako tzv. „černá vana“ s povlakovou hydroizolací, která je přibližně do úrovně stropu 1.PP zasypána zeminou.

4.10 PROSTOROVÁ TUHOST OBJEKTU

Nosný systém objektu je tvořen kombinací železobetonových stěn a železobetonových stropních desek. Stabilita a prostorová tuhost je zajištěna spolupůsobením tuhým tubusem komunikačního jádra, příčných stěn a rámovým účinkem vnitřní konstrukce. Stabilita sloupů a jejich vzpěrná délka je zajištěna propojením sloupů s výztužnými jádry prostřednictvím stropních desek tuhých ve vodorovné rovině. Tuhé železobetonové stropní desky zajistí přenos vodorovných sil od větru do ztužujících svislých konstrukcí. V suterénech spoluzajišťují zachycení vodorovných sil obvodové suterénní stěny propojené s výztužnými jádry stropními tabulemi. Tuhost objektu ve vodorovném směru díky volbě tuhých stropních konstrukcí jeví dostatečná. Podrobněji bude celková tuhost objektu kontrolována ve 3D výpočetním modelu vytvořeném pomocí softwaru SCIA ENGINEER 22.

4.11 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

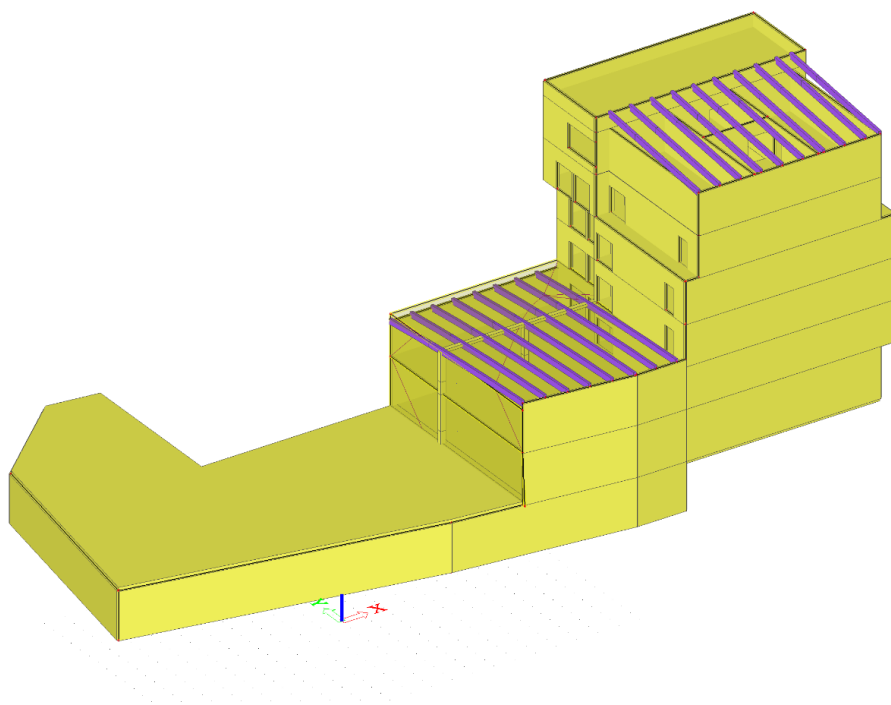
Základové poměry staveniště je nutno hodnotit jako složité. Z hlediska projektovaného řešení objektu se jedná o stavbu s náročnou konstrukcí.

Koncepce založení je ovlivněna geologickými poměry na staveništi. Návrh základových konstrukcí vychází z geologického zhodnocení zájmového území. Jako nejlepší varianta se při zachování dostatečné spolehlivosti a trvanlivosti jeví založení na základové desce.

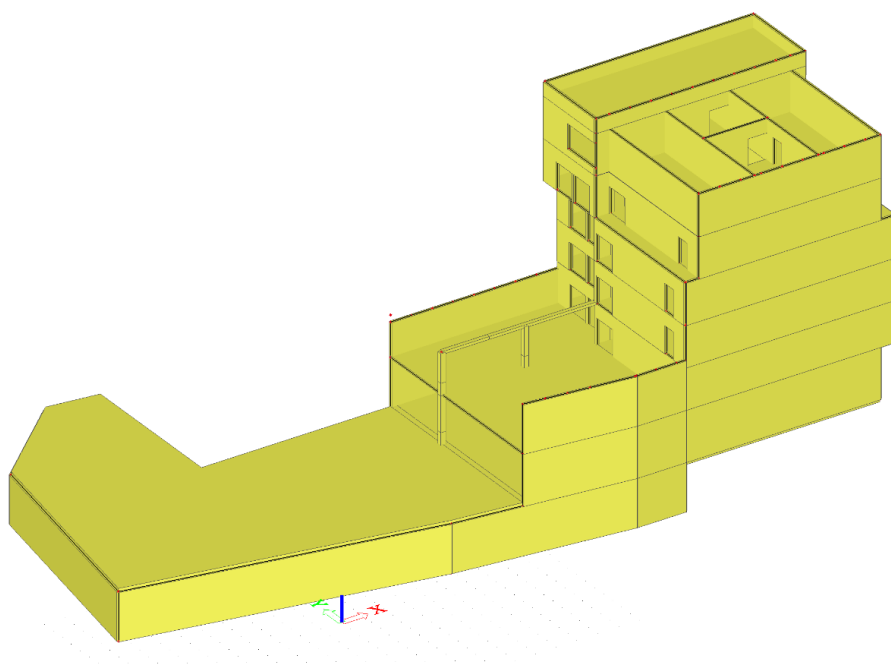
Objekt je založen plošně na základové desce do polohy písků a je od hlavního objektu oddělena dilatací. V oblasti komunikačních jader a jímek je základová deska spuštěna níže v návaznosti na dojezdy výtahů a hloubku jímek. Základová deska musí být navržena v takové tloušťce, aby odolala vztakovým silám při zvýšení hladiny podzemní vody. Aby nedošlo k tzv. „vyplavání“ objektu a také vzhledem k nižší celkové hmotnosti dvorní dilatace je nutné zachytit vztakové síly. Je možné, že k zachycení těchto sil bude potřeba navrhnout kotvení konstrukce pomocí mikropilot, to ale nelze v aktuální fázi návrhu potvrdit a bude to podrobněji řešeno v části geotechnické této práce.

5 3D MODEL OBJEKTU

Na základě rozvahy o nosném systému v předběžném návrhu byl pomocí softwaru SCIA Engineer 22 vytvořen 3D model řešeného objektu pro lepší představu o konstrukci. 3D model je proveden pro rozměry nosných prvků navržených v předběžném návrhu.



41 3D MODEL OBJEKTU



40 3D VÝPOČETNÍ MODEL OBJEKTU

Betonové konstrukce (v modelu žlutě) jsou uvažovány ve výpočtovém modelu. Dřevěné konstrukce (v modelu fialově) jsou zobrazeny pouze v modelu konstrukčním a ve výpočetném modelu jsou uvažovány jako náhradní břemena.

5.1 ZATÍŽENÍ MODELU

Působící zatížení bylo rozděleno do skupin dle přeběžného návrhu. Vlastní tíha konstrukcí je generována programem. Ostatní stálé a proměnné zatížení pro jednotlivé konstrukční prvky bylo zadáno ručně dle hodnot z předběžného návrhu.

Zatěžovací stavy

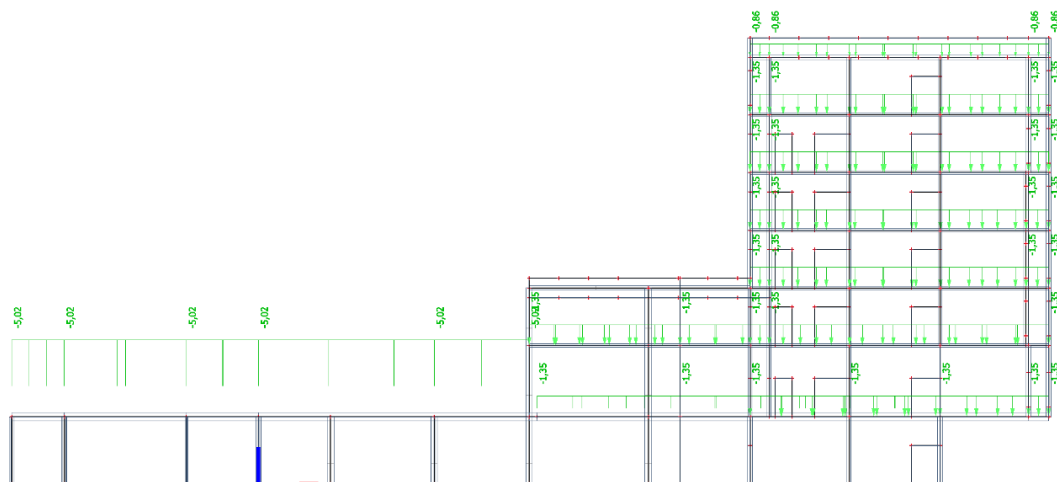
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
<i>*Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze</i>			
ZS1	Vlastní tíha	Stálé	SZ1
ZS2	Ostatní stálé	Stálé	SZ1
ZS3	Proměnné	Proměnné	SZ2
ZS4	Sníh	Proměnné	SZ3
3DVítr1	0, + CPE, + CPI	Proměnné	SZ7
3DVítr3	180, + CPE, + CPI	Proměnné	SZ7

8 - ZATEŽOVACÍ STAVY ZADANÉ VE SCIA ENGINEER

5.1.1 ZS1 – VLASTNÍ TÍHA

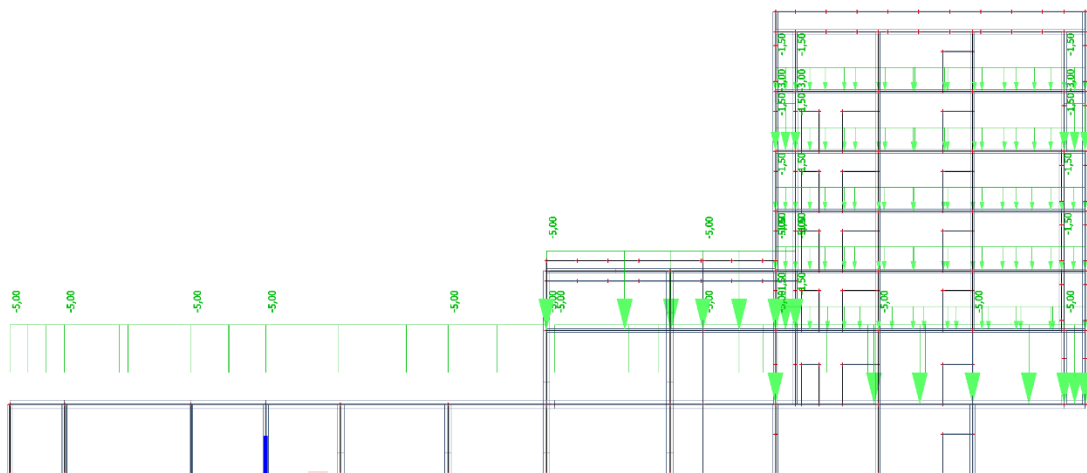
Vlastní tíha konstrukcí je v programu generována automaticky dle rozměrů prvku a zvoleného materiálu

5.1.2 ZS2 – OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

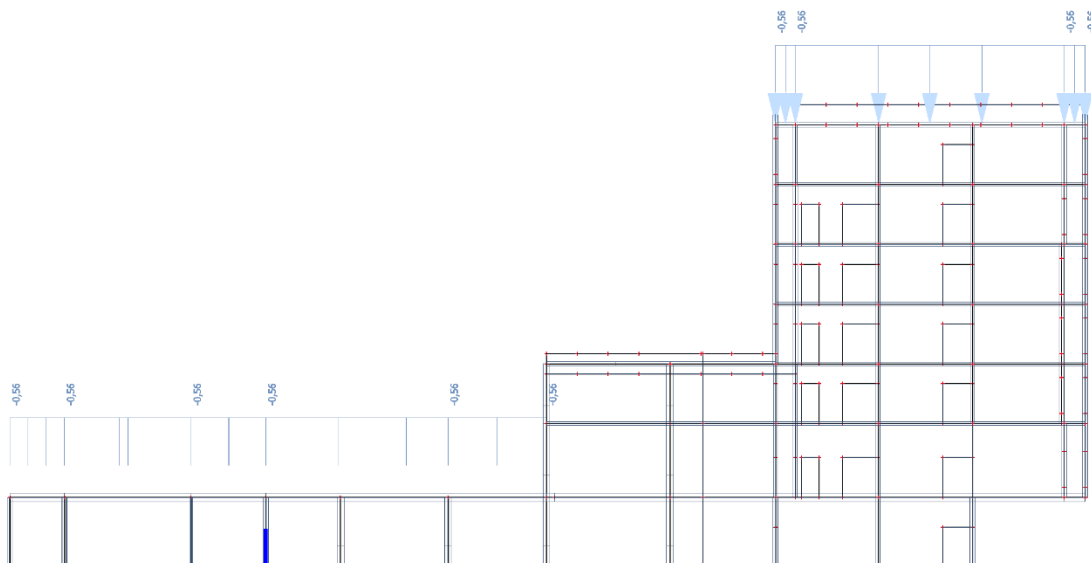


42 ZATĚŽOVACÍ STAV 2

5.1.3 ZS3 – UŽITNÉ ZATÍŽENÍ



43 ZATĚŽOVACÍ STAV 3

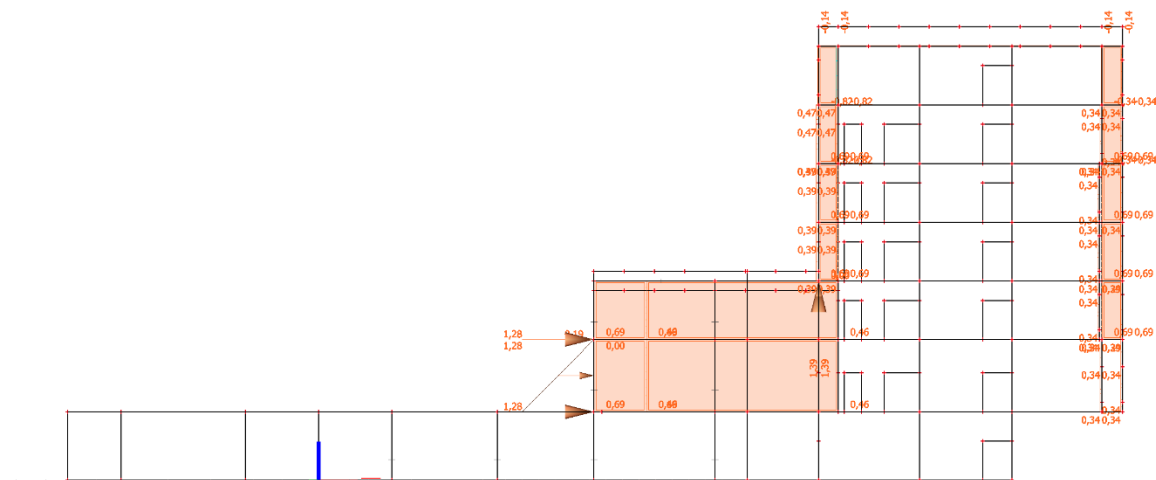
5.1.4 ZS4 – SNÍH

44 ZATĚŽOVACÍ STAV 4

5.1.5 ZS5 – VÍTR

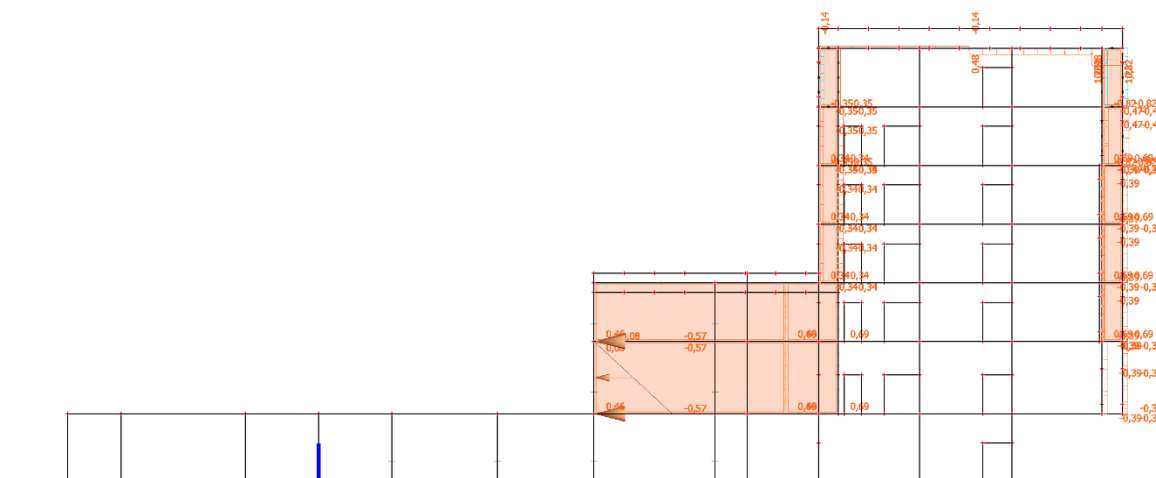
Zatížení větrem bylo generováno pomocí programu dle větrné oblasti a kategorie terénu. Součinitel vnitřního tlaku C_{pi} byl uvažován 0. Působení větru bylo vygenerováno pouze ve směru osy x a proti ose x. Ve směru osy y nebylo působení větru na konstrukci uvažováno, jelikož se nadzemní část objektu nachází v proluce a předpokládá se, že objekt je tak v tomto směru dostatečně chráněn okolní zástavbou.

⇒ Ve směru osy x



45 ZATĚŽOVACÍ STAV 5 VE SMĚRU OSY X

⇒ proti ose x



46 ZATĚŽOVACÍ STAV 5 PROTI OSE X

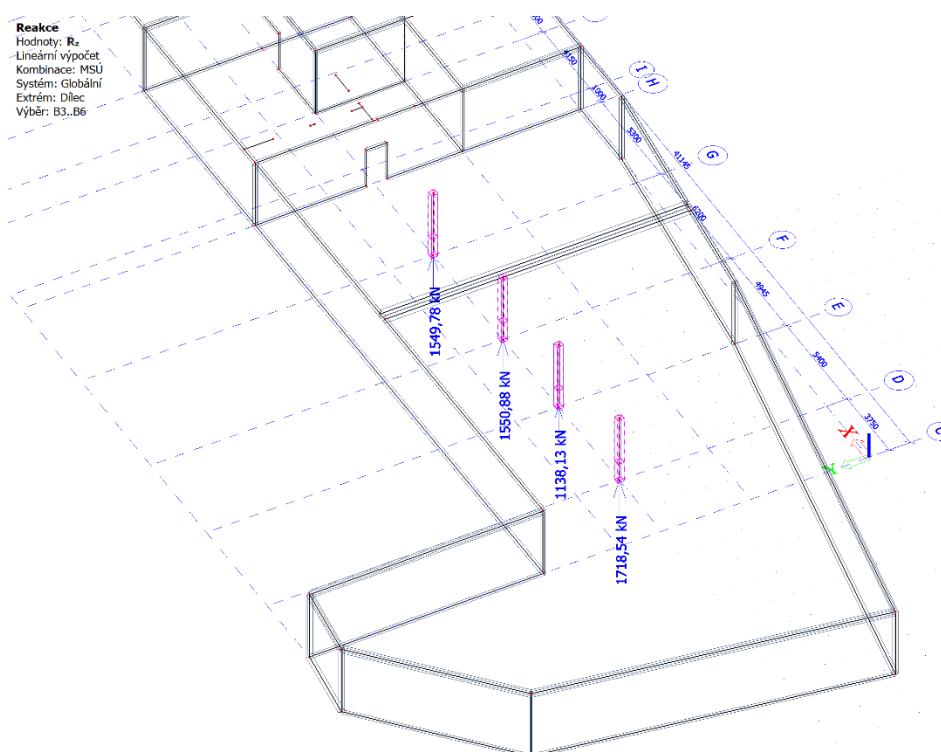
5.2 VERIFIKACE MODELU

Pro ověření správnosti a funkčnosti výpočetního modelu byla vykreslena síla v patě sloupu viz. následující schéma při základní kombinaci pro mezní stav únosnosti, která byla spočtena v předběžném návrhu viz. kapitola 0.

- Návrhová síla v patě sloupu dle přeběžného návrhu

⇒ $N_{Ed} = 1700,9 \text{ kN}$

- Návrhová síla v patě sloupu ve výpočtovém 3D modelu



47 NÁVRHOVÁ SÍLA VE SLOUPU - 3D MODEL

⇒ $N_{Ed} = 1718,54 \text{ kN}$

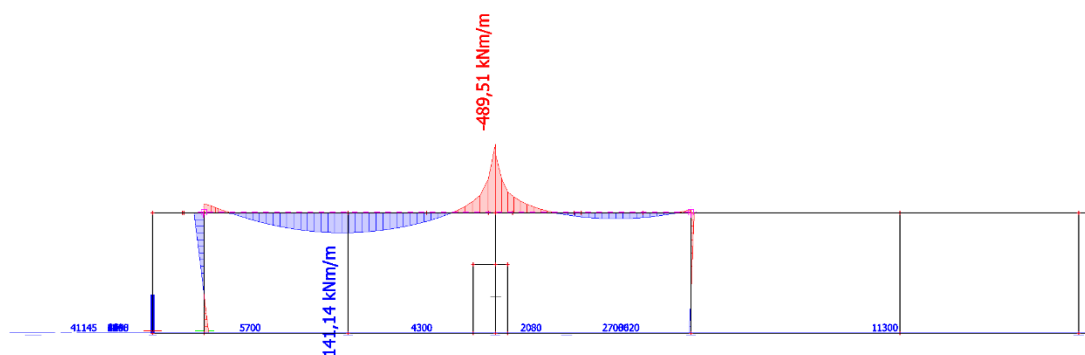
Síla spočtena ve 3D modelu a v předběžném návrhu je téměř shodná. Minimální odchylka ve výsledku je pravděpodobně způsobena faktem, že v modelu část zatížení přenáší okolní tužší konstrukce (stěny), což nebylo dostatečně zohledněno při předběžném návrhu. Dále může být rozdíl ve výsledku způsoben rozdílnou tíhou stropní desky nad 1.PP, jelikož v programu je uvažována tíha desky plné a v předběžném návrhu byla uvažována vlastní tíha už vylehčené stropní desky systémem U-BOOT.

- Návrhové hodnoty momentů ve směru y v ose E

Dále byly vykresleny momenty na desce nad 1.PP ve směru y v ose E pro ověření, zda správně fungují propojení svislých nosných a vodorovných konstrukcí.

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ
 Extrém: Globální
 Výběr: SE1
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě


 48 PRŮBĚH M_y V ŘEZU, NA STROPNÍ DESCE V 1.PP

Dle hodnot návrhových sil v patě sloupů v 1.PP a vykreslených momentů lze předpokládat, že model je schopen dobře vystihnout reálné chování konstrukce a může posloužit jako zjednodušený výpočtový model pro následující části této práce.

5.3 PROSTOROVÁ TUHOST OBJEKTU

V této kapitole je předběžně kontrolována prostorová tuhost objektu při zatížení větrem v nejnepříznivější situaci tzn. v momentě, kdy je dokončena hrubá stavba a nosné konstrukce objektu jsou zatíženy pouze vlastní tíhou. V tomto stavu je největší riziko vzniku tahů v základové spáře.

Vzhledem k zvolenému konstrukčnímu systému a dostatečnému množství stěnových prvků lze předpokládat, že prostorová tuhost objektu je dostatečná a neměly by vznikat tahy v základové spáře.

Jak již bylo zmíněno v kapitole 5.1.5, zatížení větrem je generováno automaticky, a to pouze ve směru a proti směru globální osy x, v kolmém směru je zanedbáno, jelikož se v tomto směru předpokládá dostatečná ochrana a ztužení objektu okolní zástavbou.

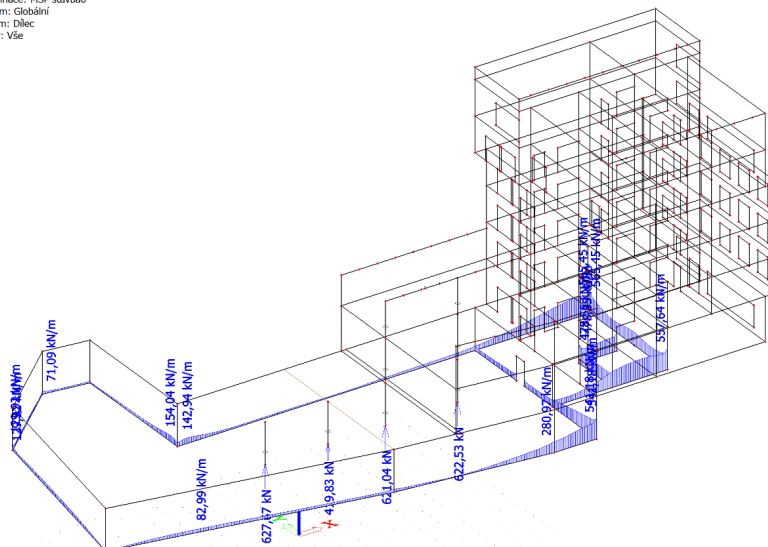
- Charakteristická kombinace pro nevratné mezní stavy:

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

5.3.1 HODNOTY REAKCÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE

⇒ Vítr působí po směru osy x

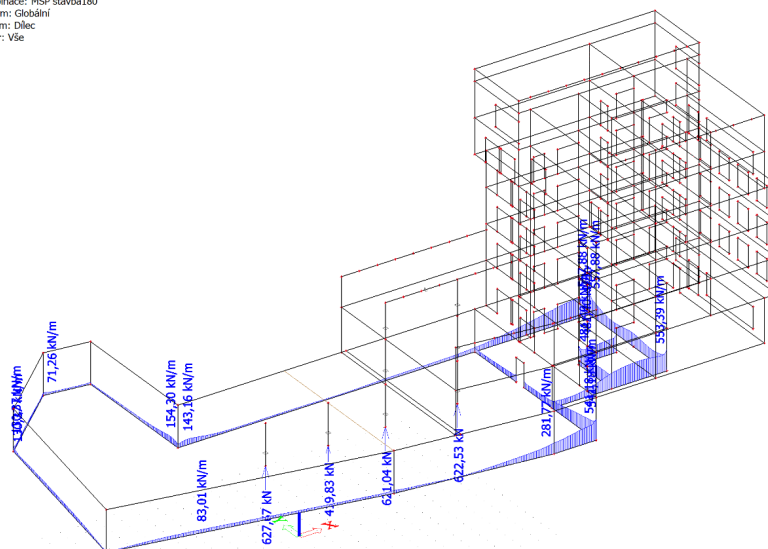
Reakce
Hodnoty: R_z
Lineární výpočet
Kombinace: MSP stavba0
Systém: Globální
Extrém: Dálec
Výběr: Vše



49 REAKCE V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE - Kladný směr

⇒ Vítr působí proti směru osy x

Reakce
Hodnoty: R_z
Lineární výpočet
Kombinace: MSP stavba180
Systém: Globální
Extrém: Dálec
Výběr: Vše

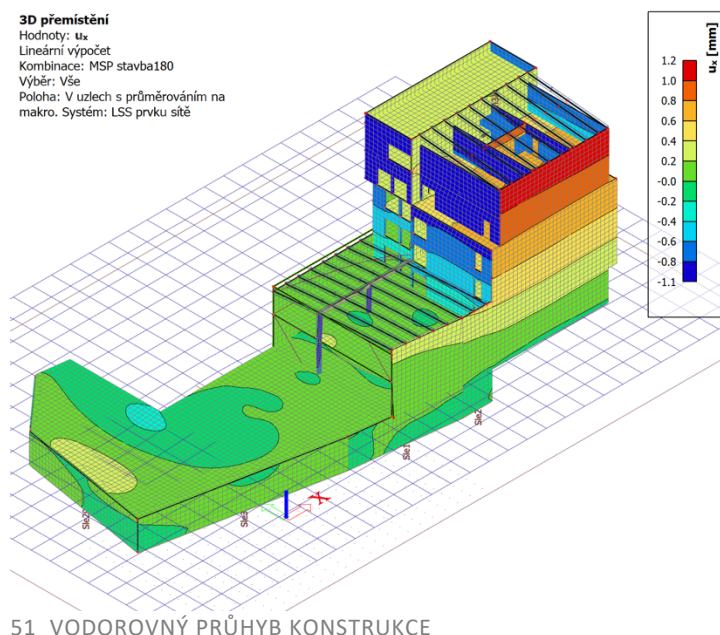


50 REAKCE V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE - Záporný směr

Z obrázků je patrné, že tahy v základové spáře při nejnepříznivější situaci nevznikají. Vzhledem velkému počtu navržených nosných stěn, k volbě tuhých stropních tabulí a také vzhledem k faktu, že je objekt ztužen v kolmém směru přilehlými budovami, což v modelu není definováno, může být ztužení objektu považováno za dostatečné a není potřeba navrhovat více ztužujících prvků.

5.3.2 VODOROVNÝ PRŮHYB V NEJVYŠŠÍM BODĚ KONSTRUKCE

Z hlediska prostorové tuhosti je také předběžně ověřena podmínka vodorovného průhybu konstrukce jako celku v nejvyšším bodě konstrukce.



Ze schématu je patrné, že pro danou kombinaci zatížení je elastický průhyb v nejvyšším bodě konstrukce velice malý.

⇒ Maximální hodnota elastického průhybu v nejvyšším bodě $w_{el} = 1,2 \text{ mm}$

⇒ Předpokládaná hodnota vodorovného průhybu

Elastický průhyb je průhyb bez vlivu trhlin. Bude-li předpokládáno, že se elastický průhyb vlivem trhlin zvětší přibližně 3krát, dostaneme hodnotu skutečného průhybu, která by měla být menší než limitní hodnota vodorovného průhybu.

$$w_{skut} \approx 3 * u_{el} \approx 3 * 1,1 = 3,3 \text{ mm}$$

⇒ Výška konstrukce pro výpočet limitní hodnoty průhybu $l = 19 \text{ m}$

$$w_{lim} = \frac{19000}{800} = 23,75 \text{ mm}$$

$$w_{skut} \approx 3,3 \text{ mm} < w_{lim} = 23,75 \text{ mm}$$

Dle předběžného ověření je možné předpokládat, že průhyb konstrukce, jako celku, od vodorovného zatížení větrem, vyhoví na limitní hodnotu a také z tohoto hlediska lze pokládat ztužení objektu za dostatečné.

6 PODROBNÝ NÁVRH STROPNÍ DESKY NAD 1.PP

Pro účely podrobného návrhu desky nad 1.PP byly vytvořeny 2D rovinný model této stropní desky v programu SCIA Engineer 22.

Vzhledem k velké tloušťce stropní desky lze předpokládat, že budou stěny a sloupy působit spíše kloubově, tudíž ve 2D modelu byly stěny a sloupy, podporující desku, nahrazeny kloubovými podporami.

6.1 PŘEDBĚŽNÉ OVĚŘENÍ PRŮHYBŮ STROPNÍ DESKY

6.1.1 ÚPRAVA TLOUŠTKY STROPNÍ DESKY

Stropní deska nad 1.PP byla v předběžném návrhu vzhledem k její velké tloušťce navržena jako vylehčená. Při ověřování průhybů pomocí výpočetního programu je potřeba tloušťku stropní desky upravit v poměru momentů setrvačnosti plné desky a desky vylehčené, aby byla zajištěna shodná ohybová tuhost.

$$\frac{h_{nová}}{h} = \frac{I_{vylehčený}}{I_{plný}} \rightarrow h_{nová} = \frac{I_{vylehčený}}{I_{plný}} * h$$

- Moment setrvačnosti nevylehčené stropní desky

$$I_{plný} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 1 * 0,44^3 = 7,098 * 10^{-3} m^4$$

- Moment setrvačnosti vylehčené stropní desky (viz. obr.29 - Návrh vylehčení desky pomocí softwaru výrobce)

$$I_{vylehčený} = 6,245 * 10^{-3} m^4$$

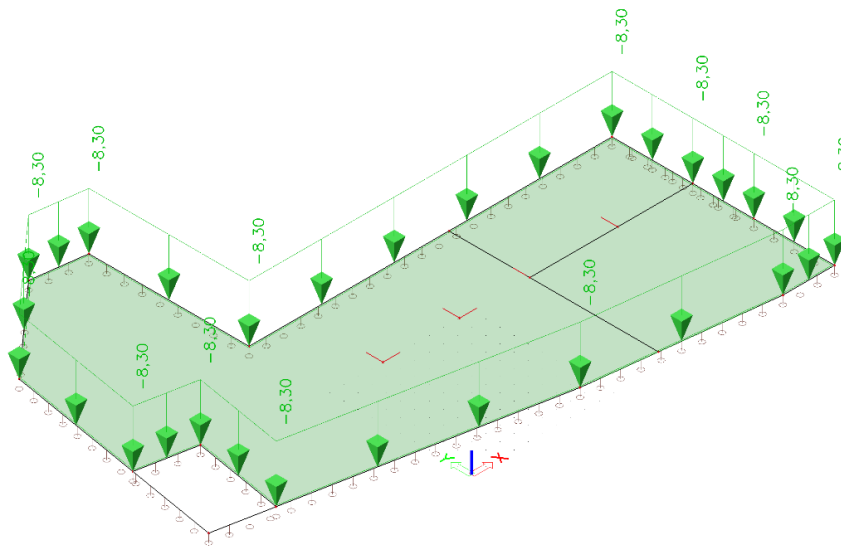
- Náhradní tloušťka vylehčené stropní desky

$$h_{nová} = \frac{I_{vylehčený}}{I_{plný}} * h = \frac{6,245 * 10^{-3}}{7,098 * 10^{-3}} * 0,44 = 0,387 m = 387 mm$$

6.1.2 ZATÍŽENÍ MODELU

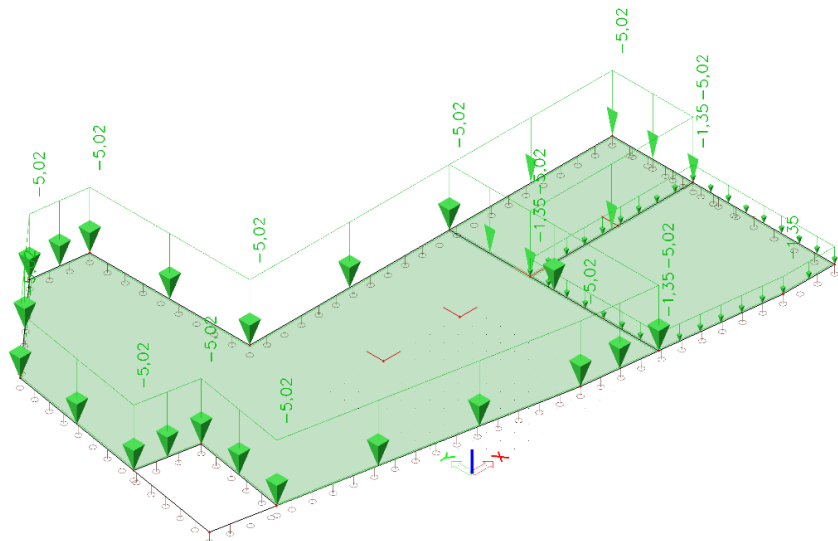
- ZS1 – Vlastní tíha

Vzhledem k úpravě tloušťky vylehčené desky nebude vlastní tíha desky generována programem, ale bude zadána ručně jako samostatný zatěžovací stav.



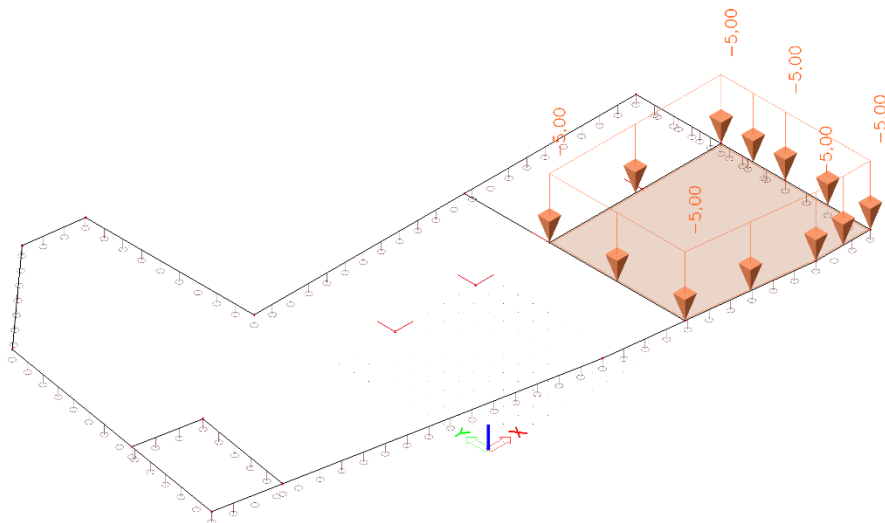
52 ZATĚŽOVACÍ STAV 1

- ZS2 – Ostatní stálé zatížení



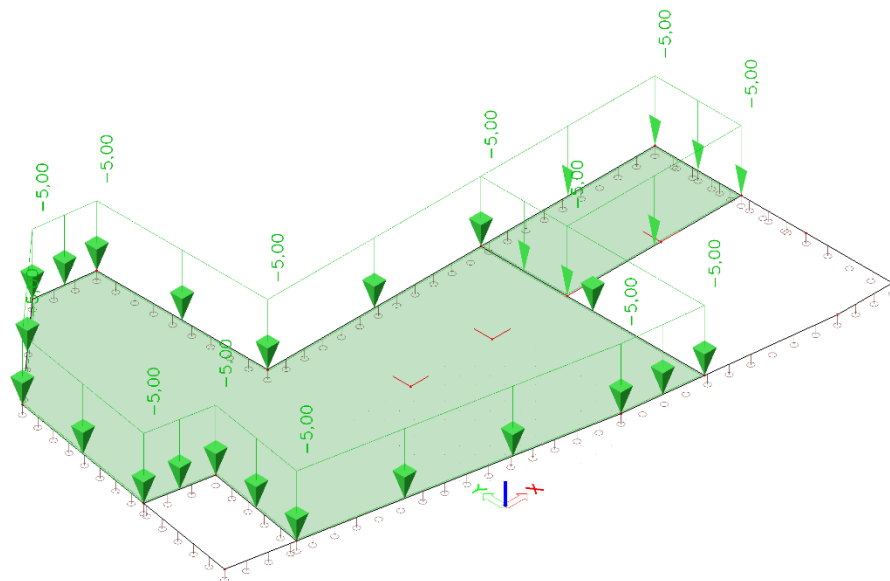
53 ZATEŽOVACÍ STAV 2

- ZS3 – Užitné zatížení – kat. D



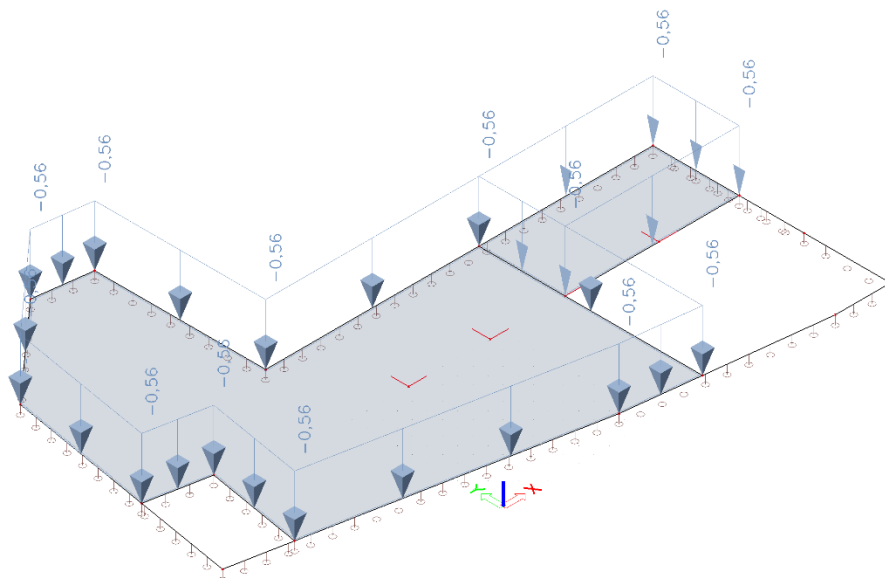
54 ZATĚŽOVACÍ STAV 3

- ZS4 – Užitné zatížení – kat. G



55 ZATĚŽOVACÍ STAV 4

- Sníh



56 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

6.1.3 HODNOTY ELASTICKÉHO PRŮHYBU VYLEHČENÉ DESKY

Jsou zobrazeny hodnoty elastického průhybu pro desku s konstantní náhradní tloušťkou 387 mm. Průhyb je vykreslen pro kvazistálou kombinaci, kdy 100 % užitého zatížení je uvažováno jako dlouhodobě působící.

- Kvazistálá kombinace pro MSP

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

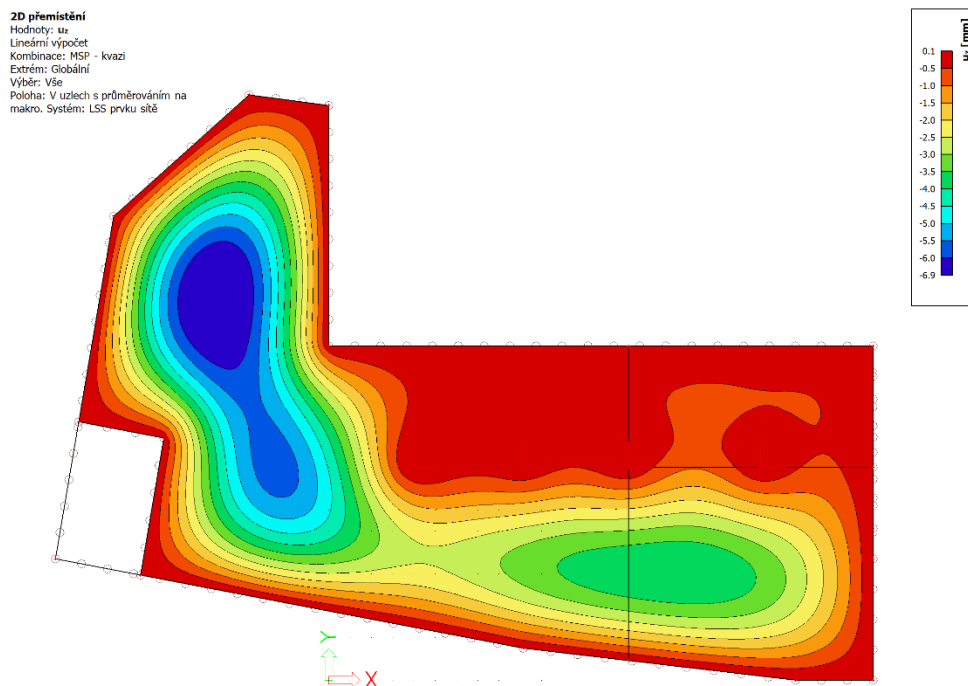
Doporučená hodnota součinitele $\psi_{2,i}$ pro pozemní stavby

⇒ Kategorie D (Obchodní plochy)

$$\psi_{2,D} = 0,6$$

⇒ Kategorie G (Dopravní plochy)

$$\psi_{2,G} = 0,3$$



57 HODNOTY ELASTICKÉHO PRŮHYBU

⇒ Maximální hodnota elastického průhybu při kvazistálé kombinaci

$$u_{el} = 6,9 \text{ mm}$$

- Předpokládaná hodnota skutečného průhybu

Elastický průhyb je průhyb bez vlivu trhlin a dotvarování. Budeme-li předpokládat, že se elastický průhyb vlivem trhlin a dotvarování zvětší přibližně 5krát, dostaneme hodnotu skutečného průhybu, která by měla být menší než limitní hodnota průhybu.

$$u_{skut} \approx 5 * u_{el} \approx 5 * 6,9 = 34,5 \text{ mm}$$

- Hodnota limitního průhybu

⇒ Rozpětí pro výpočet limitní hodnoty průhybu

$$l = 9,37 \text{ m}$$

$$u_{lim} = \frac{9370}{250} = 37,5 \text{ mm}$$

$$u_{skut} \approx 34,5 \text{ mm} < u_{lim} = 37,5 \text{ mm}$$

Pokud by se elastický průhyb vlivem trhlin zvětšil 5x, stále je zde rezerva pro tloušťku desky 440 mm, aby vyhověla na limitní průhyb.

Jelikož je 2D model stropní desky modelován s konstantní náhradní tloušťkou 387 mm, znamenalo by to, že je deska vylehčena po celé její ploše, což zcela neodpovídá návrhu. Pro posouzení průhybu je to z hlediska bezpečnosti dostačující, protože deska je z hlediska ohybové tuhosti oslabena ve všech místech, ale pro lepší vyjádření reálného chování konstrukce bude model dále upřesněn.

6.1.4 HODNOTY ELASTICKÉHO PRŮHYBU DESKY S VYLEHČENÝMI OBLASTMI

Stropní deska není vylehčena v celé její ploše, proto byl 2D model upraven. V oblasti lokálních i liniových podpor bude konstrukce působit plnou vlastní tíhou a nebude vylehčena 1000 mm od líce podpory. Deska bude vylehčena pouze v modrých oblastech.

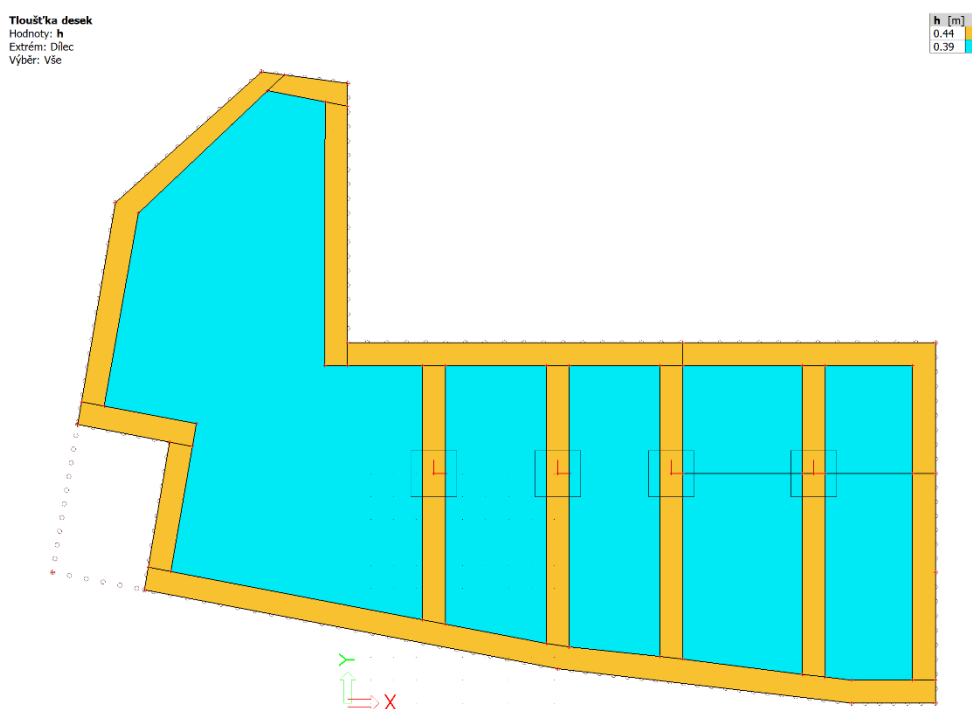
Menší ohybová tuhost vylehčených oblastí byla do modelu přenesena pomocí náhradní tloušťky, která byla spočtena v kapitole 6.1.1.

⇒ Tloušťka vylehčených oblastí

$h_{\text{nová}} = 387 \text{ mm}$

⇒ Tloušťka nevylehčených oblastí

$h = 440 \text{ mm}$



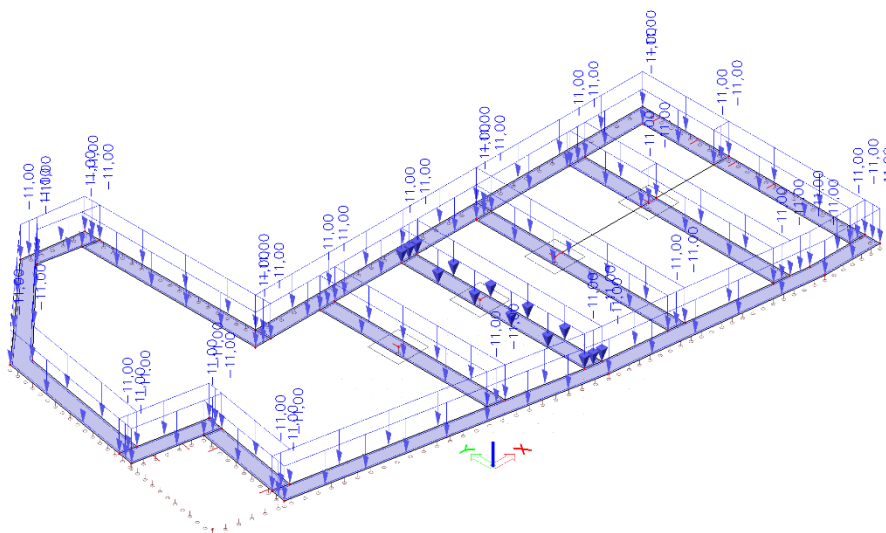
58 SCHÉMA VYLEHČENÝCH OBLASTÍ

6.1.5 ZATÍŽENÍ MODELU

Vlastní tíha desky není stejná po celé ploše, tudíž byl tento zatěžovací stav upřesněn a vlastní tíha vylehčených a nevylehčených oblastí je modelována s rozdílnou hodnotou. Ostatní zatěžovací stavy zůstávají shodné jako v kapitole 6.1.2.

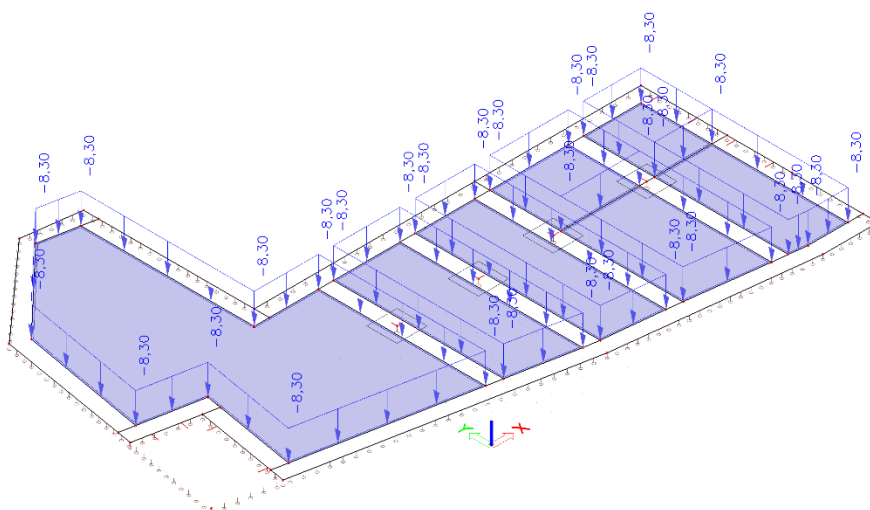
- ZS1.1 - Vlastní tíha – nevylehčené oblasti

Vzhledem k rozdílné povaze oblastí desky nebude vlastní tíha desky generována programem, ale bude zadána ručně jako samostatný zatěžovací stav.



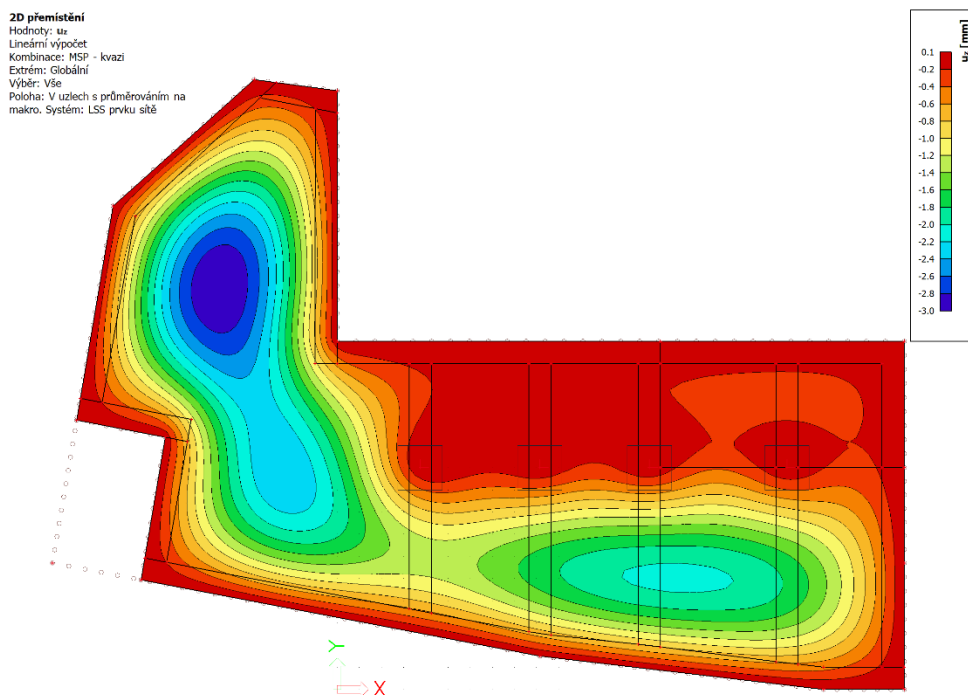
59 VLASTNÍ TÍHA NEVYLEHČENÝCH OBLASTÍ

- ZS1.2 - Vlastní tíha – vylehčené oblasti



60 VLASTNÍ TÍHA VYLEHČENÝCH OBLASTÍ

- Hodnoty elastického průhybu pro desku s vylehčenými oblastmi



61 HODNOTY ELASTICKÉHO PRŮHYBU PRO DESKU S VYLEHČENÝMI OBLASTMI

- Maximální hodnota elastického průhybu při kvazistálé kombinaci $u_{el} = 3 \text{ mm}$

Jak je patrné, velikost maximálního elastického průhybu se zmenšila téměř na poloviční hodnotu díky vylehčení desky oproti původní hodnotě 6,9 mm.

- Předpokládaná hodnota skutečného průhybu

$$u_{skut} \approx 5 * u_{el} \approx 5 * 3 = 15 \text{ mm}$$

Přesnější model s vylehčenými oblastmi lépe vystihuje skutečné chování konstrukce. Závěrem této kapitoly lze předpokládat, že takto vylehčená stropní deska s navrženou tloušťkou nebude z hlediska průhybu problematická a tudíž není potřeba tloušťku desky nijak měnit.

Průhyb s vlivem trhlin a dotvarování bude přesněji ověřen v další části této práce.

6.2 ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE PRO VÝPOČET OHYBOVÝCH MOMENTŮ

6.2.1 ÚPRAVA TLOUŠŤKY DESKY PRO VÝPOČET OHYBOVÝCH MOMENTŮ

Pro výpočet ohybových momentů lze použít model, kde je vlastní tíha desky konstantní. Je potřeba tloušťku desky v modelu upravit tak, aby byla hodnota vlastní tíha v softwaru vygenerována správně.

⇒ Vlastní tíha vylehčené desky s tl. 440 mm $g_k = 8,02 \text{ kN/m}^2$

⇒ Objemová tíha betonu $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

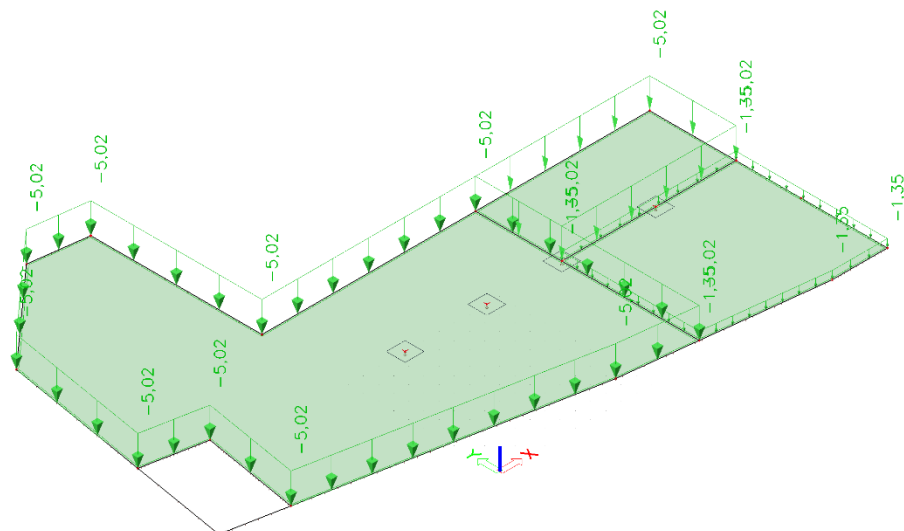
- Tloušťka desky pro výpočet ohybových momentů

$$\frac{g_k}{\gamma_c} = h_{náhr} \rightarrow h_{nárh} = \frac{8,02}{25} = \mathbf{0,321 \text{ m}}$$

6.2.2 VLASTNÍ TÍHA

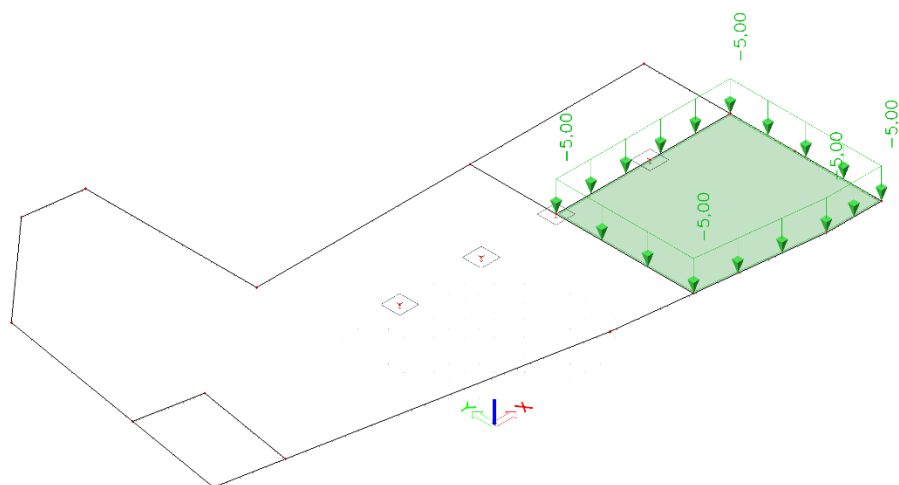
Vlastní tíha konstrukce pro výpočet ohybových momentů bude generována automaticky v programu.

6.2.3 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ



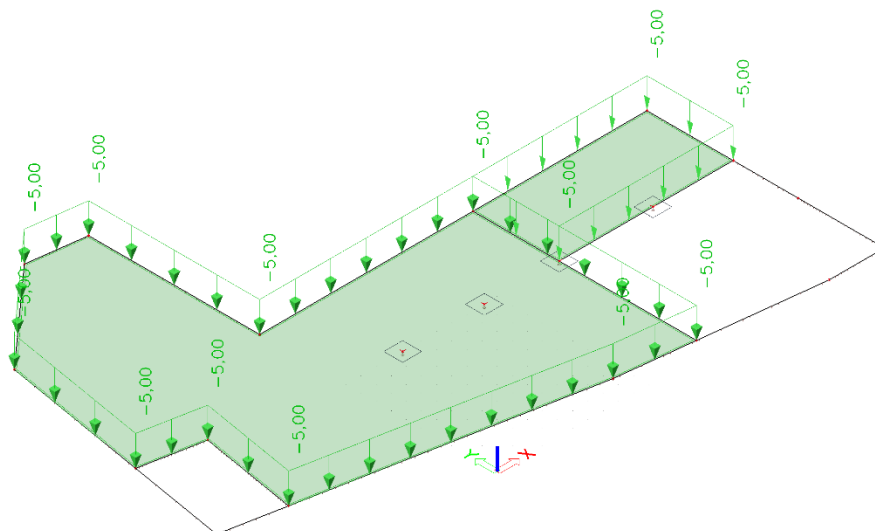
62 - OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

6.2.4 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ – KATEGORIE D



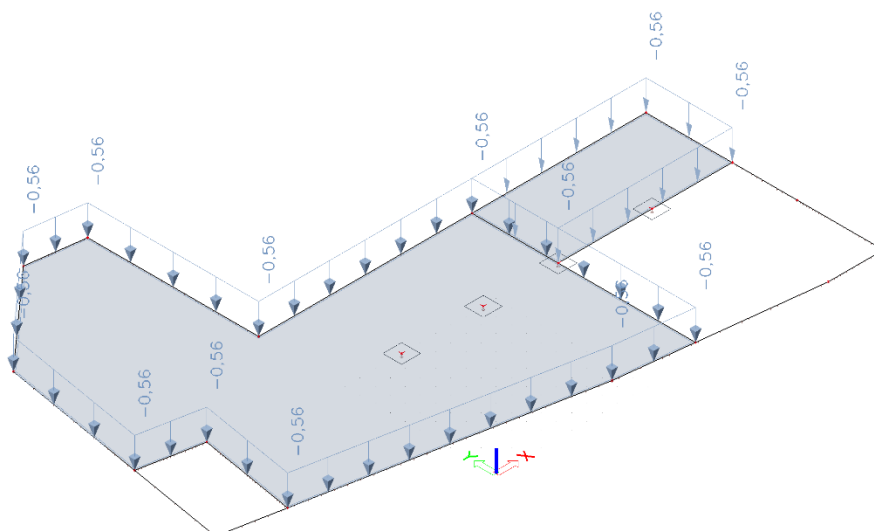
63 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ - KAT.D

6.2.5 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ – KATEGORIE G



64 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ - KAT.G

6.2.6 ZATÍŽENÍ SNĚHEM



65 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

6.3 NÁVRHOVÉ HODNOTY DIMENZAČNÍCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ

- Kombinace pro trvalé a dočasné nevratné stavy (základní kombinace)

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

⇒ Dílčí součinitel pro stálá zatížení $\gamma_{G,j} = 1,35$

⇒ Dílčí součinitel pro proměnná zatížení $\gamma_Q = 1,5$

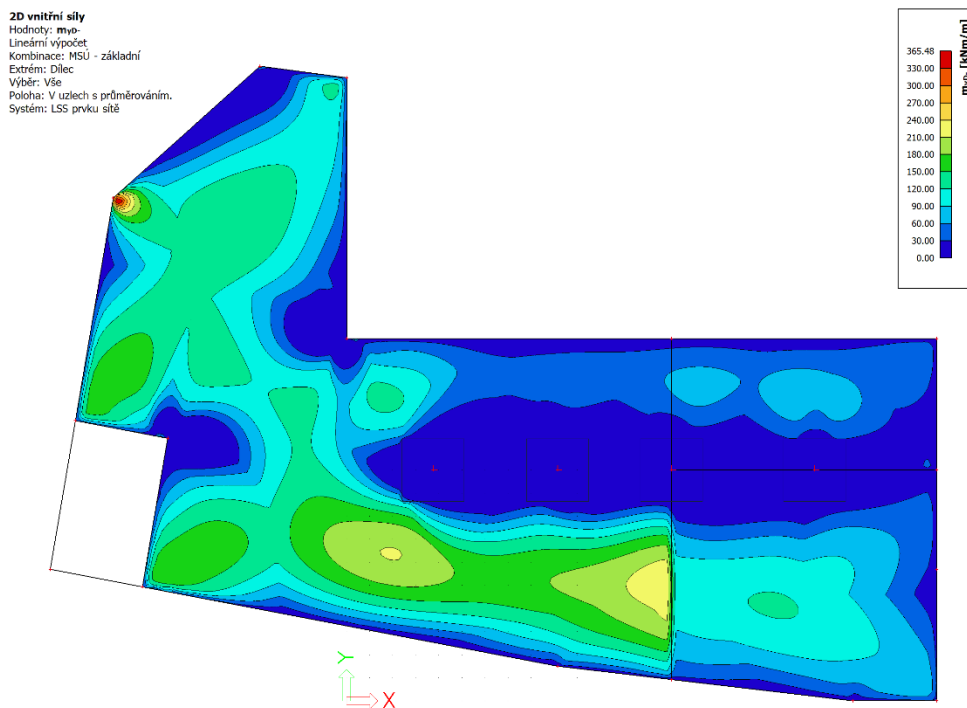
6.3.1 NÁVRHOVÉ HODNOTY DIMENZAČNÍCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ

- Průměrovací pás

Aby nedošlo ke vzniku nadměrných hodnot ohybových momentů v místě lokálních podpor, které nejsou reálné, nad sloupy je vložen průměrovací pás o šířce odpovídající hodnotě „rozměr sloupu + 2*3d“.

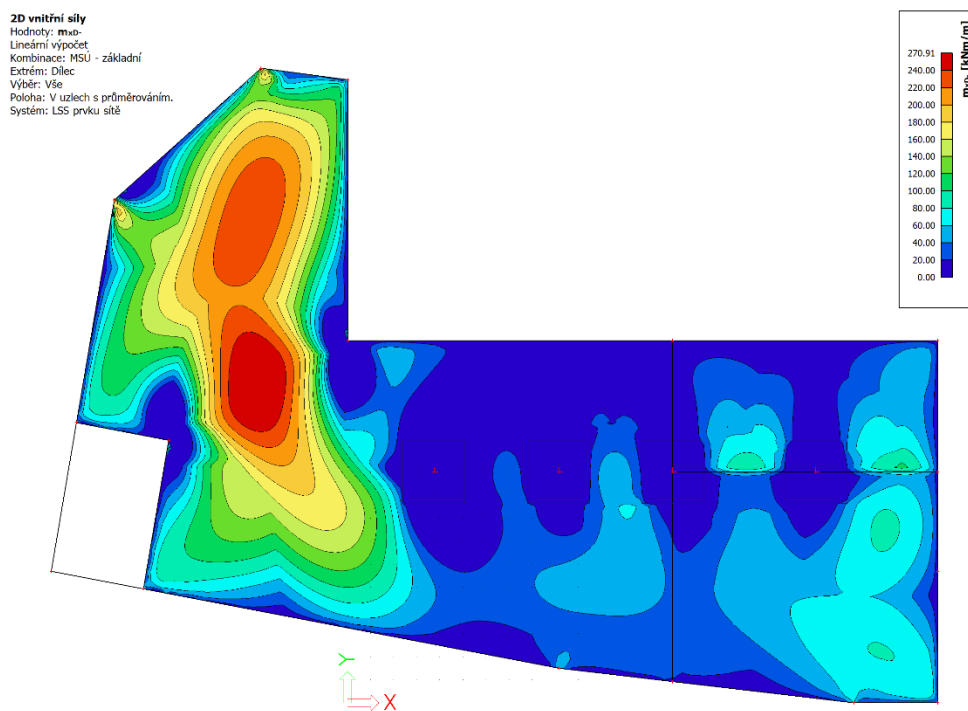
⇒ Šířka průměrovacího pasu 2700 mm

- Mezipodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru y:



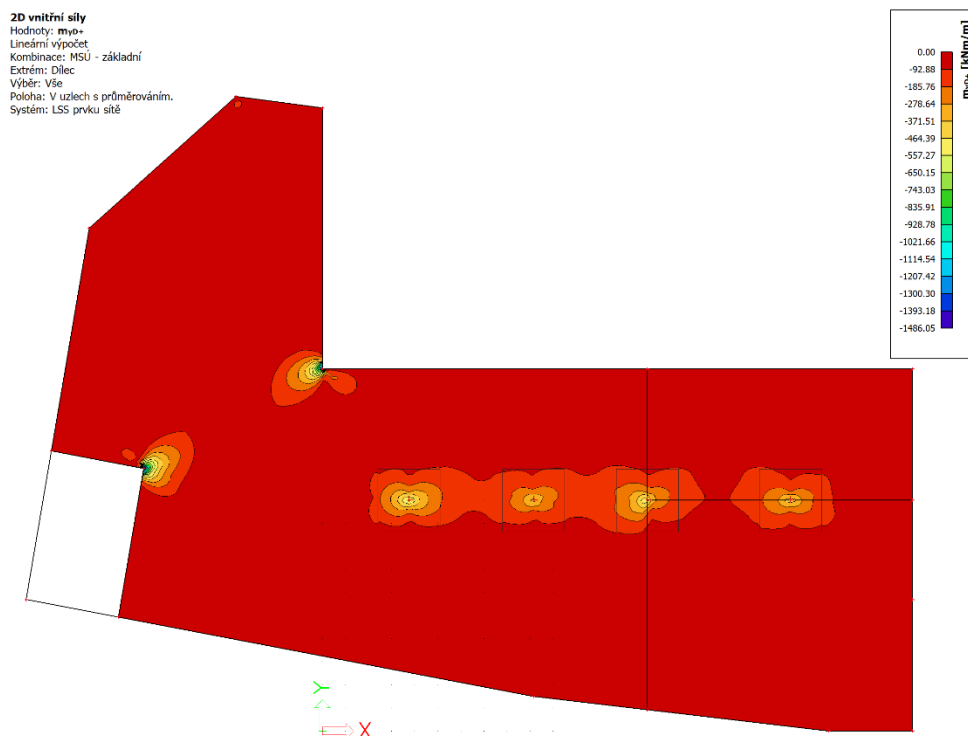
66 Kladné dimenzační momenty ve směru y

- Mezipodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru x:



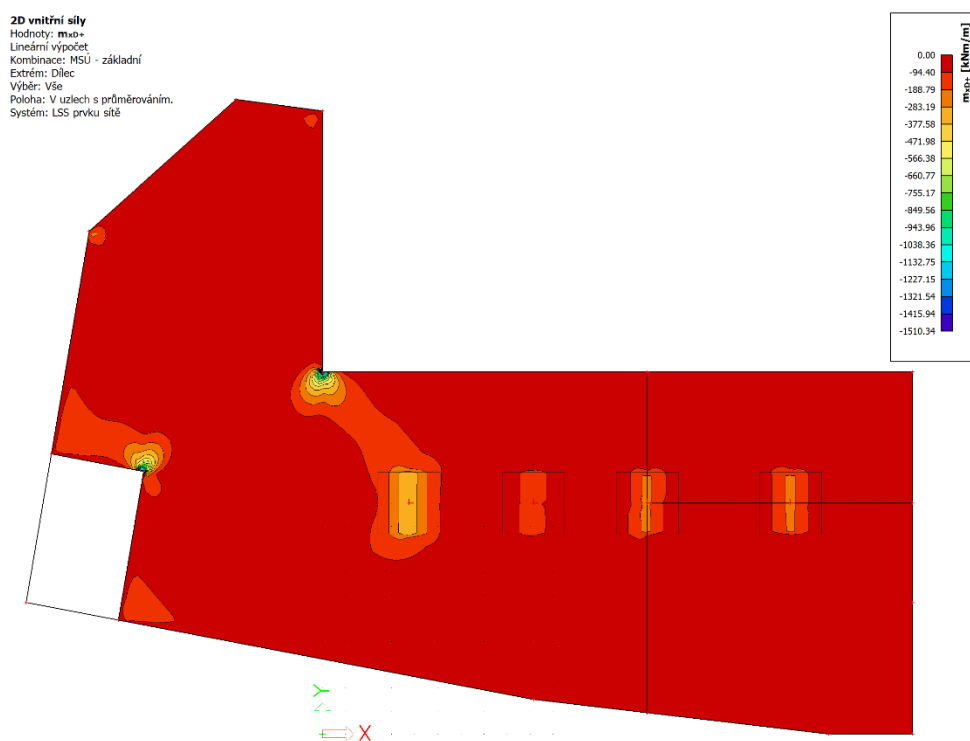
67 Kladné dimenzační momenty ve směru x

- Nadpodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru y:



68 ZÁPORNÉ DIMENZAČNÍ MOMENTY VE SMĚRU Y

- Nadpodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru x:



69 ZÁPORNÉ DIMENZAČNÍ MOMENTY VE SMĚRU X

V místě rohů vznikají nereálně vysoké hodnoty návrhových dimenzačních momentů a výztuž nebude dimenzována na tyto hodnoty.

6.4 NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE STROPNÍ DESKY NAD 1.PP

V této kapitole je navržena ohybová výztuž vylehčené stropní desky nad 1.PP na hodnoty návrhových dimenzačních momentů, zobrazených v kapitole 6.3.1. Výztuž je dimenzována s ohledem na konstrukční zásady a také s ohledem na minimální potřebnou plochu výztuže z hlediska šířky trhlin.

6.4.1 VÝPOČET KRYTÍ VÝZTUŽE PRO HORNÍ VÝZTUŽ

Pro následující výpočty je potřeba stanovit krycí vrstvu horní výztuže v betonových konstrukcích.

- **Minimální hodnota krytí**

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

$$\Delta c_{dur,st}, \Delta c_{dur,add} = 0$$

$\Delta c_{dur,\gamma}$ se neuvažuje

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 mm)$$

- Předpokládaný průměr výztuže:

$$\phi_s = 20 mm$$

- Minimální hodnota krycí vrstvy s přihlédnutím k požadavku soudržnosti:

$$c_{min,b} = \phi_s = 20 mm$$

- Minimální hodnota krycí vrstvy s přihlédnutím k podmínkám prostředí:

⇒ Konstrukční třída S4 – Budovy a další běžné stavby, návrhová životnost 50 let

Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]							
K-ční třída	Stupeň prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Doporučená třída konstrukce je S4 pro návrhovou životnost 50 let.

70 POŽADAVEK NA $c_{min,dur}$ DLE KČNÍ TŘÍDY

$$c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$$

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

- Návrhové zvětšení s přihlédnutím k možné toleranci

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

- Celková tloušťka krycí betonové vrstvy pro horní výztuž:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = \underline{\underline{30 \text{ mm}}}$$

- Celková tloušťka krycí betonové vrstvy pro spodní výztuž (viz. kapitola 4.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = \underline{\underline{25 \text{ mm}}}$$

6.4.2 KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

- Tloušťka desky h=440 mm

- Minimální průměr prutu $\varnothing_{min} = 12 \text{ mm}$

- Maximální účinná výška průřezu

$$d_{max} = d_x = h - c - 0,5\varnothing_{min} = 440 - 25 - 0,5 * 12 = 409 \text{ mm}$$

- Minimální plocha výztuže

$$A_{s,min} = 0,0013 * b * d_x = 0,0013 * 1000 * 409 = 531,7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0,26 * (f_{ctm} * b * d_x / f_{yk}) = 0,26 * (2,9 * 1000 * 409 / 500) = 616,77 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Maximální plocha výztuže pro vylehčenou desku

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 * 238400 = 9408 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Maximální rozteč prutů

$$s_{max} = \min(2h, 300) = \min(880, 300) = 300 \text{ mm}$$

- Minimální počet prutů v 1 m desky

$$(1000/s_{\max}) = (1000/300) = 3,33 = 4\phi/bm$$

- Kotevní délka výztuže – C30/37, dobré podmínky soudržnosti

$$\Rightarrow \alpha = 36$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 36 * 12 = 432 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 36 * 14 = 504 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 36 * 16 = 576 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 36 * 18 = 648 \text{ mm}$$

- Kotevní délka výztuže – C30/37, špatné podmínky soudržnosti

$$\alpha = 52$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 52 * 12 = 624 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 52 * 14 = 728 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 52 * 16 = 832 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha * \phi = 52 * 18 = 936 \text{ mm}$$

6.4.3 MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE PRO OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN

- Minimální průřezová plocha betonářské výztuže – obecný vzorec

$$A_{s,\min} = \frac{k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{\sigma_s}$$

\Rightarrow Odhad napětí ve výztuži po vzniku trhliny

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Součinitel zohledňující rozdělení napětí v průřezu před vznikem trhliny

$$k_c = 0,4$$

\Rightarrow Součinitel vyjadřující účinek nerovnom. Rozdělení vnitřních napětí

$$k = 0,9$$

$k = 1, 0$ pro $h \leq 300 \text{ mm}$

$k = 0,65$ pro $h \geq 800 \text{ mm}$

\Rightarrow Prům. hodnota pevnosti betonu v tahu v momentě 1. trhliny

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

$$f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$$

⇒ Plocha betonu v tažené oblasti průřezu

Pro plnou desku

$$A_{ct} = (h \cdot b) / 2 = (440 \cdot 1000) / 2 = 220\,000 \text{ mm}^2$$

Pro desku vylehčenou

$$A_{ct} = A_c / 2 = 238400 / 2 = 119\,200 \text{ mm}^2$$

- Minimální požadovaná průřezová plocha betonářské výztuže – pro plnou desku

$$A_{s,\min} = \frac{0,4 \cdot 0,9 \cdot 2,9 \cdot 220\,000}{250} = 918,72 \text{ mm}^2$$

- Minimální požadovaná průřezová plocha betonářské výztuže – pro vylehčenou desku

$$A_{s,\min} = \frac{0,4 \cdot 0,9 \cdot 2,9 \cdot 119\,200}{250} = 497,78 \text{ mm}^2$$

- Navržená plocha výztuže s ohledem na omezení šířky trhlin

Návrh: 8Ø12 As,prov= 904,8 mm²/m

- Výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_{s,\text{prov}} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{904,8 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 24,6 \text{ mm}$$

- Moment únosnosti s navrženou minimální výztuží

$$m_{Rd} = (d - 0,4x) \cdot A_s \cdot f_{yd} = (409 - 0,4 \cdot 24,6) \cdot 904,8 \cdot 435 \cdot 10^{-6} = 157,1 \text{ kNm}$$

6.4.4 ROZDELĚNÍ STROPNÍ DESKY NA OBLASTI DLE NAMÁHÁNÍ

Deska je rozdělena na oblasti dle namáhání. Oblast 1 je část desky, kde bude dostačující navržená minimální plocha výztuže s ohledem na omezení šířky trhlin, jenž je spočtena v předchozí kapitole 6.4.3. Oblasti 2 a 3 jsou místa desky, kde nebude tato navržená výztuž dostačující, jelikož by byl překročen moment únosnosti a je potřeba navrhnout větší plochu vyztužení.

Na následujících schématech jsou znovu vykresleny návrhové hodnoty dimenzačních ohybových momentů.

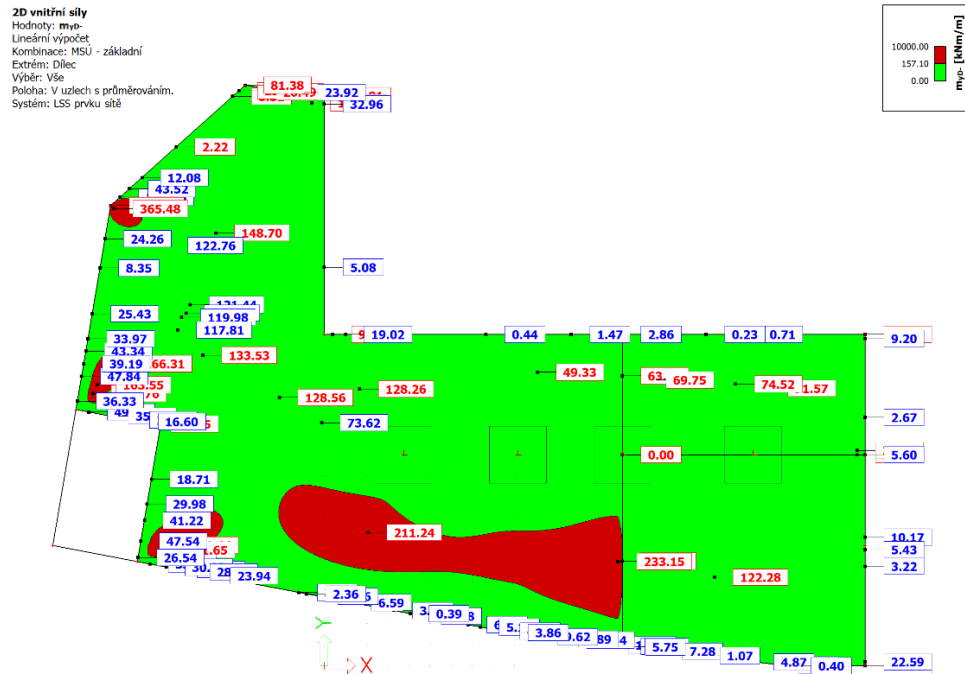
⇒ $M_{Ed} \leq M_{Rd} = 157,1 \text{ kNm}$

zobrazeno zeleně

⇒ $M_{Ed} \geq M_{Rd} = 157,1 \text{ kNm}$

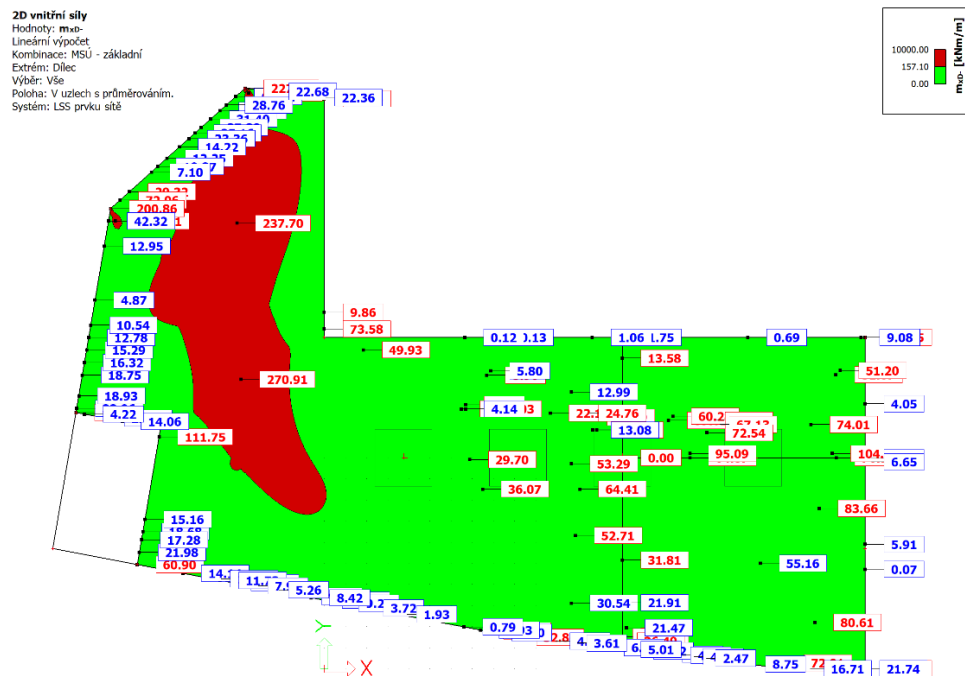
zobrazeno červeně

- Spodní výztuž – směr y



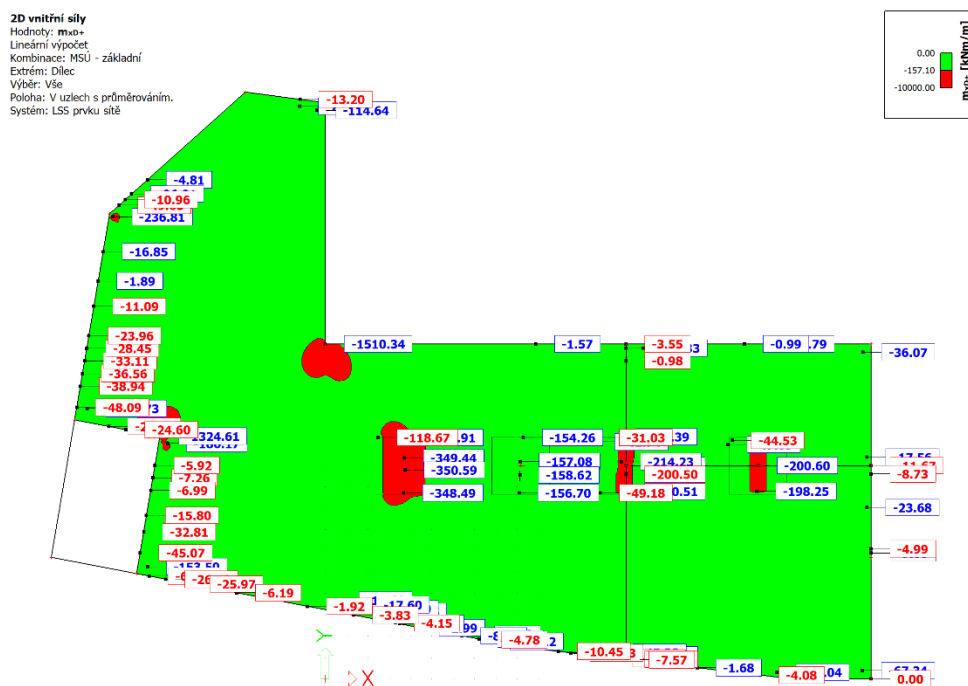
71 PŘEKROČENÍ MCR U SPODNÍHO POVRCHU - SMĚR Y

- Spodní výztuž – směr x



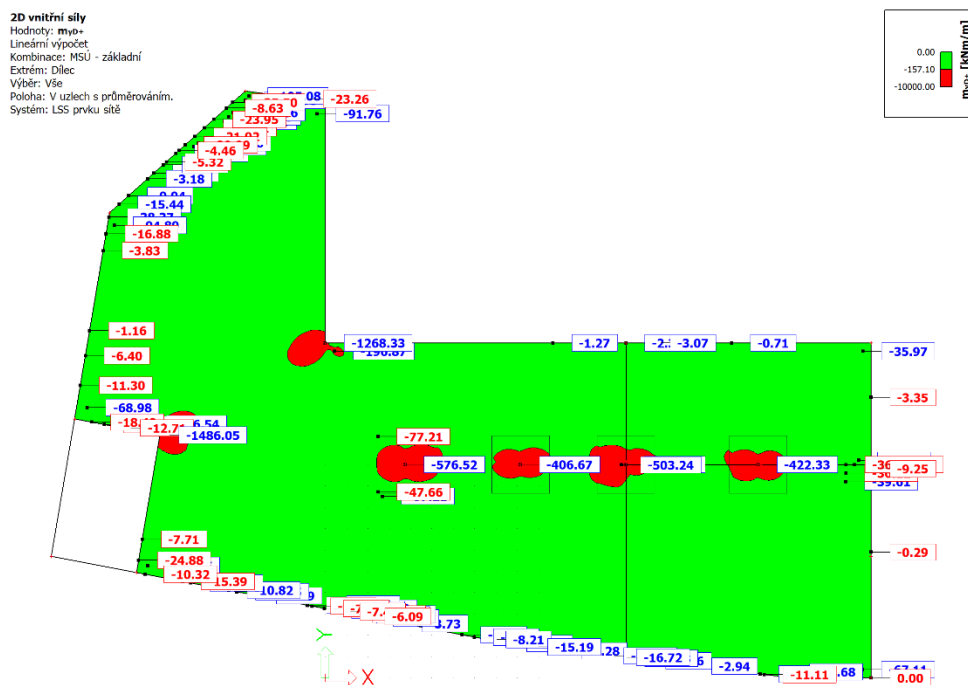
72 PŘEKROČENÍ MCR U SPODNÍHO POVRCHU - SMĚR X

• Horní výztuž – směr y



73 PŘEKROČENÍ MCR U HORNÍHO POVRCHU - SMĚR Y

• Horní výztuž – směr x



74 PŘEKROČENÍ MCR U HORNÍHO POVRCHU - SMĚR X

6.4.5 NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE DESKY

beton: fctm= 2,9 MPa fck= 30 MPa fcd= 20 MPa Ecm= 33 GPa
 ocel: fyk= 500 MPa fyk= 500 MPa fyd= 435 MPa Es= 200 GPa
 průřez c= 25 mm h= 440 mm Ø= 12 14 16 18 20 mm
 b= 1000 mm dk= 409 408 407 406 405
 Ac= 235200 mm² dy= 397 394 391 388 385

Spodní ohybová výztuž:

oblast vyztužení	m _{ed} [kNm/m]	Ø [mm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	ζ [-]	A _{s,req} [mm ²]	Počet prutů [ks/m]	A _{s,prov} [mm ²]	x [mm]	ξ [-] < 0,45	z [mm]	m _{red} [kNm/m]	m _{red} ·m _{ed}
směry	1	12	397	0,041	0,052	0,979	758,5	8	904,8	24,60	0,062	387,16	152,38	VYHOVUJE
	2	12	397	0,047	0,060	0,976	882,4	8	904,8	24,60	0,062	387,16	152,38	VYHOVUJE
	3	16	391	0,076	0,099	0,960	1427,5	8	1608,5	43,73	0,112	373,51	261,34	VYHOVUJE
směr x	1	12	409	0,028	0,036	0,986	542,3	8	904,8	24,60	0,060	399,16	157,10	VYHOVUJE
	2	16	407	0,082	0,107	0,957	1598,4	8	1608,5	43,73	0,107	389,51	272,54	VYHOVUJE

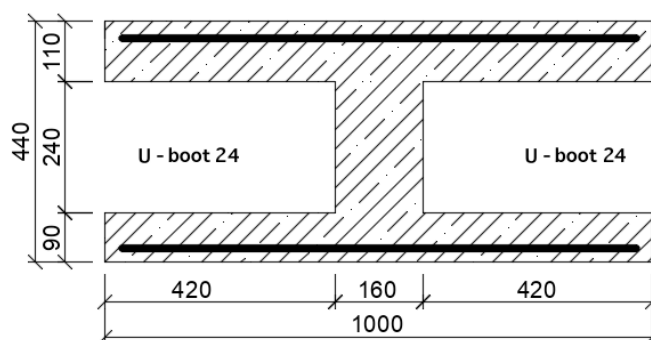
Horní ohybová výztuž:

oblast vyztužení	m _{ed} [kNm/m]	Ø [mm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	ζ [-]	A _{s,req} [mm ²]	Počet prutů [ks/m]	A _{s,prov} [mm ²]	x [mm]	ξ [-] < 0,45	z [mm]	m _{red} [kNm/m]	m _{red} ·m _{ed}
směry	1	12	397	0,024	0,031	0,988	452,7	8	904,8	24,60	0,062	387,16	152,38	VYHOVUJE
	2	20	385	0,194	0,273	0,891	3864,2	14	4398,2	119,58	0,311	337,17	645,08	VYHOVUJE
směr x	1	12	409	0,035	0,045	0,982	679,3	8	904,8	24,60	0,060	399,16	157,10	VYHOVUJE
	2	20	405	0,107	0,142	0,943	2109,5	8	2513,3	68,33	0,169	377,67	412,89	VYHOVUJE

6.5 POSOUZENÍ STROPNÍ DESKY NA MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

6.5.1 VÝPOČET CHARAKTERISTIK IDEÁLNÍHO PRŮŘEZU A OMEZENÍ NAPĚTÍ

- Schéma průřezu stropní desky s výztuží



75 SCHÉMA PRŮŘEZU STROPNÍ DESKY

- Vzorce použité při výpočtu charakteristik ideálního průřezu

Pro výpočet byl použit výpočetní program, vytvořený v prostředí tabulkového softwaru MS Excel.

Ideální průřez bez trhliny:

⇒ Poměr modulů pružnosti (pro krátkodobé zatížení) $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} [-]$

⇒ Poměr modulů pružnosti (pro dlouhodobé zatížení) $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ceff}} [-]$

⇒ Efektivní modul pružnosti betonu $E_{ceff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} [\text{GPa}]$

⇒ Ohybový moment od kvazistálého zatížení $M_{Ek,lt} [\text{kNm/m}]$

⇒ Účinná výška průřezu ve směru x $d_x = h_d - c_d - 0,5\varnothing [\text{mm}]$

⇒ Účinná výška průřezu ve směru y $d_y = h_d - c_d - 1,5\varnothing [\text{mm}]$

⇒ Plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + (\alpha_e - 1) * A_s [\text{mm}^2]$

⇒ Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od kraje $x_i = \frac{A_c * a_c + (\alpha_e - 1) * A_s * d}{A_i} [\text{mm}]$

⇒ Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti

$$I_i = I_c + A_c * (x_i - a_c)^2 + (\alpha_e - 1) * A_s * (d - x_i) \text{ [mm}^4\text{]}$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$m_{cr} = \frac{I_i}{(h-x_i)} * f_{ctm} \text{ [kNm/m]}$$

Ideální průřez s trhlinou:

⇒ Tloušťka tlačného betonu (N.O. prochází stojinou)

$$x_{ir} = -k_1 + \sqrt{k_1^2 + k_2} \text{ [mm]}$$

$$k_1 = \frac{1}{2b_s} [(b_c - b_s)h_c + 2\alpha_e A_s]$$

$$k_2 = \frac{2\alpha_e(A_s*d)}{b_s}$$

⇒ Tloušťka tlačného betonu

$$x_{ir} = -k_1 + \sqrt{k_1^2 + k_2} \text{ [mm]}$$

(N.O. prochází horní přírubou)

$$k_1 = \frac{\alpha_e A_s}{b_c}$$

$$k_2 = \frac{2\alpha_e(A_s*d)}{b_c}$$

⇒ Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

$$I_{ir} = \frac{1}{12} * b_c * h_c^3 + b_c * h_c * \left(x_{ir} - \frac{h_c}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} * b_s * (x_{ir} - h_c)^3 + b_s * \frac{(x_{ir}-h_c)(x_{ir}-h_c)^2}{4} + \alpha_e * A_s(d - x_{ir})^2 \text{ [mm}^4\text{]}$$

⇒ Napětí ve výztuži při namáhání ohyb. momentem

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{EK}}{I_{ir}} * (d - x_{ir}) \text{ [MPa]}$$

⇒ Omezení napětí ve výztuži

$$0,8f_{yk}$$

⇒ Napětí v betou při namáhání ohyb. Momentem

$$\sigma_c = \frac{M_{EK} * x_{ir}}{I_{ir}} \text{ [MPa]}$$

⇒ Omezení napětí v betonu při char. kombinaci

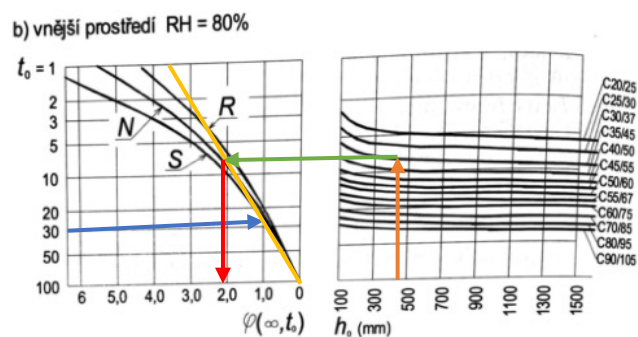
$$0,6f_{ck}$$

⇒ Omezení napětí v betonu při kvazist. kombinaci

$$0,45f_{ck}$$

- Stanovení součinitele dotvarování pro dlouhodobé účinky zatížení

⇒ Třída betonu	C30/37
⇒ Doba, po které je konstrukce poprvé zatížena	$t_0 = 28$ dní
⇒ Rychlost tuhnutí cementu	N – normální
⇒ Tloušťka desky	$h_0 = 440$ mm



76 STANOVENÍ SOUČiniteLE DOTVAROVÁNÍ

$$\varphi = 2,1$$

6.5.2 OMEZENÍ NAPĚTÍ

Krátkodobé účinky zatížení

beton:	2,90 MPa	fc _k =	30 MPa	20 MPa	E _{cm} =	33 GPa			
ocel:		fy _k =	500 MPa	435 MPa	Es=	200 GPa			
průřez		h=	440 mm	12	14	16			
		b=	1000 mm	409	408	407			
		Ac=	238400 mm ²	397	394	391			
		fc _{tm} =							
		c=							
		c=							

průřez	m _{skit} [kNm/m]	A _{s1} [mm ²]	φ [mm]	A _{s2} [mm ²]	d1 [mm]	x _r [mm]	l _r [mm ²]	A _{s2} [mm ²]	d2 [mm]	Al [mm ²]	α _{s,lt}	xi [mm]	li [m ³]	m _{er} [kNm/m]	m _{skit,m_{er}}
1	82,35	12	905	905	397	12	905	905	36	249367	6,06	211,76	0,006451	81,97	VZNIK TRHLIN
2	35,61	16	1608	4398	391	20	4398	40	40	274804	6,06	201,27	0,007163	87,01	BEZ TRHLIN
1	37,95	16	1608	905	407	12	905	36	36	253632	6,06	215,26	0,006632	85,57	BEZ TRHLIN
2	90,84	12	905	4398	409	20	4398	40	40	270539	6,06	193,64	0,007047	84,67	VZNIK TRHLIN

Průřez a trhlinou - ideální průřez

průřez	m _{skit} [kNm/m]	A _{s1} [mm ²]	A _{s2} [mm ²]	α _{s,lt}	x _r [mm]	l _r [mm ²]	σ _s [MPa]	0,8σ _{sk}	α _s < 0,8f _{yk}	σ _s [MPa]	0,45σ _{sk}	σ _s < 0,45f _{yk}
1	82,35	905	905	6,06	58,81115	0,00074	229,53	400	VYHOVUJE	6,59	13,5	VYHOVUJE
2	35,61	1608	4398	6,06	68,86216	0,00116	59,82	400	VYHOVUJE	2,11	13,5	VYHOVUJE
1	37,95	1608	905	6,06	77,29949	0,00123	61,51	400	VYHOVUJE	2,38	13,5	VYHOVUJE
2	90,84	905	4398	6,06	55,33014	0,00079	245,11	400	VYHOVUJE	6,33	13,5	VYHOVUJE

Dlouhodobé účinky zatížení

beton:	1,5 MPa	fc _k =	30 MPa	20 MPa	E _{cm} =	33 GPa			
ocel:		fy _k =	500 MPa	435 MPa	Es=	200 GPa			
průřez		h=	440 mm	12	14	16			
		b=	1000 mm	409	408	407			
		Ac=	238400 mm ²	397	394	391			
		fc _{tm} =							
		c=							
		c=							
		φ ^(c, l_r) =	2,1						
		E _{c,eff}	10,65 GPa						

průřez	m _{skit} [kNm/m]	A _{s1} [mm ²]	φ [mm]	A _{s2} [mm ²]	d1 [mm]	x _r [mm]	l _r [mm ²]	A _{s2} [mm ²]	d2 [mm]	Al [mm ²]	α _{s,lt}	xi [mm]	li [m ³]	m _{er} [kNm/m]	m _{skit,m_{er}}
1	82,35	12	905	905	397	12	905	905	36	272398	18,79	212,16	0,007202	91,67	BEZ TRHLIN
2	35,61	16	1608	4398	391	20	4398	40	40	351254	18,79	186,63	0,009281	106,22	BEZ TRHLIN
1	37,95	16	1608	905	407	12	905	36	36	285619	18,79	221,78	0,007742	102,89	BEZ TRHLIN
2	90,84	12	905	4398	409	20	4398	40	40	338032	18,79	179,54	0,008842	98,45	BEZ TRHLIN

Průřez bez trhlinou - ideální průřez

průřez	m _{skit} [kNm/m]	A _{s1} [mm ²]	A _{s2} [mm ²]	α _{s,lt}	x _r [mm]	l _r [mm ²]	σ _s [MPa]	0,8σ _{sk}	α _s < 0,8f _{yk}	σ _s [MPa]	0,45σ _{sk}	σ _s < 0,45f _{yk}
1	82,35	905	905	18,79	84,63424	0,00191	253,63	400	VYHOVUJE	3,66	13,5	VYHOVUJE
2	35,61	1608	4398	18,79	90,91407	0,00319	62,98	400	VYHOVUJE	1,02	13,5	VYHOVUJE
1	37,95	1608	905	18,79	124,86069	0,00319	63,11	400	VYHOVUJE	1,49	13,5	VYHOVUJE
2	90,84	905	4398	18,79	67,81723	0,00217	268,62	400	VYHOVUJE	2,84	13,5	VYHOVUJE

Průřez a trhlinou - ideální průřez

průřez	m _{skit} [kNm/m]	A _{s1} [mm ²]	A _{s2} [mm ²]	α _{s,lt}	x _r [mm]	l _r [mm ²]	σ _s [MPa]	0,8σ _{sk}	α _s < 0,8f _{yk}	σ _s [MPa]	0,45σ _{sk}	σ _s < 0,45f _{yk}
1	82,35	905	905	18,79	84,63424	0,00191	253,63	400	VYHOVUJE	3,66	13,5	VYHOVUJE
2	35,61	1608	4398	18,79	90,91407	0,00319	62,98	400	VYHOVUJE	1,02	13,5	VYHOVUJE
1	37,95	1608	905	18,79	124,86069	0,00319	63,11	400	VYHOVUJE	1,49	13,5	VYHOVUJE
2	90,84	905	4398	18,79	67,81723	0,00217	268,62	400	VYHOVUJE	2,84	13,5	VYHOVUJE

Podmínky omezení napětí v betonu a ve výztuži vyhoví ve stropní desce s navrženou ohybovou výztuží.

6.5.3 OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN STROPNÍ DESKY

⇒ Doporučená maximální šířka trhliny pro železobetonou konstrukci se stupněm prostředí XC1 a kvazistálou kombinaci zatížení $w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$

V kapitole 6.4.3 byla navržena minimální plocha výztuže s ohledem na omezení šířky trhlin. Tím je zajištěno, že budou dodrženy minimální plochy výztuže dané ČSN EN 1992-1-1 s ohledem na omezení šířky trhliny.

- Minimální požadovaná průřezová plocha betonářské výztuže – pro plnou desku

$$A_{s,\min} = \frac{0,4 \cdot 0,9 \cdot 2,9 \cdot 220\,000}{250} = 918,72 \text{ mm}^2$$

- Minimální požadovaná průřezová plocha betonářské výztuže – pro vylehčenou desku

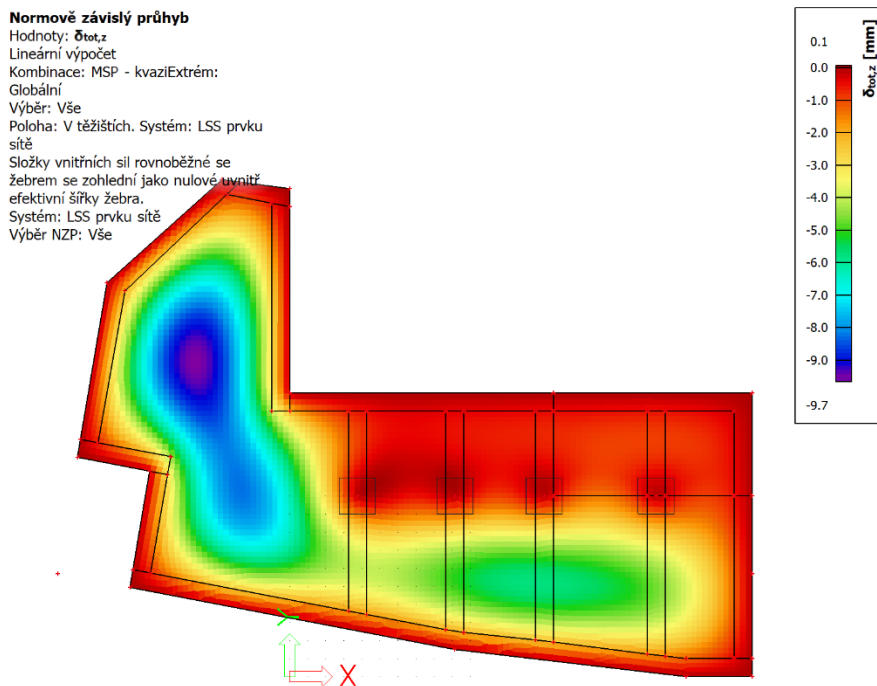
$$A_{s,\min} = \frac{0,4 \cdot 0,9 \cdot 2,9 \cdot 119\,200}{250} = 497,78 \text{ mm}^2$$

- Navržená plocha výztuže s ohledem na omezení šířky trhlin

Návrh: 8Ø12 $A_{s,\text{prov}} = 904,8 \text{ mm}^2/\text{m}$

6.5.4 VÝPOČET CELKOVÉHO PRŮHYBU STROPNÍ DESKY

Kontrola průhybu pomocí programu SCIA ENGINEER



77 CELKOVÝ PRŮHYB KONSTRUKCE

Celkový průhyb desky v programu vychází velice příznivě a to z důvodu, že v průřezích ve kterých SCIA ENGINEER počítá maximální průhyb, není překročen moment na mezi vzniku trhlin při kvazistálé kombinaci zatížení a tak teoreticky nevznikají trhliny ani při dlouhodobých účincích od zatížení, což v realitě není možné a z podstaty železobetonu trhliny vznikají z mnoha důvodů, které nelze zahrnout do výpočtového modelu.

Aby bylo zajištěno, že software bude celkový průhyb počítat v průřezu oslabeném trhlínami, je potřeba snížit hodnotu momentu na vzniku trhlin, proto bude v softwaru ručně zmenšena průměrná hodnota betonu v tahu 2,5krát.

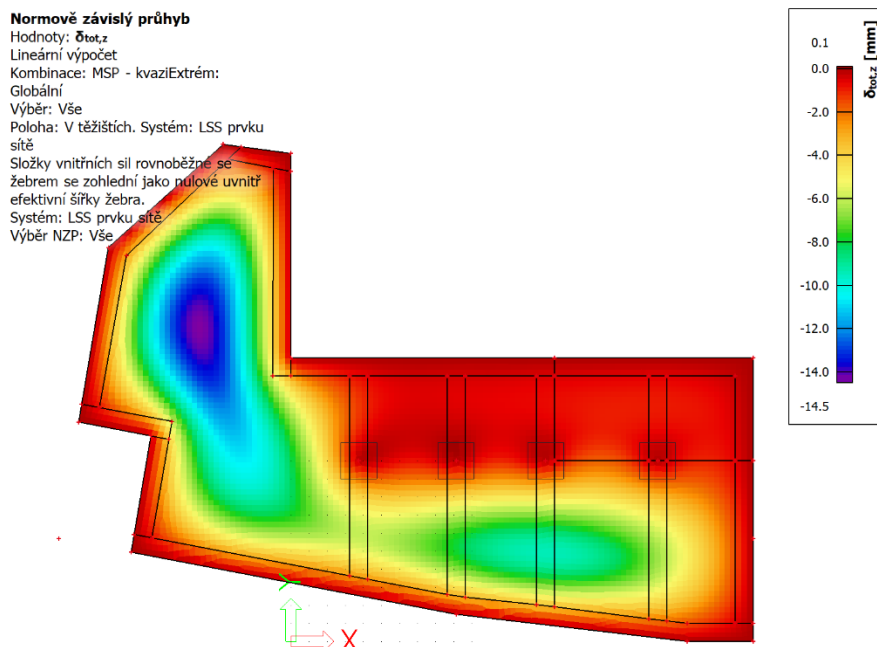
⇒ Průměrná hodnota betonu v tahu

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

⇒ Snížená prům. hodnota betonu v tahu

$$f_{ctm,nižší} = 1,2 \text{ MPa}$$

- Nová hodnota průhybu s poníženou pevností f_{ctm}



78 CELKOVÝ PRŮHYB KONSTRUKCE S PONÍŽENOU HODNOTOU f_{ctm}

Hodnoty celkového průhybu z programu SCIA ENGINEER vychází stále velice příznivě i s poníženou hodnotou pevnosti v tahu, proto je celkový průhyb stropní desky kontrolován také pomocí ručního výpočtu.

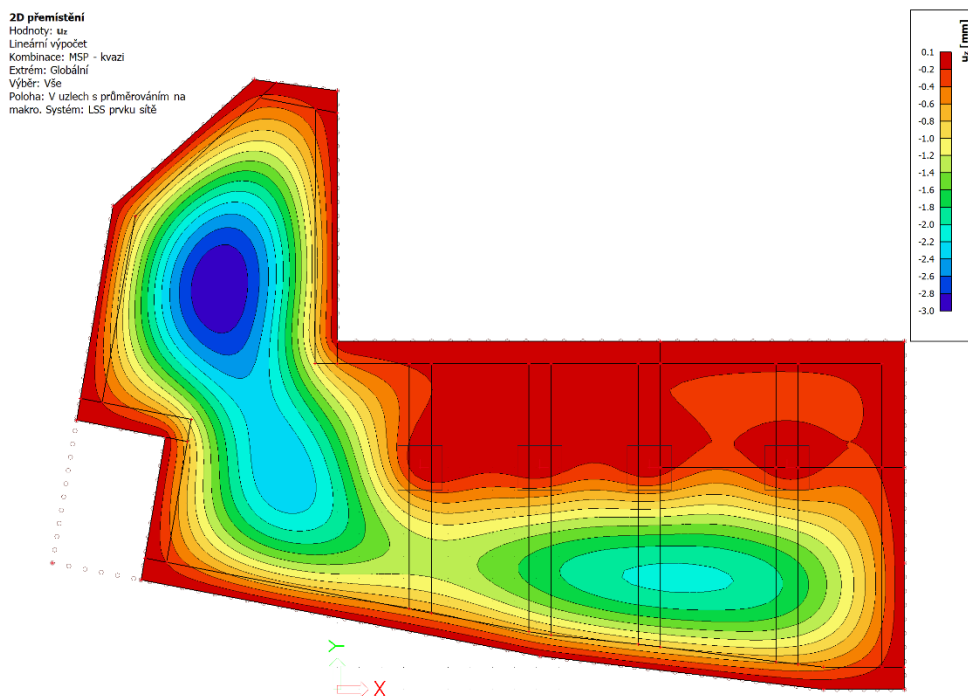
Kontrola průhybu ručním výpočtem

Průhyb bude vypočten v místě největšího elastického průhybu desky.

⇒ Rozpětí v místě největšího el. průhybu

$l = 9,37$ m

Hodnota elastického průhybu bude převzata z programu SCIA ENGINEER.



79 HODNOTA ELASTICKÉHO PRŮHYBU

⇒ Maximální hodnota elastického průhybu při kvazistálé kombinaci $u_{el} = 3 \text{ mm}$

Pro výpočet průhybu jsou uvažovány průřezové charakteristiky mezipodporového průřezu ve směru y vypočteny v kapitole 6.5.1.

- Průřezové charakteristiky pro dlouhodobé účinky zatížení v místě největšího elastického průhybu:

⇒ Moment setrvačnosti průřezu bez výztuže $I_c = 0,00625 \text{ m}^4$

⇒ Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od kraje $x_i = 212,16 \text{ mm}$

⇒ Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin $I_i = 0,00720 \text{ m}^4$

⇒ Výška tlačného betonu $x_{ir} = 84,63 \text{ mm}$

⇒ Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin $I_i = 0,00191 \text{ m}^4$

- Výztuž v průřezu:

⇒ Plocha tažené výztuže $A_{s,1} = 905 \text{ mm}^2$

⇒ Plocha tlačná výztuže $A_{s,2} = 905 \text{ mm}^2$

- Výpočet skutečného průhybu u_{skut}

Hodnota skutečného průhybu u_{skut} bude vypočtena úpravou hodnoty elastického průhybu. Dotvarování betonu a vliv vzniku trhlin má nepříznivý vliv na ohybovou tuhost desky. Bude proto uvažováno zmenšení ohybové tuhosti s ohledem na tyto procesy v betonu.

⇒ Pevnostní třída betonu	C30/37
⇒ Průměrná pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
⇒ Modul pružnosti betonu – průměrná hodnota	$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$
⇒ Efektivní modul pružnosti betonu	$E_{ceff} = 10,65 \text{ GPa}$
⇒ Součinitel dotvarování	$\varphi(\infty, t_0) = 2,1$
⇒ Relativní vlhkost prostředí	rh= 50%
⇒ Třída cementu	N
⇒ Náhradní tloušťka desky	$h_0 = 238,4 \text{ mm}$
⇒ Doba, po které je konstrukce poprvé zatížena	$t_0 = 28 \text{ dní}$

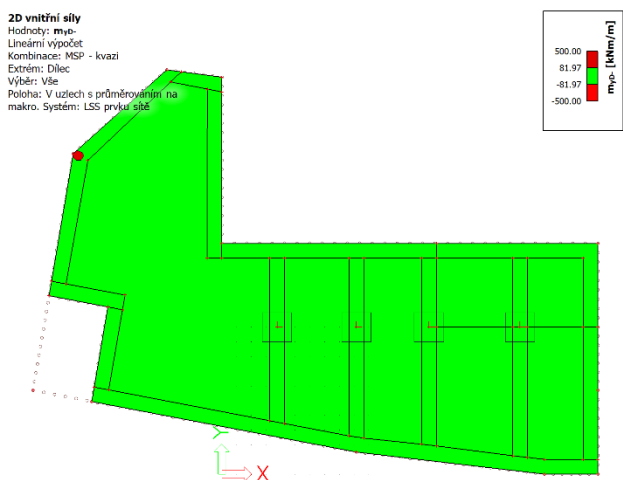
⇒ Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = 81,97 \text{ kNm/m}$$

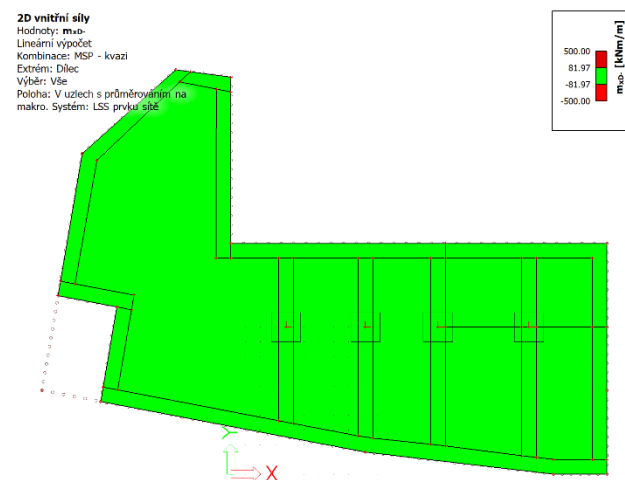
- Oblasti stropní desky, kde je překročena hodnota $M_{cr} = 81,97 \text{ kNm/m}$

Kvazistálá kombinace zatížení

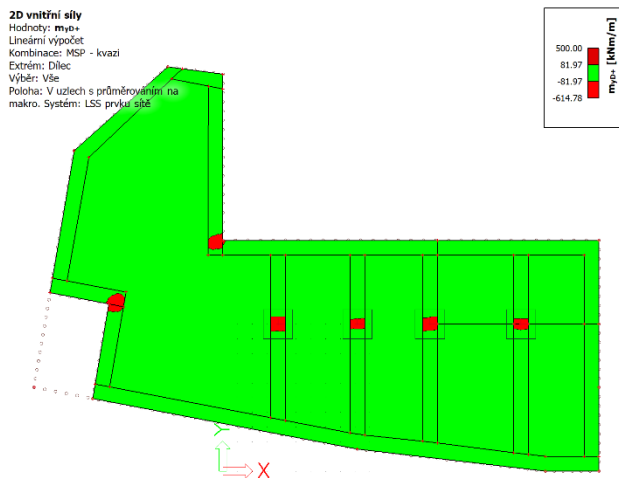
Spodní povrch – směr y



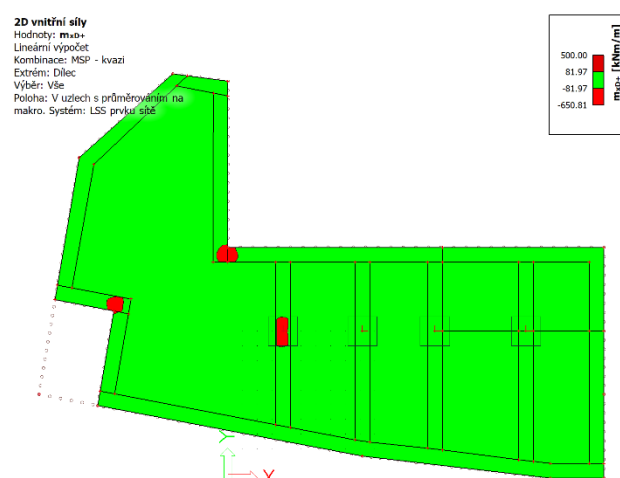
Spodní povrch – směr x



Horní povrch – směr y

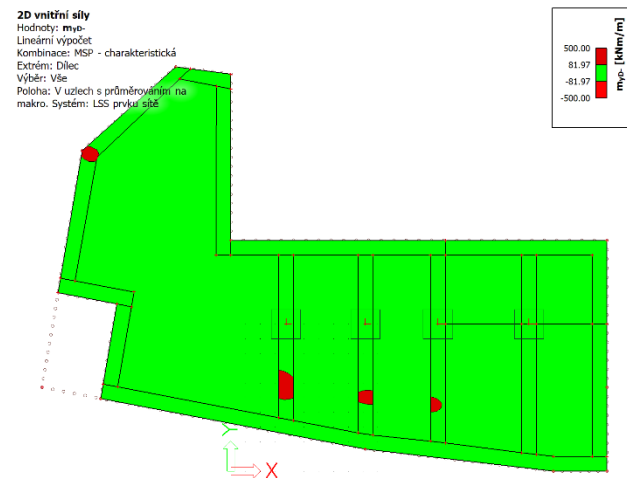


Horní povrch – směr x

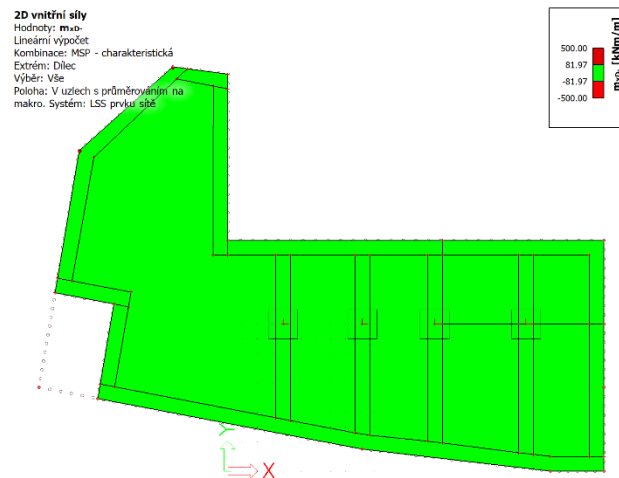


Charakteristická kombinace zatížení

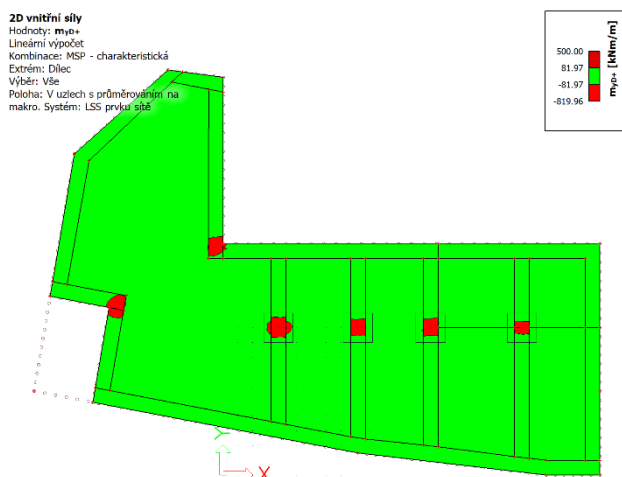
Spodní povrch – směr y



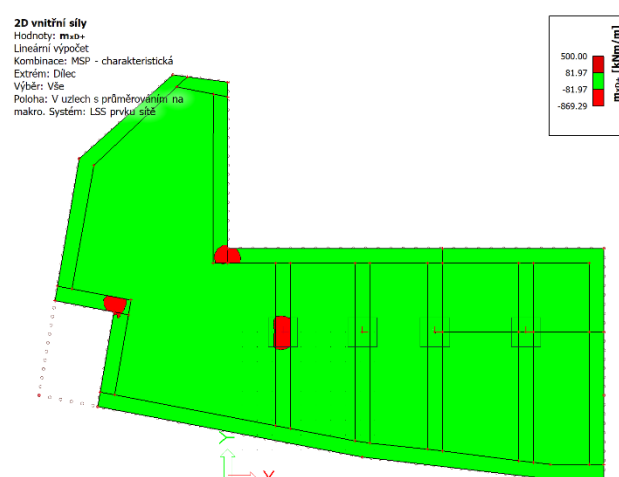
Spodní povrch – směr x



Horní povrch – směr y



Horní povrch – směr x



Hodnota M_{cr} byla překročena při kvazistálé i charakteristické kombinaci zatížení u spodního i horního povrchu, a to v průřezích, blízcích se podporám a ve směru y také v poli. Zde lze teoreticky předpokládat vznik trhlin.

Čím více je v průřezu překročena hodnota momentu na vzniku trhlin M_{cr} , tím více trhlin vzniká a méně se uplatňuje spolupůsobení taženého betonu. Moment od zatížení u spodního povrchu ve směru x je v tomto případě menší, což by znamenalo, že teoreticky trhliny nevznikají. Nelze zde však zahrnout technologické postupy a další „reálné“ vlivy, které se projeví na staveništi, proto je potřeba brát v potaz, že mohou vznikat trhliny i v průřezích, kde nevzniknou od zatížení.

1) Předpoklad: Pokles ohybové tuhosti uvažován v celé desce jako v nejslabenějším průřezu.

- Stanovení ζ s poměrem $\frac{M_{cr}}{M_{qp}}$ pro prostý ohyb:

⇒ Pro dlouhodobé zatížení $\beta=0,5$

⇒ Moment na vzniku trhlin $M_{cr}= 81,97 \text{ kNm/m}$

⇒ Moment při kvazistálé kombinaci zatížení $M_{qp} = 264,03 \text{ kNm/m}$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 = 1 - 0,5 \left(\frac{81,97}{264,03} \right)^2 = 0,095$$

- Výsledný moment setrvačnosti, pokud by byla deska po celé šířce oslabena trhlinami jako nejvíce oslabený průřez, tzn. Průřez na podporou:

$$I_{výsl} = \frac{I_i * I_{ir}}{\zeta * I_i + (1 - \zeta) * I_{ir}} = \frac{0,00720 * 0,00191}{0,95 * 0,00720 + (1 - 0,95) * 0,00191} = 0,00198 \text{ m}^4$$

- Zvětšení průhybu vlivem trhlin s uvažováním tahového zpevnění betonu:

$$k_{crack} = \frac{I_c}{I_{výsl}} = \frac{0,00625}{0,00198} = 3,2$$

- Zvětšení průhybu vlivem dotvarování:

$$k_{creep} = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{33}{10,65} = 3,1$$

- Celkový průhyb od zatížení s vlivem trhlin a dotvarování:

$$u_{zatížení} = u_{průžný} * k_{crack} * k_{creep} = 3 * 3,2 * 3,1 = 29,76 \text{ mm}$$

$$u_{zatížení} = 29,79 \text{ mm} \leq u_{lim} = \frac{9370}{250} = 37,48 \text{ mm}$$

2) Předpoklad: Pokles ohybové tuhosti uvažován jako vážený průměr mezi nejoslabenějším průřezem porušeným trhlinami a průřezem bez trhlin.

- Zvětšení průhybu v průřezu bez trhlin:

$$\frac{I_c}{I_{\text{výsl,I}}} = \frac{0,00625}{0,00720} = 0,86$$

- Zvětšení průhybu v průřezu s trhlinou:

$$\frac{I_c}{I_{\text{výsl,II}}} = \frac{0,00625}{0,00191} = 3,27$$

- Celkové zvětšení průhybu se zahrnutím vlivu trhlin:

Na základě schémat je uvažováno, že deska je oslabena vlivem trhlin na 15% plochy tzn.

$$k_{\text{crack}} = \left(0,85 * \frac{I_c}{I_{\text{výsl,I}}}\right) + \left(0,15 * \frac{I_c}{I_{\text{výsl,II}}}\right) = 1,22$$

- Celkový průhyb od zatížení s vlivem trhlin a dotvarování:

$$u_{\text{zatížení}} = u_{\text{průžný}} * k_{\text{crack}} * k_{\text{creep}} = 3 * 1,22 * 3,1 = 11,36 \text{ mm}$$

$$u_{\text{zatížení}} = 11,36 \text{ mm} \leq u_{\text{lim}} = \frac{9370}{250} = 37,48 \text{ mm}$$

Pokud by se předpokládal pokles tuhosti po celé ploše desky jako v nejoslabenějším průřezu, pružný průhyb od zatížení by se zvětšil přibližně 10x. Ani v této nejnepříznivější situaci by nebyl překročen limitní průhyb, který udává ČSN-EN-1992-1-1.

Ze schémat je patrné, že trhliny by teoreticky vznikaly pouze na malé části desky, proto lze uvažovat s předpokladem č. 2, že deska bude oslabena trhlinami cca z 15 %. Pokud by byl uvažován předpoklad č. 2, pak by se pružný průhyb zvětšil přibližně 4x. Tato hodnota je velice blízko vypočtené hodnotě z programu SCIA ENGINEER.

Lze se domnívat, že reálný průhyb desky se bude pohybovat mezi hodnotou, spočtenou programem SCIA ENGINEER, která je příliš optimistická a mezi hodnotou, která byla spočtena ručně hrubým odhadem. Ani v jednom případě není překročen limitní průhyb desky a je možné předpokládat, že takto navržená stropní deska vyhoví na MSP.

6.6 POSOUZENÍ A NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE STROPNÍ DESKY

V této kapitole bude posouzeno, zda je nutné navrhovat smykovou výztuž desky. Pokud nebude únosnost desky bez výztuže dostatečná, pak bude navržena smyková výztuž.

6.6.1 POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE STROPNÍ DESKY

- Účinná výška desky

$$d_x = d_y = h - c - 0,5\phi = 440 - 25 - 0,5 * 12 = 409 \text{ mm}$$

- Únosnost plné části stropní desky bez smykové výztuže

Smyková únosnost stropní desky bez výztuže bude počítána s nejmenším možným stupněm vyztužení dle navržené ohybové výztuže v celé ploše desky

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * bw * d > v_{min}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{404}} = 1,7 \leq 2,0$$

$$\rho = \rho_x = \rho_y = \frac{A_{sx}}{b * dx} = \frac{905}{1000 * 404} = 0,0022 \leq 0,02$$

$$\Rightarrow \text{Šířka desky:} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Plochy výztuže v desce šířky b} \quad A_{sx} = 905 \text{ mm}^2, A_{sy} = 905 \text{ mm}^2$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{2}{3}} * f_{ck}^{\frac{1}{3}} = 0,035 * 1,7^{\frac{2}{3}} * 30^{\frac{1}{3}} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 * 1,7 * (100 * 0,0022 * 30)^{\frac{1}{3}} * 1000 * 409$$

$$V_{Rd,c} = 156,51 \text{ kN} > V_{Ed}$$

- Únosnost vylehčené části stropní desky bez smykové výztuže

Smyková únosnost stropní desky bez výztuže bude počítána s nejmenším možným stupněm vyztužení dle navržené ohybové výztuže v celé ploše desky.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d > v_{min}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{409}} = 1,7 \leq 2,0$$

$$\rho = \rho_x = \rho_y = \frac{A_s}{b*d} = \frac{905}{1000*409} = 0,0022 \leq 0,02$$

$$\Rightarrow \text{Šířka desky a žebra:} \quad b = 1000 \text{ mm}, b_w = 160 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Plochy výztuže v desce} \quad A_{sx} = 905 \text{ mm}^2, A_{sy} = 905 \text{ mm}^2$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{2}{3}} * f_{ck}^{\frac{1}{3}} = 0,035 * 1,7^{\frac{2}{3}} * 30^{\frac{1}{3}} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,vyleh} = 0,12 * 1,7 * (100 * 0,0022 * 30)^{\frac{1}{3}} * 160 * 409 =$$

$$V_{Rd,c,vyleh} = \mathbf{25,04 \text{ kN} > V_{Ed}}$$

- Únosnost tlakové diagonály

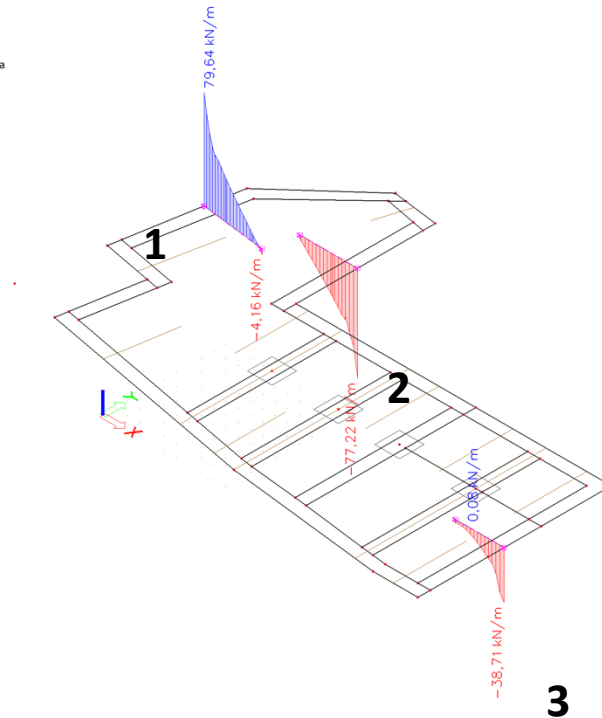
$$v_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) * 30 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = \mathbf{4,22 \text{ MPa}}$$

- Posouvající síly po obvodě desky ve směru x

2D vnitřní síly
 Hodnoty: v_x
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU - základní
 Extrém: Dilec
 Výběr: SE6, SE14, SE15
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť

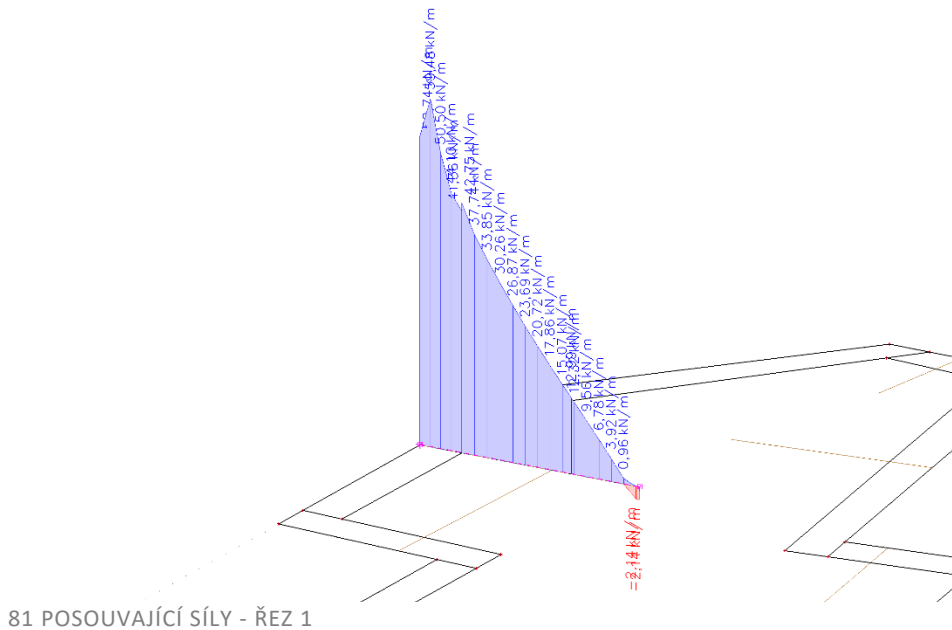


80 VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍCH SIL V ŘEZECH - SMĚR X

- Posouzení smykové výztuže v řezu 1

V řezu 1 se nachází maximální posouvající síla v místě vylehčené desky, proto bude provedeno posouzení, zda je potřeba navrhnout smykovou výztuž.

2D vnitřní síly
 Hodnoty: v_x
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU - základní
 Extrém: Sl'
 Výběr: SE14
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



81 POSOUVAJÍCÍ SÍLY - ŘEZ 1

⇒ Hodnota posouvající síly místě plné desky

$V_{ED,max,1} = 59,48 \text{ kN}$

$V_{Rd,c} = 156,51 \text{ kN} > V_{Ed,max,1} = 59,48 \text{ kN}$

VYHOVUJE

⇒ Hodnota posouvající síly místě vylehčené desky

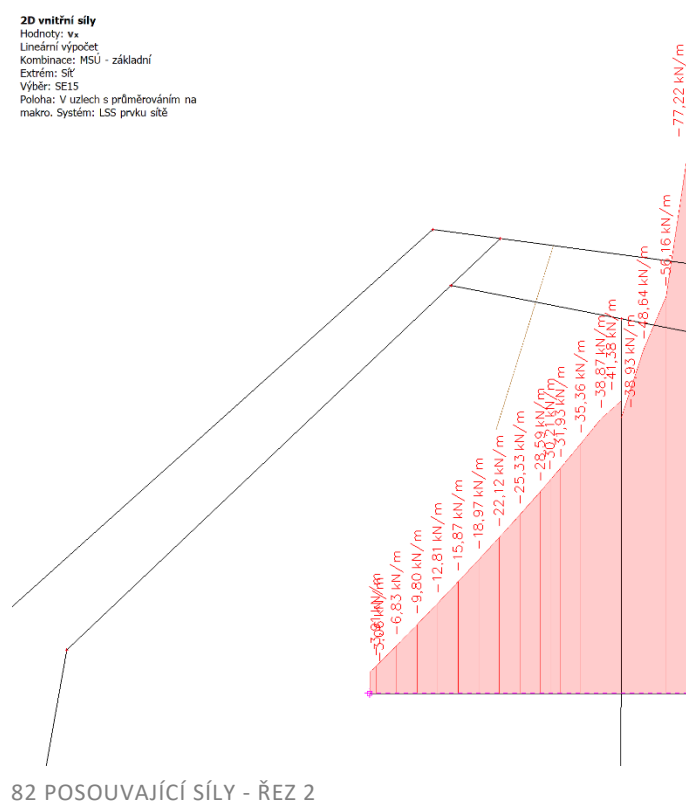
$V_{ED,max,1} = 42,75 \text{ kN}$

$V_{Rd,c,vyleh} = 25,04 \text{ kN} > V_{Ed,max,1} = 42,75 \text{ kN}$

NEVYHOVUJE

- Posouzení smykové výztuže v řezu 2

V řezu 2 se nachází maximální posouvající síla v místě nevylehčené desky, proto zde bude provedeno posouzení, zda je potřeba navrhnout smykovou výztuž.



⇒ Hodnota posouvající síly místě plné desky

$V_{ED,max,1} = 77,22 \text{ kN}$

$V_{Rd,c} = 156,51 \text{ kN} > V_{Ed,max,1} = 77,22 \text{ kN}$

VYHOVUJE

⇒ Hodnota posouvající síly místě vylehčené desky

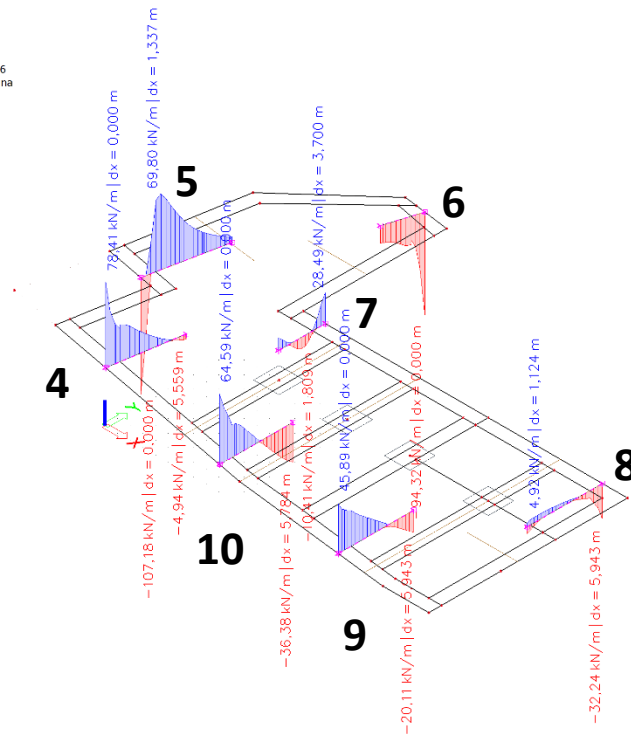
$V_{ED,max,1} = 41,38 \text{ kN}$

$V_{Rd,c,vyleh} = 25,04 \text{ kN} > V_{Ed,max,1} = 41,38 \text{ kN}$

NEVYHOVUJE

- Posouvající síly po obvodě desky ve směru y

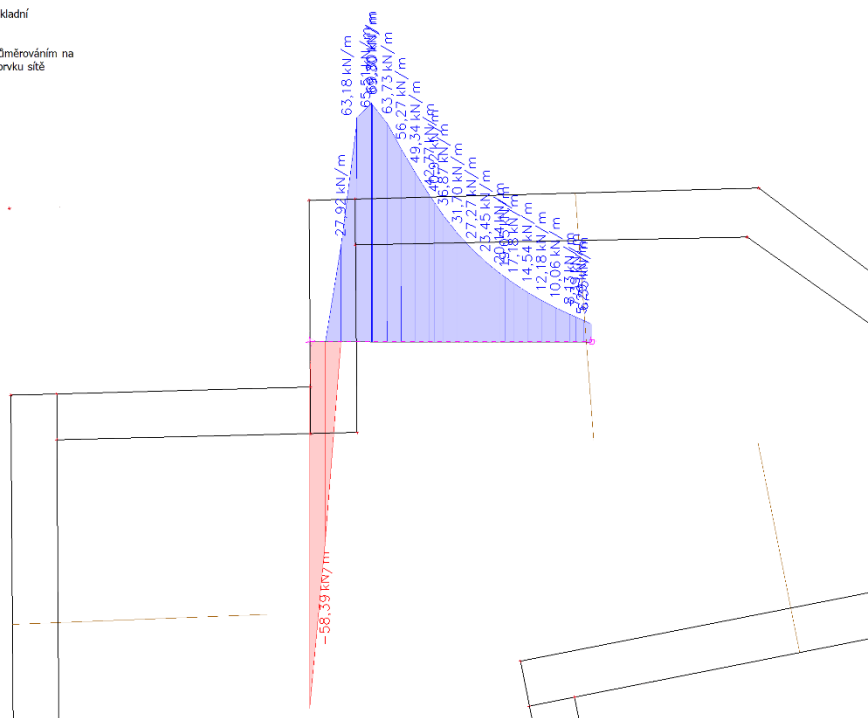
2D vnitřní síly
 Hodnoty: vy
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU - základní
 Extrém: Dilec
 Výběr: SES, SE7, SE10, SE13, SE16
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



83 POSOUVAJÍCÍ SÍLY V ŘEZECH VE SMĚRU Y

- Posouzení smykové výztuže v řezu 5

2D vnitřní síly
 Hodnoty: vy
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU - základní
 Extrém: SR
 Výběr: SE13
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



84 POSOUVAJÍCÍ SÍLY V ŘEZU 5

V tomto řezu se nachází maximální posouvající síla v místě nevylehčené i vylehčené desky, proto zde bude provedeno posouzení, zda je potřeba navrhnout smykovou výztuž.

- Hodnota posouvající síly místě plné desky $V_{ED,max,1} = 107,18 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c} = 156,51 \text{ kN} > V_{Ed,max,1} = 107,18 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

- Hodnota posouvající síly místě vylehčené desky $V_{ED,max,1} = 65,51 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c,vyleh} = 25,04 \text{ kN} > V_{Ed,max,1} = 65,51 \text{ kN} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

6.6.2 NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE STROPNÍ DESKY

Z výše provedeného posouzení vyplývá, že únosnost samotného betonu v místě nevylehčené desky je dostačující a není potřeba navrhovat smykovou výztuž desky. V místech, kde je navrženo vylehčení desky by nebyla dostačující betonu dostačující a proto bude navržena smyková výztuž.

$$\Rightarrow \text{Maximální posouvající síla v místě vylehčení} \quad V_{Ed,max,1} = 65,51 \text{ kN}$$

- Potřebná plocha smykové výztuže

$$\frac{A_{sw,prov} * f_{yd} * z * \cot \theta}{s} > V_{Ed,max,1} = 65,51 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Vzdálenost spon s ohledem na výztužnou síť} \quad s = 125 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Navržená plocha výztuže} \quad A_{s,prov} = 904 \text{ mm}^2$$

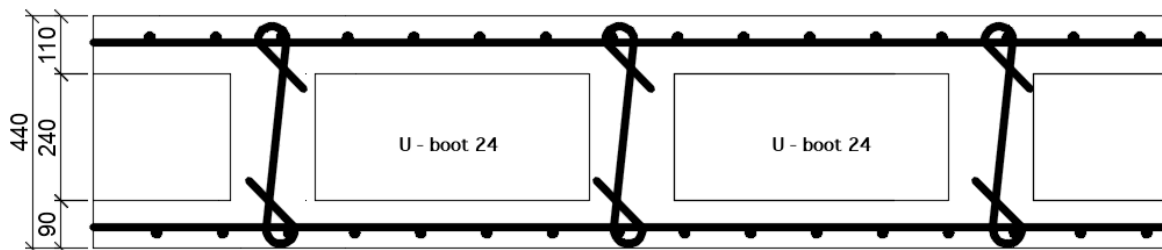
$$\Rightarrow \text{Úhel sklonu smykových trhlin} \quad \cot \theta = 1,5$$

$$\Rightarrow \text{Odhad ramene vnitřních sil} \quad z = 0,9d$$

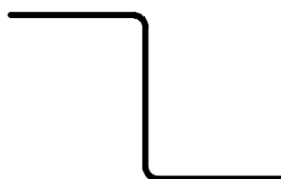
$$\frac{A_{sw,req} * 435 * 0,9 * 409 * 1,5}{125} > V_{Ed,max,1} = 65,51 \text{ kN}$$

$$A_{sw,req} = 76 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{NÁVRH : } \emptyset 10 / 125 \quad A_{sw,prov} = 78 \text{ mm}^2$$

- 1.VARIANTA - SPONY

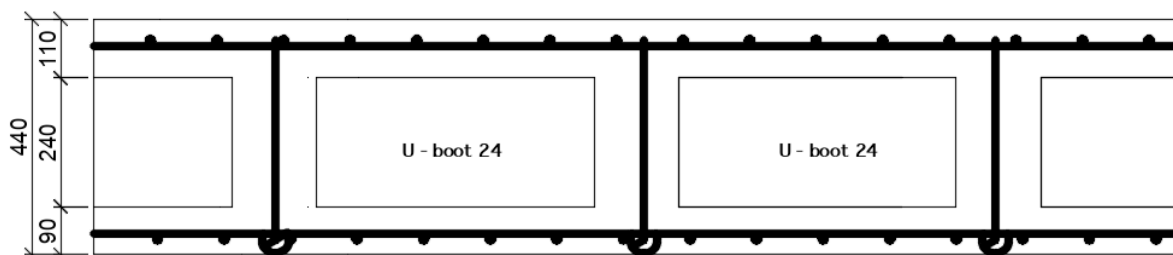


85 UMÍSTĚNÍ SPON - ŘEZ

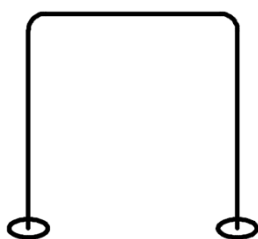


86 TVAR SPONY

- 2.VARIANTA – JEDNOSTŘÍŽNÝ TŘMÍNEK S ROZKOVANOU HLAVOU



87 TŘMÍNKY S ROZKOVANOU HLAVOU - ŘEZ

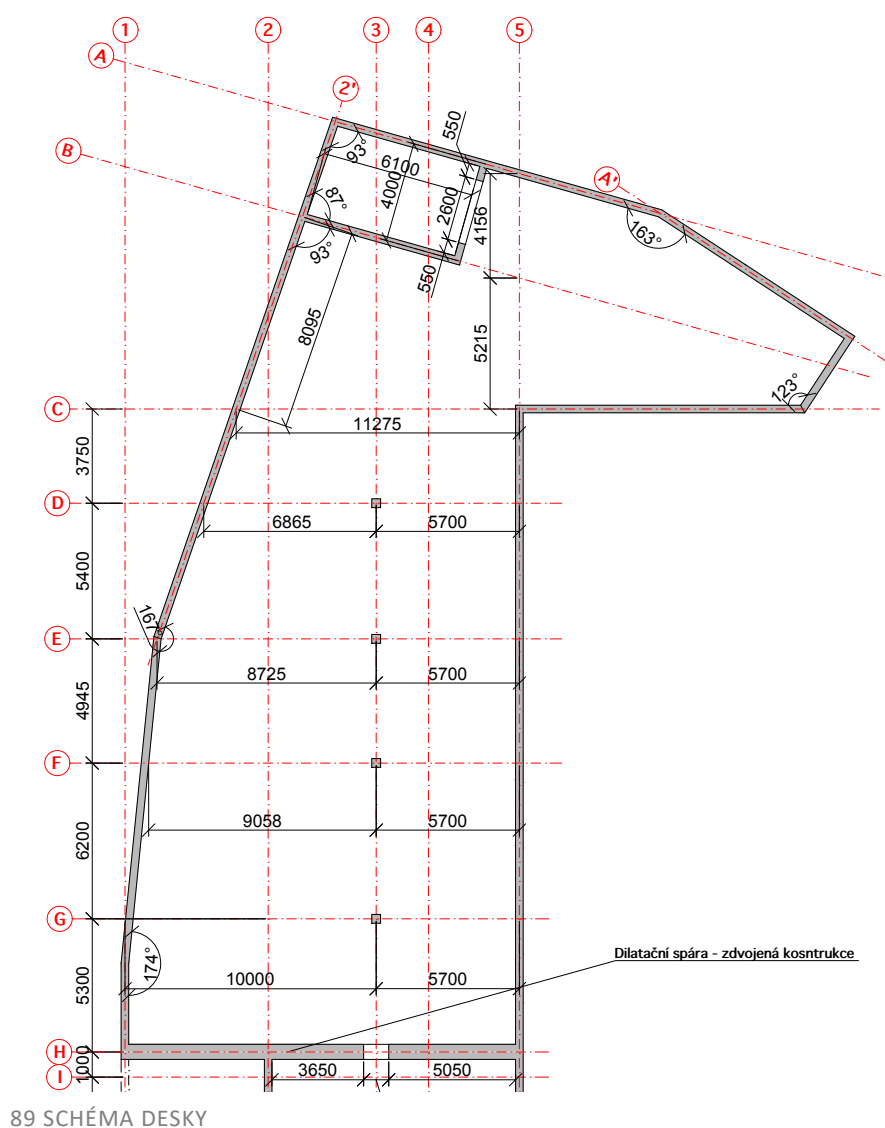


88 TVAR TŘMÍNKU

6.7 VARIANTNÍ NÁVRH VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ STROPNÍ DESKY

V této kapitole bude proveden návrh smykové výztuže na protlačení v několika variantách. Zaprvé budou navrženy smykové trny dle ČSN EN 1991-1-1. Dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.4.5 se smykové trny navrhují dle podkladů výrobce, proto bude dalším variantním řešením návrh smykových trnů dle certifikátu ETA pomocí softwaru výrobce. Dále bude tento návrh ověřen ručním výpočtem. Kromě smykových trnů budou navrženy jako smyková výztuž také ohyby a svařované mřížky. Tyto varianty budou nakonec vyhodnoceny a závěrem bude vybrána varianta nejefektivnější.

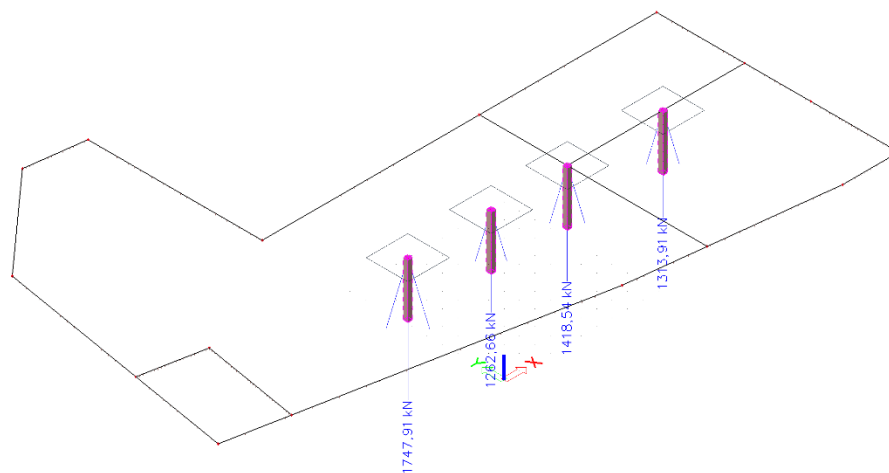
- Schéma desky



- Reakce ve sloupech v rovinném modelu – nevylehčená deska

•

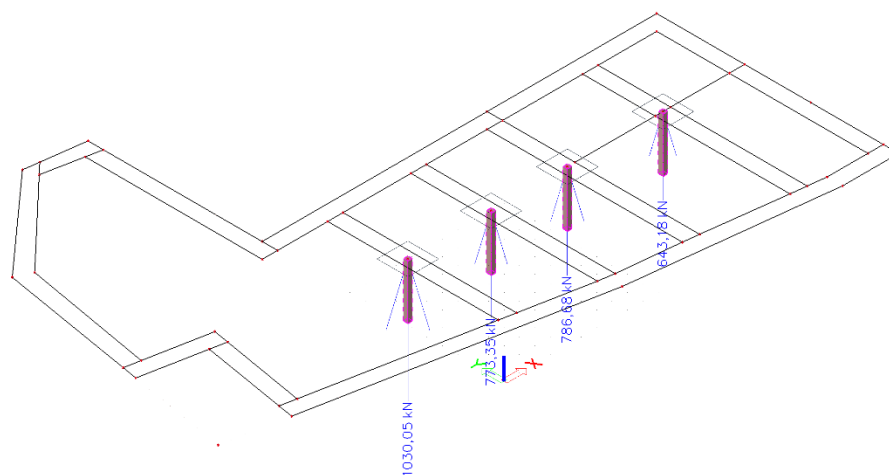
Reakce
 Hodnoty: R_z
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ - základní
 Systém: Globální
 Extrém: Dilce
 Výběr: Sn1..Sn4, N17..N19, N21



90 REAKCE V 2D MODELU NEVYLEHČENÉ DESKY

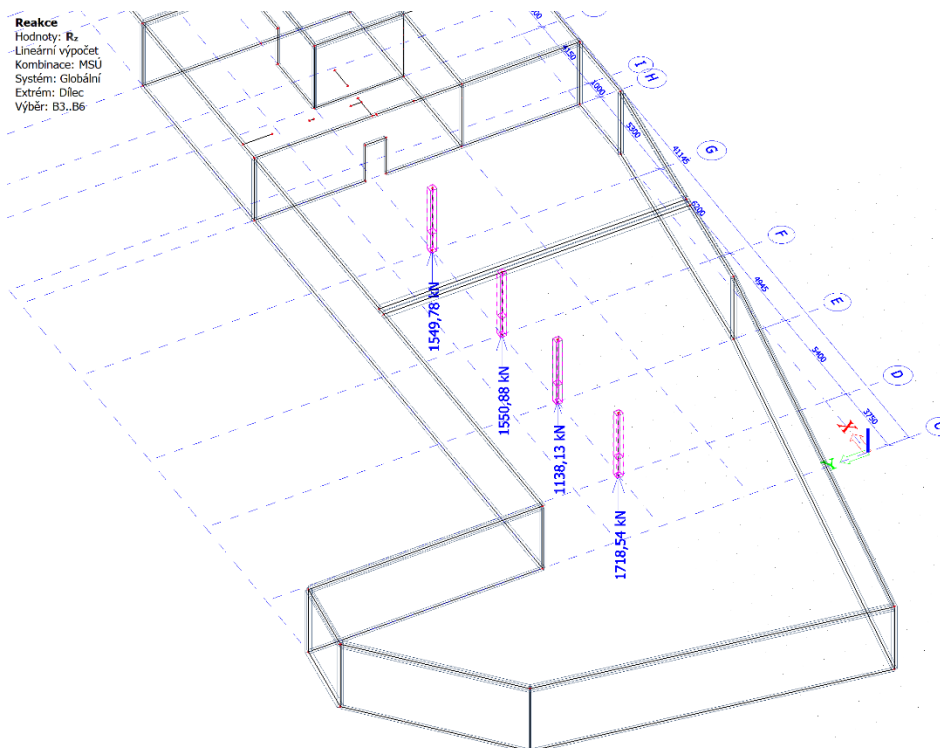
- Reakce v podporách rovinného modelu – vylehčená deska

Reakce
 Hodnoty: R_z
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ - základní
 Systém: Globální
 Extrém: Dilce
 Výběr: Sn1..Sn4



91 REAKCE V 2D MODELU VYLEHČENÉ DESKY

- Reakce ve sloupech ve 3D modelu



92 REAKCE VE 3D MODELU

- ⇒ Působící reakce, patrné z jednotlivých modelů jsou rozdílné z důvodů odlišných parametrů desky v každém modelu. Nejpřesněji vymodelovaná deska je včetně vylehčených oblastí a zde vychází hodnoty sil nejnižší, tudíž by výztuž na protlačení mohla být navrhována na tyto hodnoty sil. Avšak velikosti sil z 3D modelu a z 2D modelu nevylehčené desky se více přibližují vypočteným hodnotám v předběžném návrhu, a proto bude výztuž na protlačení, z hlediska bezpečného návrhu, posouzena a navržena na tyto hodnoty.
- ⇒ Ve výpočetním modelu byla pro potřeby ověření protlačení stropní desky v oblasti stěn změněna hodnota velikosti plošného prvku sítě. Zvolena byla hodnota 1000 mm. Byla vybrána tato hodnota z důvodu, že při posudku protlačení v oblasti rohů a konce stěn bude uvažována hodnota kontrolovaného obvodu $2b$ (b = tloušťka stěny = 250 mm) od okraje stěny. To znamená, že program SCIA ENGINEER vypočte z intenzity zatížení ve stěně reakci vztaženou na délku $p/2=500$ mm od okraje stěny.
- ⇒ Posouzení protlačení bude provedeno pro nejvíce zatížený a nejméně zatížený sloup v 1.PP (osa D a osa E) a následně bude návrh smykové výztuže, ve výše zmíněných variantách, proveden pouze pro sloupy, u nichž není únosnost bez smykové výztuže dostatečná.

⇒ Pro nejvíce zatížený sloup bude vypočítán Součinitel β dle působícího zatížení, u ostatních, méně zatížených sloupů bude součinitel uvažován dle doporučených hodnot.

6.7.1 POSOUZENÍ PROTLAČENÍ – SLOUP D

⇒ Reakce v patě sloupu $V_{ED} = 1747,9 \text{ kN}$

- Účinná výška desky

$$d_{\text{eff}} = 0,5 * (d_x + d_y) = 0,5 * (404 + 400) = 408 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - 0,5\phi = 440 - 25 - 0,5 * 12 = 409 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c - 0,5\phi = 440 - 25 - 0,5 * 16 = 407 \text{ mm}$$

- Délky kontrolovaných obvodů

$$u_0 = 2 * (c_1 + c_1) = 2 * (300 + 300) = 1200 \text{ mm}$$

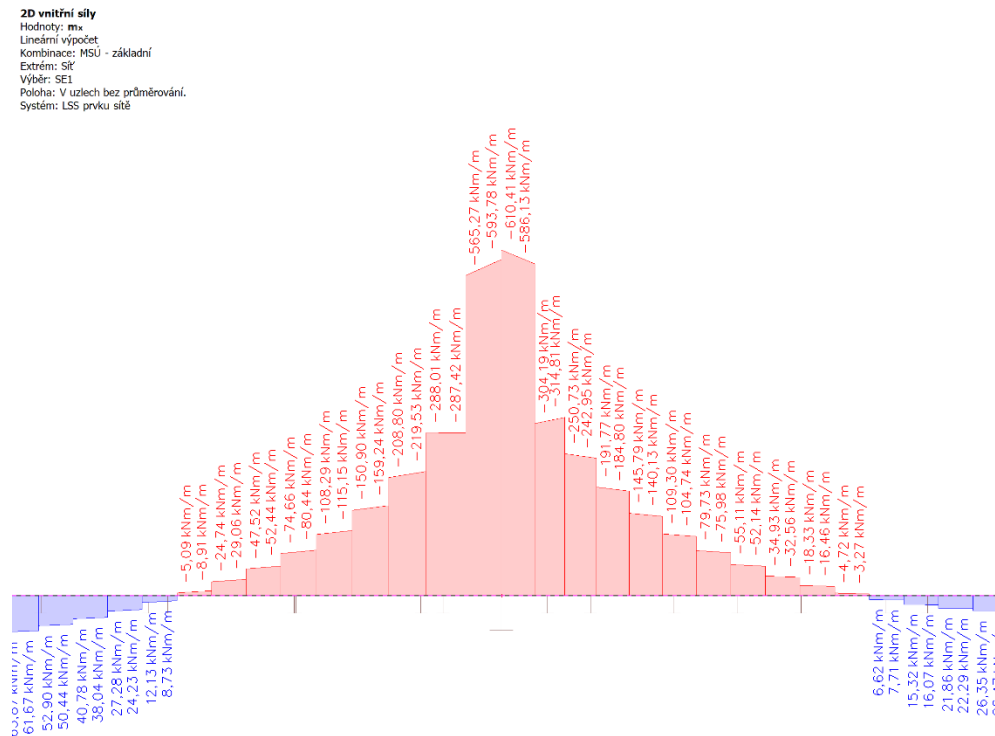
$$u_1 = 2 * (c_1 + c_1) + 2\pi d = 2 * (300 + 300) + 2\pi * 408 = 6249 \text{ mm}$$

- Součinitel β

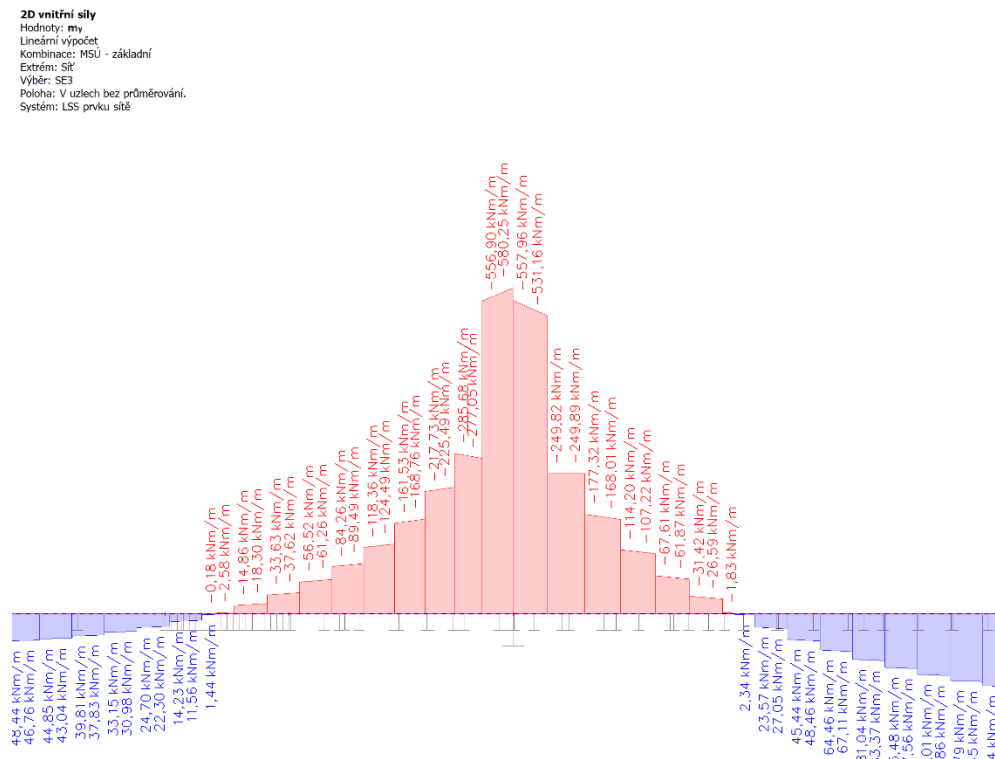
V předběžném návrhu byla pro posouzení protlačení využita přibližná hodnota součinitele $\beta = 1,15$ pro vnitřní sloup.

Pro návrh výztuže na protlačení bude spočtena přesná hodnota součinitele β dle působícího zatížení.

⇒ Momenty ve směru x v řezu: $\Delta M_{Edx} = M_{x1} - M_{x2} = 610,41 - 593,78 = 16,63 \text{ kNm}$



⇒ Momenty ve směru y v řezu: $\Delta M_{Edy} = M_{y1} - M_{y2} = 580,25 - 557,96 = 22,29 \text{ kNm}$



$$\beta = 1 + 1,8 * \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2} = 1 + 1,8 * \sqrt{\left(\frac{0,0086}{1,908}\right)^2 + \left(\frac{0,011}{1,908}\right)^2} = 1,013$$

$$e_x = \frac{\Delta M_{Edx}}{V_{Ed}} = \frac{16,63}{1747,9} = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{\Delta M_{Edy}}{V_{Ed}} = \frac{22,29}{1747,9} = 0,011 \text{ m}$$

$$b_y = b_x = 2d + b_{sloup} + 2d = 2 * 408 + 300 + 2 * 408 = 1,908 \text{ m}$$

Hodnoty excentricit vycházejí velmi malé, tudíž i součinitel β postihující excentricitu zatížení vychází menší než je doporučená hodnota pro vnitřní sloup a proto bude pro následující výpočet účinku zatížení použita vyšší z těchto dvou hodnot.

$$\beta = 1,013 < \beta_{vnitř.sloup} = 1,15$$

- Účinek zatížení v kontrolovaných obvodech

$$v_{Ed0} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_0 * d} = \frac{1,15 * 1747,9}{1200 * 408} = 4,11 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed1} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} = \frac{1,15 * 1944,77}{6249 * 408} = 0,78 \text{ MPa}$$

- Únosnost tlakové diagonály

$$v_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) * 30 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed0} = 4,11 \text{ MPa} < v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

- Únosnost stropní desky bez smykové výztuže

Smyková únosnost stropní desky bez výztuže bude počítána se stupněm vyztužení dle navržené ohybové výztuže nad sloupem.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} > v_{min}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{408}} = 1,7 \leq 2,0$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x * \rho_y} = \sqrt{\frac{A_{sx}}{b * d_x} * \frac{A_{sy}}{b * d_y}} = \sqrt{\frac{905}{1000 * 409} * \frac{1608}{1000 * 407}} = 0,003 \leq 0,02$$

$$\Rightarrow \text{Šířka desky} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Plochy výztuže v desce šířky} \quad A_{sx} = 905 \text{ mm}^2, A_{sy} = 1608 \text{ mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 * k^{\frac{2}{3}} * f_{ck}^{\frac{1}{3}} = 0,035 * 1,7^{\frac{2}{3}} * 30^{\frac{1}{3}} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 * 1,7 * (100 * 0,003 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,459 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,459 \text{ MPa} > v_{\min} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,459 \text{ MPa} < v_{Ed1} = 0,79 \text{ MPa} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

Únosnost desky bez výztuže není dostačující a je tak potřeba navrhnout výztuž na protlačení.

6.7.2 POSOUZENÍ PROTLAČENÍ – SLOUP E

$$\Rightarrow \text{Reakce v patě sloupu} \quad V_{ED} = 1262,7 \text{ kN}$$

- Účinná výška desky

$$d_{\text{eff}} = 0,5 * (d_x + d_y) = 0,5 * (409 + 407) = 408 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - 0,5\phi = 440 - 25 - 0,5 * 12 = 409 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c - 0,5\phi = 440 - 25 - 0,5 * 16 = 407 \text{ mm}$$

- Délky kontrolovaných obvodů

$$u_0 = 2 * (c_1 + c_1) = 2 * (300 + 300) = 1200 \text{ mm}$$

$$u_1 = 2 * (c_1 + c_1) + 2\pi d = 2 * (300 + 300) + 2\pi * 402 = 6249 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Součinitel } \beta \text{ pro vnitřní sloup} \quad \beta = 1,15$$

- Účinek zatížení v kontrolovaných obvodech

$$v_{Ed0} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_0 * d} = \frac{1,15 * 1262,7}{1200 * 408} = 2,86 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed1} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} = \frac{1,15 * 1262,7}{6249 * 408} = 0,56 \text{ MPa}$$

- Únosnost tlakové diagonály

$$v_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 * 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) * 30 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed0} = 2,86 \text{ MPa} < v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

- Únosnost stropní desky bez smykové výztuže

Smyková únosnost stropní desky bez výztuže bude počítána s nejmenším možným stupněm vyztužení dle navržené ohybové výztuže nad sloupem.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} > v_{min}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{408}} = 1,7 \leq 2,0$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x * \rho_y} = \sqrt{\frac{A_{sx}}{b * dx} * \frac{A_{sy}}{b * dy}} = \sqrt{\frac{905}{1000 * 409} * \frac{1608}{1000 * 407}} = 0,003 \leq 0,02$$

- Šířka desky: $b = 1000 \text{ mm}$
- Plochy výztuže v desce šířky b : $A_{sx} = 905 \text{ mm}^2$, $A_{sy} = 1608 \text{ mm}^2$

$$v_{\min} = 0,035 * k^{\frac{2}{3}} * f_{ck}^{\frac{1}{3}} = 0,035 * 1,7^{\frac{2}{3}} * 30^{\frac{1}{3}} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 * 1,7 * (100 * 0,003 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,459 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,459 \text{ MPa} > v_{\min} = 0,159 \text{ MPa}$$

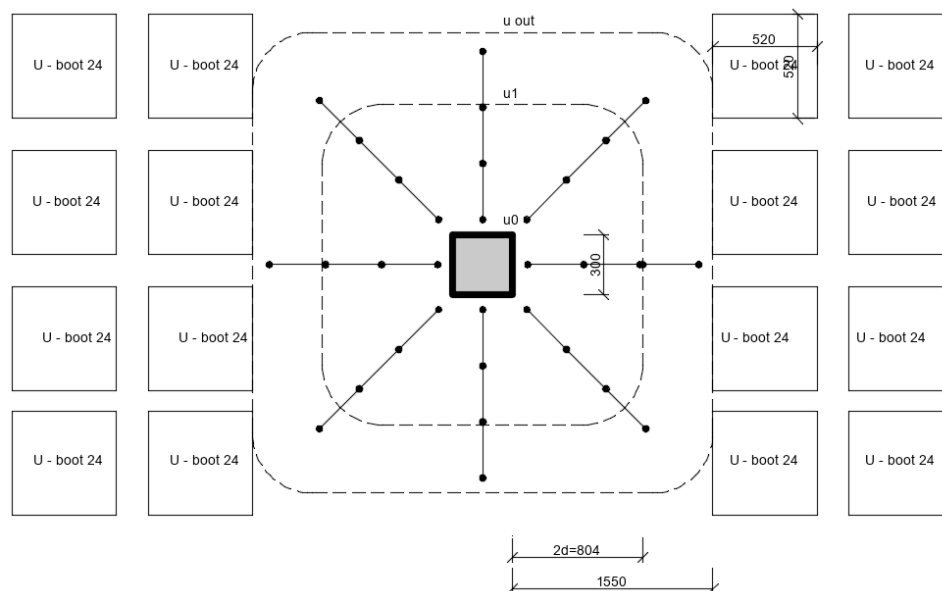
$$v_{Rd,c} = 0,459 \text{ MPa} < v_{Ed,1} = 0,56 \text{ MPa}$$

Únosnost desky bez výztuže není dostačující a je tak potřeba navrhnout výztuž na protlačení.

- Z posouzení těchto dvou sloupů vyplývá, že výztuž na protlačení bude nutné navrhnout i pro sloup s nejmenší posouvající silou, tzn. že všechny sloupy v 1.PP, u kterých je $V_{ED} \geq 1262,4 \text{ kN}$, musí být navržena výztuž na protlačení.

6.7.3 VARIANTA 1 – NÁVRH SMYKOVÝCH TRNŮ ČSN EN 1992-1-1.

Návrh smykových trnů bude proveden pro nejvíce zatížený sloup v 1.PP (osa D)



93 - USPOŘÁDÁNÍ SMYKOVÝCH TRNŮ

- Zohlednění spolehlivého zakotvení smykové výztuže

$$\beta * V_{Ed} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c} * u_1 * d$$

⇒ Při použití smykových trnů $\alpha_{max} = 1,9$

$$\frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c}$$

$$\frac{1,15 * 1747,9}{6249 * 408} \leq 1,9 * 0,459$$

$$0,79 \leq 0,872 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE → smykové trny lze použít jako smykovou výztuž.

- Návrh smykových trnů na protlačení

Návrh: Smykové lišty HALFEN HDB – 20/385-2/560

- Při použití smykových trnů $d_{sw} = 20 \text{ mm}$
- Návrh uspořádání prvků : 2x 8 smykových lišt se 2 smykovými trny s roztečí 280 mm

$$s_1 = (0,3 - 0,5)d = (0,3 \div 0,5) * 407 = 122 \div 204 \text{ mm} \rightarrow 150 \text{ mm}$$

$$s_r \leq 0,75d = 0,75 * 407 = 305 \rightarrow 280 \text{ mm}$$

$$1,5d = 1,5 * 408 = 612 \text{ mm}$$

$$2d = 2 * 408 = 816 \text{ mm}$$

$$h_{sw} = h_d - c_d - c_h = 440 - 30 - 25 = 385 \text{ mm}$$

- výztuže na protlačení v kontrolovaném obvodu u_{1000} – ve vzdálenosti 1000 m od líce sloupu, ke kterém nebude stropní deska vylehčená.

$$v_{Ed,1000} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_{1000} * d} = \frac{1,15 * 1944,77}{7483 * 408} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,459 \text{ MPa} < v_{Ed,1000} = 0,65 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE

- Kontrolovaný obvod u_{out} , ve kterém nebude potřeba výztuž na protlačení.

$$u_{out} = \frac{\beta * V_{Ed}}{v_{Rd,c} * d} = \frac{1,15 * 17479}{0,459 * 408} = 10\,736 \text{ mm}$$

$$b_{out} = \frac{u_{out} - u_0}{2\pi} = \frac{10\,736 - 1200}{2\pi} = 1517 \text{ mm}$$

Únosnost desky bez výztuže není dostatečná v kontrolovaném obvodu u_{1000} a je proto potřeba rozšířit nevylehčenou oblast desky v okolí sloupu. Nevylehčená část stropní desky bude zvýšena z původních 1000 mm od líce sloupu na 1550 mm.

- Smyková únosnost desky se smykovou výztuží

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 * 408 = 352 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd,eff} = 352 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

- Smyková únosnost desky se smykovou výztuží v kontrolovaném obvodě u_1

$$v_{Rd,cs} = 0,75 * v_{Rd,c} + n * A_{sw,20} * f_{ywd,eff} \frac{\sin\alpha}{u_1 * d}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 * 0,459 + 3 * 8 * 314,2 * 352 \frac{\sin 90}{6249 * 408} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 1,38 \text{ MPa} \geq v_{Ed1} = 0,56 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

- Smyková únosnost desky se smykovou výztuží v kontrolovaném obvodě u_{out}

$$v_{Rd,c} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_{out} * d} = \frac{1,15 * 17479}{10736 * 408} =$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 * v_{Rd,c} + n * A_{sw,20} * f_{ywd,eff} \frac{\sin\alpha}{u_1 * d}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 * 0,459 + 4 * 8 * 314,2 * 352 \frac{\sin 90}{10736 * 408} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 1,38 \text{ MPa} \geq v_{Ed1} = 0,46 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE




NÁVRH: Smykové lišty HALFEN HDB –2x 20/385-2/560

⇒ Navržené smykové trny jsou vzhledem k jejich únosnosti mírně předimenzované.

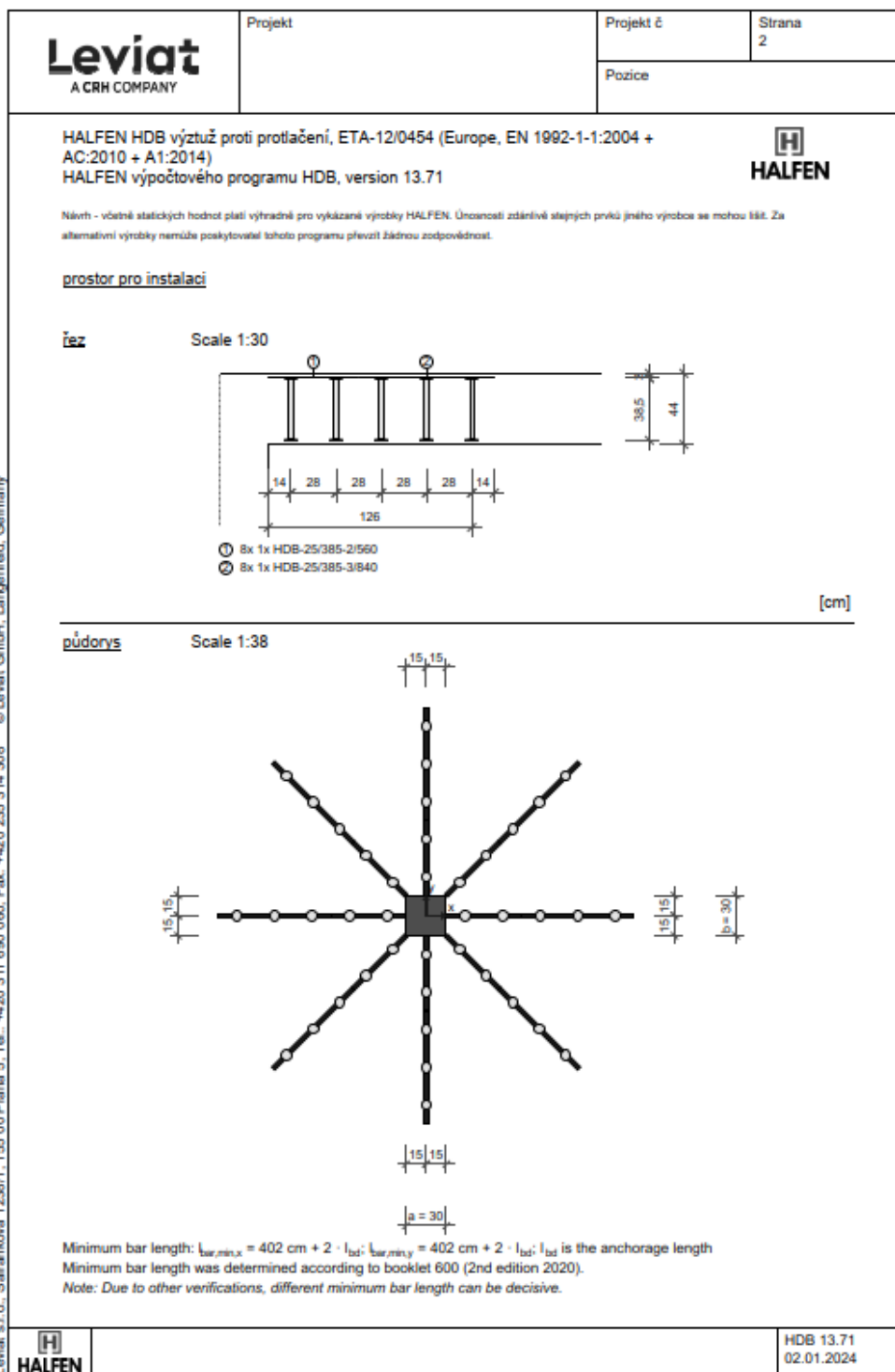
Důvodem je, že daný výrobce nabízí pouze trny o průměru 20 mm pro výšku desky 440 mm a danou výšku trnů 385 mm.

6.7.4 VARIANTA 2 – NÁVRH SMYKOVÝCH TRNŮ DLE EVROPSKÉHO CERTIFIKÁTU ETA
SOFTWAREM VÝROBCE HALFEN

- SLOUP D – posouzení protlačení a návrh smykové výztuže




	Projekt	Projekt č	Strana 1		
	Pozice				
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014) HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.71					
<p>Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdělné stěpných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.</p>					
<p>Posouzení na protlačení pro pravoúhlé podpěry ve vnitřní oblasti (deska - monolit)</p>					
zátížení na protlačení	V_{Ed}	=	1747,9 kN		
zvýšení zátížení	β	=	1,15		
tloušťka desky	h	=	44 cm		
statická účinná výška	d	=	40 cm		
šířka sloupu	b	=	30 cm		
tloušťka sloupu	a	=	30 cm		
akční rádius sloupu	h_a	=	0 cm		
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,t} / c_{nom,b}$	=	3 cm / 2,5 cm		
beton / betonářská ocel / HDB		=	C30/37 / $f_{yk}=500$ N/mm ² / B500		
počet x průměr in the X direction		=	8 \varnothing 12 ($\rho_x = 0,23$ %)		
počet x průměr in the Y direction		=	8 \varnothing 16 ($\rho_y = 0,40$ %)		
stupeň vyztužení	ρ	=	0,30 % < 2,00 %		
<p>ve vnitřním kruhovém řezu u_i</p>					
specific column perimeter	u_i / d	=	3		
u_i		=	622,7 cm		
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	1,71		
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	0,108		
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{tk})^{1/3}$		=	384,35 kN/m ²		
$V_{Rd,c,2} = V_{min} = 0,0525 \eta_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	427,58 kN/m ²		
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \}$		=	427,58 kN/m ²		
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 2087,3$ kN > 2010,1 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$					
<p>ve vnějším kruhovém řezu u_{out}</p>					
$u_{out,req} = 1124,2$ cm < 1288,7 cm = $u_{out,prov}$					
$l_{s,req} = 99,8$ cm < 126 cm = $l_{s,prov}$					
$\beta_{red} = \max \{ \beta / (1,2 + \beta \cdot l_{s,prov} / (40 \cdot d)) ; 1,1 \}$		=	1,10		
Pre-factor for $V_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	=	0,12		
$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{tk})^{1/3}$		=	427,06 kN/m ²		
$V_{Rd,c,out,2} = V_{min} = 0,0525 \eta_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	427,58 kN/m ²		
$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \}$		=	427,58 kN/m ²		
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c,out} = 2204,1$ kN > 1922,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta_{red}$					
průměr kotev d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
oblast C:	50	37	28	18	12
zvoleno:	vnitřní:	HDB-25/385-2/560			
	vně:	HDB-25/385-3/840			
počet kombinací na podpěru $m_c = 8$	počet podpěr = 1				
$V_{Rd,xy} = m_c \cdot n_c \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 2845,6$ kN > 2010,1 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$ ($\eta = 1,20$)					
rozestup prvků vnitřní / vnější	= 44,8 cm / 110,4 cm				
		HDB 13.71 02.01.2024			

Leviat s.r.o., Safránkova 1238/1, 155 00 Praha 5, Tel.: +420 311 690 060, Fax: +420 235 314 308 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany


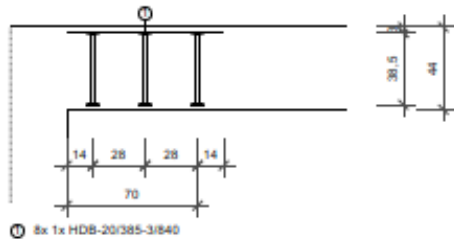

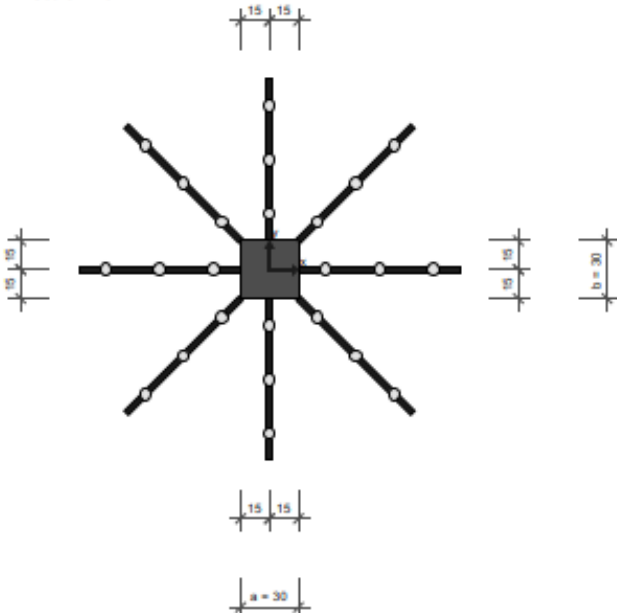



Leviat s.r.o., Šafránková 1238/1, 155 00 Praha 5, Tel.: +420 311 690 060, Fax: +420 235 314 308 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

- SLOUP E – posouzení protlačení a návrh smykové výztuže

	Projekt	Projekt č	Strana 1		
		Pozice			
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014) HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.71					
Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykazovanou výrobu HALFEN. Účinnost zdělných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.					
Posouzení na protlačení pro pravoúhlé podpěry ve vnitřní oblasti (deska - monolit)					
zatižení na protlačení	V_{Ed}	=	1262,0 kN		
zvýšení zatižení	β	=	1,15		
tloušťka desky	h	=	44 cm		
statická účinná výška	d	=	40 cm		
šířka sloupu	b	=	30 cm		
tloušťka sloupu	a	=	30 cm		
akční radius sloupu	h_a	=	0 cm		
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,t} / c_{nom,b}$	=	3 cm / 2,5 cm		
beton / betonářská ocel / HDB		=	C30/37 / $f_{yk} = 500$ N/mm ² / B500		
počet x průměr in the X direction		=	8 Ø12 ($\rho_x = 0,23$ %)		
počet x průměr in the Y direction		=	8 Ø16 ($\rho_y = 0,40$ %)		
stupeň vyztužení	ρ_1	=	0,30 % < 2,00 %		
ve vnitřním kruhovém řezu u_1					
specific column perimeter	u_0 / d	=	3		
u_1		=	622,7 cm		
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	1,71		
Pre-factor for $v_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	0,108		
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	384,35 kN/m ²		
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525 \cdot \eta \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	427,58 kN/m ²		
$V_{Rd,c} = \max \{ v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 1064,9 \text{ kN} < 1451,3 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$					
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 2087,3 \text{ kN} > 1451,3 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$					
ve vnějším kruhovém řezu u_{out}					
$u_{out,req} = 811,7 \text{ cm} < 936,8 \text{ cm} = u_{out,prov}$					
$l_{a,req} = 50,1 \text{ cm} < 70 \text{ cm} = l_{a,prov}$					
$\beta_{red} = \max \{ \beta / (1,2 + \beta \cdot l_{a,prov} / (40 \cdot d)) ; 1,1 \}$		=	1,10		
Pre-factor for $v_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	=	0,12		
$v_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	427,06 kN/m ²		
$v_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0,0525 \cdot \eta \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	427,58 kN/m ²		
$V_{Rd,c,out} = \max \{ v_{Rd,c,out,1}; v_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out,prov} \cdot d = 1602,3 \text{ kN} > 1388,2 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$					
průměr kotev d_A :	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
oblast C :	36	27	20	13	9
zvoleno:	vnitřní :	HDB-20/385-3/840			
	vně :	--			
počet kombinací na podpěru $m_C = 8$		počet podpěr = 1			
$V_{Rd,xy} = m_C \cdot \eta \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 1821,2 \text{ kN} > 1451,3 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$ ($\eta = 1,20$)					
rozestup prvků vnitřní / vnější		=	44,8 cm / 67,7 cm		
		HDB 13.71 02.01.2024			

Leviat s.r.o., Šafářkova 1238/1, 195 00 Praha 5, Tel.: +420 311 690 060, Fax: +420 2 35 314 308 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

	Projekt	Projekt č.	Strana 2
	Pozice		
<p>HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014) HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.71</p> <p>Návih - včetně statických hodnot platí výhradně pro vytkované výrobky HALFEN. Únosností zdělníků stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.</p> <p><u>prostor pro instalaci</u></p> <p><u>řez</u> Scale 1:28</p>  <p style="text-align: right;">[cm]</p>			
<p><u>půdorys</u> Scale 1:28</p>  <p>Minimum bar length: $l_{bar,min,x} = 290\text{ cm} + 2 \cdot l_{sd}$; $l_{bar,min,y} = 290\text{ cm} + 2 \cdot l_{sd}$; l_{sd} is the anchorage length Minimum bar length was determined according to booklet 600 (2nd edition 2020). Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.</p>			
		HDB 13.71 02.01.2024	

Leviat s.r.o., Šafránkova 1238/1, 155 00 Praha 5, Tel.: +420 311 690 060, Fax: +420 2 35 314 308 © Leviat GmbH, Langenfeld, Germany

6.7.5 VARIANTA 3 – OVĚŘENÍ NÁVRHU SMYKOVÝCH TRNŮ DLE EVROPSKÉHOCERTIFIKÁTU ETA RUČNÍM VÝPOČTEM

Ověření návrhu smykových trnů ručním výpočtem bude proveden pro nejvíce zatížený sloup v 1.PP (osa D)

- Zohlednění spolehlivého zakotvení smykové výztuže

$$\beta * V_{Ed} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c} * u_1 * d$$

⇒ Při použití smykových trnů $\alpha_{max} = 1,9$

$$\frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c}$$

$$\frac{1,15 * 1747,9}{6249 * 408} \leq 1,9 * 0,459$$

$$0,79 \leq 0,872 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE → smykové trny lze použít jako smykovou výztuž.

- Návrh smykové výztuže na protlačení

⇒ Potřebná plocha smykové výztuže na protlačení

$$A_{sw.req} = \frac{V_{Ed} * \beta * \mu}{f_{yd}} = \frac{1747,9 * 1,15 * 1,24}{435} = 5730 \text{ mm}^2$$

- $\mu = 1,0$ pro $d \leq 200 \text{ mm}$
- $\mu = 1,6$ pro $d \geq 800 \text{ mm}$
- $\mu = 1,24$ pro $d = 440 \text{ mm}$

⇒ Minimální nutný počet trnů

- $A_{sw,\emptyset 18} = 254,5 \text{ mm}^2$
- $A_{sw,\emptyset 20} = 314,2 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{A_{sw,req}}{A_{sw,\emptyset 18}} = \frac{5730}{254,5} = 22,5 \rightarrow 23 \text{ trnů}$$

Dle konstrukčních podmínek je maximální tangenciální vzdálenost trnů 1,7d

$$n = \frac{u_0 + 2\pi d}{1,7d} = \frac{1200 + 2\pi * 408}{1,7 * 408} = 5,4$$

Po obvodě je nutno minimálně 6 trnů, tzn. radiálně minimálně 4 trny, pokud by byly $\emptyset 18$.

Pro takovou tloušťku desky se ale v tomto průměru nevyrábějí a bude tak nutno použít trny $\emptyset 20$.

$$n = \frac{A_{sw,req}}{A_{sw,\emptyset 20}} = \frac{5730}{314,2} = 18,2 \rightarrow 19 \text{ trnů}$$

Dle konstrukčních podmínek je maximální tangenciální vzdálenost trnů 1,7d

$$n_c = \frac{u_0 + 2\pi d}{1,7d} = \frac{1200 + 2\pi * 408}{1,7 * 408} = 5,4$$

Po obvodě je nutno minimálně 6 trnů bez ohledu na průměr prutu, to znamená, že radiálně musí být navrženo stále minimálně 4 trny, pokud by byly smykové trny $\emptyset 20$.

NÁVRH: Smykové trny $\emptyset 20$ – 8 trnů po obvodě a 4 trny radiálně. ($m_c = 8, n_c = 4$)

- Posouzení smykové výztuže na protlačení

$$V_{Rd,sy} = \sum A_{sw} \frac{f_{yd}}{\mu} = m_c * n_c * A_{sw,\emptyset 20} * \frac{f_{yd}}{\mu} = 8 * 4 * 314,2 * \frac{435}{1,24} = 3527 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sy} \geq \beta * V_{Ed}$$

$$3527 \text{ kN} \geq 1,15 * 1747,9 = 2010 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Výztuž na protlačení vychází mírně předimenzovaná z důvodu, že výrobce nemá ve své nabídce smykové trny menšího průměru pro takto tlusté desky, a proto musí být do stropní desky $h = 440 \text{ mm}$ navrženy trny $\emptyset 20$ i přesto, že staticky by byly dostačující trny tenčí.

- Únosnost betonu bez smykové výztuže

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{408}} = 1,7 \leq 2,0$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x * \rho_y} = \sqrt{\frac{A_{sx}}{b * dx} * \frac{A_{sy}}{b * dy}} = \sqrt{\frac{905}{1000 * 409} * \frac{1608}{1000 * 407}} = 0,003 \leq 0,02$$

$$\Rightarrow \text{Šířka desky} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Plochy výztuže v desce šířky} \quad A_{sx} = 905 \text{ mm}^2, A_{sy} = 1608 \text{ mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 * k^{\frac{2}{3}} * f_{ck}^{\frac{1}{3}} = 0,035 * 1,7^{\frac{2}{3}} * 30^{\frac{1}{3}} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 * 1,7 * (100 * 0,003 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,459 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,459 \text{ MPa} > v_{\min} = 0,159 \text{ MPa}$$

- Délka smykově vyztužené oblasti

$$u_{\text{out}} = 2 * (c_1 + c_2) + 2\pi(l_s + 1,5d)$$

$$l_s = (u_{\text{out}} - 2 * (c_1 + c_2)) / 2\pi - 1,5d$$

$$u_{\text{out}} = \frac{\beta * V_{Ed}}{v_{Rd,c} * d} = \frac{1,15 * 17479}{0,459 * 408} = 10\,736 \text{ mm}$$

$$l_{s,\text{req}} = \frac{(u_{\text{out}} - 2(c_1 + c_2))}{2\pi} - 1,5d = \frac{(10736 - 2(300 + 300))}{2\pi} - 1,5 * 408$$

$$l_{s,\text{req}} = 905,7 \text{ mm}$$

⇒ Oblast o délce $l_{s,\text{req}}$ musí být smykově vyztužena. Při uvážení radiální vzdálenosti prvního trnu od líce sloupu 140 mm a radiální vzdálenosti trnů 280 mm je nutné **radiálně umístit 5 trnů na pokrytí $l_{s,\text{req}}$.**

$$l_{s,\text{prov}} = 140 + 560 + 840 = 1540 \text{ mm} > l_{s,\text{req}} = 905,7 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$u_{\text{out}} = 2 * (300 + 300) + 2\pi(1540 + 1,5 * 408) = 14\,721 \text{ mm}$$

- Posouzení desky v kontrolovaném obvodu u_{out} bez výztuže na protlačení

$$v_{Ed,out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{out} \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 1747,9}{14721 \cdot 408} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,out} = 0,33 \text{ MPa} \leq v_{Rd,c} = 0,459 \text{ MPa}$$

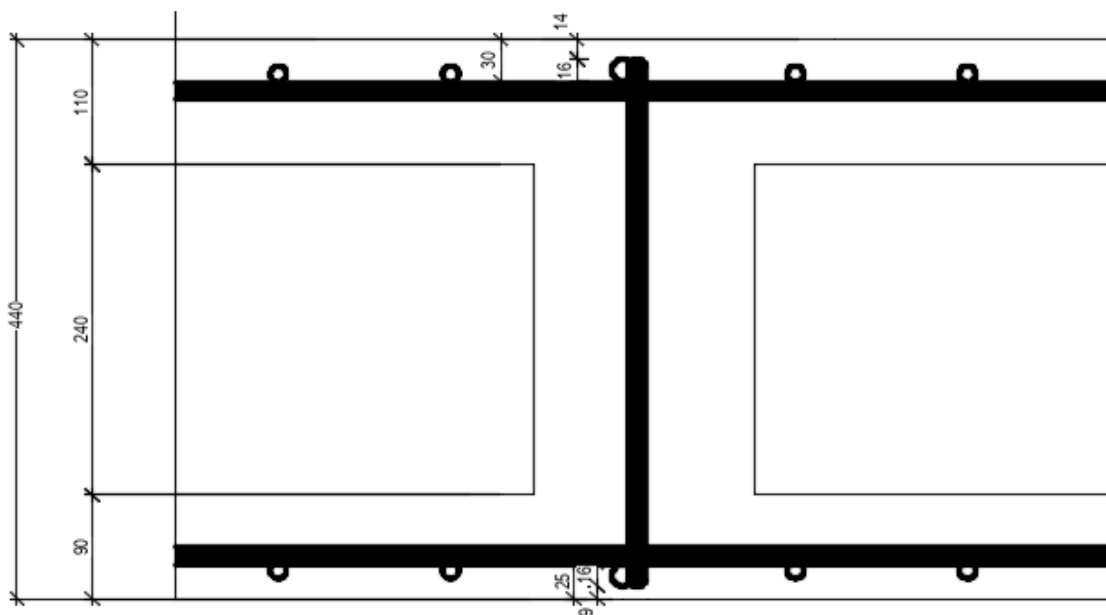
VYHOVUJE

NÁVRH: Smykové lišty HALFEN HDB – 20/385-2/560 + 20/385-3/840

6.7.6 VARIANTA 4 – NÁVRH SVAŘOVANÝCH ŽEBŘÍČKŮ

- Ověření návrhu krycí vrstvy dolní a horní výztuže s ohledem na zajištění dostatečné soudržnosti výztužných prutů a betonu a k zajištění dostatečné ochrany prutů vůči korozi.

⇒ Pro návrh svařovaných žebříčků uvažuji pro svislice $\varnothing 12$ a pro vodorovné pruty $\varnothing 16$.



94 - SVAŘOVANÉ ŽEBŘÍČKY V ŘEZU

⇒ Pro vodorovné pruty $\varnothing 16$

Dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 8.5 má být krytí pro tento typ smykové výztuže min $(3\varnothing,50)$.

- Pro horní část: $\min(3\varnothing,50) = (3 \cdot 16,50) = 48 \text{ mm}$

$$14 \text{ mm} \leq 48 \text{ mm}$$

NEVYHOVUJE

- Pro spodní část $\min(3\phi, 50) = (3 \cdot 16,50) = 48 \text{ mm}$

$$9 \text{ mm} \leq 48 \text{ mm}$$

NEVYHOVUJE

Vzhledem k tomu, že výztuž na protlačení musí být dostatečně zakotvena a musí obepínat výztuž navrženou na ohyb, krycí vrstva není dostatečně velká pro návrh svařovaných žebříčků jako výztuže na protlačení. Z důvodu nedostačující tloušťky krycí vrstvy by nebyla zajištěna dostatečná soudržnost výztuže s betonem a výztuž by nebyla dostatečně chráněna proti korozi.

Z výše uvedených důvodů není vhodné navrhovat tento typ smykové výztuže na protlačení stropní desky.

6.7.7 VARIANTA 5 – NÁVRH SMYKOVÝCH OHYBŮ

Návrh smykové výztuže v podobě ohybů bude proveden pro nejvíce zatížený sloup v ose D.

SLOUP D

- Zohlednění spolehlivého zakotvení smykové výztuže

$$\beta * V_{Ed} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c} * u_1 * d$$

⇒ Při použití smykových ohybů $\alpha_{max} = 1,35$

$$\frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c}$$

$$\frac{1,15 * 1747,9}{6249 * 408} \leq 1,35 * 0,459$$

$$0,79 \text{ MPa} \geq 0,621 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE → Smykové ohyby nelze použít jako výztuž na protlačení pro sloup v ose D, protože by v tomto případě nebylo zajištěno dostatečné zakotvení výztuže.

Vzhledem k tomu, že v ostatních sloupech v 1.PP jsou návrhové síly menší, bude provedeno posouzení spolehlivého zakotvení pro sloup v ose E a pokud vyhoví, budou navrženy smykové ohyby jako výztuž na protlačení pro tento sloup.

SLOUP E

- Zohlednění spolehlivého zakotvení smykové výztuže

$$\beta * V_{Ed} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c} * u_1 * d$$

⇒ Při použití smykových ohybů $\alpha_{max} = 1,35$

$$\frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} \leq \alpha_{max} * v_{Rd,c}$$

$$\frac{1,15 * 1262,7}{6249 * 408} \leq 1,35 * 0,459$$

$$0,56 \text{ MPa} \leq 0,621 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE → Smykové ohyby lze použít jako výztuž na protlačení pro sloup v ose E.

- Návrh smykové výztuže na protlačení

NÁVRH: 10x Smykové ohyby $\varnothing 16$ ($A_{sw,16} = 201 \text{ mm}^2$) – celkem 20 působících průřezů

$$s_{1,x,y} \leq 0,5d$$

$$s_{1,x,y} \leq 0,5 * 408 = 204 \text{ mm}$$

$$s_{1,x,y} = 200 \text{ mm}$$

$$0,25d = 0,25 * 408 = 102 \text{ mm}$$

$$0,75d = 0,75 * 408 = 306 \text{ mm}$$

$$1,5d = 1,5 * 408 = 612 \text{ mm}$$

$$2d = 1,5 * 408 = 816 \text{ mm}$$

$$\alpha = 33$$

- Smyková únosnost desky se smykovou výztuží

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 * 408 = 352 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd,eff} = 352 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

⇒ Při výpočtu bude uvažována hodnota $f_{ywd,eff}$, která jinak zohledňuje rozdílnosti namáhání jednotlivých svislic v případě svislých třmínků.

$$v_{Rd,cs} = 0,75 * v_{Rd,c} + n * A_{sw,16} * f_{ywd,eff} \frac{\sin\alpha}{u1*d}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 * 0,459 + 20 * 201,1 * 352 \frac{\sin 33}{6249*408} = 0,647 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,647 \text{ MPa} \geq v_{Ed1} = 0,56 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

NÁVRH: 10x Smykové ohyby $\varnothing 16$ ($A_{sw,16} = 201 \text{ mm}^2$) – celkem 20 působících průřez

⇒ Smykové ohyby mohou být navrženy pouze pro sloup v ose E. U ostatních sloupů jsou účinky zatížení větší a nevyhověla by podmínka pro zajištění spolehlivosti kotvení výztuže.

6.7.8 POROVNÁNÍ A VYHODNOCENÍ VARIANTNÍCH NÁVRHŮ VÝZTUŽE NA PROTlačENÍ

Návrh smykové výztuže byl proveden ve více variantách. Srovnání jednotlivých variant návrhu bude provedeno v tabulce níže pro nejvíce zatížený sloup v ose D.

Varianta	Typ výztuže	Počet [ks]	Cena [kč]	Plocha [mm ²]
1	Smykové trny	2x16=32x $\varnothing 20$	694*16=11104	32*314,2=10054
2	Smykové trny	5x8=40x $\varnothing 20$	1768,6*8=14148,8	40*314,2=12568
3	Smykové trny	5x8=40x $\varnothing 20$	1768,6*8=14148,8	40*314,2=12568
4	Betonářská výztuž	Nelze realizovat		
5	Betonářská výztuž	Nelze realizovat		

9 POROVNÁNÍ NÁVRHŮ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

Při porovnání ceny jednotlivých variant vychází nejlevněji varianta č. 1. Varianty navržené dle certifikátu ETA vychází dražší než návrh smykových trnů dle ČSN 1992-1-1. Možnosti č. 4 a 5 z betonářské výztuže by pravděpodobně vycházely z finančního hlediska příznivěji, ale bohužel je nelze realizovat, protože by nebylo zajištěno dostatečné zakotvení výztuže.

⇒ **VARIANTA 1 – Návrh smykových trnů dle ČSN EN 1992-1-1**

Tento postup není vhodný pro návrh smykových trnů. Dle samotné ČSN EN 1992-1-1 čl. 6.4.5(5) se mají smykové trny navrhovat dle podkladů výrobce, tedy dle evropského certifikátu ETA. Návrh smykových trnů dle ČSN EN 1992-1-1 byl proveden pouze pro srovnání a nebude použit pro realizaci výztuže na protlačení desky.

⇒ **VARIANTA 2 – Návrh smykových trnů dle certifikátu ETA softwarem výrobce**

Pokud jsou použity smykové trny jako smyková výztuž proti protlačení, měly by být navrženy a posouzeny na základě tohoto certifikátu. Tento návrh softwarem výrobce vychází sice z finančního hlediska nepříznivě oproti variantě 1, ale jedná se o návrh správný a bezpečný.

⇒ **VARIANTA 3 – Ověření návrhu smykových trnů dle certifikátu ETA ručně**

V této variantě byl pouze ručním výpočtem ověřen návrh softwarem výrobce a od varianty 2 se tak nijak neliší.

⇒ **VARIANTA 4 – Návrh svařovaných žebříčků**

Návrh svařovaných žebříčků jako výztuže na protlačení nelze využít z důvodu nedostatečné tloušťky krycí vrstvy. Pokud by bylo v budoucnu uvažováno s touto variantou, pak by musel být přepracován prvotní návrh tloušťky stropní desky a krycí vrstvy ohybové výztuže.

⇒ **VARIANTA 5 – Návrh smykových ohybů**

Návrh smykových ohybů nelze pro nejvíce zatížený sloup použít. Nebyla by splněna podmínky spolehlivého zakotvení výztuže. Pokud by měla být tato varianta použita, tak pouze v případě sloupu v ose D. To by mohlo znamenat finanční úsporu, ale z hlediska provádění komplikace, proto bude jednodušší, pokud bude výztuž na protlačení navržena ve všech sloupech typově stejně. Tato varianta nebude tedy pro realizaci smykové výztuže na protlačení pro stropní desku použita.

Jako nejsprávnější a nejbezpečnější varianta návrhu byla zvolena **VARIANTA 2/3 – Smykové trny dle certifikátu ETA**. Z finančního hlediska se jeví tato varianta jako nejdražší, ale bezpečnost a správnost návrhu je pro budoucnost celého projektu prioritou, a proto bude jako výztuž na protlačení použita tato varianta.

7 ZÁVĚR

V rámci statické části diplomové práce byl proveden předběžný návrh všech nosných konstrukcí. Byl zpracován 3D model objektu pro lepší přehlednost o konstrukci a pro ověření dostatečné prostorové tuhosti objektu. Podrobný návrh byl proveden pro stropní desku nad 1.PP, pro kterou byly zpracovány 2D modely. V rámci podrobného návrhu byla navržena ohybová výztuž desky. Dále byla deska vyšetřována z hlediska průhybů. Byl proveden výpočet průhybu pomocí softwaru a také hrubý odhad celkového průhybu ručním výpočtem. Tyto výsledky byly porovnány a vyhodnoceny. Byla navržena smyková výztuž desky. Návrh výztuže na protlačení byl proveden v několika alternativách a na závěr byla vybrána varianta nejefektivnější. Pro podrobně navrhovanou desku byly zpracovány výkresy tvaru a výkresy navržené výztuže.

V části KPS byly navrženy skladby konstrukcí a provedeno jejich tepelné posouzení v programu TEPLO 2017 EDU. Byl zpracován výkres podélného řezu objektem, výkres půdorysu vybraného podlaží a 2 podrobné detaily ke spodní stavbě.

V části Geotechnické bylo koncepčně navrženo zajištění okolních objektů a zajištění realizované stavební jámy s ohledem na parametry podloží. Dále byl zpracován model podloží pomocí 4 jádrových vrtů v programu SICA ENGINEER 22 a byl navržen vhodný způsob založení.

Navržené konstrukce a prvky jsou popsány v technické zprávě. Konstrukce objektu jsou navrženy v souladu se souborem platných norem v České republice. Konstrukce byly navrhovány co nejefektivněji s ohledem na bezpečnost a správnost návrhu dle zkušeností získaných v průběhu studia na Fakultě stavební ČVUT.

POUŽITÁ LITERATURA A SOFTWARE

- Knihy, skripta, články

- [1] ISI spol. s.r.o. *Podklady pro zadání: Dokumentace pro stavební povolení*. PDF. Fakulta stavební, ČVUT. Praha, 2013.
- [2] *Informační systém katastru nemovitostí České republiky* [online]. Praha. Dostupné z: <https://www.cuzk.cz/aplikace-dp>
- [3] FAJMAN, Petr a KRUIS, Jaroslav. *Zatížení a spolehlivost*. Praha – Česká technika. ČVUT, 2009. ISBN 978-80-01-04112-3.
- [4] HANZLOVÁ, Hana a ŠMEJKAL, Jiří. *Betonové a zděné konstrukce 1: Základy navrhování betonových konstrukcí*. Praha- Česká technika. ČVUT, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.
- [5] FOGLAR, Marek a FRANTOVÁ, Michaela. *Betonové konstrukce 3: Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. Praha- Česká technika. ČVUT, 2009. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [6] PROCHÁZKA, Jaroslav, Petr ŠTĚPÁNEK, Aleba KOHOUTKOVÁ, Jitka VAŠKOVÁ a Jiří KRÁTKÝ. *Navrhování betonových konstrukcí 1: Prvky z prostého a železového betonu*. Praha: ČBS SERVIS, 2005. ISBN 80-903502-0-8.
- [7] PROCHÁZKA, Jaroslav; ŠMEJKAL, Jiří; VAŠKOVÁ, Jitka; KRÁTKÝ, Jiří a L. VÍTEK, Jan. *Navrhování betonových konstrukcí : Příručka k ČSN EN 1992-1-1 A ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010. ISBN 978-80-87438-03-9.
- [8] ŠMEJKAL, Jiří; PROCHÁZKA, Jaroslav a HANZLOVÁ, Hana. Navrhování na mezní stav porušení protlačení - 1. část. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. 2011, roč. 2011, č. 5, s. s. 78-85. ISSN 1213-3116.
- [9] ŠMEJKAL, Jiří; PROCHÁZKA, Jaroslav a HANZLOVÁ, Hana. Navrhování na mezní stav porušení protlačení - 2. část. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. 2011, roč. 2011, č. 5, s. s. 66-72. ISSN 1213-3116.
- [10] ŠIMEK, Jiří a HOLOUŠOVÁ, Taťána. *Zakládání staveb 10*. 3. Praha: ČVUT, 2001. ISBN 80-01-02303-6.
- [11] WITZANY, Jiří, Martin JIRÁNEK, Josef ZLESÁK a Radek ZIGLER. *Konstrukce pozemních staveb 2*. 2. Praha: Česká technika, 2006. ISBN 90-01-034-22-4.

- [12] DALIFORM GROUP. DALIFORM group - construction solutions. *Lightweight slabs*[online]. Dostupné z: <https://www.daliform.com/en/disposable-formwork-for-two-way-lightened-voided-slabs/>
- [13] DEK A.S. DEKSOFT [online]. 2024. Dostupné z: <https://deksoft.eu>
- [14] TIPKA, Martin. ČVUT. Pomůcky ke cvičení NNKB [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NNKB/pomucky_NNKB.htm
- [15] SCHOCK WITTEK A.S. SCHOCK. *Ochrana proti kročejovému zvuku* [online]. Dostupné z: <https://www.schoeck.com/cs/home>
- [16] HALFEN. *HDB - smykové lišty* [online]. Dostupné z: <https://www.halfen.com/cz/2096/product-ranges/stavba/vyztuze/hdb-smykove-listy/uvod/>
- [17] BÍLÝ, Petr. *Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer* [online]. ČVUT, 2015, 1-120. Dostupné z: https://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pdf
- [18] KOS, Jan a Alena HORSKÁ. *Výztužování poruchových oblastí železobetonové konstrukce : návrh výztuže základové desky* [online]. ČVUT, 2017, 7-34. Dostupné z: <https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/2017/Návrh%20výztuže%20základové%20desky.pdf>
- [19] *Předběžný návrh rozměrů* [online]. ČVUT, 1. Dostupné z: https://www.fce.vutbr.cz/BZK/zvolanek.l/vyuka_bzk/BL01_PredbezneRozmery.pdf
- Normy
- [20] ČSN EN 1990 (730002) *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [21] ČSN EN 1990 (730035) *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [22] ČSN EN 1991-1-3 (730035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - část 1-3: Obecná zatížení - zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2004.

[23] ČSN EN 1992-1-1 (731201) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

[24] ČSN EN 1997-1 (731000) *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - část 1-1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

[25] ČSN 73 1001 (731001) *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Český normalizační institut, 1987.

- Software

[26] *AutoCAD 2020*

[27] SCIA ENGINEER 2022

[28] Microsoft office 2016

[29] Software Halfen HDB

[30] U-BOOT Beton design software

[31] TEPLO EDU 2017

PŘÍLOHY

1. VÝKRES TVARU DESKY NAD 1.PP
2. VÝKRES SPODNÍ VÝZTUŽE DESKY NAD 1.PP
3. VÝKRES HORNÍ VÝZTUŽE DESKY NAD 1.PP
4. VÝKRES VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ PRO DESKU NAD 1.PP
5. VÝSTUPY Z PROGRAMU SCIA ENGINEER 22 – VÝPOČET NORMOVÉHO PRŮHYBU
6. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉ ČÁSTI
7. ČÁST KPS
 - a. TEPELNÁ OBÁLKA OBJEKTU
 - b. SKLADBY KONSTRUKCÍ
 - c. PŮDORYS 1.NP
 - d. PODÉLNÝ ŘEZ
 - e. DETAIL 1
 - f. DETAIL 2
8. ČÁST GEOTECHNIKA